

UNIVERSITE SAAD DAHLEB DE BLIDA

Faculté de Technologie

Département de Génie Civil

MÉMOIRE DE MASTER EN GÉNIE CIVIL

Spécialité : Géotechnique

**ETUDE DE FAISABILITE ET
DIMENSIONNEMENT D'UN BARRAGE INFERO-FLUX
CAS DU BARRAGE SUR L'OUED AGUENAR**

(W. TAMANRASSET)

Soutenu par

Lakhdar MEHAMMEDI

Blida, juin 2014



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 BOUAFIA Ali (mon promoteur) et à Mr REMINI Boualem (mon Co-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, et mes respects aux membres de jury qui me feront l'honneur d'apprécier ce travail.

Je remercie également Mr. BOUZIDA Redha, et l'équipe de bureau d'étude AGC (African Géosystem Company) pour leur aide et formation.

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

Un profond remerciement aussi à Mr YAHIAOUI Samir pour son aide, et pour ses précieux conseils qu'il n'a cessé de me prodiguer.

Et aussi à toutes personne ayant contribué de près ou de loin à l'élaboration de cette thèse.

Lakhdar.

Hicham

Dédicaces

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

Ma mère(FARIDA) et Mon père(ATTALLAH)

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

Je le dédie également à :

Mes frères : Mohammad et Chawki.

Mes sœurs : Amel, Sihame et Rahma.

A ma grande famille

*A tous les gens qui me sont chers et qui m'ont aidé et soutenus
durant mon cursus et dont je ne peux citer les noms.*

Lakhdar.

Hicham

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 "اغنار" في ولاية تمنراست، لتوفير المياه الباطنية للمنطقة بمنع تسربها. حيث قمنا بدراسة جيوتقنية، جيولوجية، هيدرولوجية وهيدروجيولوجية. ثم قمنا بتصوير جسم السد (جدار رخو) وحساب ثبات الجدار بالطريقة اليدوية وباستعمال برنامج بلاكسيس وأتمناه بتنظيم ورشة المشروع.

مفتاح الكلمات: سد , تدفق سفلي , تمنراست , واد اغنار , الماء .

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 géotechnique, geologically, hydrologically and hydrogeologically of the underground dam, in the Agunar's Oued of W.Tamanrasset; in order to protect the groundwater in the valley by preventing its drainage. Moreover, we tried to set we made a manual and numeric verification using **PLAXIS** program to finish with organizing the workshop.

Key-words : dam, inféro-flux, Tamenrasset, Aghenar Oued, water .

Résumé :

Dans le cadre du programme de développement des régions du Sud, la Direction d'Hydraulique de la Wilaya de Tamanrasset envisage de faire l'étude d'un barrage inféro-flux. L'objectif de notre travail est l'étude de l'Avant-Projet Détaillé du Barrage souterrain (inféro-flux) d'oued Aguenar relevant de la wilaya de Tamanrasset. Ce dernier sert à améliorer la disponibilité en eau souterraines de la vallée et c'en empêchant la vidange naturelle de la nappe dont nous avons établi une étude géotechnique, géologique, hydrologique et hydrogéologique.

Nous avons par la suite dimensionné la digue en paroi moulé ainsi que on a fait une vérification manuel et numérique avec logiciel **PLAXIS**. Notre travail a été clôturé par l'organisation du chantier du projet.

Mots clés : Barrage, inféro-flux, Tamanrasset, Oued Aguenar, Eau.

SOMMAIRE

| | |
|------------------------------------|----------|
| INTRODUCTION GENERALE | 1 |
|------------------------------------|----------|

CHAPITRE I : ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE

| | |
|--|----|
| I.1. INTRODUCTION | 2 |
| I.2. GENERALITES SUR LES BARRAGES | 3 |
| I.2.1. Introduction..... | 3 |
| I.2.2. Les barrages | 3 |
| I.2.3. Les différents types de barrages..... | 3 |
| I.2.3.1. Les barrages en remblai | 4 |
| I.2.3.2. Les Barrages en béton..... | 5 |
| I.2.4. Le barrage souterrain | 9 |
| I.3. LES METHODES DE CONSTRUCTION DES BARRAGES SOUTERRAINS. | 10 |
| I.3.1. Introduction..... | 10 |
| I.3.2. Les techniques de construction..... | 10 |
| I.3.2.1. Méthode Open-cut | 10 |
| I.3.2.2. Méthode de jointoiment | 17 |
| I.3.2.3.Méthode de coulis de gicleur | 21 |
| I.3.2.4. Méthode de pile de tôle d'acier | 23 |
| I.3.2.5. Méthode de mur de diaphragme de seuu..... | 26 |
| I.3.2.6. Méthode de mélange profonde moulée sur place | 28 |
| I.4. LES METHODES DE CALCUL | 33 |
| I.4.1. Introduction..... | 33 |
| I.4.2. Les rideaux de palplanches | 33 |
| I.4.3. Les parois moulées | 44 |
| I.5. CONCLUSIONS | 51 |

CHAPITRE II : PRÉSENTATION ET GENERALITÉS DE LA REGION ET DU PROJET

| | |
|--|----|
| II.1. GENERALITÉS ET HISTORIQUE DE LA REGION DE L'HOGGAR | 52 |
| II.1.1. Introduction | 52 |
| II.1.2. Caractéristiques de la région de l'Hoggar | 53 |
| II.1.2.1. Eléments climatiques..... | 53 |
| II.1.2.2. Géologie | 54 |
| II.1.2.3. Description de la région d'étude..... | 55 |

| | |
|--|----|
| II.1.2.4. Topographie et relief | 56 |
| II.1.2.5. Réseau hydrographique | 57 |
| II.1.2.6. Les réserve en eau | 57 |
| II.1.2.7. Infrastructures énergétiques..... | 57 |
| II.1.3. Besoins globaux en eau | 58 |
| II.1.3.1. Besoins domestiques | 58 |
| II.1.3.2. Besoins en eau pour l'irrigation..... | 58 |
| II.1.3.3. Autres besoins | 58 |
| II.2. GENERALITES SUR L'OUVRAGE | 59 |
| II.2.1. comparaison entre les barrages de surface et souterrain..... | 59 |
| II.2.1.1. Un système pour stocker des eaux souterraines | 59 |
| II.2.1.2. Stockage dans les strates géologiques | 59 |
| II.2.1.3. Un barrage construit sous la terre | 59 |
| II.2.1.4. Nécessité pour des équipements de pompage de l'eau..... | 59 |
| II.2.2. Les conditions pour un emplacement d'un barrage à fleur de terre | 60 |
| II.2.2.1. Présence des eaux souterraines peu profondes avec la fluidité élevée | 60 |
| II.2.2.2. Présence d'une couche aquifère pour le stockage de l'eau..... | 60 |
| II.2.2.3. Présence de la roche environnante de sous-sol avec la basse perméabilité | 61 |
| II.2.2.4. Présence d'une gorge de roche de sous-sol avec la basse perméabilité | 61 |
| II.2.3. Avantages et inconvénients d'un barrage à fleur de terre | 62 |
| II.2.3.1. Avantages d'un barrage à fleur de terre | 62 |
| II.2.3.2. Inconvénients d'un barrage à fleur de terre..... | 63 |
| II.2.4. Barrages souterrains dans le monde | 64 |
| II.2.5. Les barrages souterrains en Algérie | 64 |

CHAPITRE III : SYNTHESE GÉOTECHNIQUE

| | |
|---|----|
| III. SYNTHESE GEOTECHNIQUE | 66 |
| III.1. Introduction | 66 |
| III.2. Etude préliminaire..... | 66 |
| III.3. Campagne d'investigation réalisée | 66 |
| III.4. Résultats des essais in-situ | 67 |
| III.4.1. Essai géophysique (prospection électrique) | 67 |
| III.4.2. Sondage carotté..... | 72 |

| | |
|---|----|
| III.4.3. Essais au pénétromètre dynamique lourd..... | 79 |
| III.4.4. Essais de Lugeon..... | 84 |
| III.5. Résultats des essais de laboratoire | 86 |
| III.5.1. Le poids volumique (γ) | 86 |
| III.5.2. Teneur en eau naturelle (ω) | 86 |
| III.5.3. Analyse granulométrique | 86 |
| III.5.4. Essai de Cisaillement à la boîte de casagrande : | 90 |
| III.6. Synthèse du sol étudié..... | 92 |

CHAPITRE IV : ETUDE GÉOLOGIQUE ET TOPOGRAPHIQUE

| | |
|---|-----|
| IV.1. ETUDE GÉOLOGIQUE | 93 |
| IV.1.1. Introduction..... | 93 |
| IV.1.2. Géologie régionale..... | 93 |
| IV.1.3. Géologie de la cuvette..... | 95 |
| IV.1.3.1. Présentation lithologique | 95 |
| IV.1.3.2. Stratigraphie..... | 95 |
| IV.1.3.3. Tectonique..... | 97 |
| IV.1.4. Géologie du site | 99 |
| IV.1.5. Conclusion | 102 |
| IV.2. ETUDE TOPOGRAPHIQUE | 103 |
| IV.2.1. Introduction..... | 103 |
| IV.2.2. Moyens et matériels | 103 |
| IV.2.3. Déroulement des travaux | 103 |

CHAPITRE V : ETUDE HYDROLOGIQUE ET HYDROGÉOLOGIQUE

| | |
|---|-----|
| V.1. ETUDE HYDROLOGIQUE ET HYDROGÉOLOGIQUE..... | 106 |
| V.1.1. Introduction. | 106 |
| V.1.2. Le bassin versant | 106 |
| V.1.2.1. Caractéristiques morphologiques | 106 |
| V.1.2.2. Caractéristiques hydrographiques | 112 |
| V.1.3. Caractéristiques climatique du bassin versant..... | 117 |
| V.1.3.1. Température | 117 |
| V.1.3.2. Evaporation | 118 |
| V.1.3.3. Pluviométrie | 120 |
| V.1.3.4. Crues | 122 |
| V.1.4. Conclusion..... | 123 |
| V.2. ETUDE HYDROGÉOLOGIQUE..... | 124 |

| | |
|---|-----|
| V.2.1. Introduction | 124 |
| V.2.2. Les principales ressources en eau de la région..... | 124 |
| V.2.3. Les formations susceptibles d'être aquifères..... | 125 |
| V.2.3.1. Les Alluvions | 125 |
| V.2.3.2. Socle altéré | 126 |
| V.2.3.3. Socle sain | 126 |
| V.2.4. Etude de la nappe de l'inféro-flux..... | 127 |
| V.2.4.1. Caractéristiques générales de la nappe | 127 |
| V.2.4.2. La morphologie de l'aquifère | 128 |
| V.2.5. Piézomètre..... | 128 |
| V.2.5.1. Sens d'écoulement de la nappe | 128 |
| V.2.6. Mode d'alimentation et d'exploitation de la nappe..... | 129 |
| V.2.7. Les pertes par évaporation de surface | 130 |
| V.2.8. Conclusion..... | 130 |

CHAPITRE VI : DIMENSIONNEMENT DU BARRAGE

| | |
|---|-----|
| VI. DIMENSIONNEMENT DU BARRAGE..... | 131 |
| VI.1. Introduction..... | 131 |
| VI.2. Le choix du site du barrage | 131 |
| VI.3. Les variantes à choisir..... | 131 |
| VI.3.1. Mur paroi moulée..... | 132 |
| VI.3.2. Barrage en enrochement | 132 |
| VI.4. Etude des variantes | 132 |
| VI.4.1. Mur paroi moulée..... | 132 |
| VI.4.1.1. calcul et dimensionnement..... | 133 |
| VI.4.1.2. Stabilité de la tranchée | 136 |
| VI.4.1.3. Etude hydraulique du mur..... | 138 |
| VI.4.2. Digue en enrochements..... | 138 |
| VI.4.2.1. Largeur en crête | 138 |
| VI.4.2.2. La longueur en crête..... | 139 |
| VI.4.2.3. Pentes des talus | 139 |
| VI.4.2.4. Dispositif de protection contre les effets de l'eau | 140 |
| VI.5. Fixation du choix définitif du type de barrage..... | 140 |
| VI.5.1. Calcul des volumes | 140 |
| VI.5.1.1. Mur paroi moulée..... | 140 |
| VI.5.1.2. Digue en enrochements..... | 143 |

| | |
|--|-----|
| VI.6. Voiles d'injections | 145 |
| VI.6.1. Dimensionnement du voile | 145 |
| VI.6.1.1. Pression d'injection..... | 145 |
| VI.6.1.2. Nombre de trous injectés | 146 |
| VI.6.2. Longueur totale des forages d'injection..... | 146 |
| VI.6.3. Composition du coulis | 146 |
| VI.6.4. Volume de coulis injecté..... | 146 |
| VI.7. Conclusion | 146 |

CHAPITRE VII : ANALYSE DE LA STABILITE

| | |
|---|-----|
| VII. ANALYSE DE DE LA STABILITE | 147 |
| VII.1. Introduction | 147 |
| VII.2. Calcul manuel du déplacement de barrage | 148 |
| VII .2.1. Cas de remplissage de la cuvette de 25% ($H_w=4,5m$) | 149 |
| VII.2.1.1. Calcul de la résultante des forces appliquées sur le barrage | 149 |
| VII.2.1.2. Calcul du déplacement de barrage..... | 151 |
| VII .2.2. Cas de remplissage de la cuvette de 50% ($H_w= 9m$) | 155 |
| VII.2.2.1. Calcul de la résultante des forces appliquées sur le barrage | 155 |
| VII.2.2.2. Calcul du déplacement de barrage..... | 157 |
| VII .2.3. Cas de remplissage de la cuvette de 75% ($H_w=13,5m$) | 158 |
| VII.2.3.1. Calcul de la résultante des forces appliquées sur le barrage | 158 |
| VII.2.3.2. Calcul du déplacement de barrage..... | 160 |
| VII .2.4. Cas de remplissage de la cuvette de 100% ($H_w=18m$) | 161 |
| VII.2.4.1. Calcul de la résultante des forces appliquées sur le barrage | 161 |
| VII.2.4.2. Calcul du déplacement de barrage..... | 163 |
| VII .2.5. Interprétation des résultats manuels | 164 |
| VII.3. Calcule par le code PLAXIS | 165 |
| VII.3.1. Présentation d'outil numérique utilisé..... | 165 |
| VII.3.2. Présentation du modèle géométrique retenu | 167 |
| VII.3.3. Calcul..... | 168 |
| VII.3.3.1. Cas de remplissage de la cuvette de 25% ($H_w=4,5m$) | 168 |
| VII.3.3.2. Cas de remplissage de la cuvette de 50% ($H_w= 9m$) | 170 |
| VII.3.3.3. Cas de remplissage de la cuvette de 75% ($H_w=13,5 m$) | 173 |
| VII.3.3.4. Cas de remplissage de la cuvette de 100% ($H_w=18 m$) | 175 |

| | |
|--|-----|
| VII.3.4. Interprétation des résultats numérique..... | 180 |
| VII.3.Conclusion..... | 180 |

CHAPITRE VIII : ORGANISATION DE CHANTIER

| | |
|---|------------|
| VIII. ORGANISATION DES CHANTIER..... | 181 |
| VIII.1. Introduction..... | 181 |
| VIII.2. Travaux d'exécution..... | 181 |
| VIII.2.1. Travaux préliminaires..... | 181 |
| VIII.2.2. Travaux d'exécution du mur paroi moulée..... | 181 |
| VIII.2.2.1. Excavation de la tranchée..... | 182 |
| VIII.2.2.2. Bétonnage..... | 182 |
| VIII.2.3. Travaux d'exécution du voile d'injection..... | 183 |
| VIII.2.3.1. Forage des trous d'injection..... | 183 |
| VIII.2.3.2. Injection du coulis..... | 183 |
| VIII.2.4. Travaux d'exécution de prise d'eau..... | 183 |
| VIII.3. Approvisionnement du chantier en matériaux..... | 183 |
| VIII.4. Auscultation technique du barrage souterrain..... | 184 |
| VIII.5. Installation du chantier..... | 184 |
| VIII.6. Planification..... | 185 |
| VIII.6.1. Construction du réseau..... | 185 |
| VIII.6.2. Les paramètres de la méthode C.P.M..... | 186 |
| VIII.6.3. Chemin critique (C.C)..... | 186 |
| VIII.6.4. Symboles des différentes opérations..... | 187 |
| VIII.6.5. Détermination du chemin critique..... | 189 |
| VIII.7. Devis estimatif..... | 191 |
| VIII.8. Conclusion..... | 192 |
| CONCLUSION GENERALE..... | 193 |

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE I : ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE

| | |
|---|----|
| Tableau I.1 : Barrage en Algérie (A.N.B.T 2000)..... | 7 |
| Tableau I.2 : Dimensions du barrage à fleur de terre de Nare dans Burkina Faso | 14 |
| Tableau I.3 : Contour des types de jointoiment importants | 18 |
| Tableau I.4 : Dimensions de jointoiment pour le barrage de sous-surface de Sunagawa..... | 19 |
| Tableau I.5 : Jumeau-Twin-pipe jointoyant la méthode au barrage de sous-surface de Kabashima | 21 |
| Tableau I.6 : Contour de la méthode de coulis de gicleur employée pour les constructions à fleur de terre de barrage en Chine | 22 |
| Tableau I.7 : Coulis liquides utilisés pour la méthode de mélange profonde au barrage de sous-surface de Sunagawa..... | 30 |
| Tableau I.8 : Mélanges des coulis de liquide pour la méthode de mélange profonde (par forage de 1.0 m)..... | 31 |
| Tableau I.9 : Mélange des coulis de liquide au barrage à fleur de terre de Nakajima | 32 |
| Tableau I.10. Valeurs recommandées du rapport δ/φ | 35 |
| Tableau I.11 : Valeurs du coefficient α selon Ménard..... | 42 |

CHAPITRE II : PRÉSENTATION ET GENERALITÉS DE LA REGION ET DU PROJET

| | |
|---|----|
| Tableau II.1 : Accroissement annuel de la dotation | 58 |
| Tableau II.2 : Les barrages souterrains de la wilaya de Tamnasset | 64 |

CHAPITRE III : SYNTHÈSE GÉOTECHNIQUE

| | |
|---|----|
| Tableaux III.1 : Valeurs mesures de q_d (Mpa)..... | 81 |
| Tableaux III.2 : Les profondeurs du refus est leurs résistances de pointes. | 83 |
| Tableaux III.3 : Les résultats des essais physique (teneur en eau, poids volumique et degré de saturation)..... | 87 |
| Tableaux III.4 : Les pourcentages de tamisât..... | 88 |
| Tableaux III.5 : Récapitulation des résultats. | 90 |
| Tableaux III.6 : Résultats des essais de cisaillement..... | 91 |

CHAPITRE IV : ETUDE GÉOLOGIQUE ET TOPOGRAPHIQUE

| | |
|---|-----|
| Tableau IV.1: Coordonnées des points fondamentaux (UTM fuseau 31, WGS 84). | 104 |
|---|-----|

CHAPITRE V : ETUDE HYDROLOGIQUE ET HYDROGÉOLOGIQUE

| | |
|--|-----|
| Tableau V.1 : Coordonnées de la courbe hypsométrique | 109 |
|--|-----|

| | |
|---|-----|
| Tableau V.2 : détermination de la pente Roche Ip | 111 |
| Tableau V.3 : Evaluation de la pente moyenne..... | 112 |
| Tableau V.4 : la longueur de cours d'eau principale en chaque altitude | 115 |
| Tableau V.5 : Caractéristiques du bassin de l'Aguenar..... | 116 |
| Tableau V.6 : Températures moyennes, maximale et minimale | 117 |
| Tableau V.7 : Evaporations mensuelles et annuelles en (mm)..... | 118 |
| Tableau V.8 : Evaporations mensuelles et annuelles au plan d'eau libre..... | 119 |
| Tableau V.9 : Stations pluviométriques | 121 |
| Tableau V.10 : Répartition mensuelle de la pluie moyenne annuelle à la station de Tamanrasset..... | 121 |
| Tableau V.11 : Débits de crue de l'oued Aguenar | 123 |
| Tableau V.12. : Calcul du volume d'emmagasinement..... | 129 |

CHAPITRE VI : DIMENSIONNEMENT DU BARRAGE

| | |
|---|-----|
| Tableau VI.1 : Le nombre de panneaux | 136 |
| Tableau VI.2 : Récapitulatif des résultats de calcul de largeur de crête..... | 139 |
| Tableau VI.3: Valeurs indicatives des pentes des talus..... | 139 |
| Tableau VI.4 : Détail quantitatif..... | 141 |
| Tableau VI.5 : les coûts des variantes étudiés..... | 144 |

CHAPITRE VII : ANALYSE DE LA STABILITE

| | |
|---|-----|
| Tableau VII.1 : Les caractéristiques physiques et mécaniques | 147 |
| Tableau VII.2 : Récapitulatif du calcul des forces résultantes appliquées sur le barrage ($H_w=4,5m$) | 149 |
| Tableau VII.3 : Récapitulatif du calcul des forces résultantes appliquées sur le barrage ($H_w=9m$) | 155 |
| Tableau VII.4 : Récapitulatif du calcul des forces résultantes appliquées sur le barrage ($H_w=13,5m$) | 158 |
| Tableau VII.5 : Récapitulatif du calcul des forces résultantes appliquées sur le barrage ($H_w=18m$) | 161 |
| Tableau VII.6 : Résulta de calcul manuel. | 164 |
| Tableau VII.7 : Les coordonnées des points pour le modèle..... | 167 |
| Tableau VII.8 : Résulta de calcul numérique. | 177 |

CHAPITRE VIII : ORGANISATION DE CHANTIER

| | |
|---|-----|
| Tableau VIII.1 : Symboles des opérations | 187 |
| Tableau VIII.2 : Programme des travaux pour la réalisation de barrage d'Aguenar (Diagramme de GANTT) | 190 |
| Tableau VI.3 : Devis estimatif..... | 191 |

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I : ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE

| | |
|--|----|
| Figure I.1: Barrage homogène (Procèdes généraux de construction des barrages)..... | 4 |
| Figure I.2 : Barrage à noyau (Procèdes généraux de construction des barrages) | 5 |
| Figure I.3 : Barrage à masque (Procèdes généraux de construction des barrages)..... | 5 |
| Figure I.4 : Barrages en béton- type poids (Procèdes généraux de construction des barrages).. | 6 |
| Figure I.5 : Barrages en béton- type voûte (Procèdes généraux de construction des barrages) . | 6 |
| Figure I.6 : Répartition des barrages de surface en Algérie (A.N.B.T 2000) | 7 |
| Figure I.7 : Schéma de barrage souterrain..... | 9 |
| Figure I.8 : Les étapes d'excavation | 11 |
| Figure I.9 : Drainage de cite d'excavation | 11 |
| Figure I.10 : Vue sectionnelle de la méthode open-cut | 12 |
| Figure I.11 : Les déferont matériaux de construction de la méthode open-cut | 12 |
| Figure I.12 : La combinaison de deux méthodes..... | 13 |
| Figure I.13 : Excavation de cite..... | 15 |
| Figure I.14 : Vue de profil du barrage de sous-surface de Nare..... | 15 |
| Figure I.15 : Vue sectionnelle du barrage de sous-surface de Nare | 16 |
| Figure I.16 : La tête du barrage de sous-surface..... | 17 |
| Figure I.17 : Concept de la construction la méthode de jointoiement | 17 |
| Figure I.18 : arrangement de jointoyer des trous pour le barrage de sous-surface | 19 |
| Figure I.19 : Ordre de construction de la méthode d'emballeur de double de | 20 |
| Jumeau-Twin-pipe..... | 20 |
| Figure I.20 : Processus de la méthode de coulis de gicleur | 23 |
| Figure I.21 : Les piles de tôle d'acier (Les palplanches en acier)..... | 23 |
| Figure I.22 : Installation Les piles de tôle d'acier (Les palplanches en acier) | 24 |
| Figure I.23 : Le barrage de sous-surfacede Senbaru | 25 |
| Figure I.24 : Vue sectionnelle du mur de coupure au barrage de sous-surface de Senbaru | 25 |
| Figure I.25 : L'excavatrice de mur de diaphragme de seuil..... | 26 |
| Figure I.26 : Remplissage d'excavation par la boue auto-durcissant..... | 27 |
| Figure I.27 : Excavation et remplissage de la boue | 27 |
| Figure I.28 : La machine de construction et l'arrangement des trous de barrage à fleur de terre et à d'autres de Sunagawa..... | 29 |
| Figure I.29 : Class de profils de Palplanches..... | 34 |
| Figure I.30 : Schéma des inconnues du dimensionnement..... | 34 |
| Figure I.31 : Fonctionnement d'un rideau flexible..... | 37 |
| Figure I.32 : Fonctionnement d'un rideau rigide..... | 37 |

| | |
|--|----|
| Figure I.33 : Schéma d'un rideau travaillant en butée simple | 37 |
| Figure I.34 : Diagramme de pressions d'un rideau encastré sans ancrage | 38 |
| Figure I.35 : Diagramme de pressions d'un rideau encastré avec ancrage..... | 39 |
| Figure I.36 : Diagramme d'un rideau encastré avec ancrage en deux poutres équivalentes | 39 |
| Figure I.37 : Abaque de Blum pour la position du moment nul | 40 |
| Figure I.38 : Quelques profilés typiques des rideaux de palanches..... | 40 |
| Figure I.39 : Détermination du paramètre a en fonction de la géométrie..... | 42 |
| Figure I.40 : Schémas des courbes P-Y d'un rideau..... | 43 |
| Figure I.41 : La réalisation d'une paroi moulée en béton..... | 45 |
| Figure I.42 : Schéma de transfert de charges d'un pieu isolé..... | 48 |
| Figure I.43 : Schéma de réaction latérale d'une barrette..... | 49 |
| Figure I.44 : Superposition des courbes de réaction frontale et tangentielle..... | 50 |
| Figure I.45 : Courbe P-Y du CCTG-93 selon la nature du chargement latérale d'un pieu isolé | 50 |

CHAPITRE II : PRÉSENTATION ET GENERALITÉS DE LA REGION ET DU PROJET

| | |
|---|----|
| Figure II.1 : Situation de la zone d'étude 16..... | 53 |
| Figure II.2 : Carte géologique simplifiée du bouclier Touareg16..... | 55 |
| Figure II.3 : Vue d'ensemble de la cuvette (AGC, 2010) (Le verrou est indiqué avec les mentions RD – RG)..... | 55 |
| Figure II.4 : Carte Topographie de la zone d'étude..... | 56 |
| Figure II.5 : Présence des eaux souterraines peu profondes avec la fluidité élevée | 60 |
| Figure II.6 : Présence d'une couche poreuse (couche aquifère) pour le stockage de l'eau | 61 |
| Figure II.7 : Présence de la roche environnante de sous-sol avec imperméabilité | 61 |
| Figure II.8 : Présence d'une gorge de roche de sous-sol avec une imperméabilité | 62 |
| Figure II.9 : Répartition des barrage souterrain dans le monde | 65 |
| Figure II.10 : Répartition des barrages souterrains de la wilaya de Tamnasset | 65 |

CHAPITRE III : SYNTHÈSE GÉOTECHNIQUE

| | |
|--|----|
| Figure III.1 : Schéma d'implantation des essais in-situ..... | 67 |
| Figure III.2 : Schéma de principe et dispositif de mesure de sismique réfraction..... | 68 |
| Figure III.3 : Schéma de mise en place du dispositif multi électrodes..... | 68 |
| Figure III.4 : Photo de position des profils géophysiques dans la cuvette de l'oued Aguenar. | 69 |
| Figure III.5 : Modèle 2D de résistivité au niveau du profil I..... | 70 |
| Figure III.6 : Modèle 2D de résistivité du profil II..... | 71 |

| | |
|---|----|
| Figure III.7 : Modèle 2D de résistivité du profil III. | 71 |
| Figure III.8 : Log du Sondage carotté 01..... | 72 |
| Figure III.9 : Log du Sondage carotté 02..... | 73 |
| Figure III.10 : Log du Sondage carotté 03..... | 74 |
| Figure III.11 : Log du Sondage carotté 04..... | 75 |
| Figure III.12 : Log du Sondage carotté 05..... | 76 |
| Figure III.13 : Log du Sondage carotté 06..... | 77 |
| Figure III.14 : Profil géotechnique dans l'axe de la digue. | 78 |
| Figure III.15 : Essai au pénétromètre dynamique lourd. | 79 |
| Figure III.16 : Profils de l'essai DPT. | 82 |
| Figure III.17 : Résultat de l'essai Lugeon dans le Sondage S1. | 84 |
| Figure III.18 : Résultat de l'essai Lugeon dans le Sondage S3. | 85 |
| Figure III.19 : Résultat de l'essai Lugeon dans le Sondage S6. | 85 |
| Figure III.20 : Appareillages pour mesure le Poids volumique et Teneur en eau naturelle. | 86 |
| Figure III.21 : Appareillage d'analyse granulométrique par tamisage. | 87 |
| Figure III.22 : La droite intrinsèque du sol..... | 91 |
| Figure III.23 : Machine de cisaillement. | 91 |

CHAPITRE IV : ETUDE GÉOLOGIQUE ET TOPOGRAPHIQUE

| | |
|---|-----|
| Figure IV.1 : Carte géologique du paléozoïque inférieur du Sahara central (O.R.G.M 2000).94 | 94 |
| Figure IV.2 : La carte géologique de Tamanrasset (O.R.G.M 2000) | 96 |
| Figure IV.3 : Schéma structurale du bassin d'Aguenar (D.H.W Tamanrasset 2006)..... | 98 |
| Figure IV.4 : Résumé géologique du site de barrage d'Aguenar (Rapport faisabilité AGC, 2008)..... | 100 |
| Figure IV.5 : Profil d'altération et capacité de rétention de l'eau dans les niveaux altérés. .. | 100 |
| Figure IV.6 : Altération de la roche mère en élément argilo sableux..... | 101 |
| Figure IV.7 : Manifestation d'accidents tectoniques..... | 101 |
| Figure IV.8 : Localisation du barrage d'Aguenar..... | 104 |
| Figure IV.9 : Localisation des travaux topographiques..... | 105 |
| (Rapport topographique AGC, 2008). | 105 |
| Figure IV.10 : Carte topographique de la cuvette échelle (Rapport topographique AGC, 2008)..... | 106 |

CHAPITRE V : ETUDE HYDROLOGIQUE ET HYDROGÉOLOGIQUE

| | |
|---|-----|
| Figure V.1: Le bassin versant d'Aguenar (Rapport topographique AGC, 2008). | 107 |
| Figure V.2 : répartition des courbes hypsométriques | 109 |
| Figure V.3 : Le réseau hydrographique du bassin versant..... | 113 |

| | |
|--|-----|
| Figure V.4 : Le réseau hydrographique de la région | 113 |
| Figure V.5 : Profil en long du cours d'eau principal | 115 |
| Figure V.6 : Températures en fonction de temps | 118 |
| Figure V.7 : Evaporations en fonction de temps | 119 |
| Figure V.8 : Evaporation sur nappe d'eau libre mesurée au niveau des barrages algériens... | 119 |
| Figure V.9 : Carte Pluviométrie de Hoggar (A.N.R.H, 1990)..... | 120 |
| Figure V.10 : Variation mensuelle de la pluie observée à Tamanrasset (mm)..... | 122 |
| Figure V.11 : La Carte des principes ressources en eaux dans la région (A N .R. H, 1995).. | 125 |
| Figure V.12 : Coupe schématique dans la nappe du socle d'Oued Aguenar..... | 126 |
| Figure V.13 : Carte Hydrogéologique de Hoggar (A.N.R.H ,1990) | 127 |
| Figure V.14 : Rôle de la tectonique dans le drainage des eaux d'Oued Aguenar (Rapport faisabilité AGC, 2008) | 128 |

CHAPITRE VI : DIMENSIONNEMENT DU BARRAGE

| | |
|---|-----|
| Figure VI.1 : Schéma explicatif de construction de mur paroi moulée | 133 |
| Figure VI.2 : Schéma explicatif de construction de murettes guidées | 133 |
| Figure VI.3 : Schéma de dimensions de murette guide..... | 134 |
| Figure VI.4 : Schéma de la longueur des panneaux | 135 |
| Figure VI.5 : Schéma explicatif de la fonction de la bentonite | 136 |
| Figure VI.6 : Schéma de dimensions de mur..... | 142 |
| Figure VI.7 : Schéma de dimensions des parties extrêmes. | 142 |

CHAPITRE VII : ANALYSE DE LA STABILITE

| | |
|--|-----|
| Figure VII.1 : Forces appliquées sur la paroi moulée de la digue | 148 |
| Figure VII.2 : Schémas qui représentent la variation du niveau de la nappe | 149 |
| Figure VII.3 : Résultante des efforts en fonction de la profondeur au remplissage de la cuvette de 25% | 150 |
| Figure VII.4 : Digramme d'effort tranchant et moment et flèche. | 154 |
| Figure VII.5 : Résultante des efforts en fonction de la profondeur au remplissage de la cuvette de 50% | 156 |
| Figure VII.6 : Digramme d'effort tranchant et moment et flèche. | 157 |
| Figure VII.7 : Résultante des efforts en fonction de la profondeur au remplissage de la cuvette de 75% | 159 |
| Figure VII.8 : Digramme d'effort tranchant et moment et flèche. | 160 |
| Figure VII.9 : Résultante des efforts en fonction de la profondeur au remplissage de la cuvette de 100 % | 162 |
| Figure VII.10 : Digramme d'effort tranchant et moment et flèche. | 163 |

| | |
|--|-----|
| Figure VII.11 : La variation des efforts, moments et flèches en fonction du niveau de remplissage de la cuvette..... | 164 |
| Figure VII.12 : Modèle géométrique retenu pour le calcul | 167 |
| Figure VII.13 : Modèle géométrique retenu | 168 |
| Figure VII.14 : Maillage du modèle déformé..... | 168 |
| Figure VII.15 : Les efforts appliqués sur la paroi moulée de la digue | 169 |
| Figure VII.16 : Le déplacement horizontal | 169 |
| Figure VII.17 : Le déplacement vertical..... | 170 |
| Figure VII.18 : Modèle géométrique retenu | 170 |
| Figure VII.19 : Maillage du modèle déformé..... | 171 |
| Figure VII.20 : Les efforts appliqués sur la paroi moulée de la digue. | 171 |
| Figure VII.21 : Le déplacement horizontal | 172 |
| Figure VII.22 : Le déplacement vertical..... | 172 |
| Figure VII.23 : Modèle géométrique retenu | 173 |
| Figure VII.24 : Maillage du modèle déformé..... | 173 |
| Figure VII.25 : Les efforts appliqués sur la paroi moulée de la digue. | 174 |
| Figure VII.26 : Le déplacement horizontal | 174 |
| Figure VII.27 : Le déplacement vertical..... | 175 |
| Figure VII.28 : Modèle géométrique retenu | 175 |
| Figure VII.29 : Maillage du modèle déformé..... | 176 |
| Figure VII.30 : Les efforts appliqués sur la paroi moulée de la digue. | 176 |
| Figure VII.31 : Le déplacement horizontal | 177 |
| Figure VII.32 : Le déplacement vertical..... | 177 |
| Figure VII.33 : La variation des efforts tranchants, moments, déplacement horizontal et vertical en fonction du niveau de remplissage de la cuvette..... | 178 |
| Figure VII.34 : Comparaison des résultat de calcul manuel et numérique..... | 179 |

CHAPITRE VIII : ORGANISATION DE CHANTIER

| | |
|---|-----|
| Figure VIII.1 : Installations de chantier | 187 |
| Figure VIII.2 : Réseau de différentes opérations..... | 188 |
| Figure VIII.3 : Emplacements des bassins | 189 |

INTRODUCTION GENERALE

La région d'Ahhagar est réputée comme une région aride, dont le pluviométrie ne dépasse pas les 100 mm/an. Cependant, les crues occasionnelles drainées par les oueds de la région, ramènent des quantités appréciables en eaux. Un volume d'eau s'évapore et un autre s'infiltré et s'écoule entre les vides formés par les granulats de l'oued. C'est une eau de très bonne qualité. Cependant, la collecte et le stockage du liquide précieux reste le souci des spécialistes en eau. Dans ce cas, un voile imperméable réalisé dans le sous-sol perpendiculairement à l'écoulement peut stocker des millions de m³ d'eau. Cet ouvrage est connu par les noms barrage souterrain ou barrage inféro-flux.

Malgré la réalisation du barrage Tadjmout au fond de l'oued M'zi dans la Wilaya de Laghouat durant l'époque coloniale, l'Algérie est resté très en retard pour la généraliser dans l'ensemble du Sahara algérien. Cependant, depuis quelques années l'Algérie a lancé la construction d'une dizaine de barrage à travers les Wilayas de Tamenrasset, Adrar et Bayadh.

Dans ce mémoire, nous traitons une étude sur le dimensionnement d'un barrage inféro-flux sur l'oued Aguenar à la wilaya de Tamenrasset. Pour atteindre cet objectif, les chapitres suivant seront réalisés :

Chapitre I : Etude bibliographique

Chapitre II : Présentation et généralités de la région et du projet

Chapitre III : Synthèse géotechnique

Chapitre IV : Etude géologique et topographique

Chapitre V : Etude hydrologique et hydrogéologique

Chapitre VI : Dimensionnement du barrage

Chapitre VII : Analyse de la stabilité

Chapitre VIII : Organisation de chantier

I.1. INTRODUCTION

L'eau est la clef de tous les développements socio-économiques et de la préservation d'écosystèmes sains. Avec l'accroissement de la population et l'augmentation des exigences que fait peser le développement sur les eaux souterraines et de surface pour les besoins des secteurs domestique, agricole et industriel, la pression s'intensifie sur les ressources en eau, ce qui crée des tensions et conflits entre les utilisateurs et des contraintes excessives sur l'environnement. Le stress accru induit à l'échelle mondiale par l'augmentation de la demande et de la pollution sur les ressources d'eau douce est profondément préoccupant.

L'augmentation de la productivité de l'eau est déterminante pour relever les futurs défis que va poser la pénurie d'eau. A l'heure actuelle, 70 pour cent de toute l'eau utilisée dans le monde est consommée par l'agriculture et ce pourcentage atteint 95 pour cent dans plusieurs pays en développement. La sensibilisation accrue à la valeur instrumentale de l'eau pour la préservation de l'environnement augmente encore la pression sur l'utilisation de l'eau.

De nos jours, les effets de la sécheresse et du déficit hydrique affectent comme nous l'avons annoncé presque tous les domaines. C'est pour cela que notre gouvernement s'est lancé dans une nouvelle stratégie qui vise à minimiser ces effets et à assurer la disponibilité de l'eau en lançant des dizaines de projets de grands barrages à travers tout le pays.

Nous proposons dans ce travail d'aborder et de définir ces ouvrages d'art ainsi nous allons détailler leurs différents types et leurs méthodologies de réalisation.

Ce travail de recherche bibliographique est scindé en trois volets qui sont les suivants :

- 1. Généralités sur les barrages.**
- 2. Les méthodes de construction des barrages souterrains.**
- 3. Les méthodes de calcul.**

I.2. GENERALITES SUR LES BARRAGES**I.2.1. Introduction**

L'eau constitue à la fois un élément essentiel et un facteur stratégique à l'aménagement du territoire ; sa disponibilité conditionne de manière déterminante la répartition des populations, de l'urbanisation et des activités économiques.

Son utilisation a varié dans ses formes au cours des temps en Algérie. Aujourd'hui, les concurrences s'aiguisent entre les différents utilisateurs de l'eau (agriculture, industrie, villes) et partout l'accroissement de la demande en eau potable et industrielle est résolu au détriment de l'agriculture.

De tous les ouvrages de génie civil, les barrages sont ceux qui sollicitent de la façon la plus complexe et la plus complète le milieu naturel (sols, roches, eau) sur lequel ils sont établis. De ce fait, nous allons essayer de détailler au cours de ce chapitre ces ouvrages d'art ainsi que leurs différents types.

I.2.2. Les barrages

Un barrage est un ouvrage artificiel ou naturel (causé par l'accumulation de matériaux à la suite de mouvements de terrain) établi en travers du lit d'un cours d'eau, retenant ou pouvant retenir de l'eau. Les barrages artificiels doivent être placés dans des cuvettes géologiquement étanches. Ils sont composés d'un corps conçu de manière spécifique à chaque type d'ouvrage, reposant sur une fondation étanche ou rendue étanche en amont. Un barrage en béton est découpé en plusieurs tranches verticales, appelées plots. Des ouvrages annexes lui sont associés, tels que les évacuateurs de crues, les prises d'eau, les turbines, les vidanges de fond, etc..

I.2.3. Les différents types de barrages

On distingue deux types de barrages selon les matériaux qui les composent. Les barrages en matériaux meubles ou semi-rigides, appelés barrages en remblai, peuvent être en terre ou en enrochement. Parmi les barrages en maçonnerie ou en béton on distingue plusieurs catégories, selon leur mode de conception.

I.2.3.1. Les barrages en remblai

Les barrages en terre présentent notamment l'avantage de pouvoir reposer sur des fondations de médiocre qualité, c'est-à-dire compressibles. Tous les barrages en terre peuvent être considérés comme des barrages-poids, c'est-à-dire qu'ils résistent à la pression de l'eau par leur propre poids. C'est ce qui explique leur section de forme trapézoïdale. On en trouve de trois types

- homogène,
- à noyau,
- à masque.

a) Barrage homogène

Un barrage en terre est dit homogène lorsqu'il est constitué d'un même matériau à dominante argileuse, relativement imperméable. Selon les ouvrages, la pente des talus sera plus ou moins forte, en fonction notamment des caractéristiques du matériau employé.

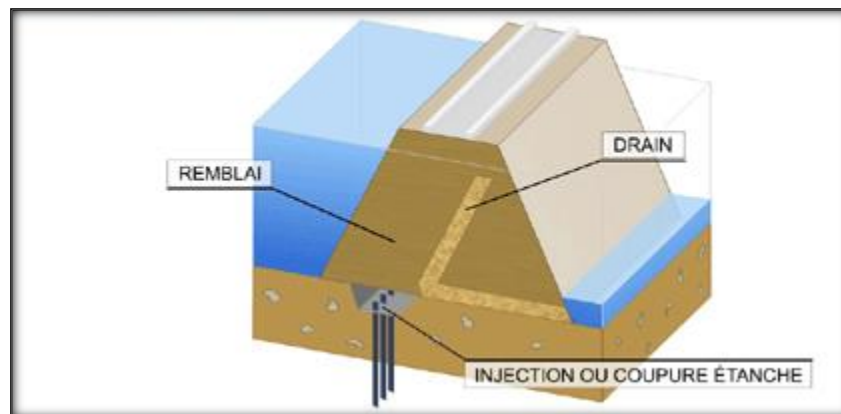


Figure I.1: Barrage homogène (Procèdes généraux de construction des barrages)

b) Barrage à noyau

Dans un barrage à noyau, les fonctions de résistance et d'étanchéité sont en quelque sorte séparées. La résistance est assurée par les recharges placées sur les flancs de l'ouvrage, et l'imperméabilité par le noyau central. Le noyau au centre de l'ouvrage va être constitué de la terre la plus imperméable possible. Il sera tenu de part et d'autre par des recharges composées, selon les cas, de terre plus perméable, d'alluvions ou d'énrochements.

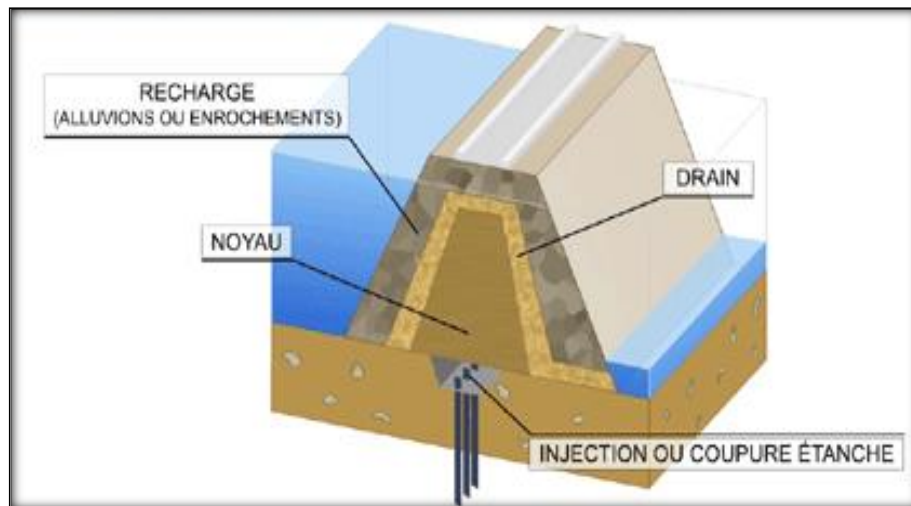


Figure I.2 : Barrage à noyau (Procèdes généraux de construction des barrages)

c) Barrage à masque

Il peut aussi exister des sites où aucune terre n'est disponible, mais seulement des enrochements. Ceux-ci sont alors employés pour réaliser le corps du barrage, tandis que l'étanchéité est assurée par un masque de béton, ciment ou béton bitumineux posé sur l'ouvrage lui-même, côté amont.

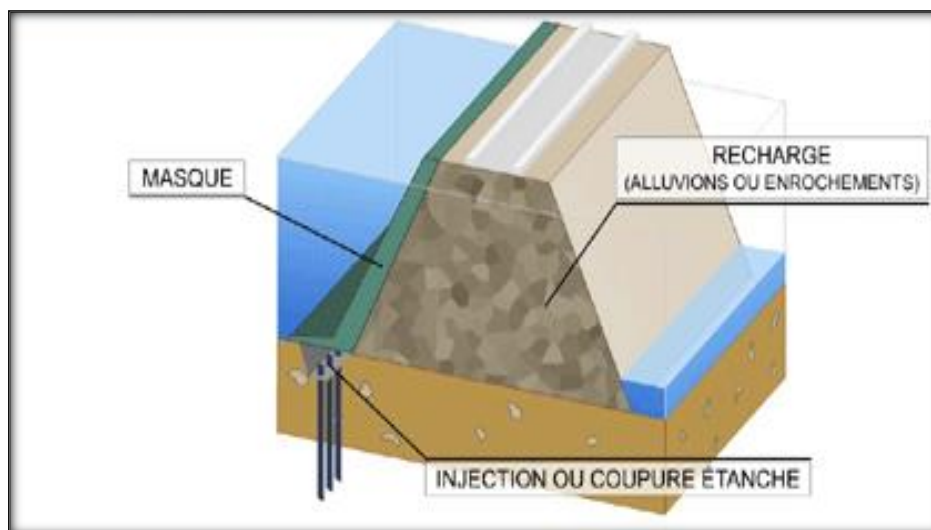


Figure I.3 : Barrage à masque (Procèdes généraux de construction des barrages)

I.2.3.2. Les Barrages en béton

L'avantage du béton est notamment d'autoriser l'édification d'ouvrages plus résistants. Il en existe deux principaux types :

- les barrages poids,
- les barrages voûte.

S'y ajoutent les barrages à contrefort et à voûtes multiples, variantes des deux premiers.

a) Barrage poids

Comme son nom l'indique, ce type de barrage oppose son poids à l'eau pour la retenir. En fonction des propriétés de résistance du matériau, la forme triangulaire à l'aval de l'ouvrage s'est peu à peu imposée.

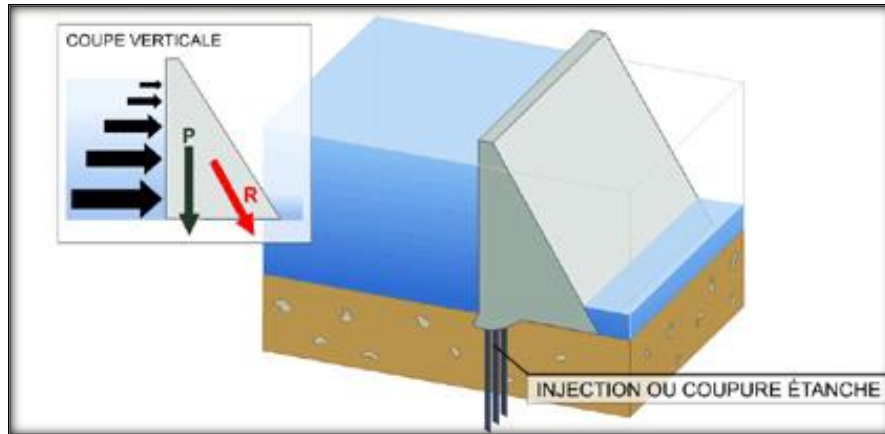


Figure I.4 : Barrages en béton- type poids (Procèdes généraux de construction des barrages)

b) Barrage voûte

Le barrage voûte représente l'ultime aboutissement de l'utilisation des propriétés du béton en termes de résistance. Il permet des économies de volume d'au moins 30 % par rapport à un barrage-poids. On pourrait comparer sa forme à celle d'un pont couché sur l'un de ses ôtés, et qui chargerait de l'eau au lieu de véhicules. L'effort de résistance est ainsi en partie reporté par l'arc central sur les rives, permettant de construire des ouvrages moins volumineux, à performance égale. En revanche, les fondations, sur lesquelles se reporte une grande partie de l'effort, doivent posséder des caractéristiques mécaniques élevées afin de supporter celui-ci.

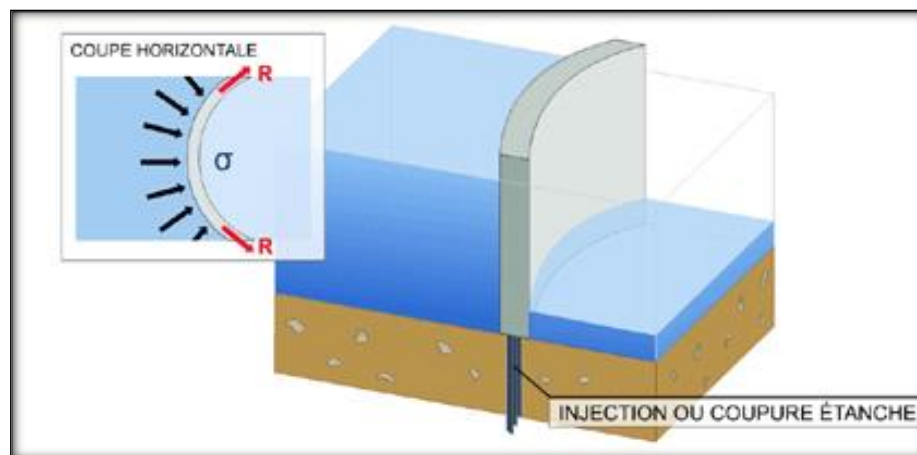


Figure I.5 : Barrages en béton- type voûte (Procèdes généraux de construction des barrages)

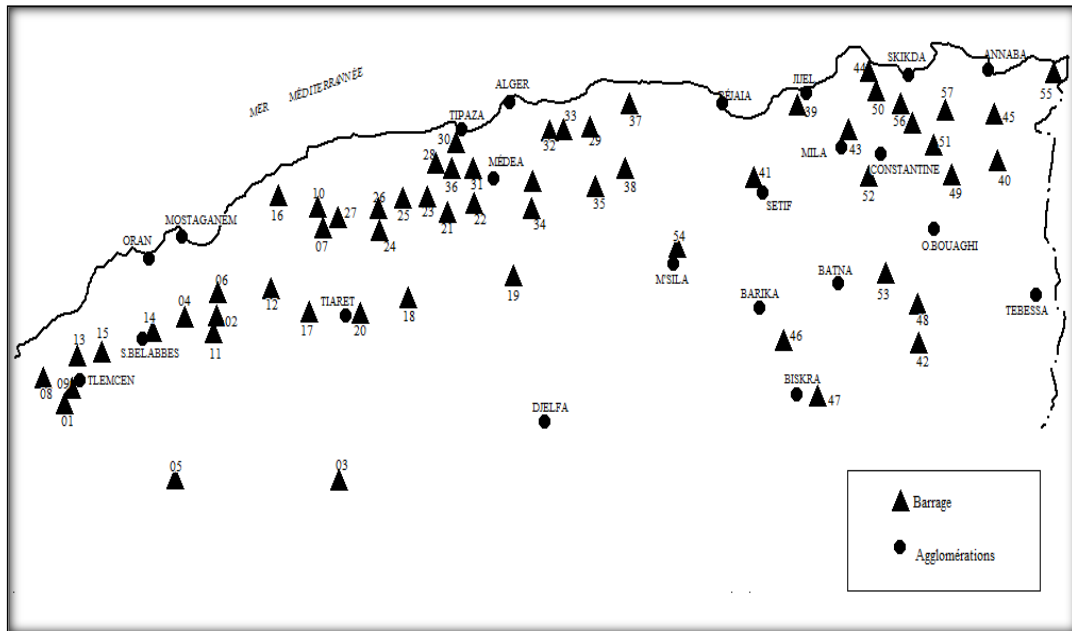


Figure I.6 : Répartition des barrages de surface en Algérie (A.N.B.T 2000)

Tableau I.1 : Barrage en Algérie (A.N.B.T 2000)

| N° | Barrage | Oued | Région | Wilaya | Année de mise en service |
|----|------------------|-------------|---------|-----------|--------------------------|
| 01 | Meurad | Djebroune | Centre | Tipaza | 1860 |
| 02 | Hamiz | Arbatache) | Centre | Boumerdes | 1894 (s/1935) |
| 03 | Oued Fodda | Fodda | Cheliff | Chlef | 1932 |
| 04 | Boughzoul (1) | Nahr Oussel | Cheliff | Médéa | 1934 |
| 05 | Bakhadda | Mina | Cheliff | Tiaret | 1936 (s/1959) |
| 06 | Foum el Gueiss | Gueiss | Est | Khenchela | 1939 (s/1969) |
| 07 | Ghrib | Chellif | Cheliff | Ain Defla | 1939 |
| 08 | K'sob | K'sob | Est | M'sila | 1940 (s/1977) |
| 09 | Zerdezas | Safsaf | Est | Skikda | 1945 (s/1974) |
| 10 | Beni-Bahdel | Tafna | Ouest | Tlemcen | 1946 |
| 11 | Bou Hanifia | El Hammam | Ouest | Mascara | 1948 |
| 12 | Foum el Gherza | El Abiod | Est | Biskra | 1950 |
| 13 | Serno | Sarno | Ouest | S.B.Abbes | 1954 |
| 14 | Meffrouch | Meffrouch | Ouest | Tlemcen | 1963 |
| 15 | Cheffia | Bounamoussa | Est | El Tarf | 1965 |
| 16 | Djorf Torba | Guir | Ouest | Bechar | 1969 |
| 17 | Fergoug El | Hammam | Ouest | Mascara | 1970 |
| 18 | S.m.b.Aouda | Mina | Ouest | Relizane | 1970 |
| 19 | Deurdeur | M. Tighzir | Cheliff | Ain Defla | 1984 |
| 20 | Harraza | Harraza | Cheliff | Ain Defla | 1984 |
| 21 | Guenitra | Fessa | Est | Skikda | 1984 |
| 22 | Merdja Sidi Abed | Chellif | Ouest | Relizane | 1984 |

| | | | | | |
|----|---------------------|-------------|---------|----------------|---------------|
| 23 | Lekehal | Lekehal | Centre | Bouira | 1985 |
| 24 | Bouroumi | Bouroumi | Centre | Blida | 1985 |
| 25 | Keddara | Boudouaou | Centre | Boumerdes | 1985 |
| 26 | Sidi yakoub | Ardjen | Cheliff | Chlef | 1985 |
| 27 | Ouzert | Taria | Ouest | Mascara | 1986 |
| 28 | Ain Zada | Bousselam | Est | B.B.Argeridj | 1986 |
| 29 | Dahmouni | Nahr | Oussel | Cheliff Tiaret | 1987 |
| 30 | Ain Delia | Medjerda | Est | Souk Ahras | 1987 |
| 31 | Hamam Debagh | Bouhamdane | Est | Guelma | 1987 |
| 32 | Hamman Grouz | Rhumel | Est | Mila | 1987 |
| 33 | Sidi Abdelli | Isser | Ouest | Tlemcen | 1988 |
| 34 | Beni-Amrane | Isser | Centre | Boumerdes | 1988 (s/2003) |
| 35 | Gargar | Rhiou | Ouest | Relizane | 1988 |
| 36 | Ladrat | Ladrat | Centre | Médéa | 1989 |
| 37 | Bougara | Nahr Oussel | Cheliff | Tissemsilt | 1989 |
| 38 | Boukourdane | El Hachem | Centre | Tipaza | 1992 |
| 39 | Cheurfas 2 | Mebtouh | Ouest | Mascara | 1992 |
| 40 | Beni Zid | Beni Zid | Est | Skikda | 1993 |
| 41 | Foum el Khanga | Cherf | Est | Souk Ahras | 1995 |
| 42 | Babar | Babar | Est | Khenchela | 1995 |
| 43 | Mexa | Kebir | Est | Est El Tarf | 1999 |
| 44 | Hamam boughrara | Tafna | Ouest | Tlemcen | 1999 |
| 45 | F.d.Gazelles | El Hai | Est | Biskra | 2000 |
| 46 | Brezina | Mouilah | Ouest | El Bayadh | 2000 |
| 47 | Taksebt | Aissi | Centre | Tizi Ouzou | 2001 |
| 48 | Zit el Emba | Mougueur | Est | Skikda | 2001 |
| 49 | Agrem | El Agrem | Est | Jijel | 2002 |
| 50 | Koudiat El Medaouar | Reboa | Est | Batna | 2003 |
| 51 | Oueled Mellouk | Rouina | Cheliff | Ain Defla | 2003 |
| 52 | Beni Haroun | Rhumel | Est | Mila | 2003 |
| 53 | Koudiat Rosfa | Fodda | Cheliff | Tissemsilt | 2004 |
| 54 | Kramis | Kramis | Ouest | Mostaganem | 2004 |
| 55 | Tilesdit | Dous | Centre | Bouira | 2004 |
| 56 | Sekkak | Sekkak | Ouest | Tlemcen | 2004 |
| 57 | SMB Taiba | Chellif | Cheliff | Ain Defla | 2006 |

La carte de répartition des barrages montre qu'ils se concentrent presque exclusivement dans la partie tellienne du pays où les conditions naturelles (ressources en eau et sites favorables) sont optimales.

Ce qui est parfaitement correct vu que la partie sud du pays est de nature désertique, donc la réalisation des barrages de surface n'est pas possible.

Mais tout au contraire, Cette région réputée comme le vaste du pays vu qu'elle représente 80% de la surface totale, renferme des nappes aquifères très vastes qui contiennent des quantités énormes en termes de ressources en eau souterraines.

C'est pour cela que la construction de ce qu'on appelle les barrages souterrains (mur de coupure ou inféro-flux) demeure possible dans cette région pour une meilleure exploitation de cette ressource si précieuse.

I.2.4. Le barrage souterrain

Le barrage souterrain est un système consistant à retenir des eaux souterraines par une paroi (corps du barrage) mis en place en travers des chenaux des eaux souterraines. 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 voir figure I.7.

Ne posent pas de problèmes de sécurité. La réserve d'eau est souterraine à l'évaporation et à la pollution.

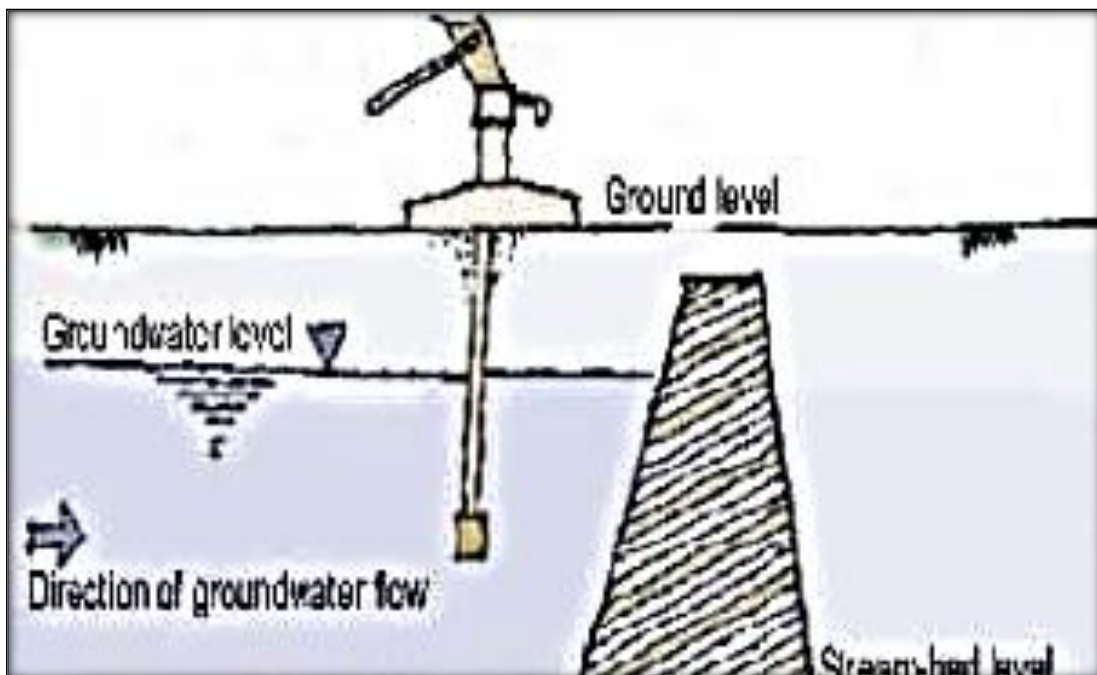


Figure I.7 : Schéma de barrage souterrain

I.3. LES METHODES DE CONSTRUCTION DES BARRAGES SOUTERRAINS.

I.3.1. Introduction

Pour les barrages, chaque une il est une carte d'identité à cause des conditions du site et pour les techniques de réalisations sont aussi défèrent.

Donc dans ce chapitre nous citons quelque technique les plus utilisé dans le monde pour la réalisation d'un barrage souterrain.

I.3.2. Les techniques de construction

I.3.2.1. Méthode Open-cut [1]

Si la surface supérieure du sous-sol est peu profonde, un mur de coupure pour le barrage à fleur de terre peut être construit en creusant la terre et en remblayant la terre avec des matériaux imperméable. Les barrages à fleur de terre ont une longue histoire de construction par la méthode open-cut et ont été construits en Amérique du Nord, en Inde du sud, et d'autres endroits. La méthode Open-cut n'exige pas les machines ou les matériaux spéciaux. Si le budget de travail est bas, un barrage à fleur de terre peut être construit par puissance humaine aux coûts bas.

Beaucoup de barrages à fleur de terre construits par la méthode open-cut sont jusqu' à environ les 10m de profondeur. À mesure que la profondeur du mur de coupure augmente, plus d'excavation devient nécessaire et augmente des coûts de construction. Une pente de coupe à l'excavation devrait avoir un gradient stable selon la consolidation de la terre, la grosseur du grain, et autre. Si la terre n'est pas consolidée et la profondeur d'excavation est faible, le gradient préférable de la pente coupée est 1.0 à 1.2. Si la profondeur d'excavation est profonde ou dépasse la surface d'eaux souterraines, le gradient de la pente coupée devrait être encore réduit pour assurer la sûreté. En outre, il est préférable de créer une petite étape à tous les 5 m d'excavation.



Figure 1.8 : Les étapes d'excavation

La construction au-dessous de la surface d'eaux souterraines devrait être évitée autant que possible parce que le drainage devient nécessaire et la terre humidifiée s'effondre facilement. Dans un secteur où les saisons des pluies sèches et sont clairement séparées, les travaux de construction devraient être effectués dans la saison sèche où le niveau d'eaux souterraines est bas. Si la construction au-dessous de la surface d'eaux souterraines est inévitable, le traitement d'eau de source devient nécessaire. Ceci rend nécessaire également la surveillance de pente pour assurer la sûreté pendant les travaux de construction.

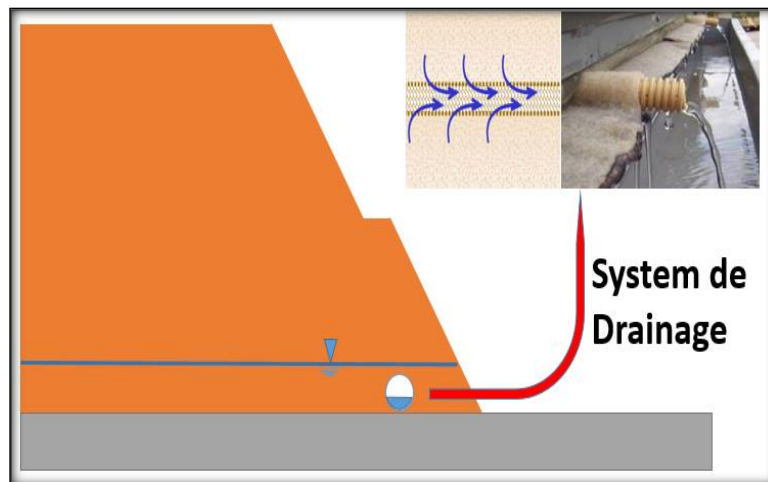


Figure 1.9 : Drainage de cite d'excavation

Les barrages à fleur de terre existants construits par l'utilisation open-cut de méthode ont consolidé le sol cohérent, le béton, les briques plâtrées, les pierres empilées, et autre en tant que matériaux imperméables. Le sol cohérent peut réduire des coûts si proche disponible le mur de coupure prévoyait l'emplacement. En tant que matériaux imperméables, de l'argile devrait être entièrement consolidé en fixant la teneur en eau optimal. En outre, le mur de coupure devrait être assez profond et maintenir l'humidité pour empêcher la fissuration dans la saison sèche.

Un emplacement excavé est habituellement remblayé avec le sol original, à l'exclusion de la section de coupure. Au remblai, la terre devrait être entièrement consolidée tout en maintenant la perméabilité à la section de débordement.

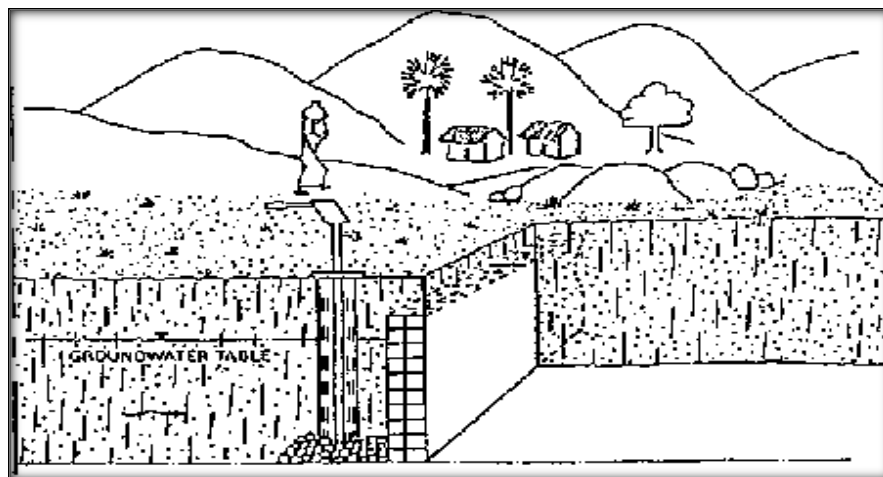


Figure I.10 : Vue sectionnelle de la méthode open-cut

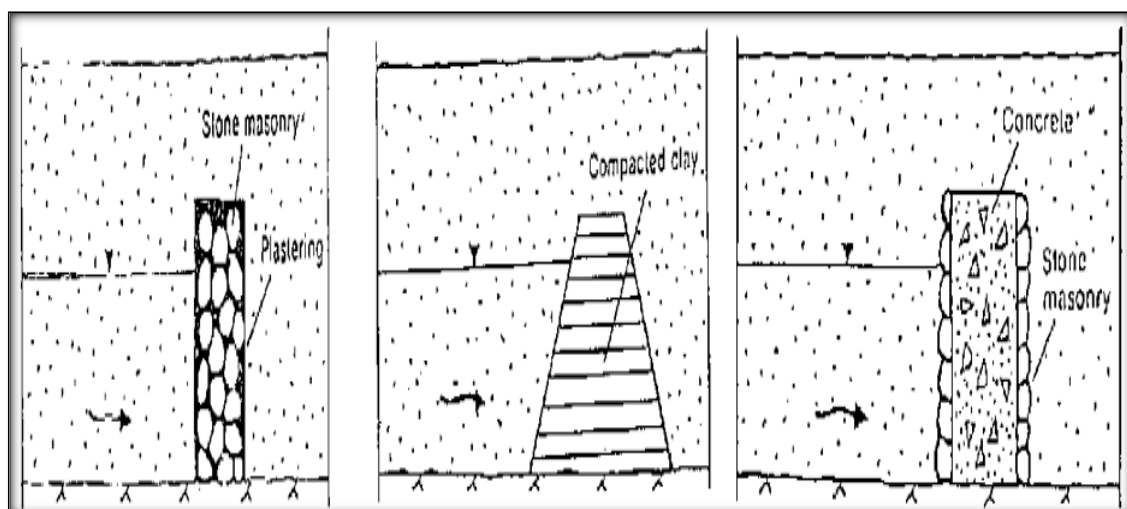


Figure I.11 : Les différents matériaux de construction de la méthode open-cut

La combinaison de la méthode open-cut avec une autre méthode de construction de mur de coupure peut rendre une construction plus économique possible. Par exemple, la méthode open-cut peut être appliquée au-dessus de la surface d'eaux souterraines et du jointoiment ou de la méthode de mur de diaphragme au-dessous de la surface d'eaux souterraines. Ceci réduira la profondeur de la construction par le jointoiment ou la méthode de mur de diaphragme pour améliorer la précision de construction et pour réduire l'excavation coûteuse de machine et tous les coûts de construction. En outre, la perméabilité autour de la section de débordement peut être améliorée en remblayant la terre excavée avec les matériaux perméables.

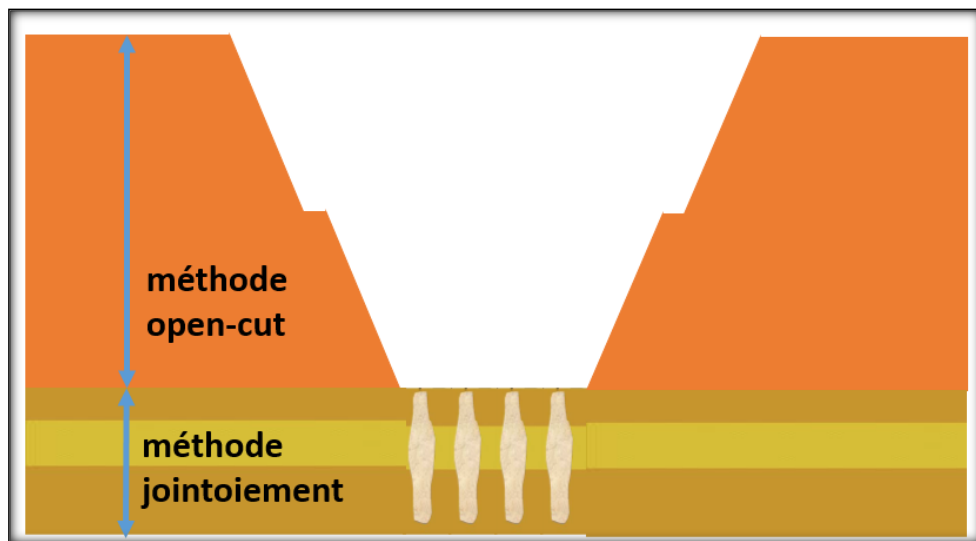


Figure I.12 : La combinaison de deux méthodes

Dans le village de Nare, Namentenga, Burkina Faso, un barrage à fleur de terre a été construit par la méthode open-cut sur le budget d'ODA du Japon.

Tableau I.2 : Dimensions du barrage à fleur de terre de Nare dans Burkina Faso

| Article | Contour |
|---|---|
| But de barrage à fleur de terre | Pour construire un barrage à fleur de terre dans une vallée à fleur de terre, un vieux fleuve enterré par le fleuve sédiments, pour l'usage des eaux souterraines stockées dans la saison sèche |
| Géologie | Couche aquifère : Gravier, sable, et vase à la roche de sous-sol d'argile : Granit, etc.. |
| Région de réservoir | Profondeur :14 m, largeur:180 m, épaisseur de couche aquifère :8.5 m |
| Capacité de réservoir | Capacité de cible : 800.000 m ³ |
| Balace de mur de coupure | Longueur de crête : 210 m (longueur inférieure : 110 m), taille : 8 m, épaisseur : 3 m (le fond épaisseur : 8 m) |
| Matériaux de mur de coupure et méthode de consolidation | Tassement roulé de sol cohérent distribué autour du l'axe proche extérieur de barrage à l'aide des machines lourdes |
| Contenu de travail | <p>1. Excavation Excavation de machine en la pelle rétro et le boteur Excavation de finissage par puissance humaine et nettoyage de finalement excavés la terre Excavation de terre : 51.213 m³ Excavation de roche : 4.277m³</p> <p>2. Tassement roulé et remblai Suffisance à haute densité (corps principal) : 7.144 m³ suffisance de Milieu moyen densité (remblayant en aval sur le corps principal) : 26.662 m³ Suffisance à basse densité (débordement remblayant) : 21.814 m³</p> <p>3. Norme de contrôle de qualité - Tassement roulé de la suffisance à haute densité : 6 voyages aller-retour de machine lourde pour tassement roulé 1. Tassement roulé de la suffisance de milieu-medium-density : 3 voyages aller-retour de machine lourde pour le tassement roulé 2. Tassement roulé de la suffisance à basse densité : 3 voyages aller-retour de machine lourde pour le tassement roulé 3. Teneur en eau avant la suffisance : Suffisance à haute densité Teneur en eau optima -1.0% - +1.5%</p> <p>4. Résultats des essais de commande de champ sur la suffisance de corps principal Teneur en eau optima : 10.09 à 17.30% (130 points de total) Densité de tassement : 1.75 à 2.025 t/m³ (130 points de total) Conductivité hydraulique : 2.4×10⁻⁶ à 4.5×10⁻⁸ centimètre-seconde (38 points de total)</p> |

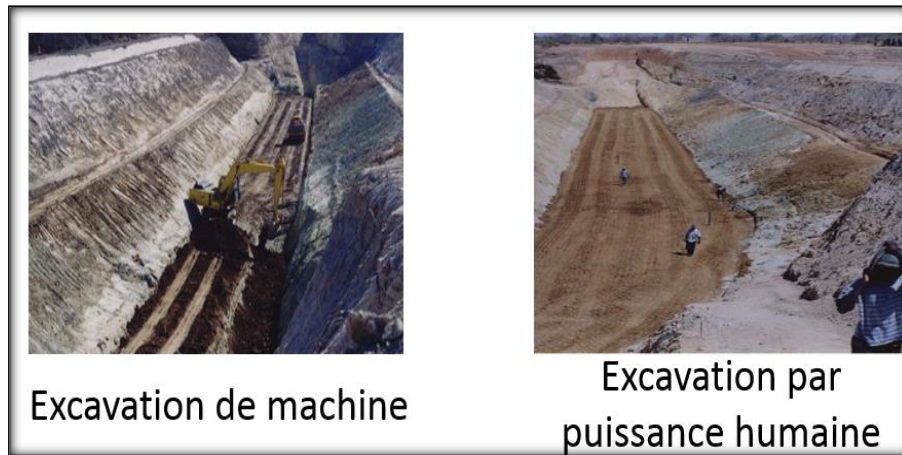


Figure I.13 : Excavation de cite

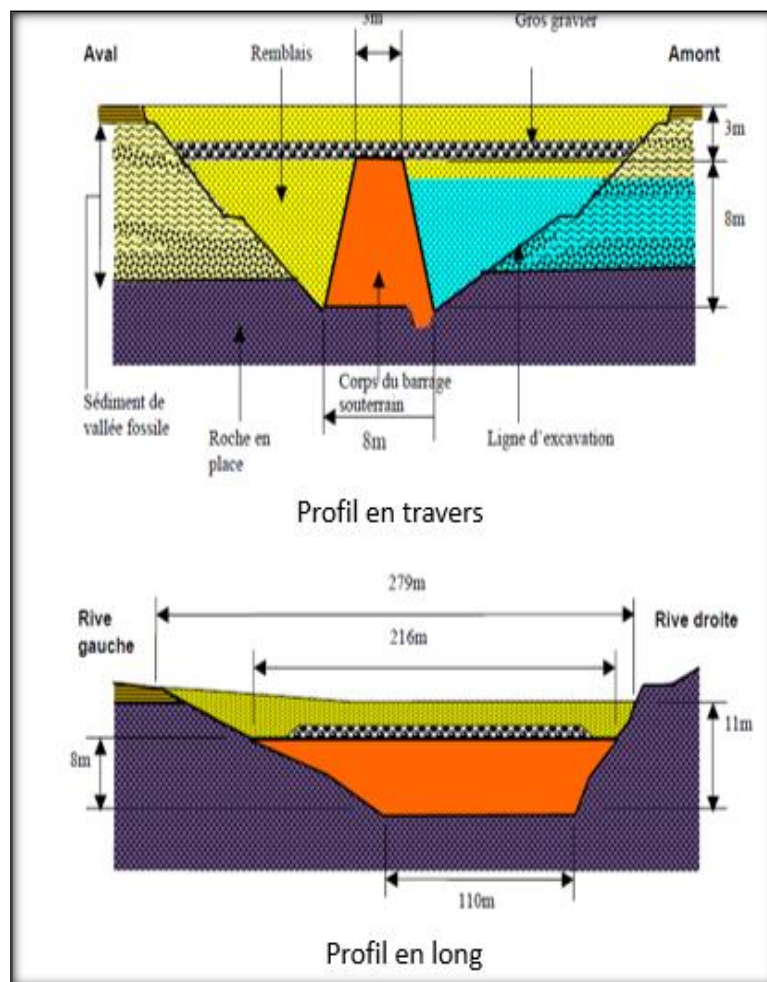


Figure I.14 : Vue de profil du barrage de sous-surface de Nare

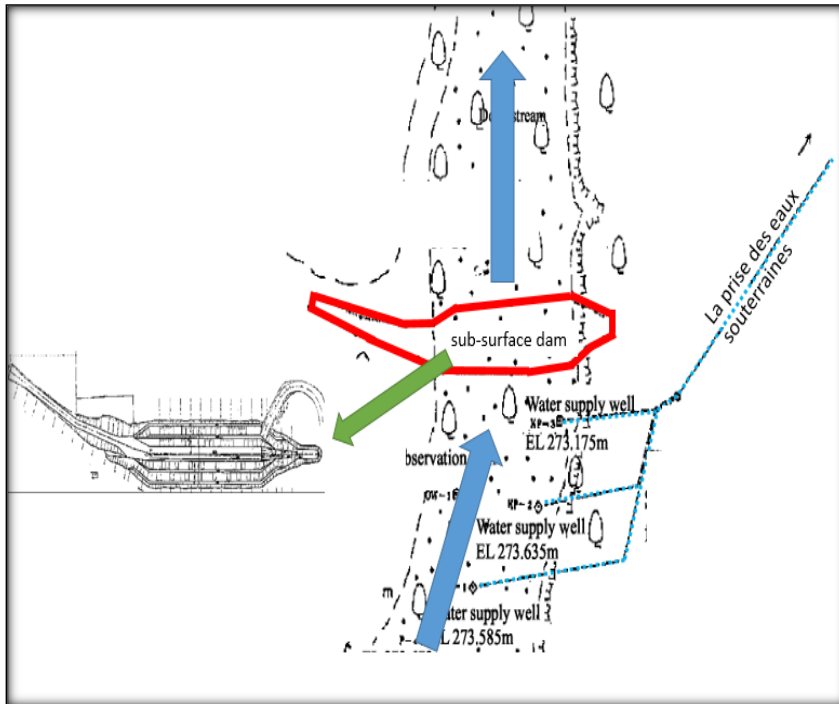


Figure I.15 : Vue sectionnelle du barrage de sous-surface de Nare

La prise des eaux souterraines (l'eau de lit de la rivière) des sédiments de lit de la rivière par des drains a été adoptée comme méthode permettant la prise de l'eau de lit de la rivière dans la saison sèche du manque d'eau extérieur et ayant une structure stable exempt de l'entretien. Pour assurer la prise stable, un mur eau souterrain imprévue atteignant de la surface courante de lit de la rivière à la couche de sous-sol a été construit à l'extrémité descendant d'un underdrain comme barrage à fleur de terre. Le mur eau souterrain imprévue a un orifice d'admission extérieur avec des trous pour distribuer l'eau de surface également au canal d'eau de surface dans la saison des pluies.

Pour servir également comme des travaux de groundsill ayant une tête l'amont l'aval d'environ 1 m, le mur eau souterrain imprévue ont été faits de béton armé avec des membres assez profondément pour résister à une tête même d'environ 3 m du côté descendant. En outre, des travaux de groundsill de gabion ont été installés du côté descendant du mur imperméable pour stabiliser le lit de la rivière et l'intestin. Le mur eau-groundwater-impervious a le déversoir sur la surface pour décharger sans risque l'eau de surface dans la saison d'inondation.



Figure I.16 : La tête du barrage de sous-surface

I.3.2.2. Méthode de jointoiement [2]

La méthode de jointoiement et d'injection ciment et d'autres matériaux durcissant par des forages dans les cavités moulées par pression pour réduire la perméabilité au sol pour construire un mur de coupure.

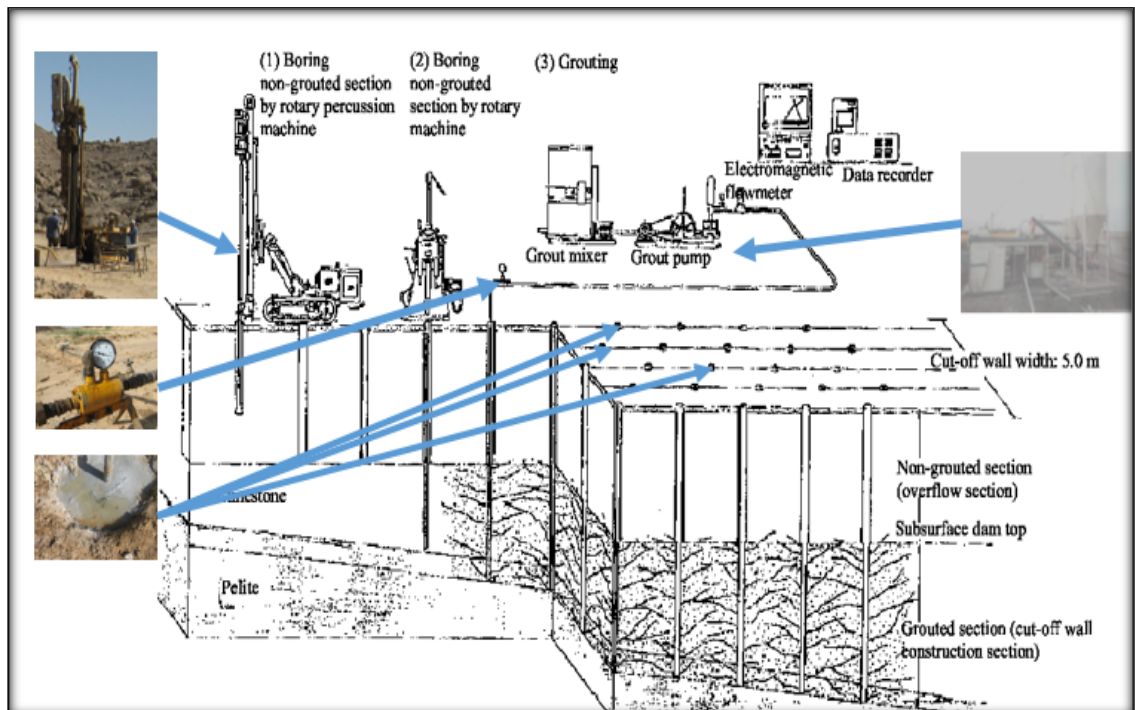


Figure I.17 : Concept de la construction la méthode de jointoiement

La méthode de jointoiment a l'avantage que les grandes machines de construction ne sont pas nécessaires et les coûts de construction sont comparativement bas. Cette méthode est généralement considérée qu'elle réduit pas la conductivité hydraulique de inférieur moulu au 10^{-5} cm/sec et souvent ne peut pas être prévue pour la grande amélioration de perméabilité. Si l'eau du sol a d'objet de compliqué la composition, un mur non homogène de coupure de perméabilité dispersive peut être construit. Si la profondeur de construction devient grande, les forages sont pliés excessivement et il devient difficile fixer impénétrabilité continue.

À la conception d'un mur de coupure par la méthode de jointoiment, il est nécessaire non seulement de clarifier les problèmes ci-dessus mais de vérifier également par l'élaboration des tests la gamme de la conductivité hydraulique qui peut être améliorée. Si la perméabilité de la terre ne peut pas être due en juste proportion amélioré à la grande profondeur, augmenter le nombre de jointoyer des trous et rendre le mur suffisamment épais.

Sans commander les itinéraires de jointoiment, un mur de coupure ne peut être construit comme conçu. Pour empêcher ce problème, changer le mélange du coulis liquide par l'arrangement de trou ou ajuster le taux d'arrangement du coulis liquide pour s'assurer qu'il dispersera seulement sur le chantier de construction prévu de mur de coupure.

Par le processus, la méthode de jointoiment peut être divisée en plusieurs types.

Tableau I.3 : Contour des types de jointoiment importants

| Type | Contour |
|--|---|
| Méthode de Rod | Après qu'ennuyant à la profondeur prévue finale, une tige est abaissée au fond du trou. Tout en jointoyant à partir du dessus, la tige est soulevée séquentiellement comme pression de jointoiment augmentations. |
| Méthode d'étape | Ennuyer et jointoyer sont procédés à alternativement de l'étape la plus élevée au le plus bas un. |
| Méthode d'emballeur | Après qu'étant ennuyeux à la profondeur prévue finale, un emballeur est placé à la plus basse étape et l'étape est jointoyée d'abord. Alors les étapes supérieures sont jointoyées séquentiellement. |
| double de Jumeau-Twin-pipe méthode d'emballeur | Après qu'ennuyant à la profondeur prévue finale, une pipe externe avec jointoyer le tube est installé dans le trou et un interne avec le double emballeur est inséré dans pipe externe pour jointoyer dans chaque valve de jointoiment. |

Le mur de coupure pour le barrage à fleur de terre de Sunagawa a été partiellement construit par la méthode de jointoiment. À la conception de la construction de barrage en jointoyant la méthode, l'axe prévu de barrage a été partiellement construit par de divers types de jointoiment pour étudier la méthode de jointoiment, jointoyant le modèle, et le mélange du coulis. En conséquence, la méthode d'étape en utilisant le ciment Portland Ordinaire a été adopté. Le schéma I.18 et le Tableau I.4 présentent les dimensions

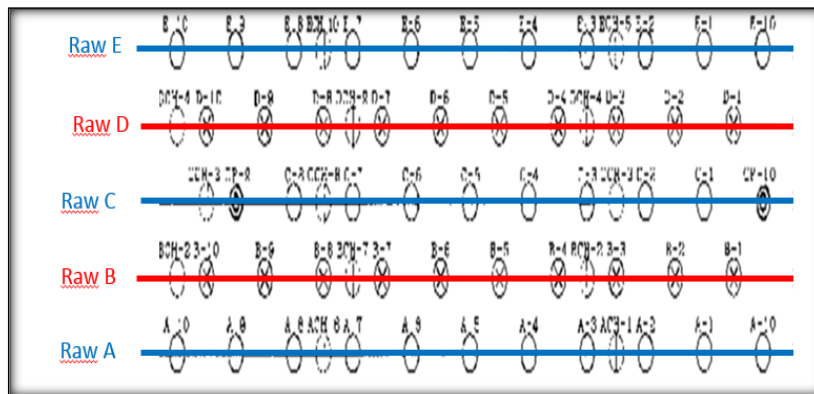


Figure I.18 : arrangement de jointoyer des trous pour le barrage de sous-surface de Sunagawa

Tableau I.4 : Dimensions de jointoiment pour le barrage de sous-surface de Sunagawa

| Article | Dimensions |
|--|--|
| Jointoiment du type de rangée | 1. Jointoiment de Gap (étape 0 jointoyant) Un mètre de la couronne de levée pour empêcher le lait de ciment coulant au section de débordement 2. Jointoiment approximatif Rangées ascendantes et descendant (A et E) et rangée centrale (c) parmi cinq rangées de jointoiment 3. Jointoiment de finition Rangées intermédiaires (B et D) entre les trous de jointoiment approximatifs parmi cinq rangées de jointoiment |
| Ordre de construction de jointoiment des rangées | étape A et E (étape 0) - étape C (étape 0) – étape B et D (étape 0) étape A et E (étape 1- 2) - étape C (étape 1- 2)- étape B et D(étape 1 2) |
| Profondeur du jointoiment | 32-31 m: Étape 0 (jointoyant la longueur de section:1 m) 31-28 m: Étape 1 (jointoyant la longueur de section : 1 - 3 m) 28m : Étape 2 (jointoyant la longueur de section :1- 3 m) |
| Mélange du coulis | Jointoiment approximatif : Ciment (w/c = 6/1, 4/1, 2/1, 1/1) Jointoiment de finition : Ciment et bentonite (w/ (C+B) = 8/1, 6/1, 4/1, 2/1, 1/1) |
| But d'amélioration | Conductivité hydraulique moyenne dans la direction transversale du mur de coupure : 5×10^{-5} cm/sec maximum |
| pression de la Jointoiment | Étape 0 : 0.5 kg/cm ² Jointoiment approximatif : 1.0 kg/cm ² Jointoiment de finition : 3.0 kg/cm ² |

La méthode d'étape s'applique généralement pour rectifier où les murs de forage ne s'effondrent pas et la pression de jointoiment de limite est assez haut. La méthode d'emballer de double de jumeau-twin-pipe devrait être discutée pour la terre des conditions suivantes si la méthode d'étape ne semble pas améliorer suffisamment la terre même en jointoyant longtemps.

1. Les emballeurs ne fonctionnent pas bien.
2. Le mur de trou ne peut pas seul se tenir.
3. Même lorsque la vitesse de jointoiment est réduite, les fuites extérieures et d'emballer se produisent fréquemment.
4. Quelques couches peuvent être améliorées mais le jointoiment ne s'applique pas aux couches spécifiques.

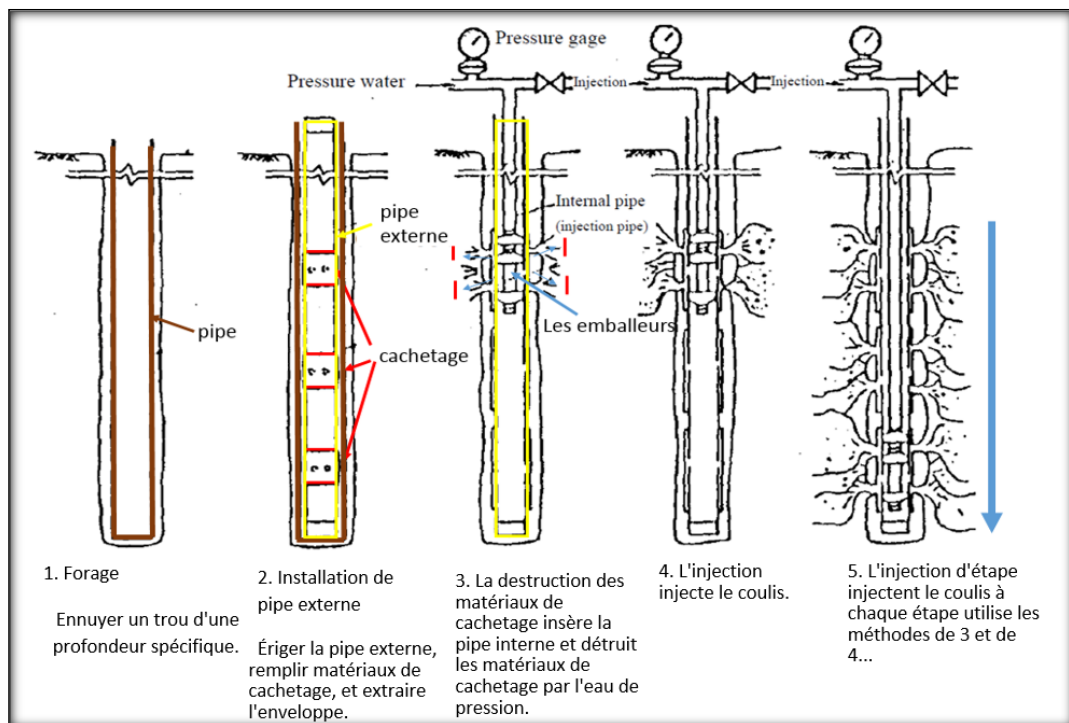


Figure I.19 : Ordre de construction de la méthode d'emballer de double de Jumeau-Twin-pipe

Pour la construction de mur de coupure, la méthode d'emballeur de double de jumeau-twin-pipe a été employée au barrage de sous-surface de Kabashima

Tableau I.5 : Jumeau-Twin-pipe jointoyant la méthode au barrage de sous-surface de Kabashima

| Article | Dimensions |
|--|--|
| Chantier de construction, prolongation, et nombre de jointoiment des trous | Emplacement : 50 m d'ascendant de la côte, prolongation : 74 m, nombre de trous : 75 , profondeur maximum : 25 m |
| La terre | Couche de gravier et d'argile, couche humique de sol, et roche en place fortement superficielle par les agents |
| Arrangement | Intervalle de trou : 2 m, intervalle de rangée : 2 m, deux-two-row ont décalé l'arrangement |
| Coulis | Ciment et bentonite (10 : 1) |
| Jointoiment du taux et de la pression | 300 - 600 litres/m, 0.8 - 2.9 MN/m ² |
| But d'amélioration | Conductivité hydraulique : 5×10^{-5} centimètre-seconde ou moins |
| statut du Jointoiment | Puisque la roche en place n'a pas accepté le jointoiment par le double de jumeau-twin-pipe la méthode d'emballeur, la méthode simple de tige de pipe a été adoptée. La roche en place a partiellement montré la conductivité hydraulique de 10^{-4} cm/sec à la frontière du secteur de jointoiment. Cependant, l'impénétrabilité globale du mur de coupure presque satisfait le but, prouvant l'effet de blocage de l'infiltration d'eau de mer. |

I.3.2.3.Méthode de coulis de gicleur [3]

La méthode de coulis de gicleur est un type de méthode de jointoiment qui détruit la structure au sol par le ciment d'abattage hydraulique ou tout autre matériaux, air, ou eau durcissant de l'intérieur des forages par ultra à haute pression pour mélanger ou remplacer le sol avec durcir des matériaux. Pour la construction de mur de coupure, la méthode de coulis de gicleur est employée au barrage à fleur de terre de Longhe dans la province de Liaoning et le barrage à fleur de terre de Longkou dans la province de Shangdong en Chine.

Au barrage à fleur de terre de Longhe, du lait de ciment est giclé des forages d'arrangement décalé excavés à intervalles de 1.4-m le long de l'axe de barrage par pression de 30 à 40 MPa. Ceci construira un mur de coupure 0.4 m de large avec la conductivité hydraulique de 10^{-7} cm/sec.

La prochaine méthode de mélange est efficace pour unconsolida la couche ne contenant pas des graviers mais ne pas s'approprier pour une couche de gravier Il est généralement difficile améliorer une couche de gravier seulement par cette méthode mais la méthode de jointoiment chimique ou toute autre méthode est employée en association.

Tableau I.6 : Contour de la méthode de coulis de gicleur employée pour les constructions à fleur de terre de barrage en Chine

| | |
|--------------------|---|
| Méthode | <ol style="list-style-type: none"> 1. A jointoyant le trou 150 mm de diamètre est alésé tout les 1.4 m pour l'arrangement décalé. 2. le bec de jointoiment est lentement soulevés et du fond du trou de jointoiment. Tandis que le bec est tourné 34° vers le trou de jointoiment adjacent, du lait de ciment est giclé par pression de 30 à 40 MPa. 3. murs de secteur sont érigés sans interruption pour construire un mur de coupure. |
| Dispositifs | <ul style="list-style-type: none"> - Un mur de coupure 0.4 m de large à la moyenne peut être construit pour la conductivité hydraulique de 10^{-7} cm/sec. - l'enveloppe de Triple-tube est employée pour jointoyer et peut gicler air, l'eau, et lait à haute pression de ciment. - Cette méthode coupe une strate par l'eau à haute pression et est applicable même aux roches. - Là où un mur de trou s'effondre facilement, le travail est dessus fait en baisse ou l'excavation et le jointoiment sont répétés. |
| Utilisation réelle | <ul style="list-style-type: none"> - Utilisé pour la construction jusqu'à 50 m de profond. - Souvent découpaient l'eau aux mines. |
| Inconvénients | <ul style="list-style-type: none"> - Un mur près d'un trou de jointoiment devient légèrement. - La force de mur est petite. - Les mesures spéciales sont nécessaires où la terre se compose de beaucoup de graviers. |

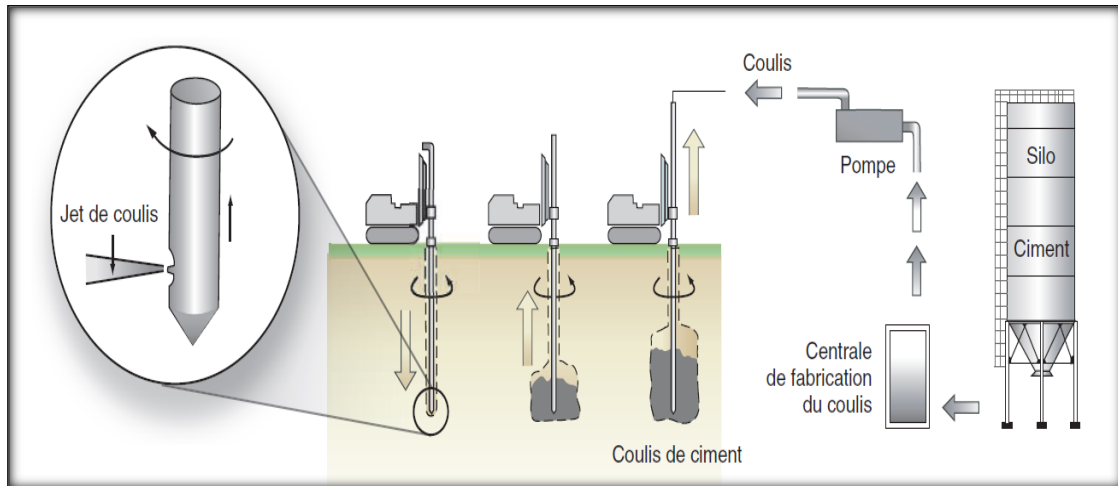


Figure I.20 : Processus de la méthode de coulis de gicleur

I.3.2.4. Méthode de pile de tôle d'acier [4]

La méthode de pile de tôle d'acier est de construire un mur de coupure en enfonçant des pieux de tôle d'acier sans interruption dans le sol avec un marteau vibratoire. En coupant une couche non consolidée peu profonde, cette méthode peut facilement fixer l'imperméabilité aux coûts bas. Les murs de coupure sont des piles de tôle d'acier et des piles de feuille concrètes. Il ne peut y avoir aucun besoin de s'inquiéter de la corrosion des piles de feuille concrètes mais il y a des problèmes avec des ajustements de profondeur de fin et le coût est plus haut qu'avec de l'acier ceux.



Figure I.21 : Les piles de tôle d'acier (Les palplanches en acier)

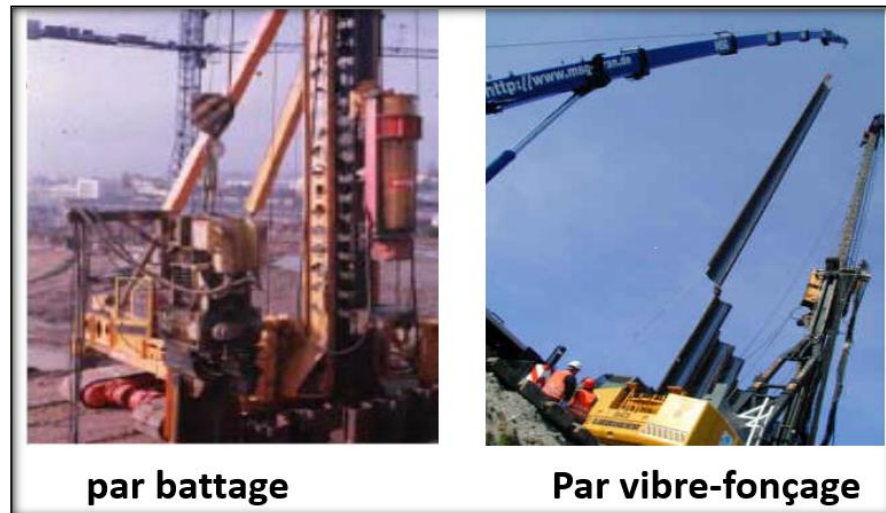


Figure I.22 : Installation Les piles de tôle d'acier (Les palplanches en acier)

Pour le barrage à fleur de terre de Senbaru, la méthode de pile de tôle d'acier est prévue. Le barrage à fleur de terre de Senbaru est prévu dans une vallée à fleur de terre le long d'une côte. Sur le sous-sol fait en Arenite et autre de Meozoic, le diluvium quaternaire et l'alluvium sont distribués sous forme de la couche aquifère. Il y a une couche d'argile distribuée entre le diluvium et l'alluvium. Les eaux souterraines dans le diluvium sont très salines. En outre, le pompage des eaux souterraines du diluvium peut causer l'affaissement de terre par la consolidation de la couche d'argile. Par conséquent, seulement l'alluvium a été prévu comme couche de réservoir pour le barrage à fleur de terre. Pour empêcher l'infiltration de l'eau de mer, l'alluvium sera découpé en insérant des piles de tôle d'acier 400 millimètres de bas de large à la couche d'argile entre le diluvium et l'alluvium. La taille de barrage est jusqu'à 13 m. Les piles de tôle d'acier peuvent devenir corrodées par l'eau de mer mais durent pendant 100 années même lorsqu'elles sont corrodées jusqu'à environ 5 millimètres de profond. Pour la construction, la terre est excavée environ 2 m de profond et des piles de tôle d'acier sont insérées de là.



Figure I.23 : Le barrage de sous-surface de Senbaru

Au barrage à fleur de terre de Senbaru, le secteur à fleur de terre descendant de réservoir de barrage (capacité active : 240.000 m³) seront partiellement excavés et un réservoir de surface (capacité active : 440.000 m³) seront installés pour stocker l'eau de surface pour l'usage avec des eaux souterraines.

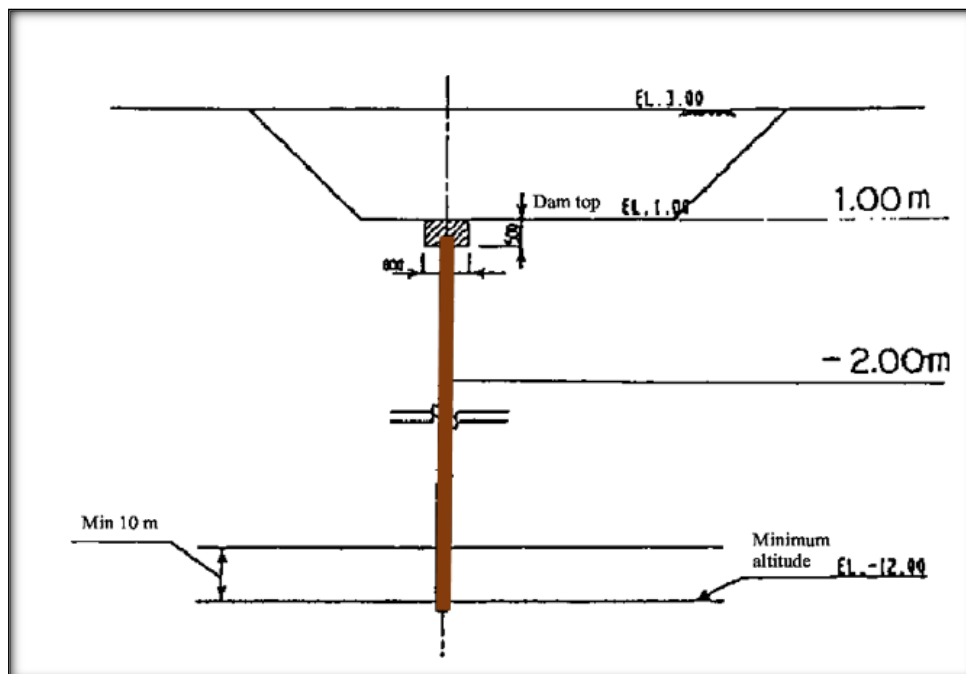


Figure I.24 : Vue sectionnelle du mur de coupure au barrage de sous-surface de Senbaru

I.3.2.5. Méthode de mur de diaphragme de seau [5]

La méthode de mur de diaphragme de seau est d'excaver une cannelure à fleur de terre avec un bloc-clamshell-type seau et de placer le ciment -type durcissant des matériaux pour construire un mur à fleur de terre de diaphragme.

Les excavatrices de Bucket peut être classifié dans le type de barre qui abaisse et soulève un seau verticalement le long d'un guide et du type suspendu desquels un seau pend. La profondeur maximum de l'excavation par le type de barre est environ 40 à 50 m. Soletanche KS3000, une des excavatrices suspendues de seau, peut excaver environ 50 à 60 m de profond. Des excavatrices de seau sont principalement utilisées pour les sédiments non consolidés. Pour l'excavation de roche, des excavatrices de roche peuvent habituellement être utilisées seulement pour les roches molles dont la force illimitée de compression est 5 à 6 MN/m². Si une roche en sédiments non consolidés rend l'excavation de seau difficile, un peu de fer sera abandonné pour fendre la roche.



Figure I.25 : L'excavatrice de mur de diaphragme de seau

La méthode de seau crée un mur de coupure du ciment durcissant des matériaux faits de ciment, bentonite, graviers, et d'autres additifs. Leur rapport de mélange détermine la force, la perméabilité, et l'évaluation de matériaux de mur. La conductivité hydraulique du mur peut être réduite à l'ordre de 10⁻⁶ cm/sec ou moins. Les matériaux durcissant sont employés par les deux méthodes suivantes :

- La boue Mur-Wall-stabilizing mélangée à durcir des matériaux (boue auto-durcissant) est employée à l'excavation et a laissé solidifié après excavation pour construire le mur.



Figure I.26 : Remplissage d'excavation par la boue auto-durcissant

- L'eau habituelle de boue est employée comme boue à l'excavation et remplacée par la boue auto-durcissant après excavation en employant la conduite ou autre de trémie.

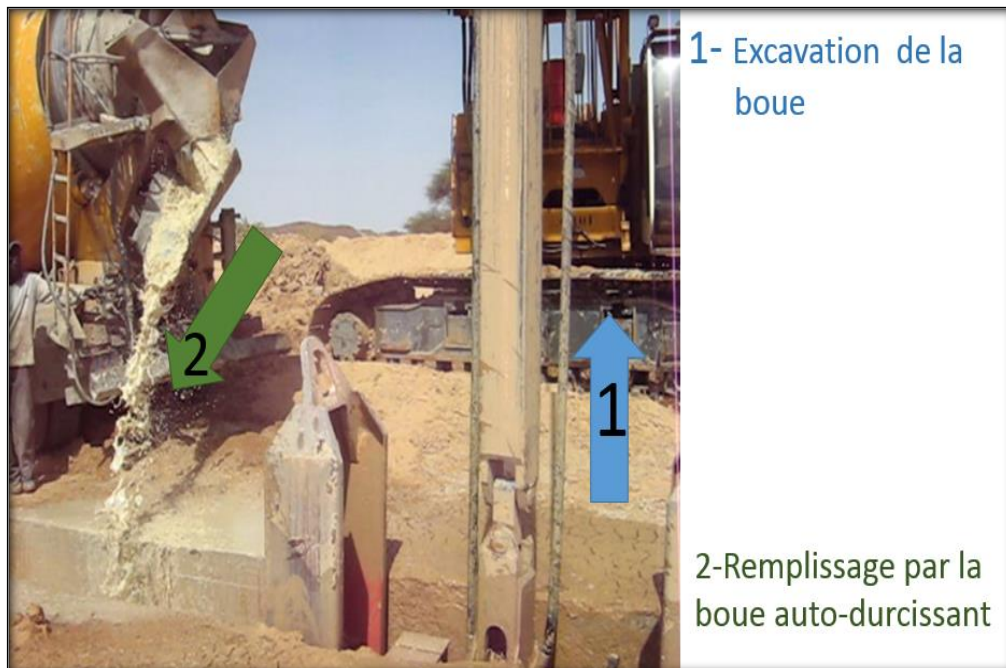


Figure I.27 : Excavation et remplissage de la boue

I.3.2.6. Méthode de mélange profonde moulée sur place[6]

La méthode de mur de diaphragme peut être employée pour construire un mur de coupure avec la perméabilité pour l'imperméabilité bloquée. Un type de cette méthode a été employé pour la construction comparativement profondément sous la terre. Cependant, cette méthode exige une machine de construction de balance comparativement grande et coûte souvent plus haut que la méthode de jointoiement.

Des multiples types de méthode de mur de diaphragme employée pour la construction à fleur de terre de barrage, la méthode de mélange profonde moulée sur place (la méthode de mélange profonde) est la plus populaire. La méthode de mélange profonde est d'écraser la terre dans des piliers de la surface par une ou plusieurs foreuses et de créer des piliers de ciment de sol en injectant et en remuant une suspension de ciment (coulis liquide) des bouts des foreuses en soulevant les foreuses. Un mur de coupure est créé des piliers continus du ciment de sol.

Cette méthode a les caractéristiques suivantes :

- Pas beaucoup de sol est laissé après excavation parce que le mur est construit en malaxant le ciment de sol sur l'emplacement d'excavation.
- Puisqu'on n'élimine pas complètement le sol après excavation, il n'y a aucun besoin de stabiliser le mur de trou avec la boue.
- La méthode s'applique à une couche de gravier de 50.
- Le rendement élevé d'expositions de méthode environ 15 à 20 m de profond sous la terre mais permet également le travail à une profondeur de 60 m.
- Les bruits et les vibrations sont comparativement petits.
- S'il y a sol contenant l'argile ou le sel organique dans le secteur de mélange, la force du ciment de sol est affectée par les facteurs.

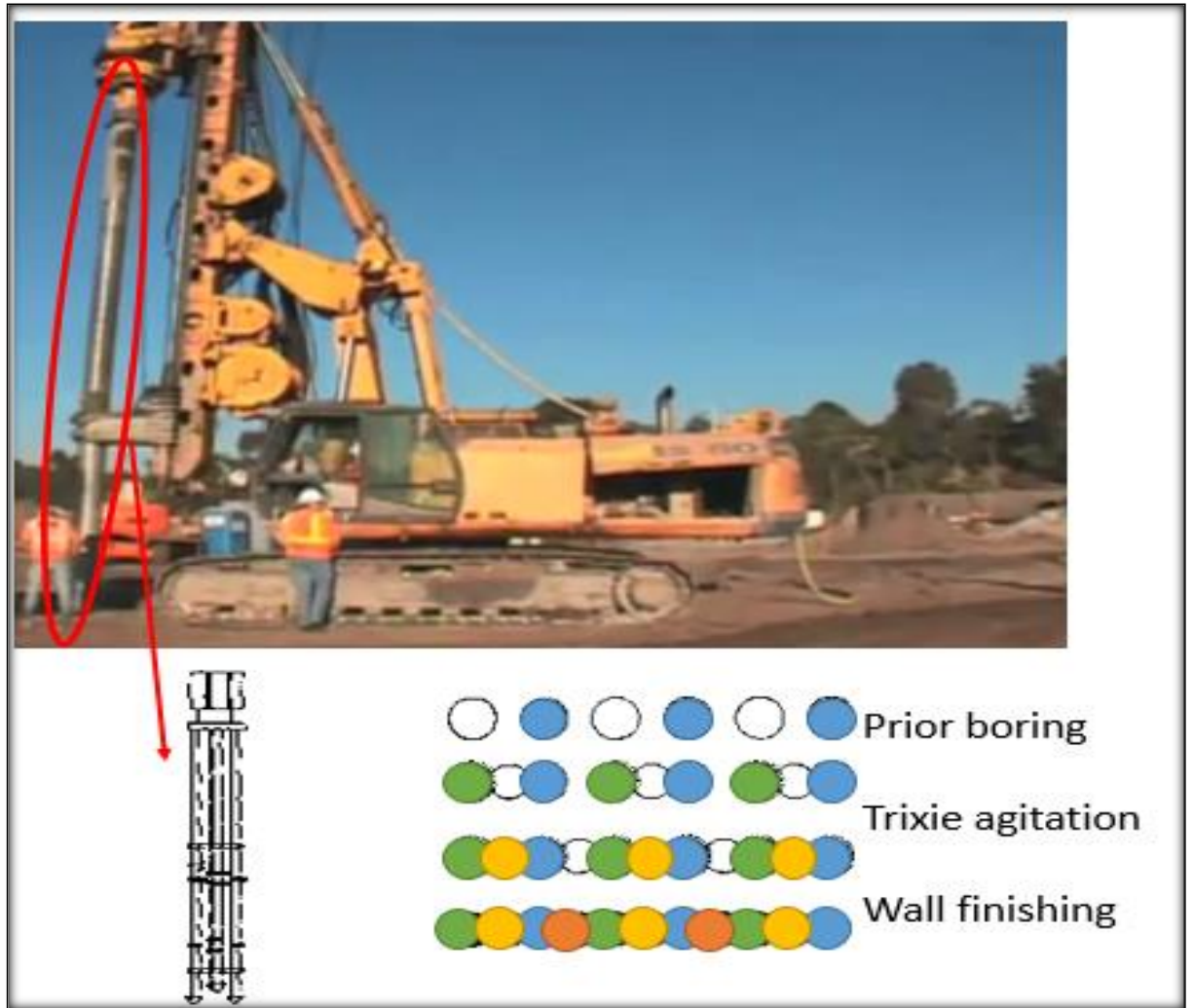


Figure I.28 : La machine de construction et l'arrangement des trous de barrage à fleur de terre et à d'autres de Sunagawa.

La méthode de mélange profonde peut produire un trou coudé à mesure que la profondeur augmente et rend le mur non continu. Pour empêcher ce problème, un trou est mesuré avec un inclinomètre. Si les résultats de mesure indiquent que le trou est plié, la courbe est corrigée pour fixer un mur continu de coupure.

Puisque la méthode de mélange profonde produit le ciment de sol à partir du sol excavé sur l'emplacement avec un coulis liquide, le rapport de mélange affecte considérablement la perméabilité et la force. Par conséquent, de divers états de frontière sont préparés en changeant le rapport de mélange et la perméabilité et la force sont vérifiées pour déterminer le rapport de mélange optimum.

Le Tableau I.7 explique les coulis liquides utilisés au barrage de sous-surface de Sunagawa. Quand le rapport de mélange matériel du coulis liquide est changé, la force, la perméabilité, l'effet d'empêchement de dispersion de l'eau, et la viscosité solidifiée (charge de couple sur la foreuse) changent également en conséquence. Par conséquent, le rapport de mélange est déterminé en considérant les conditions naturelles, l'efficacité de travail, et l'économie.

Tableau I.7 : *Coulis liquides utilisés pour la méthode de mélange profonde au barrage de sous-surface de Sunagawa*

| Processus ennuyeux | | Liquide Coulis | Matériaux mélangés | But d'injection |
|-------------------------|-------------|-------------------|--|---|
| Antérieur | Pénétration | Coulis I | Scories | Refroidissement un peu de la foreuse |
| | Traction | | d'ajustement | Réduisant la résistance de frottement (couple) |
| À trois axes ennuyer | Pénétration | Coulis I | Cendres volantes Bentonite | Formation du mur de trou avec la boue et empêchement de la dispersion de l'eau Réservation de toute la quantité de |
| | Traction | Coulis II | Ciment ordinaire Bentonite Épaississant, Agent de soufflage | Solidifiant le mur et l'amélioration force avec les matériaux durcissants résiduels du coulis I |

Même le rapport de mélange optimum de la pierre à chaux avec un coulis liquide dépend des conditions naturelles. Comme Tableau I.8 montre, le coulis liquide utilisé pour le sondage antérieur au barrage à fleur de terre de Komesu a une concentration élevée différente qui a employé au barrage à fleur de terre de Sunagawa parce que le coulis liquide ne perd presque aucune eau à la terre environnante et n'augmente pas le couple de construction.

Tableau I.8 : Mélanges des coulis de liquide pour la méthode de mélange profonde (par forage de 1.0 m)

| Matériaux | Unité | Barrage de sous-surface de (1990 - 1992) | | | Barrage de sous-surface de Komesu (1995 - 1997) | | | |
|--------------------------|-------|--|-------------|----------|---|----------|-------------|----------|
| | | Coulis I | Coulis I | Coulis | Coulis I | | Coulis I | Coulis |
| | | Pénétration traction | Pénétration | Traction | Pénétration | Traction | Pénétration | Traction |
| Scories d'ajustement (s) | kg | 40.0 | 115.7 | | 25.8 | 5.2 | 115.4 | |
| Cendres volantes (f) | kg | 12.9 | 21.4 | | 8.3 | 1.7 | 21.3 | |
| Bentonite (b) | kg | 4.6 | 8.1 | 3.8 | 4.1 | 0.8 | 8.0 | 3.8 |
| L'eau (w) | l | 264.3 | 683.9 | 125.4 | 135.8 | 27.2 | 478.8 | 125.4 |
| Ciment ordinaire (c) | kg | | | 115.6 | | | | 115.6 |
| Agent de soufflage (A) | kg | | | 9.7 | | | | 9.7 |
| Épaississant (SK) | kg | | | 0.38 | | | | 0.38 |
| Volume l'injection | l/m | 286 | 737 | 167 | 150 | 30 | 532 | 167 |
| W/SF | % | 500 | 500 | | 400 | 400 | 350 | |
| B/W | % | 1.7 | 1.2 | 3.0 | 3.0 | 3.0 | 1.7 | 3.0 |
| LA SEMAINE | % | | | 100 | | | | 100 |
| SK/W | % | | | 0.3 | | | | 0.3 |
| A/c | % | | | 8.4 | | | | 8.4 |

Si la terre à excaver par la méthode de mélange profonde se compose de diverses conditions géologiques, les rapports de mélange d'optimum des coulis de liquide ont employé pour l'excavation et la solidification devrait être étudiée avec soin extrême.

Concernant les dimensions de conception du mur de coupure pour le barrage à fleur de terre de Nakajima, la largeur a été placée à 0.5 m et la conductivité hydraulique a été placée à

10^{-6} cm/sec ou moins. La force illimitée de compression a été placée à 5 kg/cm².

Au barrage à fleur de terre de Nakajima, un mur de ciment de sol est construit dans la couche d'alluvium composée de couche de sable, de couche volcanique de cendre, de couche argileuse de sable, et de couche gravier-gravel-mixed de sable. La perméabilité du ciment de sol est dominée par le rapport du contenu de sable dans le sol excavé. À mesure que le contenu de sable augmente, la perméabilité se développe. Avec les échantillons ennuyeux provenant de la couche de sable, 5 états de frontière ont été créés en changeant le rapport de

ciment de l'eau et le rapport de bentonite du coulis liquide. Puis, un essai de force illimité de compression et un essai de perméabilité ont été réalisés. Selon les résultats, le mélange de la terre liquide était déterminé suivant les indications du Tableau I.9 pour satisfaire la conductivité hydraulique de conception (10^{-6} cm/sec) et la force illimitée de compression (5 kgf/cm²).

Tableau I.9 : Mélange des coulis de liquide au barrage à fleur de terre de Nakajima

(Par 1 m³ de sol)

| L'eau à Ciment Rapport LA SEMAINE (%) | Bentonite à arroser Rapport B/W (%) | Jointoiement du volume Q (%) | Fourneau Ciment AVANT JÉSUS CHRIST (kg) | Bentonite B (kg) | L'eau W (l) |
|---|--|------------------------------------|---|---------------------|----------------|
| 175 | 6 | 742 | 350 | 37 | 613 |

Au barrage à fleur de terre de Nakajima, jointoyant des pipes est érigé à 90 intervalles de cm avant que les murs de ciment de sol deviennent pleins afin de surveiller l'infiltration d'eau de mer par les roches superficielles par les agents du sous-sol et injecter le coulis dans les roches de sous-sol pour arrêter l'eau.

I.4. LES METHODES DE CALCUL

I.4.1. Introduction

Le calcul d'une paroi moulée ou d'une palplanche s'opère en deux temps : stabilité de l'ensemble puis dimensionnement.

La première partie du calcul fait essentiellement appel à la mécanique des sols. A partir des caractéristiques géotechniques des terrains encaissants, on détermine à tout niveau les efforts que le soutènement doit encaisser. On considère successivement toutes les phases provisoires et définitives de terrassement, de mise en place des étais ou tirants, de construction.

On tient compte des cas de charge particuliers (mitoyens, surcharges ponctuelles, crue des nappes d'eau). L'aboutissement de cette première partie du calcul se résume en trois résultats :

- courbe enveloppe des efforts tranchants encaissés par le soutènement ;
- courbe enveloppe des moments fléchissant ;
- longueur de fiche nécessaire du soutènement.

La deuxième partie du calcul est une application particulière des règles du béton armé aux parois et des règles de charpentes aux palplanches. On détermine, à partir des résultats précédents, l'épaisseur du profilé de palplanches, l'épaisseur de la paroi et ses armatures.

I.4.2. Les rideaux de palplanches

En général, les palplanches sont en métal (acier), leurs profils sont nombreux. On distingue les palplanches à module d'inertie et les palplanches plates.

Le type le plus courant de palplanches à module utilisé est le profil Larssen, dont le joint est dans l'axe du rideau. Elles sont souvent battues par paires après avoir pincé le joint correspondant pour le serrer. Les hauteurs des profils doubles varient de 80 à 450 mm, les largeurs de 365 mm à 500 mm, les épaisseurs de 5 à 20 mm. La longueur maximale laminée est de 27 m.

Aux profils courants s'adjoignent des palplanches spéciales pour les angles et les records soit soudés, soit rivés. A l'aide de palplanches à module, on réalise généralement par soudure des caissons de formes multiples et diverses.

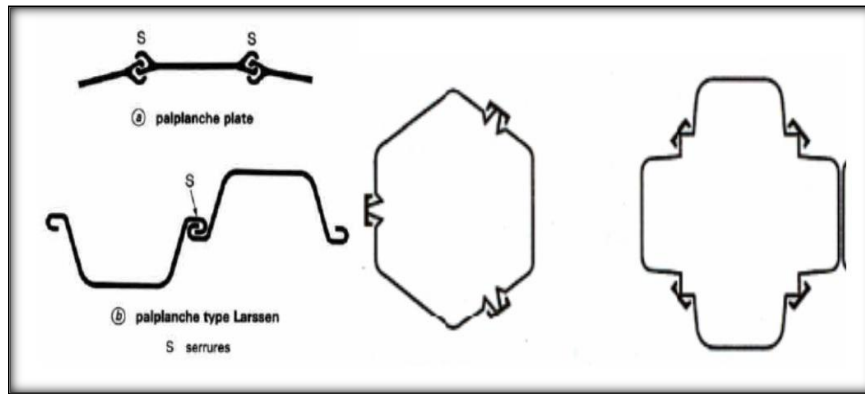


Figure I.29 : Class de profils de Palplanches

Le dimensionnement d'un rideau consiste à déterminer, comme le schématise la Figure I.30, les éléments suivants :

- la fiche D minimale ou partie encastrée du rideau,
- l'effort F dans l'ancrage et dimensionnement du tirant d'ancrage,
- les efforts dans le rideau (moment fléchissant et effort tranchant),
- la stabilité au glissement général de l'ensemble sol/rideau, en déterminant le coefficient de sécurité. F_s au glissement le long de la surface étudiée,
- la flèche u_0 ou déplacement en tête du rideau.

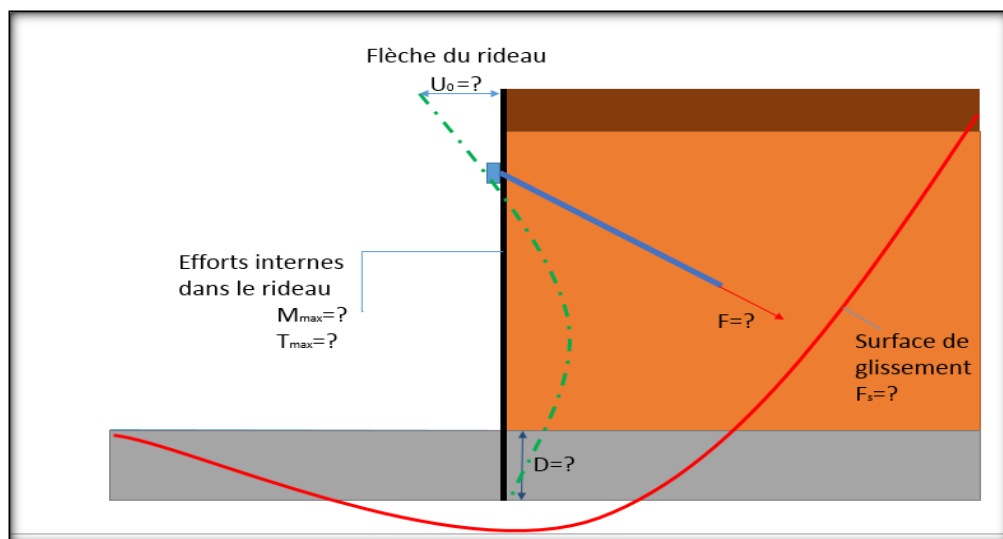


Figure I.30 : Schéma des inconnues du dimensionnement

Les méthodes de calcul d'un rideau plan se divisent en général en trois grandes catégories :

- Méthodes de la théorie de poussée/butée des écrans,
- méthodes de la théorie du module de réaction,
- méthode des éléments finis.

La première catégorie est la plus ancienne et se base sur la notion d'équilibre limite généralisé du sol autour du rideau. Les méthodes de cette catégorie ignorent la rigidité relative sol/rideau. En outre, du fait qu'elles supposent le système sol/rideau travaillant en grands déplacements (domaine de rupture), elles sont inadaptées au cas d'une paroi moulée, qui se comporte en général en petits déplacements, ou le cas d'un rideau ancré par des tirants précontraints répartis sous plusieurs nappes [7]. Enfin, l'évaluation des moments de flexion par ces méthodes est très approximative, alors que le choix du profilé du rideau se fait à la base du moment maximal calculé [8].

C'est pour cela qu'il est usuellement recommandé de n'utiliser ces méthodes qu'en phase préliminaire en vue d'un pré dimensionnement de la fiche du rideau, ou lors du dimensionnement dans un modeste projet de rideaux [7], [8].

Les paramètres géotechniques requis par ces méthodes sont le poids volumique γ , l'angle de frottement φ et la cohésion C . L'interface sol/rideau est supposée avoir une certaine rugosité. Le Tableau I.10, recommandé par l'organisme français Socotec, récapitule les valeurs courantes de l'obliquité δ (+ pour la poussée et -pour la butée), aussi bien pour les sables que les argiles [8].

Tableau I.10. Valeurs recommandées du rapport δ/φ [8]

| Parement ¹ | Angle de frottement Interne du sol | | | | | |
|-----------------------|------------------------------------|-------|----------|--------|---------|-------|
| | <30° | | 30 à 35° | | > 35° | |
| | Poussée | Butée | Poussée | Butée# | Poussée | Butée |
| lisse | 0 | -1/3 | 0 | -2/3 | + 1/3 | -2/3 |
| Rugueux | 0 | -1/3 | + 1/3 | -2/3 | + 2/3 | -2/3 |
| Très rugueux | + 1/3 | -1/3 | + 2/3 | -2/3 | + 2/3 | -2/3 |

(1) Lorsque les murs de soutènement retiennent des remblais ou sont équipés d'un tapis drainant synthétique, il convient d'adopter $\delta=0$ pour la poussée.

On exposera deux méthodes courantes de la première catégorie, en l'occurrence la méthode de la butée simple et la méthode du rideau encastré.

Les deux autres catégories considèrent le sol plutôt comme un matériau élasto-plastique. Elles tiennent ainsi compte de la rigidité relative sol/rideau et supposent que les pressions mobilisées dans le sol dépendent du niveau de déplacement. Elles nécessitent cependant un calcul automatique sur ordinateur

a. Méthode la théorie de poussée/butée

➤ Méthode de la butée simple

Considérons un rideau ancré en un point A, et ayant une fiche mobilisant la butée limite sur la fiche, ce qui correspond au cas « d » de la Figure I.31, et au cas « b » de la Figure I.32. Comme le montre la Figure I.33, les forces agissant sur l'écran sont la force **P** résultante des poussées à l'amont, la force **B** résultante de la butée limite agissant sur la fiche **D** et l'effort **T** dans l'ancrage. Les inconnues du problème sont **D** et **T**.

*On écrit que la somme des moments par rapport au point A est nulle, ce qui aboutit à une équation en **D**. La connaissance de **D** permet de calculer **P** et **B**, et déduire **T** de l'équilibre des forces horizontales, soit :*

$$T = P - B$$

Le calcul ci-dessus correspond à *l'état d'équilibre limite*, soit à un coefficient de sécurité de 1. On recommande en pratique de prendre une fiche réelle $D' = D\sqrt{2}$ pour un rideau battu dans le sable, ce qui correspond à peu près à un coefficient de sécurité de 2 sur la force de butée **B**. Dans un sol purement cohérent, il est conseillé de doubler la fiche $D' = 2D$, ce qui correspond aussi à un coefficient de sécurité de 2. Il est évident qu'en agissant ainsi, le rideau ne travaille pas selon les hypothèses de calcul. Ainsi, un ride rigide travaille bien en butée simple, mais pas à l'état limite ultime, alors qu'un rideau flexible travaille plutôt comme un écran partiellement ou complètement encastré avec présence de contre-butée.

Cette méthode est d'ailleurs recommandée aux rideaux rigides, ce qui correspond à des rideaux dans des sols mous, ou à des rideaux courts de grande inertie [9],

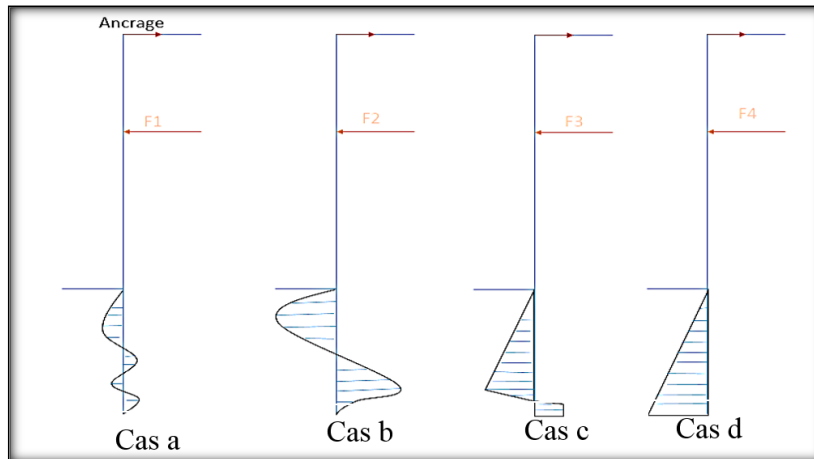


Figure I.31 : Fonctionnement d'un rideau flexible

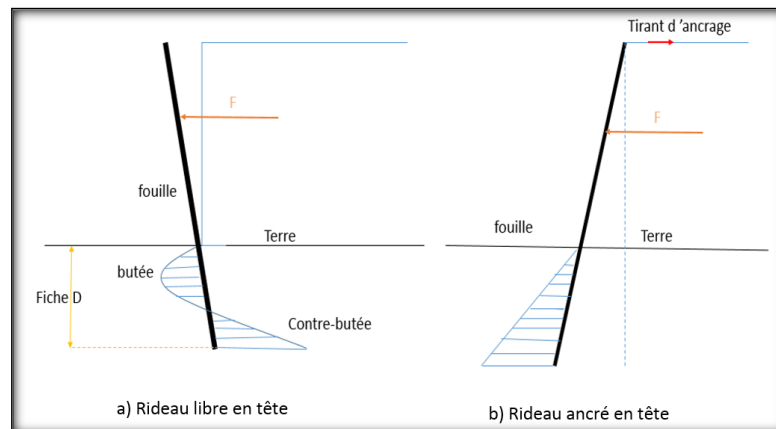


Figure I.32 : Fonctionnement d'un rideau rigide

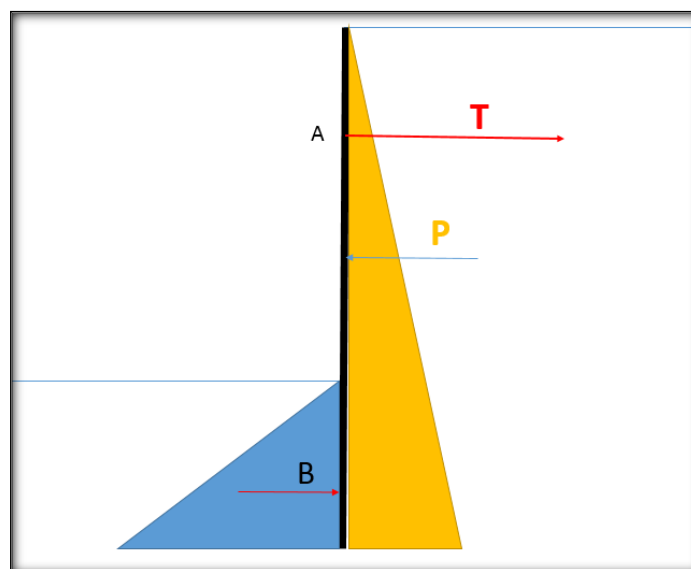


Figure I.33 : Schéma d'un rideau travaillant en butée simple

➤ Méthode du rideau encastré

Considérons le cas d'un rideau sans ancrage, comme le schématise la Figure I.34. On admet souvent les hypothèses suivantes [10], [8]:

- En deçà du centre de rotation, la poussée côté amont et la butée côté aval atteignent les valeurs limites données par la théorie de poussée/butée.

La contre-butée est mobilisée sur une hauteur égale à 20 % de la hauteur f_0 si laquelle est mobilisée la butée,

- La contre-butée est remplacée par une force concentrée au point du centre rotation O . Selon la Figure I.34, le diagramme de calcul résulte de la différence des pressions actives et passives, et peut être remplacé par trois forces : poussée P' , butée B' et contre-butée C . La distance t correspond à l'égalité des pressions active et passive, et est donc connue.

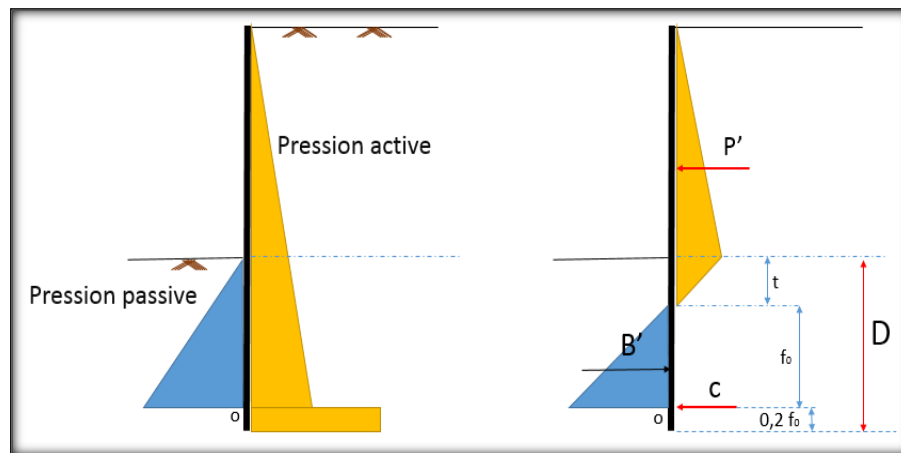


Figure I.34 : Diagramme de pressions d'un rideau encastré sans ancrage

Les inconnues du problème sont f_0 et C . L'équilibre des moments par rapport au centre de rotation O aboutit à une équation en f_0 et l'équilibre des forces horizontal donne :

$$C = B' - P'$$

Le fiche du rideau est :

$$D = t + 1.2f_0$$

Dans les calculs, on utilise un coefficient de sécurité de 2 sur la butée [9], [11].

Étudions maintenant le cas d'un rideau encastré et ancré en tête. Les hypothèses précédentes restent valables pour ce cas. Le problème comporte trois inconnues, à savoir la fiche D (ou f_0), la contre-butée C et la force d'ancrage T . Les équations de la statique sont insuffisantes et il y'a lieu d'y ajouter une troisième équation sous forme d'une hypothèse supplémentaire. En pratique, on admet que le point de contrainte nulle, soit à une profondeur t du fond de fouille selon la Figure I.35, est confondu avec le point de moment nul, ce permet

de décomposer le rideau en deux poutres sur appuis simples, comme schématisé à figure 3.8.

Le calcul des poutres permet de déterminer de la poutre supérieure l'effort T et le réaction R, et de la poutre inférieure on trouve [8], [9] et [10]:

$$\frac{2F_0B'}{3} = F_0C \quad C = \frac{2B'}{3} \quad R = B' - C = \frac{B'}{3}$$

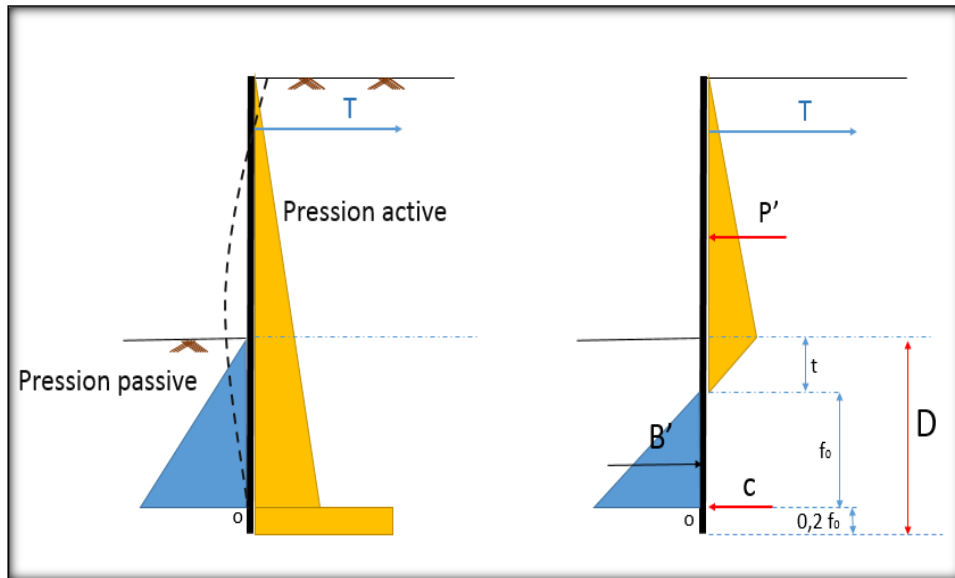


Figure I.35 : Diagramme de pressions d'un rideau encastré avec ancrage

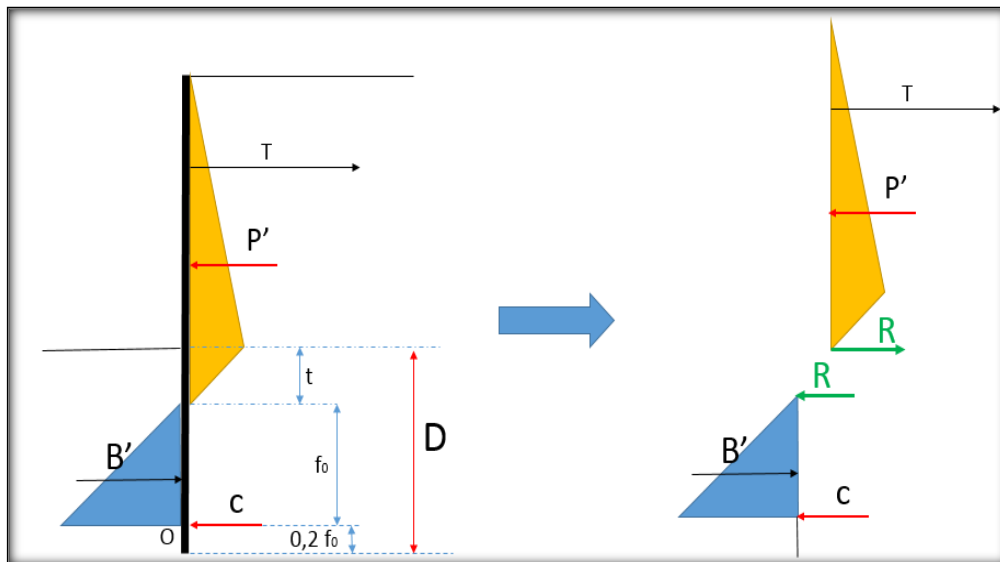


Figure I.36 : Diagramme d'un rideau encastré avec ancrage en deux poutres équivalentes

Une telle approche est appelée méthode des poutres équivalentes. On peut aussi utiliser la méthode de Blum, qui donne selon la Figure I.37, une relation entre la position du moment fléchissant nul et l'angle de frottement du sol. Ensuite, on procède au calcul des deux poutres sur appuis simples, comme ci-dessus.

On note qu'on considère un coefficient de sécurité égal à 1 dans ces deux méthodes.

La méthode du rideau encastré est bien adaptée aux rideaux présentant une certaine flexibilité et fichés dans des sols résistants. La méthode des poutres équivalentes et celle de Blum sont limitées aux sols pulvérulents [9], [10].

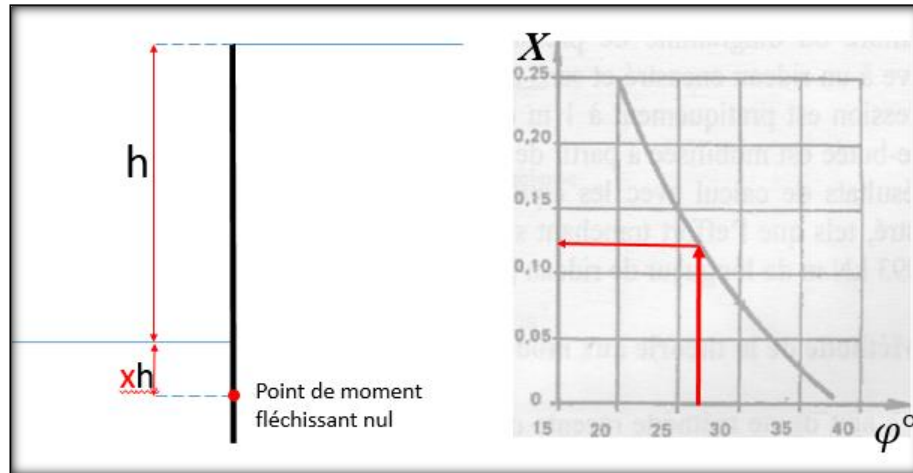


Figure I.37 : Abaque de Blum pour la position du moment nul

Dans toutes les méthodes qu'on vient de voir, le calcul du moment fléchissant maximum permet de déduire le module de résistance **W** du profilé du rideau, pour une contrainte admissible δ_a dans l'acier, comme suit :

$$W = \frac{I}{V} = \frac{M_{\max}}{\sigma_a}$$

I : le moment d'inertie du profilé .

V : la distance maximal de la fibre neutre.

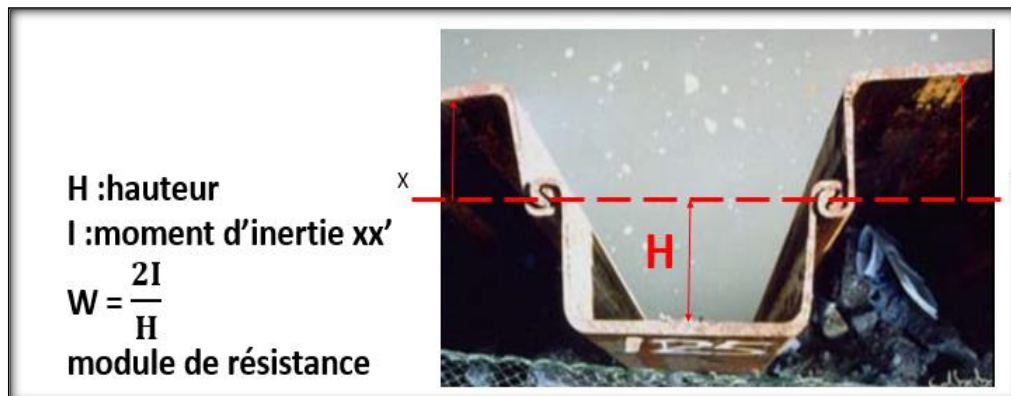


Figure I.38 : Quelques profilés typiques des rideaux de palanches

La détermination du diagramme de moment fléchissant permet, par le biais double intégration d'obtenir le diagramme de cernent latéral u du mur.

$$M_Y(x) = E_P I_P \frac{d^2(x)}{dx^2}$$

L'expérience montre que le calcul manuel d'un rideau par ces méthodes, utiles en phase de pré dimensionnement, est laborieux. Il existe d'ailleurs une large gamme de logiciels qui permettent une analyse automatique aisée de plusieurs variantes de calcul. Citons à titre d'exemple le logiciel SPW-2006 développé par le professeur Verruijt à l'université de Delft (Pays bas). Le logiciel possède une interface conviviale et interactive facilitant l'introduction des données du problème.

b. Méthode de la théorie aux modules de réaction

Il s'agit d'une méthode récente qui connaît actuellement un grand succès, suite au développement du calcul numérique sur ordinateur. Elle offre une grande souplesse de calcul et permet une modélisation plus réaliste du comportement du rideau.

La méthode est basée sur l'hypothèse fondamentale de Winkler (1867) dans le domaine des petits déplacements, selon laquelle les contraintes à l'interface sol/structure sont proportionnelles aux déplacements de celle-ci. Ainsi, si le rideau, à une profondeur z , s'est déplacé de $u(z)$, la pression horizontale $P(z)$ du sol est telle que :

$$P(z) = k_h u(z)$$

k_h , appelé Coefficient de réaction (kN/m^3), n'est pas une grandeur géotechnique intrinsèque, puisqu'il dépend aussi bien de la nature du sol, de sa rigidité, et des dimensions du rideau. Il est couramment évalué à partir de l'essai pressiométrique, en fonction du module pressiométrique équivalent E_M^e , conformément à la formule de Ménard, Bourdon et Houy [7], [8]:

$$k_h = \frac{E_M^e}{\left(\frac{\alpha a}{2} + 0.133(9a)\alpha\right)}$$

Cette formulation est valable pour chaque phase de chargement et de déchargement, à l'exception de celle de mise en tension des tirants précontraints.

Le coefficient a de structure du sol est donné par le Tableau I.11, et le paramètre a , ayant la dimension d'une longueur, dépend de la géométrie du système sol/rideau, comme le schématise la Figure I.39.

Tableau I.11 : Valeurs du coefficient α selon Ménard

| Type | Tourbe | | Argile | | Limon | | | Sable | | Grave | |
|--|-----------|----------|-----------|----------|-----------|----------|--|-----------|----------|-----------|----------|
| | E_m/P_1 | α | E_m/P_1 | α | E_m/P_1 | α | | E_m/P_1 | α | E_m/P_1 | α |
| Surconsolidé ou très serré | | | > 16 | 1 | > 14 | 2/3 | | > 12 | 1/2 | > 10 | 1/3 |
| Normalement consolidé ou normalement serré | | 1 | 9-16 | 2/3 | 8-14 | 1/2 | | 7-12 | 1/3 | 6-10 | 1/4 |
| Sous-consolidé altéré et remanié ou lâche | | | 7-9 | 1/2 | 5-8 | 1/2 | | 5-7 | 1/3 | | |

La distribution du module de réaction est couramment non uniforme suite à l'hétérogénéité du sol vis-à-vis des modules pressiométriques.

Il est recommandé dans ce cas de découper le sol en contact avec le rideau en tranches telles que le module pressiométrique varie peu dans chaque tranche, et peut ainsi être caractérisé par une valeur moyenne E_M^e . Le calcul du coefficient de réaction se fait à partir de l'équation de calcul le Coefficient de réaction k_h , en introduisant pour chaque tranche le paramètre a correspondant, à partir de la Figure I.39 [7],

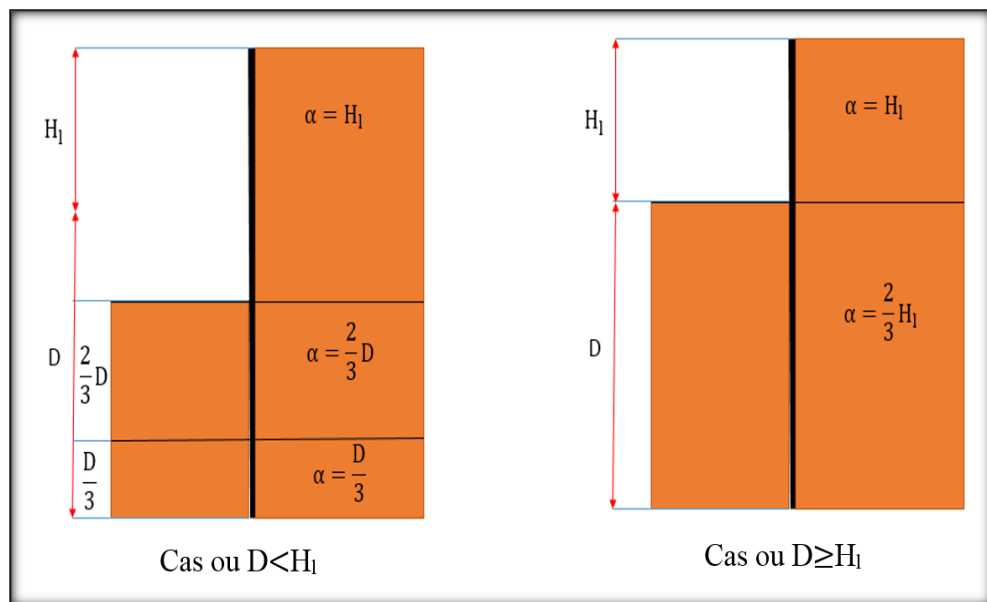


Figure I.39 : Détermination du paramètre a en fonction de la géométrie

La méthode aux modules de réaction consiste tout simplement à discrétiser l'interface rideau/sol en une infinité de ressorts horizontaux, la réponse de chacun étant décrite par une loi, notée universellement *courbe P-Y*.

Le rideau est en fait assimilé à une poutre élastique de largeur unité, dont la déformée est décrite par l'équation classique de déformée d'une poutre :

$$EI \frac{d^4 u(z)}{dz^4} + P_1(u,z) + P_2(u,z) + \Delta P_w(z) = 0$$

EI : la rigidité à la flexion du rideau, pour une largeur unité. **P1**, **P2** et ΔP_w sont respectivement la pression horizontale à l'amont du rideau, à l'aval, et la différence de pression interstitielle à la profondeur **z**, comme le schématise la Figure I.40. La pression **P** varie linéairement par segments avec le déplacement **u**, d'après les courbes P-Y [7].

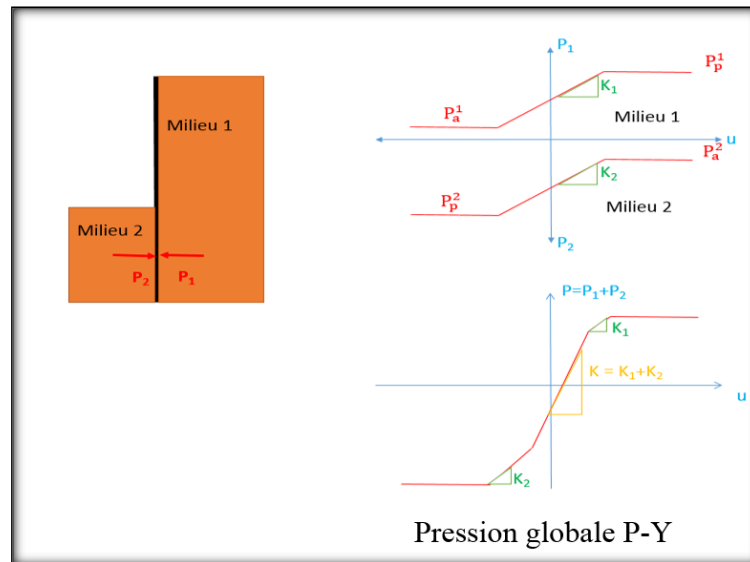


Figure I.40 : Schémas des courbes P-Y d'un rideau

L'intégration analytique de l'équation différentielle est difficile, voire impossible en cas d'un sol hétérogène, comme il a été déjà mentionné. En outre, les relations **P-Y** étant non linéaires, la pression dépend du déplacement, ce qui nécessite un processus itératif sur l'équilibre du rideau pour aboutir à la pression correspondante.

Le recours à l'ordinateur est donc inévitable, et on assiste actuellement à la naissance de plusieurs logiciels puissants de calcul des rideaux par cette méthode, tels que DENEbola mis au point au LCPC, SPW (Sheet Pile Wall) de l'université de Delft, et REWARD développé par GCG (Geotechnical Consulting Group) [12].

De tels logiciels offrent la possibilité d'analyser le comportement du système sol/rideau au cours des différentes phases des travaux de soutènement.

c. Méthode d'éléments finis pour le calcul des rideaux

Le calcul automatique en génie géotechnique a vu ces dernières années, un développement important avec introduction de la méthode des éléments finis au calcul des ouvrages. Cette méthode, permet de discrétiser le système sol/rideau/ancrage en un maillage d'éléments dont les propriétés sont variables dans l'espace et en fonction du chargement.

Tout programme général d'éléments finis permet de faire un calcul de rideaux à l'aide des éléments en déformation plane. Certains logiciels disposent de la possibilité d'inclure d'éléments d'interface entre le rideau et le sol permettant ainsi un décollement possible du rideau, ce qui permet une modélisation plus réaliste de l'interaction sol/rideau.

Il existe aussi des logiciels spécialisés d'éléments finis en géotechnique, tels que **LIAXIS**, **CRISP** et **CESAR**, permettant de par leur convivialité et leur interactivité un modélisation aisée de ce type de problèmes.

I.4.3. Les parois moulées

La paroi moulée est un procédé qui permet de faciliter le creusement de grandes excavations en réalisant avant terrassement l'ouvrage destiné à assurer le soutènement latéral des terres. Très schématiquement, le procédé consiste à créer, en place dans le sol, un mur en béton armé par l'entremise d'une tranchée creusée mécaniquement sous protection d'un fluide bentonique, tranchée qui est ensuite bétonnée en utilisant directement le terrain en tant que coffrage.

La méthodologie propre aux parois moulées implique leur réalisation par panneaux unitaires juxtaposés selon une succession d'opérations élémentaires comportant les étapes suivantes :

- 1 - Murette-guide.
- 2 - Panneau primaire en cours d'excavation, la boue de forage provient de la centrale.
- 3 - Mise en place au moyen d'une grue de service, dans un panneau primaire excavé, des coffrages provisoires d'extrémité et des armatures.
- 4 - Bétonnage du panneau à partir du fond avec des tubes-plongeurs manœuvrés par la grue de service



Figure I.41 : La réalisation d'une paroi moulée en béton

Le comportement d'un mur en paroi est en réalité assez complexe, du fait qu'il résulte de l'interaction sol-mur-ouvrage et dépend ainsi d'une multitude de paramètres. En outre, le dimensionnement d'un mur en paroi dépend de la fonction remplie par le mur, et doit analyser les différentes phases de réalisation.

En considérant le mur en tant que soutènement, il n'existe pas de règlement de calcul propre, comme c'est le cas des fondations ou des tirants d'ancrage.

Néanmoins, l'Eurocode-7 dispose de règles de conception et définit des états limites et des actions de sollicitations, en subdivisant les ouvrages de soutènement en trois catégories principales, à savoir:

- les murs-poids travaillant essentiellement en poids,
- les écrans de soutènement regroupant entre autres les rideaux de palanches et les parois moulées,
- les murs composites combinant des éléments des deux premières catégories.

Ainsi, les états limites et les règles relatifs au calcul et à la construction des écrans de soutènement, sont applicables à l'étude du soutènement en paroi moulée.

A titre de rappel, les états limites relatifs aux écrans de soutènement sont définis l'Eurocode-7, comme suit [13] :

- 1) instabilité d'ensemble,
- 2) rupture d'un élément de la structure tel qu'un mur ou un écran, un ancrage, un étai ou un buton, ou rupture de la liaison entre de tels éléments,
- 3) rupture combinée dans le terrain et dans les éléments de structure,
- 4) rupture par soulèvement hydraulique et érosion régressive,
- 5) mouvements de l'ouvrage de soutènement susceptibles de provoquer la ruine ou d'affecter l'aspect ou l'efficacité de l'utilisation de l'ouvrage, des ouvrages voisins ou des services qui en dépendent,
- 6) fuites inacceptables à travers ou par-dessous le mur ou l'écran,
- 7) transport inacceptable de particules de sol à travers ou par-dessous le mur ou l'écran,
- 8) modifications inacceptables de l'écoulement de l'eau souterraine,
- 9) rupture par rotation ou translation de l'écran ou de certaines de ses parties,
- 10) rupture par défaut d'équilibre vertical, ce qui nécessite de vérifier la capacité portante du sol sous les charges verticales appliquée au rideau.

Dans le cadre de la fonction soutènement, un mur en paroi se calcule pratiquement avec les mêmes méthodes de calcul de rideau palplanche, à savoir :

- méthodes de la théorie de poussée/butée des écrans,
- méthodes de la théorie au module de réaction,
- méthode des éléments finis.

Dans le cadre de la théorie aux modules de réaction, le coefficient de réaction k_h peut être évalué à partir de l'essai pressiométrique selon l'équation de calcul le Coefficient de réaction k_h . Un mur en rideau ou en paroi peut être classé selon la rigidité relative mur/sol, en évaluant la longueur élastique (ou de transfert) L_0 , telle que :

$$L_0 = \sqrt[4]{\frac{E_P I_P}{K_h B}}$$

B est une largeur unitaire du mur ($B = 1\text{m}$).

Un mur installé dans un sol homogène est considéré comme souple si la fiche D du mur dans le sol est supérieure à $3L_0$, rigide si $D < \frac{L_0}{2}$ et semi-rigide si D est située entre ces deux valeurs ($3L_0 \leq D \leq \frac{L_0}{2}$) [14].

Dans le cadre de la fonction fondation profonde, le mur en paroi est traité en tant que

fondation continue enfouie en profondeur, recevant une charge périphérique répartie selon sa longueur, c'est le cas par exemple d'un bâtiment comportant des sous-sols soutenus par des murs en paroi moulée, et des voiles périphériques reposant sur ces murs. Ces derniers remplissent la double fonction de soutènement définitif et de fondation profonde. Cette dernière fonction complète celle d'autres systèmes de fondations sur lesquelles repose le sous-sol de l'ouvrage [14].

La vérification de la capacité portante du sol peut être menée à la lumière des méthodes traditionnelles exposées ou calcul de rideau palplanche. On focalise ci-après sur le calcul en déformations de la barrette, en étudiant le tassement et le comportement en flexion sous des charges horizontales.

Cassan (1978) a présenté une approche de calcul du tassement en tête de la barrette, à la base de la théorie de transfert de charges.

Ainsi, en appliquant la théorie de calcul du tassement des pieux aux barrettes, les paramètres B_0 et R_0 de transfert de charge, définis par les équations suivant :

$$\tau(z) = B_0(z) v(z) \quad q_p = \frac{R_0 v(D)}{B}$$

La Figure I.42, ont été adaptés par Cassan au cas d'une barrette installée dans un sol élastique homogène, pour donner :

$$B_0 = \frac{E}{L\varnothing(m)}$$

E : le module de déformation élastique du sol, estimé à partir du module pressiométrique E_M par Ménard:

$$E = \frac{E_M}{\alpha}$$

La fonction \varnothing est donnée dans le cas courant d'une barrette ayant une hauteur $H > \frac{L}{5}$ par l'expression suivante [14]:

$$\varnothing(m) = 1 + \text{Log}_{10}(m) = 1 + \text{Log}_{10} 2 \frac{H}{L}$$

m : un facteur géométrique représentant, au facteur 2 près, l'élançement de la barrette.

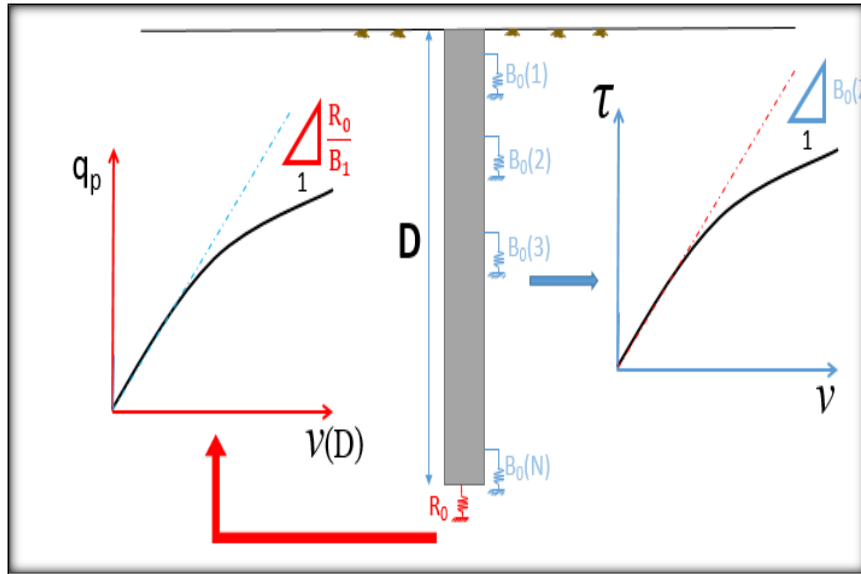


Figure I.42 : Schéma de transfert de charges d'un pieu isolé

Le paramètre R_0 est déduit de la formule du tassement d'une semelle rectangulaire dans le cadre de la méthode pressiométrique, en notant respectivement par v_p et q_p le tassement et la pression verticale en pointe de la barrette, et par B_0' une dimension de référence égale à 0.6 m :

$$v_p = \frac{4}{18E_M} (q_p - \sigma_{v0}) B_0' \left[\lambda_d \frac{B}{B_0'} \right]^\alpha + \frac{\alpha}{9E_M} (q_p - \sigma_{v0}') \lambda_s B$$

D'après l'équation de calcul q_p le paramètre R_0 est défini comme suit :

$$R_0 = \frac{(q_p - \sigma_{v0}) B}{v_p}$$

La combinaison des deux équations précédentes aboutit finalement à l'expression de R_0 qui, comparée à l'équation d'une fondation superficielle :

$$k = \frac{9E_M}{2B_0 \left[\lambda_d \frac{B}{B_0'} \right]^\alpha + \alpha \lambda_s B}$$

L'équation d'une fondation superficielle montre qu'il s'agit plutôt d'un *module de réaction* :

$$R_0 = \frac{9E_M}{\alpha \lambda_s + 2 \frac{B_0'}{B} \left[\lambda_d \frac{B}{B_0'} \right]}$$

L'équation du tassement d'un pieu dans un sol homogène $\frac{d^2v}{dz^2} - a^2 v = 0$ étant valable ici, son intégration donne le tassement v_0 en tête de la barrette :

$$v_0 = \frac{Q}{L} \frac{1 + \frac{\text{Tanh}(aD)}{aBE_p}}{R_0 + aBE_p \text{Tanh}(aD)}$$

$\frac{Q}{L}$: La charge verticale répartie (KN/m) en tête sur la longueur de la barrette et a est un paramètre

ayant la dimension inverse d'une longueur, est donné, en fonction du rayon moyen ρ de la barrette, par :

$$a = \sqrt{\frac{B_0}{\rho E_P}} \quad \rho = \frac{B}{2 + \left(1 + \frac{B}{L}\right)}$$

En cas d'un chargement horizontal par des efforts en tête de la barrette, il est possible de déterminer son déplacement et les efforts internes dus à la flexion, par le biais de la méthode des courbes P-Y, pour l'étude des pieux chargés horizontalement

La forme rectangulaire de la barrette, comme est schématisé à la Figure I.43, fait que la réaction horizontale globale P du sol à une profondeur donnée, au déplacement horizontal u à cette même profondeur, est due d'une part aux efforts de frottement latéral horizontal s'exerçant sur la partie du périmètre parallèle au sens du déplacement u , et d'autre part aux pressions frontales s'exerçant sur la plus grande largeur de l'élément perpendiculairement au sens de u [10].

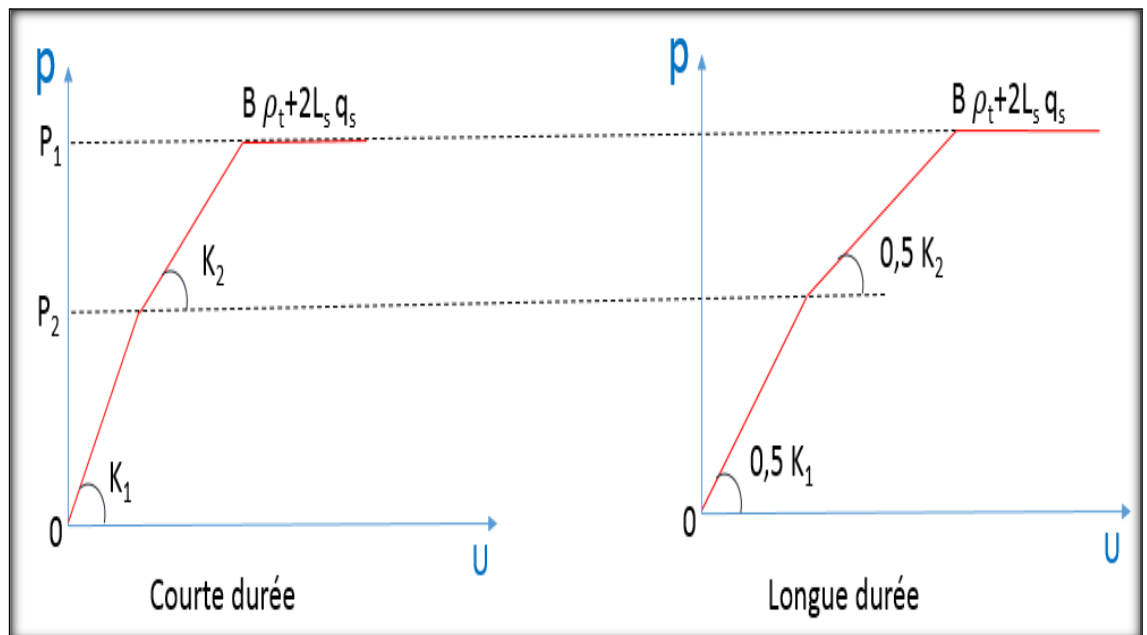


Figure I.43 : Schéma de réaction latérale d'une barrette

Ainsi, à la même profondeur, on peut ainsi définir une courbe de réaction frontale P_1 - Y et une courbe de réaction tangentielle P_2 - Y , telles que schématisées à la Figure I.44.

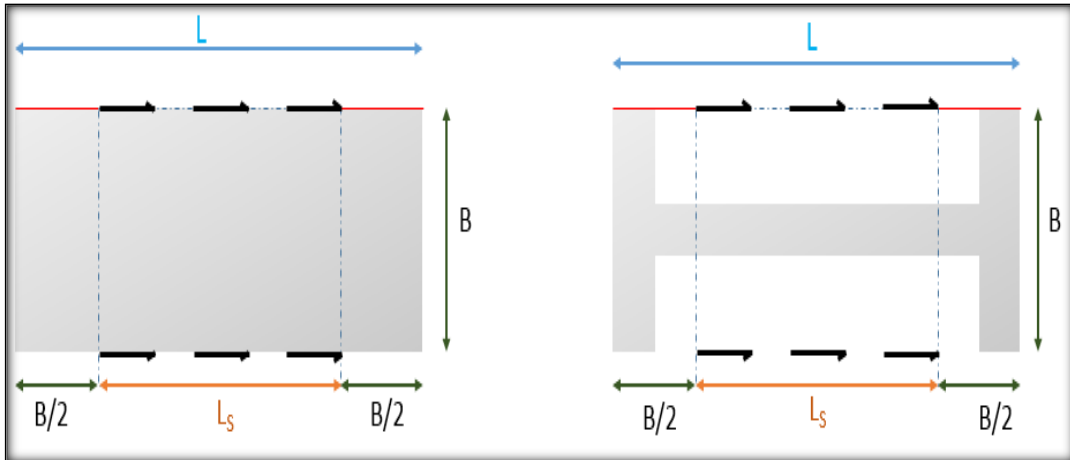


Figure I.44 : Superposition des courbes de réaction frontale et tangentielle

Conformément au règlement Français CCTG-93, fascicule 62, la courbe de réaction tangentielle est bilinéaire, identiquement à celles de la Figure I.45,

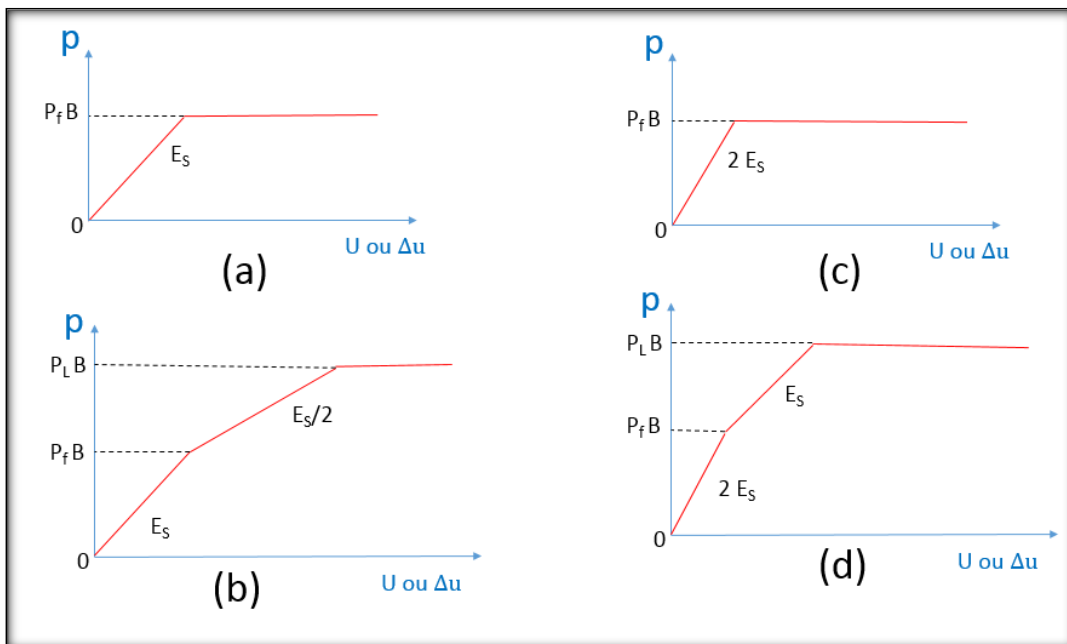


Figure I.45 : Courbe P-Y du CCTG-93 selon la nature du chargement latérale d'un pieu isolé

Avec une pente initiale égale au module de réaction E_s , calculée par les équations suivant :

$$\text{Pour un pieu de petit diamètre (} B < B_0=0.6\text{m)} \quad E_s = \frac{18E_M}{4(2.65)^\alpha + 3\alpha}$$

$$\text{Pour un pieu de grand diamètre (} B > B_0=0.6\text{m)} \quad E_s = \frac{18E_M B}{4B_0 \left(\frac{2.65B}{B_0}\right)^\alpha + 3B\alpha}$$

Un palier de résistance horizontale par frottement égal à $2L_s q_s$, q_s et la contrainte de frottement latéral d'un pieu.

La longueur L_s de calcul des frottements latéraux horizontaux est égale à la longueur de la barrette diminuée de sa largeur :

$$L_s = L - B$$

La courbe de réaction frontale est donnée par la Figure I.46 pour les différents cas de charges.

- a- Sollicitations permanentes en tête dominantes
- b- Sollicitations latérales du sol dominantes
- c- Sollicitations de courte durée en tête dominante
- d- Sollicitations accidentelles très brèves en tête dominantes

La courbe de réaction globale P-Y s'obtient en sommant les composantes de la réaction P pour le même déplacement u :

$$P = P_1 + P_2$$

Ainsi, en cas d'un chargement de longue durée, la résistance latérale de la barrette est égale à $BP_f + 2q_s L_s$, B étant la largeur de la barrette.

Comme le schématise la Figure I.46, la courbe de réaction globale est trilineaire caractérisée par des pentes initiales K_1 et K_2 déterminées par superposition des tronçons initiaux des courbes frontale et tangentielle.

Une fois les courbes P-Y construites, le recours à un logiciel de calcul à partir des courbes P-Y permet une analyse performante en déplacements latéraux de la barrette. On obtient à partir des logiciels courants de calcul les résultats en termes d'efforts internes et les déplacements résultants.

I.5. CONCLUSIONS

On a su les différentes méthodes de la réalisation et les avantages de cet ouvrage dans les régions sèches à fin de pouvoir exploiter les eaux souterraines.

Cet ouvrage est facile à réaliser, et pour le calcul il n'a pas des méthodes spéciales à suivre. Alors il se fait comme les autres ouvrages de soutènement.

II.1. GENERALITÉS ET HISTORIQUE DE LA REGION DE L'HOGGAR**II.1.1. Introduction**

La région de l'Ahaggar renferme un patrimoine culturel qui raconte les nombreuses civilisations qui s'y sont succédé 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. [15]

II.1.2. Caractéristiques de la région de l'Hoggar

II.1.2.1. 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

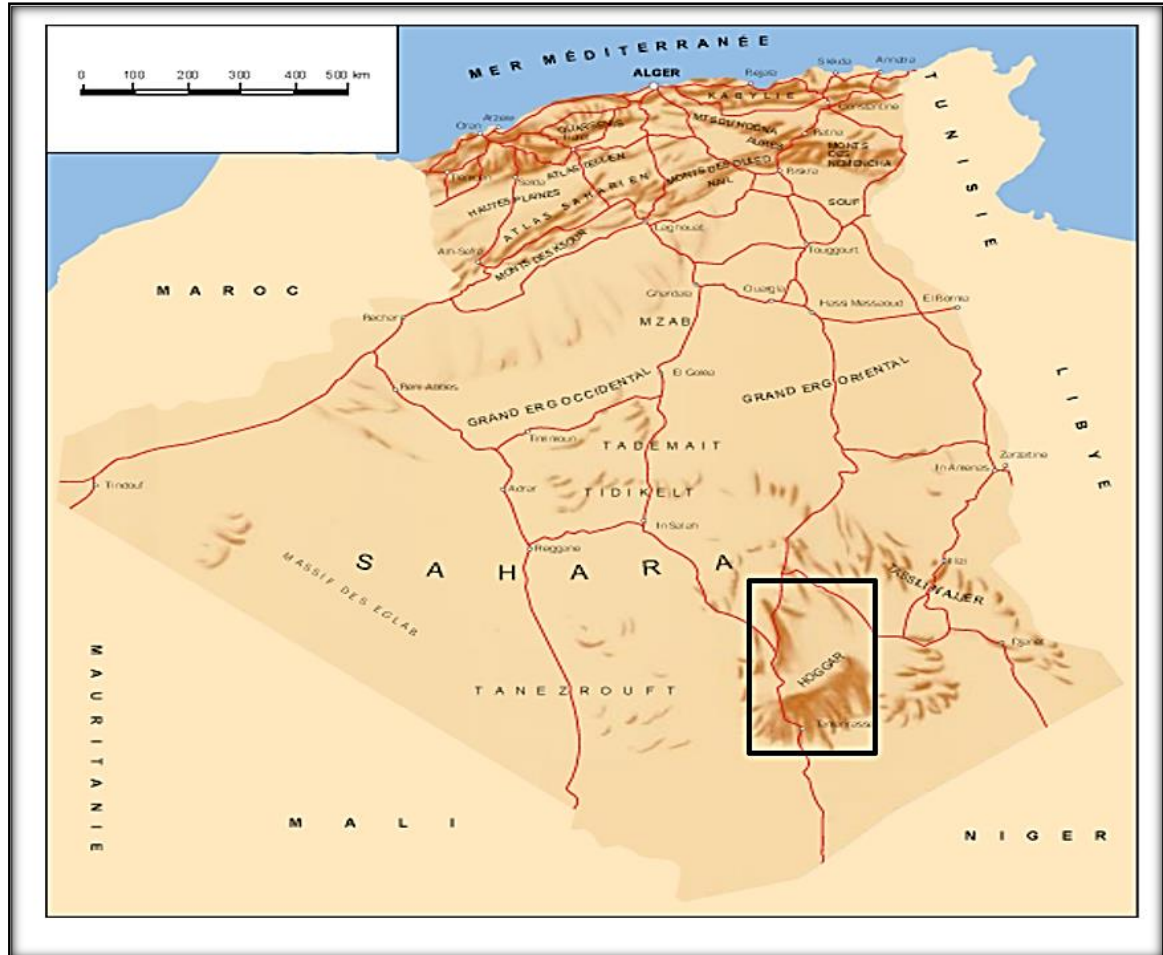


Figure II.1 : Situation de la zone d'étude [16]

II.1.2.2. Géologie

La nature géologique de l'Hoggar est fort complexe et réuni 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 déposé à partir du Paléozoïque. [15]

Le massif de l'Hoggar était avant l'ère primaire une immense pédiplaine 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.

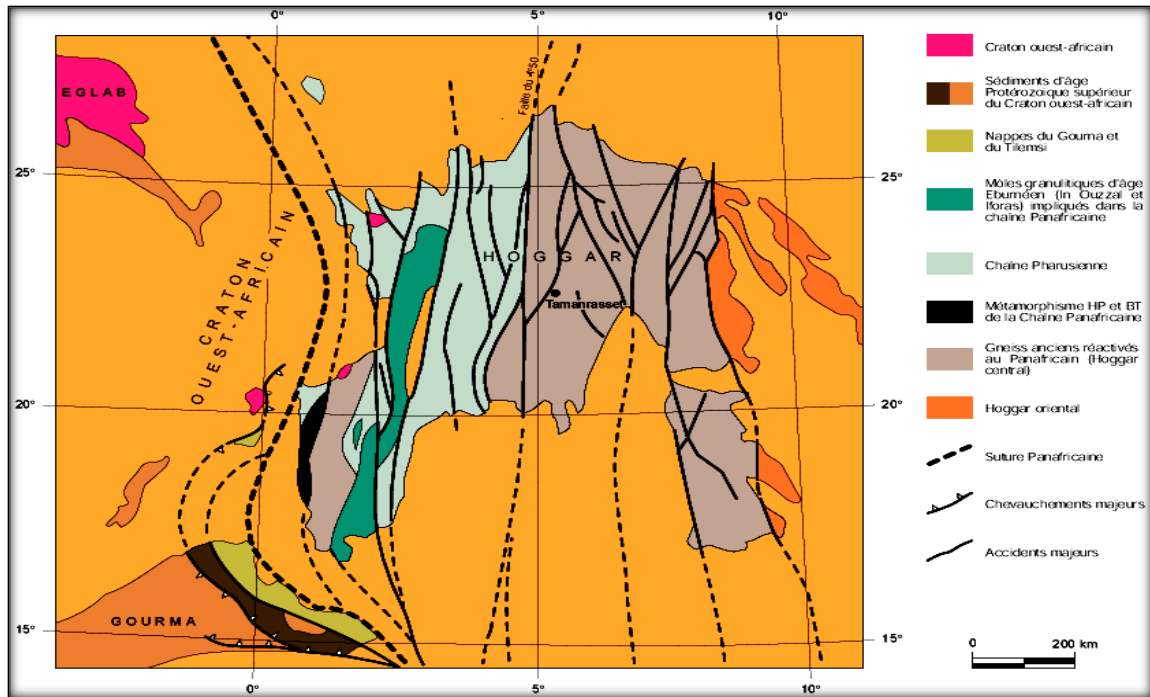


Figure II.2 : Carte géologique simplifiée du bouclier Touareg[16]

II.1.2.3. Description de la région d'étude

L'oued Aguenar a creusé une vallée bien prononcée, orientée Est - Ouest. Son lit est occupé par une végétation constituée d'acacias, d'euphorbiacées et graminées. Ce type de végétation atteste de la présence d'une certaine humidité.

Cette vallée est comblée par des terrains meubles récents en surface, il s'agit d'alluvions et en profondeur de terrains meubles résultant de l'altération des Granites et Gneiss, le bedrock est constitué de roches saines.

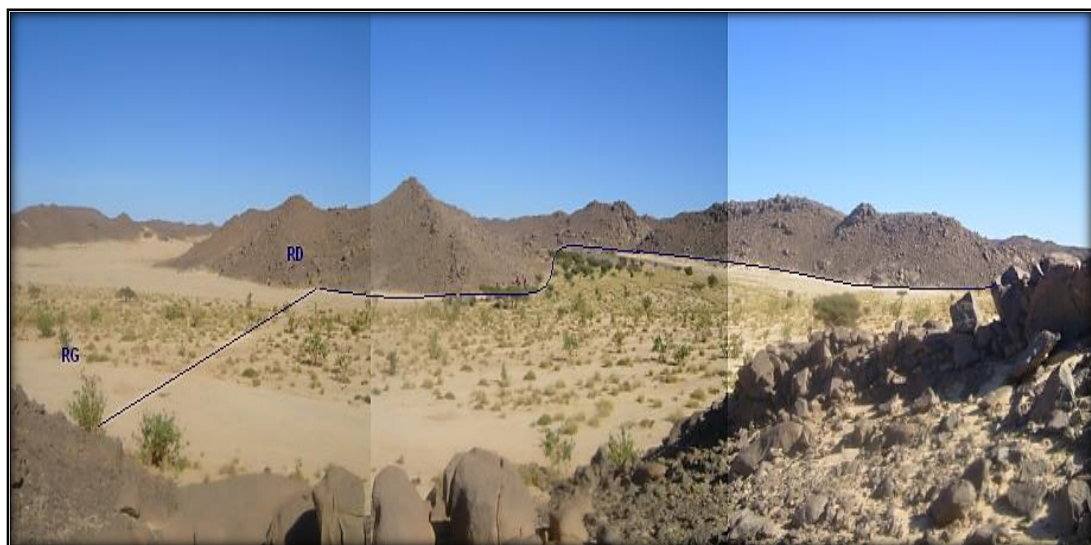


Figure II.3 : Vue d'ensemble de la cuvette (AGC, 2010) (Le verrou est indiqué avec les mentions RD – RG).

II.1.2.4. 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. [15]

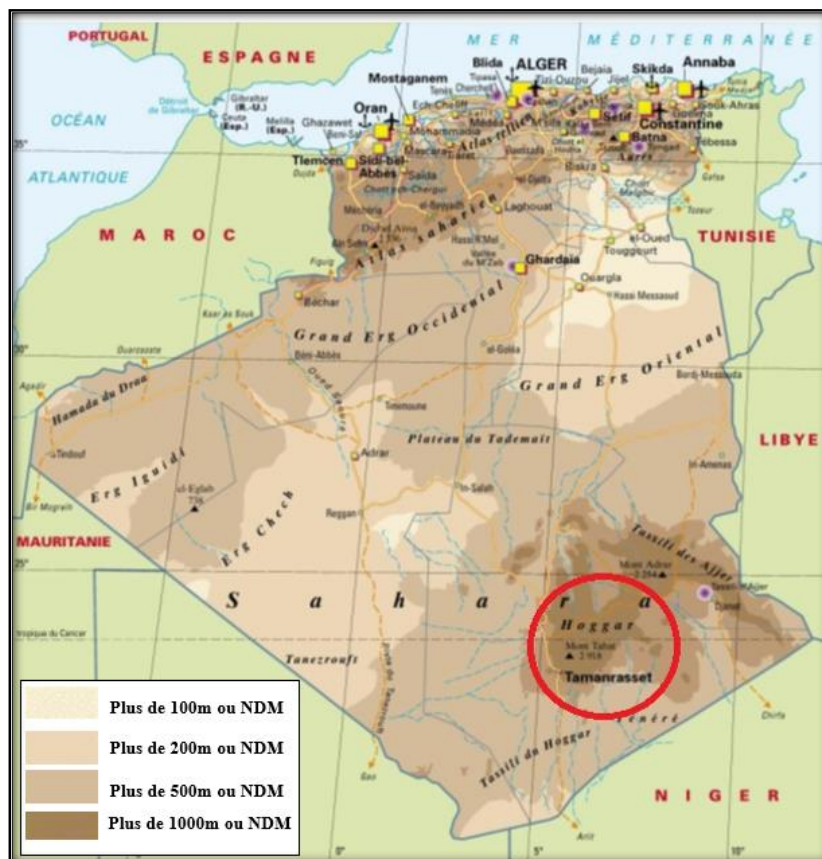


Figure II.4 : Carte Topographie de la zone d'étude

II.1.2.5. 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.

II.1.2.6. 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 Albiennaise) 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 hm³ les quantités d'eau dans l'inféro-flux).

II.1.2.7. Infrastructures énergétiques

La wilaya possède deux centrales électriques, trois micro-centrales et 1 584 km de réseau électrique. Ce qui permet d'avoir un taux de raccordement électrique d'environ 90 %. En outre, la wilaya dispose de huit villages solaires qui alimentent 460 foyers.

En matière de gaz de ville, seule In Salah est alimentée en gaz naturel. Ce qui donne un taux global de raccordement au gaz de ville de 11 % pour toute la wilaya de Tamanrasset.

II.1.3. Besoins globaux en eau

II.1.3.1. Besoins domestiques

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

Tableau II.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, tiennent compte d'un accroissement annuel de 1% de la dotation, suite à une meilleure hygiène et mode de vie.

II.1.3.2. 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

II.1.3.3. 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.

II.2. GENERALITES SUR L'OUVRAGE

Le barrage souterrain est un système consistant à retenir des eaux souterraines par un para fouille (corps du barrage) mis en place en travers des chenaux des eaux souterrains.

II.2.1. comparaison entre les barrages de surface et souterrain

Il est semblable "à un barrage extérieur" dans sa fonction de stockage de l'eau par un corps de barrage, mais est différent dans quelque secteur.

II.2.1.1. Un système pour stocker des eaux souterraines

Contrairement à un barrage extérieur qui stocke l'eau de surface (eau de rivière), un barrage à fleur de terre stocke des eaux souterraines. Généralement il stocke les eaux souterraines peu profondes parce qu'un barrage à fleur de terre pour stocker les besoins profonds d'eaux souterraines énorme-huge-scale la construction.

II.2.1.2. Stockage dans les strates géologiques

Des eaux souterraines sont stockées dans les strates géologiques. En d'autres termes, un barrage à fleur de terre est un système qui recharge artificiellement les couches aquifères normales.

II.2.1.3. Un barrage construit sous la terre

Pour stocker des eaux souterraines, un barrage est construit sous la terre. Cependant, dans le cas d'un barrage pour stocker les eaux souterraines très peu profondes aimer le courant de fond dans le sédiment courant de fleuve, une partie du barrage est parfois exposé au-dessus de la surface au sol.

II.2.1.4. Nécessité pour des équipements de pompage de l'eau

Le niveau d'eaux souterraines réservé est inférieur à la surface au sol parce que le barrage est construit sous la terre. Par conséquent, pour l'usage de l'eau réservée, les équipements de pompage de l'eau sont essentiels.

II.2.2. Les conditions pour un emplacement d'un barrage à fleur de terre

Les conditions physiques (conditions hydrogéologiques) exigées pour l'emplacement sont comme suit :

II.2.2.1. Présence des eaux souterraines peu profondes avec la fluidité élevée

Il doit y avoir des eaux souterraines à l'emplacement de barrage. Ces eaux souterraines doivent avoir la fluidité élevée aussi bien, parce que l'eau réservée using une installation "de mur de coupure" à travers l'eau stagnante ne peut pas augmenter.

En outre, il est souhaitable que ces eaux souterraines existent à une profondeur parce que, si la couche aquifère d'eaux souterraines existe à un fond, déterminant les caractéristiques hydrogéologiques de l'emplacement de barrage soient plus difficiles, et le coût et les difficultés techniques de la construction du barrage à fleur de terre seraient beaucoup plus grands.

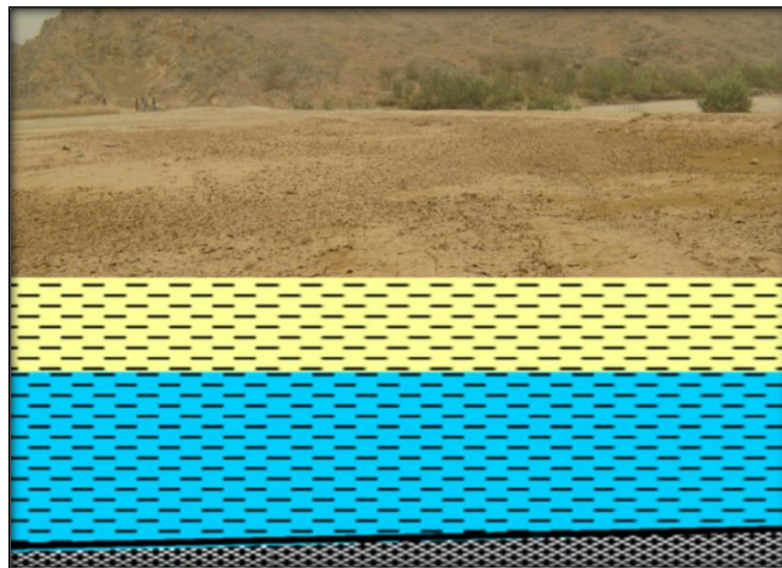


Figure II.5 : Présence des eaux souterraines peu profondes avec la fluidité élevée

II.2.2.2. Présence d'une couche aquifère pour le stockage de l'eau

Plus le volume de pores (porosité efficace est haute) des strates géologiques qui forment la couche de réservoir, plus le stockage de l'eau est plus efficace. C'est parce que l'eau est stockée dans les strates géologiques. La porosité efficace élevée est nécessaire également pour la fluidité d'hautes eaux.

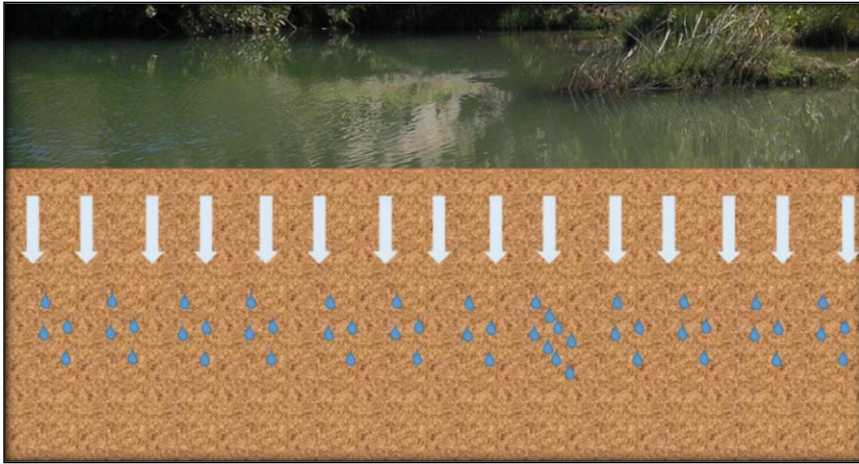


Figure II.6 : Présence d'une couche poreuse (couche aquifère) pour le stockage de l'eau

II.2.2.3. Présence de la roche environnante de sous-sol avec la basse perméabilité

Les côtés et le lit du réservoir doivent se composer de la roche de sous-sol avec la basse perméabilité. S'il y a de grands sentiers écartés de l'eau, le barrage ne peut pas stocker l'eau effectivement.

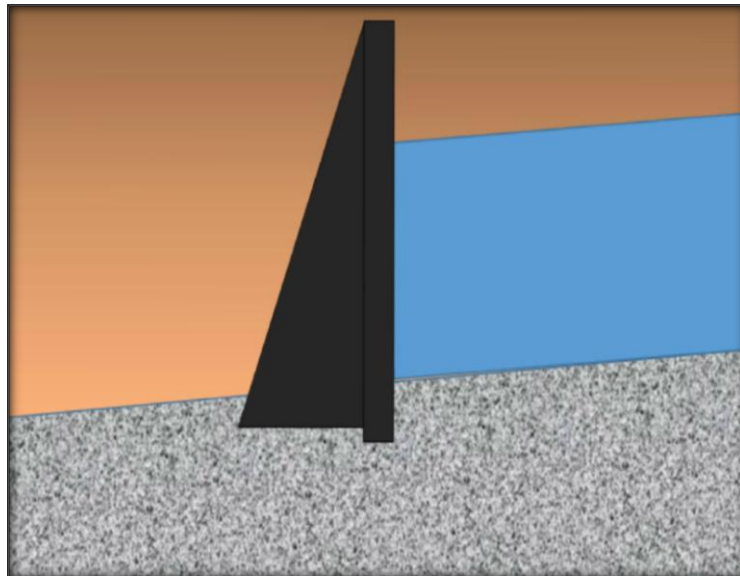


Figure II.7 : Présence de la roche environnante de sous-sol avec imperméabilité

II.2.2.4. Présence d'une gorge de roche de sous-sol avec la basse perméabilité

Pour construire un barrage à fleur de terre effectivement, il est souhaitable d'installer le barrage à un point de goulot, où la roche de sous-sol avec la basse perméabilité rend une gorge avec une vaste couche aquifère ascendante, comme dans le cas d'un barrage extérieur.

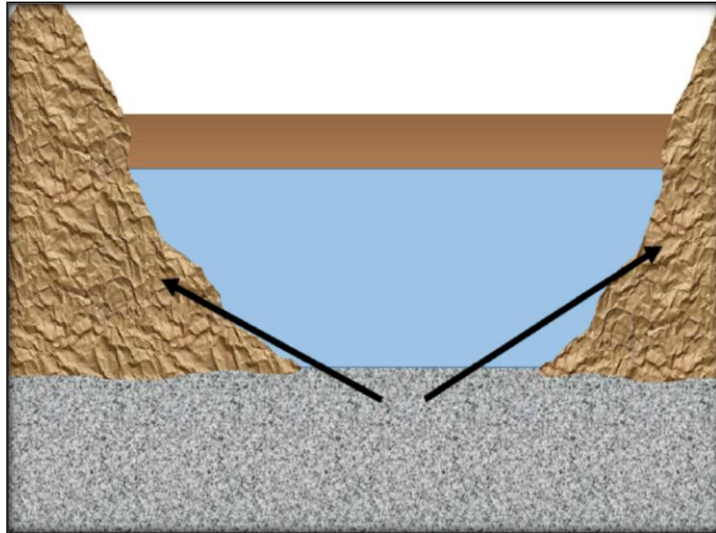


Figure II.8 : Présence d'une gorge de roche de sous-sol avec une imperméabilité

II.2.3. Avantages et inconvénients d'un barrage à fleur de terre

II.2.3.1. Avantages d'un barrage à fleur de terre

Comparé à un barrage extérieur, un barrage à fleur de terre a les avantages suivants :

- **Un système de stockage de l'eau sans immersion de terre**

Un barrage à fleur de terre ne submerge pas la région terrestre contrairement à un barrage extérieur parce qu'il stocke l'eau sous la terre. Par conséquent, il n'endommage pas sérieusement l'environnement, ni il pose des problèmes sociaux tels que la migration obligatoire des personnes locales.

- **Prévention d'évaporation de l'eau réservée**

Un barrage à fleur de terre ne perd pas l'eau réservée par évaporation parce que l'eau est stockée sous la terre et il y a d'évaporation très petite, contrairement à un barrage extérieur qui perd souvent une quantité significative de l'eau réservée due à l'évaporation dans la saison sèche dans des secteurs arides ou semi-arides.

- **L'eau propre et sûre**

L'eau réservée utilise un barrage à fleur de terre est de qualité assez bonne parce qu'elle est stockée sous la terre, et elle peut être employée comme l'eau de puits ordinaire, contrairement à l'eau réservée utilise un barrage extérieur qui tend à proliférer les parasites, les anophèles qui transmettent la malaria, et les germes, et exige la purification pour l'usage domestique.

- **Un stable, fixe le barrage**

Généralement un barrage à fleur de terre est plus stable qu'un barrage extérieur du point de vue de la dynamique parce qu'il est enterré sous la terre, et n'a pas besoin ainsi d'entretien. Même si il se casse, il n'y a aucun dommage au secteur descendant parce que la rupture se produit sous la terre.

- **Utilisation des ressources renouvelables**

Les eaux souterraines peu profondes consommées par l'intermédiaire d'un système à fleur de terre de barrage sont renouvelables parce qu'elles sont rechargées avec des précipitations. Par conséquent, un barrage à fleur de terre n'épuise pas des ressources en eau.

II.2.3.2. Inconvénients d'un barrage à fleur de terre

Cependant, il est nécessaire de noter qu'un barrage à fleur de terre a également les inconvénients suivants :

- **Difficultés dans la sélection du site**

Le contraire à un barrage extérieur dont l'emplacement conditionne peut être examiné par l'inspection visuelle, aperçus pour la sélection du site et calculer la capacité de stockage de l'eau d'un barrage à fleur de terre comptent sur des évaluations des structures géologiques souterraines.

- **Basse efficacité de stockage de l'eau**

En cas de barrage à fleur de terre, l'eau est stockée dans les pores des strates géologiques. Par conséquent, le volume de l'eau réservée est déterminé par le volume de ces pores (porosité efficace), et les portées seulement 10-30% du volume de la couche de réservoir.

- **Interception d'écoulement descendant d'eaux souterraines**

Un barrage à fleur de terre peut empêcher l'écoulement descendant d'eaux souterraines, et puise des eaux souterraines dans le secteur descendant. Cependant, des eaux souterraines dans le secteur descendant ne sont pas toujours rechargées seulement avec des eaux souterraines du secteur d'emplacement de barrage. Il est également possible de concevoir un barrage avec une structure qui permet à une partie de l'eau réservée de s'écouler. Par conséquent, ce problème peut être évité par la sélection du site appropriée qui considère le mécanisme de l'écoulement d'eaux souterraines, ou en adoptant une structure appropriée de barrage.

- **salinisation dans le secteur de réservoir**

Le barrage à fleur de terre est susceptible de causer l'accumulation du sel sur la surface au sol dans le secteur de réservoir dû à l'élévation d'eaux souterraines réservées de la surface par évaporation. Cependant, ce phénomène se produit seulement quand le niveau le plus élevé d'eaux souterraines est proche de la surface au sol. Il est ainsi possible d'éviter ce problème en plaçant le de plus haut niveau des eaux souterraines réservées à une profondeur suffisante au-dessous de la surface au sol.

II.2.4. Barrages souterrains dans le monde

La technique du barrage souterrain est une technique récente. Le premier barrage souterrain a été réalisé dans le sud du Japon. Après, il a été adopté à travers le monde comme montre la carte (II.9) :

II.2.5. Les barrages souterrains en Algérie

Il existe ce type de barrage en Algérie depuis plus de 60ans, le premier a été réalisé avant l'Indépendance à la wilaya de Laghouat, le nombre exact à travers l'Algérie n'est pas connu mais dans la wilaya de Tamnasset on compte 8 barrages souterrains avec une capacité totale de 15 Hm³.

Tableau II.2 : Les barrages souterrains de la wilaya de Tamnasset

| Nom de l'ouvrage | H(m) | Capacité total hm ³ | Année |
|---|------|--------------------------------|-------|
| Barrage souterrains sur oued Tamnasset | 21,8 | 1,2 | 1999 |
| Barrage souterrains sur oued Outoul | 6 | 0,5 | 2000 |
| Barrage souterrains sur oued In amguel | 26 | 4 | 2000 |
| Barrage souterrains sur oued Ablaessa | 28,5 | 2 | 2004 |
| Barrage souterrains sur oued Tazrouk | 7 | 1,2 | 2009 |
| Barrage souterrains sur oued Ihelfen | 2 | 1,1 | 2009 |
| Barrage souterrains sur oued Tihagawine | 6 | 0,3 | 2006 |
| Barrage souterrains sur oued Aguenar | 17,2 | 1,2 | 2011 |

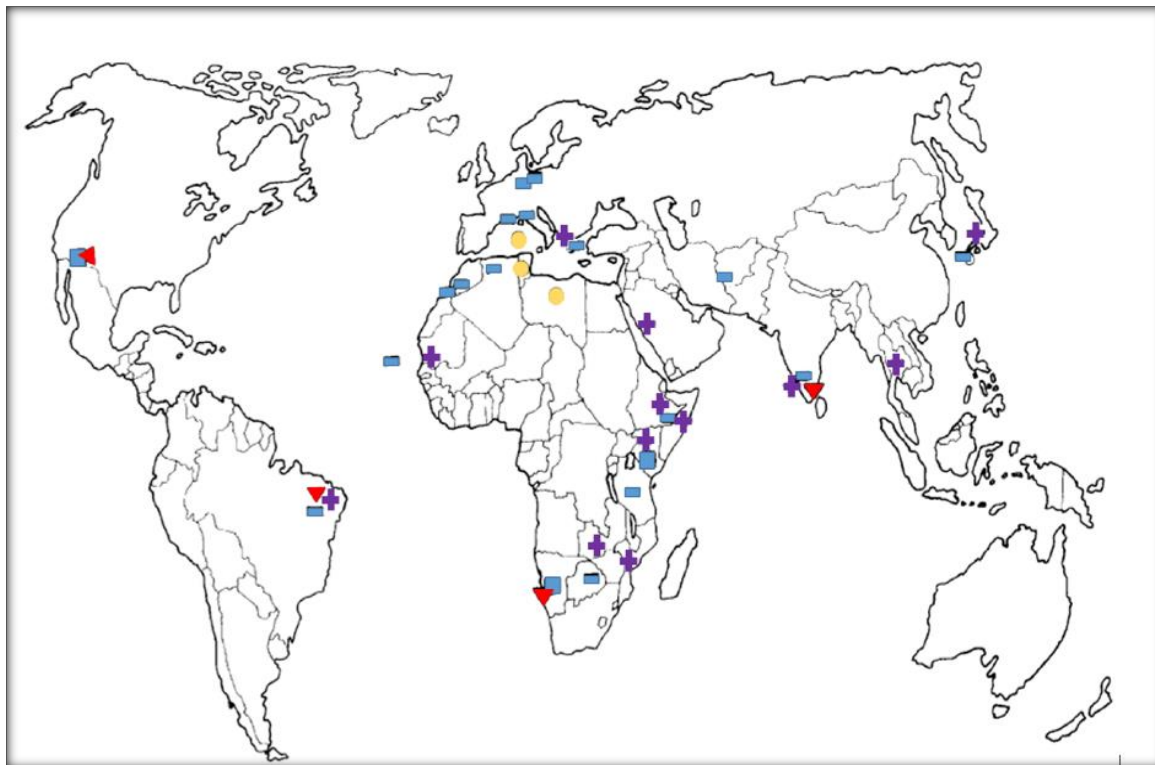


Figure II.9 : Repartition des barrage souterrain dans le monde [17]

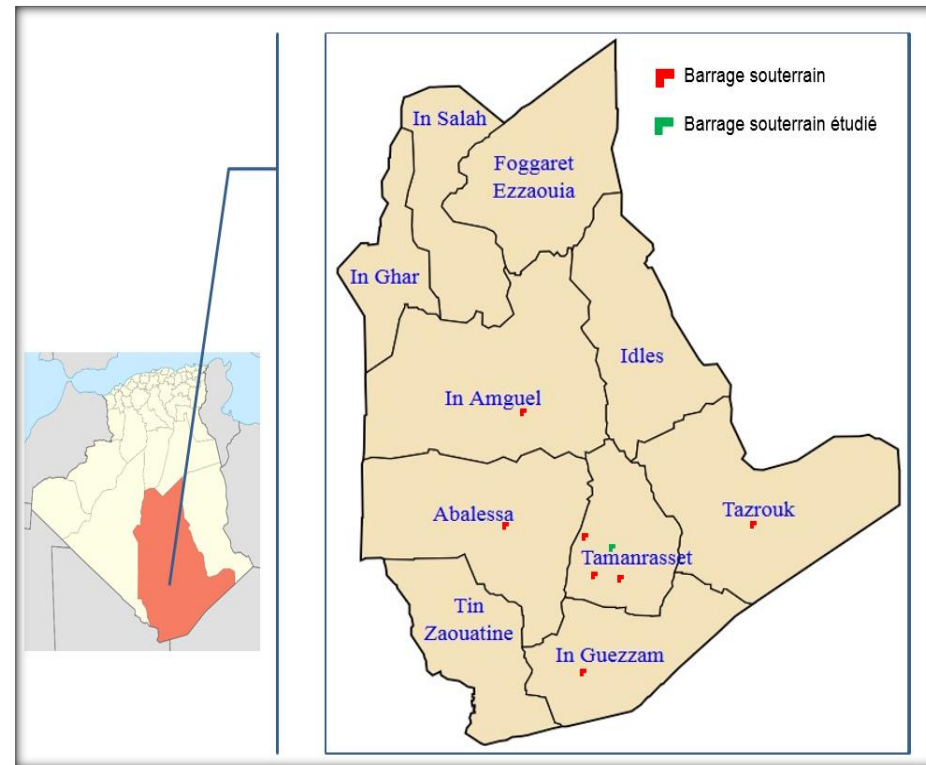


Figure II.10 : Repartition des barrages souterrains de la wilaya de Tamrasset

III. SYNTHESE GEOTECHNIQUE**III.1. Introduction**

La reconnaissance géotechnique du site est nécessaire pour l'identification de la nature du sol, et la détermination de ses paramètres physiques et mécaniques à partir des essais in-situ et au laboratoire.

III.2. Etude préliminaire

Cette étude est basée sur des missions sur terrain, et l'utilisation de la documentation et des archives disponibles afin de ce renseigné sur la topographie et la lithologie du site.

III.3. Campagne d'investigation réalisée

Au cours de ce chapitre, l'ensemble des données de la campagne de reconnaissance géotechnique sont représentés comme suit :

a) Les essais in situ

Les essais qui ont été réalisé sur site sont :

- Troie (03) essais géophysiques (prospection électrique).
- Six (06) Sondages carottés à profondeurs (10- 12- 19- 17- 16 et 20 m)
- Quatre (04) Pénétrromètre dynamique à profondeurs (5,1- 11,1- 18,1 et 15,5 m)
- Troie (03) Essais de perméabilité de Lugeon.

b) Les essais de laboratoire comportent

- Mesure de Teneur en eau
- Mesure de Densité humide
- Analyse granulométrique
- Essai de Cisaillement à la boîte de casagrande.

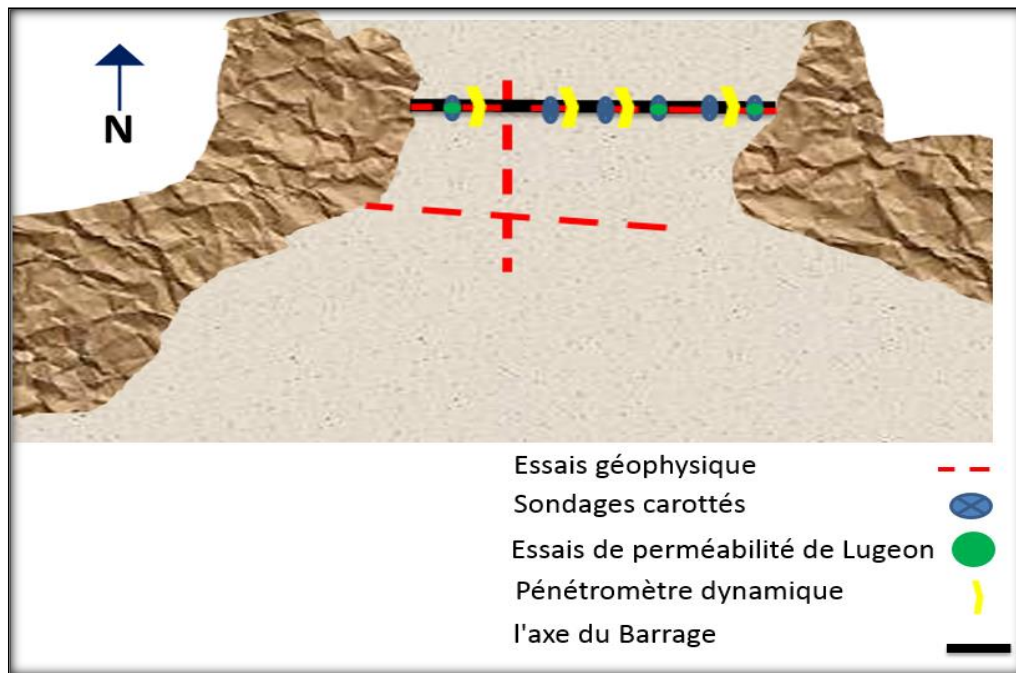


Figure III.1 : Schéma d'implantation des essais in-situ.

III.4. Résultats des essais in-situ

Cette essai à l'avantage se faire sur place sans prélèvement d'échantillons.

III.4.1. Essai géophysique (prospection électrique)

L'objectif de l'étude géophysique 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.

- Principe de l'essai

La sismique 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 exprimé par la relation.

$$I = 2 \sum_{n=1}^{n} h_n \cos \frac{n}{v_n}$$

Le dispositif utilisé est composé d'un monotrace de type NIMBUS (Géométrique) 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.

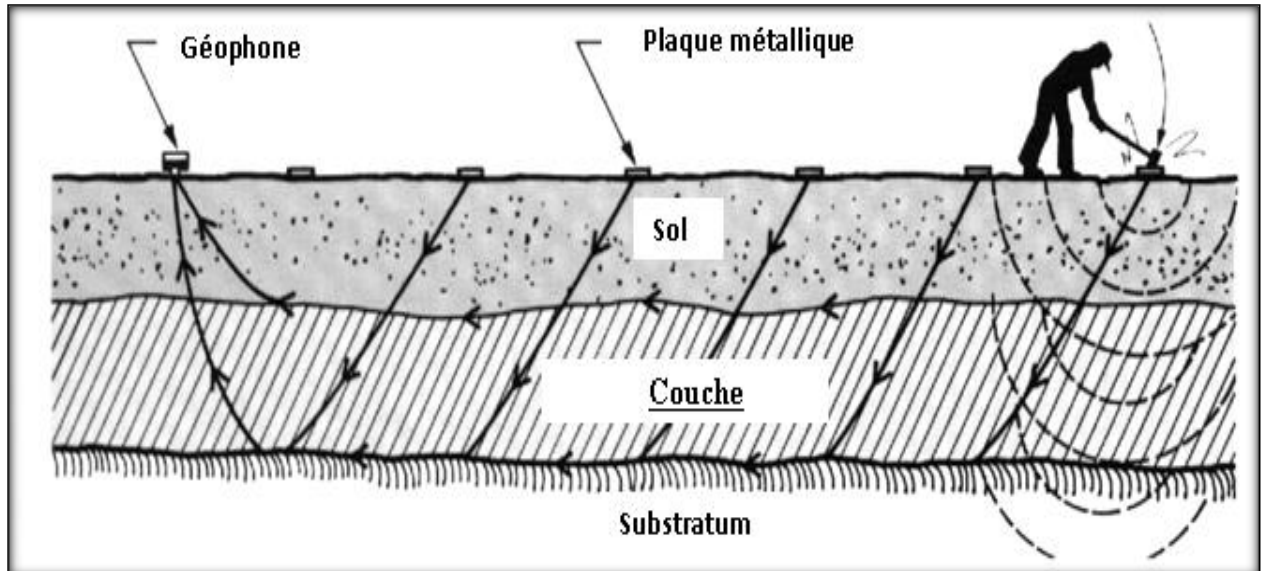


Figure III.2 : Schéma de principe et dispositif de mesure de sismique réfraction.

- **Appareillage**

Pour réaliser des profils électriques (tomographies électriques) en 2D, ils sont constitués d'un dispositif multi-électrodes (48 électrodes) constitué d'un résistivimètre (SYSCAL Switch d'IRIS Instruments) et de câbles multiconducteurs.

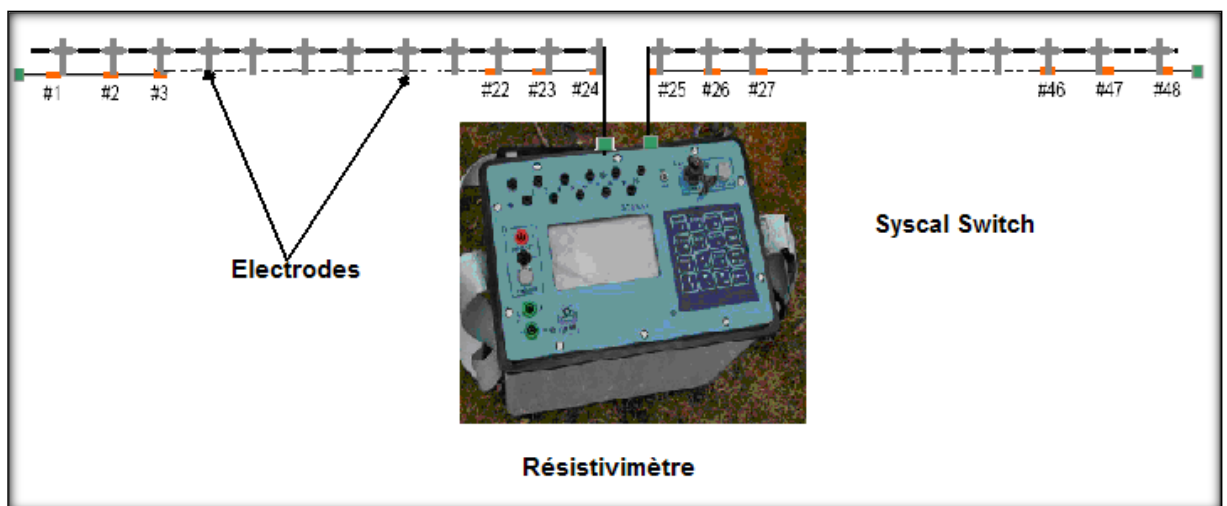


Figure III.3 : Schéma de mise en place du dispositif multi électrodes.

- Mode opératoire

Trois panneaux électriques (en dipôle-dipôle) ont été effectués dans la zone du site du barrage infero-flux. L'espacement inter-électrode était de 3 m pour les trois panneaux. Ci-joint, le schéma d'emplacement des profils géophysiques.

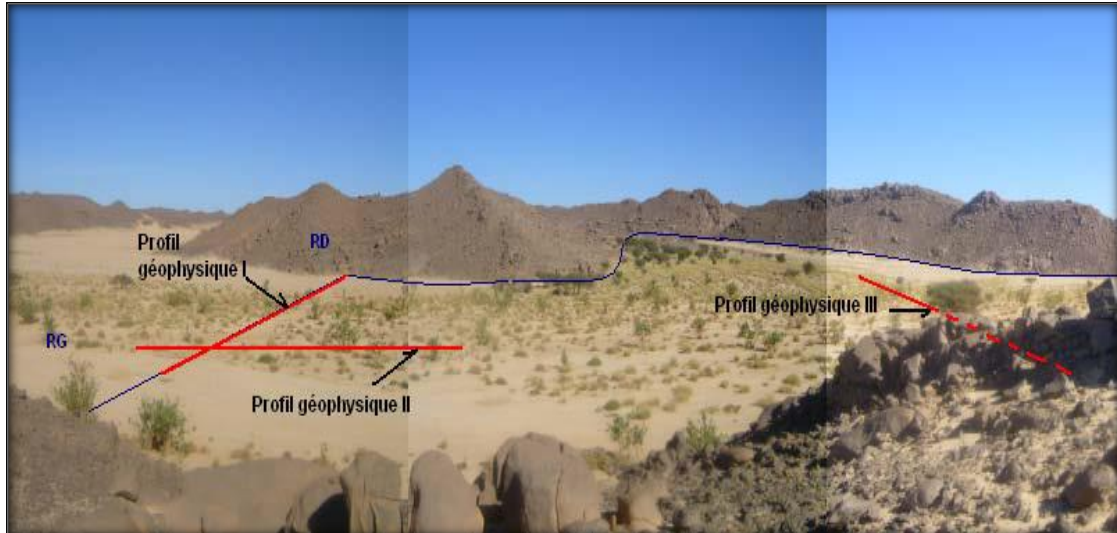


Figure III.4 : Photo de position des profils géophysiques dans la cuvette de l'oued Aguenar.

- Interprétation des résultats

Le traitement des informations acquises s'est effectué à l'aide du logiciel RES2DINV accompagnant les équipements. Ce logiciel utilise la méthode d'inversions mathématiques. Une fois les données obtenues, un traitement aura lieu à l'aide du logiciel approprié (RES2DINV, Loke, 1997).

Une coupe verticale des résistivités électriques mesurées puis calculées est obtenue et sert à mettre en évidence la géométrie de couches géologiques aux caractéristiques électriques contrastées.

- Profil I

Le panneau a été implanté à la position du profil des sondages carottés. Il couvre les 2/3 du verrou et comporte la majorité des sondages (v. figures pages suivantes).

La coupe de résistivité dans le profil I montre globalement un terrain à plusieurs couches où les résistivités s'échelonnent de 90 à 2000 Ω .m:

- Une première couche superficielle composée de formation alluvionnaire (sables secs), de 1 m d'épaisseur et de 600 à 850 Ω .m de résistivité, une deuxième couche conductrice de

résistivité de l'ordre de 300 Ω .m, attribué aux formations alluvionnaires humides constituées de sables grossiers.

- Une troisième couche formée de Granito Gneiss altérés de 8 m environ d'épaisseur avec une résistivité de l'ordre de 650 à 1500 Ω .m,

- Une autre formation constituée par des granitos gneiss fortement altérés à partir de 12 m de profondeur, elle constitue des chenaux par accumulation d'eau. La présence dans la fraction argileuse prévenant de la dégradation des feldspaths est responsable de des basse résistivité observé a l'approche de la rive gauche du verrou,

- Enfin, le substratum formé de granito gneiss sain, apparaisse vers 14 m de profondeur, sa résistivité est supérieure à 1000 Ω .m.

Il est à noter que le profil d'altération latérale n'est pas homogène, ce qui explique les résistivités relevées à l'endroit où la roche est moins altérée ou restée saine.

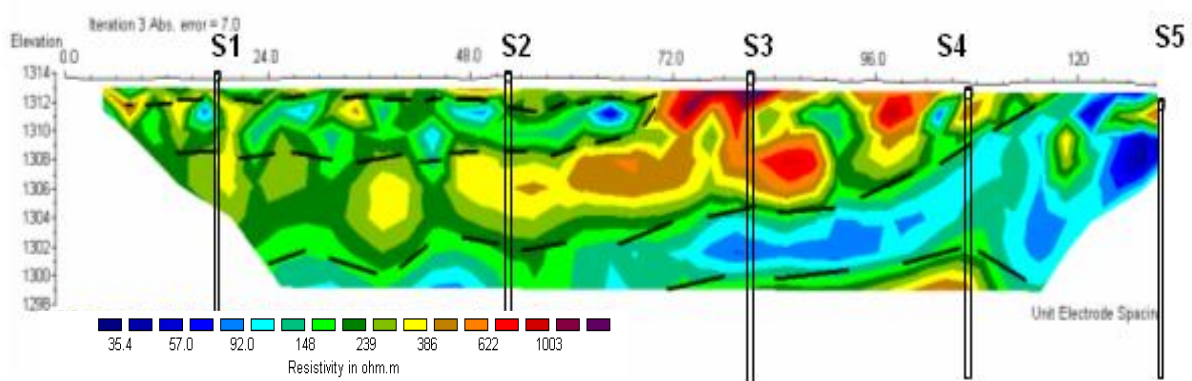


Figure III.5 : Modèle 2D de résistivité au niveau du profil I.

- Profil II

Ce profil à une longueur de 144 m. Le modèle de résistivité montre un terrain à trois couches constitué par :

- Une formation superficielle résistante d'alluvion sèche, de résistivité comprise entre 400 à 1000 Ω .m apparaisse le long du profil ;

- Une couche, sous-jacente, formé de granito gneiss altérés imprégnée d'eau apparaissant vers 6 m de profondeur, de résistivité comprise entre 30 et 100 Ω .m. Cette formation forme un chenal; la présence d'argile due à l'altération des feldspaths accentue le phénomène des basses résistivités d'autant plus que d'après le profil de corrélation géologique des sondages, c'est à cet endroit que les couches altérées sont les plus importantes.

- Une troisième couche plus résistante de résistivité supérieure à 500 Ω .m localisée à 14 m de profondeur correspondant au substratum sain de Granito-Gneiss imperméable.

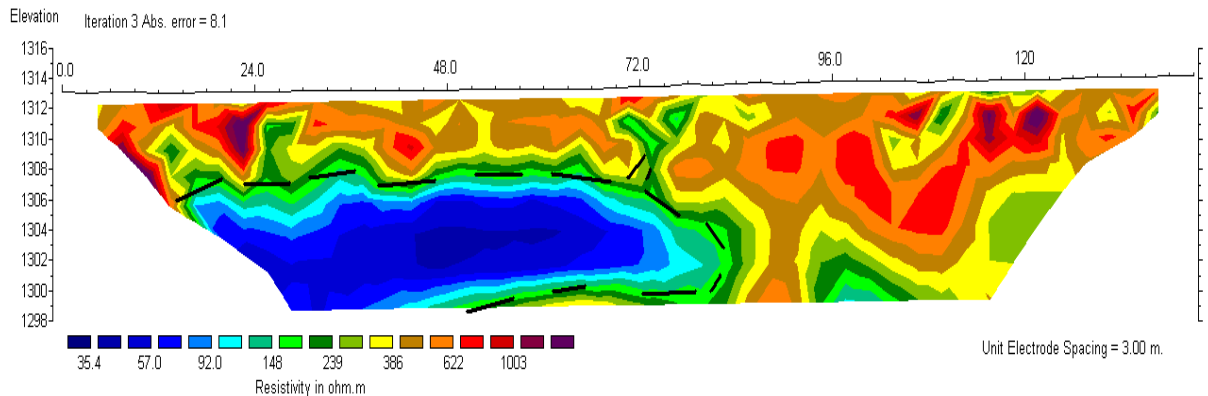


Figure III.6 : Modèle 2D de résistivité du profil II.

- Profil III

Le panneau est de direction Nord Est Sud-Ouest, sa longueur est de 216 m. On y observe:

- Une couverture superficielle résistante (résistivité > 400 Ω .m) de 2,5 m d'épaisseur, elle est attribuée aux sables secs.
- Une couche sous-jacente de résistivité qui varie de 80 à 400 Ω .m probablement due à des Granito-Gneiss humidifiés par effet de capillarité ; son épaisseur varie de 1 à 7 m.
- La troisième formation est composée d'une succession de chenaux creusés dans le substratum sain et servant de drain à l'écoulement des eaux souterraines.

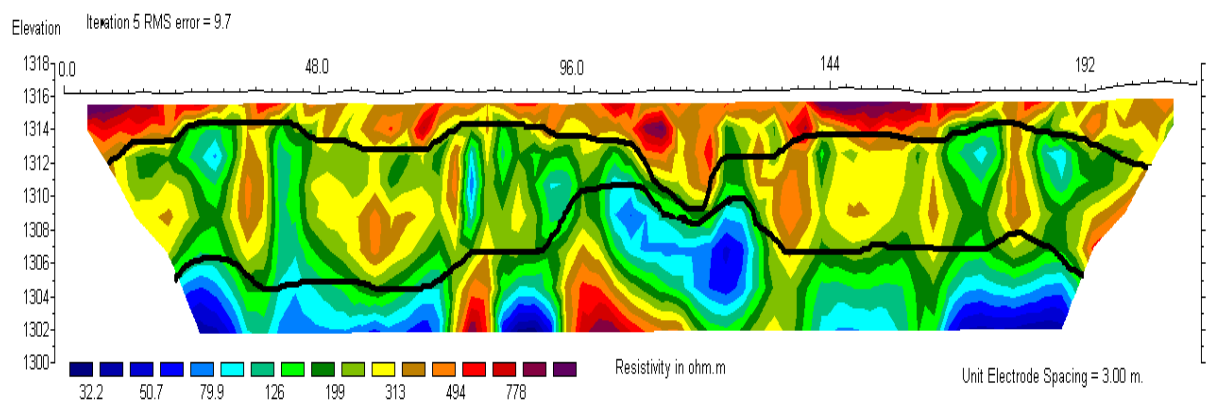


Figure III.7 : Modèle 2D de résistivité du profil III.

III.4.2. Sondage carotté

Les sondages carottés permettent d’extraire des échantillons du sol en profondeur. Ces échantillons (remaniés au intacts) permettent d’une part de reconnaître et de visualisé la nature géologique des terrains, et donc de complétée les informations géologiques locales dans l’étude préliminaire ; et d’autre part de mener la compagne d’essai de laboratoire pour aboutir au caractéristiques d’identifications (physique et mécanique) du sol.

Six (06) sondages carottés de 10 m à 20 m de profondeur, ont été réalisés dans au niveau de l'axe du futur Barrage.

Résultats des sondages carottés :

- SONDAGE SC 01 : (X = 2529169 m, Y= 743684m, Z= 1314m)

0,00 – 0,50 m → Sable fin

0,50 – 1,50 m → Alluvions quaternaires

1,50 – 5,00m → Sable fin

5,00 – 6,50 m → Granito gneiss riche m biotite

6,50 – 10,00 m → Granito gneiss altéré

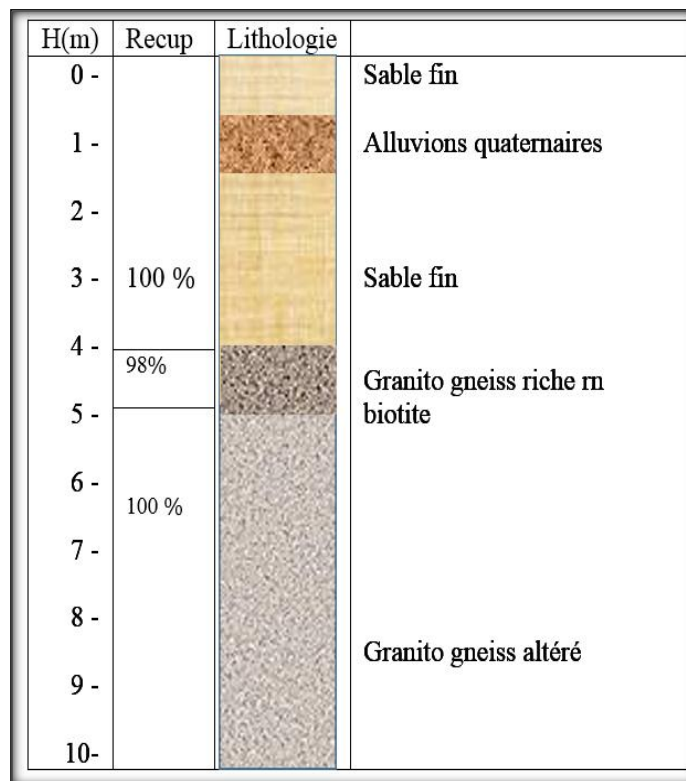


Figure III.8 : Log du Sondage carotté 01.

- SONDAGE SC 02 : (X = 743665m, Y= 2529137m, Z= 1323m)

0,00 – 1,50 m → Sable fin

1,50 – 2,00m → Alluvions

2,00 – 11,00 m → Sable fin

11,00 – 12,00 m → Granito gneiss altéré

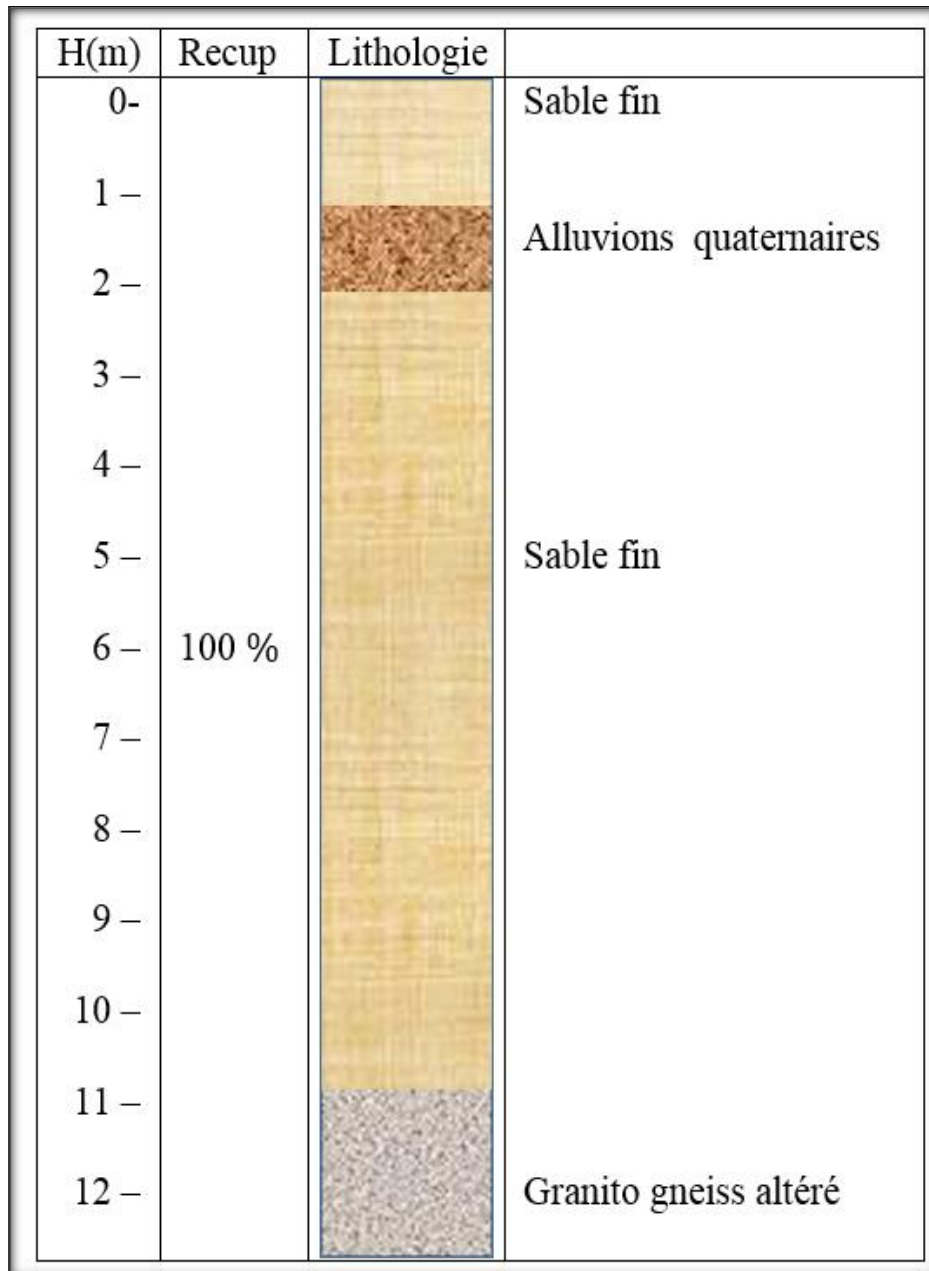


Figure III.9 : Log du Sondage carotté 02.

- SONDAGE SC 03 : (X = 2529112m, Y= 743666m, Z= 1324m)

0,00 – 1,00 m → Sable fin

1,00 – 2,50m → Alluvions quaternaires

2,50 – 18,00 m → Sable fin

18,00 – 19,00 m → Granito gneiss compacte

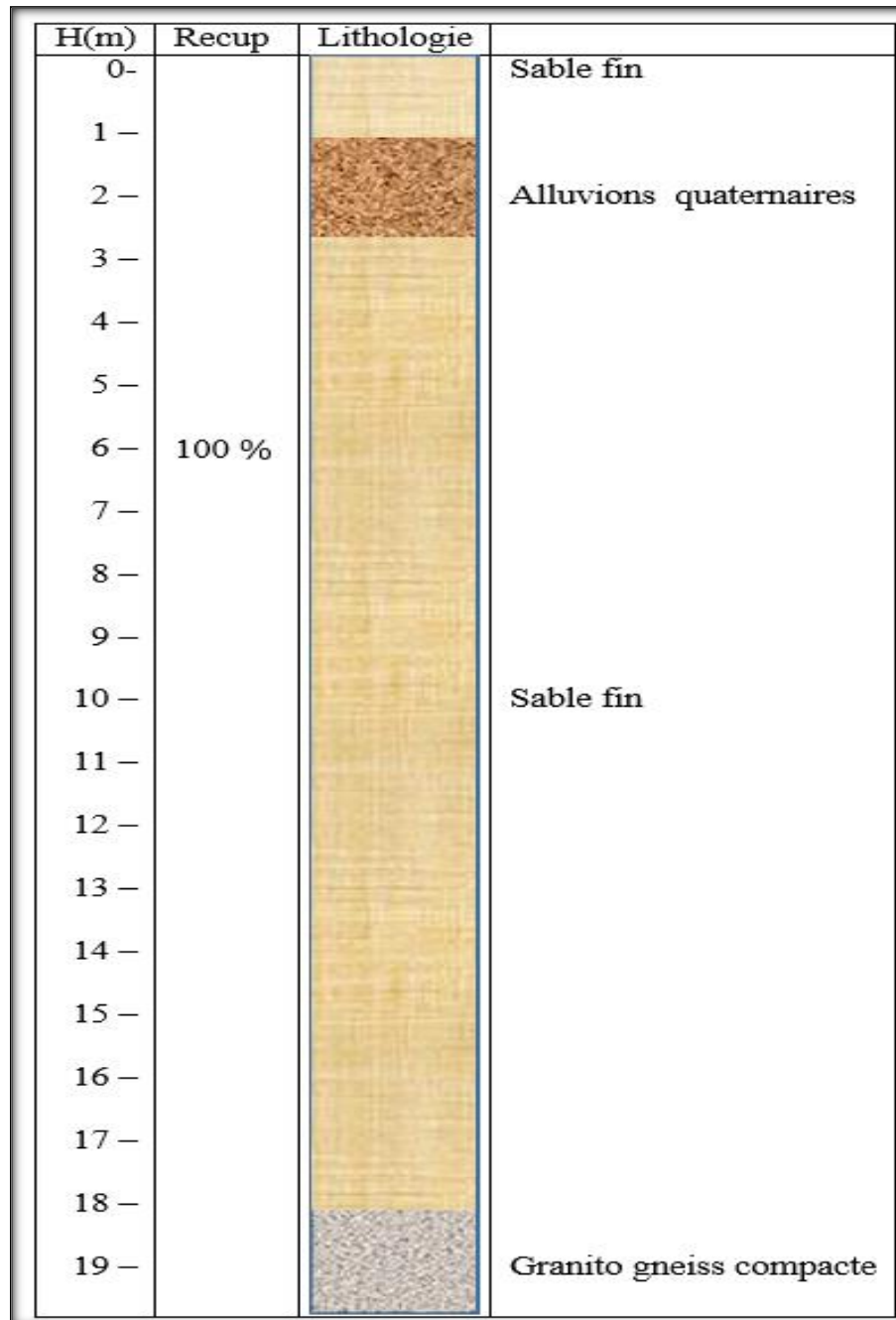


Figure III.10 : Log du Sondage carotté 03.

- SONDAGE SC 04 : (X = 2529084m, Y= 743666m, Z= 1322m)

0,00 – 0,50 m → Sable fin

0,50 – 2,00 m → Alluvions quaternaires

2,00 – 15,50 m → Sable fin

15,50 – 17,50 m → Granito gneiss sain

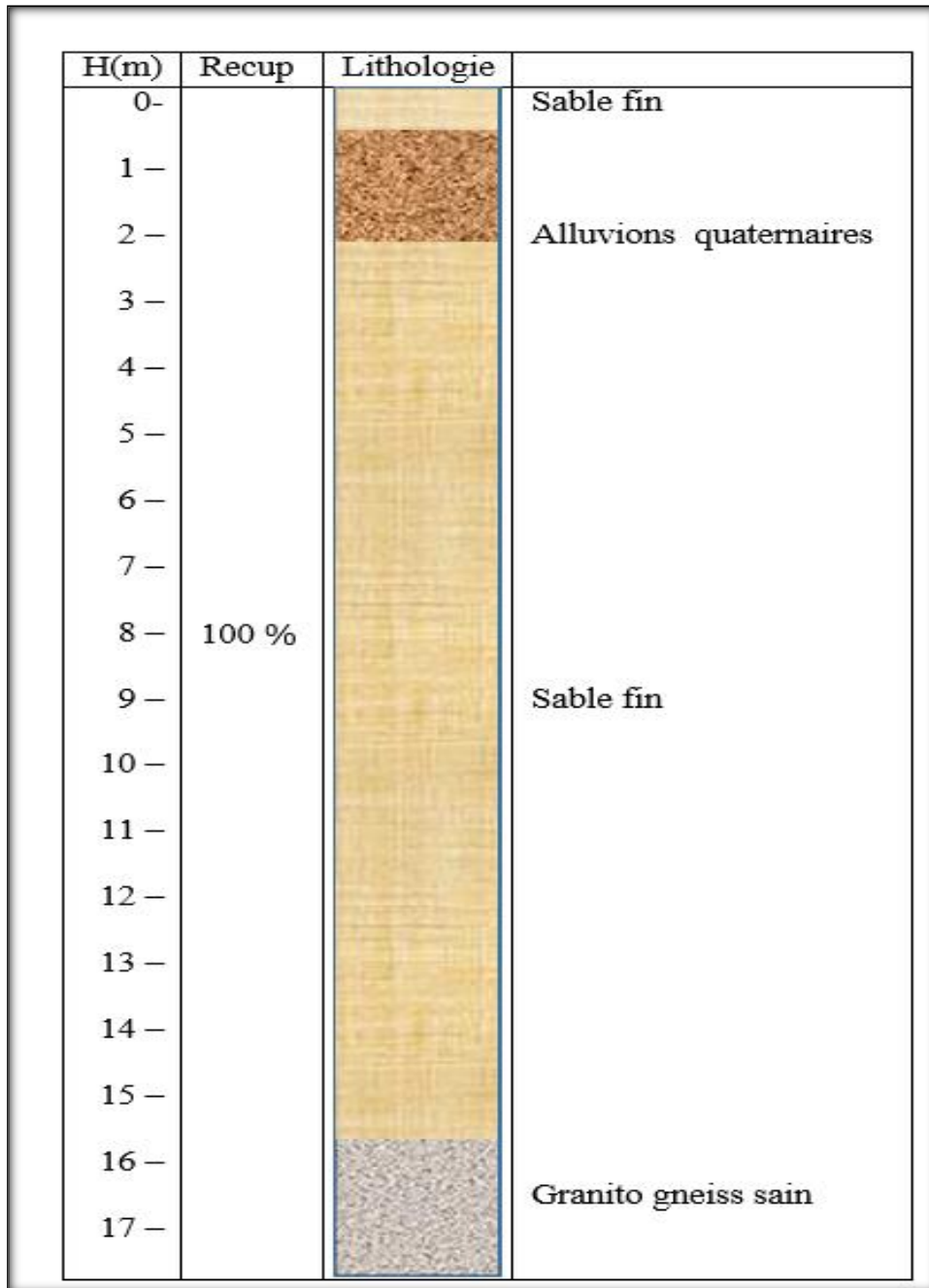


Figure III.11 : Log du Sondage carotté 04.

- SONDAGE SC 05 : (X = 2529057m, Y= 743665m, Z= 1322m)

000 – 1,50 m → Sable fin

1,50 – 2,00 m → Alluvions quaternaires

2,00 – 15,00 m → Sable fin

15,00 – 16,00 m → Granito gneiss sain

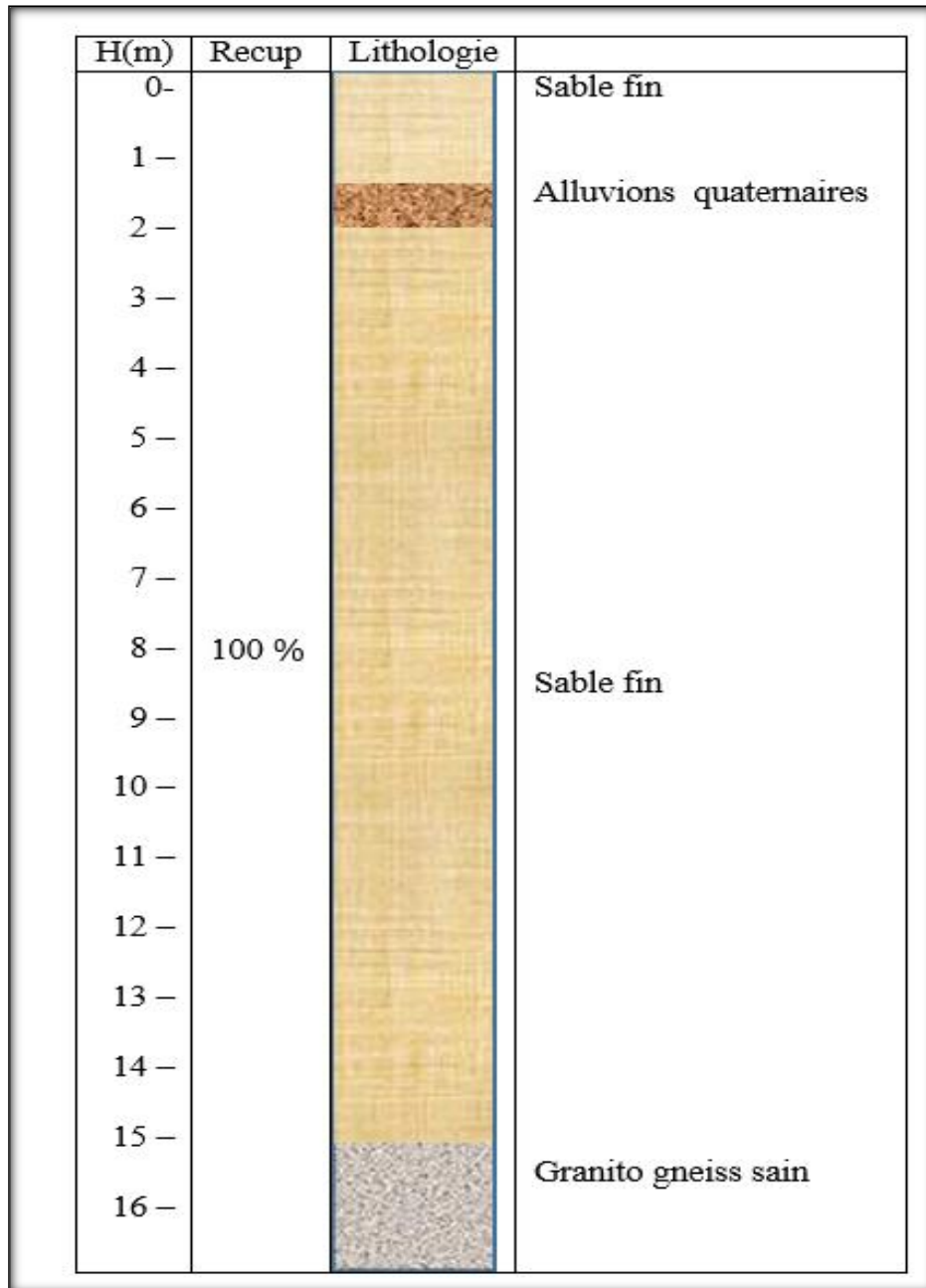


Figure III.12 : Log du Sondage carotté 05.

- SONDAGE SC 06 : (X = 743664m, Y= 2528995 m, Z= 1312m)

- 0,00 – 1,00 m → Sable fin
- 1,00 – 2,00 m → Alluvions quaternaires
- 2,00 – 8,50 m → Sable fin
- 8,50 – 17,00 m → Sable moyen
- 17,00 – 19,00 m → Gneiss altéré
- 19,00 – 20,00 m → Gneiss compact

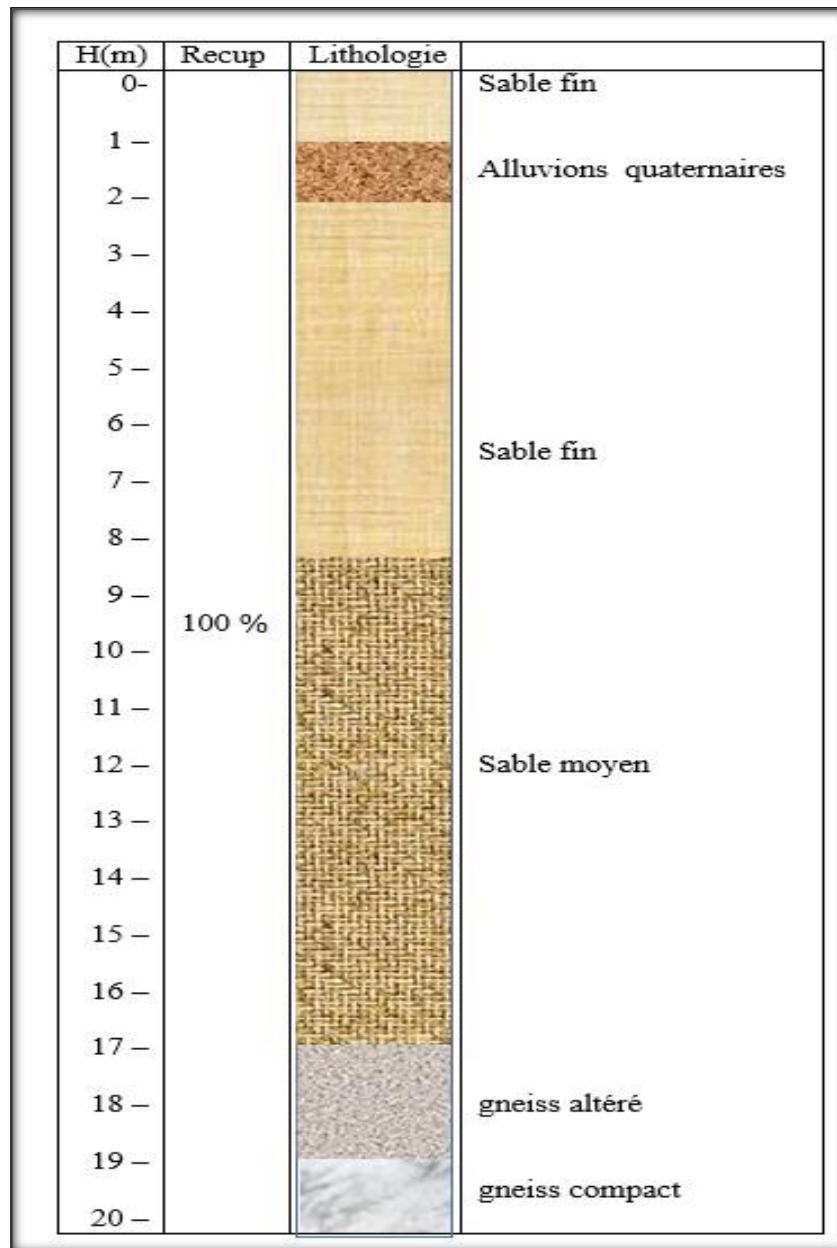


Figure III.13 : Log du Sondage carotté 06.

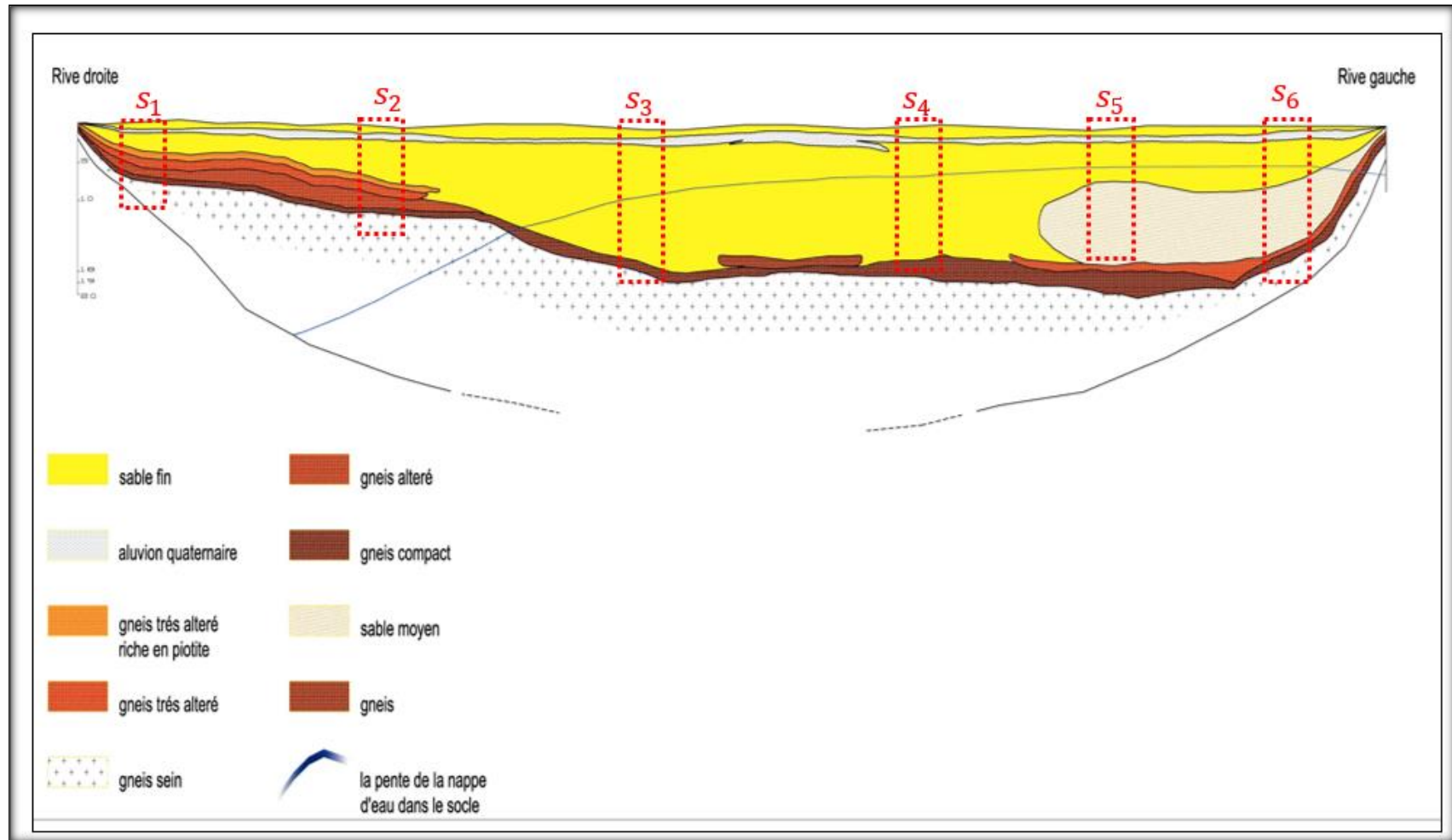


Figure III.14 : Profil géotechnique dans l'axe de la digue.

III.4.3. Essais au pénétromètre dynamique lourd

- Principe de l'essai

L'essai au pénétromètre dynamique lourd consiste à faire pénétrer dans le sol par battage un train de tiges lisses, muni à son extrémité d'une pointe, à l'aide d'un mouton tombant d'une masse et d'une hauteur donnée.

On compte le nombre de coups N correspondant à chaque enfoncement de 10cm de la tige dans le sol. L'enfoncement en profondeur de la tige est fonction de la compacité du sol. Dans un sol homogène, l'enfoncement est proportionnel au nombre de coups.



Figure III.15 : Essai au pénétromètre dynamique lourd.

On dit que le "refus" est atteint lorsque le nombre de coups N , pour une pénétration inférieure ou égale à 10cm, devient très élevé (plus de 100 coups).

Les résultats des essais sont représentés par des diagrammes donnant en fonction de la profondeur, la résistance en pointe au battage q_d déduite de la formule des Hollandais. Celle-ci est donnée par :

$$q_d = M \cdot 2 \cdot g \cdot H / S \cdot e \cdot (M + M')$$

Avec : S : section de la pointe,

g : accélération de la pesanteur,

H : hauteur de chute du mouton,

M : masse du mouton,

M' : somme des masses du train de tiges, de l'enclume et de la tige guide.

e : enfoncement du pieu de 10 cm

Les valeurs de ces caractéristiques sont variables suivant les types d'appareils (marque). Aussi, tout diagramme de pénétration dynamique devra mentionner ces caractéristiques.

Le pénétromètre dynamique que nous avons utilisé pour la réalisation de nos essais possède les caractéristiques suivantes :

Masse totale : enclume et guidage du mouton : 54 kg

Hauteur de chute du mouton : 0,76m

Aire de la section droite de la pointe : 19,62 cm²

Masse d'une tige : 6,120Kg

Masse de la première tige : 5,65Kg

Masse de mouton : 63,5Kg

- Résultats des pénétromètres dynamiques :

L'analyse des six essais au pénétromètre dynamique et leurs diagrammes qui montrent la variation de la résistance de pointe en fonction de la profondeur sont comme suite :

Pénétromètre P01 : (X = 2529252m, Y= 743675, Z= 1310m)

Cet essai enregistre une résistance de pointe qui se progresse entre 0,00 – 1,5 m d'une façon normale ensuite la résistance se diminue d'une façon brusque entre 1,50 – 5,00 m et atteint le refus à 5m de profondeur pour une résistance de pointe de 30 Mpa.

Pénétromètre P02 : (X = 2529170m, Y= 743660m, Z= 1327m)

Cet essai enregistre une résistance de pointe qui se progresse entre 0,00 – 1,5 m d'une façon normale ensuite la résistance se progresse d'une façon brusque entre 1,50 – 2,00 m ensuite la résistance se diminue entre 2,00 – 11,00 m et atteint le refus à 11,00 m de profondeur pour une résistance de pointe de 31 Mpa.

Pénétromètre P03 : (X = 2529105m, Y= 743682m, Z= 1315m)

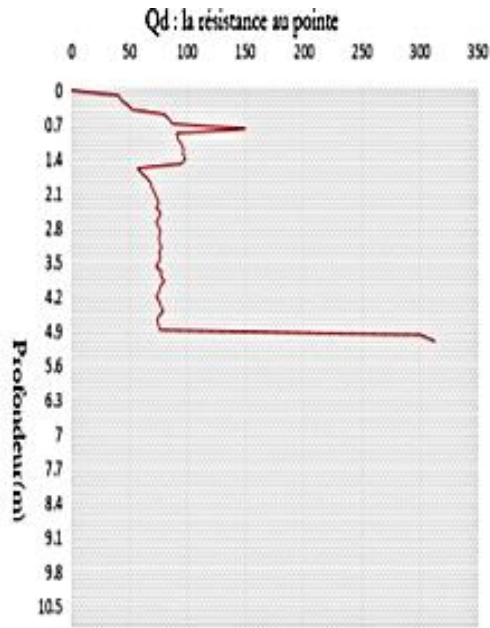
Cet essai enregistre une résistance de pointe qui se progresse entre 0,00 – 1,00 m d'une façon normale ensuite la résistance se progresse d'une façon brusque entre 1,00 – 2,50 m ensuite la résistance se diminue entre 2,50 – 18,00 m et atteint le refus à 18,00 m de profondeur pour une résistance de pointe de 32,7 Mpa.

Pénétromètre P04 : (X = 2529623m, Y= 743659m, Z= 1324m)

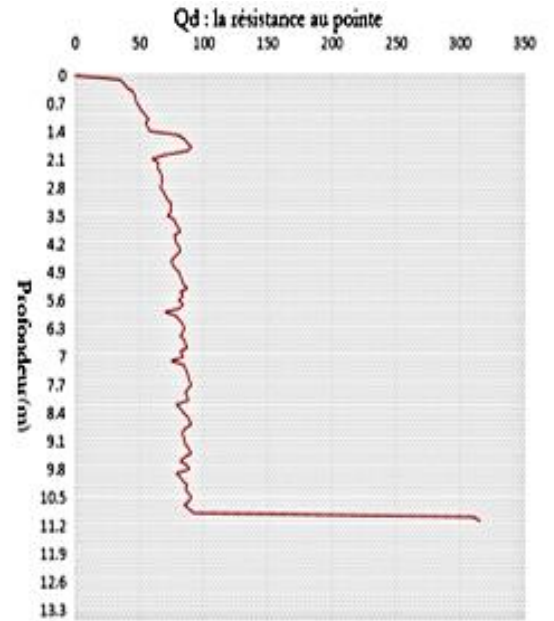
Cet essai enregistre une résistance de pointe qui se progresse entre 0,00 - 0,50 m d'une façon normale ensuite la résistance se progresse d'une façon brusque entre 0,50 - 2,00 m ensuite la résistance se diminue entre 2,00 - 15,30 m et atteint le refus à 15,30 m de profondeur pour une résistance de pointe de 31,5 Mpa.

Tableaux III.1 : Valeurs mesures de q_d (Mpa).

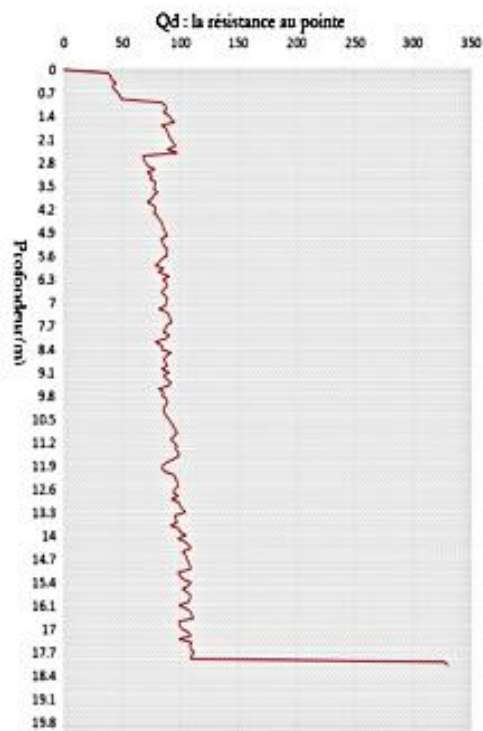
| Z (m) | q_d (Mpa) | | | |
|-------|-------------|--------|--------|--------|
| | DPT 01 | DPT 02 | DPT 03 | DPT 04 |
| 0,5 | 8 | 4,6 | 4,2 | 8,6 |
| 1 | 9,2 | 5,5 | 8,4 | 8,9 |
| 1,5 | 9,5 | 8 | 9,2 | 8,4 |
| 2 | 7 | 7 | 9 | 9 |
| 2,5 | 7,7 | 6,7 | 9,7 | 6,3 |
| 3 | 7,5 | 7 | 7,8 | 7,9 |
| 3,5 | 7,5 | 7,2 | 7,8 | 8,4 |
| 4 | 7,7 | 7,7 | 7,2 | 8,6 |
| 4,5 | 7,9 | 7,9 | 8,2 | 8,6 |
| 5 | 30 | 8,2 | 8,9 | 9,1 |
| 5,5 | | 8,4 | 8,8 | 9,4 |
| 6 | | 7,9 | 8,6 | 9,2 |
| 6,5 | | 8,2 | 8,9 | 9,1 |
| 7 | | 8,4 | 8,8 | 8,2 |
| 7,5 | | 8,8 | 9,1 | 8,7 |
| 8 | | 8,7 | 9 | 8,9 |
| 8,5 | | 8,7 | 9,2 | 8,7 |
| 9 | | 8,4 | 8,4 | 8,8 |
| 9,5 | | 8,5 | 9 | 8,8 |
| 10 | | 8,2 | 8,9 | 8,9 |
| 10,5 | | 9 | 9 | 9 |
| 11 | | 31 | 9,5 | 9,2 |
| 11,5 | | | 9,8 | 9,8 |
| 12 | | | 8,4 | 9,6 |
| 12,5 | | | 9,8 | 9,8 |
| 13 | | | 9,9 | 9,9 |
| 13,5 | | | 9,6 | 9,5 |
| 14 | | | 10,5 | 10,6 |
| 14,5 | | | 10,2 | 10,5 |
| 15 | | | 10,9 | 10,8 |
| 15,5 | | | 10,7 | 31,5 |
| 16 | | | 10,7 | |
| 16,5 | | | 11 | |
| 17 | | | 10,2 | |
| 17,5 | | | 10,8 | |
| 18 | | | 32,7 | |



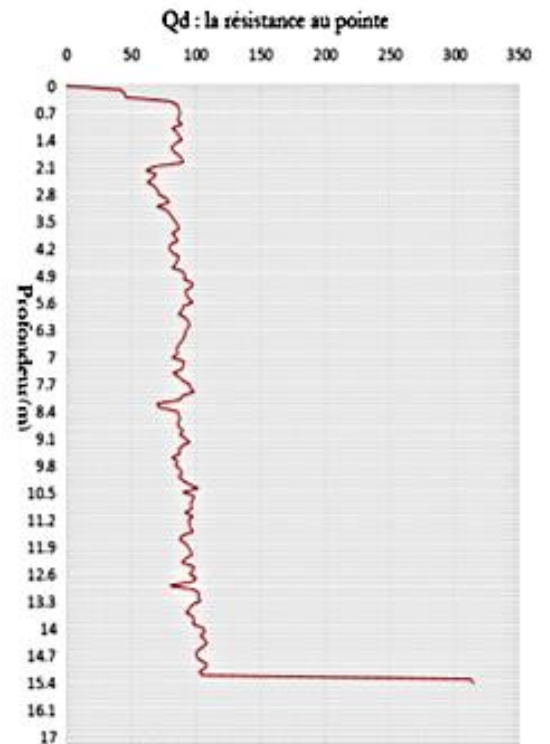
Point n° 01



Point n° 02



Point n° 03



Point n° 04

Figure III.16 : Profils de l'essai DPT.

Les résultats des essais pénétromètres dynamiques sont récapitulés dans le tableau III.2 :

Tableaux III.2 : Les profondeurs du refus est leurs résistances de pointes.

| N° Essai | Profondeur (m) | Résistance de pointe (Mpa) | Observations |
|-----------|-----------------------------|----------------------------|---|
| 01 | 0,50 - 1,50 1,50 - 4,90 | 8 - 9,8 5,7 - 8 | Refus à 5,00m avec q _d =30 Mpa |
| 02 | 1,50 - 1,90 2,00 - 10,90 | 8 - 9 6 - 9,2 | Refus à 11,00 m avec q _d = 31 Mpa |
| 03 | 1,00 - 2,50 2,60 - 17,90 | 8,4 - 9,7 6,8 - 11,2 | Refus à 18,00m avec q _d = 32,7 Mpa |
| 04 | 0,40 - 2,00 2,10 - 15,20 | 8 - 9 6,2 - 10,9 | Refus à 15,30 m avec q _d = 31,2 Mpa |

- **Calcul de Module d'élasticité de sol E_s :**

$$\text{On a pour les sables} \quad \begin{cases} \frac{q_d}{q_c} \simeq 1 \\ \frac{E_s}{q_c} = 2 \end{cases} \Rightarrow E_s \simeq 2 q_d$$

$$E_s^{éq} = \frac{1}{D} \int_0^D E_s(z) dz = \frac{2}{D} \int_0^D q_d(z) dz$$

$$\text{Pour DPT 01} \Rightarrow E_s^{éq} = \frac{2}{D} \int_0^{4,5} q_d(z) dz \Rightarrow E_s^{éq} = 7,013 \text{ Mpa}$$

$$\text{Pour DPT 02} \Rightarrow E_s^{éq} = \frac{2}{D} \int_0^{10,5} q_d(z) dz \Rightarrow E_s^{éq} = 17,361 \text{ Mpa}$$

$$\text{Pour DPT 03} \Rightarrow E_s^{éq} = \frac{2}{D} \int_0^{17,5} q_d(z) dz \Rightarrow E_s^{éq} = 33,921 \text{ Mpa}$$

$$\text{Pour DPT 04} \Rightarrow E_s^{éq} = \frac{2}{D} \int_0^{15} q_d(z) dz \Rightarrow E_s^{éq} = 28,197 \text{ Mpa}$$

On a prend **E_s = 281,97 Mpa**

III.4.4. Essais de Lugeon

L'essai Lugeon est plutôt réservé pour les terrains de perméabilité moyenne à faible (perméabilité de l'ordre de 10^{-5} à 10^{-8} m/s). On utilisera la méthode Lugeon pour mesurer la perméabilité des fissures dans les roches.

L'essai Lugeon est destiné essentiellement à évaluer les possibilités de circulation de l'eau dans une roche (il ne s'applique pas aux sols meubles de faible cohésion). Il consiste à injecter de l'eau dans un sondage sous différents paliers de pression, pendant un temps constant afin de déduire la perméabilité de la formation géologique.

SONDAGE 01

L'essai Lugeon montre que la perméabilité du sol est moyennement faible. L'unité Lugeon de 30,68 Lugeon (**1 Lugeon = 10^{-7} m/s**) indique que le granito gneiss sont peu fissurés, la fissuration est hétérogène peu nombreuse de diamètre de 0,18 mm

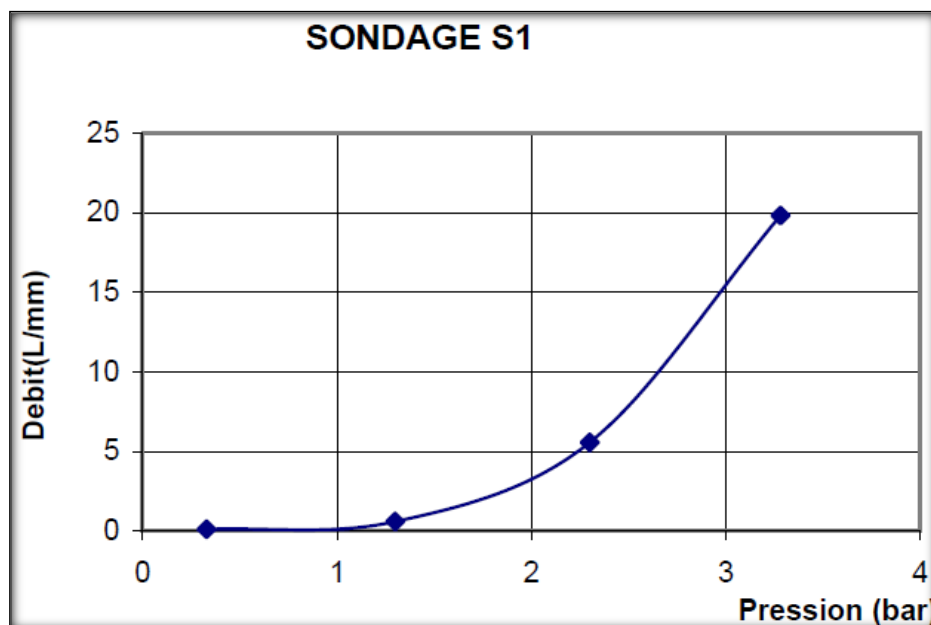


Figure III.17 : Résultat de l'essai Lugeon dans le Sondage S1.

SONDAGE 3

L'unité Lugeon est plus élevée que celle du S1 à partir de sable fin qui est au-dessus du socle compact, ce qui donne une perméabilisation plus forte. Les fissures de dimension de l'ordre de 0,16 mm sont plus réduites.

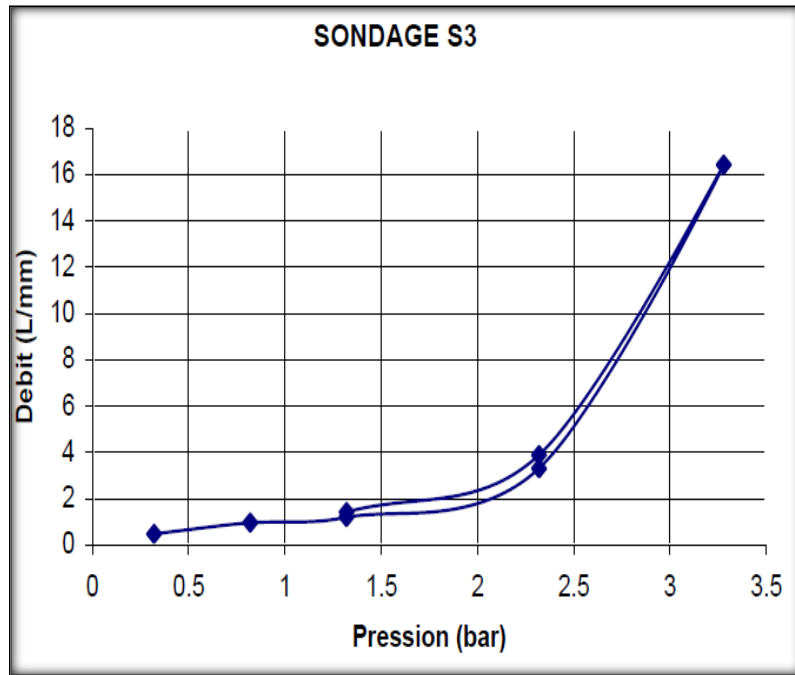


Figure III.18 : Résultat de l'essai Lugeon dans le Sondage S3.

SONDAGE 6

L'essai Lugeon ne touche que la couche de gneiss altéré et compacte ce qui se reflète sur l'unité Lugeon qui diminue jusqu'à 28,18 Lugeons ($1 \text{ Lugeon} = 10^{-7} \text{ m/s}$). Le terrain est moins fissuré avec un diamètre de l'ouverture de 0,12 mm

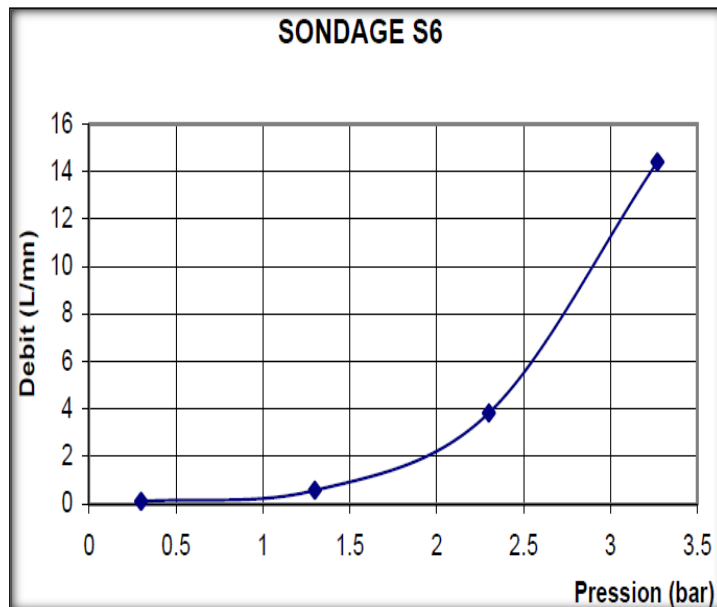


Figure III.19 : Résultat de l'essai Lugeon dans le Sondage S6.

III.5. Résultats des essais de laboratoire

L'ensemble des résultats des essais en laboratoire est donné ci -après :

III.5.1. Le poids volumique (γ)

Le poids volumique d'un sol est le rapport du poids total au volume, exprimé en KN/m^3 .

La densité d'un sol est le rapport de son poids volumique au poids volumique de l'eau.

III.5.2. Teneur en eau naturelle (ω)

C'est le rapport de poids d'eau, au poids des éléments secs d'un échantillon. Ces deux quantités sont obtenues en pesant l'échantillon dans son état naturel humide, puis dans son état sec, après étuvage à 105°C . La teneur en eau est exprimée en pourcentage(%).

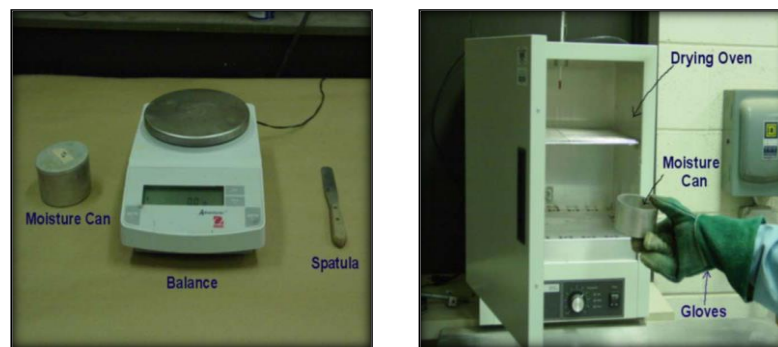


Figure III.20 : Appareillages pour mesure le Poids volumique et Teneur en eau naturelle.

Les résultats sont dans le tableau III.3 :

Légende :

- ω : Teneur en eau.
- γ_h : poids volumique humide.
- γ_d : poids volumique sèche.

III.5.3. Analyse granulométrique

Cet essai consisté à séparer les granulats et de préciser les différents pourcentages pour différents diamètres des granulats, et de déterminer la distribution dimensionnelle en poids des éléments d'un matériau. Elle comprend deux opérations :

- Tamisage pour les éléments de dimensions supérieures ou égales à 80 mm.
- Sédimentométrie pour les éléments de dimensions inférieures à 80 mm.

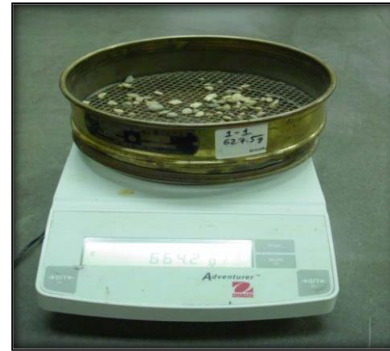


Figure III.21 : Appareillage d'analyse granulométrique par tamisage.

Tableaux III.3 : Les résultats des essais physique (teneur en eau, poids volumique et degré de saturation).

| Sondage n° | Profondeur (m) | ω (%) | γ_d (t/m ³) | γ_s (t/m ³) | γ_h (t/m ³) |
|-------------------------|----------------|--------------|--------------------------------|--------------------------------|--------------------------------|
| S 01 | 3,50 – 3,70 | 5,28 | 1,35 | 2,65 | 1,34 |
| S02 | 4,20 – 4,50 | 13,20 | 1,46 | 2,74 | 1,44 |
| S03 | 10,60 – 10,80 | 0,42 | 1,68 | 2,78 | 1,65 |
| S04 | 7,80 – 8,00 | 8,23 | 1,53 | 2,64 | 1,52 |
| S05 | 5,50 – 5,70 | 5,29 | 1,35 | 2,60 | 1,48 |
| S06 | 6,10 – 6,30 | 2,31 | 1,56 | 2,77 | 1,54 |
| Valeurs moyennes | | 5,78 | 1,48 | 2,69 | 1,49 |

A partir de tableau en a :

$$\gamma' = \gamma_d \left(1 - \frac{\gamma_w}{\gamma_s}\right) \quad \text{et} \quad \gamma_{\text{sat}} = \gamma' + \gamma_w$$

On a $\gamma_w = 10 \text{ Kn/m}^3$

$$\gamma' = 9,29 \text{ Kn/m}^3$$

$$\gamma_{\text{sat}} = 19,29 \text{ Kn/m}^3$$

Tableaux III.4 : Les pourcentages de tamisât.

| Ouverture des tamisât (mm) | | | 10 | 05 | 02 | 01 | 0.5 | 0,08 |
|----------------------------|------------|---------------|----|-----|----|------|------|-------|
| Tamisât % | Sondage | Profondeur | | | | | | |
| | Sondage 01 | 2,10 à 2,50 m | 96 | 92 | 74 | 41 | 18 | 0,74 |
| | Sondage 02 | 3,40 à 3,60 m | 94 | 90 | 80 | 67,5 | 52,5 | 24,21 |
| | Sondage 03 | 6,65 à 6,85 m | 0 | 100 | 84 | 52 | 26 | 1,77 |
| | Sondage 04 | 7,00 à 7,20 m | 98 | 92 | 63 | 29 | 13 | 0,16 |
| | Sondage 05 | 4,80 à 5,00 m | 99 | 98 | 84 | 59 | 27 | 0,56 |
| | Sondage 06 | 2,40 à 3,60 m | 0 | 100 | 90 | 98 | 91 | 19 |

- **Echantillon 01** : (2,10 à 2,50 m) Sondage 01

D'après le tableau en peut analyser les résultats comme suit :

- on a : $100 - 0,74 = 99,26\%$ des éléments ayant des diamètres supérieurs à 0,08 mm donc le sol est grenu
- on a plus de 50% des éléments > 0,08 mm passent au tamis de 2 mm donc le sol grenu est Sable (S)
- on a $0,74\% < 5\%$ des éléments ayant des diamètres inférieure à 0,08mm donc le Sable (S) est propre

$$D_{60} = 1,494 \text{ et } D_{10} = 0,338 \quad \text{D'où: } C_U = \frac{D_{60}}{D_{10}} = \frac{1,494}{0,338} = 3,85$$

- on a $C_U = 3,85 < 6$ donc le **Sable propre et mal gradué « Sm »**

- **Echantillon 02** : (3,40 à 3,60 m) Sondage 02

D'après le tableau en peut analyser les résultats comme suit :

- on a : $100 - 24,21 = 75,79\%$ des éléments ayant des diamètres supérieurs à 0,08 mm donc le sol est grenu
- on a plus de 50% des éléments > 0,08 mm passent au tamis de 2 mm donc le sol grenu est Sable (S)
- on a $24,21\% > 6\%$ des éléments ayant des diamètres inférieure à 0,08mm donc le Sable (S) est mélangé
- on a $I_p = 0\%$, d'après la position par rapport à la ligne du digramme de plasticité de CASAGRANDE le sol est **Sable argileux « SA »**

- **Echantillon 03** : (6,65 à 6,85 m) Sondage 03

D'après le tableau en peut analyser les résultats comme suit :

- on a : $100-1,77 = 98,23\%$ des éléments ayant des diamètres supérieurs à 0,08 mm donc le sol est grenu
- on a plus de 50% des éléments > 0,08 mm passent au tamis de 2 mm donc le sol grenu est Sable (S)
- on a $1,77\% < 6\%$ des éléments ayant des diamètres inférieure à 0,08mm donc le Sable (S) est propre

$$D_{60} = 1,192 \text{ et } D_{10} = 0,319 \quad \text{Dou: } C_U = \frac{D_{60}}{D_{10}} = \frac{1,192}{0,319} = 3,74$$

- on a $C_U = 3,74 < 4$ donc le **Sable propre et mal gradué « Sm »**

- **Echantillon 04** : (7,00 à 7,20 m) Sondage 04

D'après le tableau en peut analyser les résultats comme suit :

- on a : $100-0,16 = 99,84\%$ des éléments ayant des diamètres supérieurs à 0,08 mm donc le sol est grenu
- on a plus de 50% des éléments > 0,08 mm passent au tamis de 2 mm donc le sol grenu est Sable (S)
- on a $0,16\% < 6\%$ des éléments ayant des diamètres inférieure à 0,08mm donc le Sable (S) est propre

$$D_{60} = 1,861 \text{ et } D_{10} = 0,450 \quad \text{Dou: } C_U = \frac{D_{60}}{D_{10}} = \frac{1,861}{0,450} = 4,13$$

- on a $C_U = 4,13 < 6$ donc le **Sable propre et mal gradué « Sm »**

- **Echantillon 05** : (4,80 à 5,00 m) Sondage 05

D'après le tableau en peut analyser les résultats comme suit :

- on a : $100-0,56 = 99,44\%$ des éléments ayant des diamètres supérieurs à 0,08 mm donc le sol est grenu
- on a plus de 50% des éléments > 0,08 mm passent au tamis de 2 mm donc le sol grenu est Sable (S)
- on a $0,56\% < 6\%$ des éléments ayant des diamètres inférieure à 0,08mm donc le Sable (S) est propre

$$D_{60} = 1,034 \text{ et } D_{10} = 0,344 \quad \text{Dou: } C_U = \frac{D_{60}}{D_{10}} = \frac{1,034}{0,344} = 3$$

- on a $C_U = 3 < 6$ donc le **Sable propre et mal gradué « Sm »**

- **Echantillon 06** : (2,40 à 3,60 m) Sondage 06

D'après le tableau en peut analyser les résultats comme suit :

- on a : $100-19=81\%$ des éléments ayant des diamètres supérieurs à $0,08$ mm donc le sol est grenu
- on a plus de 50% des éléments $> 0,08$ mm passent au tamis de 2 mm donc le sol grenu est Sable (S)
- on a $19\% > 6\%$ des éléments ayant des diamètres inférieur à $0,08$ mm donc le Sable (S) est mélangé
- on a $I_p = 0 \%$, d'après la position par rapport à la ligne du digramme de plasticité de CASAGRANDE le sol est **Sable argileux « SA »**

Tableaux III.5 : Récapitulation des résultats.

| Sondage profondeur(m) | 01 | 02 | 03 | 04 | 05 | 06 |
|--------------------------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|
| 2,10-2,50 | Sm | | | | | |
| 2,40-2,60 | | | | | | SA |
| 3,40-3,60 | | SA | | | | |
| 4,80-5,00 | | | | | Sm | |
| 6,65-6,85 | | | Sm | | | |
| 7,00-7,20 | | | | Sm | | |

III.5.4. Essai de Cisaillement à la boîte de casagrande :

Cet essai permet l'évaluation des caractéristiques mécaniques d'un sol (naturel reconstitué ou artificiel), qui sont la cohésion **C** et l'angle de frottement interne ϕ ,

L'essai nous permet de tracer la droite intrinsèque du sol donné comme le schématise la figure III.22.

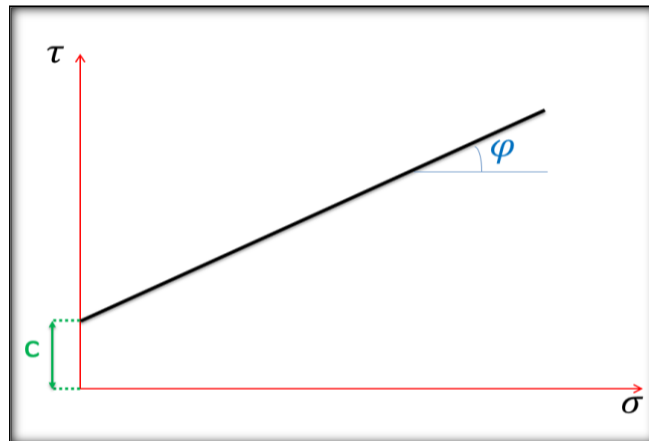


Figure III.22 : La droite intrinsèque du sol.

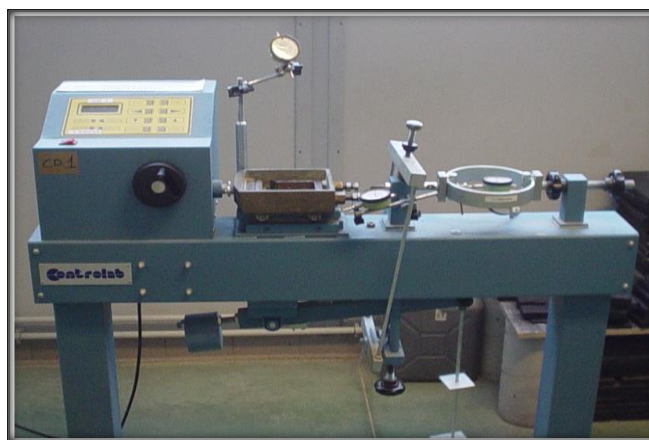


Figure III.23 : Machine de cisaillement.

Les résultats des 4 essais de cisaillement de type C.U. (Consolidé Non drainé). Sont illustrés dans le tableau III.6.

Tableaux III.6 : Résultats des essais de cisaillement.

| Sondage N° | Profondeurs (m) | Type d'essai | Les caractéristiques | |
|-------------------------|-----------------|--------------|----------------------|--------------|
| | | | C (Kpa) | φ (°) |
| SC 01 | 3,50-3,70 | C.U. | 30 | 36,56 |
| SC 03 | 11,10-11,40 | C.U. | 67 | 33,7 |
| SC 04 | 10,20-10,40 | C.U. | 37 | 31,82 |
| SC 06 | 4,70-4,90 | C.U. | 23 | 36,92 |
| Valeurs moyennes | | | 39 | 34,75 |

On prend : $\varphi = 34,75 \text{ }^\circ \simeq 35 \text{ }^\circ$ $C' = 0,39 \simeq 0 \text{ bars}$

III.6. Synthèse du sol étudié

| Les caractéristiques | Sable |
|-------------------------------------|--------------|
| La classe LCPC | SA- Sm |
| La couleur | Jaune |
| L'épaisseur (m) | 18 |
| La densité I_D | dense |
| L'homogénéité | Non homogène |
| γ_{sat} (Kn/m ³) | 19,29 |
| γ' (kn/m ³) | 9,29 |
| γ_d (kn/m ³) | 14,8 |
| γ_h (kn/m ³) | 14,9 |
| ϕ° | 35 |
| C' | 0 |

Le terrain étudié est formé de deux couches : la première couche est sableuse argileuse mal graduerée ayant une épaisseur inférieure à 18m et des caractéristiques physiques suivantes : $\gamma_{sat}=19,29 \text{ Kn/m}^3$, $\gamma'=9,29 \text{ Kn/m}^3$, $\gamma_d=14,8 \text{ Kn/m}^3$. Cette couche repose sur une couche de granite gneiss saine d'une faible perméabilité (2×10^{-5} et 3×10^{-5})

IV.1. ETUDE GÉOLOGIQUE

IV.1.1. 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.

IV.1.2. 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 crus aux 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-Tenéré à l'est du $8^{\circ} 30''$. [18]

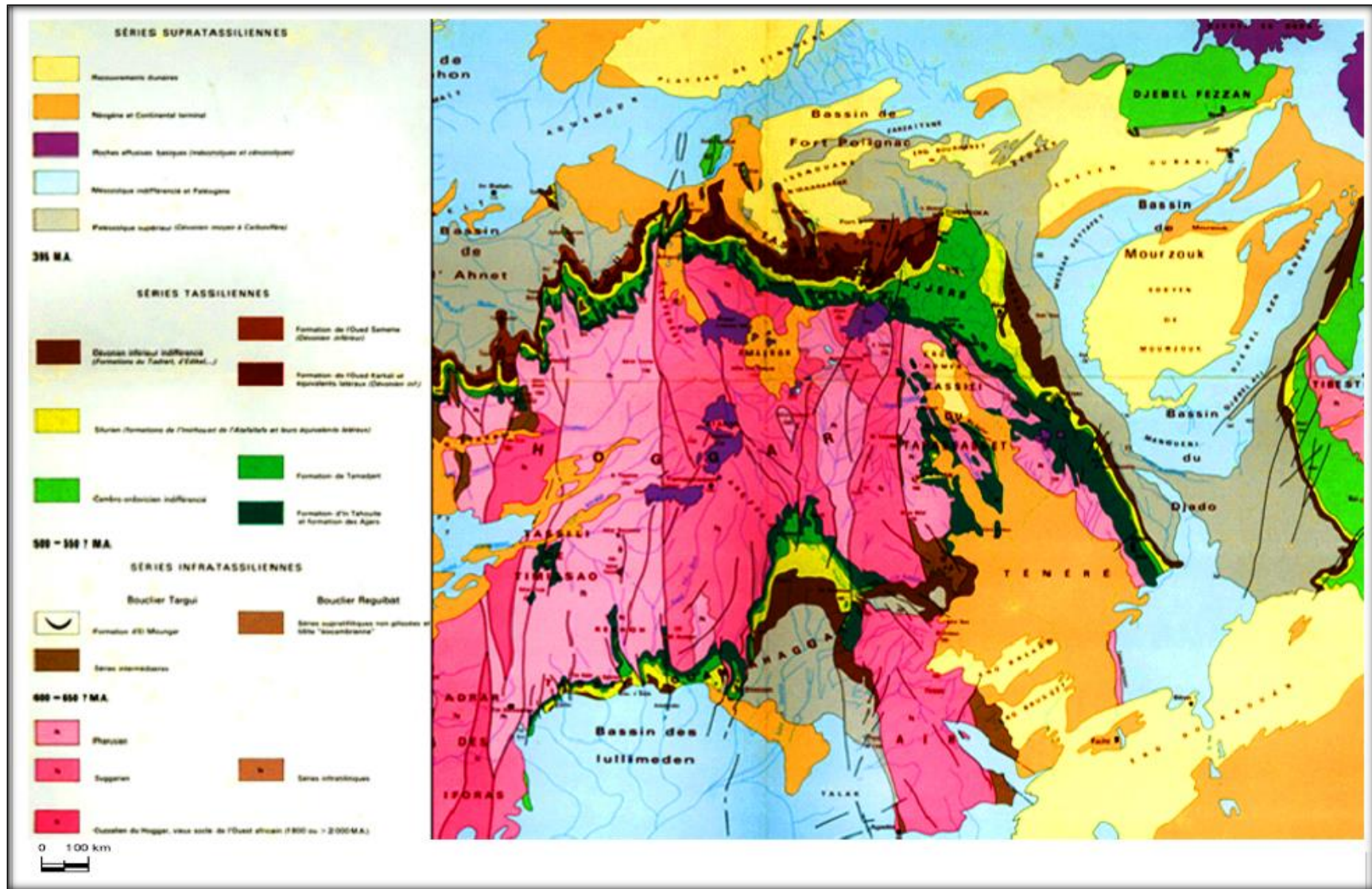


Figure IV.1 : Carte géologique du paléozoïque inférieur du Sahara central (O.R.G.M 2000)

IV.1.3. Géologie de la cuvette

La géologie de la cuvette se résume comme suit :

IV.1.3.1. 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 d'oued Aguenar. 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. [19]

IV.1.3.2. 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 migmatisé. 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.

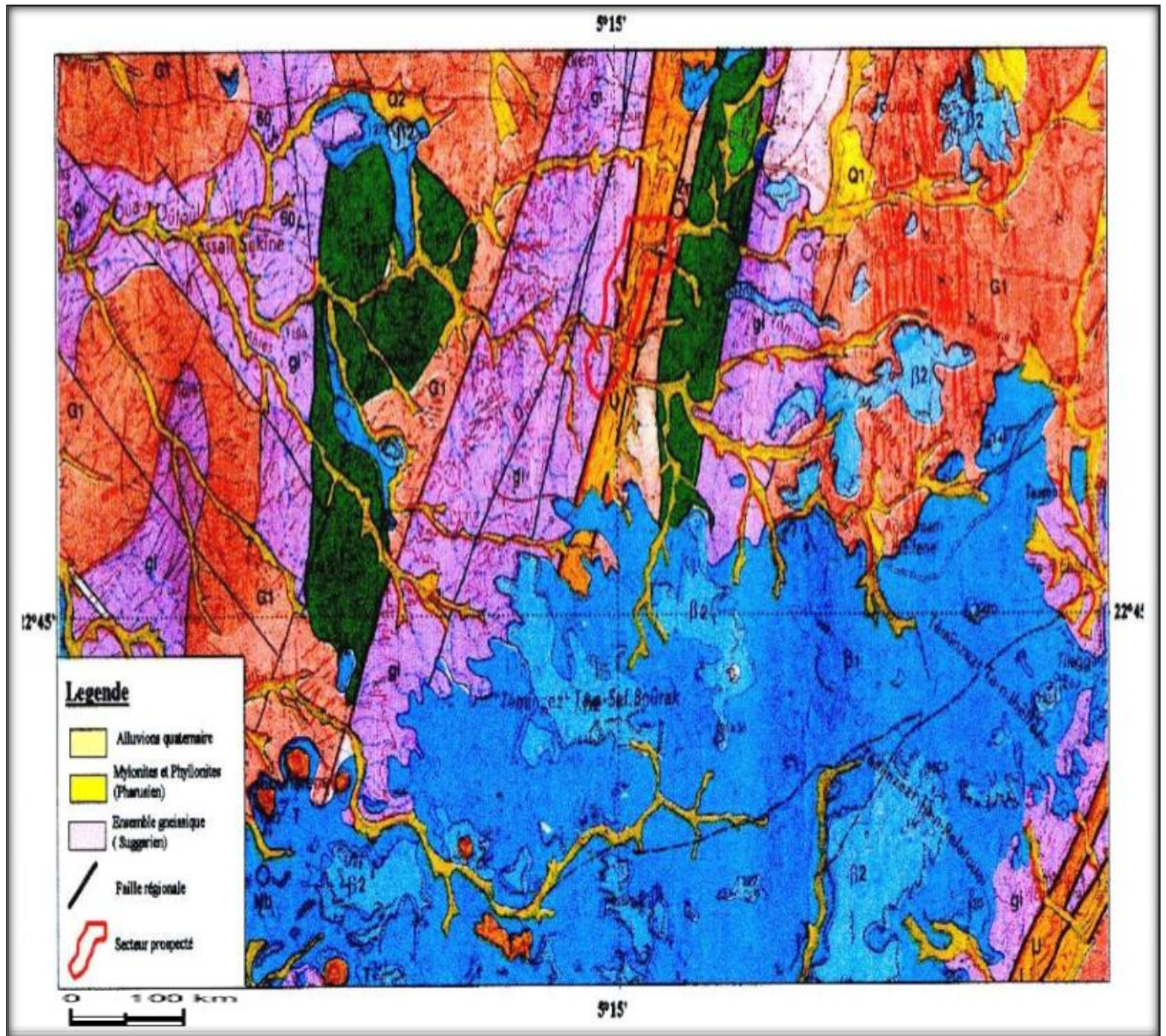


Figure IV.2 : La carte géologique de Tamanrasset (O.R.G.M 2000)

En définitive on peut dire qu'au plan régional, le bassin d'oued Aguenar 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).

IV.1.3.3. 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 d'oued Aguenar montrent aussi la même direction. Elle était décelée tout le long de l'oued sur les affleurements des gneiss, gneiss schisteux. Les filons de migmatites qui recourent 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.

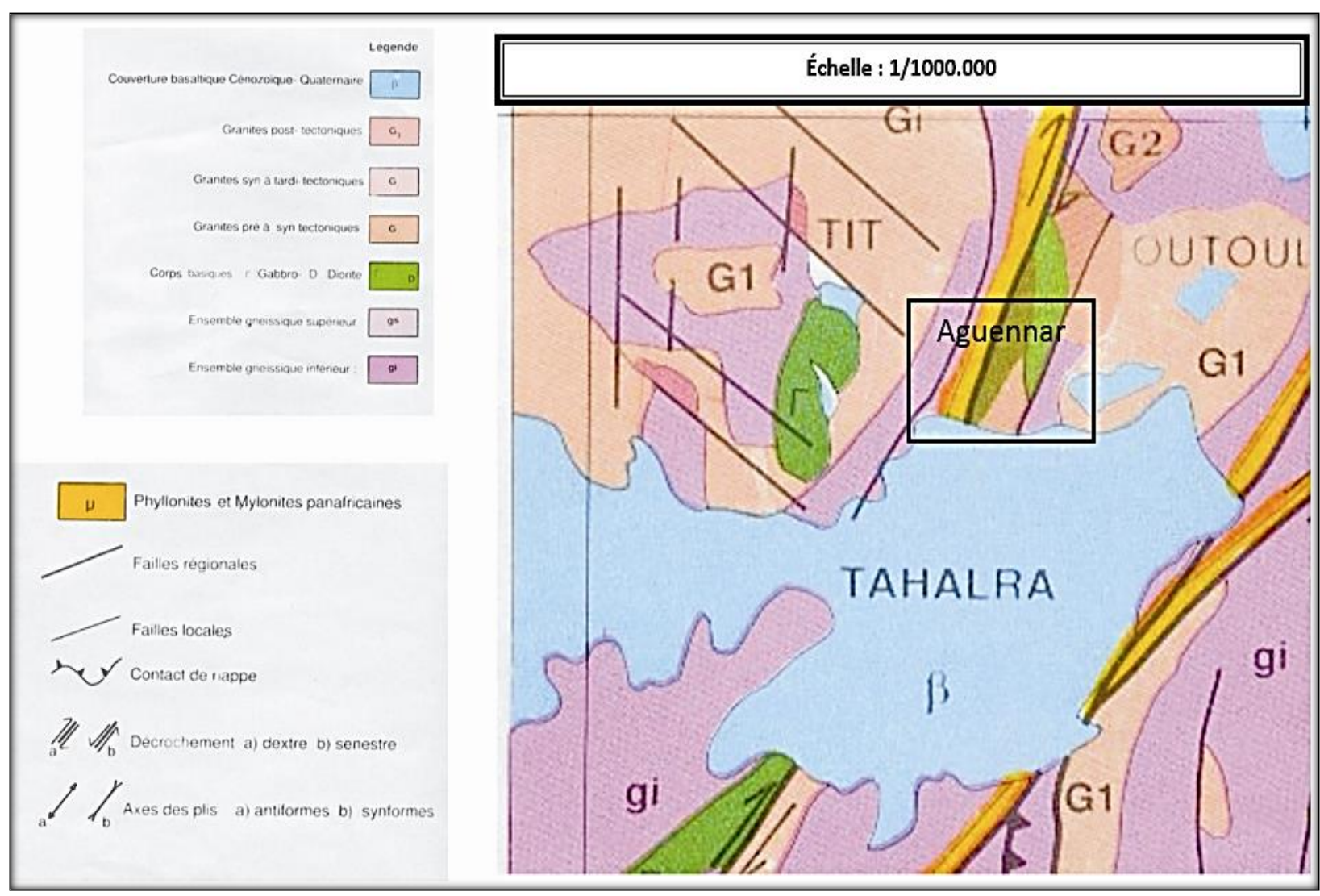


Figure IV.3 : Schéma structurale du bassin d'Aguenar (D.H.W Tamanrasset 2006)

IV.1.4. Géologie du site

Dans la région de Tamanrasset la formation encaissante des granites est constituée de formations métamorphiques (gneiss, cipolins et pyroxénites). Il s'agit pour l'essentiel de gneiss, de granito-gneiss et de micaschistes, mêlées de quartzites et cipolins, auxquels sont associés de nombreux granites syntectoniques ou intrusifs.

L'infero-flux de l'Oued Aghenar est bordé sur ses deux rives par des reliefs constitués de Granits, de Granito-Gneiss et de Gneiss.

Sur le plan tectonique il y a lieu de distinguer deux types d'accidents tectoniques :

- Des accidents anciens $4^{\circ}50'$ et $8^{\circ}30'$, majeurs, de direction souvent méridienne, ils correspondent à des zones broyées mais re-cimentées, ils se comportent vis-à-vis des eaux souterraines comme des barrages plutôt que comme des drains.

- Les accidents plus récents et notamment ceux de direction voisine de $70^{\circ}E$ recoupent les précédents en les décalant fréquemment ; non silicifiés, donc plus tendres, ils se présentent le plus souvent en creux et de nombreux oueds les empruntent ; l'Oued Aghenar en ferait partie.

Le lit de l'oued est constitué d'alluvions et d'altérites empruntées aux Gneiss et Granito-Gneiss par altération des Feldspaths.

Le profil d'altération observé de bas en haut au travers des forages réalisés est décrit comme suit :

- La roche saine est un Granito-Gneiss marqué par des plages claires constituées de Quartz et de Feldspaths, les plages sombres sont riches en minéraux ferromagnésiens (Biotite et Grenat)

- La roche altérée compacte avec quelques traces de produit argileux provenant de l'altération des feldspaths.

- L'ensemble altéritique meuble argilo sableux.

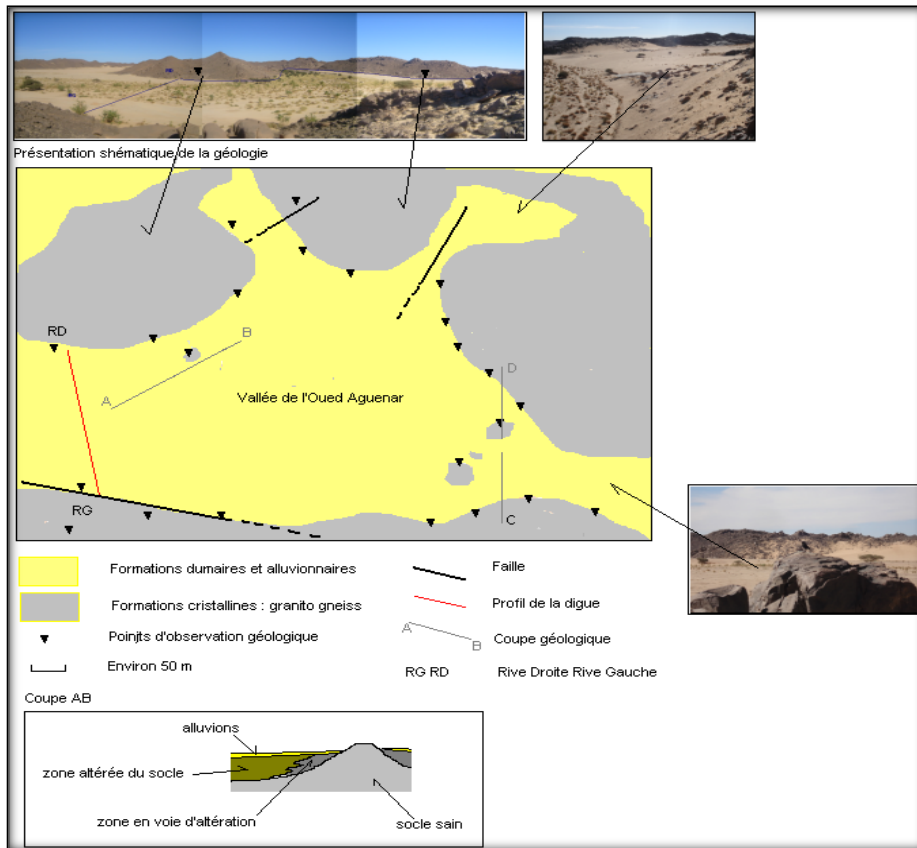


Figure IV.4 : Résumé géologique du site de barrage d'Aguenar (Rapport faisabilité AGC, 2008).

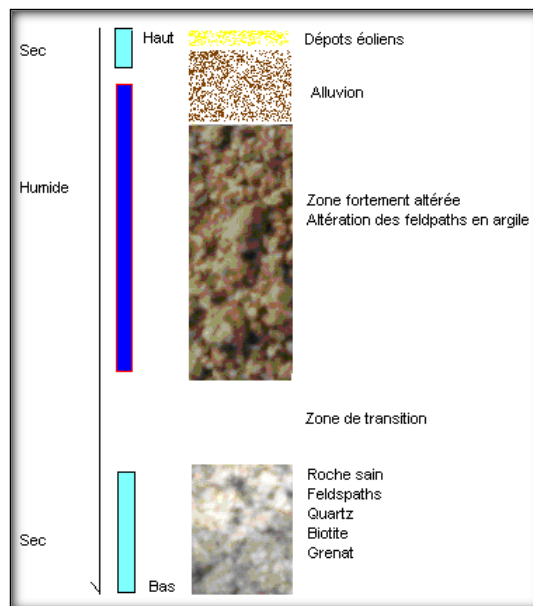


Figure IV.5 : Profil d'altération et capacité de rétention de l'eau dans les niveaux altérés.



Figure IV.6 : Altération de la roche mère en élément argilo sableux.

Le passage de la roche mère à l'horizon altéré résulte d'une série de transformations géochimiques et minéralogiques successives.

Un accident tectonique avec décrochement vertical a été observé sur la rive gauche du verrou, il est perceptible sur le terrain par la présence d'une zone de broyage et d'un miroir de faille.

Cette faille se prolonge jusqu'au verrou où elle provoque un approfondissement du substratum tel que montré sur le profil de corrélation géologique entre les forages.



Figure IV.7 : Manifestation d'accidents tectoniques.

IV.1.5. Conclusion

D'une manière générale, le lit d'oued Aguenar présente des sables grossiers à moyens au sommet et deviennent plus fin vers la base en association avec des limons et de fines pellicules d'argiles ; 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 17,20 m, (20m selon la géophysique).

Une remontée du substratum au niveau de site 17.20 m indique probablement la fermeture de la cuvette d'Oued Aguenar.

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

IV.2. ETUDE TOPOGRAPHIQUE**IV.2.1. Introduction**

Le but principal de l'étude topographique est d'établir les documents nécessaires pour l'aménagement des cours d'eau (plans, cartes, documents...) qui permettront aussi en premier lieu de se prononcer sur l'aptitude topographique du site et de positionner au mieux le barrage .

IV.2.2. Moyens et matériels

Pour la réalisation des travaux topographiques il a été opté pour des équipements de positionnement par satellite ou GPS (Global Positioning System). Ces derniers ont l'avantage de rapidité et de précision. Le système de coordonnées est l'UTM (WGS 84).

- Deux récepteurs GPS ;
- Logiciels de traitement Autocad et Covadis .

Les travaux topographiques sont réalisés à l'aide d'une paire de récepteurs Promark2, mono fréquence avec trépied et boussole pour l'orientation des antennes. Leurs caractéristiques sont les suivantes :

- Précision planimétrique : $0,005m + 1mm$ par Km avec une portée maximale de 20 Km.
- Précision altimétrique : $0,010m + 2mm$ par Km avec une portée maximale de 20 Km.

IV.2.3. Déroulement des travaux

Ils ont préparé le travail topographique avant la sortie au terrain en vérifiant la localisation du site d'étude sur carte topographique. Le fond de cette carte est calé sous un SIG (Système d'information géographique).

Le site est fixé en relevant les coordonnées de l'intersection du verrou avec le cours d'eau (coordonnées du site).

Le site du barrage d'inféro-flux sur l'oued Aguenar est localisé aux coordonnées kilométriques suivantes :

- Latitude comprise entre 2520 et 2530 N
- Longitude comprise entre 730 et 750 E

Les coordonnées ainsi extraites sont introduites dans des GPS de navigation (Garmin 60).

Les stations de références repérées sur terrain aux abords du site ont été réalisées par les équipes topographiques du bureau d'étude dans le cadre du projet de l'AEP de la ville de Tamanrasset à partir de In Salah.

Les altitudes de ces dernières ont été déjà rattachées aux points NGA disponibles le long de la Transsaharienne (RN 01).

La planimétrie a été projetée dans le système UTM fuseau 31 (WGS 84).



Figure IV.8 : Localisation du barrage d'Aguenar

Tableau IV.1: Coordonnées des points fondamentaux (UTM fuseau 31, WGS 84).

| | | |
|--------------|-----------------|---------------|
| ST 43 | X UTM : | 741 880,359 |
| | Y UTM : | 2 527 896,254 |
| | Z en mètres NGA | 1 304,937 |
| ST 01 | X UTM | 743 704,197 |
| | Y UTM : | 2 529 130,234 |
| | Z en mètres NGA | 1 314,409 |

Le site d'études est compris entre les stations 43 et 44, la plus proche étant la 43, cette dernière est prise comme point d'appui pour les levés topographiques qui se sont déroulés comme suit :

Mise en station sur un point de référence au niveau de ST 43.

Etablissement des polygonales à cheminement fermé.

Levé direct par rayonnement ;

Les levés topographiques s'effectuent en «**mode statique**» à deux échelles différentes, à savoir au 1/500 au niveau de l'axe de la digue et au 1/2000 è pour la cuvette.

Au total 1181 points de détail sont relevés incluant l'emplacement des forages géotechniques et l'essai DPT réalisés et les coordonnées des électrodes utilisés pour l'étude de géophysique.

Les travaux topographiques ont couvert au total 134 ha dont 3,1 ha avec un réseau de points densifié au niveau de l'axe de digue.

La densité de points est de 10 points à l'hectare sur l'ensemble de la cuvette et de 96 points à l'hectare au niveau de l'axe de digue.

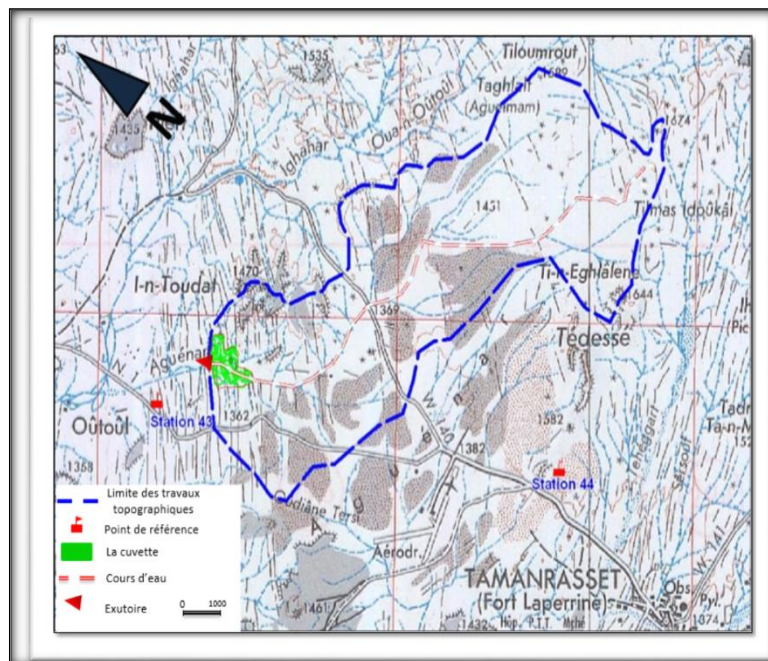


Figure IV.9 : Localisation des travaux topographiques
(Rapport topographique AGC, 2008).

Les travaux de terrain s'achèvent avec le levé des coordonnées des sondages effectués et l'essai DPT et des électrodes de l'équipement de géophysique. Ces derniers sont répartis à intervalles réguliers le long de l'axe de digue.

Les coordonnées des électrodes du profil électrique sont transmises pour le traitement des observations géophysiques.

Les coordonnées des sondages géotechniques servent à implanter ces derniers sur les plans pour les besoins du dimensionnement de l'aménagement.

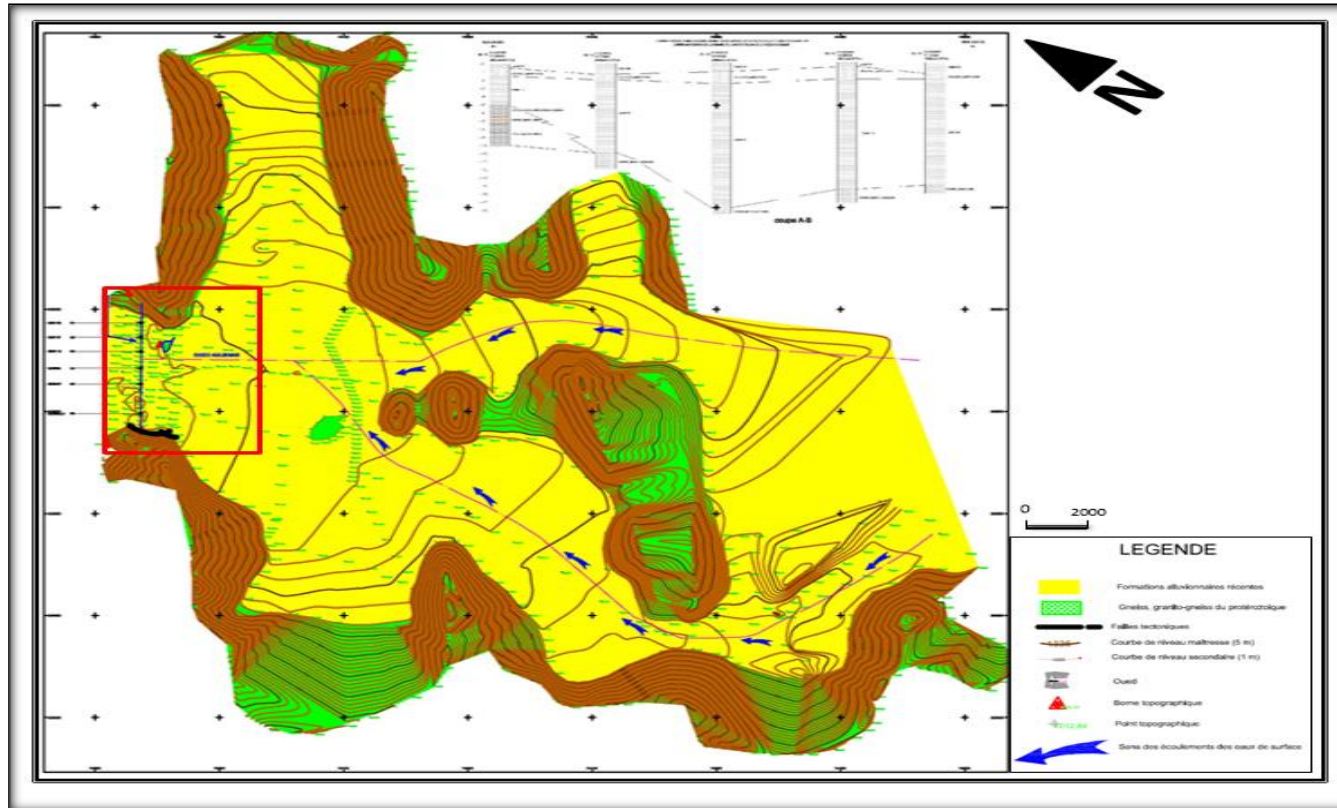


Figure IV.10 : Carte topographique de la cuvette échelle (Rapport topographique AGC, 2008).

V.1. ETUDE HYDROLOGIQUE ET HYDROGEOLOGIQUE**V.1.1. Introduction.**

L'ensemble des aspects liés au processus de maturation de n'importe quel ouvrage hydraulique, allant du choix du site jusqu'à l'étape de la réalisation, en passant par le dimensionnement des ouvrages, les aspects de la sécurité ainsi que la bonne exploitation des ouvrages hydrauliques sont conditionnés par une évaluation correcte et juste de la crue. Cette logique est fondamentale.

C'est pourquoi, nous procédons à l'étude hydrologique du bassin versant de l'Oued Aguenar pour déterminer certains paramètres de base pour la réalisation de ce barrage souterrain.

L'étude hydrologique est donc, une étape importante dans le processus de l'étude. C'est pourquoi, les paramètres hydrologiques, sont déterminants, car ils sont traités comme tâches initiales à effectuer lors de cette étape du travail.

Ces paramètres, nous permettent de connaître les capacités du bassin versant à produire des écoulements. Ils nous conduisent à l'évaluation, de manière sommaire et approximative, des paramètres qui conditionnent le dimensionnement.

V.1.2. Le bassin versant**V.1.2.1. Caractéristiques morphologiques****a) Paramètres géométriques**

L'oued Aguenar au site projeté du barrage inféro-flux à Tamanrasset draine un bassin versant de 74,61 km² dans un périmètre de 48,41 km. Il culmine au nord à 1622 m d'altitude où l'oued prend source et continue son cours au sud - ouest sur une longueur de 14,7 km.

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

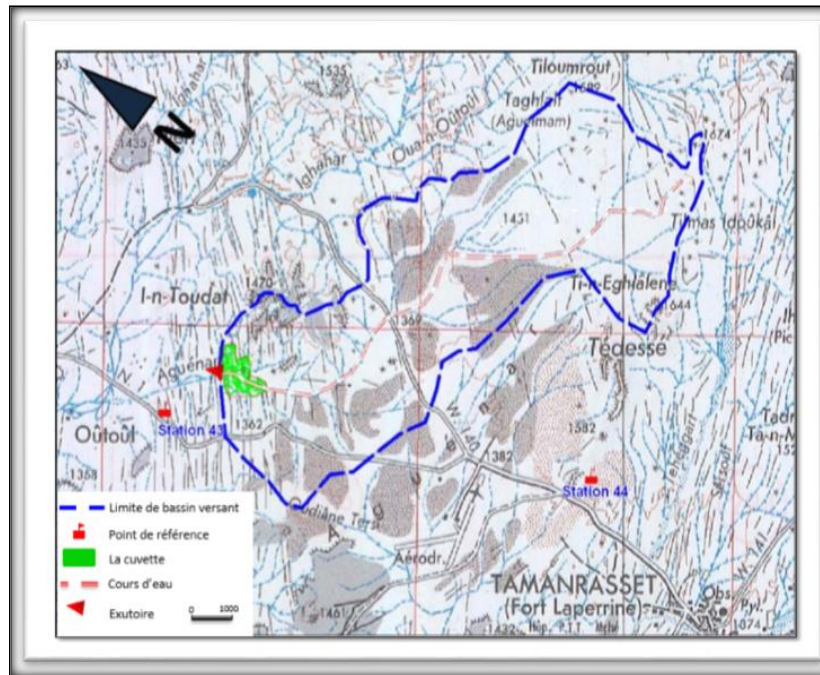


Figure V.1: Le bassin versant d'Aguenar (Rapport topographique AGC, 2008).

b) Paramètres de forme

- **Indice de compacité "K_c"**

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. [20]

$$K_c = \frac{P}{\sqrt{S}} \times 0,282$$

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.

$$K_c = \frac{48,41}{\sqrt{74,61}} \times 0,282 = 1,58$$

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.

- si K_c = 1 => bassin parfaitement circularisé
- si K_c = 1,128 => bassin ramassé
- si K_c > 1,128 => bassin allongé

Selon la valeur de K_c = 1,58 on pourra dire que notre bassin est de forme allongé.

- **Coefficient d'allongement**

Il est obtenu par la relation :

$$C_a = \frac{L^2}{S}$$

$$C_a = \frac{17,51^2}{74,61} = 4,11$$

L : la longueur du talweg principal

S : la superficie du bassin versant.

- **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

$$L = \frac{K_c \sqrt{S}}{1,128} \left[1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1,128}{K_c} \right)^2} \right]$$

La largeur est donnée par la formule :

$$L = \frac{K_c \sqrt{S}}{1,128} \left[1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1,128}{K_c} \right)^2} \right]$$

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 = 20,58 km et l = 3,63 km.

c) Le relief

- 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 V.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 (%) |
|--------------|--------------------|--|-------------------------------|-----------------------------|
| 1620-1590 | 30 | 0,06 | 0,08 | 0,08 |
| 1590-1560 | 30 | 0,7 | 0,94 | 1,02 |
| 1560-1530 | 30 | 2,526 | 3,39 | 4,41 |
| 1530-1500 | 30 | 4,135 | 5,56 | 9,97 |
| 1500-1470 | 30 | 11,515 | 15,47 | 25,44 |
| 1470-1440 | 30 | 10,212 | 13,72 | 39,16 |
| 1440-1410 | 30 | 14,275 | 19,18 | 58,35 |
| 1410-1380 | 30 | 18,634 | 25,04 | 83,39 |
| 1380-1350 | 30 | 11,255 | 15,12 | 98,7 |
| 1350-1320 | 30 | 1,102 | 1,48 | 100 |

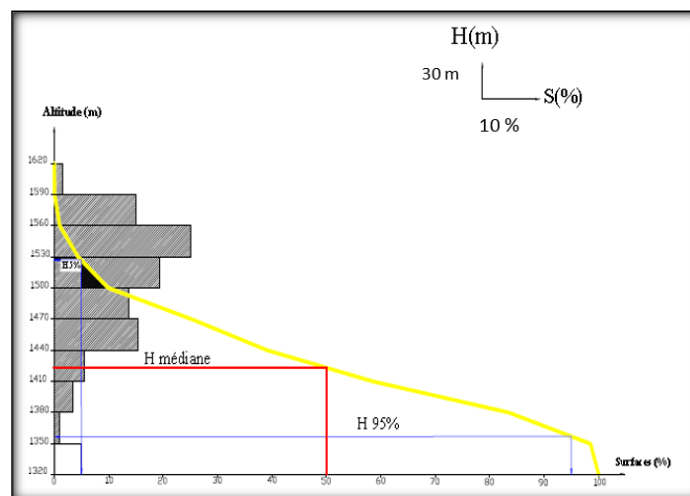


Figure V.2 : répartition des courbes hypsométriques

- **Altitude médiane**

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

$$H_{med} = 1423,2m$$

- **Altitude moyenne**

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

$$H_m = \frac{\sum_{i=1}^n S_i H_i}{S}$$

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

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

S : Superficie du bassin versant (Km^2)

$$H_{moy} = 1431 m.$$

- **Indice de pente globale I_g**

Cet indice est déterminé par la formule suivante : [21]

$$I = \frac{D}{L} = \frac{H_{5\%} - H_{95\%}}{L}$$

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 $S_{95\%}$.

$$I_g = 0,83 \%$$

- **Indices de pente de Roche I_p**

Il est donné par la formule suivante :

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

L : longueur de rectangle équivalent (m)

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

Tableau V.2 : détermination de la pente Roche I_p

| Altitude (m) | $H_i - H_{i-1}$ (m) | S_i (%) | $\sqrt{S_i(H_i - H_{i-1})}$ |
|------------------|---------------------|-----------|-----------------------------|
| 1620-1590 | 30 | 0,08 | 1,55 |
| 1590-1560 | 30 | 0,94 | 5,31 |
| 1560-1530 | 30 | 3,39 | 10,08 |
| 1530-1500 | 30 | 5,56 | 12,92 |
| 1500-1470 | 30 | 15,47 | 21,54 |
| 1470-1440 | 30 | 13,72 | 20,29 |
| 1440-1410 | 30 | 19,18 | 23,99 |
| 1410-1380 | 30 | 25,04 | 27,41 |
| 1380-1350 | 30 | 15,12 | 21,30 |
| 1350-1320 | 30 | 1,48 | 6,66 |
| Somme | | 100 | 151,05 |

$$I_p = 1,05\%$$

- **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 : [22]

$$I_m = \frac{\Delta H(0,5l_1 + l_2 + l_3 + \dots + 0,5l_n)}{S}$$

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 V.3 : Evaluation de la pente moyenne.

| n | courbe | ΔH | Longueur (km) |
|----------|---------------|-----------|----------------------|
| 1 | 1590 | 30 | 1,37 |
| 2 | 1560 | | 3,53 |
| 3 | 1530 | | 7,9 |
| 4 | 1500 | | 13,88 |
| 5 | 1470 | | 11,23 |
| 6 | 1440 | | 11,6 |
| 7 | 1410 | | 18,16 |
| 8 | 1380 | | 21,05 |
| 9 | 1350 | | 12,19 |
| 10 | 1320 | | 1,52 |

$$I_m = 4,06 \%$$

V.1.2.2. Caractéristiques hydrographiques

a) Densité de drainage

C'est le rapport entre la longueur total de tous les talwegs « Li », 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.

$$D_d = \frac{\sum_{i=1}^n L_i}{S}$$

Avec:

$\sum_{i=1}^n L_i$: La longueur totale de tous les cours d'eau égale à 51,3 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.

$$D_d = 0,68 \text{ Km/Km}^2$$

b) Densité du thalweg élémentaire

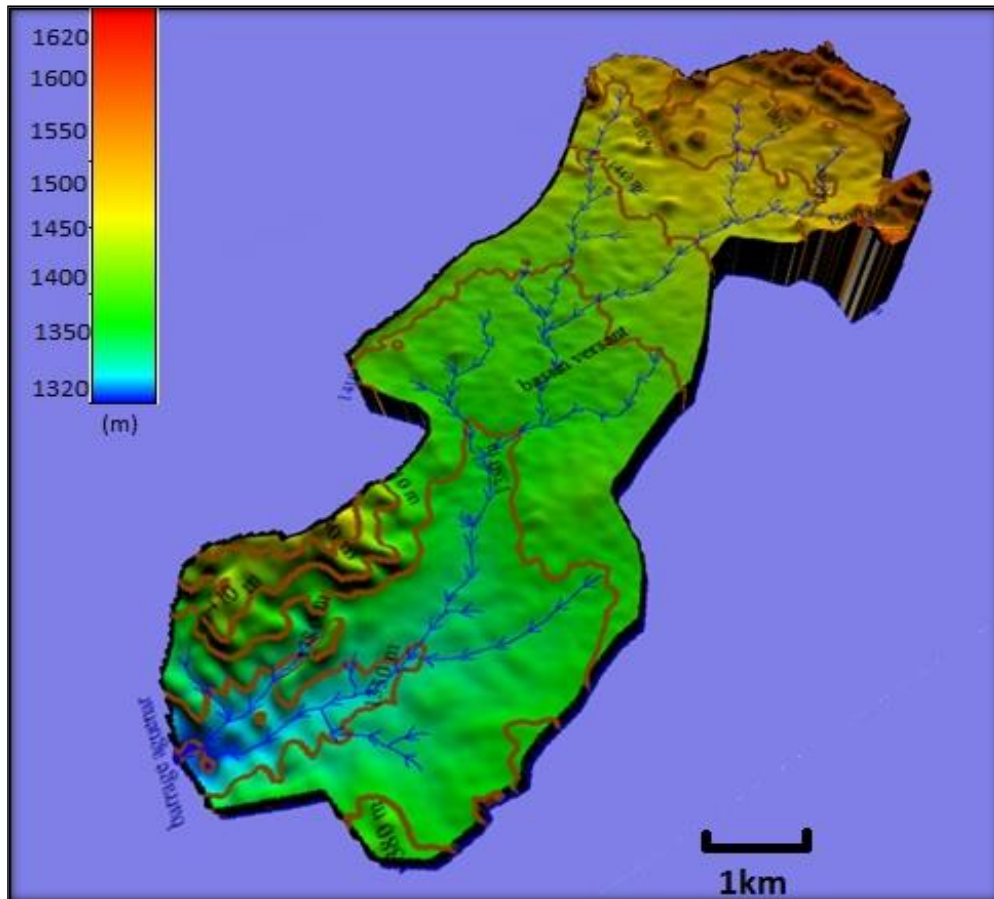
C'est le rapport entre le nombre des talwegs d'ordre 1 et la surface globale du bassin versant

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

N1 : Nombre de thalwegs d'ordre 1, N₁= 22

S : Superficie du bassin versant.

$$F_1 = 0,3 \text{ thalweg/km}^2$$



*Figure V.3 : Le réseau hydrographique du bassin versant
(Réaliser par le logiciel GLOBAL MAPPER)*

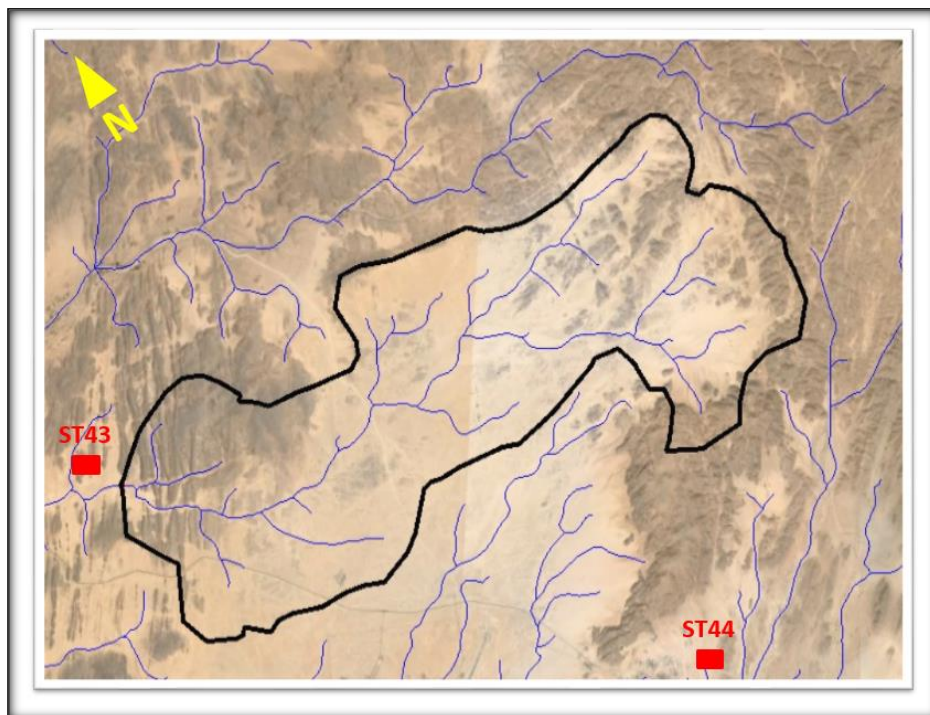


Figure V.4 : Le réseau hydrographique de la région

c) **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. [20]

- **Formule de Giandotti**

$$T_c = \frac{4\sqrt{S} + 1,5 L_p}{0,8\sqrt{H_{\text{moy}} - H_{\text{him}}}}$$

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)

$T_c = 6,54$ heures

d) **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 :

$$V_r = \frac{L_p}{T_c}$$

L : Longueur du thalweg principal (Km)

T_c : Temps de concentration (h)

$V_r = 2,63$ Km/h

e) 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 V.4 : la longueur de cours d'eau principale en chaque altitude

| Courbe de niveau (m) | Distance (Km) | Distance cumulée (Km) |
|-------------------------|------------------|--------------------------|
| 1470-1440 | 0,970 | 0,97 |
| 1440-1410 | 2,194 | 3,164 |
| 1410-1380 | 3,4 | 6,564 |
| 1380-1350 | 4,08 | 10,644 |
| 1350-1320 | 3,74 | 14,38 |

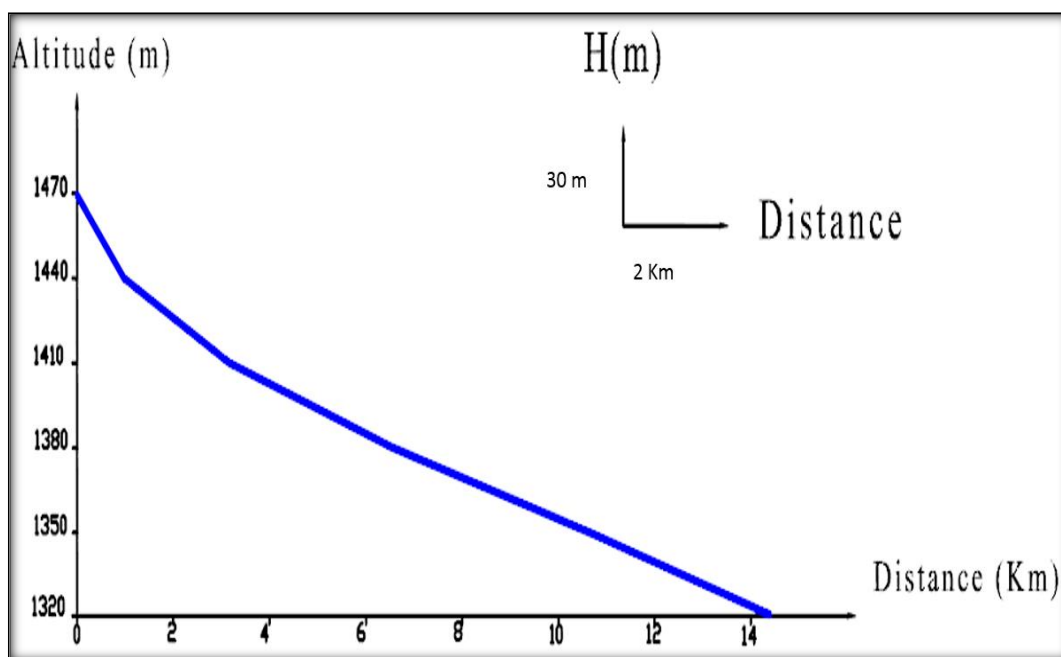


Figure V.5 : Profil en long du cours d'eau principal

Tableau V.5 : Caractéristiques du bassin de l'Aguenar

| Caractéristiques du bassin versant | | Symbole | Valeur | unité |
|---|----------|-------------------|--------|--------------------|
| Surface | | S | 74,61 | km ² |
| Périmètre | | P | 48,41 | km |
| Longueur du thalweg principal | | L _{oued} | 14,37 | Km |
| Indice de compacité | | Kc | 1,58 | |
| Coefficient d'allongement | | Ca | 4,11 | |
| Rectangle équivalent | longueur | L _r | 20,58 | Km |
| | largeur | l _r | 3,63 | Km |
| Altitude | maximale | H _{max} | 1622 | m |
| | minimale | H _{min} | 1316 | m |
| | moyenne | H _{moy} | 1431 | m |
| | médiane | H _{med} | 1423,2 | m |
| Indice de pente de Roche | | I _p | 1,05 | % |
| Indice de pente globale | | I _g | 0,83 | % |
| Indice de pente moyenne | | I _m | 4,6 | % |
| Densité de drainage | | D _d | 0,68 | Km/Km ² |
| Coefficient de torrencialité | | Ct | 0,204 | |
| pente moyenne de cours d'eau principale | | I | 0,908 | % |
| Temps de concentration Tc | | Tc | 6,54 | h |

V.1.3. 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 dizaine de kilomètres environ à l'est du site d'Aguenar et localisée à une altitude de 1378m dont les coordonnées géographiques sont: latitude=22°47N ,longitude = 05°31E.

Les différentes données climatiques fournies par la direction météorologique régionale sud (Tamanrasset) sont enregistrées sur une période allant de 1957 jusqu'à l'an 2012.

V.1.3.1. Température

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

Tableau V.6 : Températures moyennes, maximale et minimale

| Mois | J | F | M | A | M | J | J | A | S | O | N | D | An |
|----------|-------------|------|------|------|------|-------------|------|------|------|------|------|------|-------------|
| Min | 5,4 | 8,0 | 11,0 | 13,3 | 18,5 | 22,0 | 22,4 | 21,8 | 20,7 | 15,4 | 10,5 | 7,4 | 14,7 |
| Min abs. | -2,3 | -0,1 | 2,0 | 3,4 | 11,6 | 15,2 | 13,7 | 17,2 | 15,4 | 8,7 | 1,3 | -2,0 | -2,3 |
| Moy | 13,1 | 16,1 | 18,4 | 20,9 | 25,0 | 28,4 | 28,4 | 27,9 | 26,8 | 21,8 | 18,1 | 14,3 | 21,6 |
| Max | 20,9 | 24,2 | 25,8 | 28,4 | 31,6 | 34,8 | 34,5 | 33,9 | 32,9 | 28,2 | 25,7 | 21,2 | 28,5 |
| Max abs. | 26,6 | 30,2 | 33,0 | 36,7 | 37,1 | 38,7 | 38,2 | 37,2 | 36,2 | 34,1 | 29,4 | 25,8 | 38,7 |

La température moyenne annuelle égale **21,6°C**. Les mois les plus chauds sont les mois d'été : Juin, Juillet, durant lesquels les températures moyennes approchent les 35°C. En hiver, les températures moyennes mensuelles descendent sous la barre de 0°C.

Les températures minimales et maximales absolues sont respectivement de -2,3 °C et 38,7°C. L'amplitude thermique annuelle (différence entre les températures extrêmes) est donc de 41,0°C.

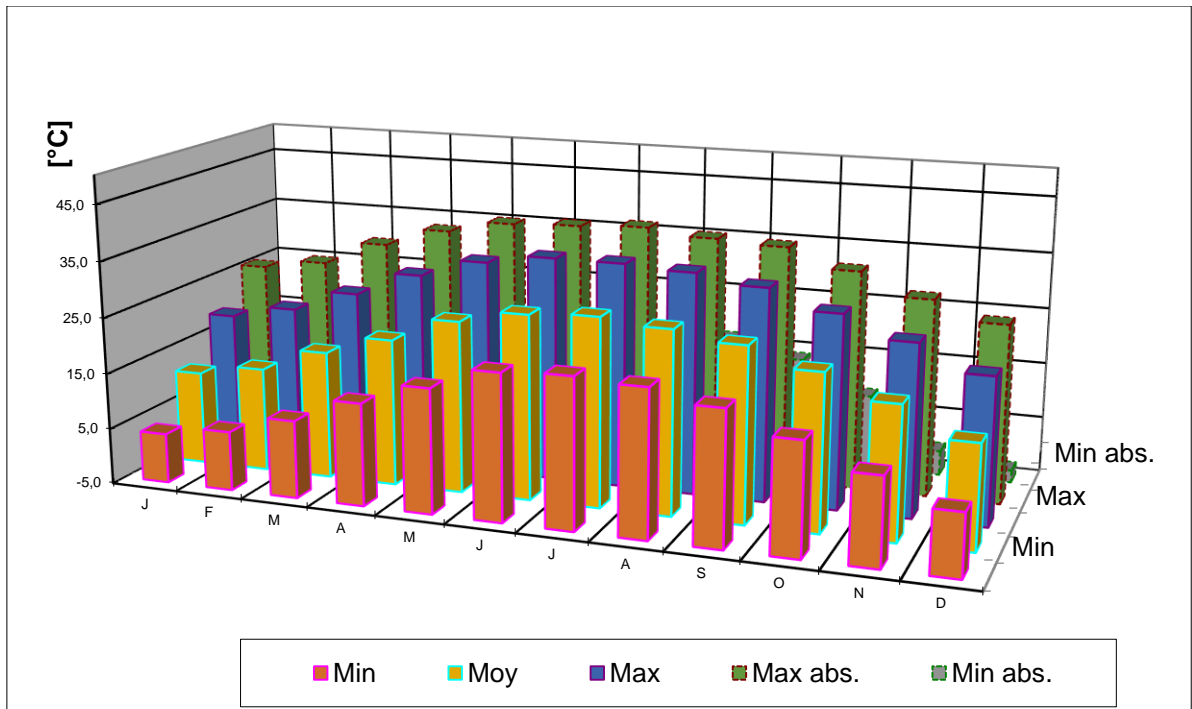


Figure V.6 : Températures en fonction de temps

V.1.3.2. 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 V.7 : 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 V.8 : 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 |

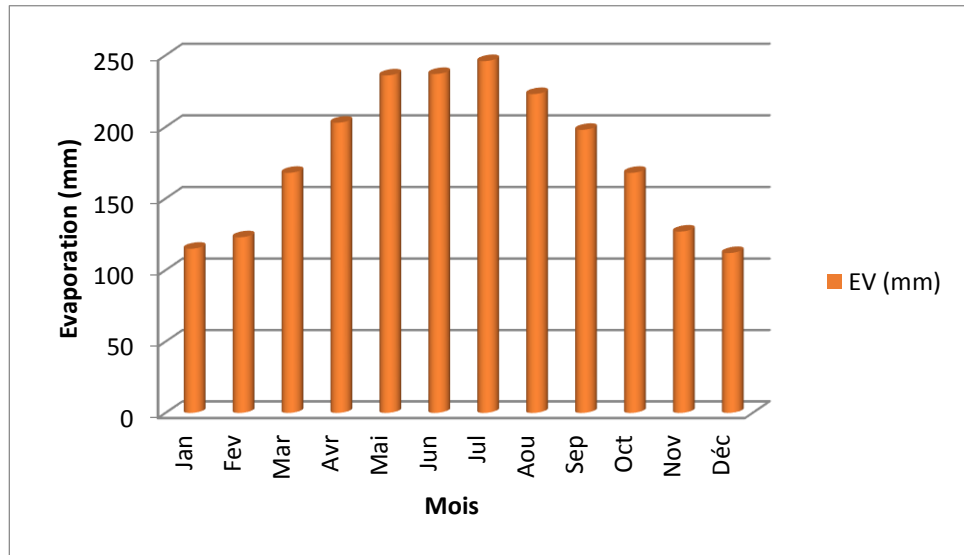


Figure V.7 : Evaporations en fonction de temps

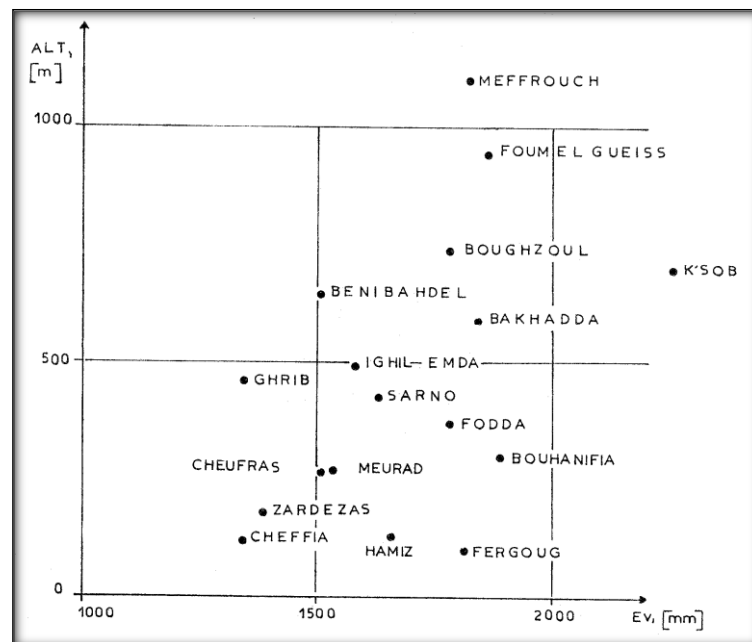


Figure V.8 : Evaporation sur nappe d'eau libre mesurée au niveau des barrages algériens.

V.1.3.3. Pluviométrie

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.

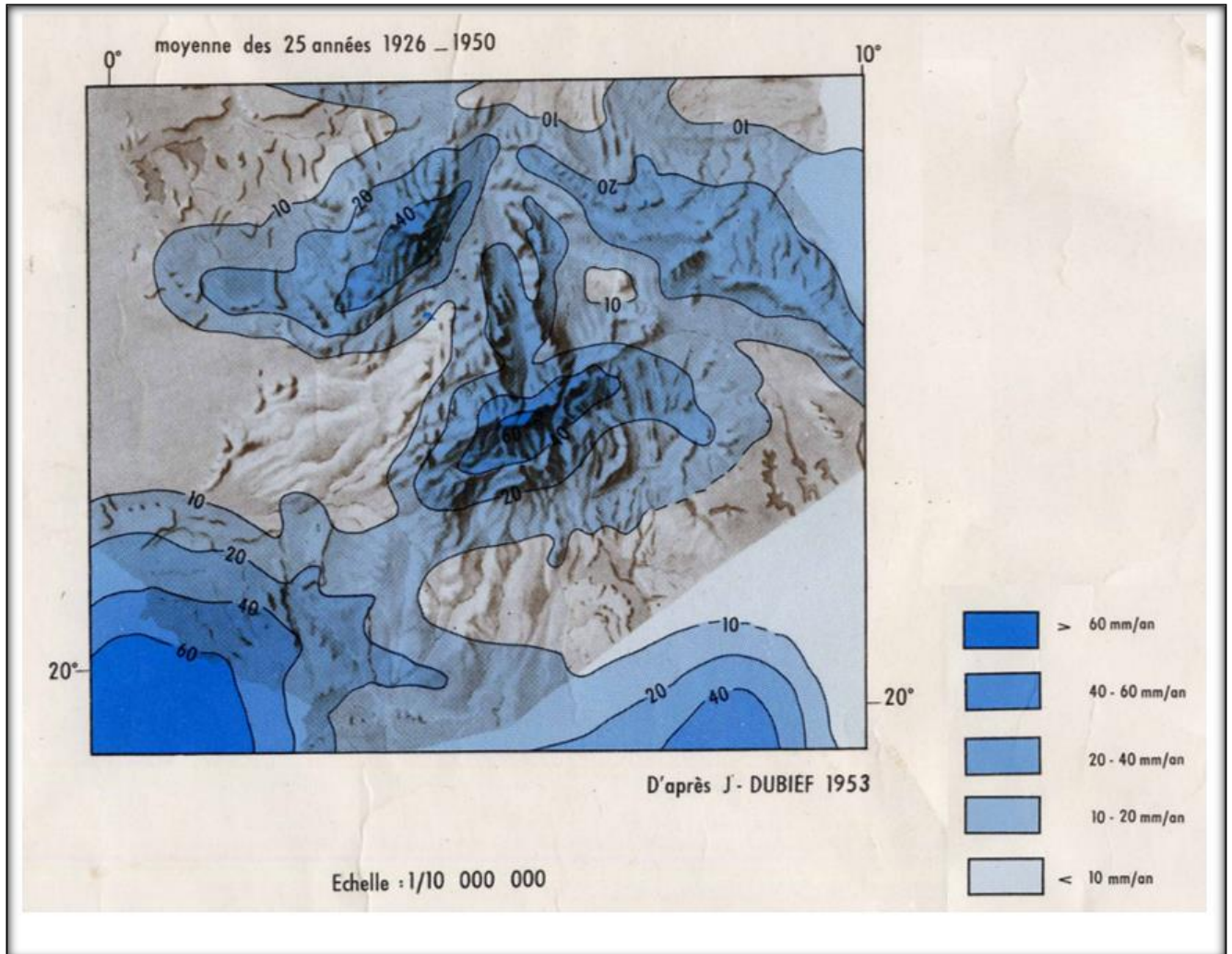


Figure V.9 : Carte Pluviométrique de Hoggar (A.N.R.H, 1990)

- **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 est 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 dispose d'une stations climatologiques (Tamanrasset) .

Tableau V.9 : Stations pluviométriques

| Nom de la station | Distance site - station | Distance B.V - station | Altitude (m) | Période d'observation | Nombre d'années observées |
|-------------------|-------------------------|------------------------|--------------|-----------------------|---------------------------|
| Tamanrasset | 15 | 10 | 1378 | 1957-2012 | 56 |

- **Répartition mensuelle de la pluie moyenne annuelle**

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

Tableau V.10 : Répartition mensuelle de la pluie moyenne annuelle à la station de Tamanrasset

| Mois | | Sep | Oct | Nov | Déc | Jan | Fev | Mar | Avr | Mai | Jun | Jul | Aou | Année |
|-------|----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|------|-----|-----|-----|-------|
| Pluie | mm | 1,6 | 1,2 | 0,6 | 2,6 | 6,4 | 5,7 | 3,0 | 9,9 | 10,3 | 3,4 | 2,8 | 2,2 | 49,1 |
| | % | 3 | 2 | 1 | 5 | 13 | 12 | 6 | 20 | 21 | 7 | 6 | 5 | 100 |

D'après cette répartition on distingue une saison humide de 5 mois (de janvier jusqu'à mai) pendant laquelle la pluie représente 72 % de la pluie moyenne annuelle et une saison sèche aux mois qui restent de l'année. Les mois les plus pluvieux sont avril et mai qui représentent 41 % de la pluie en saison humide.

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

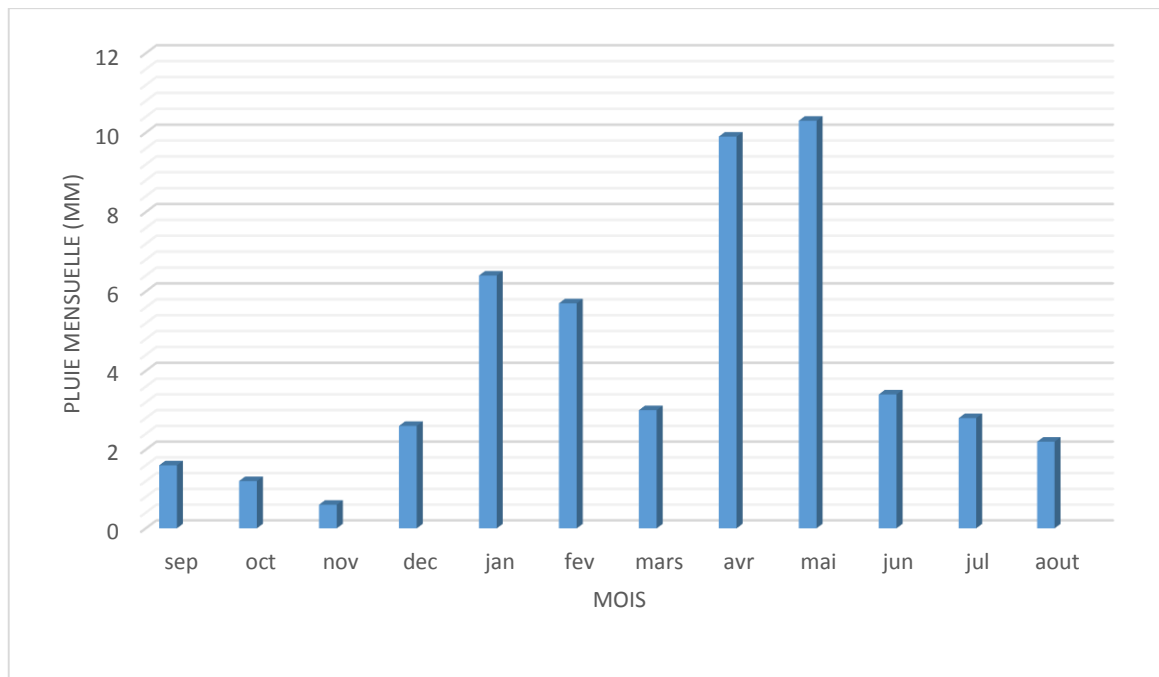


Figure V.10 : Variation mensuelle de la pluie observée à Tamanrasset (mm)

V.1.3.4. 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.

- débits maximum de la crue

Comme nous ne disposons d'aucune information hydrométrique dans le bassin versant d'Aguenar 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 en fonction de trois paramètres importants :

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).

$$Q = \frac{1}{3,6} C \cdot I \cdot S$$

Q : Débit de crue (m³/s)

I : Intensité maximale (mm/h)

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

S : Surface du bassin versant (km²).

[20]

La pluie maximale de 24 heures la plus importante enregistrée à la station de Tamanrasset pendant une période de 57 ans est de 44 mm.

Si nous supposons que la durée de cette pluie correspond au temps de concentration du bassin versant d'Aguenar, l'intensité maximale sera de 5,6 mm/h.

Le débit de crue correspondant à cette pluie calculé par la méthode rationnelle est de l'ordre de 116 m³/s si la quantité d'eau ruisselle dans sa totalité et elle est de 70,8 m³/s si le coefficient de ruissellement est à 61 %.

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

Tableau V.11 : Débits de crue de l'oued Aguenar

| | | | | | | | |
|----------------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|--------|
| T (ans) | 5 | 10 | 20 | 50 | 100 | 200 | 1000 |
| I(mm/h) | 2,92 | 3,66 | 4,36 | 5,26 | 5,94 | 6,62 | 8,18 |
| C | 0,5 | 0,53 | 0,57 | 0,6 | 0,62 | 0,63 | 0,65 |
| Q(m ³ /s) | 30,26 | 40,20 | 51,51 | 65,41 | 76,33 | 86,44 | 110,19 |

V.1.4. 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.

V.2. ETUDE HYDROGEOLOGIQUE

V.2.1. 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.

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.

V.2.2. Les principales ressources en eau de la région

Les 4 grands ensembles aquifères par ordre d'importance sont comme suite : l'ORGM (1969-1987)

➤ L'ensemble aquifère des grès du continentale intercalaire du bassin de TANZROUFT : constituant un complexe aquifère dans lequel nous avons défini deux nappes :

La nappe du niveau gréseux supérieur

La nappe du niveau gréseux inférieur

➤ L'ensemble aquifère des grés du cambro-ordovicien des bassins de TIN SERIRINE et de TAFFASSASSET, cet ensemble aquifère sont répondus dans le Hoggar oriental.

➤ L'ensemble aquifère des alluvions anciennes de SILET : il est lie aux alluvions anciennes paléo oued SILET –ABALLESSA qui constituant une nappe aux réserves des eaux souterraines non négligeables.

➤ L'ensemble aquifère lie au socle altère et fracturé.

➤ L'ensemble aquifère de au nappe d'inféro-flux .

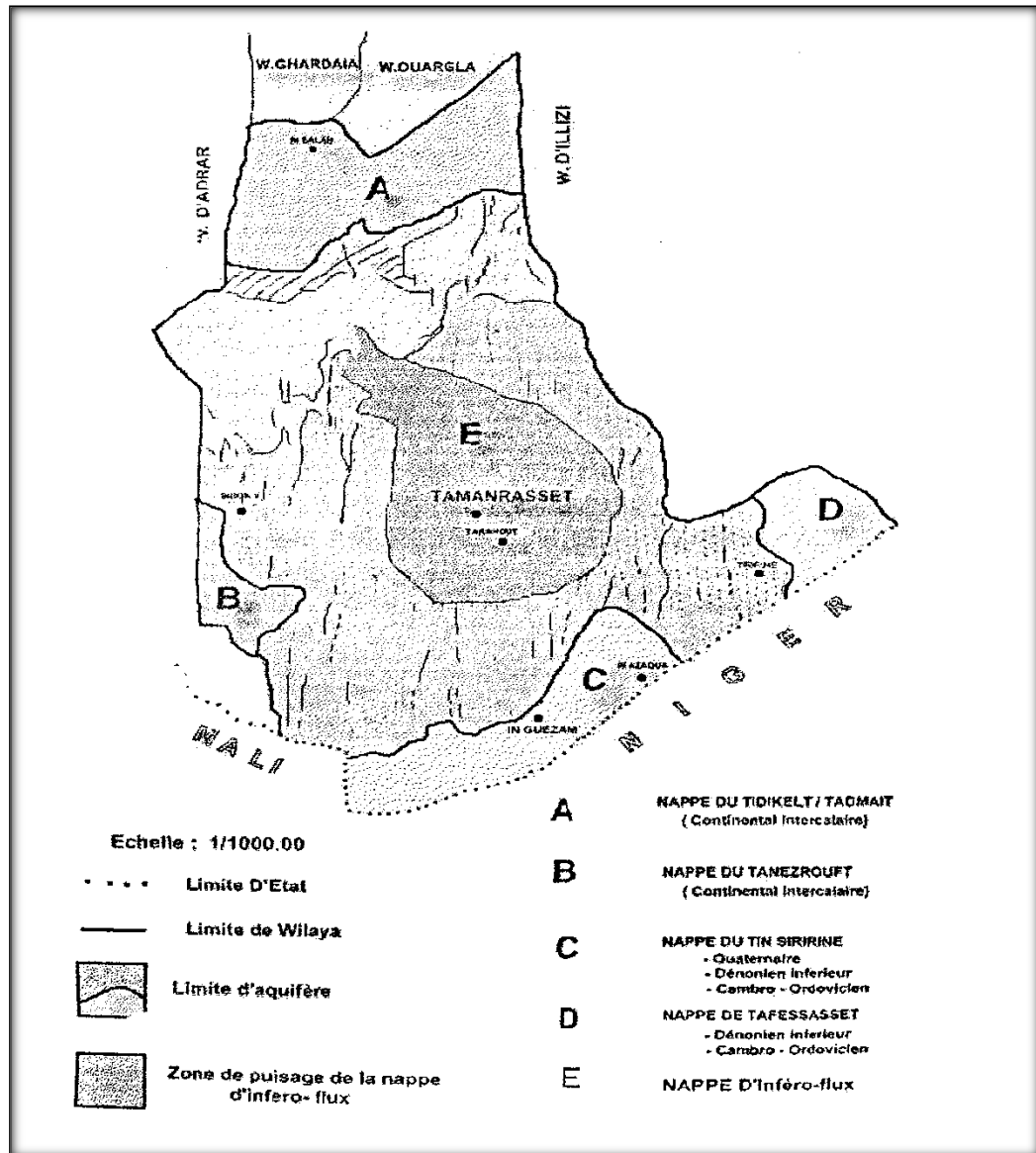


Figure V.11 : La Carte des principes ressources en eaux dans la région (A N .R. H, 1995)

V.2.3. 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 d'Oued Aguenar.

V.2.3.1. Les Alluvions

D'une manière générale le lit d'oued Aguenar présente des sables grossiers à moyens au sommet et devient plus fins vers la base en association avec des limons.

V.2.3.2. 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 épaulements 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.

V.2.3.3. Socle sain

Le substratum est de même lithologie : il s'agit d'une formation saine, très compacte, dense et d'épaisseur indéterminable. Elle est peu fissurée

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.

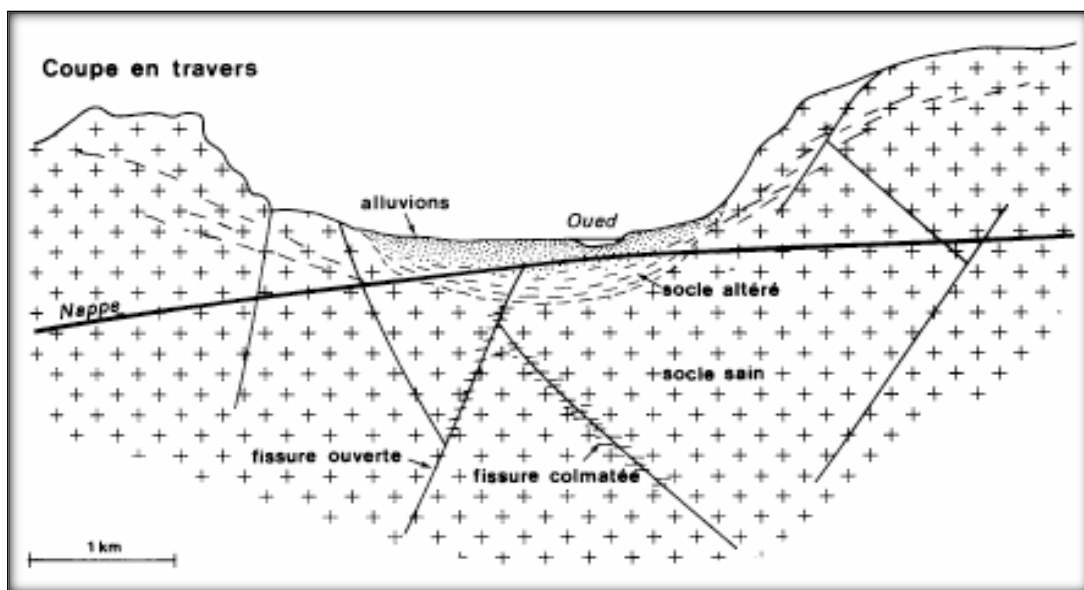


Figure V.12 : Coupe schématique dans la nappe du socle d'Oued Aguenar

V.2.4. Etude de la nappe de l'inféro-flux

V.2.4.1. 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 à 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.

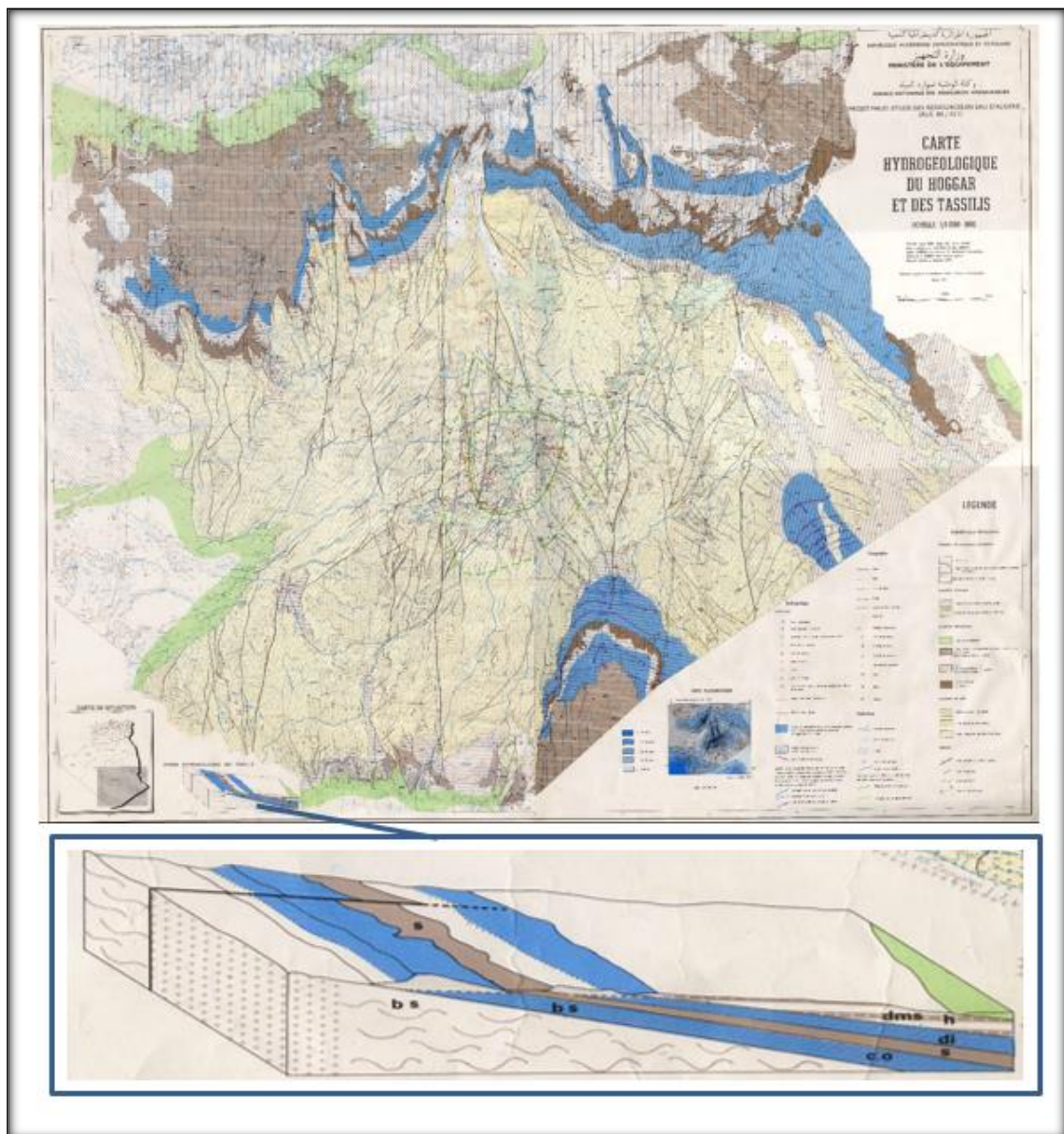


Figure V.13 : Carte Hydrogéologique de Hoggar (A.N.R.H ,1990)

V.2.4.2. 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 limitée 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.

V.2.5. 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.

V.2.5.1. Sens d'écoulement de la nappe

L'écoulement général des eaux souterraines s'effectue dans la même direction, qu'Oued Aguenar.

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.

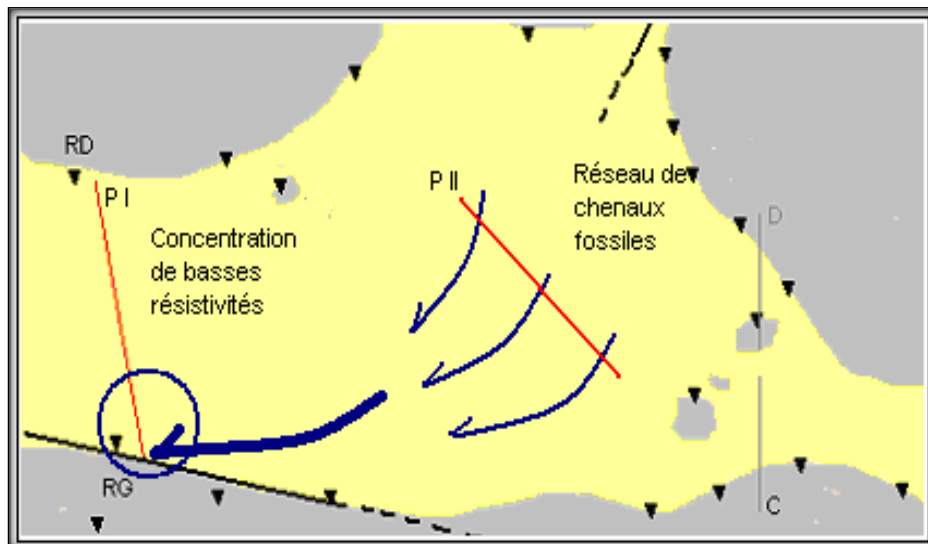


Figure V.14 : Rôle de la tectonique dans le drainage des eaux d'Oued Aguenar
(Rapport faisabilité AGC, 2008)

V.2.6. Mode d'alimentation et d'exploitation 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 avec un coefficient de ruissellement proche de 60% soit 40% des précipitations qui s'infiltrent.
- Les précipitations directes sur la surface de cuvette.
- L'apport probable, ce qui représente un apport vers le réservoir.

Les « sorties » d'eau actuelles de la nappe d'Oued Aguenar sont de 2 ordres :

- La vidange souterraine par écoulement naturel à l'exutoire
- 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).

Pour évaluer les réserves naturelles de la cuvette de l'oued nous avons utilisé l'hypothèse selon laquelle la zone d'altération assimilée à un sable moyen présente une porosité de 25%.

Tableau V.12. : Calcul du volume d'emmagasinement

| Caractéristiques | Unité | Valeur |
|--|----------------|---------------|
| Surface de la cuvette | m ² | 1 201 360 |
| Profondeur moyenne du substratum | m | 10 |
| Capacité totale de la cuvette souterraine | m ³ | 12 013 600 |
| Volume du vide dans le sable | % | 10 |
| Volume de la ressource potentielle | m ³ | 1 201 360 |

V.2.7. Les pertes par évaporation de surface

L'analyse des données climatiques et de caractéristiques de la région de Tamanrasset montre une évaporation potentielle très importante de l'ordre de 380 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 :

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

Avec $T_{moy} = 22,6^\circ\text{C}$ (température moyenne annuelle)

$$Z_{cr} = 0,31 \text{ m}$$

V.2.8. Conclusion

Le choix du site de barrage est important pour capter tout l'écoulement de la nappe et relever le niveau statique de la nappe.

L'alimentation de la nappe se fait essentiellement par les crues.

La mode d'exploitation de la nappe d'une part à partir des puits paysans pour l'irrigation et d'autre part à partir des forages d'A.E.P.

VI. DIMENSIONNEMENT DU BARRAGE

VI.1. Introduction

Le barrage souterrain est un système consistant à retenir des eaux souterraines par un para fouille (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 et 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 1.2 million de m³.

VI.2. 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 quand 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 stocké dans le réservoir.

VI.3. 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 facilité de réalisation et l'aspect économique, ce qui nous donne le choix de deux variantes :

VI.3.1. 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. La technique de la paroi moulée est récente (1952 en Italie, 1955 en France),

VI.3.2. 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.

VI.4. Etude des variantes

VI.4.1. 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'Aguennar, 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 paires et impaires (méthode des panneaux primaires et secondaires). [23]

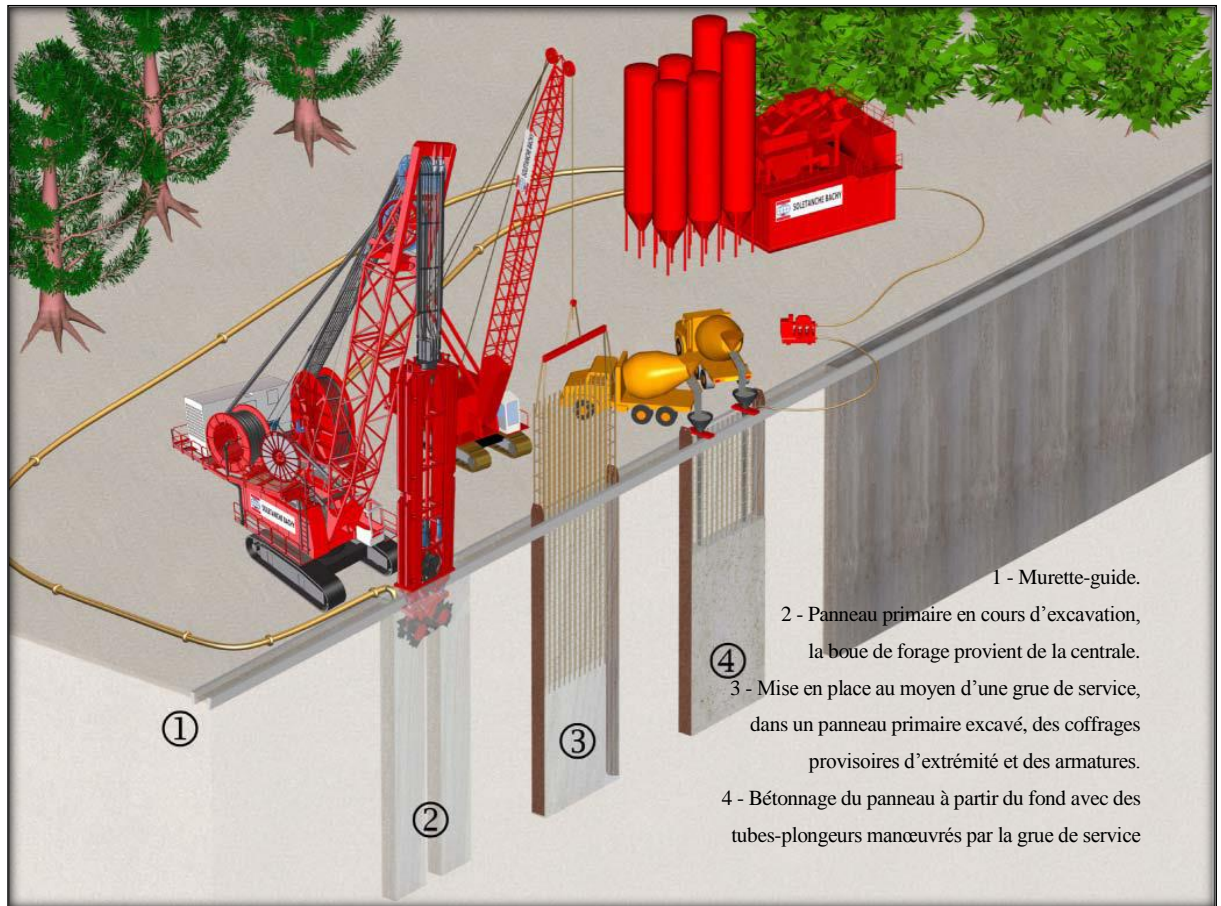


Figure VI.1 : Schéma explicatif de construction de mur paroi moulée

VI.4.1.1. calcul et dimensionnement

- Réalisation de murettes guidées

Profondeur 0,65 m, ces murettes ont pour but de guider la benne de forage, tout en maintenant les parois en tête de l'excavation.

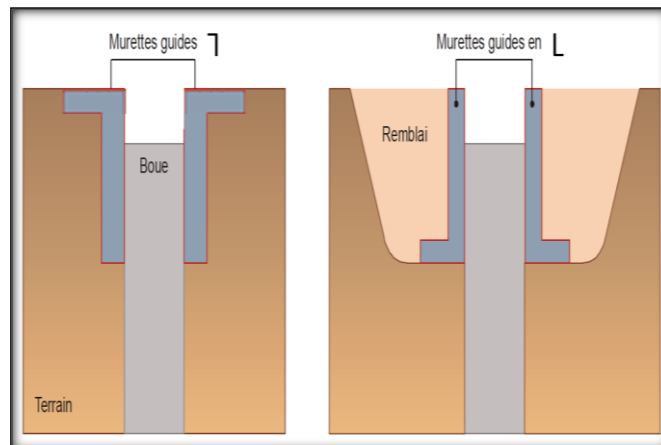


Figure VI.2 : Schéma explicatif de construction de murettes guidées

Ces dernières comme spécifié précédemment elles auront une forme en L dont les dimensions seront constructives, de 3 m de longueur, de 1,5 m de largeur et d'une épaisseur de 0,15m pour chacune des unités

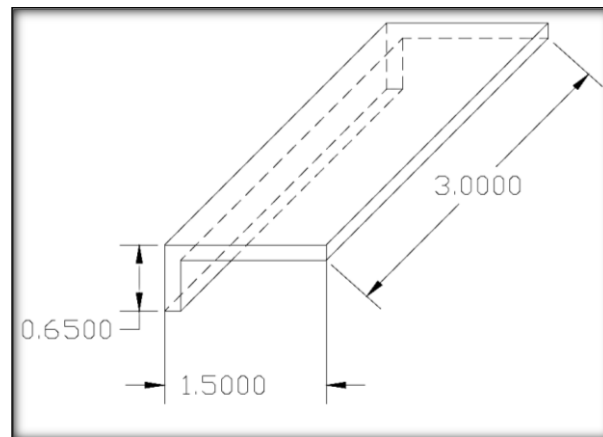


Figure VI.3 : Schéma de dimensions de murette guide.

- 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. (BOUAFIA, 2009)

Le mur paroi moulée du barrage est soumis à un gradient hydraulique donné par la relation suivante : [24]

$$I_{\max} = \frac{h_{\max}}{b}$$

Avec :

I_{\max} : Le gradient hydraulique

h_{\max} : Différence de charge maximale entre l'amont et l'aval du mur

Pour $h_{\text{am}} = 17,20 \text{ m}$ et $h_{\text{av}} = 0$

$h_{\max} = h_{\text{am}} - h_{\text{av}} = 17,20 \text{ m}$

b : épaisseur du mur paroi moulée, $b = 0,60 \text{ m}$

$$I_{\max} = 28,66 \ll 100$$

D'après les normes, le gradient hydraulique normatif du béton plastique est égal à $I_{\text{adm}} = 100$. Le gradient hydraulique égal à 28,66 est très inférieur au gradient admissible, on adopte donc l'épaisseur de 0,60 m pour la paroi moulée.

- La longueur des panneaux

Le mur souterrain d'une longueur totale de 258 m, est constitué d'une partie centrale et de deux parties extrêmes (rives gauche et droite). La partie centrale, d'une longueur totale de 241,2 m, sera réalisée par le procédé des parois moulées dans le sol et les deux parties extrêmes, d'une longueur totale de 16,80 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. [25]

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.

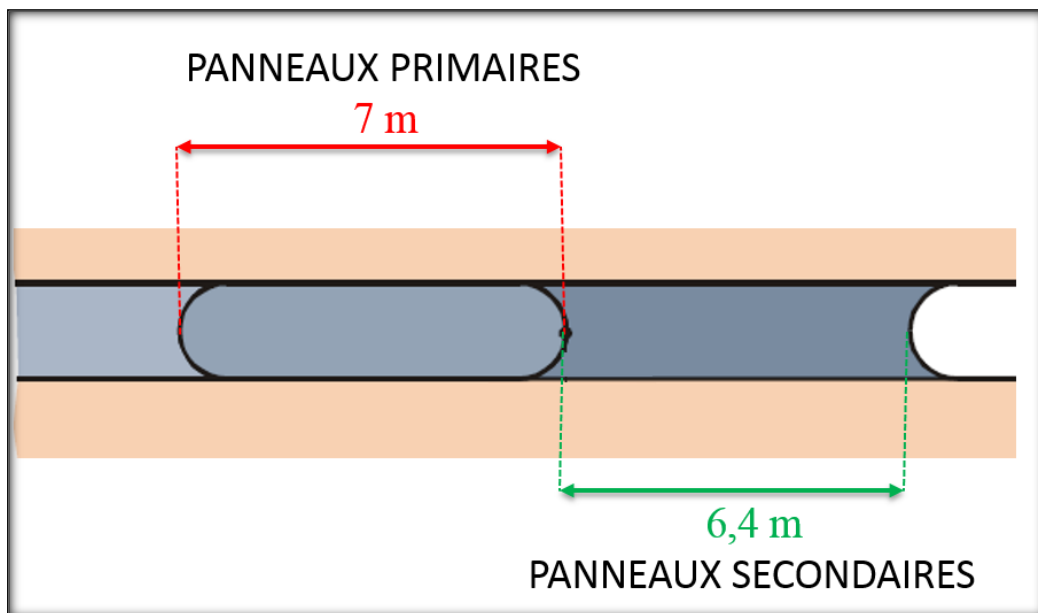


Figure VI.4 : Schéma de la longueur des panneaux

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

Tableau VI.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) |
| 2,8 | 7 | 18 | 126 | 6,4 | 18 | 115,2 | 36 | 241,2 |

VI.4.1.2. Stabilité de la tranchée

L'excavation doit se faire sous l'usage de la bentonite dont le rôle est :

- De maintenir la tranchée ouverte et stable afin de garantir l'excavation.
- De rester fluide pour permettre la pénétration de l'outil d'excavation.
- De former une croûte qui réduira la perméabilité de la tranchée.

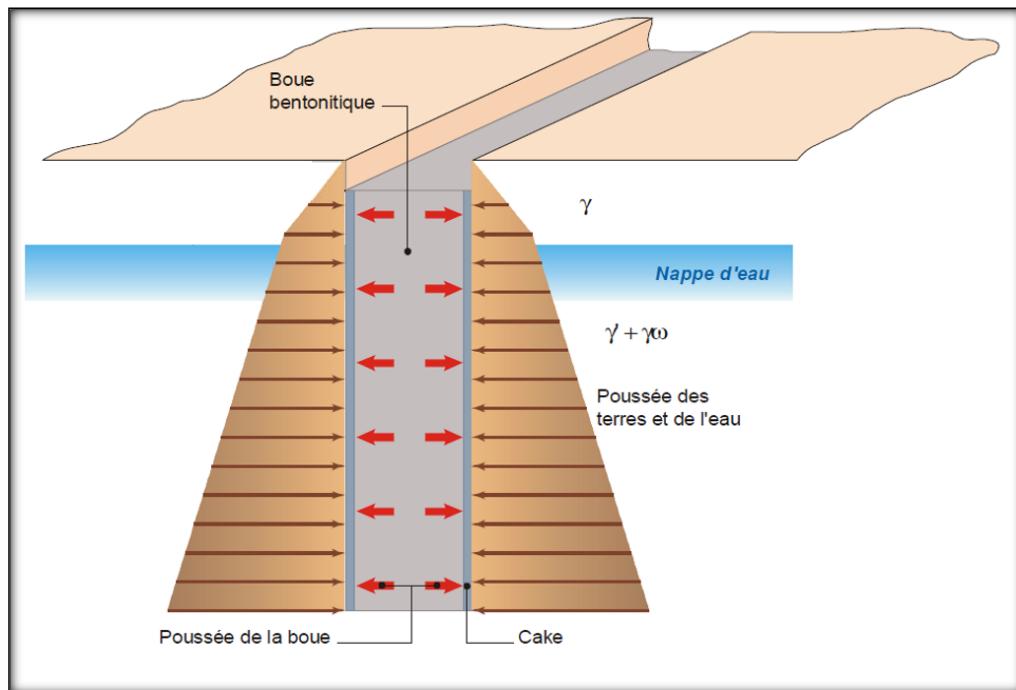


Figure VI.5 : Schéma explicatif de la fonction de la bentonite

Afin de garantir la fonctionnalité de la bentonite nous devons effectuer les calculs de Stabilité de la tranchée dans le but de déterminer la densité de notre boue

Nous avons utilisé : Méthode de NASH et JONES 1963.

Le coefficient de sécurité pour que la tranchée soit stable doit être :

- **Tranchée exécutée dans la partie sèche du terrain**

$$F = 4 \frac{C_u}{H} (\gamma' - \gamma_s)$$

Avec :

F : coefficient de sécurité

C_u : cohésion du matériau déjaugé

H : Profondeur de la tranchée

γ' : Densité du sol sec

γ_s : Densité de la bentonite

Pour la tranchée excavée dans la partie saturée :

$$F = 2 \sqrt{(\gamma_{\text{sat}} - \gamma'_s) \times \tan \frac{\varphi}{\gamma_{\text{sat}} - \gamma'_s}}$$

γ_{sat} : Densité saturée du sol

γ'_s : Densité de la boue de bentonite

φ : Angle de frottement des matériaux

D'après l'étude géotechnique on a :

$$\gamma_{\text{sat}} = 19,29 \text{ Kn/m}^3$$

$$\varphi = 30^\circ$$

Pour coefficient de sécurité $F = 1,5$

On a :

$$1,5 = 2 \sqrt{(19,29 - \gamma'_s) \times \tan \frac{30}{19,29 - \gamma'_s}}$$

$$\gamma'_s = 5,36 \text{ Kn/m}^3$$

Il faudrait un mélange eau bentonite dans les proportions de $5,36 \text{ Kn/m}^3$ De bentonite.

VI.4.1.3. 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 :

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

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, $h_m = 17,20 \text{ m}$.

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

d : épaisseur du mur, $d = 0,60 \text{ m}$.

Le débit maximum infiltré est égale à : $q = \frac{10^{-7} \times 17,2^2}{2 \times 0,60} = 0,24 \times 10^{-6} \text{ m}^3/\text{s}$

VI.4.2. 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 assuré 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 $H = 16,7 \text{ m}$.

VI.4.2.1. Largeur en crête

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

- **Formule de KNAPPEN**

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

- **Formule de F-PREECE**

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

- **Formule PRATIQUE**

$$b = \frac{5}{3} \sqrt{H}$$

- **Formule Anonyme (simplifiée)**

$$b_{cr} = 3,60 \sqrt[3]{H} - 3$$

Tableau VI.2 : Récapitulatif des résultats de calcul de largeur de crête.

| Formule | b_{cr} (m) |
|---------------------|--------------|
| Formule de KNAPPEN | 6,74 |
| Formule de F-PREECE | 5,50 |
| Formule PRATIQUE | 6,81 |
| Formule Anonyme | 6,2 |

On opte pour une largeur de crête égale à : $b_{cr}= 6,2m$

VI.4.2.2. La longueur en crête

La longueur en crête est tirée à partir du plan de l'aménagement qui égale à :
 $L = 249,35m$.

VI.4.2.3. Pentés 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 VI.3: Valeurs indicatives des pentes des talus.

| Hauteur du barrage(m) | Type du barrage | Fruit des talus | |
|-----------------------|----------------------------------|-----------------|------|
| | | Amont | Aval |
| H<5 | - Homogène | 2,5 | 2 |
| | - A zones | 2 | 2 |
| 5<H<10 | -Homogène granulométrie étendue | 2 | 2 |
| | - Homogène à fort % d'argile | 2,5 | 2,5 |
| | - A zones | 2 | 2,5 |
| 10<H<20 | - Homogène granulométrie étendue | 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(VI.5) qui donne les pentes des talus en fonction de la hauteur et de type de barrage .on choisit pour les calculs les pentes:

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

VI.4.2.4. 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 à mesure des travaux de terrassement.

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

- **le talus aval**

Puisque la digue est déversant, 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

VI.5. 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'emprunts.
- Volume des matériaux de construction.
- Technologie de réalisation.

VI.5.1. Calcul des volumes

VI.5.1.1. Mur paroi moulée

➤ **Les murettes guidées**

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

$$V=2.S.L$$

Avec :

L : Longueur totale de barrage L=241,2 m

S : La section de murette

$$S= (1,5 \times 0,65) - (1,35 \times 0,5) = 0,3 \text{ m}^2$$

$$V=0,3 \times 241,2 = 72,36 \text{ m}^3$$

➤ **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 =0,60 m
- Eboulement $\approx 20 \%$

Tableau VI.4 : Détail quantitatif

| profondeur, surface latérale et volume des panneaux | | | | | | | |
|---|--------------------|----------------|----------------|------------------------------------|----------------------|----------------|----------------|
| Pan. N° | PANNEAUX PRIMAIRES | | | Pan. N° | PANNEAUX SECONDAIRES | | |
| | profondeur | surface | volume | | profondeur | surface | volume |
| | m | m ² | m ³ | | m | m ² | m ³ |
| 1 | 6,17 | 43,19 | 25,91 | 2 | 8,10 | 51,84 | 31,10 |
| 3 | 8,14 | 56,98 | 34,19 | 4 | 8,14 | 52,10 | 31,26 |
| 5 | 8,14 | 56,98 | 34,19 | 6 | 8,43 | 53,95 | 32,37 |
| 7 | 8,43 | 59,01 | 35,41 | 8 | 9,68 | 61,95 | 37,17 |
| 9 | 9,68 | 67,76 | 40,66 | 10 | 10,55 | 67,52 | 40,51 |
| 11 | 10,55 | 73,85 | 44,31 | 12 | 11,36 | 72,70 | 43,62 |
| 13 | 11,36 | 79,52 | 47,71 | 14 | 11,47 | 73,41 | 44,04 |
| 15 | 11,47 | 80,29 | 48,17 | 16 | 11,85 | 75,84 | 45,50 |
| 17 | 11,85 | 82,95 | 49,77 | 18 | 11,95 | 76,48 | 45,89 |
| 19 | 11,95 | 83,65 | 50,19 | 20 | 12,55 | 80,32 | 48,19 |
| 21 | 12,55 | 87,85 | 52,71 | 22 | 15,35 | 98,24 | 58,94 |
| 23 | 15,35 | 107,45 | 64,47 | 24 | 16,91 | 108,22 | 64,93 |
| 25 | 16,91 | 118,37 | 71,02 | 26 | 18,4 | 117,76 | 70,66 |
| 27 | 18,4 | 128,8 | 77,28 | 28 | 19,25 | 123,20 | 73,92 |
| 29 | 19,25 | 134,75 | 80,85 | 30 | 20,74 | 132,74 | 79,64 |
| 31 | 20,74 | 145,18 | 87,11 | 32 | 20,76 | 132,86 | 79,72 |
| 33 | 20,76 | 145,32 | 87,19 | 34 | 19,2 | 122,88 | 73,73 |
| 35 | 17,18 | 120,26 | 72,16 | 36 | 10,44 | 66,82 | 40,09 |
| TOTAL | | 1672,16 | 1003,30 | TOTAL | | 1568,83 | 941,30 |
| EBOULEMENT (20%) | | | 200,66 | EBOULEMENT (20%) | | | 188,26 |
| TOTAL BETON (m³) | | | 1203,96 | TOTAL BETON (m³) | | | 1129,56 |
| TOTAL GENERAL | | | | | | | 2333,52 |

Dans ce cas le volume max du béton plastique est de l'ordre de 2333,52 m³, soit de 2334 m³.

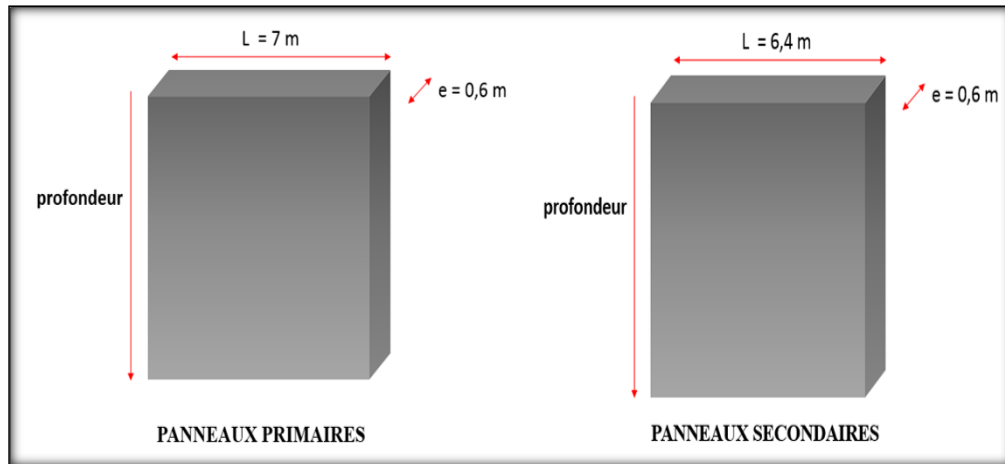


Figure VI.6 : Schéma de dimensions de mur.

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 :

$$V = (S_1 + S_2) \cdot b$$

Avec :

S₁: surface de partie extrême gauche S₁ = 25,92 m²

S₂: surface de partie extrême droite S₂ = 43,85 m²

b : largeur de la tranchée b = 0,60 m

$$V = 41,86 \text{ m}^3$$

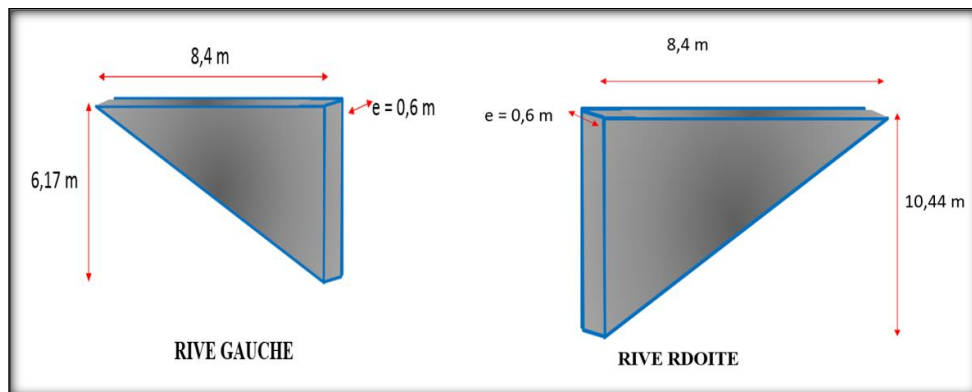


Figure VI.7 : Schéma de dimensions des parties extrêmes.

VI.5.1.2. 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 :

$$H_i = N_{cr} - N_{pi}$$

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 :

$$S_i = \frac{b_{cr} + B_i}{2} H_i$$

b_{cr} : Largeur en crête du barrage.

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

$$B_i = b_{cr} + (m_1 + m_2) \cdot H_i$$

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 :

$$V_b = \sum V_i$$

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

Où :

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

- **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 :

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

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

$$d_i = \frac{H_i}{0,371}$$

- **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 »

$$d_i = \frac{H_i}{0,447}$$

VI.5.2. Estimation du cout des variantes

Le tableau suivant donne les différents couts des variantes :

Tableau VI.5 : Les coûts des variantes étudiés.

| Variante | Matériaux | Quantité (m ³) | Prix Unit (DA) | Coût (DA) | Coût totale (DA) |
|-----------------------|----------------------------|-------------------------------|-------------------|------------|---------------------|
| Mur paroi moulée | Murettes (béton armet) | 72,36 | 30.000 | 2.170.800 | 30.675.360 |
| | Panneaux (béton plastique) | 2333,52 | 12.000 | 28.002.240 | |
| | Extrêmes (dosé à 350 Kg) | 41,86 | 12.000 | 502.320 | |
| Digue en enrochements | Recharges | 38585,45 | 1 200 | 46.302.540 | 51.962.071 |
| | Géomembrane | 2456,33 | 1 500 | 3.684.495 | |
| | Géotextile | 1410,74 | 1 400 | 1.975.036 | |

VI.6. Voiles d'injections

Le substratum sain présente des microfissurations et ce après interprétation de l'essai lugeon, en effet la perméabilité de l'assise est faible comprise entre (2×10^{-5} et 3×10^{-5}) ; à cet effet et afin de réduire le débit d'infiltration sous la digue souterraine un voile d'injection sera prévu ce dernier aura pour rôle de minimiser les écoulements sous digue et minimiser le débit de fuite sous le barrage.

Le voile est prévu uniquement dans un but d'imperméabilisation du substratum rocheux diacalse, améliorant ainsi les caractéristiques de la fondation.

L'objectif de l'injection est de remplir les microfissures présentes dans la roche du substratum avec un coulis de manière à les colmater, réduisant ainsi la perméabilité du substratum ; à défaut d'imperméabilité total ; pour ce le coulis devra être injecté sous une pression suffisante afin de pénétrer dans les fissures et les fermer.

VI.6.1. Dimensionnement du voile

VI.6.1.1. Pression d'injection

Nous devons définir la pression d'injection, ainsi que la composition du coulis de ciment à injecter, en supposant que la distance entre les forages d'injection soit prise égale à 5 m cas de la roche. Et la profondeur égale à 7 m avec un diamètre des forages de 96 mm

La relation de DARCY peut s'écrire :

$$Q = \frac{K(H_2 - H_1)}{B}$$

K: coefficient de perméabilité

H₂: pression d'injection

H₁: pression hydrostatique

B: rayon d'influence de l'injection

On supposant B = 4

$$H_2 = H_1 + \frac{Q \times B}{K}$$

$$K = 3 \times 10^{-5} = 0,00003$$

$$H_1 = 24,2 \text{ m} = 17,2 + 7$$

$$Q = 0,1 \text{ l/s} = 0.0001 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$H_2 = 39 \text{ m} = 3,9 \text{ bars}$$

VI.6.1.2. Nombre de trous injectés

Le nombre de trous injectés est égal à la longueur du voile d'injection divisée par la distance entre les forages d'injection :

$$N = \frac{L_1}{L_2}$$

L_1 : longueur du voile d'injection

L_2 : distance entre forage

$$N = \frac{258}{4} = 64,5 \quad \text{on a 65 forage}$$

VI.6.2. Longueur totale des forages d'injection

La longueur totale des forages est la longueur unitaire que multiplie le nombre de forages

Longueur unitaire = 7 m Nombre = 65

$$L = 65 \times 7 = 455 \text{ m}$$

VI.6.3. Composition du coulis

Le coulis typique pour ce genre d'injection et pour une unité lugeon supérieure à 10:

Est un coulis composé de :

EAU 870 Litres / m³

Ciment 350 Kg / m³

Bentonite 35 Kg / m³

VI.6.4. Volume de coulis injecté

Le volume du coulis injecté représente généralement 5% du volume total à traiter

$$V_{tot} = 4 \times 7 \times 258 = 7224$$

$$\text{Le volume du coulis} = 0.05 \times 7028 = 361,2 \text{ m}^3$$

VI.7. Conclusion

A travers le Tableau récapitulatif (VI.5), 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 à celui de la digue qui est couteux sans tenir compte l'énorme excavation et du remblai qu'il réaliser. Le cout de l'injection n'entre pas dans le choix de variante puisque il est nécessaire dans les deux variantes étudiées.

VII. ANALYSE DE DE LA STABILITE

VII.1. Introduction

L'analyse de la stabilité du barrage a pour but de déterminer les déplacements. L'analyse a été faite suivant deux manières de calcul. à savoir :

- **Analyse manuelle** : dans celle-ci nous avons utilisé la méthode d'analyse selon le modèle de console en deux étapes :

- 1^{er} Calcul selon la théorie de poussée/butée pour déterminer la résultante des forces appliquées sur le barrage.
- 2^{émé} Calcul de R.D.M pour déterminer le déplacement de barrage.

- **Analyse numérique** : le logiciel de calcul PLAXIS utilisé dans cette étude, est connu comme un outil efficace de calcul des ouvrages géotechniques. Le choix a été motivé par la disponibilité et la souplesse, ainsi que par la performance du fait qu'ils se prêtent bien à l'objectif fixé pour l'analyse de la stabilité.

Pour la détermination du déplacement, on a envisagé quatre cas de calcul :

- Un premier cas (**calcul n°1**) pour le cas de remplissage de la cuvette de 25% ($H_w=4,5m$).
- Un second cas (**calcul n°2**) pour le cas de remplissage de la cuvette de 50% ($H_w = 9m$).
- Un troisième cas (**calcul n°3**) pour le cas de remplissage de la cuvette de 75% ($H=13,5m$).
- Un quatrième cas (**calcul n°4**) pour le cas de remplissage de la cuvette de 100% ($H=18m$).

Les caractéristiques physiques et mécaniques spécifiques aux calculs sont consignées dans le tableau suivant :

Tableau VII.1 : Les caractéristiques physiques et mécaniques

| Sol | γ_{sat} (KN/m ³) | γ' (KN/m ³) | γ_d (KN/m ³) | γ_h (KN/m ³) | ϕ° | C' | E (KN/m ²) | ν |
|-------|-------------------------------------|--------------------------------|---------------------------------|---------------------------------|--------------|----|------------------------|-------|
| Sable | 19,29 | 9,29 | 14,8 | 14,9 | 35 | 0 | 28197 | 0,33 |

VII.2. Calcul manuel du déplacement de barrage

Pour le calcul manuel du déplacement, nous avons utilisé la méthode de modèle de console.

- d'après la Méthode de la théorie de poussée/butée on a :

$$P = P' - B'$$

P' : résultante des poussées à l'amont,

B' : résultante de la butée limite.

$$P' = P_a \cos \delta_1 + \gamma_w (Z)$$

$$B' = P_b \cos \delta_2$$

- $P_a = K_p \gamma' (Z)$
- $P_b = K_a \gamma_d (Z)$
- $\delta_1 = -\frac{2}{3} \varphi$
- $\delta_2 = \frac{2}{3} \varphi$

On a: $\gamma' = 9,29 \text{ KN/m}^3$, $\gamma_d = 14,8 \text{ KN/m}^3$, $\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$, $\varphi = 35^\circ$, $\delta = -\frac{2}{3} \varphi \Rightarrow \frac{\delta}{\varphi} = -0.66$

- On a $K_p = 0.808 \times 10.20 = 8.24 [26]$
- On a $K_a = 0.247 [27]$

$$P = (K_p \gamma' Z \cos \delta_1) + (\gamma_w Z) - K_a \gamma_d Z \cos \delta_2$$

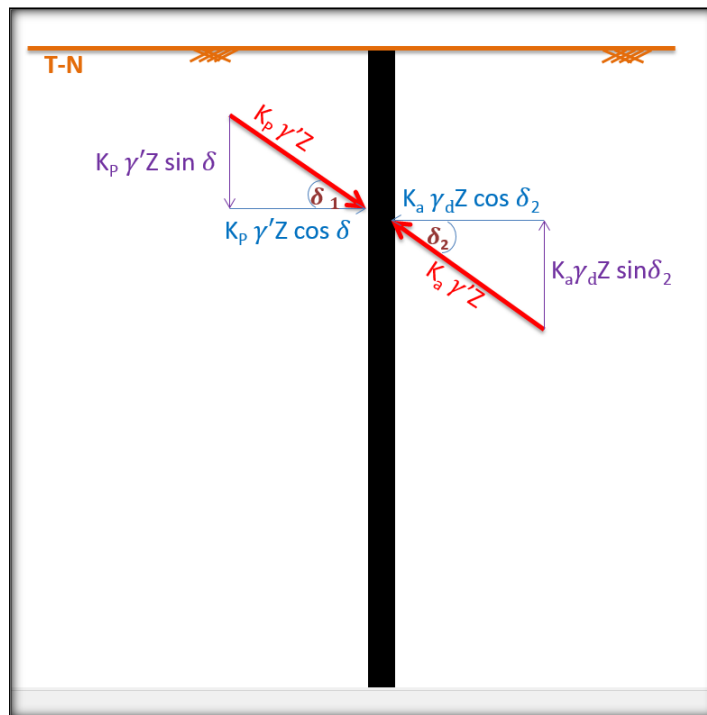


Figure VII.1 : Forces appliquées sur la paroi moulée de la digue

VII .2.1. Cas de remplissage de la cuvette de 25% ($H_w=4,5m$)

VII.2.1.1. Calcul de la résultante des forces appliquées sur le barrage

Tableau VII.2 : Récapitulatif du calcul des forces résultantes appliquées sur le barrage ($H_w=4,5m$)

| Z | $\gamma_w Z$ | $K_P \gamma' Z$ | $K_P \gamma' Z \cos \delta_1$ | $K_P \gamma' Z \sin \delta_1$ | $K_a \gamma_d Z$ | $K_a \gamma_d Z \cos \delta_2$ | $K_a \gamma_d Z \sin \delta_2$ | P (Kpa) |
|------|--------------|-----------------|-------------------------------|-------------------------------|------------------|--------------------------------|--------------------------------|---------|
| 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| 1 | 0 | 76,55 | 70,29 | 74,5 | 3,66 | 3,36 | 3,56 | 66,93 |
| 2 | 0 | 153,1 | 140,58 | 149 | 7,31 | 6,71 | 7,12 | 133,87 |
| 3 | 0 | 229,65 | 210,87 | 223,5 | 10,97 | 10,07 | 10,67 | 200,80 |
| 4 | 0 | 306,2 | 281,16 | 298 | 14,62 | 13,43 | 14,23 | 267,73 |
| 5 | 0 | 382,75 | 351,45 | 372,5 | 18,28 | 16,78 | 17,79 | 334,67 |
| 6 | 0 | 459,3 | 421,75 | 447 | 21,93 | 20,14 | 21,35 | 401,61 |
| 7 | 0 | 535,85 | 492,04 | 521,5 | 25,59 | 23,50 | 24,90 | 468,54 |
| 8 | 0 | 612,4 | 562,33 | 596 | 29,24 | 26,85 | 28,46 | 535,48 |
| 9 | 0 | 688,95 | 632,62 | 670,5 | 32,90 | 30,21 | 32,02 | 602,41 |
| 10 | 0 | 765,5 | 702,91 | 745 | 36,56 | 33,57 | 35,58 | 669,34 |
| 11 | 0 | 842,05 | 773,2 | 819,5 | 40,21 | 36,92 | 39,13 | 736,28 |
| 12 | 0 | 918,6 | 843,49 | 894 | 43,87 | 40,28 | 42,69 | 803,21 |
| 13 | 0 | 995,14 | 913,78 | 968,5 | 47,52 | 43,64 | 46,25 | 870,14 |
| 13,5 | 0 | 1033,42 | 948,93 | 1005,75 | 49,35 | 45,32 | 48,03 | 903,61 |
| 14 | 5 | 1071,69 | 984,07 | 1043 | 51,18 | 46,99 | 49,81 | 942,08 |
| 15 | 15 | 1148,24 | 1054,36 | 1117,5 | 54,83 | 50,35 | 53,37 | 1019,01 |
| 16 | 25 | 1224,79 | 1124,65 | 1192 | 58,49 | 53,71 | 56,92 | 1095,94 |
| 17 | 35 | 1301,34 | 1194,94 | 1266,49 | 62,15 | 57,06 | 60,48 | 1172,88 |
| 18 | 45 | 1377,89 | 1265,24 | 1340,99 | 65,80 | 60,42 | 64,04 | 1249,82 |

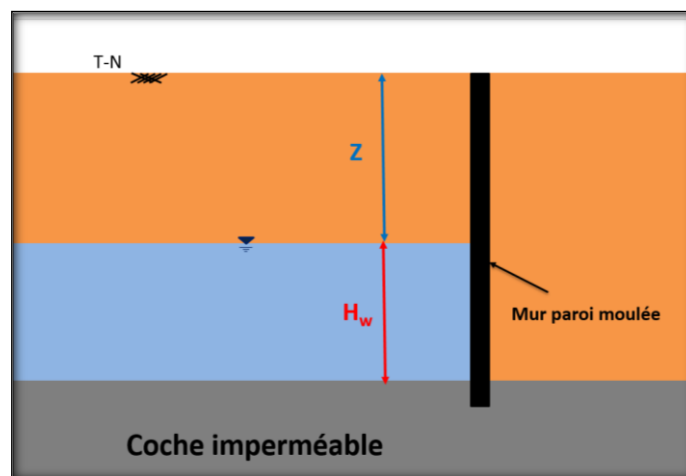


Figure VII.2 : Schémas qui représentent la variation du niveau de la nappe

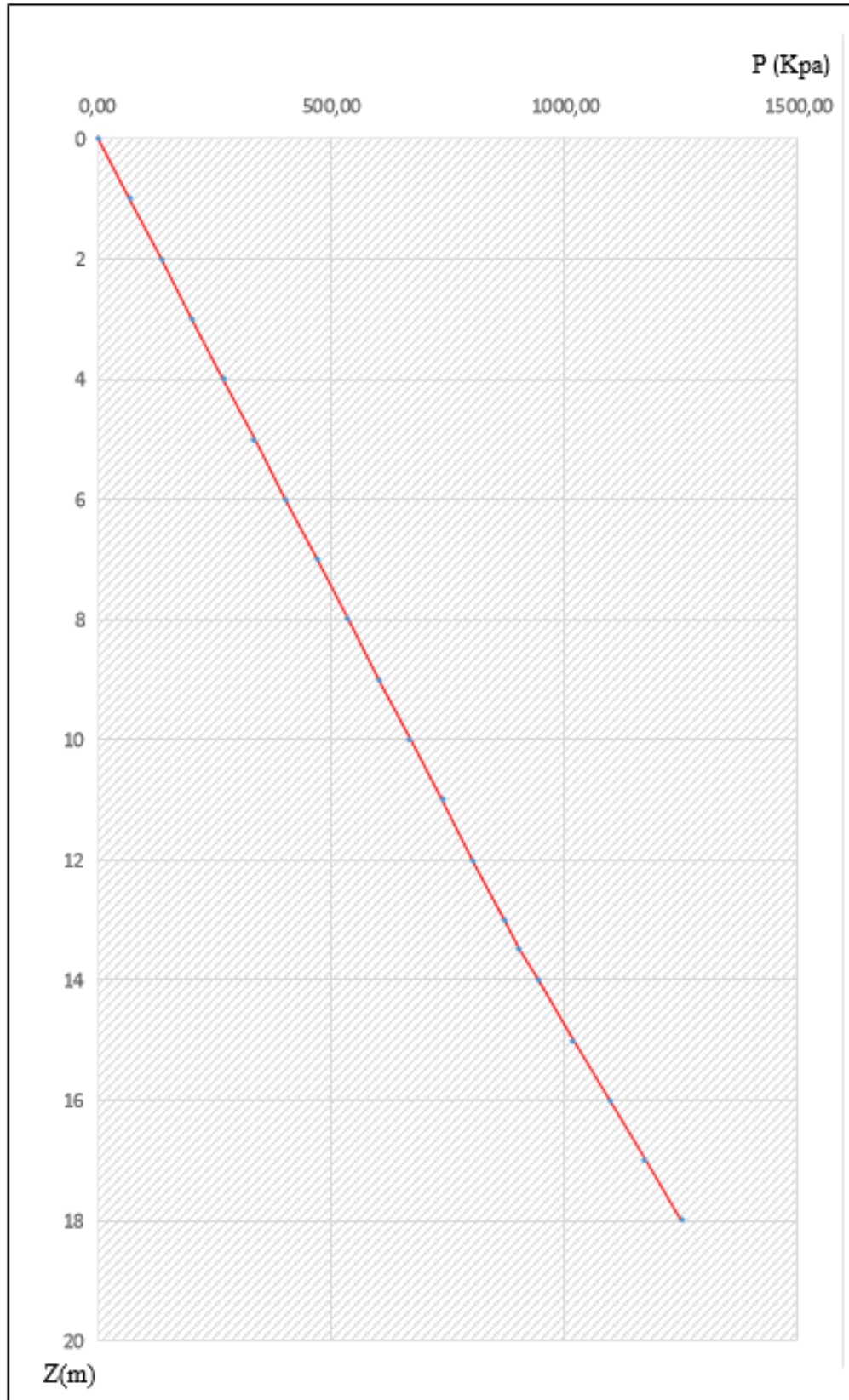
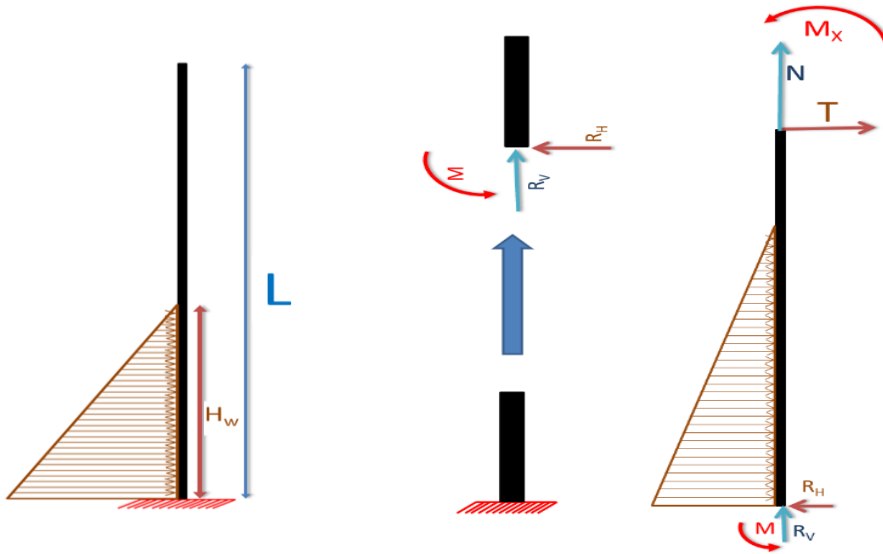


Figure VII.3 : Résultante des efforts en fonction de la profondeur au remplissage de la cuvette de 25%

VII.2.1.2. Calcul du déplacement de barrage



On a : $L = 18\text{m}$, $H_w = 4,5\text{m}$, $q = 1249,82 \text{ KN/m}^2$

- $\sum \vec{F}_H = \vec{0} \Rightarrow R_H - q \frac{H_w}{2} = 0 \Rightarrow R_H = q \frac{H_w}{2}$

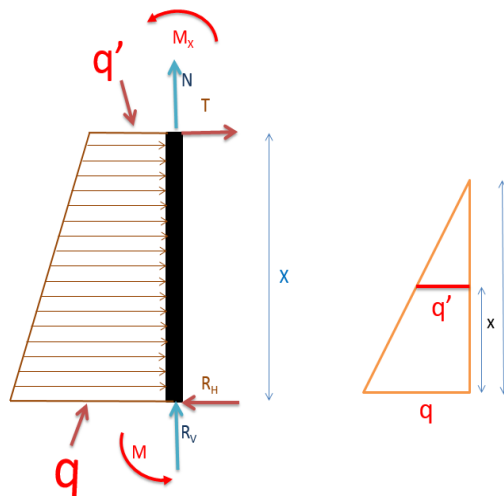
$$R_H = 2,81 \times 10^3 \text{ KN/m}^2$$

- $\sum \vec{F}_V = \vec{0} \Rightarrow R_V = 0$

- $\sum \vec{M} = \vec{0} \Rightarrow M - q \frac{H_w}{2} \left(\frac{H_w}{3} \right) = 0 \Rightarrow M = q \frac{H_w^2}{6}$

$$M = 4,21 \times 10^3 \text{ KN.m}$$

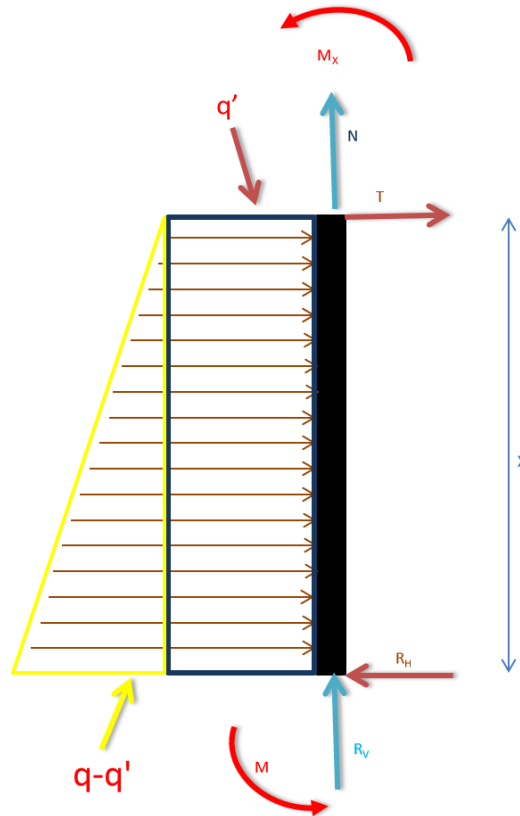
a) $0 \leq X \leq H_w$



$$\frac{q'}{H_w - x} = \frac{q}{H_w} \Rightarrow q' = \frac{q}{H_w} (H_w - x)$$

- $\sum \vec{F}_H = \vec{0} \Rightarrow R_H - T - \frac{q'+q}{2} x = 0 \Rightarrow T = R_H - \frac{q'+q}{2} x$

$$\begin{cases} x = 0 & \Rightarrow T = 2,81 \times 10^3 \text{ KN} \\ x = H_w & \Rightarrow T = 0 \text{ KN} \end{cases}$$

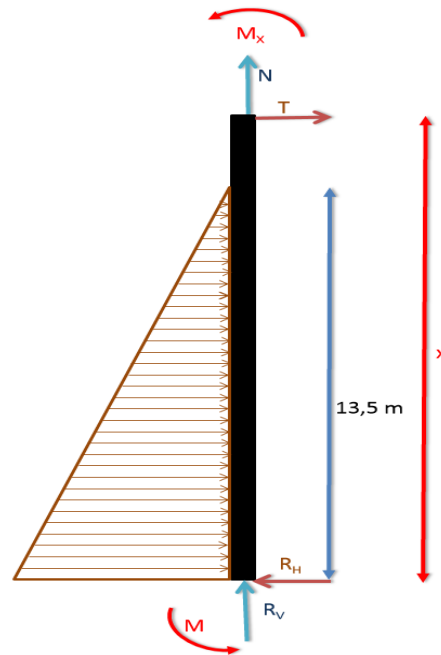


- $\sum \vec{M}_x = \vec{0} \Rightarrow M_x + M + q' x \left(\frac{x}{2}\right) + (q-q') \frac{x}{2} \left(2\frac{x}{3}\right) - R_H x = 0$

$$\Rightarrow M_x = R_H x - M - q' \left(\frac{x^2}{2}\right) - (q-q') \left(\frac{x^2}{3}\right)$$

$$\begin{cases} x = 0 & \Rightarrow M = -4,21 \times 10^3 \text{ KN.m} \\ x = H_w & \Rightarrow M = 0 \text{ KN.m} \end{cases}$$

b) $H_w \leq X \leq L$



$L = 18\text{m}, H_w = 4,5\text{m}, q = 1249,82 \text{ KN/m}^2$

- $$\sum \vec{F}_H = \vec{0} \Rightarrow R_H - T - \frac{q}{2} H_w = 0 \Rightarrow T = R_H - \frac{q}{2} H_w$$

$$H_w = 4,5\text{m} \Rightarrow T = 0 \text{ KN}$$

- $$\sum \vec{M}_x = \vec{0} \Rightarrow M_x + M + q \frac{H_w}{2} (x - \frac{H_w}{3}) - R_H x = 0$$

$$\Rightarrow M_x = R_H x - M - q \frac{H_w}{2} (x - \frac{H_w}{3})$$

$$\begin{cases} x = H_w & \Rightarrow M = 0 \text{ KN.m} \\ x = L & \Rightarrow M = 0 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- Le déplacement $F = \frac{M(x)''}{E.I}$**

E : module d'Young

$E = 281970 \text{ KN/m}^2$

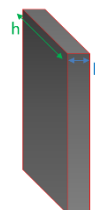
I :

$I = \frac{b \cdot h^3}{12}$

$b = 0,6 \text{ m}$

$h = 1 \text{ m}$

$I = 0,5 \text{ m}^4$



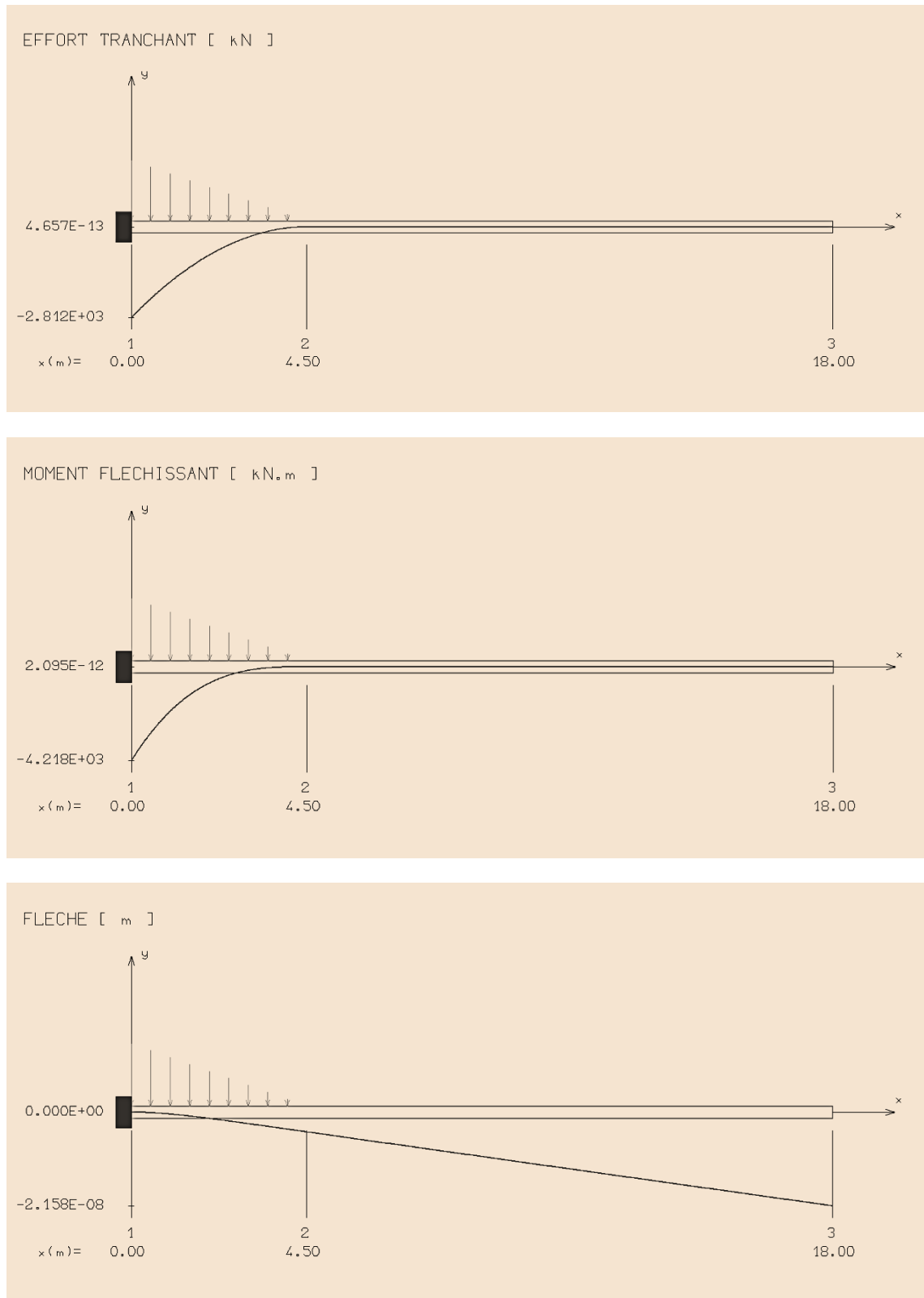


Figure VII.4 : Digramme d'effort tranchant et moment et flèche.

VII .2.2. Cas de remplissage de la cuvette de 50% ($H_w= 9m$)

VII.2.2.1. Calcul de la résultante des forces appliquées sur le barrage

Tableau VII.3 : Récapitulatif du calcul des forces résultantes appliquées sur le barrage ($H_w=9m$)

| Z | $\gamma_w Z$ | $K_P \gamma' Z$ | $K_P \gamma' Z$ $\cos \delta_1$ | $K_P \gamma' Z$ $\sin \delta_1$ | $K_a \gamma_d Z$ | $K_a \gamma_d Z$ $\cos \delta_2$ | $K_a \gamma_d Z$ $\sin \delta_2$ | P (Kpa) |
|----|--------------|-----------------|------------------------------------|------------------------------------|------------------|-------------------------------------|-------------------------------------|------------|
| 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| 1 | 0 | 76,55 | 70,29 | 74,5 | 3,66 | 3,36 | 3,56 | 66,93 |
| 2 | 0 | 153,1 | 140,58 | 149 | 7,31 | 6,71 | 7,12 | 133,87 |
| 3 | 0 | 229,65 | 210,87 | 223,5 | 10,97 | 10,07 | 10,67 | 200,80 |
| 4 | 0 | 306,2 | 281,16 | 298 | 14,62 | 13,43 | 14,23 | 267,73 |
| 5 | 0 | 382,75 | 351,45 | 372,5 | 18,28 | 16,78 | 17,79 | 334,67 |
| 6 | 0 | 459,3 | 421,75 | 447 | 21,93 | 20,14 | 21,35 | 401,61 |
| 7 | 0 | 535,85 | 492,04 | 521,5 | 25,59 | 23,50 | 24,90 | 468,54 |
| 8 | 0 | 612,4 | 562,33 | 596 | 29,24 | 26,85 | 28,46 | 535,48 |
| 9 | 0 | 688,95 | 632,62 | 670,5 | 32,90 | 30,21 | 32,02 | 602,41 |
| 10 | 10 | 765,5 | 702,91 | 745 | 36,56 | 33,57 | 35,58 | 679,34 |
| 11 | 20 | 842,05 | 773,2 | 819,5 | 40,21 | 36,92 | 39,13 | 756,28 |
| 12 | 30 | 918,6 | 843,49 | 894 | 43,87 | 40,28 | 42,69 | 833,21 |
| 13 | 40 | 995,14 | 913,78 | 968,5 | 47,52 | 43,64 | 46,25 | 910,14 |
| 14 | 50 | 1071,69 | 984,07 | 1043 | 51,18 | 46,99 | 49,81 | 987,08 |
| 15 | 60 | 1148,24 | 1054,36 | 1117,5 | 54,83 | 50,35 | 53,37 | 1064,01 |
| 16 | 70 | 1224,79 | 1124,65 | 1192 | 58,49 | 53,71 | 56,92 | 1140,94 |
| 17 | 80 | 1301,34 | 1194,94 | 1266,49 | 62,15 | 57,06 | 60,48 | 1217,88 |
| 18 | 90 | 1377,89 | 1265,24 | 1340,99 | 65,80 | 60,42 | 64,04 | 1294,82 |

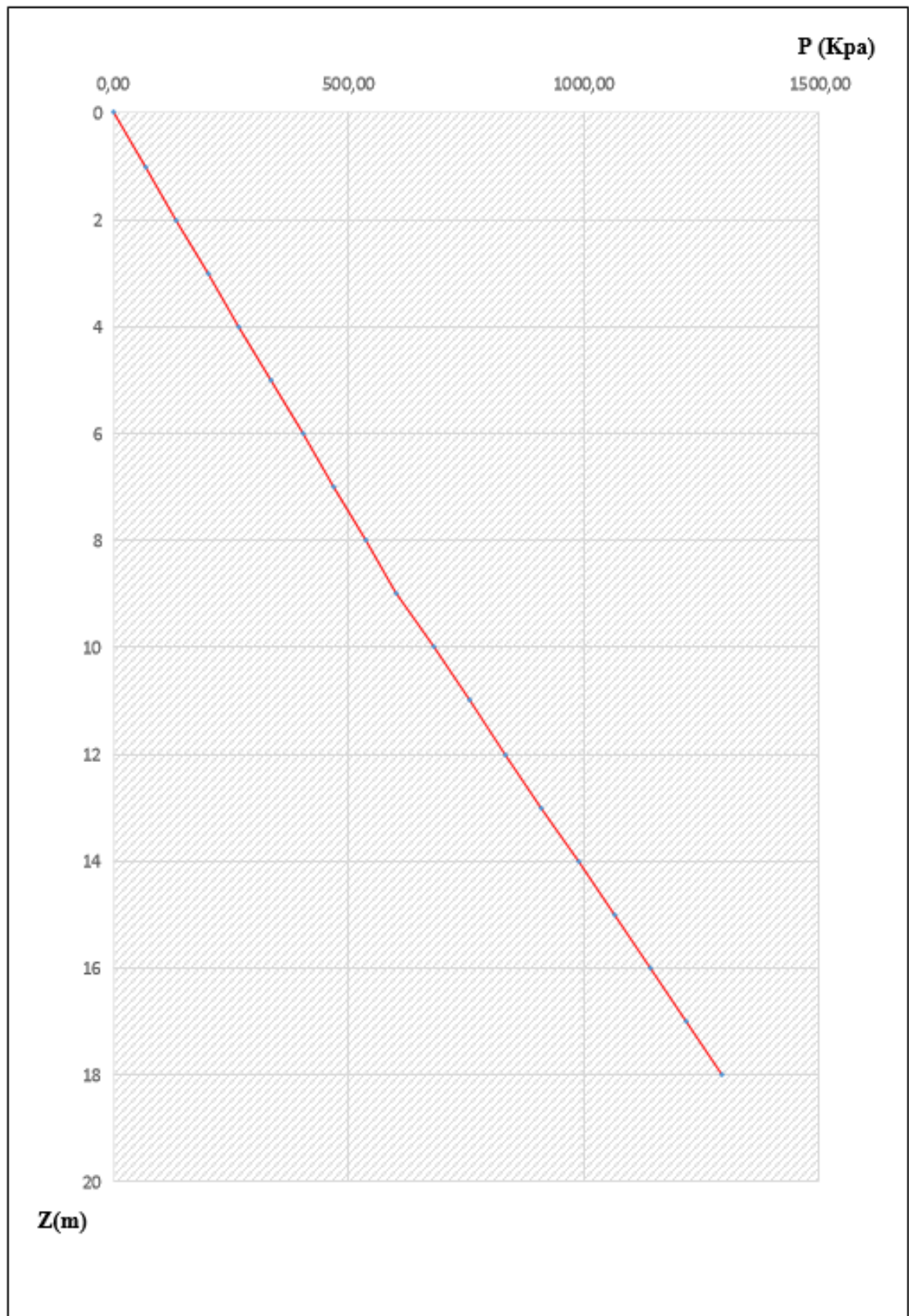


Figure VII.5 : Résultante des efforts en fonction de la profondeur au remplissage de la cuvette de 50%

VII.2.2.2. Calcul du déplacement de barrage

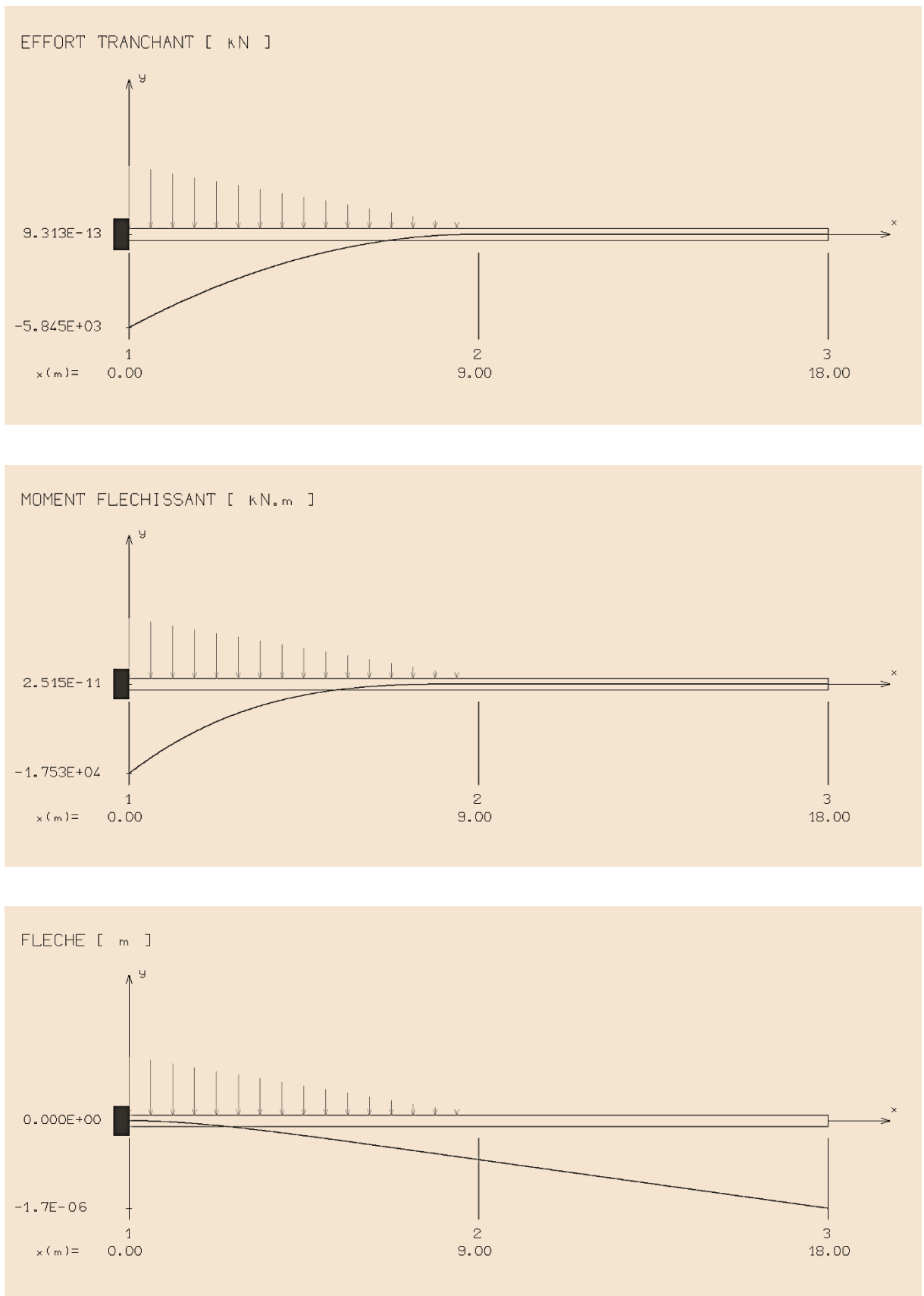


Figure VII.6 : Diagramme d'effort tranchant et moment et flèche.

VII .2.3. Cas de remplissage de la cuvette de 75% ($H_w=13,5m$)

VII.2.3.1. Calcul de la résultante des forces appliquées sur le barrage

Tableau VII.4 : Récapitulatif du calcul des forces résultantes appliquées sur le barrage ($H_w=13,5m$)

| Z | $\gamma_w Z$ | KP $\gamma'Z$ | KP $\gamma'Z$ cos $\delta 1$ | KP $\gamma'Z$ sin $\delta 1$ | Ka γdZ | Ka γdZ cos $\delta 2$ | Ka γdZ sin $\delta 2$ | P (Kpa) |
|-----|--------------|---------------|---------------------------------|---------------------------------|----------------|----------------------------------|----------------------------------|------------|
| 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| 1 | 0 | 76,55 | 70,29 | 74,5 | 3,66 | 3,36 | 3,56 | 66,93 |
| 2 | 0 | 153,1 | 140,58 | 149 | 7,31 | 6,71 | 7,12 | 133,87 |
| 3 | 0 | 229,65 | 210,87 | 223,5 | 10,97 | 10,07 | 10,67 | 200,80 |
| 4 | 0 | 306,2 | 281,16 | 298 | 14,62 | 13,43 | 14,23 | 267,73 |
| 4,5 | 0 | 344,47 | 316,31 | 335,25 | 16,45 | 15,11 | 16,01 | 301,20 |
| 5 | 5 | 382,75 | 351,45 | 372,5 | 18,28 | 16,78 | 17,79 | 339,67 |
| 6 | 15 | 459,3 | 421,75 | 447 | 21,93 | 20,14 | 21,35 | 416,61 |
| 7 | 25 | 535,85 | 492,04 | 521,5 | 25,59 | 23,50 | 24,90 | 493,54 |
| 8 | 35 | 612,4 | 562,33 | 596 | 29,24 | 26,85 | 28,46 | 570,48 |
| 9 | 45 | 688,95 | 632,62 | 670,5 | 32,90 | 30,21 | 32,02 | 647,41 |
| 10 | 55 | 765,5 | 702,91 | 745 | 36,56 | 33,57 | 35,58 | 724,34 |
| 11 | 65 | 842,05 | 773,2 | 819,5 | 40,21 | 36,92 | 39,13 | 801,28 |
| 12 | 75 | 918,6 | 843,49 | 894 | 43,87 | 40,28 | 42,69 | 878,21 |
| 13 | 85 | 995,14 | 913,78 | 968,5 | 47,52 | 43,64 | 46,25 | 955,14 |
| 14 | 95 | 1071,69 | 984,07 | 1043 | 51,18 | 46,99 | 49,81 | 1032,08 |
| 15 | 105 | 1148,24 | 1054,36 | 1117,5 | 54,83 | 50,35 | 53,37 | 1109,01 |
| 16 | 115 | 1224,79 | 1124,65 | 1192 | 58,49 | 53,71 | 56,92 | 1185,94 |
| 17 | 125 | 1301,34 | 1194,94 | 1266,49 | 62,15 | 57,06 | 60,48 | 1262,88 |
| 18 | 135 | 1377,89 | 1265,24 | 1340,99 | 65,80 | 60,42 | 64,04 | 1339,82 |

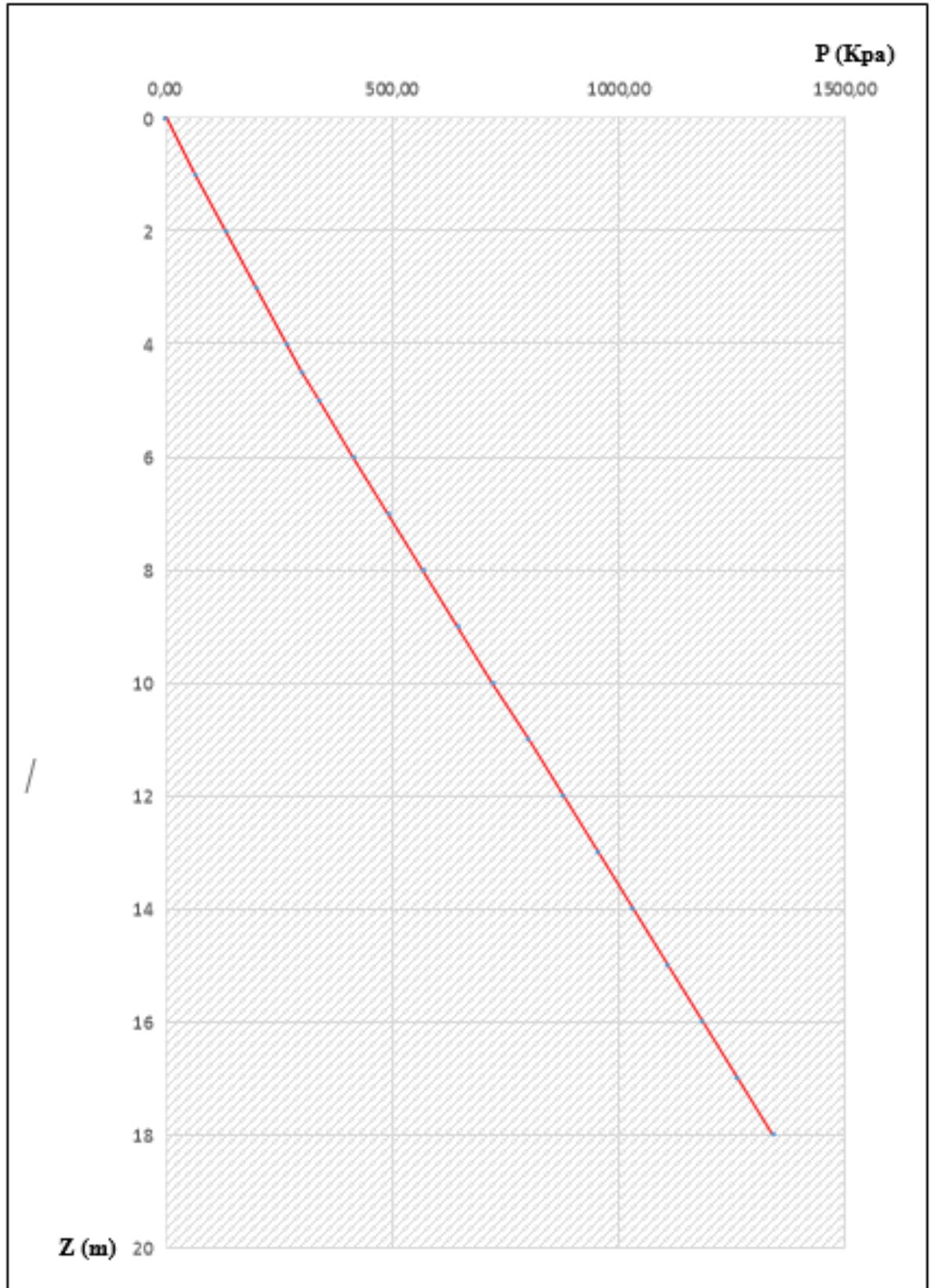


Figure VII.7 : Résultante des efforts en fonction de la profondeur au remplissage de la cuvette de 75%

VII.2.3.2. Calcul du déplacement de barrage

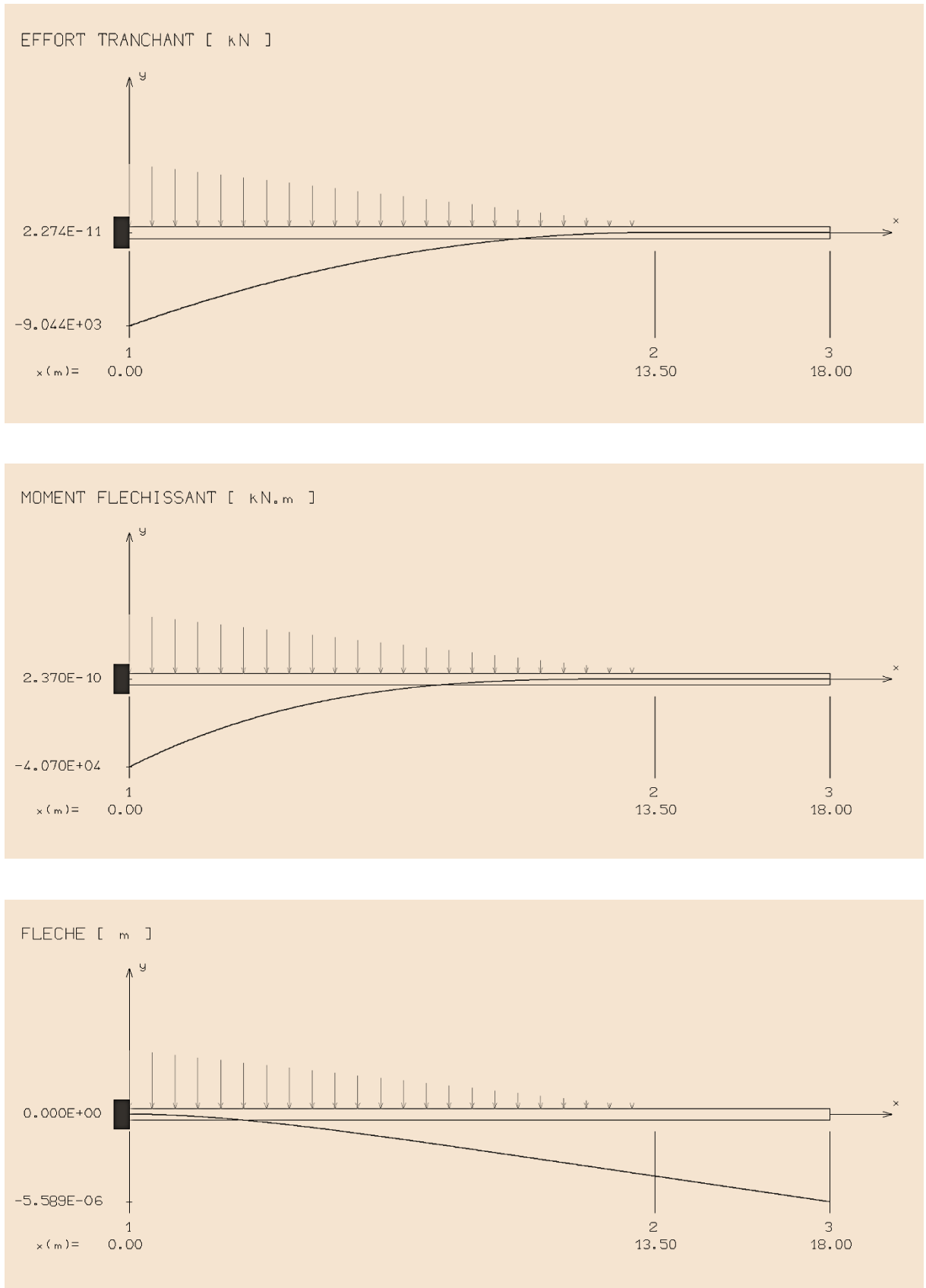


Figure VII.8 : Digramme d'effort tranchant et moment et flèche.

VII .2.4. Cas de remplissage de la cuvette de 100% ($H_w=18m$)

VII.2.4.1. Calcul de la résultante des forces appliquées sur le barrage

Tableau VII.5 : Récapitulatif du calcul des forces résultantes appliquées sur le barrage ($H_w=18m$)

| Z | $\gamma_w Z$ | $K_P \gamma' Z$ | $K_P \gamma' Z$ $\cos \delta_1$ | $K_P \gamma' Z$ $\sin \delta_1$ | $K_a \gamma_d Z$ | $K_a \gamma_d Z$ $\cos \delta_2$ | $K_a \gamma_d Z$ $\sin \delta_2$ | P |
|----|--------------|-----------------|------------------------------------|------------------------------------|------------------|-------------------------------------|-------------------------------------|---------|
| 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 1 | 10 | 76,55 | 70,29 | 74,50 | 3,66 | 3,36 | 3,56 | 76,93 |
| 2 | 20 | 153,10 | 140,58 | 149,00 | 7,31 | 6,71 | 7,12 | 153,87 |
| 3 | 30 | 229,65 | 210,87 | 223,50 | 10,97 | 10,07 | 10,67 | 230,80 |
| 4 | 40 | 306,20 | 281,16 | 298,00 | 14,62 | 13,43 | 14,23 | 307,73 |
| 5 | 50 | 382,75 | 351,45 | 372,50 | 18,28 | 16,78 | 17,79 | 384,67 |
| 6 | 60 | 459,30 | 421,75 | 447,00 | 21,93 | 20,14 | 21,35 | 461,61 |
| 7 | 70 | 535,85 | 492,04 | 521,50 | 25,59 | 23,50 | 24,90 | 538,54 |
| 8 | 80 | 612,40 | 562,33 | 596,00 | 29,24 | 26,85 | 28,46 | 615,48 |
| 9 | 90 | 688,95 | 632,62 | 670,50 | 32,90 | 30,21 | 32,02 | 692,41 |
| 10 | 100 | 765,50 | 702,91 | 745,00 | 36,56 | 33,57 | 35,58 | 769,34 |
| 11 | 110 | 842,05 | 773,2 | 819,50 | 40,21 | 36,92 | 39,13 | 846,28 |
| 12 | 120 | 918,60 | 843,49 | 894,00 | 43,87 | 40,28 | 42,69 | 923,21 |
| 13 | 130 | 995,14 | 913,78 | 968,50 | 47,52 | 43,64 | 46,25 | 1000,14 |
| 14 | 140 | 1071,69 | 984,07 | 1043,00 | 51,18 | 46,99 | 49,81 | 1077,08 |
| 15 | 150 | 1148,24 | 1054,36 | 1117,50 | 54,83 | 50,35 | 53,37 | 1154,01 |
| 16 | 160 | 1224,79 | 1124,65 | 1192,00 | 58,49 | 53,71 | 56,92 | 1230,94 |
| 17 | 170 | 1301,34 | 1194,94 | 1266,49 | 62,15 | 57,06 | 60,48 | 1307,88 |
| 18 | 180 | 1377,89 | 1265,24 | 1340,99 | 65,80 | 60,42 | 64,04 | 1384,82 |

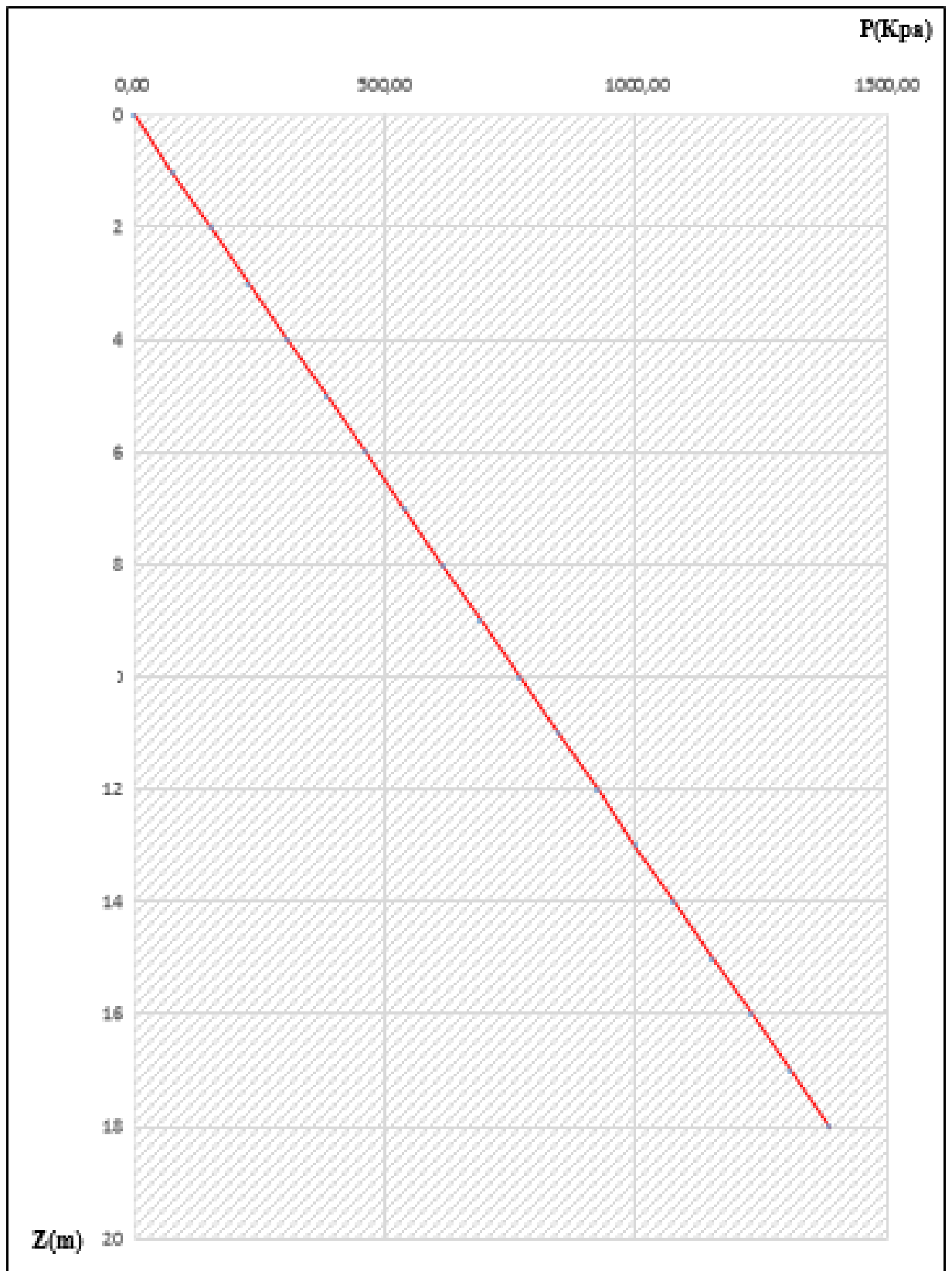


Figure VII.9 : Résultante des efforts en fonction de la profondeur au remplissage de la cuvette de 100 %

VII.2.4.2. Calcul du déplacement de barrage

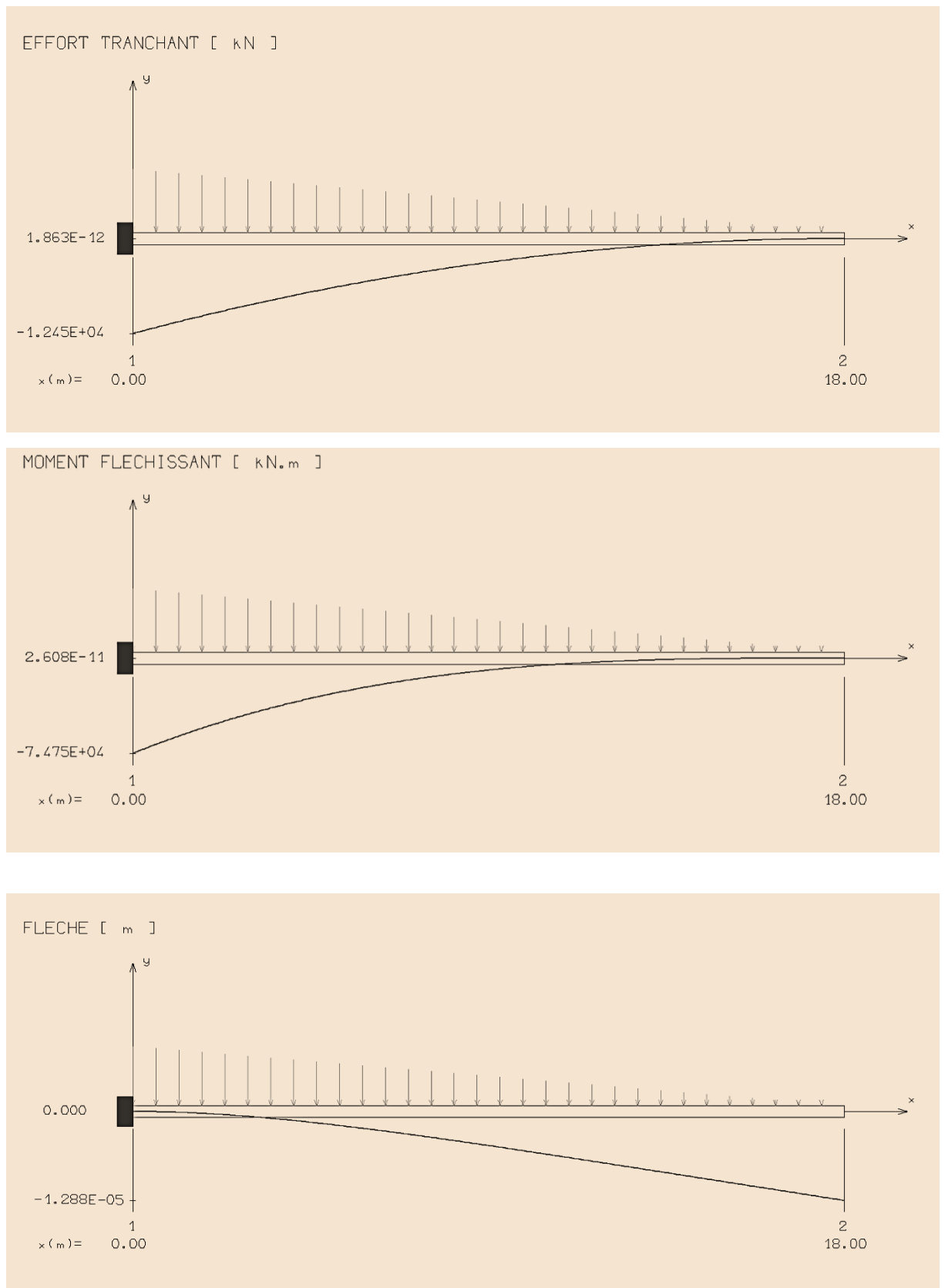


Figure VII.10 : Digamme d'effort tranchant et moment et flèche.

Tableau VII.6 : Résulta de calcul manuel.

| Varient | $H_w(m)$ | $T_{max}(KN)$ | $M_{max}(KN.m)$ | Flèche (m) |
|---------|----------|---------------------|---------------------|------------------------|
| 1 | 4,5 | $4,218 \times 10^3$ | $2,812 \times 10^3$ | $2,158 \times 10^{-8}$ |
| 2 | 9 | $17,53 \times 10^3$ | $5,845 \times 10^3$ | $1,7 \times 10^{-6}$ |
| 3 | 13,5 | $40,7 \times 10^3$ | $9,044 \times 10^3$ | $5,589 \times 10^{-6}$ |
| 4 | 18 | $74,75 \times 10^3$ | $12,45 \times 10^3$ | $1,288 \times 10^{-5}$ |

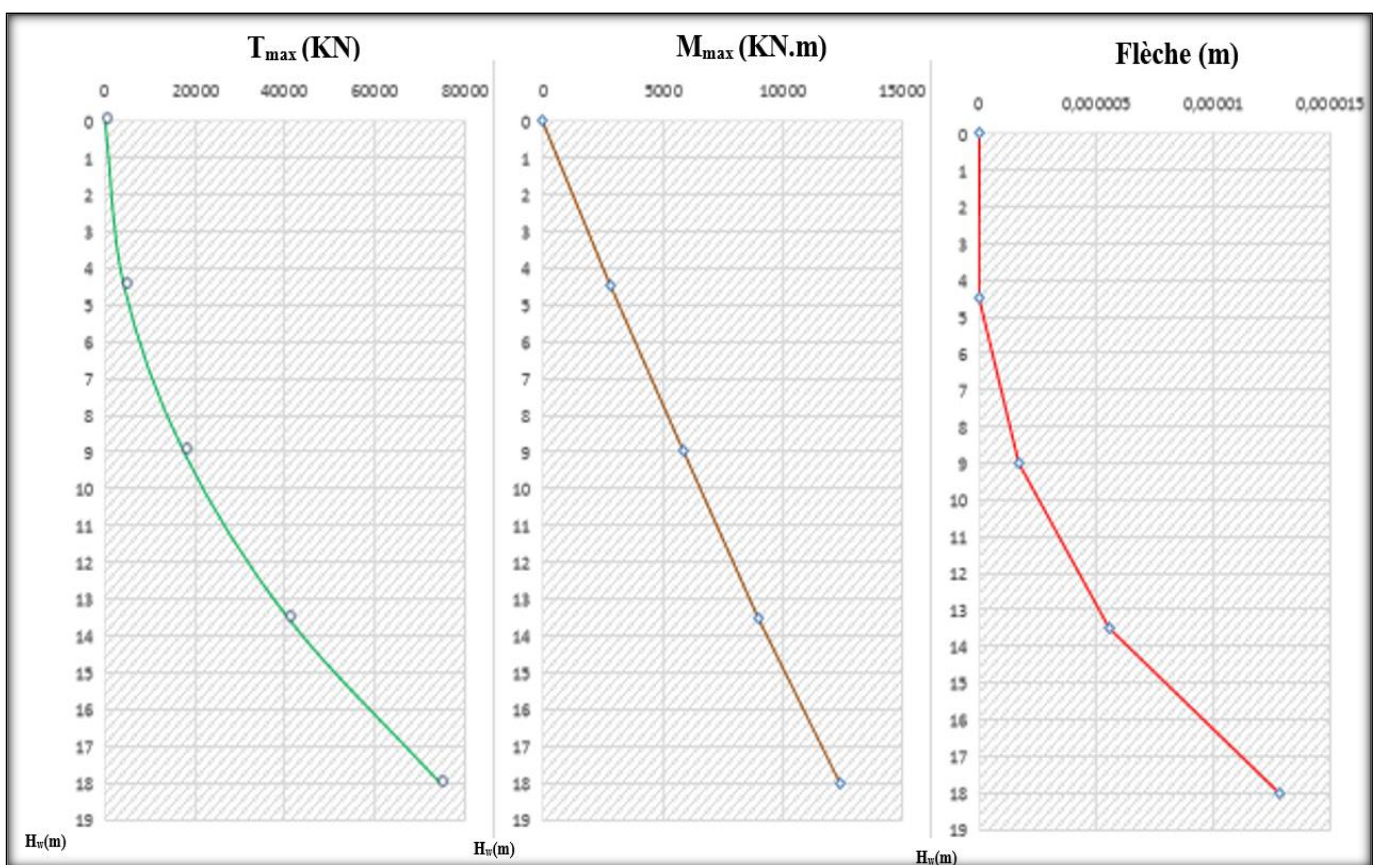


Figure VII.11 : La variation des efforts, moments et flèches en fonction du niveau de remplissage de la cuvette

VII .2.5. Interprétation des résultats manuels

On remarque que les courbes de l'effort tranchant et celle de la flèche varient de la même manière de Façon pseudo parabolique en fonction de du seuil de remplissage de la cuvette, tandis que celle du moment max varie linéairement et proportionnellement avec la hauteur de remplissage du barrage

VII.3. Calcule par le code PLAXIS

VII.3.1. Présentation d'outil numérique utilisé

Dans sa version originale, le logiciel de calcul par éléments finis PLAXIS traite la stabilité des digues en terre. Dans sa version actuelle, il permet de traiter différents types de problèmes géotechniques (fondations, tunnels, ouvrages de soutènement, etc.), les calculs s'effectuant en déformations planes (Analyse bidimensionnelle ou Analyse 2D) ou en déformations axisymétriques (Analyse tridimensionnelle ou Analyse 3D).

L'algorithme général de résolution des équations non linéaires du logiciel PLAXIS s'effectue selon un processus itératif permettant de déterminer à chaque pas de temps de calcul les champs de déplacements, de vitesses et d'accélération correspondantes aux chargements appliqués ; l'équilibre résultant rapidement.

Les modèles de calcul implémentés dans le logiciel PLAXIS couvrent pratiquement l'ensemble des aspects théoriques et expérimentaux du comportement des sols courants élasticité linéaire de Hooke, pour simuler le comportement des structures rigides massives placées dans le sol ; plasticité parfaite isotrope de type Mohr-Coulomb pour simuler le comportement de la plus part des sols fins ; élastoplasticité de type hyperbolique avec écrouissage en cisaillement pour simuler le comportement des sables et des graves, mais aussi des argiles et des limons ; élastoplasticité pour simuler le comportement des argiles molles normalement consolidées ; viscoplasticité pour simuler le comportement des sols mous en fonction du temps (fluage et consolidation).

Dans notre cas le modèle de Mohr-Coulomb intéresse l'objet de la présente étude.

Ce modèle est utilisé comme une première approximation du comportement des sols. Il comporte cinq paramètres :

- **Le module d'Young E**

PLAXIS utilise le module de Young comme module de déformation de référence dans le modèle élastique et le modèle de Mohr-Coulomb, mais d'autres modules de déformation sont également considérés. Un module de déformation a la dimension d'une contrainte (force par unité de surface). Les valeurs de raideur adoptées dans un calcul demandent une attention particulière parce que la plus part des géo-matériaux présentent un comportement non linéaire dès le début du chargement.

- **Le coefficient de Poisson ν**

Évalué par l'intermédiaire du coefficient de pression des terres au repos $K_0 = \frac{1}{1-\nu}$ pour un chargement gravitaire, dont les valeurs sont comprises entre 0,3 et 0,4.

- **La cohésion C**

La cohésion a la dimension d'une contrainte. PLAXIS peut manipuler des sables sans cohésion ($C = 0$), mais certaines options ne fonctionneront pas bien. Pour éviter les complications, il est conseillé aux utilisateurs peu expérimentés d'entrer au moins une valeur faible (prendre $C > 0,2$ kPa). PLAXIS propose une option spéciale pour les couches dans lesquelles la cohésion croît avec la profondeur.

- **L'angle de frottement interne φ**

L'angle de frottement est entré en degrés. Les angles de frottement élevés, obtenus parfois pour des sables denses, augmenteront de manière substantielle la difficulté numérique des calculs plastiques.

Le temps de calcul varie exponentiellement avec de l'angle de frottement. Par conséquent, les angles de frottement élevés devraient être évités lors des calculs préliminaires pour un projet. Le temps de calcul deviendra important si des angles de frottement supérieurs à 35° sont utilisés.

- **L'angle de dilatance ψ**

Nul ($\psi = 0$) pour des sols argileux qui ne montrent aucune dilatance, mais non nul ($\psi \neq 0$) pour les sables la dilatance dépend de leur densité et de leur angle de frottement. Pour les sables siliceux, $\psi \approx \varphi - 30$.

Dans la plupart des cas toutefois, l'angle de dilatance est nul pour des valeurs de $\varphi < 30$.

Une valeur négative faible pour n'est pas réaliste que pour des sables extrêmement lâches.

Ces paramètres peuvent être aisément identifiés sur des résultats d'essais triaxiaux classiques.

VII.3.2. Présentation du modèle géométrique retenu

La figure suivante présente le modèle géométrique.

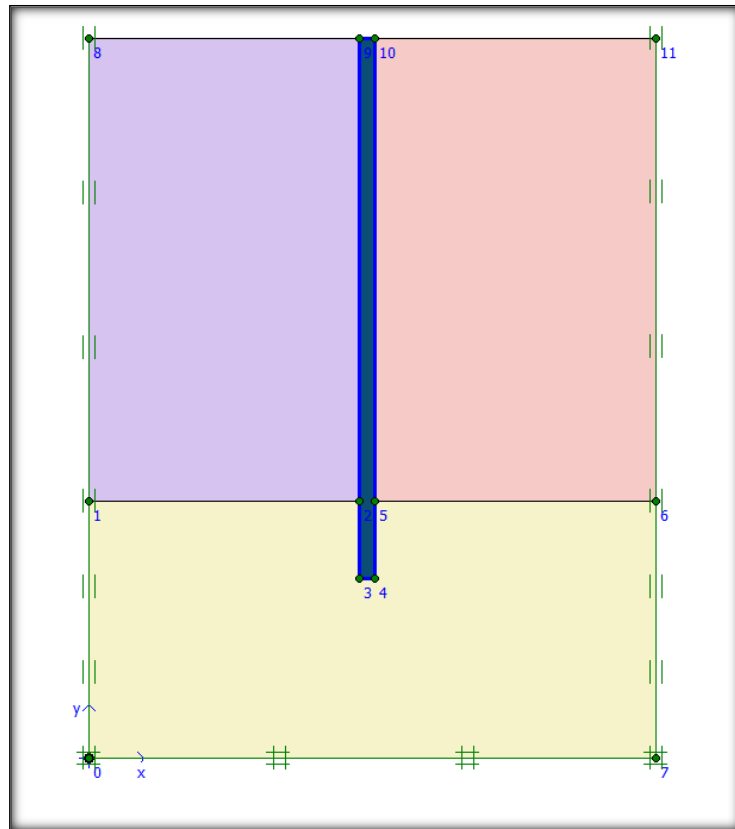


Figure VII.12 : Modèle géométrique retenu pour le calcul

- Le profil est constitué de six points, dont les coordonnées sont consignées dans le tableau ci-après :

Tableau VII.7 : Les coordonnées des points pour le modèle.

| Point | 0 | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | 11 |
|-------|---|----|------|------|------|------|----|----|----|------|------|----|
| X | 0 | 0 | 10,5 | 10,5 | 11,1 | 11,1 | 22 | 22 | 0 | 10,5 | 11,1 | 22 |
| Y | 0 | 10 | 10 | 7 | 7 | 10 | 10 | 0 | 28 | 28 | 28 | 28 |

VII.3.3. Calcul

VII.3.3.1. Cas de remplissage de la cuvette de 25% ($H_w=4,5m$)

La figure suivante présent le modèle géométrique retenu pour le calcul.

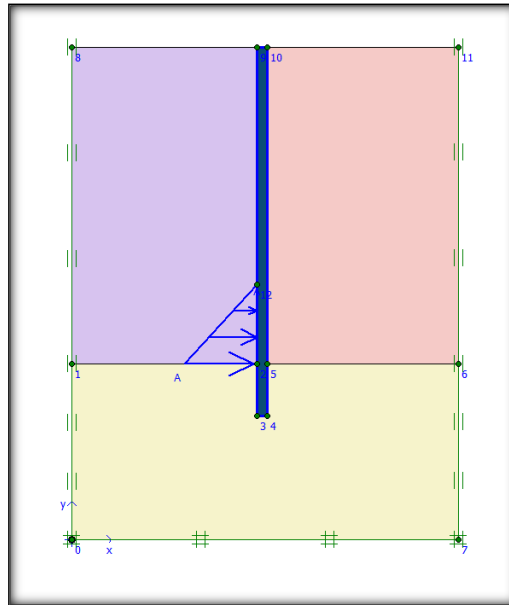


Figure VII.13 : Modèle géométrique retenu

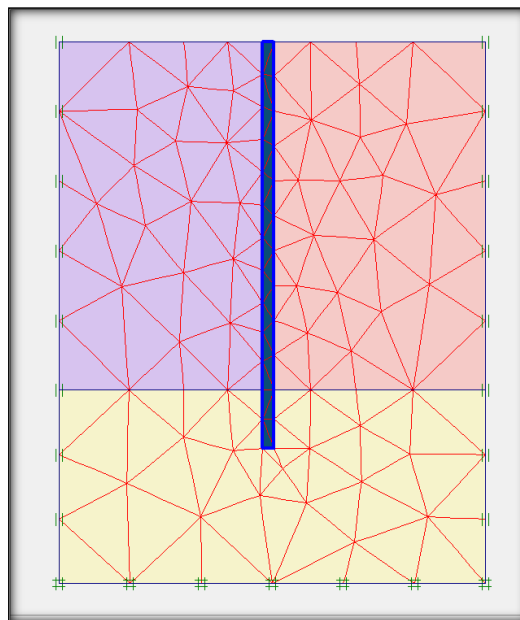
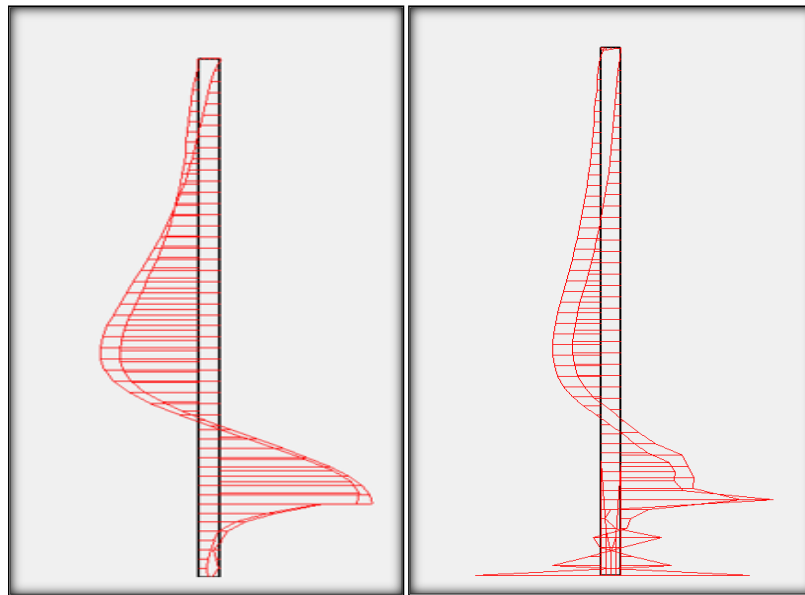


Figure VII.14 : Maillage du modèle déformé



Efforts tranchants T

Les moments M

Figure VII.15 : Les efforts appliqués sur la paroi moulée de la digue.

Le calcul a donné : Un effort tranchant maximal de $5,32 \times 10^3$ KN

Un moment maximal de $3,28 \times 10^3$ KN.m

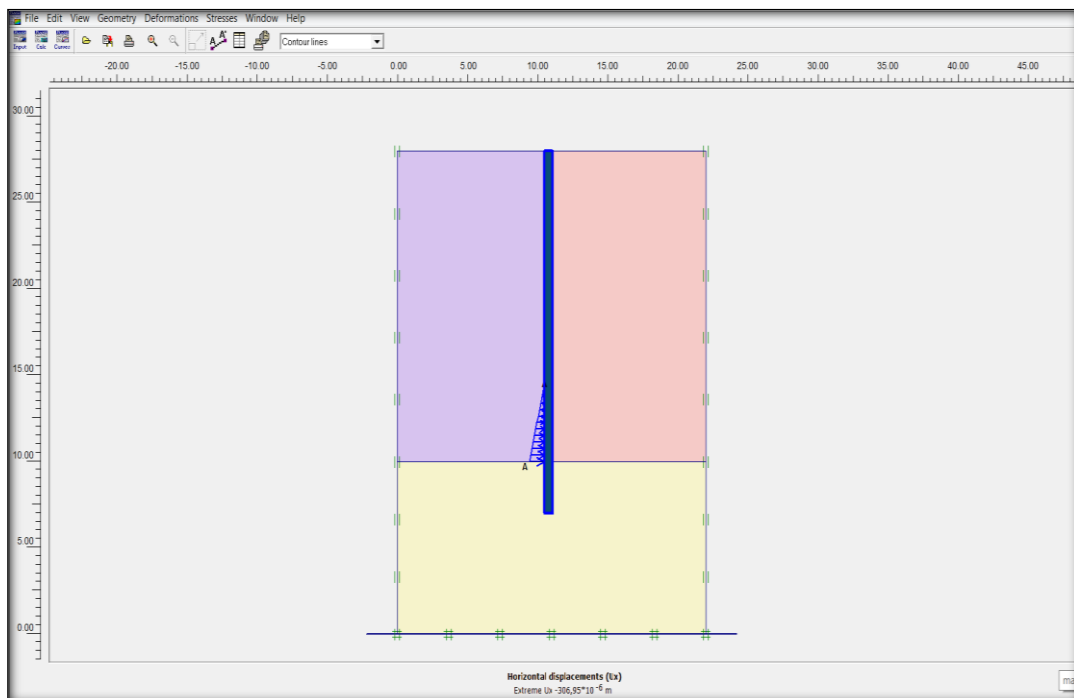


Figure VII.16 : Le déplacement horizontal

Le calcul a donné un déplacement horizontal fable d'une valeur de $306,95 \times 10^{-6}$ m

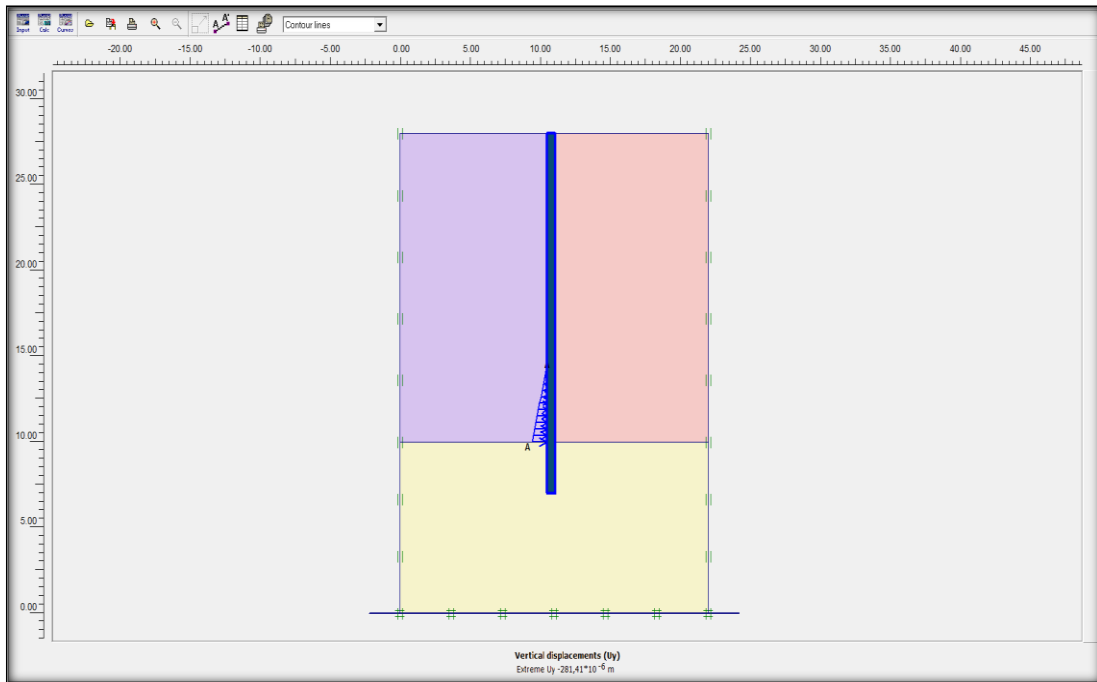


Figure VII.17 : Le déplacement vertical

Le calcul a donné un déplacement *vertical* faible d'une valeur $281,41 \times 10^{-6} \text{m}$.

VII.3.3.2. Cas de remplissage de la cuvette de 50% ($H_w = 9\text{m}$).

La figure suivante présente le modèle géométrique retenu pour le calcul.

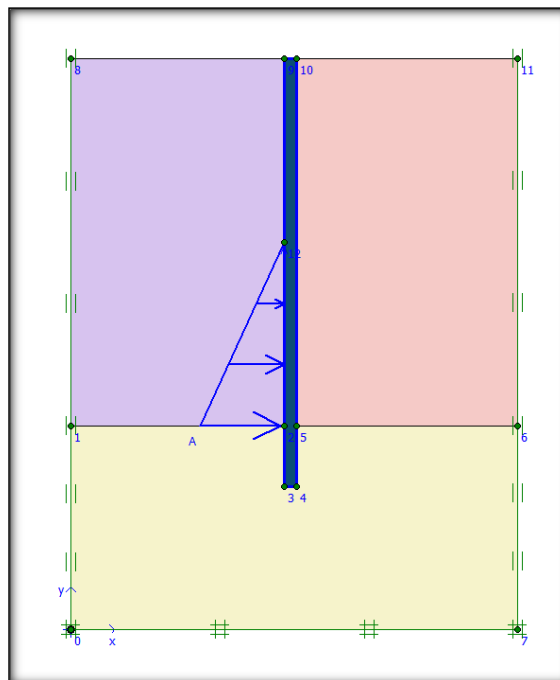


Figure VII.18 : Modèle géométrique retenu

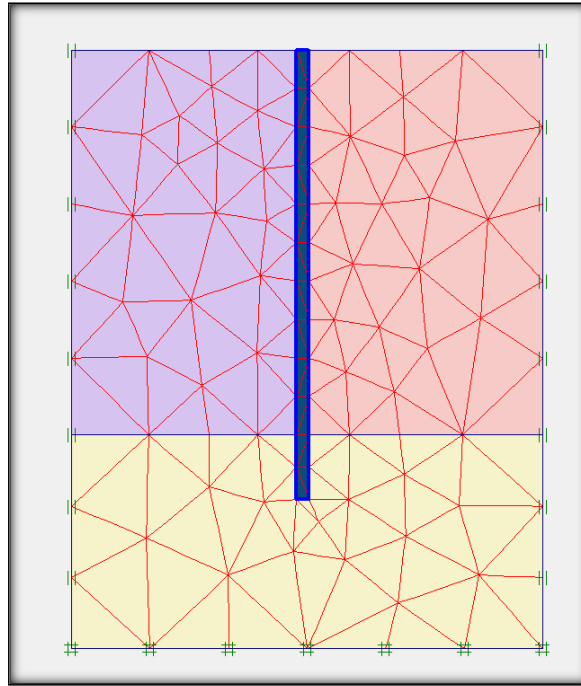
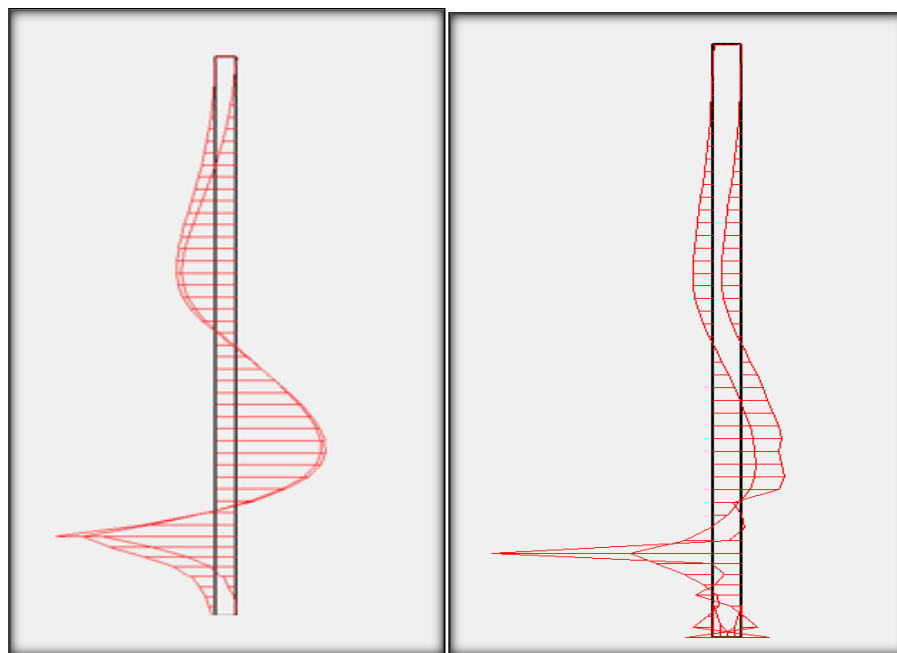


Figure VII.19 : Maillage du modèle déformé



Efforts tranchants T

Les moments M

Figure VII.20 : Les efforts appliqués sur la paroi moulée de la digue.

Le calcul a donné : Un effort tranchant maximal de $24,14 \times 10^3$ KN

Un moment maximal de $6,8 \times 10^3$ KN.m

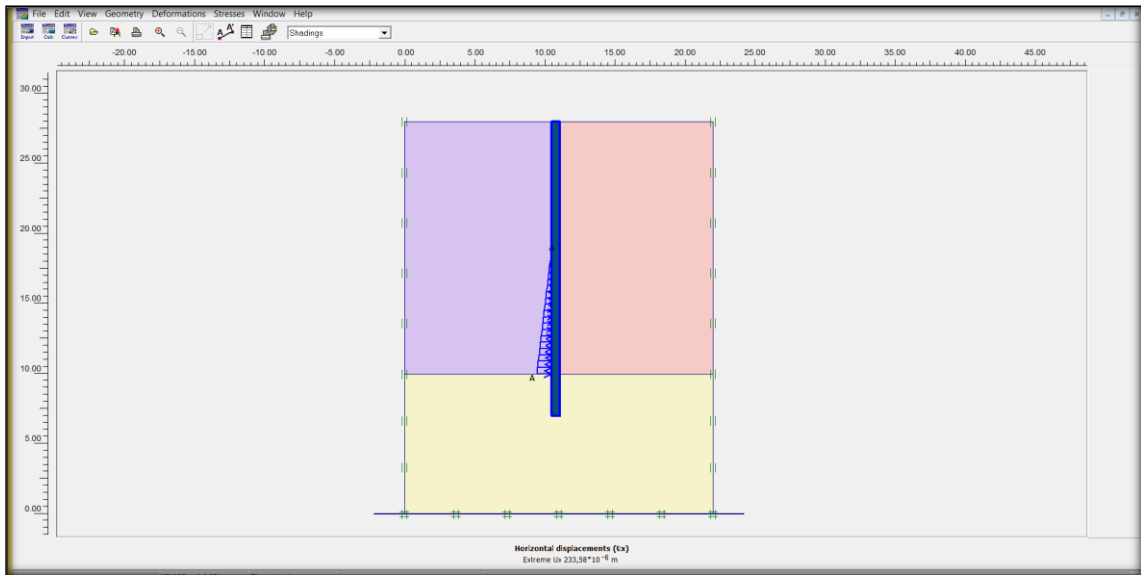


Figure VII.21 : Le déplacement horizontal

Le calcul a donné un déplacement horizontal faible d'une valeur de $580,58 \times 10^{-6} \text{ m}$

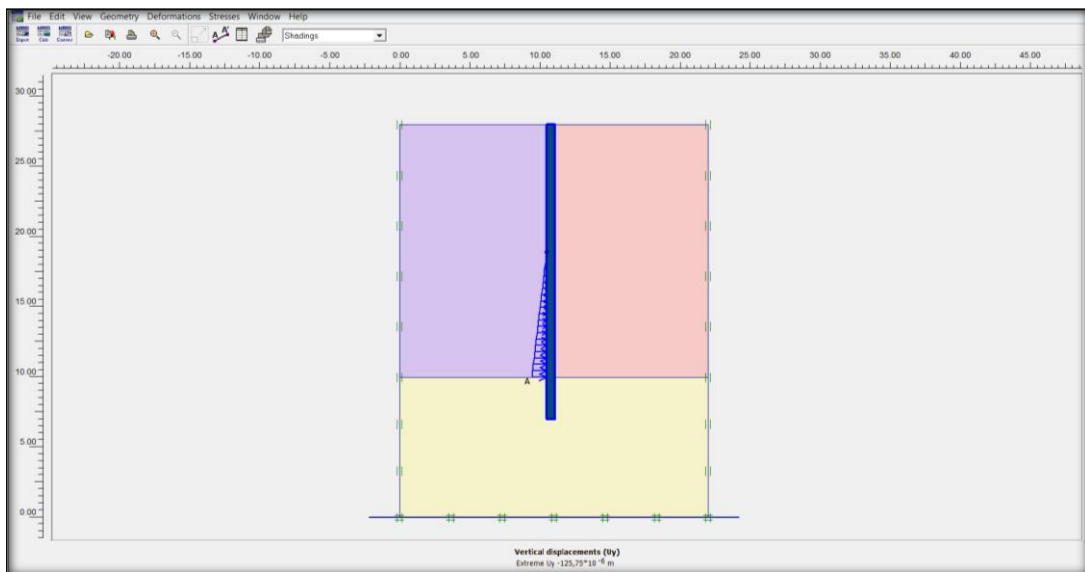


Figure VII.22 : Le déplacement vertical

Le calcul a donné un déplacement *vertical* faible d'une valeur $125,75 \times 10^{-6} \text{ m}$.

VII.3.3.3. Cas de remplissage de la cuvette de 75% ($H_w=13,5$ m)

La figure suivante présente le modèle géométrique retenu pour le calcul.

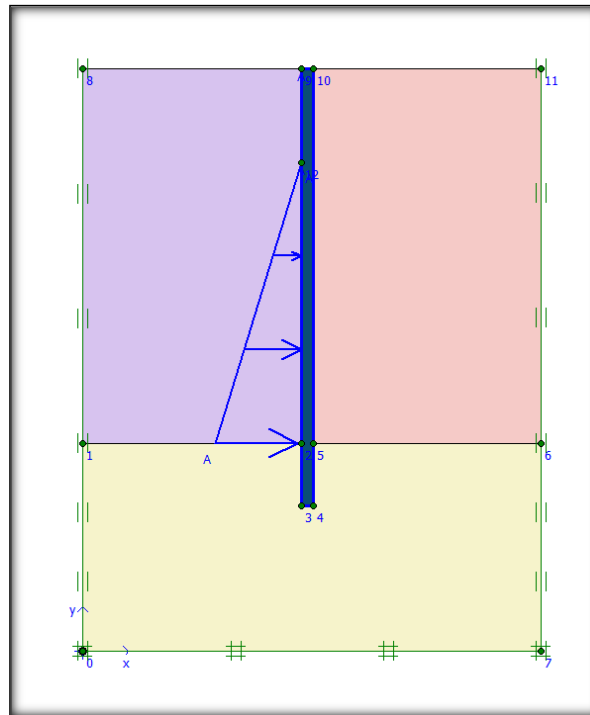


Figure VII.23 : Modèle géométrique retenu

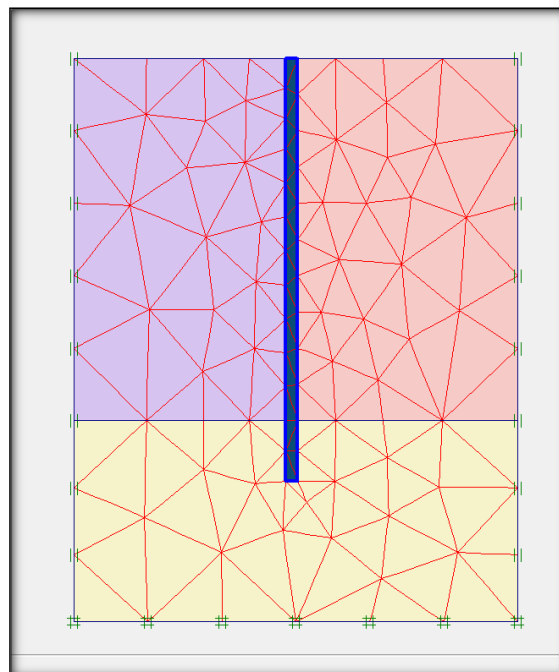
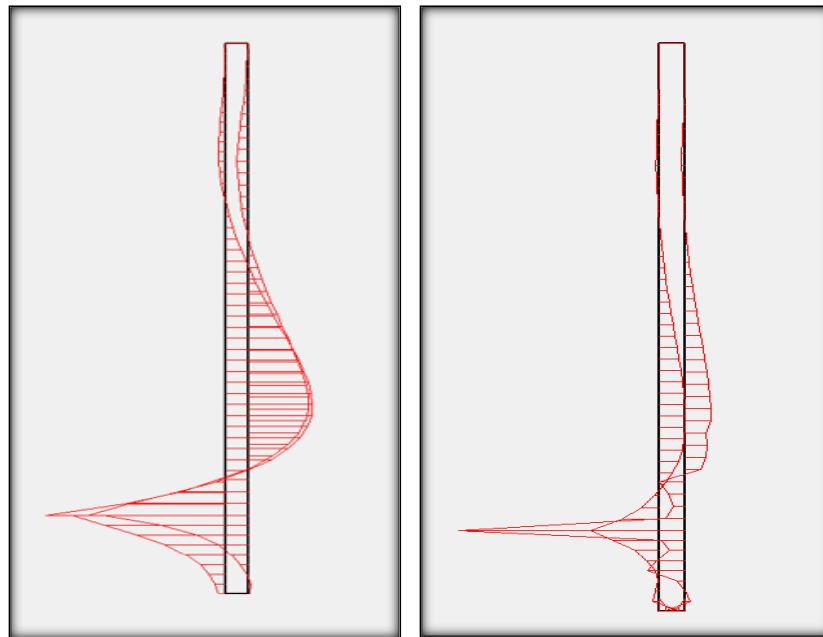


Figure VII.24 : Maillage du modèle déformé



Efforts tranchants T

Les moments M

Figure VII.25 : Les efforts appliqués sur la paroi moulée de la digue.

Le calcul a donné : Un effort tranchant maximal de $53,51 \times 10^3$ KN

Un moment maximal de $10,22 \times 10^3$ KN.m

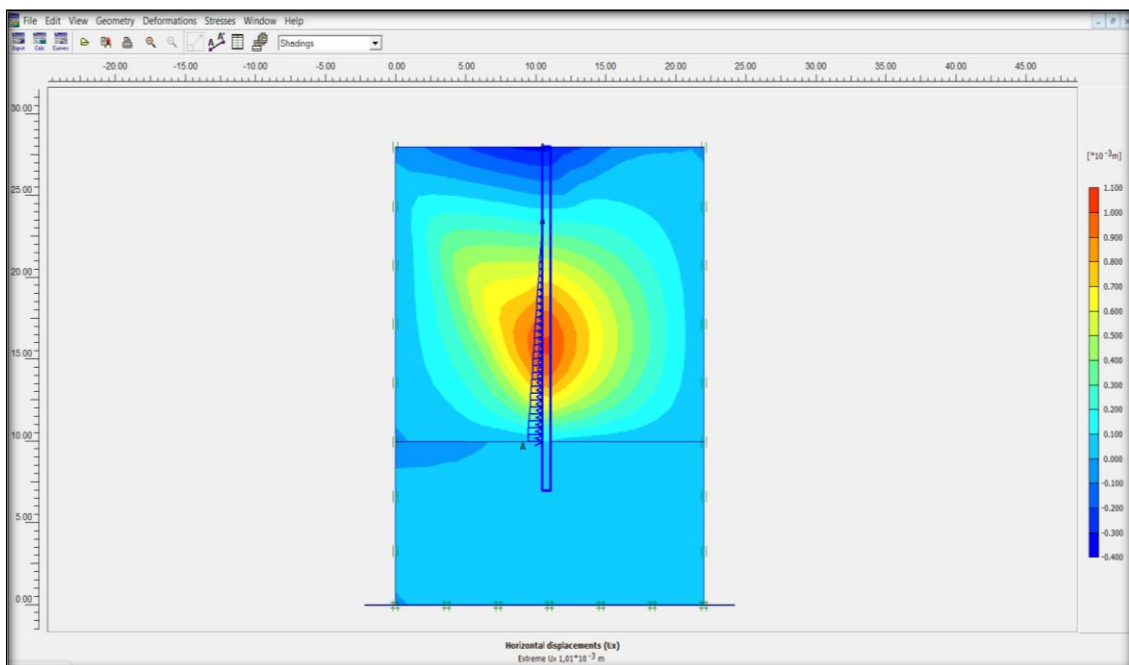


Figure VII.26 : Le déplacement horizontal

Le calcul a donné un déplacement horizontal d'une valeur de $1,01 \times 10^{-3}$ m

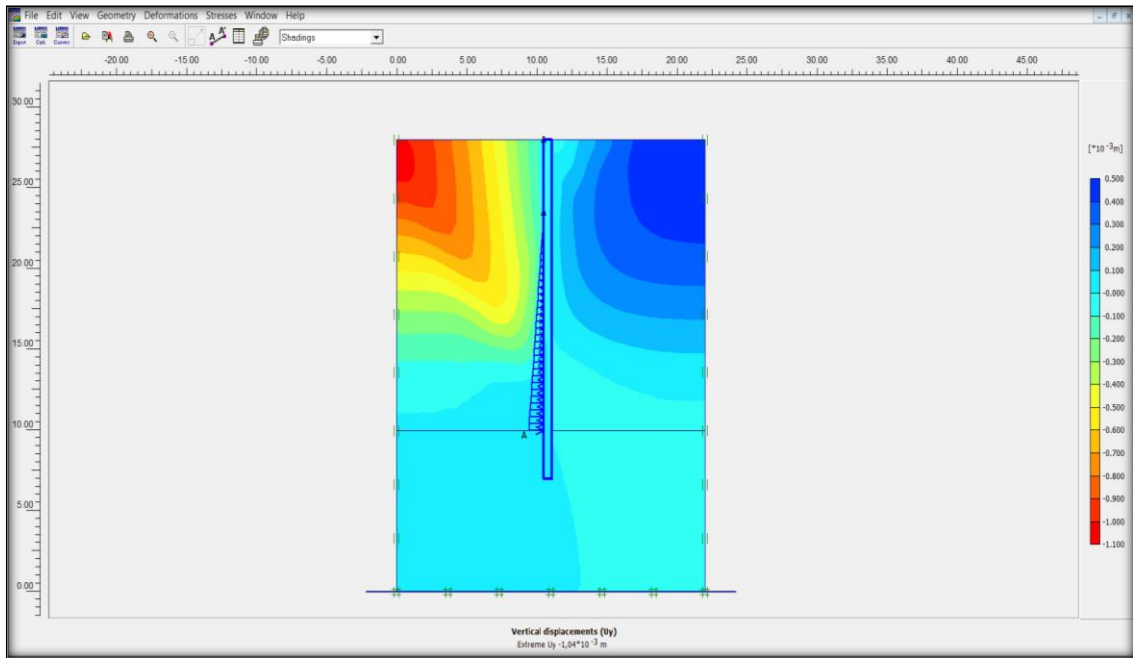


Figure VII.27 : Le déplacement vertical

Le calcul a donné un déplacement *vertical* d'une valeur $1,04 \times 10^{-3} \text{m}$.

VII.3.3.4. Cas de remplissage de la cuvette de 100% ($H_w=18 \text{ m}$)

La figure suivante présente le modèle géométrique retenu pour le calcul.

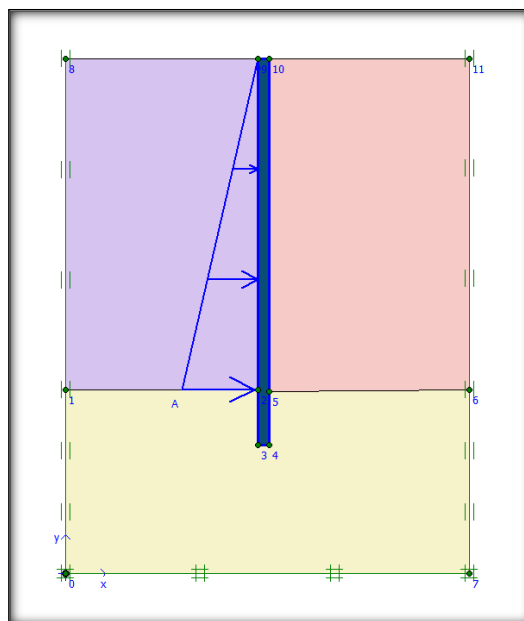


Figure VII.28 : Modèle géométrique retenu

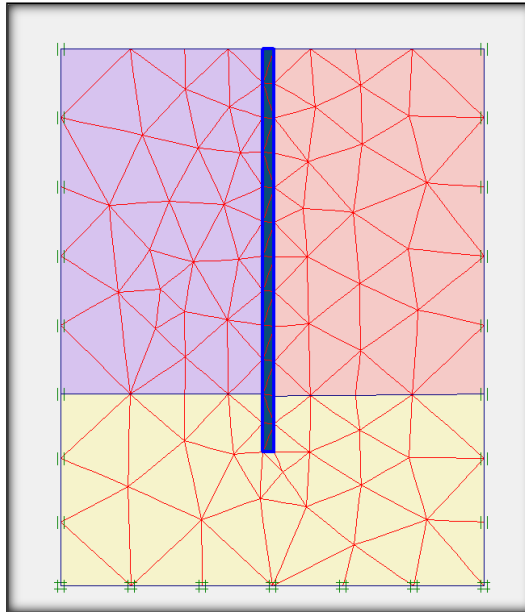


Figure VII.29 : Maillage du modèle déformé

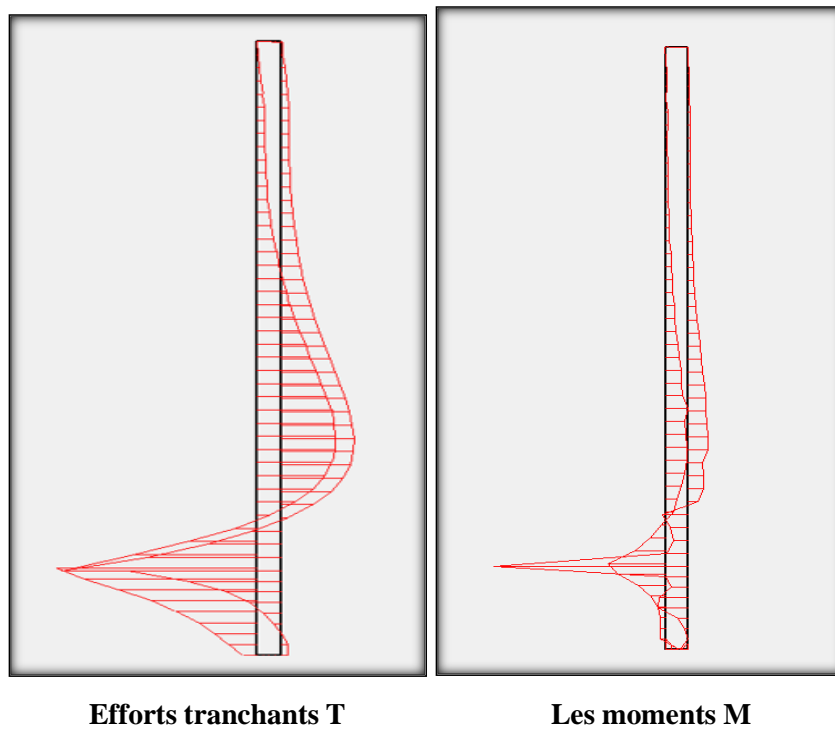


Figure VII.30 : Les efforts appliqués sur la paroi moulée de la digue.

Le calcul a donné : Un effort tranchant maximal de $85,74 \times 10^3 \text{ KN}$

Un moment maximal de $13,28 \times 10^3 \text{ KN.m}$

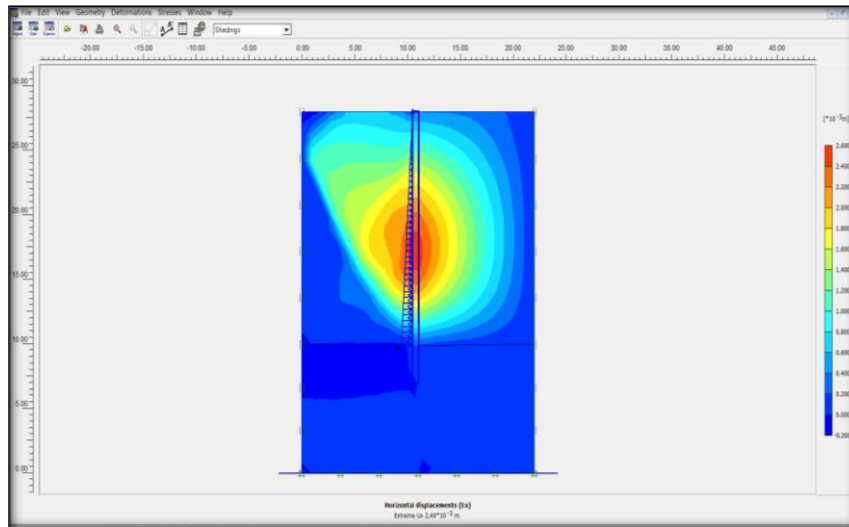


Figure VII.31 : Le déplacement horizontal

Le calcul a donné un déplacement *horizontal* d'une valeur de $2,49 \times 10^{-3}$ m

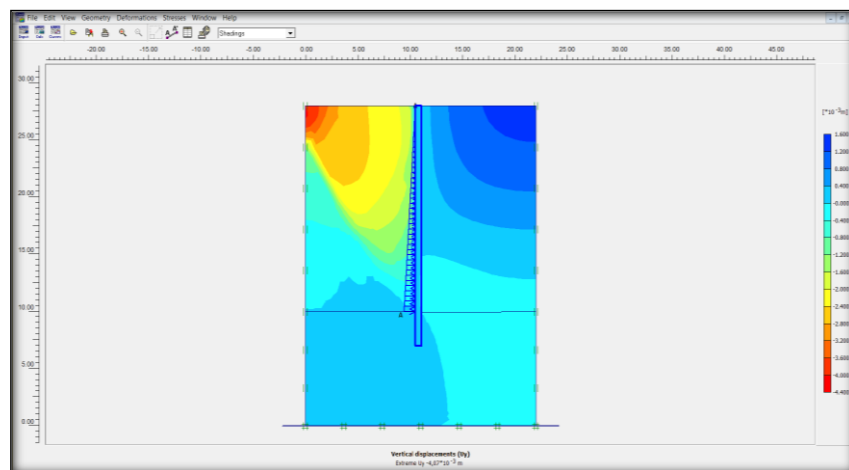


Figure VII.32 : Le déplacement vertical

Le calcul a donné un déplacement *vertical* d'une valeur $4,07 \times 10^{-3}$ m.

Tableau VII.8 : Résultats de calcul numérique.

| H_w (m) | 4,5 | 09 | 13,5 | 18 |
|------------------------------|-------------------------|-------------------------|-----------------------|-----------------------|
| Efforts tranchants Tmax (KN) | $5,32 \times 10^3$ | $24,14 \times 10^3$ | $53,51 \times 10^3$ | $85,74 \times 10^3$ |
| Moment maximal Mmax (KN.m) | $3,28 \times 10^3$ | $6,8 \times 10^3$ | $10,22 \times 10^3$ | $13,28 \times 10^3$ |
| Déplacement horizontal (m) | $306,95 \times 10^{-6}$ | $580,58 \times 10^{-6}$ | $1,01 \times 10^{-3}$ | $2,49 \times 10^{-3}$ |
| déplacement vertical (m) | $281,41 \times 10^{-6}$ | $125,75 \times 10^{-6}$ | $1,04 \times 10^{-3}$ | $4,07 \times 10^{-3}$ |

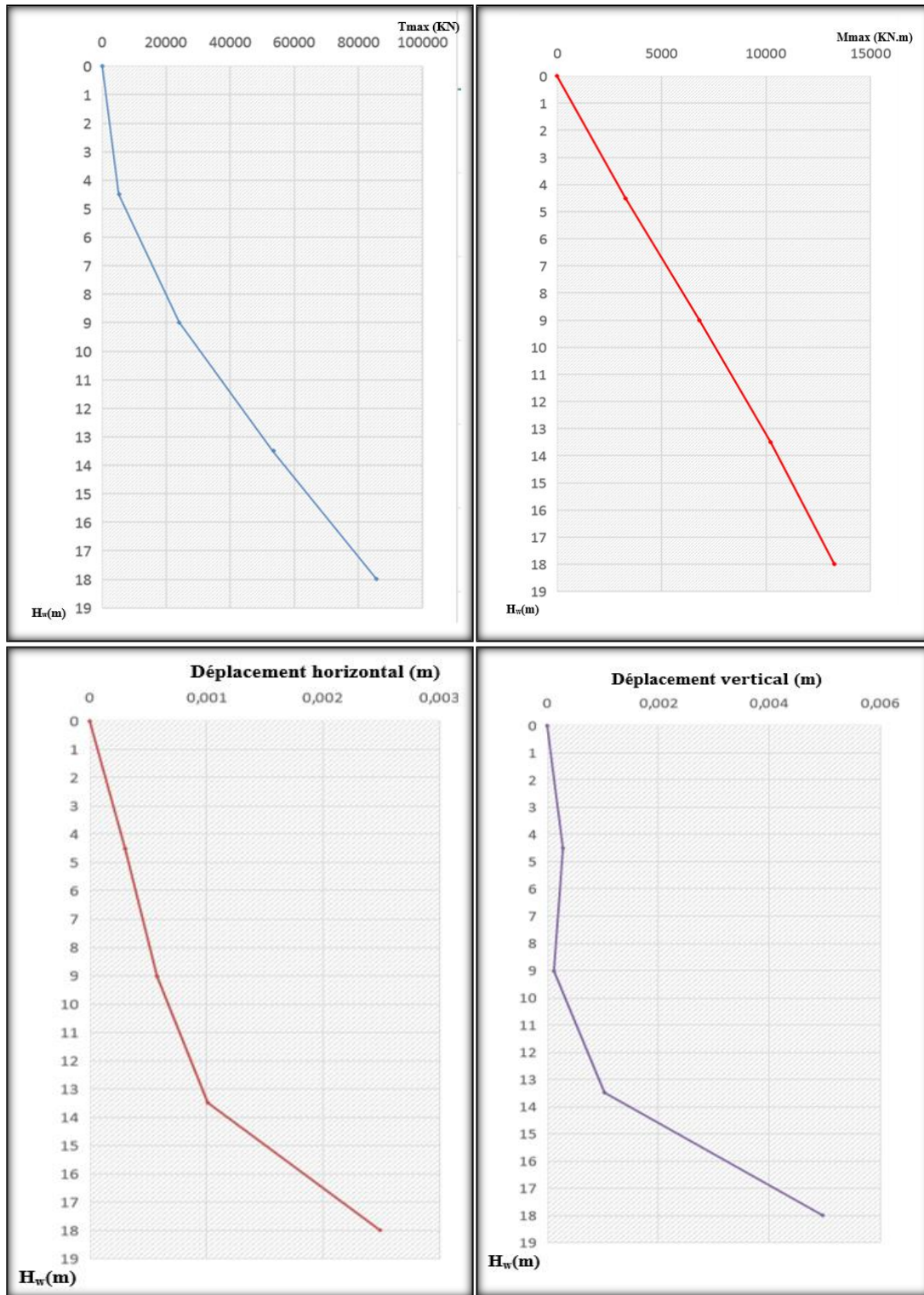


Figure VII.33 : La variation des efforts tranchants, moments, déplacement horizontal et vertical en fonction du niveau de remplissage de la cuvette

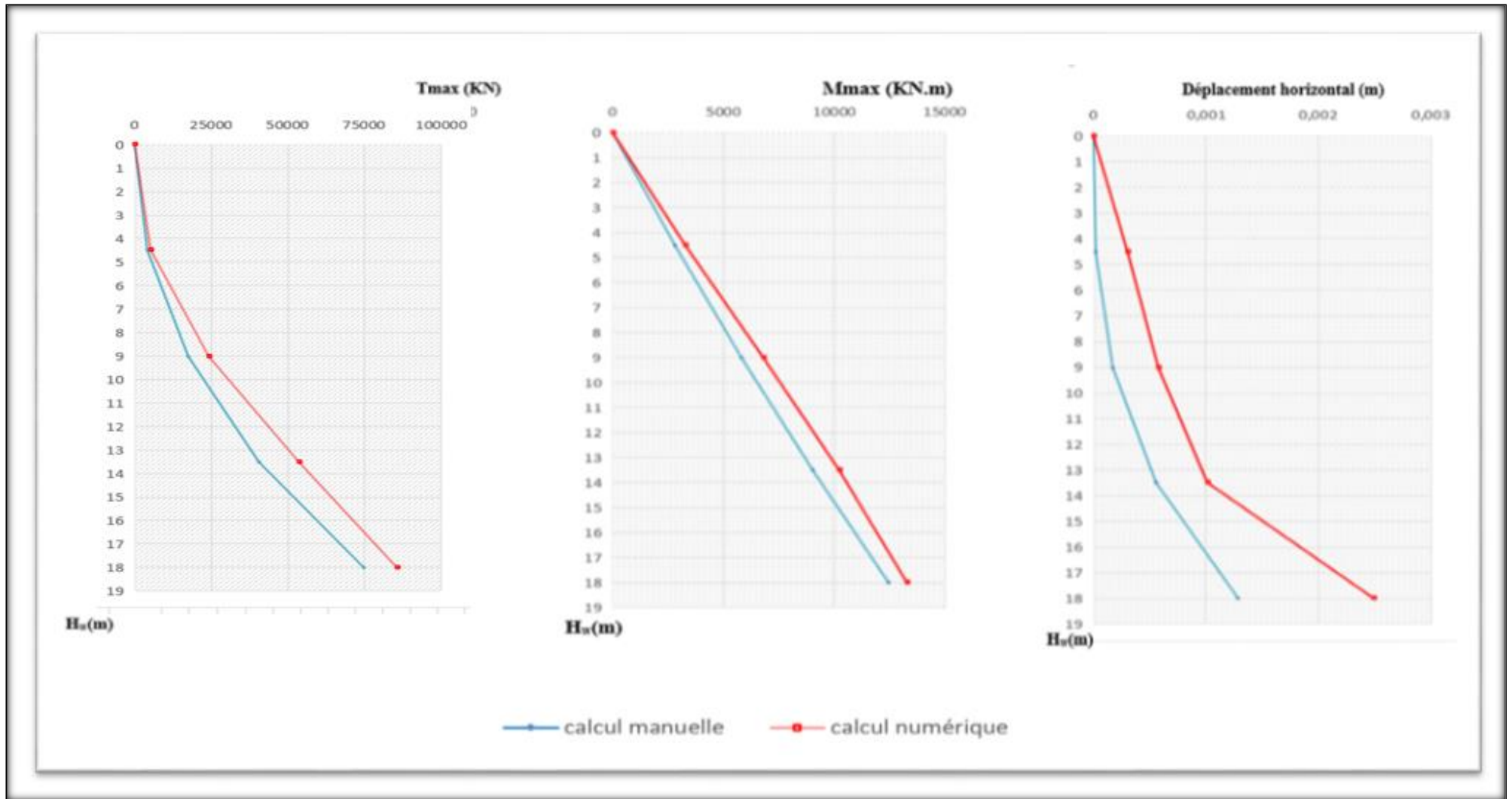


Figure VII.34 : Comparaison des résultat de calcul manuel et numérique

VII.3.4. Interprétation des résultats numérique

On remarque que les courbes de déplacement et celle de l'effort tranchant sont identique et de manière pseudo parabolique en ce qui concerne la proportionnalité par rapport à la hauteur de remplissage du barrage, en ce qui concerne la courbe du moment, on remarque qu'elle varie de façon presque linéaire au fur et à mesure de l'augmentation de la hauteur de remplissage du barrage.

Notons la présence de la courbe de déplacement vertical qui varie de manière non uniforme.

VII. 4. Conclusion

Après comparaison entre les méthodes numérique et manuelle, nous pouvons établir les constatations suivantes :

- Les résultats obtenus par la méthode numérique sont supérieurs à la méthode manuelle avec toutefois un écart presque constant.
- Les moments fléchissant **M** sont à faible écart.
- L'effort tranchant **T** et lui aussi à faible écart.
- La flèche (déplacement horizontal **F**) est généralement faible (<3mm) donc le barrage est stable. Il y a une différence entre les deux calculs

VIII. ORGANISATION DES CHANTIER**VIII.1. 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.

VIII.2. 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.

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

VIII.2.1. 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 1302 m au niveau de l'axe du barrage, pour la mise en place de la plateforme 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 1301,5 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.

VIII.2.2. Travaux d'exécution du mur paroi moulée

Le mur souterrain du barrage inféro-flux d'Aguenar est constitué d'une partie centrale en paroi moulée d'une longueur totale de 241,2 m, et de deux parties extrêmes (rives gauche et droite) en béton ordinaire d'une longueur totale de 16,80 m.

Les travaux à réaliser dans cette phase sont :

VIII.2.2.1. Excavation de la tranchée

L'excavation des parties extrêmes, sur une profondeur de 10,44 m pour la rive droite et 6,17 m pour la rive gauche, sera réalisée à l'aide d'une pelle hydraulique.

L'excavation de la partie centrale, sur une profondeur maximale de 17,20 m (Couche alluviale), se fera à l'aide d'une benne preneuse portée sur câble

L'excavation de la partie centrale se fera par panneaux de longueur de 7 m et 6,4m. Les tranchées ainsi réalisées sont constamment remplies d'une boue de bentonite pour stabiliser les parois.

VIII.2.2.2. 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/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).

VIII.2.3. 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).

VIII.2.3.1. Forage des trous d'injection

Pour la réalisation du voile, on prévoit un forage total de 65 trous.

Les forages des trous s'arrêtent à 7 m de profondeur dans la roche saine,

VIII.2.3.2. 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.

VIII.2.4. Travaux d'exécution de prise d'eau

La prise d'eau est un forage de profondeur de 18m, la réalisation se fait au début par un sondage foré, précédés par un essai de pompage pour estimer le débit de forage. Ensuite, on réalise le tubage et l'installation de crépine est pompe immergé.

VIII.3. 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.

VIII.4. 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.

VIII.5. 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 plateforme 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.

VIII.6. 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.

VIII.6.1. 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).

VIII.6.2. 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 :

$$\begin{cases} \text{DFP} = \text{DCP} + \text{TR} \\ \text{DCPP} = \text{DFPP} - \text{TR} \end{cases}$$

VIII.6.3. 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 :

$$\text{C.C} \Leftrightarrow \begin{cases} \text{MT} = 0 \\ \sum \text{TR}_{\text{CC}} = \text{DTP} \end{cases}$$

VIII.6.4. Symboles des différentes opérations

Ces symboles sont consignés dans le tableau VIII.1 :

Tableau VIII.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 | 120 |
| G | Forages et injections | 100 |
| H | Prise d'eau | 20 |
| I | Excavation du mur pour la clé d'encrage | 15 |
| J | Travaux de finitions | 20 |

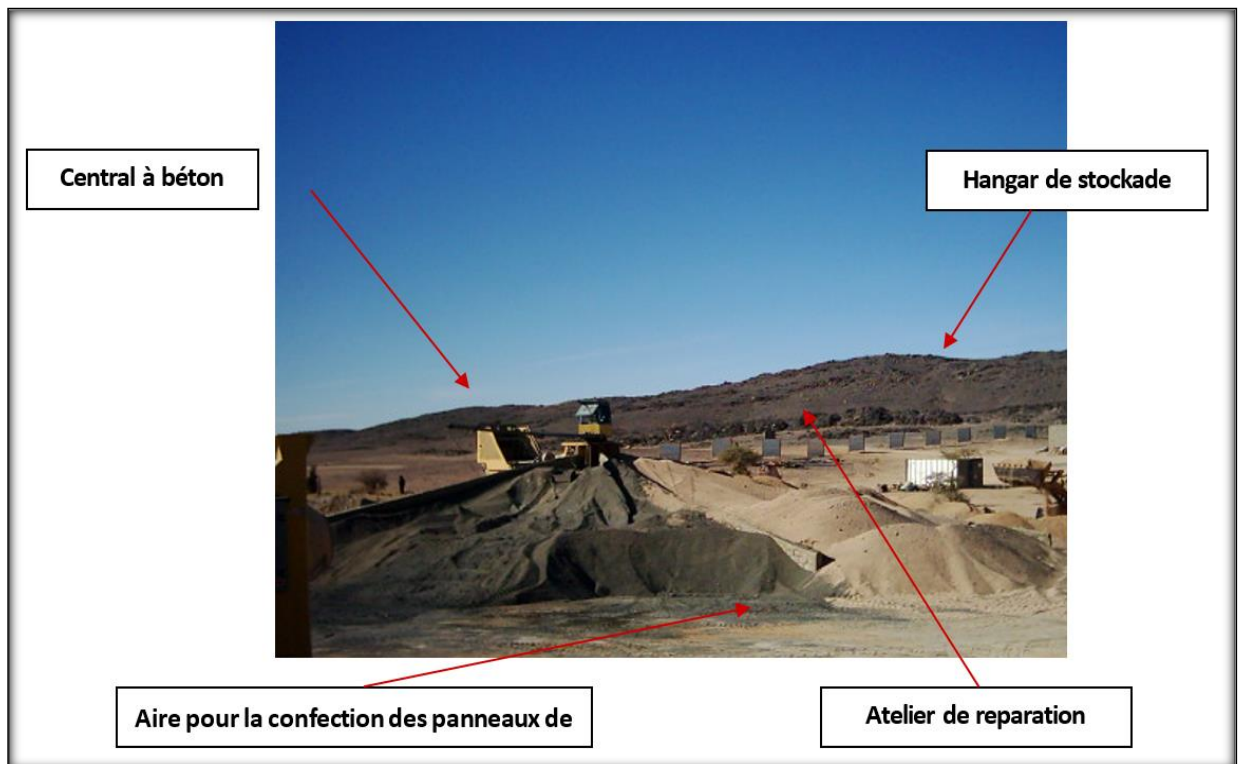


Figure VIII.1 : Installations de chantier

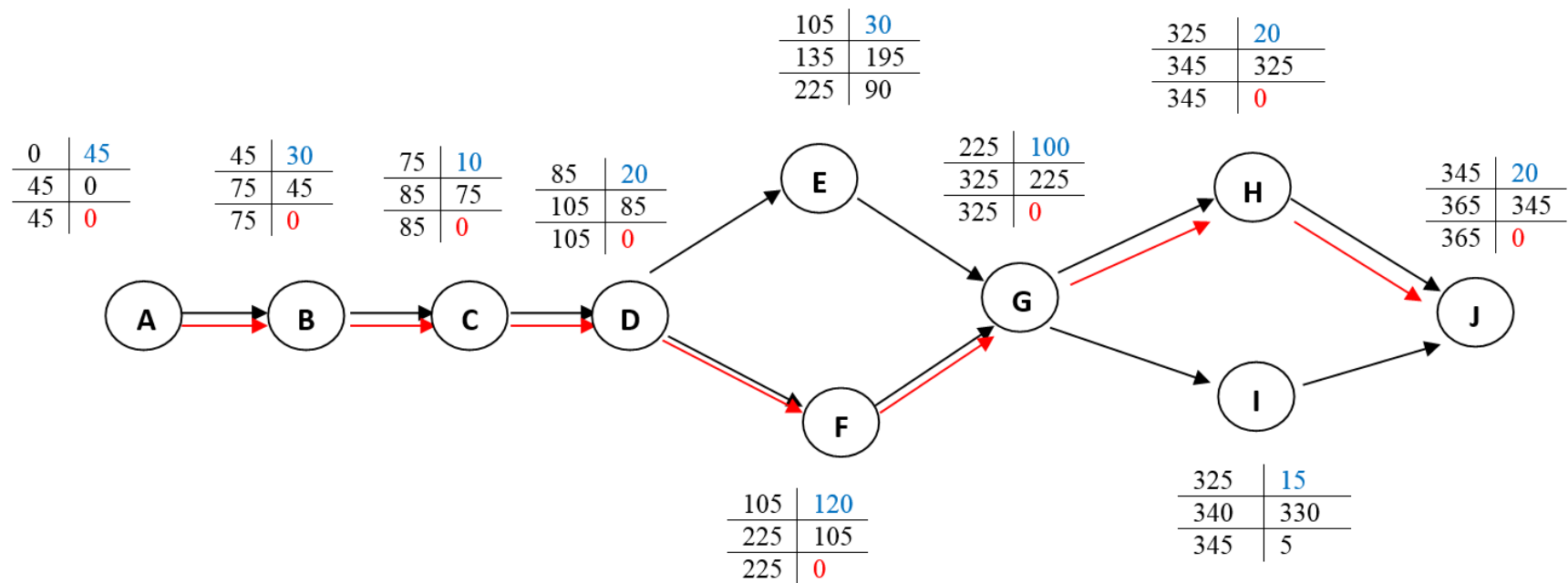


Figure VIII.2 : Réseau de différentes opérations

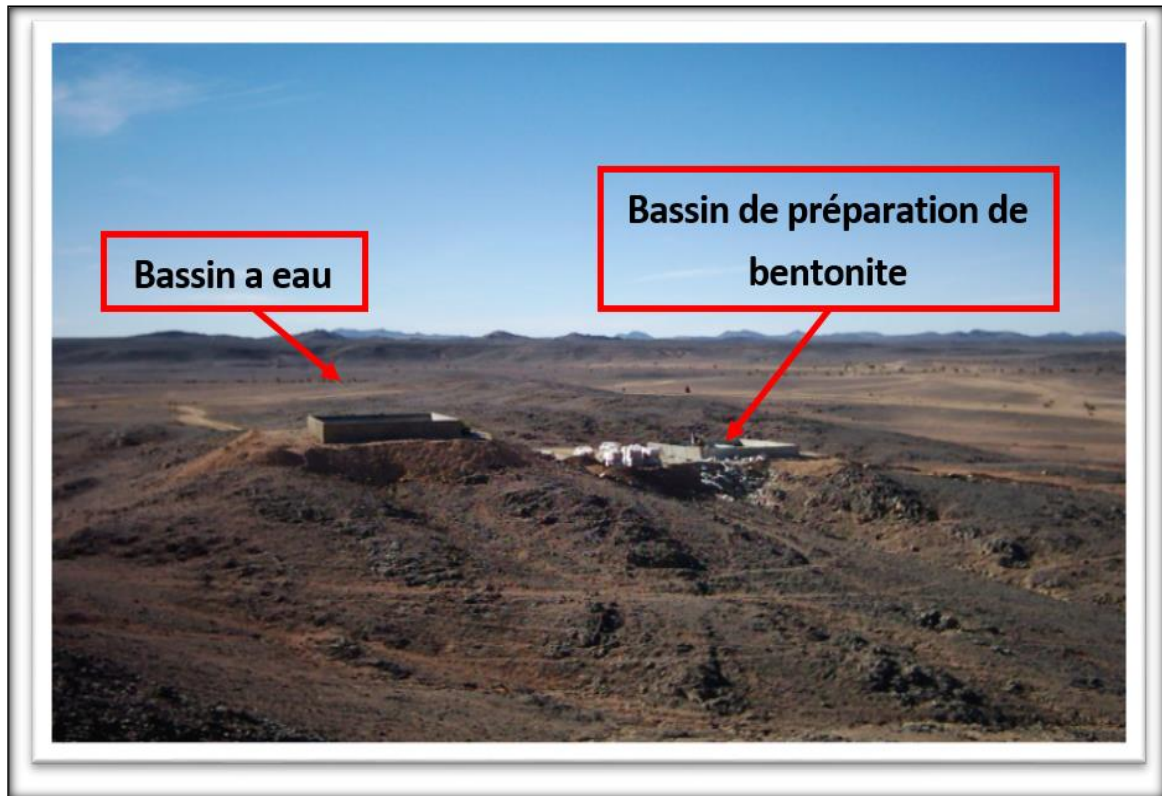


Figure VIII.3 : Emplacements des bassins

VIII.6.5. 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 :



$$DTR = \sum TR = 45 + 30 + 10 + 20 + 120 + 100 + 20 + 20 = 365 \text{ jours.}$$

CHAPITRE VIII

ORGANISATION DE CHANTIER

Tableau VIII.2 : Programme des travaux pour la réalisation de barrage d'Aguenar (Diagramme de GANTT)

| OPÉRATIONS | TEMPS DE RÉALISATION (En Jours) | | | | | | | | | | | | |
|----------------------------------|---------------------------------|----|----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|
| | 30 | 60 | 90 | 120 | 150 | 180 | 210 | 240 | 270 | 300 | 330 | 360 | 390 |
| Installation de chantier | 45 | | | | | | | | | | | | |
| Décapage | | 30 | | | | | | | | | | | |
| Excavation, fouille de murettes | | 10 | | | | | | | | | | | |
| Réalisation de murettes guidées | | | 20 | | | | | | | | | | |
| Excavation de la tranchée | | | | 30 | | | | | | | | | |
| Bétonnage | | | | 120 | | | | | | | | | |
| Forages et injections | | | | | | | | 100 | | | | | |
| Prise d'eau | | | | | | | | | | 20 | | | |
| Excavation pour la clé d'encrage | | | | | | | | | | 15 | | | |
| Travaux de finitions | | | | | | | | | | | 20 | | |

VIII.7. 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 adopté pour différentes quantité d'excavation, de remblais, de ferrailage, de coffrage et de bétonnage.

Tableau VI.3 : Devis estimatif

| TRAVAUX PRELIMINAIRES | | | | | |
|------------------------------|---|----------------|----------|-------------|------------------------------|
| N° | Désignation des travaux | Unité | Quantité | Prix (DA/U) | Montant (10 ³ DA) |
| 1 | Décapage de la couche superficiel | m ² | 5200 | 350 | 1 820 |
| 2 | Excavation de la fouille, terrain meuble | m ³ | 250 | 400 | 100 |
| 3 | Excavation des parties extrêmes | m ³ | 25 | 700 | 17,5 |
| 4 | Fourniture et mise en place du béton dans les parties extrêmes | m ³ | 16 | 8 000 | 128 |
| 5 | Exécution d'un double métré de murette guide | m ³ | 157 | 30 000 | 4710 |
| 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 60 cm d'épaisseur de profondeur inférieure à 20 m | m ³ | 3402 | 800 | 2721,6 |
| 2 | Fourniture et mise en place du béton plastique dans la tranchée (remplissage de la paroi) | m ³ | 2333,52 | 12 000 | 28.002.240 |
| 3 | Décapage de la couche superficielle de béton du mur paroi - moulée sur une profondeur de 0.60 m | m ³ | 90 | 1 000 | 90 |
| FORAGES ET INJECTION | | | | | |
| N° | Désignation des travaux | Unité | Quantité | Prix (DA/U) | Montant (mille DA) |
| 1 | Sondages carottés, Profondeur 7m sous le substratum sain | ml | 185 | 12 000 | 2220 |
| 2 | Forages d'injection profondeur de 07 m sous le substratum sain, chaque 4 m. | ml | 497 | 10 000 | 4970 |
| PRISE D'EAU | | | | | |
| N° | Désignation des travaux | Unité | Quantité | Prix (DA/U) | Montant (mille DA) |
| 1 | Forage d'eau | - | 1 | 500 000 | 500 |

Donc d'après le tableau le montant totale du barrage est : 381.209.740 DA

VIII.8. 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 381 million DA. La durée totale de réalisation du barrage inféro-flux d'Aguenar est une année.

CONCLUSION GENERALE

Au terme de cette étude qui consiste à étude de faisabilité et dimensionnement d'un barrage inféro-flux cas du barrage Aguenar.

En effet, nous avons ressorti après calcul, deux variantes qui ont été retenues et qui s'appuient sur les données structurales d'ordre géologiques et hydrogéologiques, obtenues par les reconnaissances géotechniques au droit des meilleurs sites.

Ces deux variantes sont : barrage à parois moulées et digue en enrochement.

Concernant la première variante Une paroi moulée d'une épaisseur de 0,60 m et d'une longueur totale de 241,2 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 4176,76 m², représentant un volume de béton plastique (coulis de ciment – bentonite) d'environ 2333,52 m³.

Le nombre total des panneaux est de 36 et la profondeur maximale est de 17,20 m.

Pour la deuxième variante une digue à enrochement d'une longueur de 258 m composées de recharges d'un volume de 38585.45 m³ Et de géomembrane d'un volume de 2456.33 m³ et aussi de géotextile d'un volume 1410.74 m³.

Pour éviter toute infiltration, 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 ce faire, il est prévu la réalisation sur toute la longueur de l'ouvrage de 65 trous de forages d'une longueur totale cumulée d'environ 455 ml et des injections de coulis de ciment associé à de la bentonite.

Le volume du réservoir est estimé à 1,2 millions de mètre cube.

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.

Enfin, il faut dire que la réalisation de ce genre d'ouvrage est nécessaire voir même vital pour les citoyens de la région qui a été secouée par un événement tragique où une dizaine de personnes ont périés de soif.

Cependant, la même région a également enregistré des crues destructrices qui ont causées pas mal de dégâts.

Et c'est là tout l'intérêt de l'ouvrage qui consiste à assurer de l'eau dans les endroits les plus hostiles, et protéger ainsi la population de tout risque de crues grâce au stockage.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] Japan Green Resources Agency (2004), Technical Reference for Effective Groundwater Development, Chapter 5 Design March 2004 , p :199-203.
- [2] Japan Green Resources Agency (2004), Technical Reference for Effective Groundwater Development, Chapter 5 Design March 2004 , p :206-210.
- [3] Japan Green Resources Agency (2004), Technical Reference for Effective Groundwater Development, Chapter 5 Design March 2004 , p :212.213.
- [4] Japan Green Resources Agency (2004), Technical Reference for Effective Groundwater Development, Chapter 5 Design March 2004 , p :1213-214.
- [5] Japan Green Resources Agency (2004), Technical Reference for Effective Groundwater Development, Chapter 5 Design March 2004 , p :214-215.
- [6] Japan Green Resources Agency (2004), Technical Reference for Effective Groundwater Development, Chapter 5 Design March 2004 , p :215-218.
- [7] Bouafia A (2010), *Conception et Calcul des Ouvrages Géotechniques* , Balay J (1984), *Recommandations pour le choix des paramètres de calcul des écrans de soutènement par la méthode aux modules de réaction*, Note d'information technique, éditions LCPC, 24 p.
- [8] Bouafia A (2010), *Conception et Calcul des Ouvrages Géotechniques*, Philiponnat G & Hubert B (1999) *Fondations & ouvrages en terre*, éditions Eyrolles, Paris, 547 p.
- [9] Bouafia A (2010), *Conception et Calcul des Ouvrages Géotechniques*, Balay J (1983) *Les méthodes de calcul des écrans de soutènement*, Journées de formation à l'ENPC, 22-25 mars 1983, 52 p.
- [10] Bouafia A (2010), *Conception et Calcul des Ouvrages Géotechniques*, Josseume H (1974) *Méthodes de calcul des rideaux de palplanches-Etude bibliographique*, Bulletin des LPC N°72, pp : 177-212.

- [11] Bouafia A (2010), *Conception et Calcul des Ouvrages Géotechniques*, Moulin J (1987) *Palplanches et ancrages*, Cours de mécanique des sols, Ecole Centrale de Nantes, pp:1-15.
- [12] Bouafia A (2010), *Conception et Calcul des Ouvrages Géotechniques*, Balay J et Harfouche L (1981) *Programme pour le calcul des rideaux et parois de soutènement par la méthode élastoplastique aux modules de réaction*, Rapport de recherche du LCPC, FAER 1-07-01-1, avril 1981.
- [13] Bouafia A (2010), *Conception et Calcul des Ouvrages Géotechniques*, Eurocode-7-*Calcul géotechnique- Partie 1 : Règles générales*, prEN 1997-1, Nov 2004, CEN/TC 250, Comité Européen de Normalisation, 175 p.
- [14] Bouafia A (2010), *Conception et Calcul des Ouvrages Géotechniques*, Cassan M (1978) *Les essais in-situ en mécanique des sols*, Tome II : *Applications et méthodes de calcul*, éditions Eyrolles, Paris, 331 p.
- [15] HAMDINE (2001), Introduction à la géologie de Hoggar.
- [16] CONTRIBUTION de SONATRACH (1998), Carte création LR/GÉOGRAPH, 1994 et CABY, 1987.
- [17] GORN H et AKE N (2002), Grond-water dams for rural-water supplies in developing countries .
- [18] FENLON (1964), Description géologique de la grande Sahara .
- [19] Maurice L (1961), *Géologie de l'AHAGGAR*.
- [20] TOUAÏBIA B (2004), *Manuel pratique d'hydrologie*, Ecole Nationale Supérieure de l'Hydraulique (ENSH), Blida.
- [21] Soukatchoff V.M (2003), *Hydrologie et Hydrogéologie*, Ecole des MINES de Nancy.
- [22] LABORDE J.P (2000), *Eléments d'hydrologie de surface*, Université de Nice - Sophia Antipolis.
- [23] Costet J (1983), *Cours pratique de mécanique des sols 2 : Calcul des ouvrages*, édition Dunod, Paris.

- [24] MIHOUBI. M.K et HASSANE M (2000), *Guide de calculs pratiques des infiltrations sous les ouvrages hydrotechniques (cas sol de fondation non rocheux)*, Ecole Nationale Supérieure de l'Hydraulique, Blida.
- [25] BOUAFIA A (1996), *Mécanique des sols appliquées –Problèmes résolus-, tome 1*, Alger.
- [26] Bouafia A (2010), *Conception et Calcul des Ouvrages Géotechniques*, 175 p. Tab “C
“ P 250
- [27] Bouafia A (2010), *Conception et Calcul des Ouvrages Géotechniques*, 175 p. Tab “7.A
“ P 248
- [28] Mabillot A (1995), *Le forage d'eau*, édition JOHSON FILTRATION SYSTEMS.
- Jean DUBIEF, *Essai sur l'hydrologie superficielle au Sahara, ANRH, Alger.*
 - A.G.C (2008), *Réalisation d'un barrage d'inféro-flux sur l'oued Aguenar, Etude de barrage d'inféro-flux sur l'oued Aguenar mission 2 : Etude topographique.*
 - A.G.C (2008), *Réalisation d'un barrage d'inféro-flux sur l'oued Aguenar, Etude de barrage d'inféro-flux sur l'oued Aguenar mission 3 : Etude de faisabilité.*
 - 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 inféro-flux à Ihelfène (W. Tamanrasset), Rapport technique d'Avant-Projet Détaillé.*
 - DACI K (2012), *Etude d'avant-projet détaillée d'un barrage souterrain cas d'outoul (w. Tamanrasset), Etudiante E.N.S.H Blida.*

Annexe 1 : Tableau de critère de choix de la méthode de construction de mur de coupure

| Article d'étude | Description |
|---------------------------------------|--|
| Dimensions de mur de coupure | L'épaisseur et la perméabilité de paroi sont déterminées par la balance de machine et matériaux de mur. |
| Construction en profondeur | Il est préférable de construire un mur de coupure verticalement pour l'économie et une coupure précis. Un barrage à fleur de terre très profond exige la précision verticale élevée de construction parce que la déviation de la ligne verticale se développe à mesure que la profondeur augmente. En tant que les augmentations de profondeur, les machines de construction reçoivent de plus grandes charges et déclin d'efficacité d'excavation. Par conséquent, machines ayant la capacité supplémentaire devrait être choisi selon la profondeur. |
| Courant et niveau d'eaux souterraines | Le niveau d'eaux souterraines affecte les conditions d'éliminations des sols excavé et les travaux. Si le niveau d'eaux souterraines est bas et la perméabilité du sol est haute, il devient difficile d'éliminer le sol. En outre, les méthodes de construction peuvent être limité parce que l'eau de boue rend les trous dans le mur deviennent instable. |
| Perméabilité du sol débordé | En permettant à l'eau en surplus de déborder du secteur de réservoir au-dessus du mur de coupure, la perméabilité de la terre autour du débordement devrait être maintenue à la construction de mur de coupure. |
| Caractéristiques de sol | Les murs stables des trous sont une condition pour la construction sûre et efficace. Particulièrement pour la méthode de remise en ordre, les murs individu-self-standing des trous sont des choses nécessaires. En outre, la fermeté du sol affecte l'efficacité d'excavation. Si le mur de coupure de qualité dépend du type de terre, le mélange du mur, les matériaux et la méthode de construction peuvent exiger des considérations. C'est particulièrement nécessaire pour la terre non homogène. |
| Environnement Ambiant | Des influences environnementales autour du chantier de construction devraient être considérées. Choisir une méthode appropriée de construction selon les conditions de transport des machines, la stabilité de la terre sur chantier de construction, bruits, vibrations, et pollution de l'eau à la construction. |
| Machines et matériaux | Clarifier comment des machines et les matériaux de construction seront achetés et transportés. Au besoin les machines ou les matériaux ne sont pas disponibles dans le pays, leur transport prendra un coût plus élevé et du temps. |
| Économie | Choisir les méthodes de construction de mur de coupure qui remplissent les conditions ci-dessus et être techniquement faisable. Puis, déterminer une méthode en comparant des coûts. |

Annexe 2 : Tableau de construction de mur de coupure pour des barrages à fleur de terre

| Type | Nom | Contour | Remarques | Mur Épaisseur | Exemple de À fleur de |
|---------------------|------------------------|---|--|--------------------------|---|
| Open-cut | La méthode d' Open-cut | La terre est creusée vers le bas au résultat inférieur du barrage manuellement ou par à l'aide d'une pelle à puissance. le mur est construit avec matériaux imperméables, tels que l'argile, béton, brique, et maçonnerie, et alors la terre est remblayée. | Applicable seulement quand la profondeur de construction est faible. La construction devrait être fait quand le niveau d'eaux souterraines est bas. | Plusieurs mètres | De petite taille à fleur de terre barrages dedans L'Afrique du Nord et sud L'Inde |
| amélioration de Sol | Jointement (injection) | Ciment, argile, ou tout autre durcissement des matériaux sont voyagés en jet des forages par l'air ou l'eau a ultra haute pression pour réduire la perméabilité de sol. | Un sol de gravier rend difficile à commander la gamme d'injection et peut échouer pour recouvrir des secteurs d'injection. Si la profondeur est plus profondément que 50 m, le trou peuvent être pliés et l'exécution de coupure peut avoir lieu abaissé .Pour l'amélioration de l'imperméabilité, travail à haute densité et le contrôle de finissage est nécessaire. | Plusieurs mètres | Kabashima, Tengakuma Sunagawa, Fukusato, Minafuku, et Yonesu |
| | Jointement de gicleur | Liquides ou type de ciment chimique. les matériaux durcissant sont voyagés par le jet de forages en ultra haute pression d'air ou d'eau pour détruire l'organisation de la terre et mélanger ou remplacer le sol avec durcir des matériaux. | Difficile à appliquer à la roche en place. cette méthode peut ne pas s'appliquer à la construction d'un mur sur un sous-sol de gravier. Si le rapport du gravier est 30% ou plus, le trou peut être plié et cause la discontinuité du mur. Les faces arrières du rocher, la pierre et la pierre de galet sont difficiles à améliorer. | 1.0 m à plusieurs mètres | Long he (La Chine) Long kou (La Chine) |

| | | | | | |
|--|--------------------------------|--|---|---------------|------------------------------------|
| construction des matériaux imperméable | Coupure d'un mur mince | Une cannelure étroite est excavée sous la terre en employant une rotatoire excavatrice ou une tronçonneuse excavatrice et caoutchouc ou les feuilles d'acier ou le ciment sont inséré et placé. | Le mur de cannelure devrait se tenir individuellement. les feuilles en caoutchouc devraient être soigneusement considérées. | Plus de 0.2 m | Kikai (essai) |
| | Empilage De Tôle d'acier | Les tôles d'acier continuellement sont conduite avec un vibre-compacteur pour construire un barrage. Si la terre est dure, le jet d'eau est également employé. les feuilles sont engagées solidement et scellé avec des coulis et l'expansion de matériaux de coupure. | Approprié comparativement à un peu profond. profondeur du sol de construction avec 30 ou une plus petite valeur de N. Cette méthode peut être difficile à appliquer à une couche de gravier. À assurer un débordement, creusant vers le bas au couronne de levée ou au sol séparé de drainage les équipements sont nécessaires. | Plus de 0.5 m | Kikai (essai) Senbaru (prévu) |
| Mur Diaphragme À fleur de terre | Seau excavation | Une cannelure est excavée en employant une excavatrice et béton de seau ou l'eau de boue durcissant. les matériaux sont utilisé pour le remplacement. | Exige un mur individu-self-standing de cannelure et ne peut pas être employé pour excaver un lit de roche plus dur que doucement roche. Construction une profondément plus de 100 m peut être possible. | 0.4 à 2.5 m | Jojin, Waita, et Kikai (à l'essai) |
| | excavation Horizontal multiaxe | Une cannelure est creusée en employant deux coupeurs horizontal rotatoire opposé . la boue élimine par l'eau de circulation et remplacé par le béton ou autre durcissement des matériaux. | Exige un mur individu-self-standing de cannelure.Cette méthode ne peut pas être employée pour excaver la roche d'un lit roche dur.La construction plus profondément que 100 m peut être possible.Exige un mur individu-self-standing de cannelure.la technologie de commande de précision a été établi. Si bentonite ne fait pas circuler, travail auxiliaire est nécessaire. Cette méthode a été employée pour le travail des roche en place de plus profondément que 100 M. | 0.3 à 3.2 m | Yonesu (essai) |

| | | | | | |
|--|------------------------------------|---|---|----------------|--|
| | excavation Vertical multiaxe | Une cannelure est excavée par plusieurs utilisation vertical du rotatoire. On élimine la boue par la circulation d'eau et on la remplace par le béton ou tout autre matériau dur. | Basé sur un mur individu-self-standing de cannelure. La technologie de commande de précision a été établi. Si bentonite ne circule pas le travail auxiliaire est nécessaire. Cette méthode a été employée pour le travail plus profondément que 100 M | 0.5 à 1.2 m | Sekkan |
| Méthode de diaphragme Moulé sur place | Large diametre | Une enveloppe inclus un peu de bout est oscillé pour l'excavation. On élimine le sol excavé en employant un gant de marteau. Tandis que l'enveloppe est extraite, le mortier est complété. | Permettant la construction plus profondément que 100m. Cette méthode peut être employée même pour excaver roches et pavés rond. | 0.8 à 1.5 m | Kikai (essai) Yonesu (essai) |
| | Moulé sur place | La terre est mécaniquement excavé et écrasée avec une foreuse à trois axes. Tandis que le sol étant malaxé avec le durcissement des matériaux, un mur continu de ciment de sol est construit. | Technologie transformatrice de la transformation de cavité déjà établi. Cette méthode peut être employé pour excaver jusqu'à environ 70 m profondément. Si la profondeur augmente, trouer le recourbement se produit. Ceci rend nécessaire le travail additionnel pour assurer un | 0.5m | Sunagawa, Fukusato, Kanjin, Yonesu, Giiza, Kikai, Yokatsu, Nakajima, et Kamiko |

Annexe 3 : Tableau de comparaison des méthodes principales de construction de mur de coupure

| | Open-cut | Jointoiment | Empilage de tôle | Mur de diaphragme |
|----------------------------------|--|---|---|---|
| Matériaux de mur | Argile, ciment, et autre. L'optimum de la teneur en eau devrait être déterminé pour compléter la consolidation. | Coulis liquide de ciment durcissement. Le mélange optimum de coulis liquide et l'injection la pression devrait être déterminé selon conditions au sol. | feuilles d'Acier ou dalles de béton | Ciment durcissant des matériaux, ou un mélange de ciment durcissement des matériaux et de la terre composants (ciment de sol).mélange optimum d'un coulis liquide devrait être s'accorder déterminé aux propriétés de l'objet la terre. |
| Résistance de mur | Semi-permanent. Si de l'argile est employé, cependant, le mur devrait être épaissi pour l'empêcher de fendre près cette charge. | Semi-permanent. Si un coulis de basse qualité est employé, cependant, l'altération superficielle par les agents peut rendre mur plus perméable. | Si des tôles d'acier sont employées, pleines mesures contre la corrosion est nécessaire. | Semi-permanent. Pour résister à la pression d'eau, certaine force est nécessaire. |
| Au sol d'objet | La terre non consolidée | La terre non consolidée à roche en place fortement superficielle par les agents. Pour la rendre non consolidé la terre est plus imperméable, le jointoiment de jumeau-twin-pipe peut être nécessaire. | La terre non consolidée principalement de l'argile et du sable. Si la terre est dure, nettoyage au jet ou autre de l'eau les méthodes spéciales sont nécessaire | La terre non consolidée et la roche en place fortement superficielle par les agents. Quelques machines peuvent excaver même roche en place dure. |
| conditions des Eaux souterraines | Travail au-dessous de niveau d'eaux souterraines exige le drainage. L'addition de la pente d'excavation rendre le travail instable et ifficile. | Si la vitesse d'écoulement des eaux souterraines est particulièrement haut, le coulis liquide peut couler loin pour rendre la coupure difficile. | Aucunes influences de special sous des eaux souterraines. | Si la vitesse des eaux souterraines est spécialement haut, l'excavation d'eau et durcissement de boue les matériaux peuvent couler loin et rendre le travail difficile. |
| Profondeur | profondeur Non plus que plusieurs dizaines de mètres. Une augmentation de profondeur abaisse L'exactitude de imperméabilité et crée un conomique inconvéniént. | Habituellement approprié à construction dans environ 40 m profondément. Si la profondeur est plus grand, le trou se pliant peut se produire, qui abaisserait exactitude d'imperméabilité. | Approprié à construction à profondeur, bien qu'elle a été utilisé pour la construction jusqu'à environ 40 m de profondeur | Disponible pour la construction plus profonde que 100 M.. Si la profondeur augmente, le recourbement de trou peut se produire et le mur peut ne pas être continu. |

| | | | | |
|--|---|--|---|---|
| Exactitude de mperméabilité | En utilisant l'argile, béton, ou autre imperméable matériaux comme mur les matériaux assure l'imperméabilité. | Subordonné à d'autres méthodes dedans exactitude d'imperméabilité. La limite de l'amélioration l'imperméabilité n'est pas plus que dans l'ordre de 10-5 cm/s. Pour une imperméabilité plus élevée, il est nécessaire non seulement de supprimer le trou se pliant mais augmenter également le trou d'injection rangées et pour épaisir le mur. | Les feuilles sont imperméable mais leur les joints exigent asséchage. | Ciment durcissant des matériaux peut être employé comme matériaux de mur à fixer l'imperméabilité élevée. Si le recourbement de trou se produit à l'excavation et la continuité de mur ne peut pas être le travail fixé et additionnel est nécessaire. |
| Construction de section de débordement | Remblai avec matériaux pervious assure le travail précis. | Le jointoiment de chapeau est nécessaire pour empêcher la fuite de coulis au section de débordement. | Il est difficile de fixer une section de débordement. Par conséquent, un yard de travail devrait être préparé après le Creusement à remblayer la terre avec les matériaux pervious ou drainage séparé les équipements devraient être construit. | Une section de débordement peut être fixé par la conception de la méthode de construction. Si le mur de cannelure du débordement la section individu-ne se tient pas, cependant, un yard de travail devrait être préparé après le creusement à rembler la terre avec les matériaux, ou drainage séparé des équipements devraient être construits. |
| Excavation des machines | Aucune excavation spéciale des machines sont nécessaire. La puissance Humain ou l'usage universel des machines d'excavation être suffisant. | Aléseuses et les usines d'injection sont nécessaires mais les balances de machine sont comparativement petit. | Un vibro hammer et autre consacré les machines sont nécessaires mais les balances de machine être plus petit que ceux pour le mur de diaphragme méthode. | La Machines d'excavation Est nécessaire. Ces machines sont souvent grand, et transport et se réunir est coûteux et long. |

| | | | | |
|---------------------------|--|---|---|--|
| équipements Provisoire | Un secteur est nécessaire pour stocker le sol en surplus après excavation. | Provisoire à grande échelle les équipements sont nécessaires seulement si la pente est raide. | Une cour stable de travail est nécessaire pour assurer la stabilité de machine. | Depuis la commande de position et stabilité de l'excavation les machines affectent la précision de excavation, le yard de travail compris le mur de cannelure devoir être stable. Les équipements provisoires sont comparativement a travaux à grande échelle |
| Travailler la balance | Approprié au travail de petite taille | Arbitraire | Arbitraire | Approprié au travail à grande échelle |

Annexe 4 : Tableau d'exemples des barrages souterrains sont déjà réaliser dans le monde.

| Nom de barrage | Endroit | Longueur (m) | Largeur (m) | Le fond Altitude (m) | Total Réservoir (m3) | Année | Méthode principale | Couche aquifère | Sous-sol Géologie |
|----------------|----------|--------------|-------------|----------------------|----------------------|-------|---|----------------------------|----------------------------------|
| Kabashima | Le Japon | 74 | 3.0 | -22 | 20.000 | 1974 | Jointoiment d'étape Jumeau-Twin-pipe jointoiment | Alluvial couche de gravier | Métamorphique roche |
| Tsunegami | Le Japon | 204 | 0.5 | -22 | 73.000 | 1983 | Seau excavation | Alluvial couche de gravier | Métamorphique roche |
| Miko | Le Japon | 196 | 0.5 | -37 | 23.000 | 1996 | Moulé sur place profondément se mélangeant | Alluvial couche de gravier | Superficiel par les agents roche |
| Nakajima | Le Japon | 88 | 0.5 | -23 | 22.200 | 1992 | Moulé sur place profondément se mélangeant | Alluvial couche de gravier | Tertiaire volcanique roche |
| Komesu | Le Japon | 2.432 | 0.5 | -65 | 3.457.000 | 2003 | Moulé sur place profondément se mélangeant Jointoiment d'étape | Pierre à chaux | Tertiaire schiste |
| Senbaru | Le Japon | 550 | 0.55 | -12 | 240.000 | 2003 | Pile de tôle d'acier | Alluvial couche de gravier | Crétacé schiste |
| Tengakuma | Le Japon | 129 | 3.0 | 153 | 17.500 | 1988 | Jumeau-Twin-pipe jointoiment (partiellement étape jointoiment) | Alluvial couche de gravier | Granit |
| Waita | Le Japon | 105 | 0.5 | -7 | 12.000 | 1992 | Seau excavation | Alluvial couche de gravier | Crétacé volcanique |

| | | | | | | | | | |
|----------|----------|-------|------|-----|------------|------|---|----------------|----------------------------|
| Minafuku | Le Japon | 500 | 5.0 | 14 | 700.000 | 1979 | Jointoiment d'étape | Pierre à chaux | Tertiaire schiste |
| Sunagawa | Le Japon | 1.677 | 0.5 | -19 | 9.500.000 | 1993 | Moulé sur place profondément se mélangeant Jointoiment d'étape | Pierre à chaux | Tertiaire schiste |
| Fukusato | Le Japon | 2.908 | 0.5 | 19 | 10.500.000 | 1998 | Moulé sur place profondément se mélangeant Jointoiment d'étape | Pierre à chaux | Tertiaire schiste |
| Kikai | le Japon | 2.280 | 0.5 | -14 | 1.800.000 | 1999 | Moulé sur place profondément se mélangeant | Pierre à chaux | Tertiaire schiste |
| Giiza | Le Japon | 969 | 0.5 | -25 | 390.000 | 2001 | Moulé sur place profondément se mélangeant | Pierre à chaux | Tertiaire schiste |
| Yokatsu | Le Japon | 705 | 0.5 | -42 | 3.963.000 | 2003 | Moulé sur place profondément se mélangeant | Pierre à chaux | Tertiaire schiste |
| Kanjin | Le Japon | 1.088 | 0.5 | -26 | 1.580.000 | 1999 | Moulé sur place profondément se mélangeant | Pierre à chaux | Tertiaire volcanique roche |
| Sekkan | Taiwan | 820 | 0.55 | -15 | 1.277.000 | 1986 | Vertical multiaxe excavation | Chaux<grès | Volcanique roche |
| Long kou | La Chine | 6.000 | | | 53.590.000 | 1994 | Coulis de gicleur | | |

| | | | | | | | | | |
|-------------------|-------------|-------|-----|-----|-----------|------|--------------------------|----------------------------------|------------------------------------|
| Longtemps il | La Chine | 6520 | 0.4 | | 640.000 | 2003 | Coulis de gicleur | Quaternaire couche de gravier | |
| Bu jian de San | La Chine | 1.200 | 0.4 | -23 | 6.142.000 | 1996 | Coulis de gicleur | Quaternaire couche de gravier | Jurassique volcanique pierre |
| Diplo | Philippines | 188 | 0.8 | 162 | | 1995 | Open-cut (béton armé) | Alluvial couche de gravier | Volcanique roche |
| Principal | Philippines | 207 | 0.8 | 105 | | 1995 | Open-cut (béton armé) | Alluvial couche de gravier | Volcanique roche |

Annexe 5 : Tableau des puits d'eau potable don la wilaya de Tamnrasset

| Communes | Puits réalisés | | | En cours de réalisation |
|-------------------|----------------|-----------------|---------------------|-------------------------|
| | Eaux potable | Eaux exploitées | Eaux non exploitées | |
| Tamnrasset | 88 | 27 | 61 | |
| In Salah | 14 | 12 | 02 | |
| Foggaret Ezzaouia | 03 | 03 | 00 | 01 |
| In Ghar | 03 | 02 | 01 | |
| In Gazzam | 02 | 02 | 00 | 01 |
| In Amgule | 21 | 11 | 10 | |
| Abalassa | 03 | 02 | 01 | |
| Tazrouk | 05 | 02 | 03 | 01 |
| Adles | 13 | 06 | 07 | |
| Tin Zaouatine | 03 | 03 | 00 | |
| Total | 155 | 70 | 85 | 03 |

Remarque :

La non exploitation actuelle de certains puits est causé par l'arrêt des forages qui alimenté jadis la ville de Tamenrasset a partir des chams AIN AMGUEL, TEET, O'TOUL TAMENRASSET et ce après la réalisation du projet du méga transfert d'eau portable reliant Ain Salah a Tamenrasset.

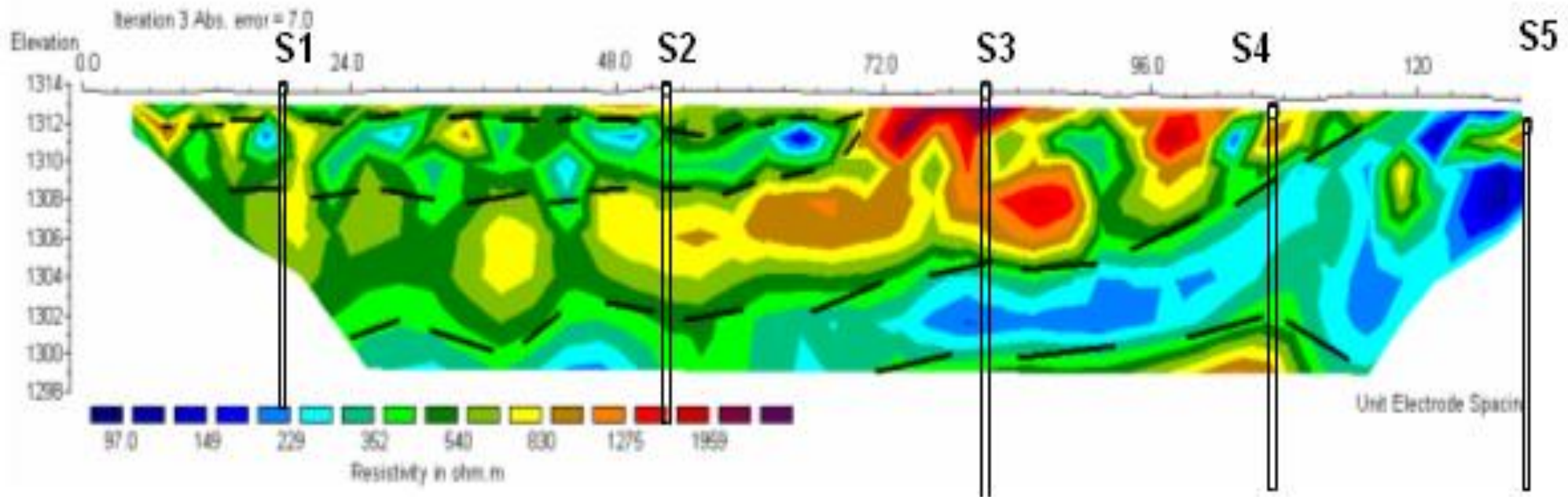


LABORATOIRE DES TRAVAUX PUBLICS-SUD

ESSAI GEOPHYSIQUE

Projet : barrage infero-flux sur oued Aguenar

Profil : I



Modèle 2D de résistivité au niveau **du profil I**

*Annexe 6 : Modèle 2D de résistivité au niveau **du profil I***

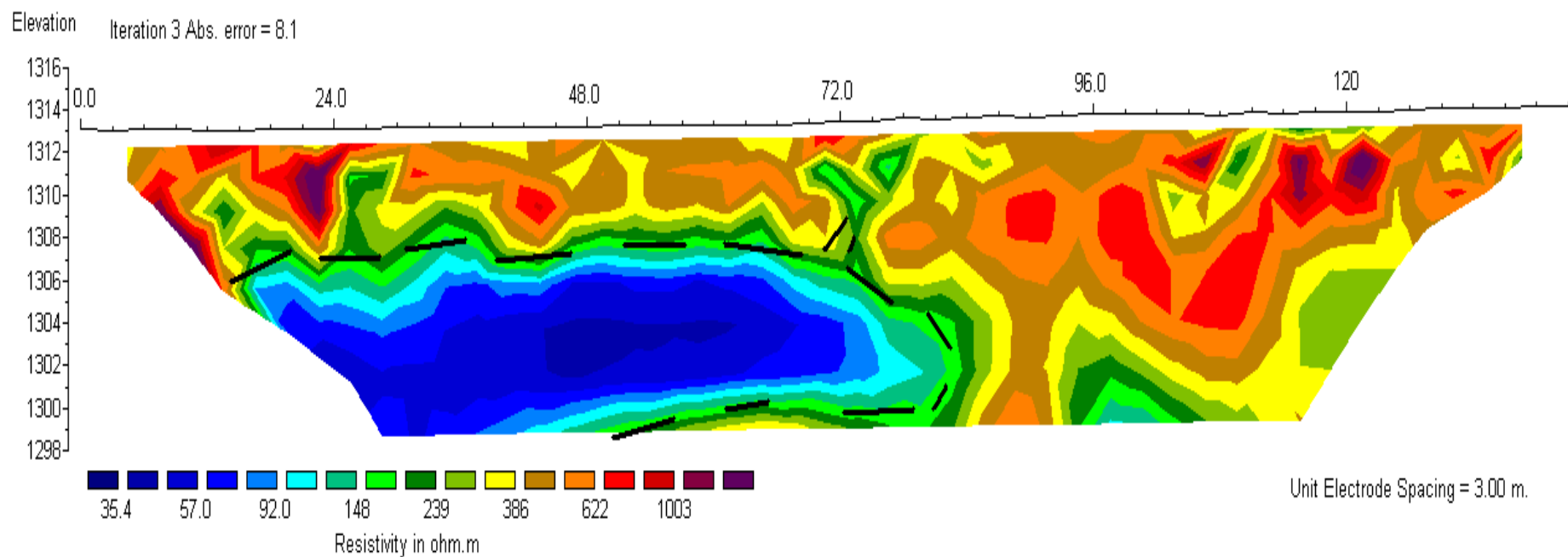


LABORATOIRE DES TRAVAUX PUBLICS-SUD

ESSAI GEOPHYSIQUE

Projet : barrage infero-flux sur oued Aguenar

Profil : II



Modèle 2D de résistivité au niveau **du profil II**

*Annexe 7 : Modèle 2D de résistivité au niveau **du profil II***

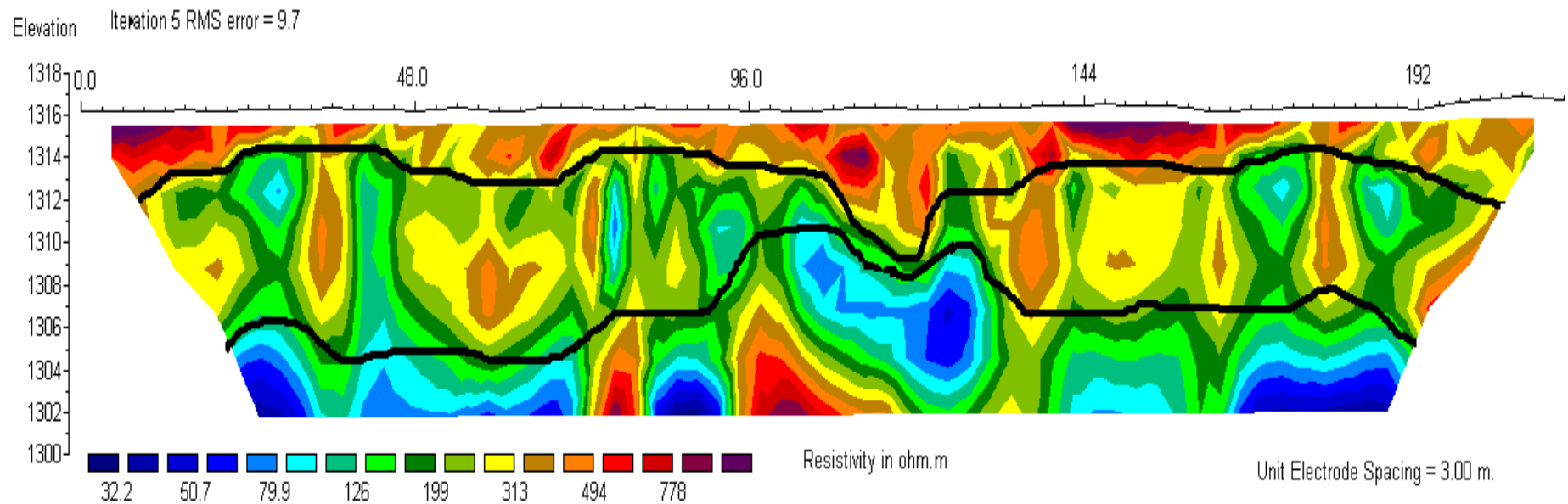


LABORATOIRE DES TRAVAUX PUBLICS-SUD

ESSAI GEOPHYSIQUE

Projet : barrage infero-flux sur oued Aguenar



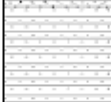



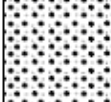


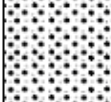

Profil : III



Modèle 2D de résistivité au niveau **du profil III**

Annexe 8 : Modèle 2D de résistivité au niveau du profil III

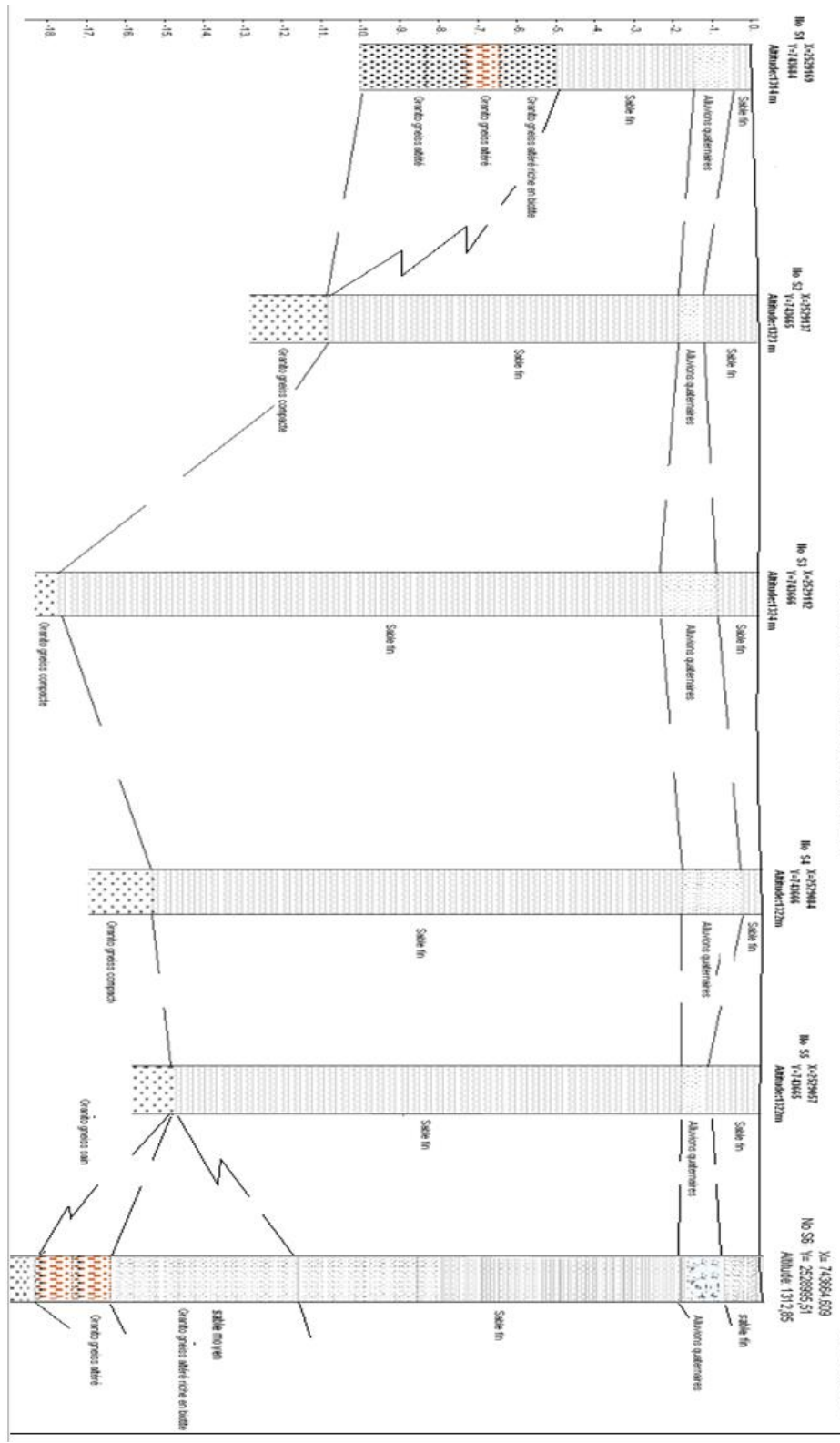
Annexe 9 : Log de sondage S1.

| LOG DE SONDAGE | | | | | | | | | |
|-----------------------------------|-------|-----------|---|--------------------|-------|-------|-------|--------|--|
| Projet Oued AGUENAR - TAMANRASSET | | | | | | | | | |
| No S1 | | | | | | | | | |
| Localisation Oued AGUENAR | | | | | | | | | |
| Profondeur 10 | | | | | | | | | |
| X= 2529169 | | Y= 743684 | | Z= Altitude:1314 m | | Date | | | |
| Hm | Recup | NS | Lithologie | Ech | mon ? | nom ? | nom ? | Tubage | Description des couches |
| -0. | | |  | | | | | | Sable fin |
| -1. | | |  | | | | | | Alluvions quaternaires |
| -2. | | |  | | | | | | Sable fin |
| -3. | 100% | |  | | | | | | |
| -4. | | |  | | | | | | |
| -5. | | |  | | | | | | Granito gneiss altéré riche en biotite |
| -6. | 98% | |  | | | | | | Granito gneiss altéré |
| -7. | | |  | | | | | | Granito gneiss altéré |
| -8. | 100% | |  | | | | | | Granito gneiss altéré |
| -9. | | |  | | | | | | |
| -10. | | V |  | | | | | | |

ROTE DROITE NO

CORRELATION LOGIQUE ENTRE LES FORMES S1 S2 S3 S4 S5 LE LONG DU PROFIL DE
L'IMPASSEMENT DE LA BARRIÈRE ET L'INTERVALLE DE VIDE ABAISSÉ

ROTE GAUCHE SE



Annexe 15 : Profil géotechnique dans l'axe de la digue.



LABORATOIRE DES TRAVAUX PUBLICS-SUD

ESSAI PENETRATION DYNAMIQUE

Projet : barrage inféro-flux sur oued Aguenar

Point n° 01



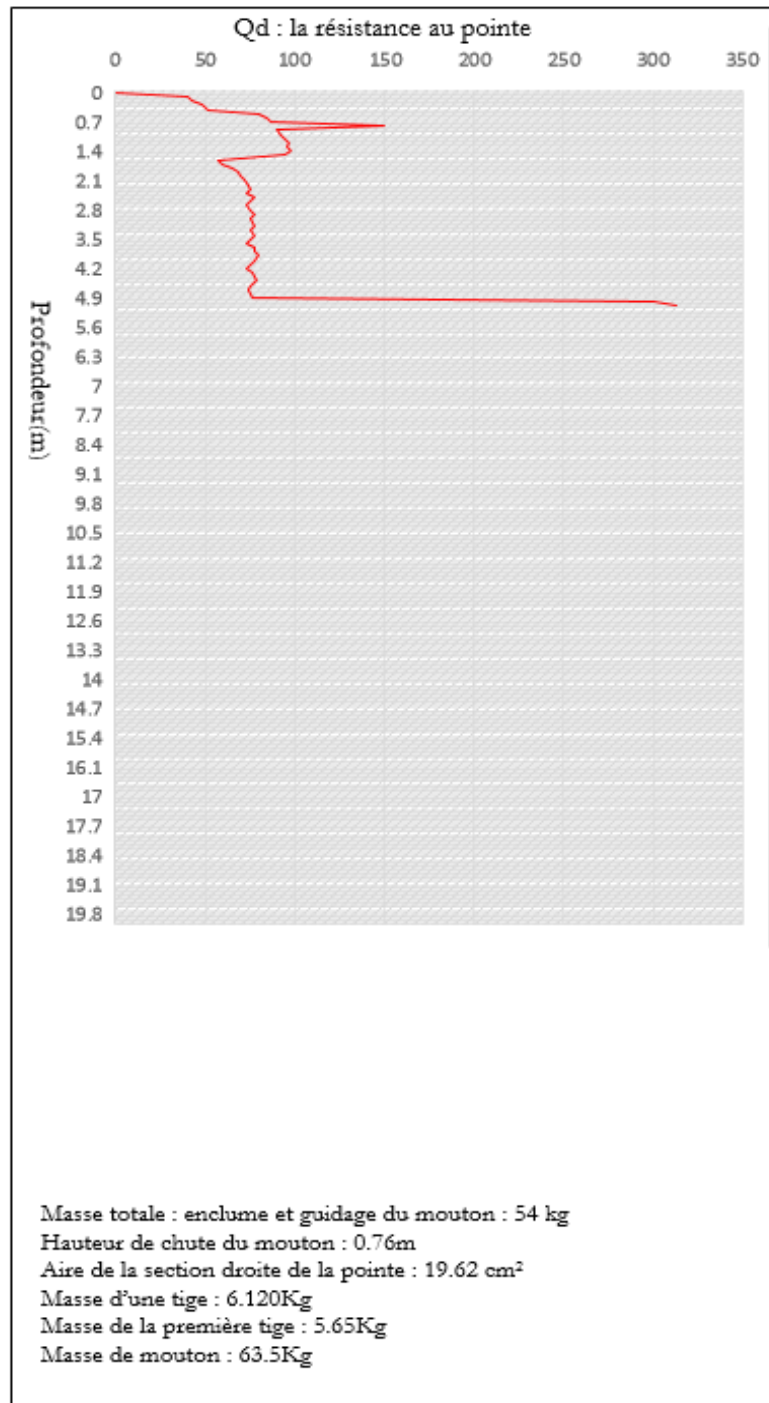
Date:

Coordonnées :

X = 2529252

Y = 743675

Z = 1310m



Annexe 16 : Profils de l'essai DPT 1



LABORATOIRE DES TRAVAUX PUBLICS-SUD
ESSAI PENETRATION DYNAMIQUE
Projet : barrage inféro-flux sur oued Aguenar
Point n° 02

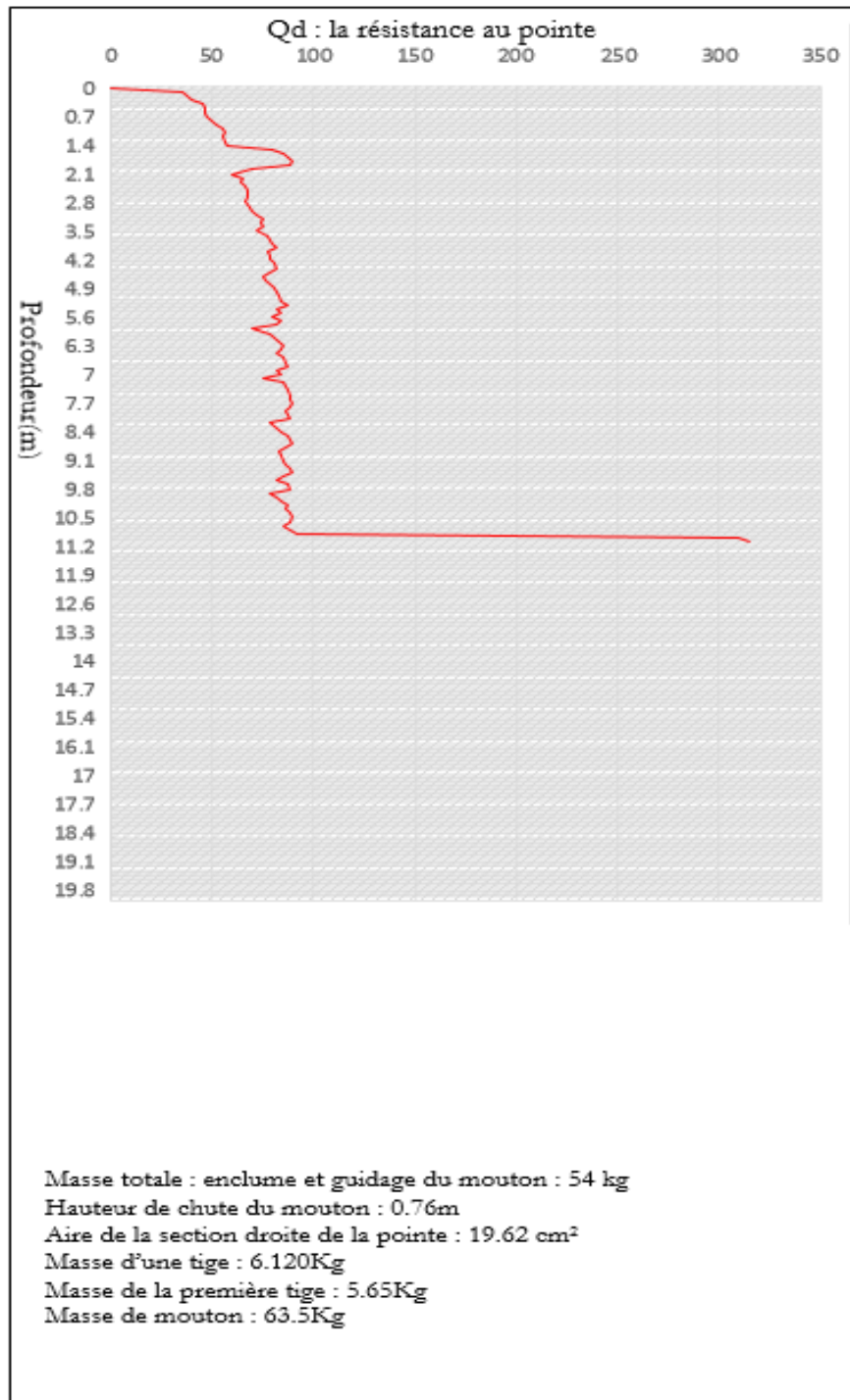


Date :

Coordonnées : X = 2529170

Y = 743660

Z = 1327m





LABORATOIRE DES TRAVAUX PUBLICS-SUD
ESSAI PENETRATION DYNAMIQUE
Projet : barrage inféro-flux sur oued Aguenar
Point n° 03

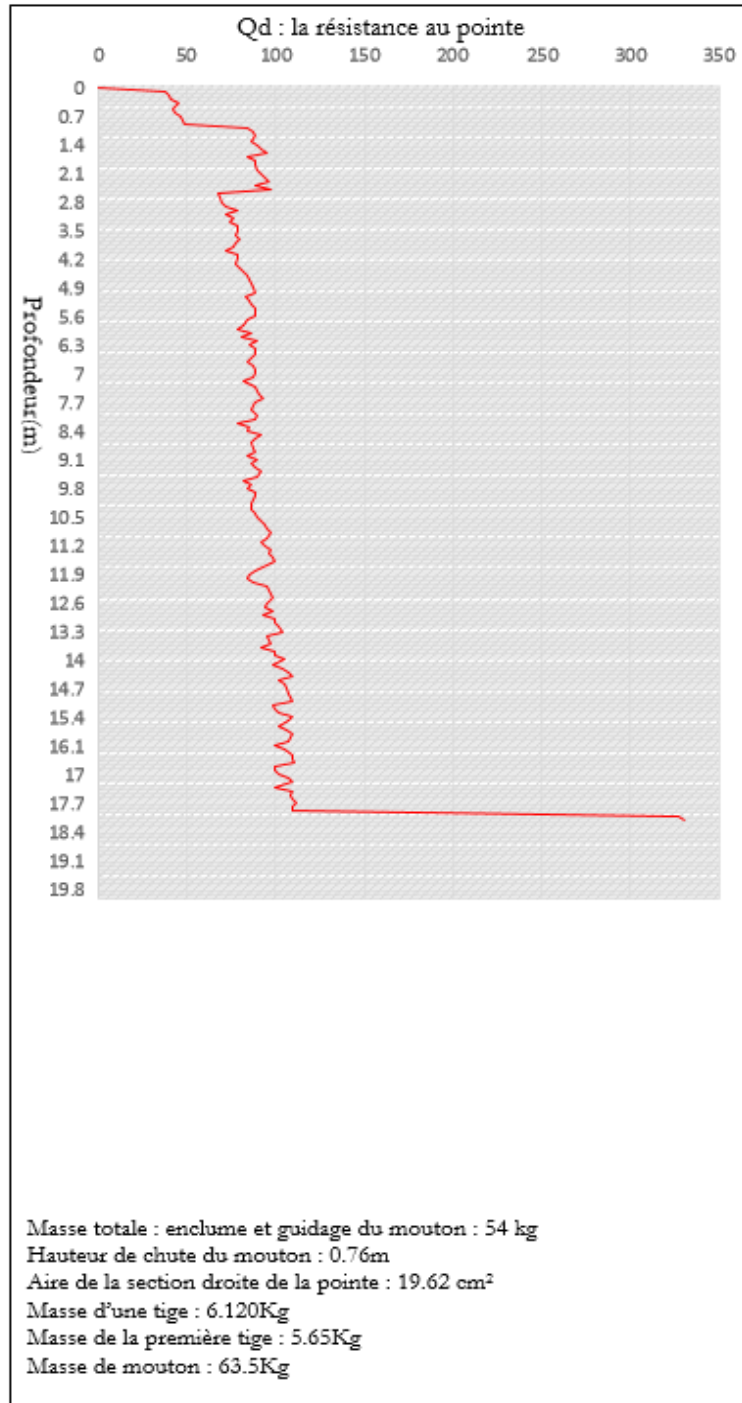


Date :

Coordonnées : X = 2529105

Y= 743682

Z= 1315m



Annexe 18 : Profils de l'essai DPT 3



LABORATOIRE DES TRAVAUX PUBLICS-SUD

ESSAI PENETRATION DYNAMIQUE

Projet : barrage inféro-flux sur oued Aguenar

Point n° 04

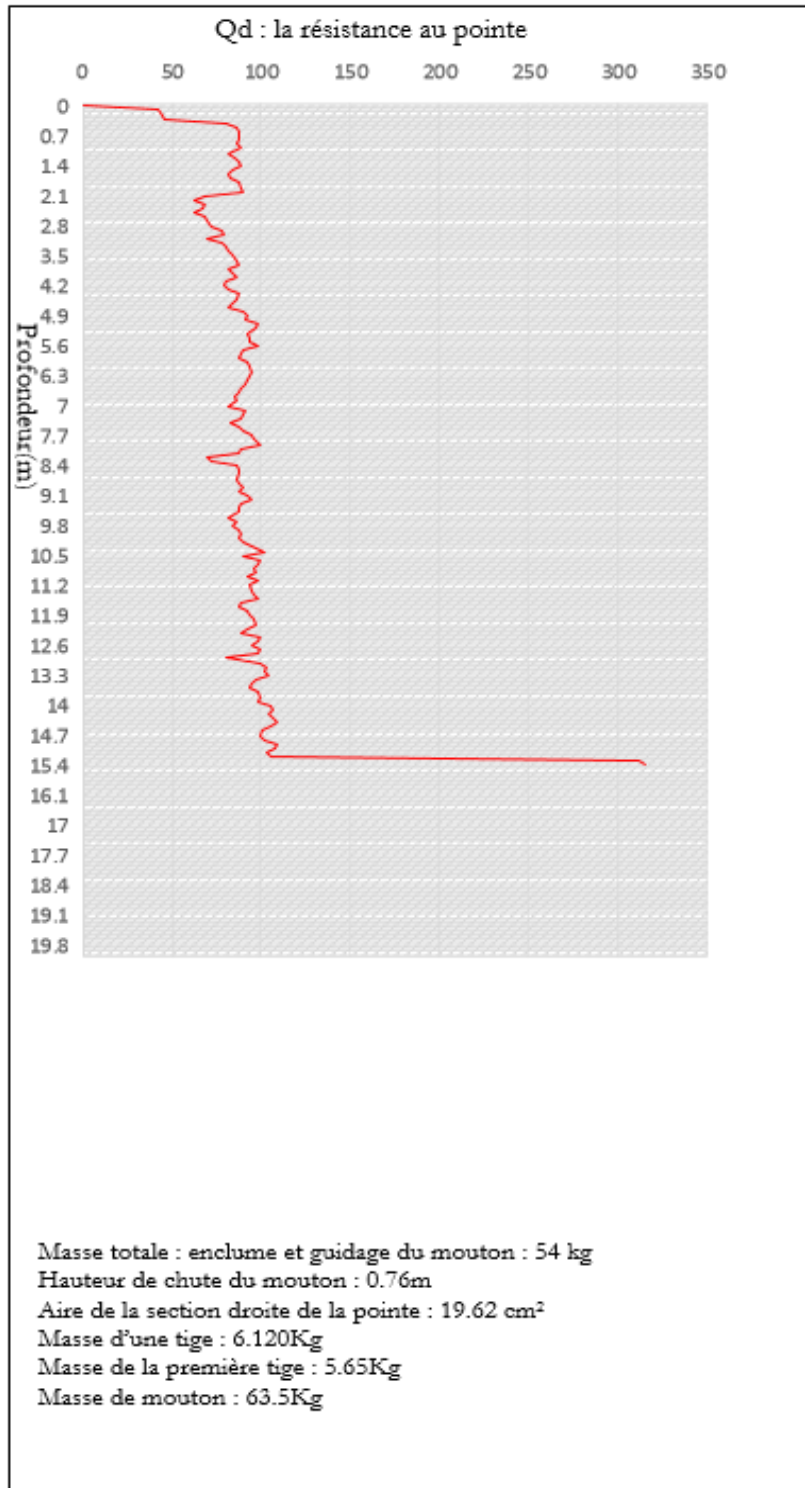


Date :

Coordonnées : X = 2529623

Y = 743659

Z = 1324m



Annexe 19 : Profils de l'essai DPT 4



LABORATOIRE DES TRAVAUX PUBLICS-SUD

ESSAIS DE LUGEON



Projet : barrage inféro-flux sur oued Aguenar

Date :

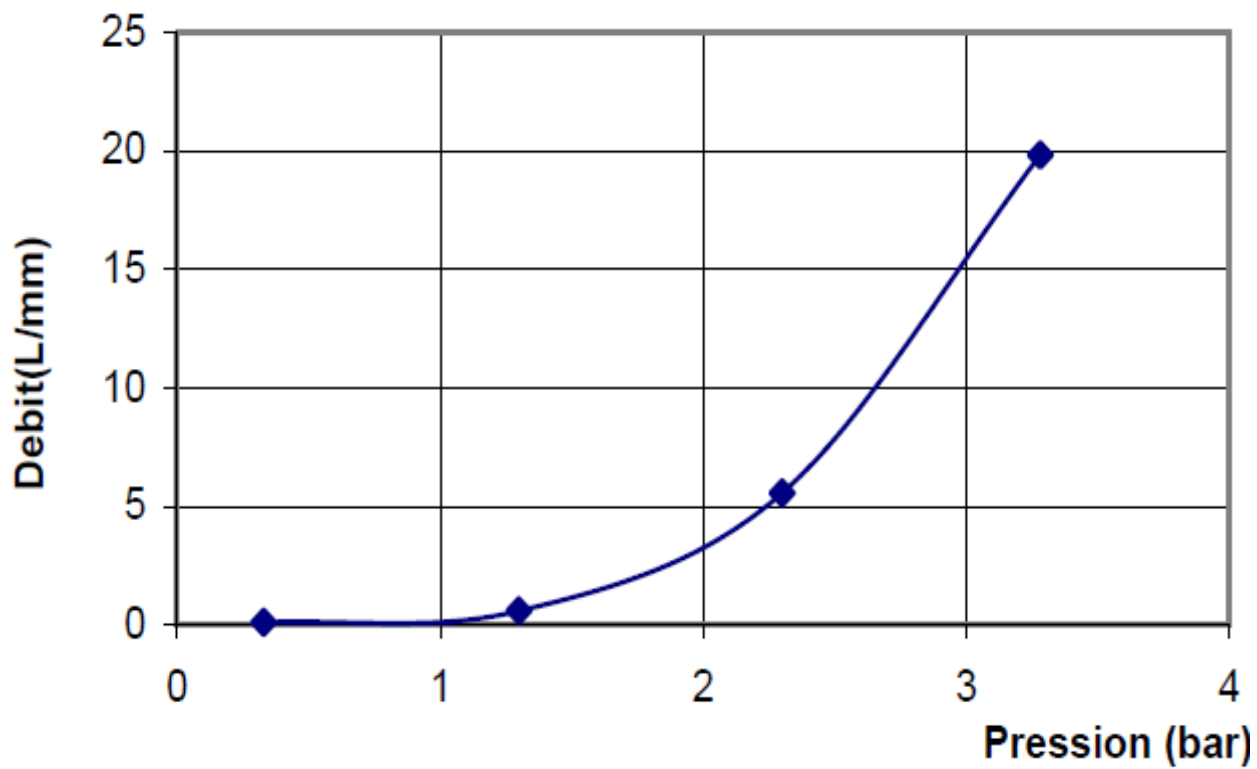
Sondage n° : S01

Profondeur 4-5 m

Niveau statique avant l'essai : 1.5m

Niveau statique avant l'essai : 1.32m

SONDAGE S1



Annexe 20 : Résultat de l'essai Lugeon dans le Sondage S1.



LABORATOIRE DES TRAVAUX PUBLICS-SUD

ESSAIS DE LUGEON



Projet : barrage infero-flux sur oued Aguenar

Date :

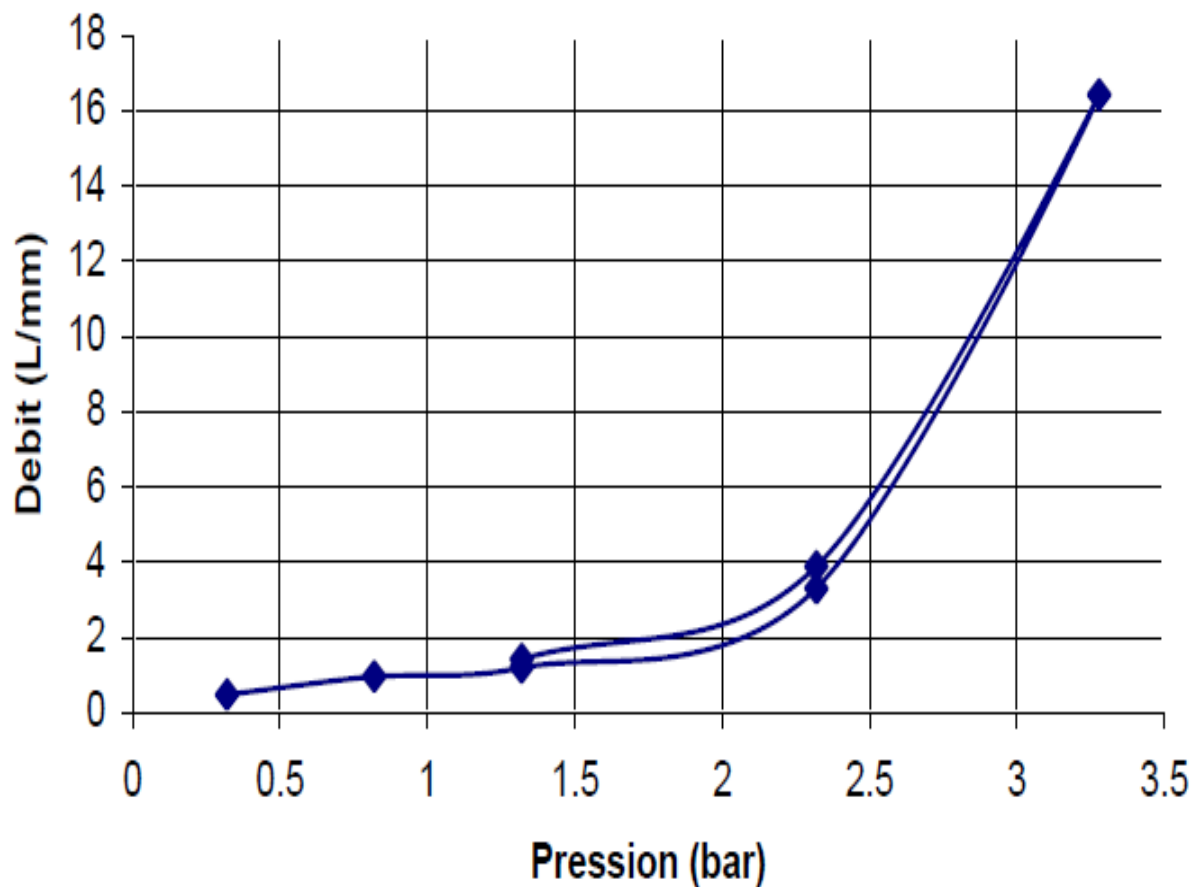
Sondage n° : S03

Profondeur : 16-17 m

Niveau statique avant l'essai : 1m

Niveau statique avant l'essai : 0.84m

SONDAGE S3



Annexe 21 : Résultat de l'essai Lugeon dans le Sondage S3.



LABORATOIRE DES TRAVAUX PUBLICS-SUD

ESSAIS DE LUGEON



Projet : barrage infero-flux sur oued Aguenar

Date :

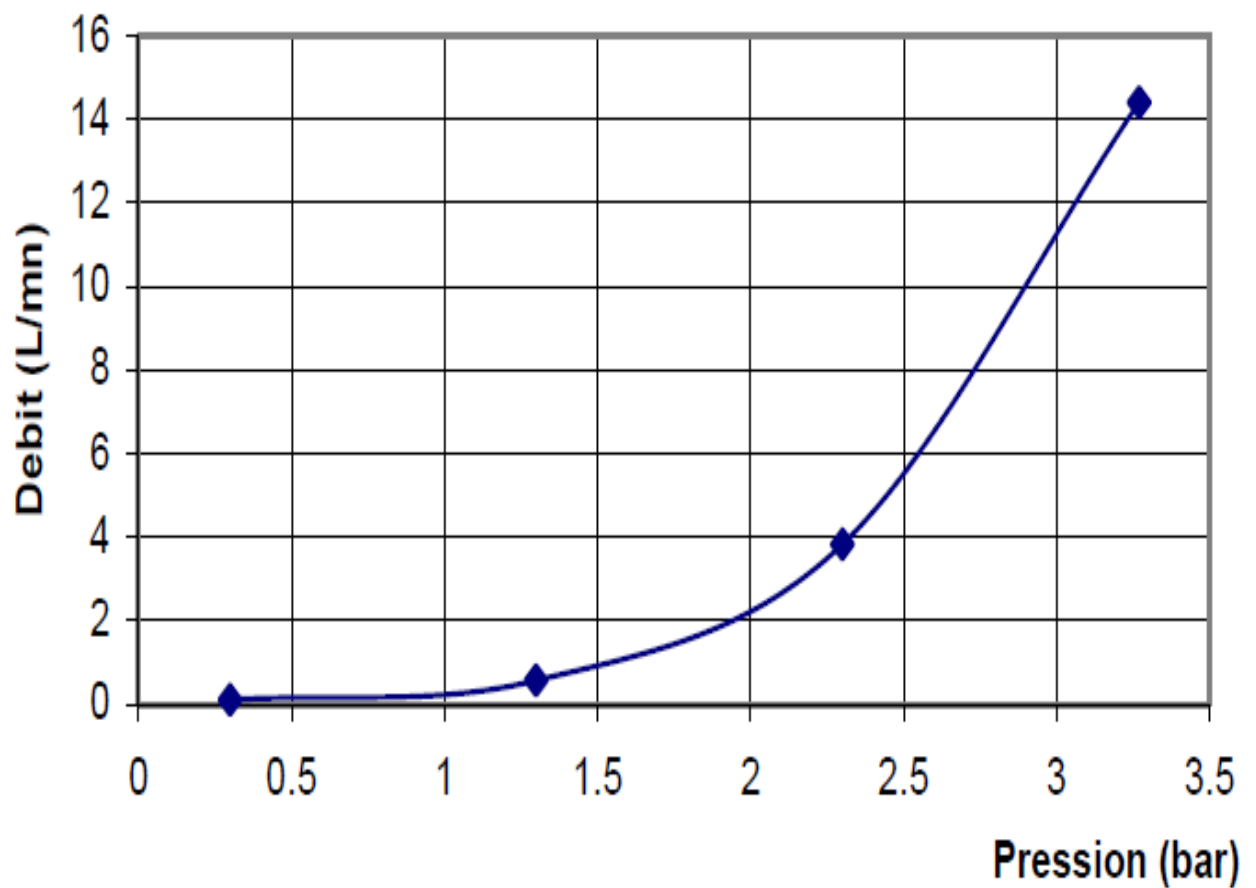
Sondage n° : S06

Profondeur : 17-18 m

Niveau statique avant l'essai : 1.4m

Niveau statique avant l'essai : 1.28m

SONDAGE S6



Annexe 22 : Résultat de l'essai Lugeon dans le Sondage S6.

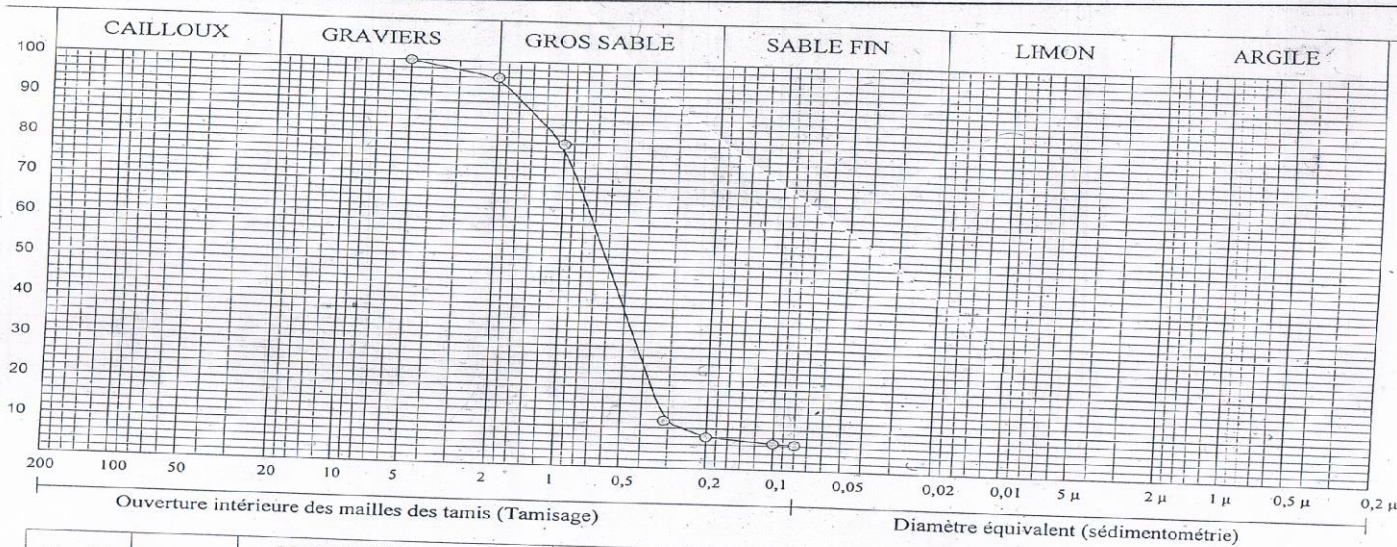


LABORATOIRE DES TRAVAUX PUBLICS-SUD

ANALYSE GRANULOMETRIQUE

Projet : barrage infero-flux sur oued Aguenar

Ech 01 : 2.10 - 2.50 m



| Echantillon | < 80 μ (%) | LIMITES D'ATTERBERG | | | Classifical ^o | D ₆₀ (mm) | D ₃₀ (mm) | D ₁₀ (mm) | Cc | Cu |
|-------------|------------|---------------------|---------|---------|--------------------------|----------------------|----------------------|----------------------|------------------|----|
| | | W.L (%) | W.P (%) | L.P (%) | | | | | | |
| Ech 1 | 6,26 % | % | % | 0 % | SA-Sm | 0,714 | 16370,493 | 0,257 | 1494137244,82,78 | |
| | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | | |

Annexe 23 : Courbe granula enchantions 01 profondeur (2,10-2,50)m

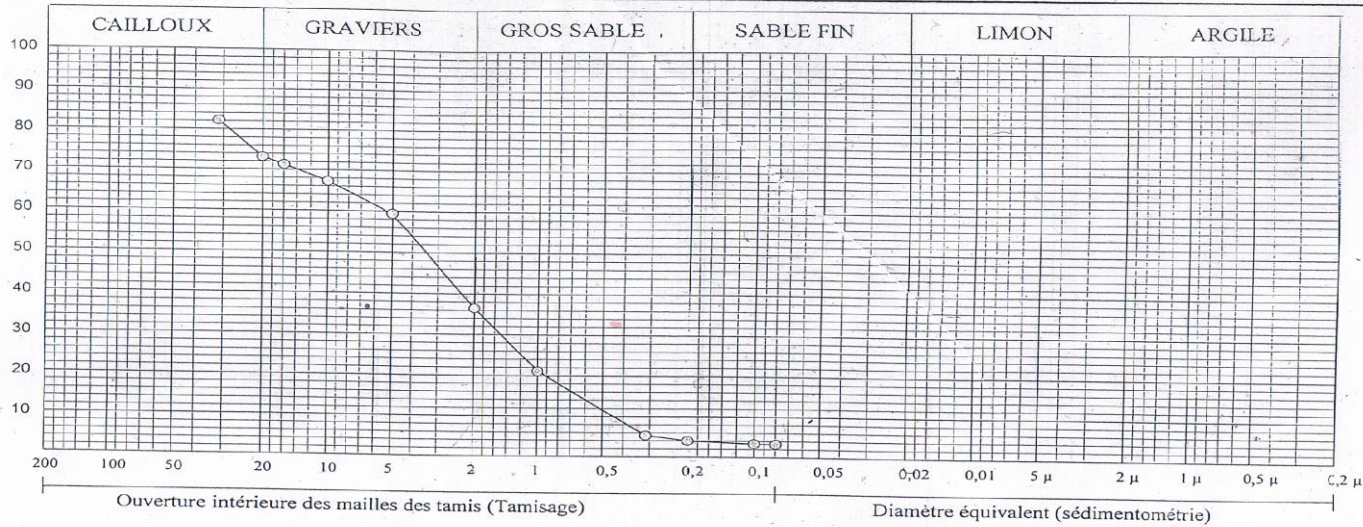


LABORATOIRE DES TRAVAUX PUBLICS-SUD

ANALYSE GRANULOMETRIQUE

Projet : barrage infero-flux sur oued Aguenar

Ech 02 : 3.40 – 3.60 m



| Echantillon | < 80 μ (%) | LIMITES D'ATTERBERG | | | Classificat° | D60 (mm) | D30 (mm) | D10 (mm) | Cc | Cu |
|-------------|------------|---------------------|---------|---------|--------------|----------|----------|----------|------|-------|
| | | W.L (%) | W.P (%) | I.P (%) | | | | | | |
| Ech 3 | 3,23 % | % | % | 0 % | Gm | 5,275 | 1,494 | 0,444 | 0,93 | 11,87 |
| | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | | |

Annexe 24 : Courbe granula enchantions 02 profondeur (3,40-3,60)m

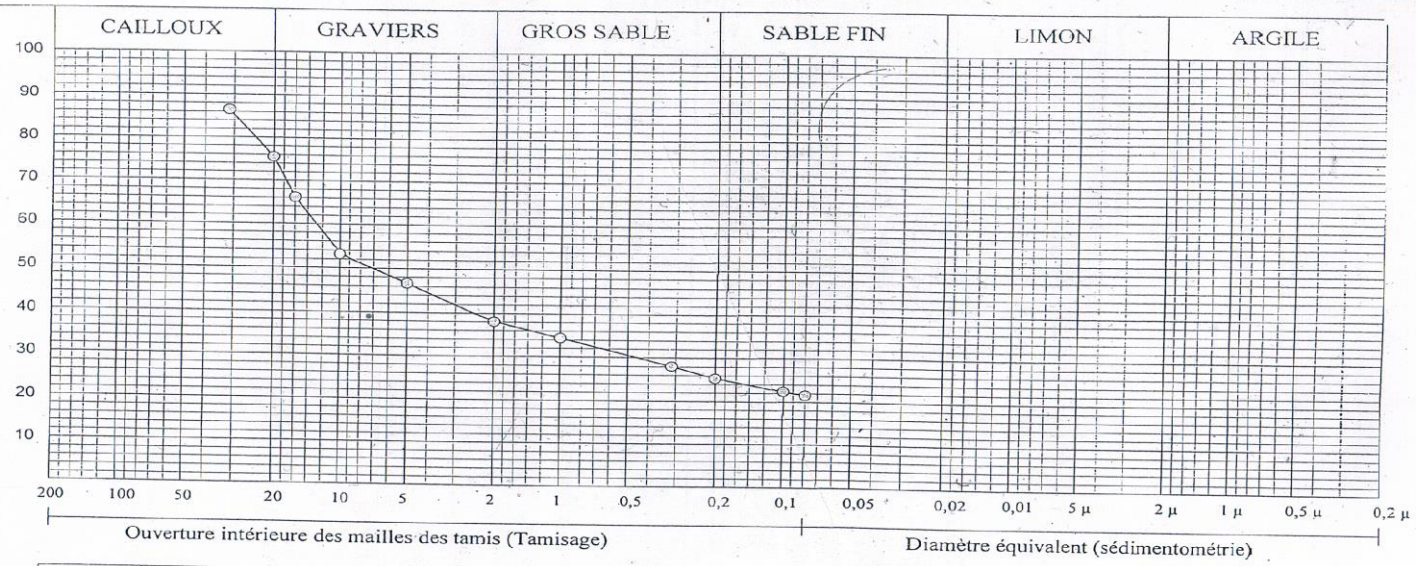


LABORATOIRE DES TRAVAUX PUBLICS-SUD

ANALYSE GRANULOMETRIQUE

Projet : barrage infero-flux sur oued Aguenar

Ech 03 : 6.65 - 6.85 m



| Echantillon | < 80 μ (%) | LIMITES D'ATTERBERG | | | Classificat° | D60 (mm) | D30 (mm) | D10 (mm) | Cc | Cu |
|-------------|------------|---------------------|---------|---------|--------------|----------|----------|----------|----|----|
| | | W.L (%) | W.P (%) | I.P (%) | | | | | | |
| Ech 2 | 21,55 % | % | % | 0 % | GA | 2,817 | 0,451 | | | |
| | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | | |

Annexe 25 : Courbe granula enchantions 03 profondeur (6,65-6,85)m

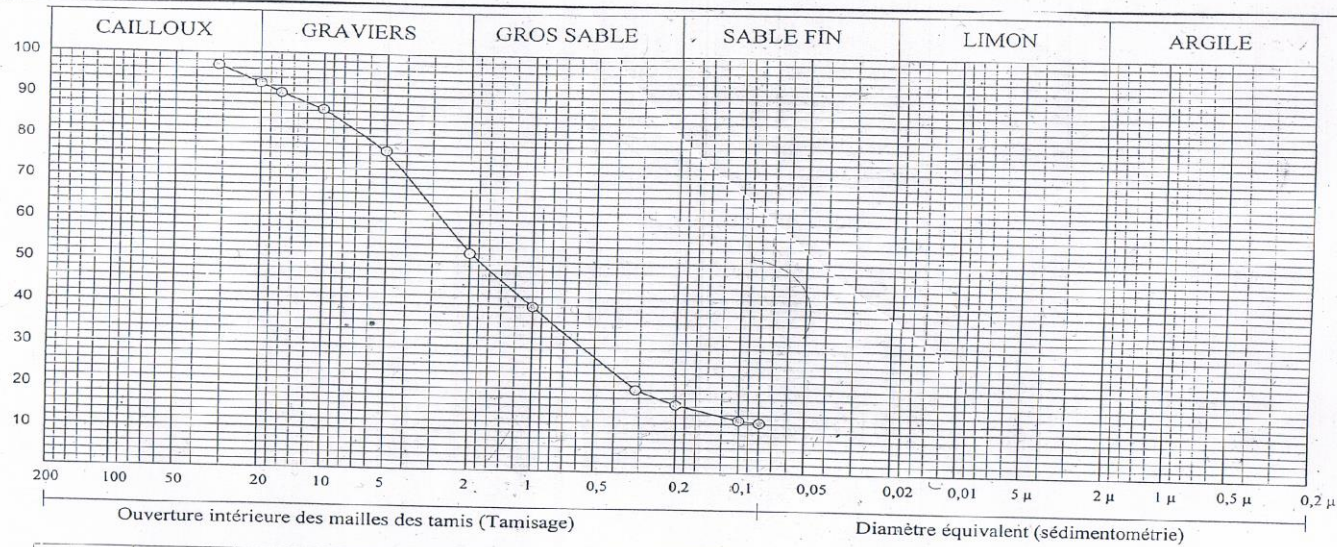


LABORATOIRE DES TRAVAUX PUBLICS-SUD

ANALYSE GRANULOMETRIQUE

Projet : barrage infero-flux sur oued Aguenar

Ech 04 : 7.00 – 7.20 m



| Echantillon | < 80 μ (%) | LIMITES D'ATTERBERG | | | Classifical° | D60 (mm) | D30 (mm) | D10 (mm) | Cc | Cu |
|-------------|------------|---------------------|---------|--------|--------------|----------|----------|----------|----|----|
| | | W.L (%) | W.P (%) | LP (%) | | | | | | |
| Ech 6 | 12,14 % | % | % | 0 % | GA | 2,702 | 0,571 | = | | |
| | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | | |

Annexe 26 : Courbe granula enchantions 04 profondeur (7,00-7,20)m

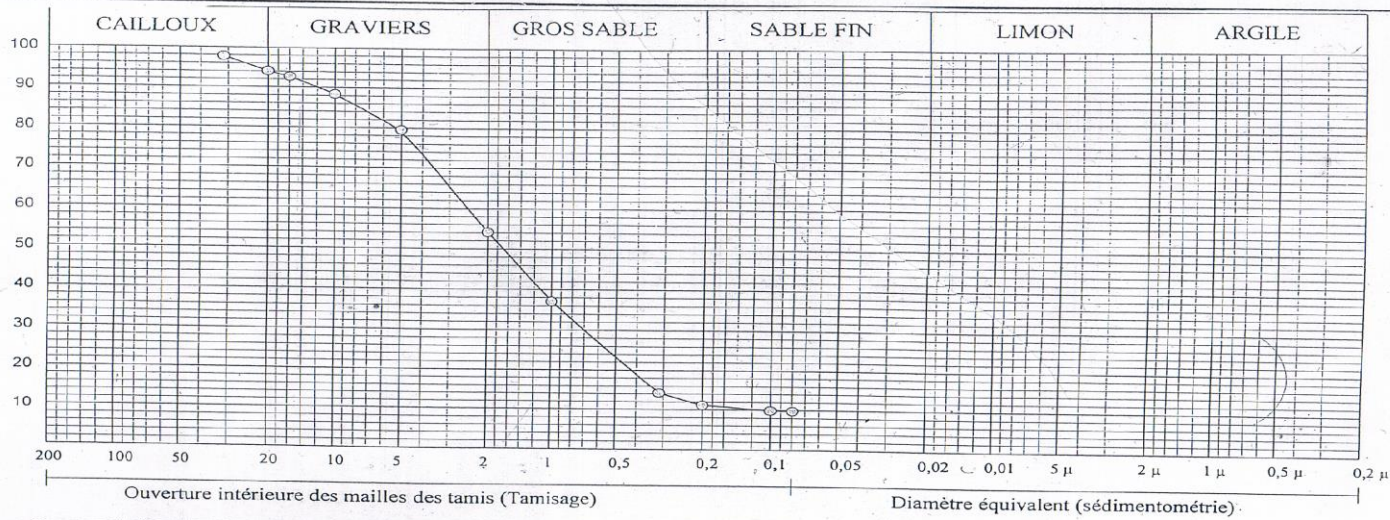


LABORATOIRE DES TRAVAUX PUBLICS-SUD

ANALYSE GRANULOMETRIQUE

Projet : barrage infero-flux sur oued Aguenar

Ech 05 : 4.80 – 5.00 m



| Echantillon | < 80 μ (%) | LIMITES D'ATTERBERG | | | Classificat ^o | D ₅₀ (mm) | D ₃₀ (mm) | D ₁₀ (mm) | C _c | C _u |
|--------------------|------------|---------------------|---------|---------|--------------------------|----------------------|----------------------|----------------------|----------------|----------------|
| | | W.L (%) | W.P (%) | I.P (%) | | | | | | |
| Ech ^o 5 | 9.71 % | % | % | 0 % | GA-Gb | 2,474 | 0,700 | 0,109 | 1,81 | 22,65 |
| | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | | |

Annexe 27 : Courbe granula enchantions 05 profondeur (4,80-5,00)m

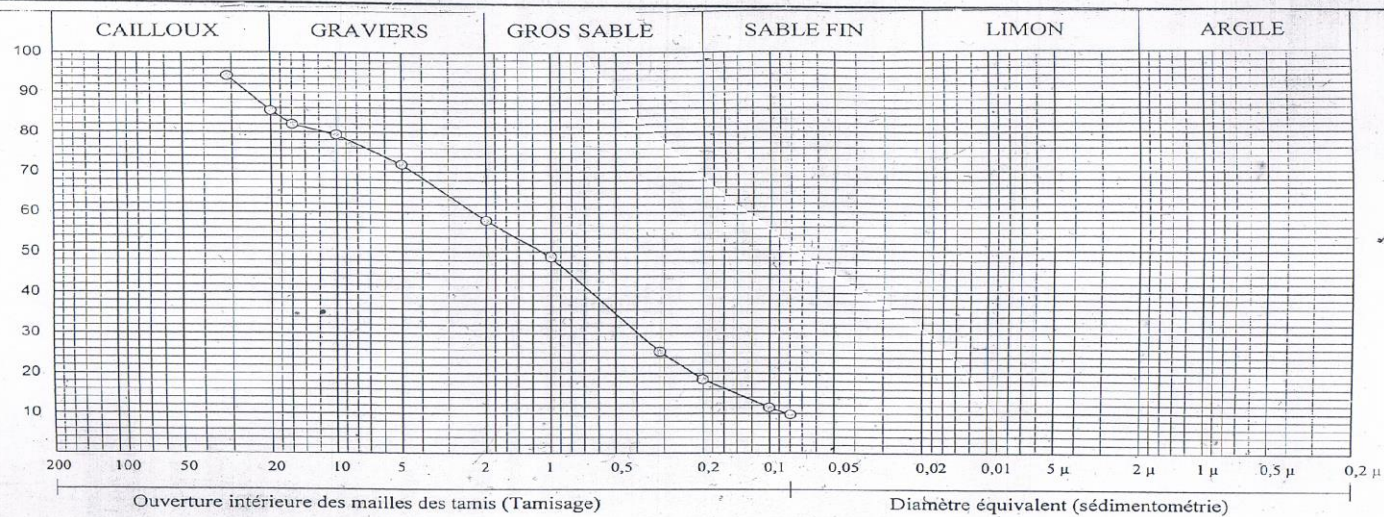


LABORATOIRE DES TRAVAUX PUBLICS-SUD

ANALYSE GRANULOMETRIQUE

Projet : barrage infero-flux sur oued Aguenar

Ech 06 : 2.40 – 2.60 m



| Echantillon | < 80 μ (%) | LIMITES D'ATTERBERG | | | Classificat° | D60 (mm) | D30 (mm) | D10 (mm) | Cc | Cu |
|-------------|------------|---------------------|---------|---------|--------------|----------|----------|----------|------|-------|
| | | W.L (%) | W.P (%) | I.P (%) | | | | | | |
| Ech 4 | 9,71 % | % | % | 0 % | SA-Sm | 2,294 | 0,395 | 0,083 | 9,82 | 27,63 |
| | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | | |

Annexe 28 : Courbe granula enchantions 06 profondeur (2,40-2,60)m

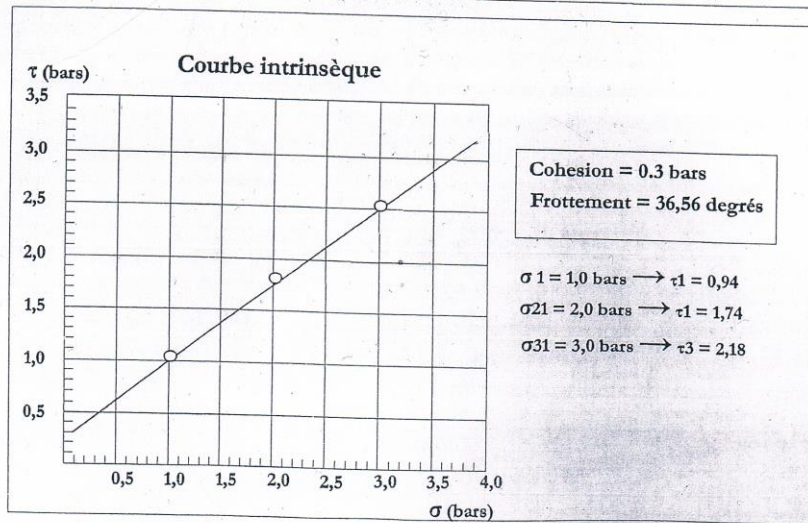
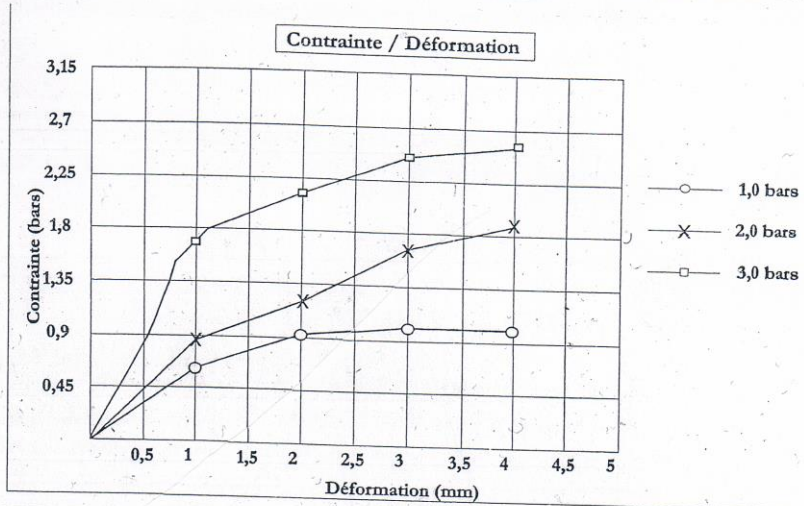


LABORATOIRE DES TRAVAUX PUBLICS-SUD
ESSAI DE CISAILLEMENT RECTILIGNE
Projet : barrage infero-flux sur oued Aguenar



Date :
Sondage n° : 01
Type d'essai : C.U.

Profondeur : 3.50-3.70 m
Vitesse de cisaillement : 1.20 mm/min



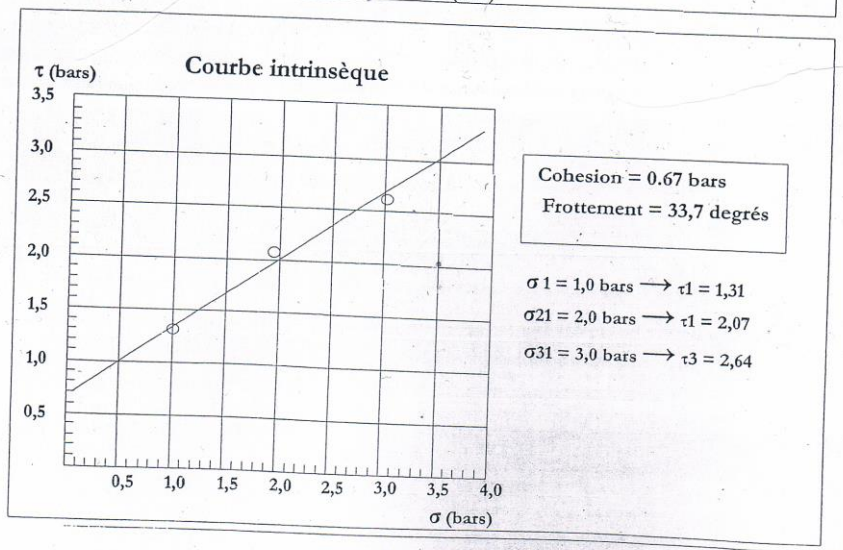
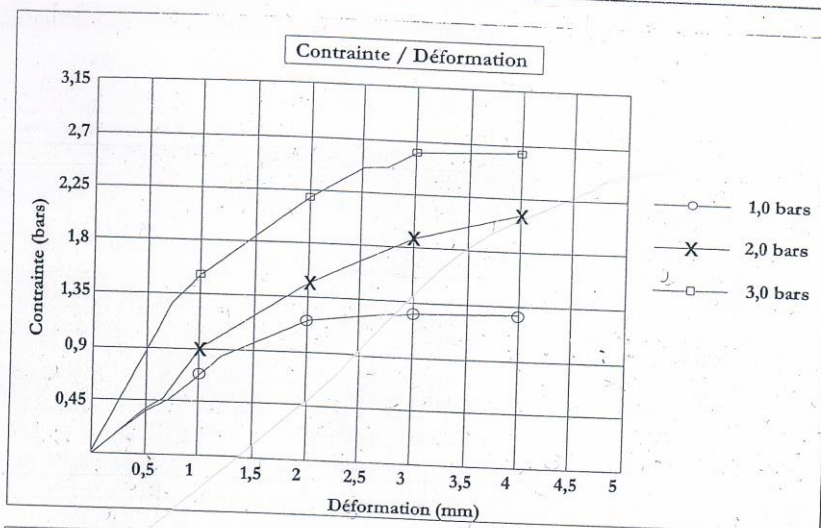


LABORATOIRE DES TRAVAUX PUBLICS-SUD
ESSAI DE CISAILLEMENT RECTILIGNE
Projet : barrage infero-flux sur oued Aguenar



Date :
Sondage n° : 03
Type d'essai : C.U.

Profondeur : 11.10-11.40 m
Vitesse de cisaillement : 1.20 mm/min



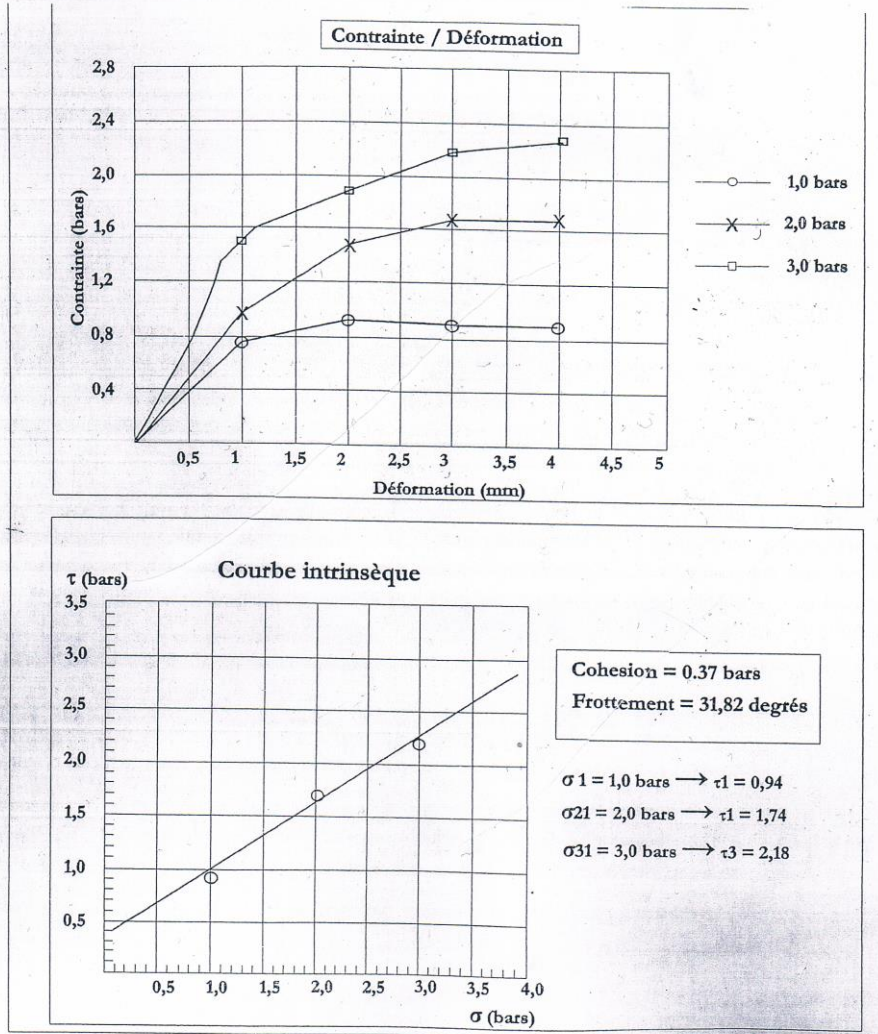


LABORATOIRE DES TRAVAUX PUBLICS-SUD
ESSAI DE CISAILLEMENT RECTILIGNE
Projet : barrage infero-flux sur oued Aguenar



Date :
Sondage n° : 04
Type d'essai : C.U.

Profondeur : 10.20-10.40 m
Vitesse de cisaillement : 1.20 mm/min



Annexe 31 : Résultat d'essais de cisaillement 03 profondeur (10,20-10,40)m

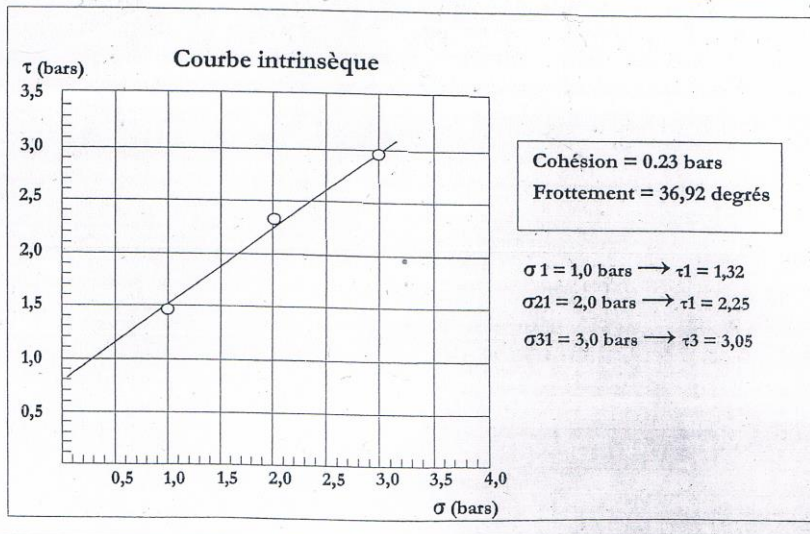
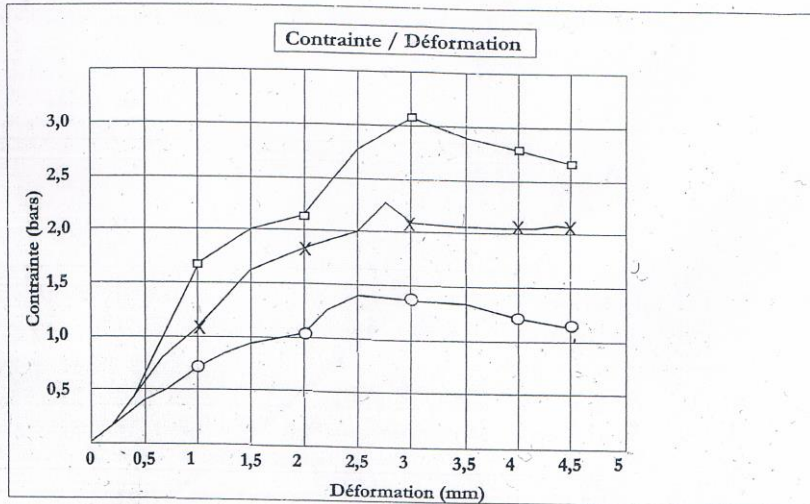


LABORATOIRE DES TRAVAUX PUBLICS-SUD
ESSAI DE CISAILLEMENT RECTILIGNE
Projet : barrage infero-flux sur oued Aguenar

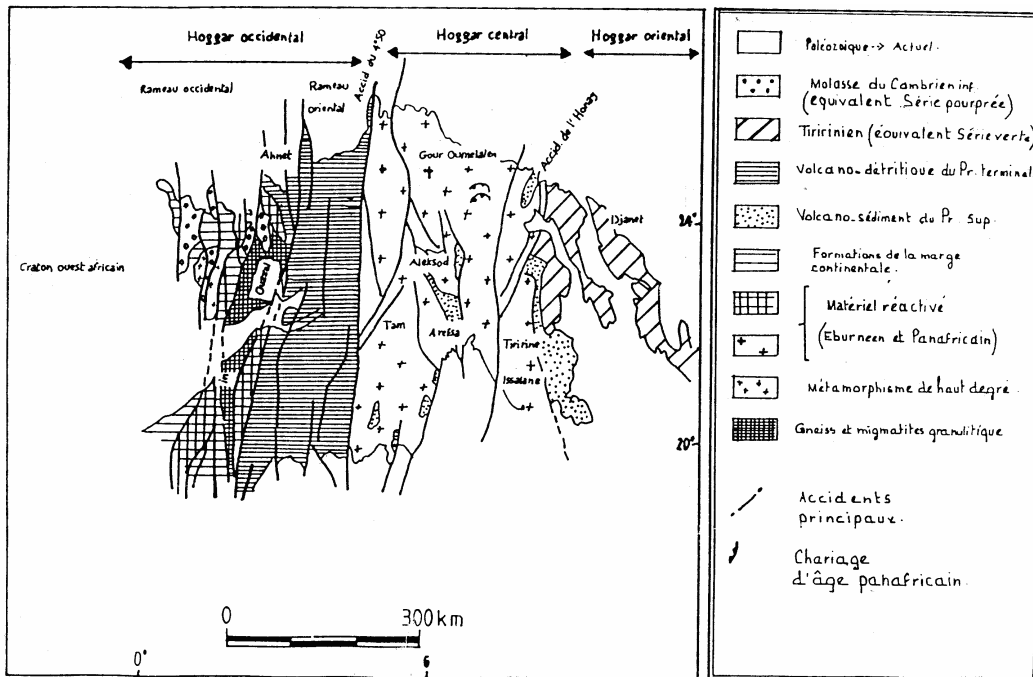


Date :
Sondage n° : 06
Type d'essai : C.U.

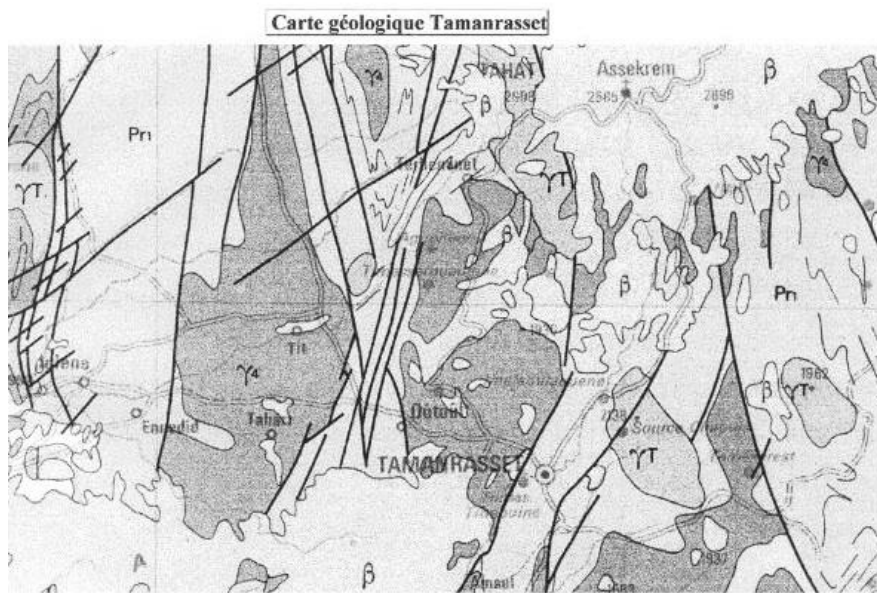
Profondeur : 4.70-4.90 m
Vitesse de cisaillement : 1.20 mm/min



Annexe 32 : Résultat d'essais de cisaillement 04 profondeur (4,70-4,90)m



Annexe 33 : Esquisse Géologique de l'AHAGGAR (O.R.G.M , 2003)



Légende

- Pr1 gneiss, migmatites
- β basalte volcanisme
- γ4 granites intrusif
- Pr2 formations de plateforme
- γ T granites (tourairt)
- D3 diorites quartzique
- Formations terrigènes politique
- Court d'eau
- Faillle

ECHELLE : 1/1000 000

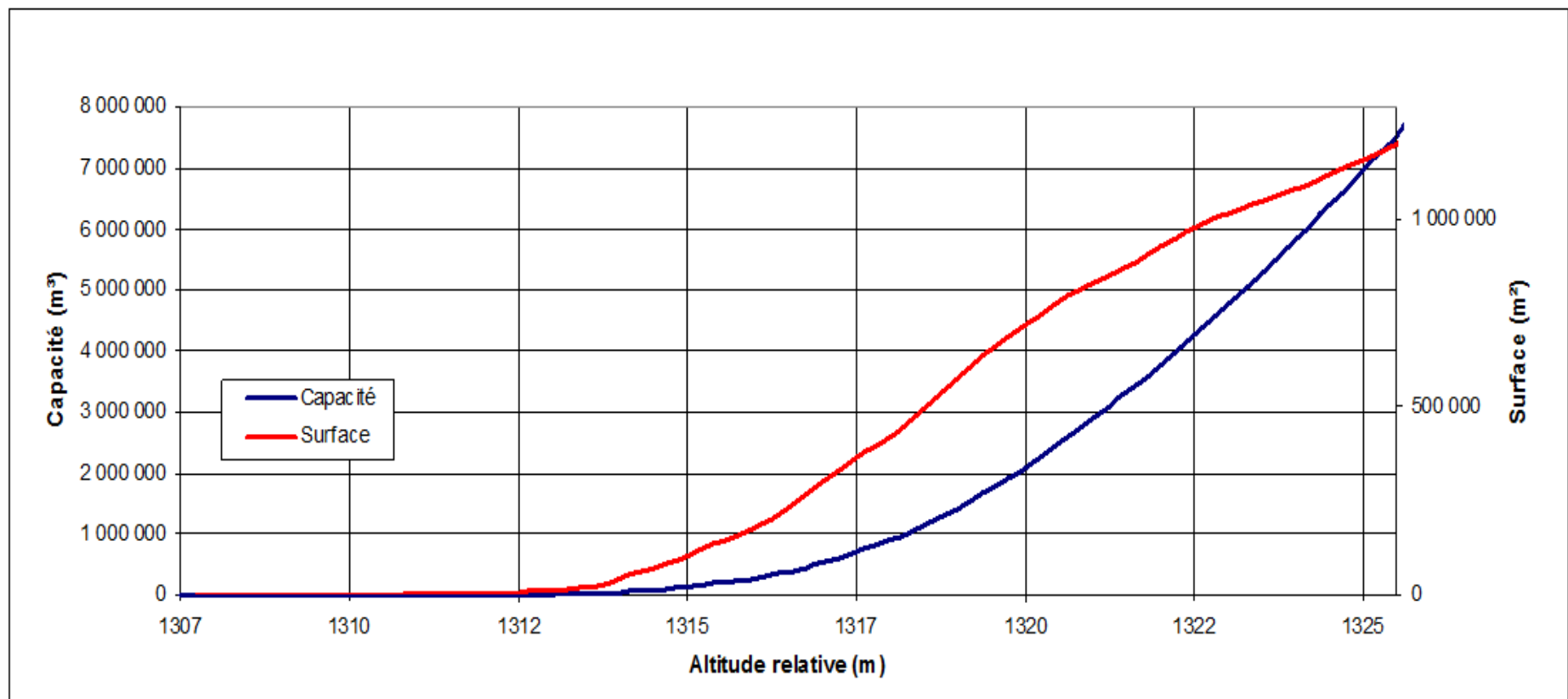
Annexe 34 : La carte géologique de Tamanrasset (O.R.G.M ; 2003)

Annexe 35 : Synthèse chronologique dans L'AHAGGAR Central (simplifiée).

(D'après Armines, 1977)

| | | |
|-----------------|---|-----------------------|
| 530 Ma | Granite post tectonique | Orogénèse phrrisienne |
| 580Ma | Granite tradi-tectonique | |
| 650M..... | Granite syn-tectonique | |
| 1000Ma | Série de i'Aleksod Gneiss (. Latouche, 1978) Marbres Schistes Quartzites Roches basiques Dykes basiques | Orogénèse kibarienne |
| 1450Ma | | |
| 2000MA..... | Métamorphisme Eburéen | Orogénèse Ebuéenne |
| Archeen 3 500Ma | Granites (Gneiss ocellés potassiques) Sédiments de la série de l'Arrechoum (Gneiss granodioritques) Série GOUR OUMALALEN (L.Latouche 1972) Série rouge (Orthodérivée). | |

Ma : millions d'années



Annexe 36 : Relation « hauteurs-capacités-surfaces » de la cuvette de l'oued Aguenar.

Annexe 37 : Calcul des courbes Hauteurs-Capacités-Surfaces.

| Hauteur, m | Surfaces partielles, m² | Surfaces cumulées, m² | Capacités, m³ | Hauteur, m | Surfaces partielles, m² | Surfaces cumulées, m² | Capacités, m³ |
|-----------------------|---|---|-------------------------------------|-----------------------|---|---|-------------------------------------|
| 1307,00 | - | | | 1316,25 | 18 271 | 267 260 | 453 094 |
| 1307,25 | 9,68 | 9,68 | 2,42 | 1316,50 | 17 222 | 302 752 | 528 782 |
| 1307,50 | 18,0 | 37,4 | 11,8 | 1316,75 | 14 929 | 334 903 | 612 508 |
| 1307,75 | 12,0 | 67,5 | 28,6 | 1317,00 | 13 774 | 363 607 | 703 410 |
| 1308,00 | 15,0 | 94,6 | 52,3 | 1317,25 | 14 282 | 391 664 | 801 326 |
| 1308,25 | 14,0 | 124 | 83,2 | 1317,50 | 17 136 | 423 082 | 907 096 |
| 1308,50 | 16,9 | 155 | 122 | 1317,75 | 17 886 | 458 103 | 1 021 622 |
| 1308,75 | 15,2 | 187 | 168 | 1318,00 | 18 583 | 494 572 | 1 145 265 |
| 1309,00 | 68,8 | 271 | 236 | 1318,25 | 23 345 | 536 500 | 1 279 390 |
| 1309,25 | 285 | 624 | 392 | 1318,50 | 19 820 | 579 664 | 1 424 306 |
| 1309,50 | 214 | 1 122 | 673 | 1318,75 | 19 216 | 618 699 | 1 578 981 |
| 1309,75 | 192 | 1 527 | 1 054 | 1319,00 | 18 945 | 656 860 | 1 743 196 |
| 1310,00 | 199 | 1 918 | 1 534 | 1319,25 | 14 525 | 690 331 | 1 915 779 |
| 1310,25 | 241 | 2 358 | 2 123 | 1319,50 | 14 321 | 719 178 | 2 095 573 |
| 1310,50 | 262 | 2 860 | 2 838 | 1319,75 | 16 511 | 750 010 | 2 283 075 |
| 1310,75 | 348 | 3 470 | 3 706 | 1320,00 | 16 118 | 782 639 | 2 478 735 |
| 1311,00 | 352 | 4 170 | 4 748 | 1320,25 | 11 262 | 810 019 | 2 681 240 |
| 1311,25 | 389 | 4 911 | 5 976 | 1320,50 | 10 045 | 831 327 | 2 889 072 |
| 1311,50 | 467 | 5 767 | 7 417 | 1320,75 | 10 834 | 852 205 | 3 102 123 |
| 1311,75 | 604 | 6 838 | 9 127 | 1321,00 | 11 940 | 874 978 | 3 320 868 |
| 1312,00 | 732 | 8 174 | 11 170 | 1321,25 | 13 614 | 900 532 | 3 546 001 |
| 1312,25 | 878 | 9 784 | 13 616 | 1321,50 | 13 007 | 927 153 | 3 777 789 |
| 1312,50 | 1 445 | 12 107 | 16 643 | 1321,75 | 12 010 | 952 170 | 4 015 831 |
| 1312,75 | 2 165 | 15 717 | 20 572 | 1322,00 | 11 217 | 975 396 | 4 259 680 |
| 1313,00 | 2 941 | 20 822 | 25 778 | 1322,25 | 10 717 | 997 329 | 4 509 012 |
| 1313,25 | 5 709 | 29 471 | 33 145 | 1322,50 | 8 649 | 1 016 695 | 4 763 186 |
| 1313,50 | 8 602 | 43 783 | 44 091 | 1322,75 | 8 377 | 1 033 721 | 5 021 616 |
| 1313,75 | 6 727 | 59 112 | 58 869 | 1323,00 | 7 580 | 1 049 678 | 5 284 036 |
| 1314,00 | 7 543 | 73 383 | 77 215 | 1323,25 | 7 598 | 1 064 855 | 5 550 250 |
| 1314,25 | 7 906 | 88 832 | 99 423 | 1323,50 | 8 544 | 1 080 998 | 5 820 499 |
| 1314,50 | 8 436 | 105 174 | 125 716 | 1323,75 | 11 038 | 1 100 580 | 6 095 644 |
| 1314,75 | 9 780 | 123 390 | 156 564 | 1324,00 | 9 782 | 1 121 400 | 6 375 994 |
| 1315,00 | 8 090 | 141 260 | 191 879 | 1324,25 | 9 011 | 1 140 193 | 6 661 042 |
| 1315,25 | 9 796 | 159 146 | 231 665 | 1324,50 | 10 005 | 1 159 209 | 6 950 845 |
| 1315,50 | 11 822 | 180 764 | 276 856 | 1324,75 | 10 403 | 1 179 616 | 7 245 749 |
| 1315,75 | 12 159 | 204 745 | 328 043 | 1325,00 | 11 341 | 1 201 360 | 7 546 089 |
| 1316,00 | 16 042 | 232 946 | 386 279 | 1325,25 | 11 424 | 1 224 126 | 7 852 120 |

*Annexe 38 : Précipitations moyennes mensuelles et annuelles à la station de
Tamanrasset [mm] - Période : 1957-2012*

| N° | 0 | J | F | M | A | M | J | J | A | S | O | N | D | P.an. | Pjmax |
|----|------|------|------|-----|------|------|------|------|------|------|------|------|------|-------|-------|
| 1 | 1957 | 2,5 | 1,4 | 0,4 | 0,4 | 4,8 | 9,4 | 13,4 | 32,4 | 0,8 | 5,1 | 0,6 | 3,2 | 74,4 | 13,1 |
| 2 | 1958 | 0,0 | 0,9 | 0,0 | 0,0 | 0,0 | 0,0 | 9,3 | 0,0 | 21,4 | 0,2 | 21,3 | 1,3 | 54,4 | 15,8 |
| 3 | 1959 | 0,0 | 0,0 | 0,0 | 5,0 | 0,3 | 3,6 | 0,0 | 1,4 | 8,7 | 0,2 | 0,0 | 25,8 | 45,0 | 7,4 |
| 4 | 1960 | 2,5 | 15,5 | 0,0 | 3,0 | 0,0 | 0,0 | 0,0 | 0,0 | 1,7 | 19,0 | 0,0 | 0,0 | 41,7 | 18,8 |
| 5 | 1961 | 0,0 | 0,0 | 0,0 | 0,0 | 0,0 | 15,5 | 0,0 | 12,8 | 0,0 | 0,0 | 0,0 | 0,0 | 28,3 | 12,6 |
| 6 | 1962 | 0,0 | 0,0 | 0,0 | 15,5 | 0,0 | 2,9 | 0,0 | 2,9 | 0,0 | 0,0 | 0,0 | 0,0 | 21,3 | 15,2 |
| 7 | 1963 | 0,0 | 0,0 | 5,3 | 2,1 | 0,0 | 0,0 | 1,2 | 0,8 | 14,2 | 0,0 | 0,0 | 0,0 | 23,6 | 5,5 |
| 8 | 1964 | 0,0 | 1,4 | 0,0 | 0,0 | 0,0 | 0,0 | 0,0 | 10,2 | 0,0 | 0,0 | 0,0 | 0,0 | 11,6 | 4,3 |
| 9 | 1965 | 0,8 | 1,6 | 0,0 | 0,0 | 0,0 | 14,9 | 1,4 | 18,8 | 44,4 | 0,2 | 0,0 | 0,0 | 82,1 | 44,0 |
| 10 | 1966 | 7,0 | 0,0 | 0,0 | 0,1 | 0,5 | 0,0 | 1,3 | 50,7 | 96,4 | 0,0 | 0,2 | 0,0 | 156,2 | 32,3 |
| 11 | 1967 | 0,0 | 0,4 | 5,4 | 0,0 | 17,6 | 30,5 | 5,8 | 73,4 | 2,8 | 1,8 | 0,0 | 11,7 | 149,4 | 34,5 |
| 12 | 1968 | 0,0 | 0,0 | 1,9 | 0,1 | 6,1 | 20,1 | 5,6 | 0,0 | 3,8 | 0,0 | 0,0 | 0,0 | 37,6 | 19,0 |
| 13 | 1969 | 0,0 | 0,0 | 2,1 | 32,5 | 0,0 | 7,4 | 0,0 | 1,4 | 0,0 | 2,0 | 0,6 | 0,0 | 46,0 | 19,7 |
| 14 | 1970 | 0,0 | 3,2 | 0,1 | 0,0 | 1,6 | 0,0 | 0,0 | 10,6 | 0,8 | 18,5 | 0,0 | 20,5 | 55,3 | 20,5 |
| 15 | 1971 | 0,0 | 0,0 | 0,0 | 12,6 | 32,1 | 1,9 | 9,4 | 11,5 | 6,3 | 0,0 | 0,1 | 0,0 | 73,9 | 15,7 |
| 16 | 1972 | 0,0 | 0,0 | 0,0 | 0,0 | 0,0 | 11,2 | 3,3 | 2,5 | 32,0 | 7,3 | 1,5 | 0,0 | 57,8 | 14,0 |
| 17 | 1973 | 9,1 | 0,0 | 0,0 | 0,0 | 0,0 | 0,0 | 0,0 | 3,2 | 11,2 | 0,5 | 33,5 | 0,0 | 57,5 | 28,5 |
| 18 | 1974 | 0,0 | 0,0 | 0,1 | 0,0 | 0,1 | 35,4 | 0,0 | 1,7 | 0,6 | 1,2 | 0,0 | 0,0 | 39,1 | 15,5 |
| 19 | 1975 | 0,0 | 0,0 | 0,0 | 0,0 | 0,1 | 0,0 | 0,0 | 1,7 | 13,1 | 0,2 | 0,0 | 8,5 | 23,6 | 6,7 |
| 20 | 1976 | 0,0 | 0,0 | 0,0 | 3,3 | 0,0 | 4,2 | 11,4 | 0,0 | 2,6 | 0,5 | 0,0 | 0,0 | 22,0 | 10,7 |
| 21 | 1977 | 0,0 | 0,0 | 0,0 | 0,3 | 0,0 | 0,0 | 2,0 | 0,0 | 0,6 | 0,0 | 7,6 | 0,9 | 11,4 | 7,3 |
| 22 | 1978 | 0,0 | 0,0 | 0,0 | 0,0 | 2,1 | 2,7 | 0,4 | 0,0 | 6,0 | 36,8 | 0,0 | 0,0 | 48,0 | 20,5 |
| 23 | 1979 | 0,0 | 0,0 | 0,0 | 4,5 | 0,0 | 9,9 | 0,0 | 66,7 | 3,4 | 0,0 | 0,0 | 2,6 | 87,1 | 24,5 |
| 24 | 1980 | 0,0 | 0,0 | 0,0 | 0,0 | 23,3 | 0,0 | 0,0 | 8,9 | 11,8 | 2,0 | 0,0 | 0,0 | 46,0 | 17,3 |
| 25 | 1981 | 0,0 | 0,0 | 0,0 | 2,0 | 0,0 | 3,0 | 27,5 | 0,0 | 7,2 | 3,0 | 0,0 | 0,0 | 42,7 | 19,4 |
| 26 | 1982 | 0,0 | 13,4 | 0,0 | 0,3 | 17,3 | 20,8 | 0,5 | 4,0 | 1,0 | 0,0 | 0,0 | 1,0 | 58,3 | 15,7 |
| 27 | 1983 | 0,0 | 0,0 | 0,0 | 0,6 | 0,0 | 0,1 | 0,4 | 33,1 | 23,0 | 4,2 | 0,0 | 0,0 | 61,4 | 25,8 |
| 28 | 1984 | 0,0 | 0,0 | 0,0 | 0,0 | 2,9 | 8,4 | 3,5 | 0,0 | 0,7 | 11,2 | 33,7 | 0,0 | 60,4 | 7,2 |
| 29 | 1985 | 0,0 | 0,0 | 0,2 | 0,0 | 2,6 | 0,0 | 0,4 | 3,0 | 0,7 | 0,2 | 0,0 | 4,0 | 11,1 | 2,6 |
| 30 | 1986 | 0,0 | 0,0 | 0,0 | 4,0 | 13,5 | 0,0 | 2,2 | 2,6 | 3,5 | 0,0 | 0,0 | 0,0 | 25,8 | 3,3 |
| 31 | 1987 | 0,0 | 0,0 | 0,0 | 0,0 | 0,0 | 0,0 | 0,0 | 0,0 | 0,5 | 2,8 | 0,0 | 0,1 | 3,4 | 0,8 |
| 32 | 1988 | 0,0 | 0,0 | 0,0 | 0,0 | 0,0 | 0,0 | 10,4 | 0,6 | 0,0 | 0,0 | 0,0 | 0,9 | 11,9 | 14,1 |
| 33 | 1989 | 0,0 | 0,0 | 0,0 | 0,0 | 28,1 | 2,4 | 0,5 | 1,0 | 18,7 | 0,2 | 0,0 | 0,0 | 50,9 | 15,5 |
| 34 | 1990 | 35,5 | 7,2 | 0,7 | 5,8 | 6,1 | 1,1 | 0,0 | 0,5 | 0,0 | 0,0 | 4,6 | 0,0 | 61,5 | 19,4 |
| 35 | 1991 | 0,0 | 0,0 | 0,0 | 0,0 | 1,8 | 0,0 | 0,0 | 0,0 | 22,5 | 1,6 | 0,0 | 1,7 | 27,6 | 1,8 |
| 36 | 1992 | 0,0 | 0,0 | 0,0 | 3,5 | 0,0 | 0,0 | 0,0 | 0,0 | 1,9 | 0,0 | 0,0 | 0,0 | 5,4 | 17,5 |
| 37 | 1993 | 0,0 | 0,0 | 5,9 | 0,0 | 77,2 | 4,1 | 0,0 | 11,6 | 20,2 | 7,2 | 0,0 | 0,0 | 126,2 | 40,1 |
| 38 | 1994 | 1,9 | 0,0 | 0,0 | 0,0 | 0,0 | 1,9 | 1,9 | 7,5 | 51,1 | 0,5 | 0,0 | 5,3 | 70,1 | 4,8 |
| 39 | 1995 | 0,0 | 0,6 | 0,0 | 0,0 | 1,1 | 26,1 | 18,5 | 1,8 | 3,7 | 0,9 | 0,0 | 0,0 | 52,7 | 24,5 |
| 40 | 1996 | 0,0 | 0,0 | 0,7 | 13,1 | 4,4 | 4,2 | 0,1 | 0,4 | 0,0 | 0,0 | 0,0 | 0,0 | 22,9 | 19,2 |
| 41 | 1997 | 0,0 | 16,0 | 2,4 | 0,0 | 0,0 | 8,4 | 0,6 | 12,8 | 0,0 | 4,3 | 0,6 | 31,3 | 76,4 | 10,6 |
| 42 | 1998 | 0,0 | 0,0 | 0,4 | 0,0 | 0,3 | 0,0 | 1,5 | 0,0 | 0,3 | 0,0 | 0,0 | 0,0 | 2,5 | 22,5 |
| 43 | 1999 | 0,0 | 0,0 | 2,7 | 0,0 | 0,4 | 0,6 | 9,4 | 0,0 | 28,0 | 10,8 | 0,0 | 0,0 | 51,9 | 7,5 |
| 44 | 2000 | 0,0 | 0,0 | 0,4 | 0,0 | 3,3 | 4,3 | 1,5 | 1,0 | 0,4 | 0,8 | 0,0 | 0,0 | 11,7 | 12,9 |
| 45 | 2001 | 0,0 | 0,0 | 0,2 | 0,0 | 0,0 | 0,3 | 13,9 | 6,0 | 21,5 | 0,0 | 0,0 | 0,0 | 41,9 | 13,9 |

| | | | | | | | | | | | | | | | |
|----|------|------|-----|------|------|------|------|------|------|-----|------|------|-----|------|------|
| 46 | 2002 | 0,0 | 0,1 | 52,0 | 1,5 | 0,0 | 0,4 | 2,2 | 0,0 | 9,3 | 4,2 | 0,0 | 4,0 | 73,7 | 41,3 |
| 47 | 2003 | 0,0 | 0,0 | 6,4 | 0,0 | 0,7 | 6,5 | 1,2 | 2,3 | 5,7 | 0,0 | 15,3 | 0,0 | 38,1 | 5,5 |
| 48 | 2004 | 0,0 | 0,0 | 0,0 | 1,2 | 0,2 | 2,5 | 34,2 | 0,1 | 0,2 | 0,0 | 0,5 | 0,1 | 39,0 | 26,0 |
| 49 | 2005 | 0,0 | 0,6 | 0,0 | 0,0 | 34,0 | 19,0 | 0,3 | 18,4 | 0,6 | 0,6 | 0,0 | 3,4 | 76,9 | 12,3 |
| 50 | 2006 | 19,0 | 0,9 | 1,2 | 0,7 | 0,0 | 0,0 | 23,0 | 1,5 | 1,3 | 0,0 | 0,0 | 0,0 | 47,6 | 12,6 |
| 51 | 2007 | 0,0 | 0,0 | 0,0 | 0,0 | 0,0 | 0,5 | 0,0 | 14,2 | 3,7 | 0,0 | 0,3 | 0,0 | 18,7 | 12,8 |
| 52 | 2008 | 7,0 | 0,0 | 1,7 | 0,0 | 0,4 | 0,0 | 2,6 | 30,9 | 0,2 | 2,0 | 3,6 | 0,0 | 48,4 | 26,3 |
| 53 | 2009 | 0,0 | 0,0 | 26,4 | 0,4 | 0,9 | 5,0 | 0,7 | 0,0 | 2,6 | 48,3 | 0,0 | 0,0 | 84,3 | 19,6 |
| 54 | 2010 | 0,0 | 0,0 | 14,2 | 21,3 | 1,9 | 13,2 | 0,0 | 4,1 | 0,4 | 6,7 | 0,0 | 1,2 | 63,0 | 13,5 |
| 55 | 2011 | 0,5 | 0,7 | 0,0 | 0,0 | 3,6 | 20,9 | 0,0 | 29,0 | 2,4 | 0,0 | 0,0 | 1,3 | 58,4 | 13,5 |
| 56 | 2012 | 0,0 | 0,0 | 0,0 | 0,0 | 3,0 | 11,0 | 11,0 | 2,9 | 0,5 | 0,0 | 2,8 | 2,2 | 33,4 | 9,2 |

Annexe 39 : Réseau d'observations hydrométriques dans le Sahara algérien

(43 stations).

| N° | Code station | Nom de la station | Nom du cours d'eau | Coordonnées | | DMS | DA | Débit moyen l/s*km ² | Spécifique En crue l/s*km ² |
|----|--------------|--------------------|--------------------|-------------|---------|-------|-------|------------------------------------|---|
| | | | | X | Y | | | | |
| 1 | 13.01.01 | DJORF TORBA (St.) | GUIR | 5,6709 | 35,000 | 09.52 | 12.56 | | |
| | | DJORF TORBA (Bge) | GUIR | | | 09.69 | - | 0,287 | 14 |
| 2 | 13.01.02 | BOUANANE | BOUANANE | 6,4117 | 35,63 | 09.53 | 08.55 | | |
| 3 | 13.01.03 | KADOUSSA | GUIR | 6,8006 | 35,70 | 09.53 | 08.54 | | |
| 4 | 13.01.04 | ABADLA | GUIR | 5,6709 | 34,45 | 09.15 | 11.15 | | |
| 5 | 13.01.05 | BECHAR Pt MIRASOLI | BECHAR | 5,0413 | 35,0925 | 06.60 | 08.60 | | |
| 6 | 13.01.30 | BENI OUNIF | | | | | | | |
| 7 | 13.01.31 | TAGHIT | | | | | | | |
| 8 | 13.01.32 | BECHAR | | | | | | | |
| 9 | 13.03.01 | KEF MZABI | EL MELAH EST | 0,4600 | 37,340 | 11.69 | - | | |
| 10 | 13.03.02 | EL MAIA | OGLAT TRIFIA | 0,3680 | 37,140 | 02.72 | 02.73 | | |
| 11 | 13.03.03 | GHASSOUL (Bge) | HAIM RHARBI | 1,2800 | 37,110 | 01.71 | - | | |
| 12 | 13.03.04 | BREZINA | SEGGUEUR | 1,1700 | 36,770 | ? | - | | |
| 13 | 13.03.05 | SIDI MAAMAR | MTI | 1,9800 | 36,770 | 01.71 | | | |
| 14 | 13.03.06 | EL GOLETTA | EL OLETTA | 1,9150 | 36,840 | 04.71 | 03.73 | | |
| 15 | 13.03.07 | BENOUD | EL RHARBI | 2,2820 | 35,910 | 09.71 | 09.71 | | |
| 16 | 13.03.09 | DIRHEM | KEF AZREG | 2,2000 | 36,840 | 06.71 | 06.71 | | |
| 17 | 13.03.10 | AIBA FOUKANI | ARBAOUAT | 1,9400 | 36,780 | 04.71 | - | | |
| 18 | 13.03.11 | TENIET EL ARAR | ARBAOUAT | 1,8600 | 36,690 | ? | | | |
| 19 | 13.03.12 | ASLA | EL MELAH W | 2,6850 | 36,660 | 05.71 | | | |
| 20 | 13.03.13 | KHENEG TAFARAHIT | TAFARAHIT | 2,3100 | 36,460 | ? | | | |
| 21 | 13.03.14 | KHENEG EL GHAR | ECH HERGUI | 2,5600 | 36,210 | ? | | | |
| 22 | 13.03.15 | HASSI EL BACHIR | KREROUA | 2,4400 | 36,175 | 05.71 | 03.73 | | |

| | | | | | | | | | |
|----|----------|-----------------------|------------------------|--------|---------|-------|-------|-------|----|
| 23 | 130.3.16 | RADIER | ER ECHTAG | ? | | 01.72 | 02.72 | | |
| 24 | 13.03.18 | SI Med BEN BRAHIM | EL MELAH EST | 0,5400 | 37,415 | 10.71 | | | |
| 25 | 13.03.20 | KHENEG TASSINA | TASSINA | 0,9700 | 37,080 | ? | | | |
| 26 | 13.03.21 | KHENEG EL ARAOUIA | SEGUEUR | 1,1800 | 36,830 | 04.73 | | | |
| 27 | 13.03.22 | GHASSOUL GUEBLI | GHASSOUL | 1,2400 | 37,100 | ? | | | |
| 28 | 13.03.23 | GHASSOUL Amt | HAIM HARBI | 1,2910 | 37,140 | 04.71 | 03.73 | | |
| 29 | 13.03.24 | GHASSOUL Aval | HAIM HARBI | 1,2900 | 37,136 | ? | | | |
| 30 | 13.03.25 | KHENEG KERAKDA | KERAKDA | 1,5400 | 37,070 | 04.71 | | | |
| 31 | 13.03.26 | RAS EL AIN | SEGUIA | 1,6200 | 37,090 | 07.71 | 03.73 | | |
| 32 | 13.03.28 | AIN MEROURHA | EL MELAH W | 2,6030 | 36,450 | 05.71 | 01.72 | | |
| 33 | 13.03.30 | KHENEG MEZARIG | EL MELAH W | 2,6100 | 36,575 | 07.72 | - | | |
| 34 | 13.03.45 | AIN EL HADJADJ | RHOUIBA – o. Namous | 3,0200 | 36,285 | 09.72 | - | 0,037 | 20 |
| 35 | 13.03.46 | TERBAIET | TERBAIET | ? | | 04.71 | 03.73 | | |
| 36 | 13.03.47 | SI HADJ BOU HAMEUR | SEGUIA | ? | | 04.71 | 07.71 | | |
| 37 | 13.03.48 | DERHIMA | KEF AZREG | ? | | 05.71 | 11.71 | | |
| 38 | 13.03.49 | AIN MZIF | MZIF | ? | | 05.71 | 05.71 | | |
| 39 | 13.04.06 | CHOTT OURGLA | POMPAGE | ? | | ? | | | |
| 40 | 13.04.17 | BOUFEGOUSSA | RHIR | ? | | 11.68 | 04.69 | | |
| 41 | 13.08.01 | FLORIMOND B(Bge) | TAMANRAS SET | 3,5327 | 25,3703 | 11.59 | 06.60 | | |
| 42 | 13.08.02 | EL GUELTA | ISSAKARAS SEN | 3,7919 | 26,0185 | 11.57 | 08.60 | | |
| 43 | 13.08.03 | TIMESDELSSINE | ISSAKARAS SEN | 3,5141 | 26,2592 | 11.57 | 08.60 | | |

Annexe 40 : Réseau d'observations de bassins expérimentaux et représentatifs dans les pays limitrophes du Sahara algérien.

| Pays | Pages | Code | Station | S, km ² | Pa, mm | Bassin hydrographique | Sous bassin | Climat | Station de référence | Début | Fin | Géologie | Végétation |
|------------|-------|------|-----------------------|--------------------|--------|-----------------------|--------------|------------------------|-------------------------|-------|------|---|--|
| Mauritanie | 37 | 1 | Dionaba | 111 | 300 | Sénégal | Gorgol blanc | Semi - aride | Moudjeria | 1958 | 1959 | Schistes et quartzites | Steppe succulente |
| | | 1a | Dionaba Amont | 34,1 | 300 | Sénégal | Gorgol blanc | Semi - aride | Moudjeria | 1958 | 1959 | Schistes et quartzites | Steppe succulente |
| | | 2 | Seloumbo | 12,2 | 230 | Sénégal | Gorgol blanc | Semi - aride | Moudjeria | 1957 | 1959 | Grès, sables, argiles de bas-fonds | Steppe |
| | | 2a | Oued Ali | 10,4 | 230 | Sénégal | Gorgol blanc | Semi - aride | Moudjeria | 1957 | 1959 | Grès, sables, argiles de bas-fonds | Steppe |
| | | 3 | Boudame à Ouled Addet | 1125 | 475 | Sénégal | Ghorfa | Tropical semi-aride | Matam | 1964 | 1967 | Schistes, grès, pointements de quartzites, granites | Steppe succulente |
| | | 3a | Kadiel | 39,5 | 475 | Sénégal | Ghorfa | Tropical semi-aride | Matam | 1964 | 1967 | idem | Steppe succulente |
| | | 3b | Djajibine | 148 | 475 | Sénégal | Ghorfa | Tropical semi-aride | Matam | 1964 | 1967 | idem | Steppe succulente |
| | | 3c | Boitek | 250 | 475 | Sénégal | Ghorfa | Tropical semi-aride | Matam | 1964 | 1967 | idem | Steppe succulente |
| | | 3d | Echkata | 149 | 475 | Sénégal | Ghorfa | Tropical semi-aride | Matam | 1964 | 1967 | idem | Steppe succulente |
| | | 3e | Boudame | 564 | 475 | Sénégal | Ghorfa | Tropical semi-aride | Matam | 1964 | 1967 | idem | Steppe succulente |
| | | 3f | Po | 2,71 | 475 | Sénégal | Ghorfa | Tropical semi-aride | Matam | 1964 | 1967 | idem | Steppe succulente |
| Mali | 221 | 1 | Dounfing | 17,5 | 1150 | Niger | | Tropical pur | Bamako | 1954 | 1955 | Grès | Savane arborée |
| | | 2 | Koumbaka | 87 | 650 | Niger | Bani | Tropical semi-aride | Mopti - San | 1954 | 1957 | Grès | Steppe arbustive, mil |
| | | 2a | Sinkoroni | 8,9 | 650 | Niger | Bani | Tropical semi-aride | Mopti - San | 1954 | 1957 | Grès | Steppe arbustive, mil |
| | | 2b | Station II Amont | 30,4 | 650 | Niger | Bani | Tropical semi-aride | Mopti - San | 1954 | 1957 | Grès | Steppe arbustive, mil |
| | | 3 | Tin Adjar | 35,5 | 220 | Niger | | Semi - aride | Tombouctou | 1956 | 1958 | Schistes, quartzites, argiles de bas-fonds | Steppe succulente, mil |
| | | 3a | Bassin réduit aval | 16,5 | 220 | Niger | | Semi - aride | Tombouctou | 1956 | 1958 | idem | Steppe succulente, mil |
| | | 4 | Farako | 68 | 1375 | Niger | Bani | Tropical de transition | Sikasso | 1959 | 1959 | Grès | Savane arborée, riz, mil |
| | | 5 | Kangaba (Déguela?) | 1052 | 1110 | Niger | Koba | Tropical pur | Bamako | 1960 | 1968 | Grès | Savane arborée, riz, mil |
| | | 5a | Djitiko | 92,3 | 1110 | Niger | Koba | Tropical pur | Bamako | 1960 | 1968 | Grès | Savane arborée, riz, mil |
| Niger | 349 | 1 | Maggia - Sabonga | 79,9 | 520 | Niger - Lac Kaimalo | Maggia | Tropical semi-aride | Birni n'konni - Madaoua | 1956 | 1958 | Grès ferrugineux, calcaires marneux | Savane arbustive, steppe succulente, Mil |
| | | 1a | Alokoto | 48,3 | 520 | Niger - Lac Kaimalo | Maggia | Tropical semi-aride | Birni n'konni - Madaoua | 1956 | 1958 | idem | idem |
| | | 1b | Hamza | 16,6 | 520 | Niger - Lac Kaimalo | Maggia | Tropical semi-aride | Birni n'konni - Madaoua | 1956 | 1958 | idem | idem |
| | | 1c | Fosse | 0,055 | 520 | Niger - Lac Kaimalo | Maggia | Tropical semi-aride | Birni n'konni - Madaoua | 1956 | 1958 | idem | idem |

| | | | | | | | | | | | | | |
|--------------|-----|----|-------------------------------|-------|-----|---------------------|-----------------|----------------------------------|-------------------------|------|------|--|-------------------------------------|
| | | 2 | Razelmamoulmi (In Tiziouen I) | 1,87 | 165 | Niger | Kori Teloua | Semi - aride | Agades | 1959 | 1960 | Granits et Gneiss | Steppe (rares acacias), roche nue |
| | | 2a | In Tiziouen II | 0,67 | 165 | Niger | Kori Teloua | Semi - aride | Agades | 1959 | 1960 | idem | idem |
| | | 2b | In Azena | 2,61 | 165 | Niger | Kori Teloua | Semi - aride | Agades | 1959 | 1960 | idem | idem |
| | | 3 | Koulou | 17,3 | 825 | Niger | Banigorou | Tropical pur | Niamey - Kandi | 1960 | 1961 | Gès et argiles de bas-fonds | Savane arbustive dense, mil |
| | | 3a | Yolde | 82,6 | 825 | Niger | Banigorou | Tropical pur | Niamey - Kandi | 1960 | 1961 | idem | idem |
| | | 4 | Niamey | 34,3 | 580 | Niger | Gounti yena | Tropical semi-aride | Niamey | 1963 | 1965 | Grès | Savane arbustive, mil, Zone urbaine |
| | | 4a | Salamat | 0,564 | 580 | Niger | Gounti yena | Tropical semi-aride | Niamey | 1963 | 1965 | idem | idem |
| | | 4b | Dispensaire | 1,06 | 580 | Niger | Gounti yena | Tropical semi-aride | Niamey | 1963 | 1965 | idem | idem |
| | | 4c | Bao-trésor | 1,54 | 580 | Niger | Gounti yena | Tropical semi-aride | Niamey | 1963 | 1965 | idem | idem |
| | | 4d | Grand amont | 20 | 580 | Niger | Gounti yena | Tropical semi-aride | Niamey | 1963 | 1965 | idem | idem |
| | | 4e | Petit Amont | 1 | 580 | Niger | Gounti yena | Tropical semi-aride | Niamey | 1963 | 1965 | idem | idem |
| | | 5 | Kaouara | 3,3 | 520 | Niger - Lac Kaimalo | Maggia | Tropical semi-aride | Birni n'konni - Madaoua | 1964 | 1966 | Grès ferrugineux, calcaires marneux | Steppe succulente, Mil |
| | | 6 | Koukouzout (SP) | 16,6 | 405 | Niger | Vallée de Keita | Tropical semi-aride | Tahoua | 1964 | 1967 | Grès de l'Ader-Doutchi, calcaires marneux, alluvions | Steppe succulente, cultures |
| | | 6a | Barrage | 0,707 | 405 | Niger | Vallée de Keita | Tropical semi-aride | Tahoua | 1964 | 1967 | idem | idem |
| | | 6b | Station secondaire | 0,265 | 405 | Niger | Vallée de Keita | Tropical semi-aride | Tahoua | 1964 | 1967 | idem | idem |
| | | 6c | F1 | 3 | 405 | Niger | Vallée de Keita | Tropical semi-aride | Tahoua | 1964 | 1967 | idem | idem |
| | | | | | | | | | | | | | |
| Tchad | 605 | 1 | Ouadi Koun | 56 | 500 | Ouadi Chaouk | | Tropical semi-aride | Abéché | 1956 | 1957 | Granits | Steppe succulente, Mil |
| | | 2 | Kourien doulien | 7,8 | 95 | Lac Tchad-Djourab | Enneri SAO | Semi-aride à tendance désertique | Fada | 1957 | 1957 | Grès (affleurants), sables | Steppe, roche nue |
| | | 3 | Bachikele | 19,8 | 100 | Lac Tchad-Djourab | Enneri SAALA | idem | Fada | 1958 | 1959 | Grès des Tassilis | Roche nue |
| | | 4 | Barlo | 36,6 | 750 | Lac Fitri | BAM-BAM | Tropical pur | Mongo | 1958 | 1959 | Granits (inslbergs) | Savane arbustive, mil |
| | | 4a | Petit Barlo | 17,8 | 750 | Lac Fitri | BAM-BAM | Tropical pur | Mongo | 1958 | 1959 | idem | idem |
| | | 5 | Abou goulem | 50,2 | 550 | Lac Fitri | Batha | Tropical semi-aride | Abéché | 1958 | 1959 | Granits et Gneiss | Steppe succulente, cultures (mil) |
| | | 5a | Petit Abou goulem | 12,3 | 550 | Lac Fitri | Batha | Tropical semi-aride | Abéché | 1958 | 1959 | idem | idem |
| | | 6 | Torou | 50 | 475 | Ouadi ENNE | Ouadi GOSI | Tropical semi-aride | Abéché | 1961 | 1961 | Granits | Steppe succulente, cultures |
| | | 7 | Kouro | 16 | 475 | Ouadi ENNE | | Tropical semi-aride | Abéché | 1961 | 1961 | Granits et sables (éoliens) | Steppe succulente, |

| | | | | | | | | | | | | | |
|--|--|------------|--------------------|------------|-----------|--------------------|----------------|----------------------------------|-------------|-------------|-------------|--|---------------------------------------|
| | | | | | | | | | | | | | cultures (bas fonds) |
| | | 8 | Taraiman | 11,25 | 300 | Ouadi ENNE | Ouadi TARAIMAN | Semi-aride | Abéché | 1961 | 1961 | Granits | Steppe, Steppe succulente (bas fonds) |
| | | 9 | Mayo ligan | 41 | 900 | Bénoue | Mayo KEBI | Tropical pur | Bongor | 1961 | 1965 | Grano-diorites | Savane arbustive |
| | | 10 | Bade | 316 | 1215 | Logone | Man Bida | Tropical de transition | Moundou | 1963 | 1964 | Sables compacts (passages grés-argileux) | Savane arborée, coton |
| | | 10a | Bade I | 5,36 | 1215 | Logone | Man Bida | Tropical de transition | Moundou | 1963 | 1964 | idem | idem |
| | | 10b | Bade II | 21,9 | 1215 | Logone | Man Bida | Tropical de transition | Moundou | 1963 | 1964 | idem | idem |
| | | 10c | Bade III | 72 | 1215 | Logone | Man Bida | Tropical de transition | Moundou | 1963 | 1964 | idem | idem |
| | | 11 | Bam bam | 1200 | 835 | Lac Fitri | BAM-BAM | Tropical pur | Mongo | 1963 | 1966 | Granits | Savane arbustive, mil |
| | | 11a | Taya | 167 | 835 | Lac Fitri | BAM-BAM | Tropical pur | Mongo | 1963 | 1966 | idem | idem |
| | | 11b | Bidjir | 74,2 | 835 | Lac Fitri | BAM-BAM | Tropical pur | Mongo | 1963 | 1966 | idem | idem |
| | | 11c | Toukoul | 61,3 | 835 | Lac Fitri | BAM-BAM | Tropical pur | Mongo | 1963 | 1966 | idem | idem |
| | | 11d | Barlo V | 528 | 835 | Lac Fitri | BAM-BAM | Tropical pur | Mongo | 1963 | 1966 | idem | idem |
| | | 11e | Mazera | 316 | 835 | Lac Fitri | BAM-BAM | Tropical pur | Mongo | 1963 | 1966 | idem | idem |
| | | 12 | Mataon | 16,8 | 1215 | Logone | Nya | Tropical de transition | Moundou | 1964 | 1964 | Granits et roches éruptives | Savane arborée |
| | | 13 | Am Nabak | 5600 | 330 | Oued Haddad-Karay | Oued Fera | Semi-aride | Abéché | 1964 | 1965 | Granits, alluvions | Steppe succulente |
| | | 13a | Bassin réduit aval | 60 | 330 | Oued Haddad-Karay | Oued Fera | Semi-aride | Abéché | 1964 | 1965 | idem | idem |
| | | 14 | Kadjemur | 245 | 197 | Ouadi Karma | | Semi-aride | Fada | 1965 | 1966 | Granits, alluvions, Grès | Steppe |
| | | 14a | Bassin II | 195 | 197 | Ouadi Karma | | Semi-aride | Fada | 1965 | 1966 | idem | idem |
| | | 14b | Bassin III | 34 | 198 | Ouadi Karma | | Semi-aride | Fada | 1965 | 1966 | idem | idem |
| | | 14c | Bassin IV | 16 | 199 | Ouadi Karma | | Semi-aride | Fada | 1965 | 1966 | idem | idem |
| | | 15 | Sofaya (Bassin I) | 345 | 94 | Ouadi Achim | | Semi-aride à tendance désertique | Fada | 1965 | 1966 | Granits, alluvions, Grès | Steppe |
| | | 15a | Bassin II | 173 | 94 | Ouadi Achim | | idem | Fada | 1965 | 1966 | idem | idem |
| | | 15b | Bassin III | 62 | 94 | Ouadi Achim | | idem | Fada | 1965 | 1966 | idem | idem |
| | | 15c | Bassin IV | 81 | 94 | Ouadi Achim | | idem | Fada | 1965 | 1966 | idem | idem |
| | | 15d | BassinIV | 1,63 | 94 | Ouadi Achim | | idem | Fada | 1965 | 1966 | idem | idem |

Annexe 41 : Caractéristiques des stations de SOFAYA (Tchad).

| Caractéristiques | Unité | Mois | SOFAYA (Bassin I) | (Bassin II) | (Bassin II) | (Bassin III) | (Bassin IV) |
|---|----------------------------------|-----------|----------------------|-------------|-------------|--------------|-------------|
| Etat | | | TCHAD | | | | |
| Région | | | Mortacha | | | | |
| Bassin hydrographique | | | Ouadi Achim | | | | |
| Coordonnées géographiques | X | | 16°04'12'' N | | | | |
| | Y | | 20°56'00'' E | | | | |
| Période de fonctionnement | | | 1965/1966 | | | | |
| Superficie | km ² | | 345 | 173 | 62 | 81 | 1.63 |
| Indice de compacité | | | 1.61 | | | | |
| Longueur du rectangle équivalent | km | | 46 | | | | |
| Densité de drainage | Km/ km ² | | 0.52 | | | | |
| Altitudes | m | | 480 | | | | |
| Type de climat | Semi-aride à tendance désertique | | | | | | |
| Température moyenne maximale (T _X) | Degrés | Janv | 29 | | | | |
| Température moyenne maximale (T _X) | Degrés | Mars-juin | 42 | | | | |
| Température moyenne minimale (T _N) | Degrés | Janv | 14 | | | | |
| Température moyenne minimale (T _N) | Degrés | Juin | 24 | | | | |
| Humidité relative relevée à 6 heures | % | Mai | 25 | | | | |
| Humidité relative relevée à 6 heures | % | Août | 55 | | | | |
| Humidité relative relevée à 12 heures | % | Mai | 17 | | | | |
| Humidité relative relevée à 12 heures | % | Août | 27 | | | | |
| Humidité relative relevée à 18 heures | % | Fev | 23 | | | | |
| Humidité relative relevée à 18 heures | % | Août | 40 | | | | |
| Insolation moyenne annuelle | heures | | 3 500 | | | | |
| Station de référence | | | FADA | | | | |
| Evaporation sur | | | Bac ORSTOM | | | | |
| Total annuel en mm | | | 4 100 | | | | |
| Précipitations | | | | | | | |
| Hauteur moyenne annuelle | mm | | 94 | | | | |
| Nombre moyen annuel de jours de pluie total | jours | | 12 | | | | |
| Supérieure à 10 mm | mm | | 3 | | | | |
| Répartition moyenne mensuelle | mm | Juillet | 20 | | | | |
| Répartition moyenne mensuelle | mm | Août | 60 | | | | |
| Hauteurs journalières ponctuelles de pluie annuelle | mm | | 23 | | | | |
| Décennale | mm | | 47 | | | | |
| Géologie | | | | | | | |
| Nature | Grés, Alluvions et Granites | | | | | | |
| Végétation | | | | | | | |
| Nature | | | Steppe | | | | |
| Importance par bassin | % | | 100 | | | | |

Annexe 42 : Bassin versant du cours d'eau SOFOYA

(Extrait de la carte de l'ORSTOM 1972).

BASSIN REPRÉSENTATIF du SOFOYA

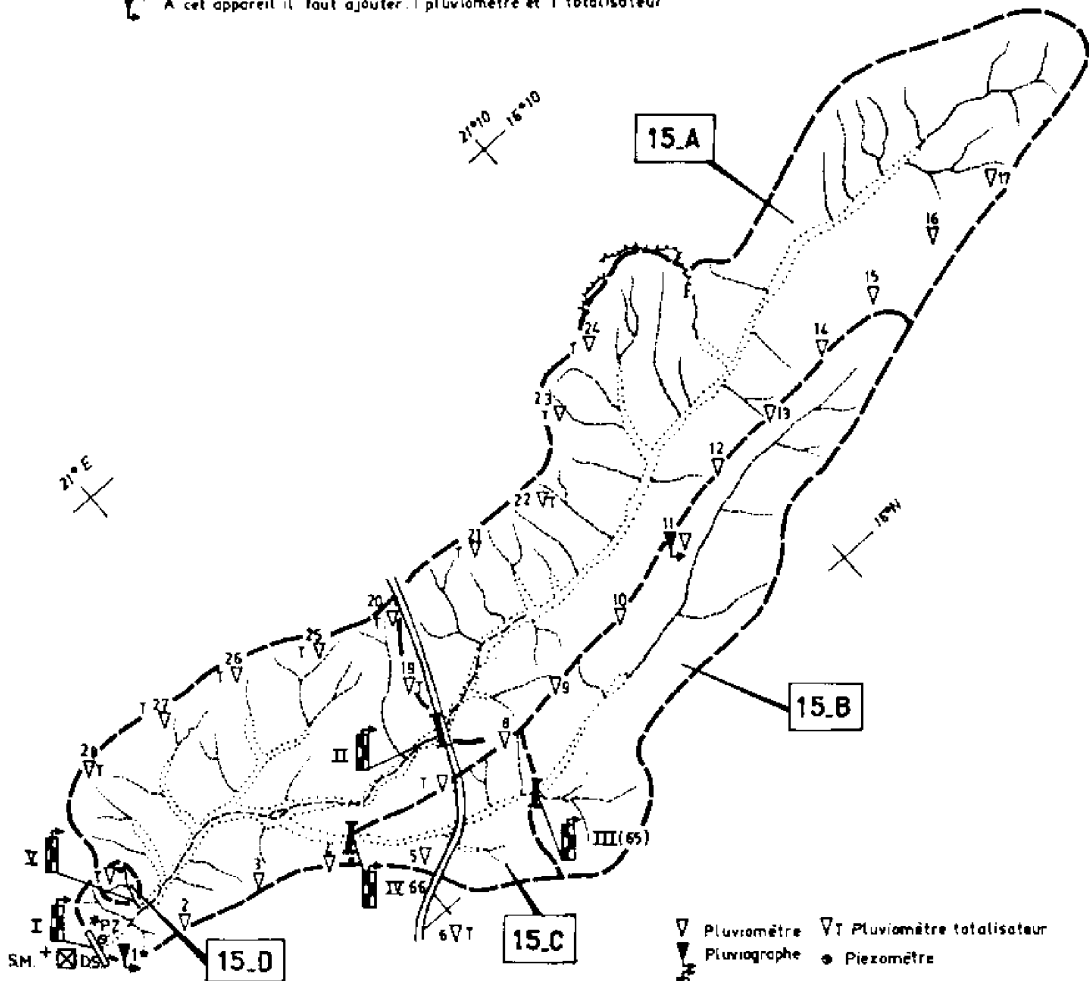
N° de code : TCH.15

CARTE TOPOGRAPHIQUE ET D'ÉQUIPEMENT

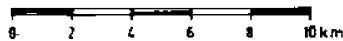
Carte de référence I.G.N. : ELELA NE 34 III-ARCHEI NE 34 IV

Photographies aériennes :

- NOTA
- ▽5 Appareils doublés de totalisateurs
 - ▽* 7 appareils installés en 1966
 - ▽* A cet appareil il faut ajouter 1 pluviomètre et 1 totalisateur



- ▽ Pluviomètre
- ▽T Pluviomètre totalisateur
- ▽ Pluviographe
- Piezomètre
- Limnigraphe
- Station hydrométrique d'écoulement naturel.
- Station hydrométrique à écoulement canalisé.
- ☒ Bac d'évaporation + S.M. Station météo.
- D.S. Débit en suspension



NOTA : Il y a 9 piezomètres

Annexe 43 : Les dalettes

Les dalettes sont construites pour supporter le poids de la pile d'excavation

Ballettes d'exploitation durant les travaux : ces dernières seront de dimension de :

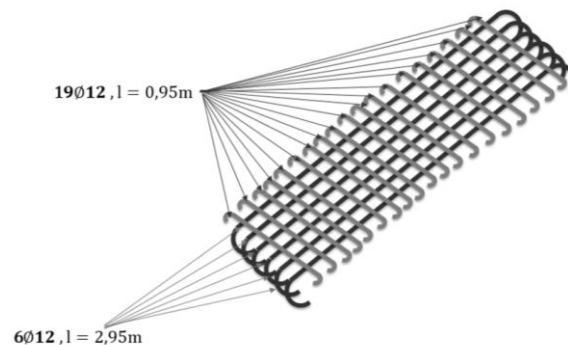
Longueur = 3,00 m, largeur = 1,00 m et épaisseur = 0,15 m.



Annexe 43.a : Schéma d'une dalette.

Ferraillage est :

- Barre droite de longueur unitaire $l = 2,95$ m, Nombre = 6, en T12
- Barre droite de longueur $l = 0,95$ m, nombre = 19, en T12.



Annexe 43.b: Schéma de Ferraillage d'un dalette

Annexe 44 : 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.

1. Exécution

1.1. 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 à 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 sondage d'essai (au moyen de piézomètres).

$$Q = \frac{\pi P(H^2 - h^2)}{2,3 \log \frac{R}{r}}$$

d'où :

Q : débit constant escompté [l/mn] ;

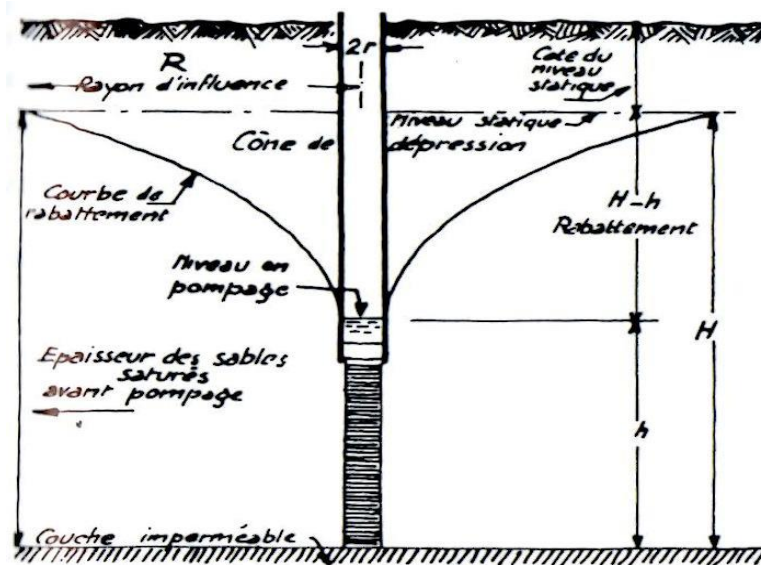
P : coefficient de perméabilité du terrain aquifère [l/mn/m²] ;

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 base de cône de dépression [m] ;

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



Annexe 43.a : 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. (28)

Annexe 43.b : 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.

2. 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 crépine, 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 crépine toute la couche grossière et environ la moitié de la couche de sable fin, avec des ouvertures différentes.

- **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

3. Gravier additionnel

Le gravier additionnel a un rôle d'un stabilisateur de la formation. Le massif de gravier servira à tenir le terrain et à éviter sa désagrégation 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.