



MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option: OUVRAGE HYDROTECHNIQUE

THEME :

**ETUDE DE PROTECTION CONTRE LES INNONDATIONS
DE VILLE DE BENI CHAIB (W.Tissemsilt)**

Présenté par :
YAHIAOUI HADJ

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
ZEROUAL AYOUB	M.CA	Président
TOUMI SAMIR	M.C.B	Examineur
BOURI DJAMEL EDDINE	M.C.B	Examineur
LAUCHE NASSIM	M.C.B	Examineur
BOUZIANE OMAR	M.A.A	Promoteur

Session Novembre 2023

Dédicace

À mes chers parents,

Quoi que je fasse, je sais que je ne pourrai jamais vous rendre hommage à la hauteur de ce que vous méritez. Je vous remercie du fond du cœur pour tout ce que vous faites pour moi et mes frères et sœurs. Vous êtes mon soutien dans la vie. Je vous aime. Je prie Dieu de vous garder comme un trésor pour moi et de vous protéger.

À mes chers frères et sœurs qui occupent une place spéciale dans mon cœur.

À mes amis et à tous ceux qui ont été à mes côtés, je vous aime tous.

Je prie pour que l'amour, la santé et le bien-être perdurent dans nos vies à tous.

Remerciement

La réalisation de ce mémoire a été rendue possible grâce à l'implication de plusieurs individus à qui je tiens à exprimer ma profonde reconnaissance. Je tiens à exprimer ma gratitude envers plusieurs parties prenantes :

Je commence par remercier Dieu, qui nous a dotés d'intelligence et nous a maintenus en bonne santé tout au long de ces années d'études.

Je tiens à exprimer ma sincère reconnaissance envers mes parents, dont le soutien a été essentiel pour la réalisation de ce travail.

Je tiens à adresser un grand MERCI à mon promoteur, M. BOUZIANE OMAR, pour ses précieux conseils et son assistance tout au long du processus.

Je remercie chaleureusement l'ensemble de nos professeurs de l'École Nationale Supérieure d'Hydraulique de Blida, ainsi que l'École Supérieure en Sciences Appliquées de Tlemcen, pour avoir mis à notre disposition les outils nécessaires à notre formation d'ingénieur et pour leur engagement à créer un environnement propice à notre réussite académique.

Je n'oublie pas de remercier mes amis et collègues qui m'ont apporté un soutien tant moral qu'intellectuel tout au long de ce parcours.

Enfin, je tiens à exprimer ma gratitude envers toutes les personnes qui ont contribué à faire de mon projet de fin d'études une expérience de travail inoubliable, tout en m'aidant à développer mes compétences.

ملخص

تعد الفيضانات من اهم المخاطر البيئية التي تسبب خسائر مادية وبشرية .لذلك وجب علينا اخذ اجراءات استباقية تفاديا لحصول نتائج وخيمة .

وفي هذا الاطار قمنا بدراسة مشروع حماية مدينة بني شعيب التابعة لولاية تيسمسيلت من خطر الفيضانات فكانت الاجراءات المتبعة بناء قناة من اكياس الحجارة من اجل تصريف المياه وحماية التربة من الانزلاق.

. الكلمات المفتاحية : فيضانات، مخاطر، حماية ، أكياس الحجارة، قناة خرسانية.

Résumé

Les inondations sont l'une des menaces environnementales les plus importantes, provoquant à la fois des pertes matérielles et humaines. Par conséquent, il est essentiel de prendre des mesures préventives pour éviter des conséquences graves. Dans ce contexte, nous avons étudié un projet visant à protéger la ville de Bani chaib (w.Tissemsilt) contre le risque d'inondation. Les mesures prises comprennent la construction d'un canal en sacs de pierres pour écouler les eaux et protéger le sol contre les glissements.

Abstract

Floods are one of the most significant environmental hazards that result in both material and human losses. Therefore, it is necessary to take proactive measures to avoid severe outcomes. In this context, we have studied a project to protect the city of Bani chaib (w.Tissemsilt) from the risk of floods. The measures taken include the construction of a stone-filled channel for water drainage and soil protection against sliding.

Sommaire

Chapitre I :Généralité sur les inondations.....	2
INTRODUCTION:.....	3
I.1. Les inondations	3
I.2.PARAMETRES DES COURS D’EAU	3
I.2.1. Lit d’un cours d’eau	3
I.2.2. Rive – Berge	4
I.2.3. Alluvions et substrat	4
I.2.4. Ripisylve	4
I.3. Types d’inondations	5
I.3.1. Inondations de Plaines:	5
I.3.2.Inondations par remontées des nappes phréatiques	5
I.3.3 Les inondations par crues torrentielles	6
I.3.4 Inondations par ruissellement	7
I.3.5. L’inondation par submersion marine.....	8
I.4. Les causes des inondations	8
I.4.1. Perturbations météorologiques.....	8
I.4.2. Urbanisation le long des cours d'eau et des rivières	9
I.4.3. Contraintes topographiques défavorables	9
Conclusion :.....	11
Chapitre II Présentation de la zone d’étude	11
Introduction	12
II.1. Situation Géographique	12
II.2 POPULATION	14
II.3.Situation du bassin versant	14
II.3.1. Relief :	15
II.3.2.Hydrographie du bassin versant	16
II.4 HYDROGRAPHIE :.....	17
II. 5 CLIMATOLOGIE	17
II.5.1 Température.....	17
II.5.2 Les précipitations:.....	18
II.5.3 Les vents:	19
II.5.4 Évaporation.....	20
II.6 GESTION ET SOLUTION POUR LE VILLAGE BENI CHAIB.	21
CONCLUSION	24
Chapitre III :Etude Hydrologique.....	35
Introduction	26
III.1. Caractéristiques principales du bassin versant	26
III.1.1. Bassin versant.....	26
III.1.2 Situation du bassin versant :.....	26
III.I.3.Hydrographie du bassin versant.....	27
III.2 Morphométrie :.....	29
III.3 Les reliefs :	30
III.4 Répartition et courbe hypsométrique :	30

III.5 Les altitudes caractéristiques :	33
III.6 Indice de pente globale (Ig) :	33
III.7 Pente moyenne des bassins versants (Im) :	34
III.8 Le réseau hydrographique :	34
III.8.1 La densité de drainage:	35
III.8.2 La pente moyenne du cours d'eau :	36
III.8.3 La pente moyenne du cours d'eau principale :	36
III.8.4 Le temps de concentration :	36
III.8.5 Vitesse moyenne de ruissellement:	38
III.9 Analyse des données pluviométriques :	40
III.9.1 Pluie moyenne annuelle :	40
III.9.1 Nombre d'année de la station utilisée	41
III.9.2 Précipitations annuelles moyennes pour les stations voisines	42
III.9.3 Correction de la série.....	42
III.10 Analyse statistique des pluies maximales journalières :	45
III.11 Pluie de courte durée à différentes fréquences	51
III.12 Les apports	64
III.12.1 Apport moyen annuel	65
III.13 Caractéristiques de l'écoulement :	68
III.14 Estimation fréquentielle des apports:	70
III.15 Evaluation des apports solides :	70
III.16 Etude de crues :	71
Chapitre IV Etude Géologique et Géotechnique	77
IV.1.Introduction	78
IV.2 Étude avant-projet détail (APD)	78
IV.2.1 Étude géologique.....	78
IV.2.1.1 Sismicité :	78
IV.2.2Contexte morphostructural.....	79
IV.2.3 Données géologiques et structurales de la zone d'étude :	79
IV.2.4 GEOLOGIQUE DE LA REGION:	82
IV.2.2 Étude Géotechnique	89
IV.3. Essai in situ	90
IV.3.1 Essais hydraulique.....	90
IV.5 Essai au labo.....	93
IV.5.1 Échantillonnage.....	93
IV.5.2 Essais d'identification	94
IV.6 Essais mécanique	96
IV.7 Essai in situ	100
IV.7.1 Essai hydraulique	100
IV.8 Essai au labo.....	102
IV.9 Essai mécanique	108
IV. 10 Masse volumique est absorption	114
Chapitre V ETUDE DES VARIANTES	116
INTRODUCTION.....	117
V.1 Présentation du logiciel	117
V.2 Données topographiques : profils en travers des oueds.....	118

V.3 Résultats de simulation de l'oued non aménagé.....	120
V.3.1 Graphique	120
V.3.2 Résultats chiffrés :	122
V.3.3 Les Zones Inondables :	123
V.4 Variantes proposes pour L'aménagement	124
V.4.1 Première variante : Protection avec gabionnage	125
V.4.2 Deuxième variante : Protection avec mur en béton armé.....	127
V.4.3 COMPARAISON DES VARIANTES.....	129
V.5 AVANT PROJET DETAILLE ET PROJET D'EXECUTION.....	130
V.5 .1 PRINCIPES DE CALCULS HYDRAULIQUES	130
Vérifications usuelles des ouvrages en gabions	131
V.6 Critères à prendre en compte dans le dimensionnement des gabions.....	132
V.7 CALCUL HYDRAULIQUE ET DIMENSIONNEMENT DES CANAUX PROJETES.....	136
V.8 Les différentes formes de courbe de remous	137
pour $i > 0$, Il existe trois (3) cas.....	137
V.8 Étude des variantes.....	141
V.8.1 Un canal en gabion.	141
Conclusion.....	143
Chapitre VI : Calcul génie civil.....	144
Introduction	145
VI.1 Etude de la stabilité	145
VI.2 Etude de la stabilité de gabion.....	145
VI.2.1 Logiciel Geo5.....	145
VI.2.2 Calcule de stabilité de mur en gabion	146
Chapitre VI: organisation de chantier	150
Introduction :	151
VI.1 Installations du chantier :	151
VI.1 .1 - Installations destinées au personnel :	151
VI.1.2 - Installations destinées au stockage des matériaux :	151
VI.1.3 - Installations destinées à la réparation des engins :	151
VI.1.4 - Installations pour la préfabrication :	151
VI.2 - Séquence des opérations sur le chantier :	152
VI.3 - Technologie des principaux travaux :	152
VI.4-Calcul des volumes des travaux :	152
VI.4.1 Premier trace: (OUED chargé)	152
VI.5. - Planification :	154
VI.5.1 - Définition :	154
VI.5.2 - Techniques de planification :	154
VI.5.3 - Méthodes basées sur le réseau :	154
VI.5.3.1 - Définition du réseau :	154
VI.5.4- Construction du réseau :	155
VI.5.5 Différentes méthodes basées sur le réseau :	155
VI.5.5.1 - Méthode P.E.R.T (Program Evaluation and Review Technique) :	156
VI.5.5.2 - Méthode P.D.M (Procedure Diagram Methode) :	156
VI.5.5.3 - Méthodes basées sur le graphique :	156
VI.5.5.3.1 - Méthode linéaire (Line of Balance Technique) :	156
VI.5.6 - Méthode à barres :	156

VI.5.6.1 - Les étapes de la planification :.....	156
VI.5.6.1.1- Collecte des informations :	156
VI.5.6.1.2 - Décomposition du projet :	156
VI.5.6.1.3- Relations entre les tâches :.....	156
VI.5.7 - Choix de la méthode de calcul :.....	157
VI.5.7.1 - Les paramètres de la méthode C.P.M :.....	157
VI.5.7.2 - Chemin critique (C.C)	157
VI.5.8 - Elaboration du réseau selon la méthode CPM.....	158
Conclusion :.....	160

Liste des figures

Chapitre I :

Figure I. 1: Compartiments caractérisant l'hydromorphologie d'un cours d'eau. (Source : brownsburghchatham.ca, modifié).....	4
Figure I. 2 : plaine inondée (Source : epageloing.fr)	5
Figure I. 3 : Inondations par remontées des nappes phréatiques.....	6
Figure I. 4 : inondations par crues torrentielles.....	7
Figure I. 5 : Inondations par ruissellement .Source : eaufrance.fr	7
Figure I. 6 : L'inondation par submersion marine. Source : eaufrance.fr.....	8
Figure I. 7 : Les villes au plus haut pourcentage d'évènements recensés.....	11

Chapitre II :

Figure II. 1: plan de situation	13
Figure II. 2:Plan de situation du Centre Beni Chaib par rapport la cuvette du barrage Koudiet Rosfa. (Source :BET BENDJABALLAH).....	13
Figure II. 3: population de beni chaib	14
Figure II. 4 : Situation de bassin versant de Koudiet Rosfa.....	15
Figure II. 5 :Carte des reliefs.....	16
Figure II. 6 : Carte de la pluviométrie.....	18
Figure II. 9: Le rejet d'assainissement directement vers le barrage.....	22
Figure II. 10: Lit du oued Chergui	23
Figure II. 11: Vu l'intersection des deux oueds	23
Figure II. 12: Vu la rive droite du Oued Chergui.....	24

Chapitre III :

Figure III. 1 : Situation de bassin versant de Koudiet Rosfa.....	27
Figure III. 2: situation de bassin versant 01	28
Figure III. 3: carte relief en 3d	28
Figure III. 4 : Cart de Courbe hypsométrique du bassin versant.....	31
Figure III. 5 : Courbe hypsométrique du sous bassin versant	32
Figure III. 6: carte de reseau hydrographique de basin versant	35
Figure III. 7:carte pluviométrique	41
Figure III. 8:Carte pluviométrique de l'Algérie du Nord.....	43
Figure III. 9: Représentation graphique de la pluie moyenne annuelle	44
Figure III. 10:FIGURE DE L'AJUSTEMENT A LA LOI DE GUMBEL.....	47
Figure III. 11 : FIGURE DE L'AJUSTEMENT A LA LOI LOG-NORMAL.....	50
Figure III. 12: Courbes des intensités pour différentes fréquences	64
Figure III. 13 : Hydrogramme des crues	76

Chapitre IV :

Figure IV. 1 : Classification sismique des wilayas d'Algérie.....	78
Figure IV. 2: classification géologique de la région d'Etude	83
Figure IV. 3: carte géologique de la région d'Etude.....	84
Figure IV. 4: essai Lugeon	91
Figure IV. 5: essai Lefranc[site].....	92
Figure IV. 6: Sondage pressiometrique	93
Figure IV. 7: méthode de quartage	94
Figure IV. 8: Échantillonneur.....	94
Figure IV. 9: différent tamis de la granulométrie.....	95
Figure IV. 10: représentation des limites d'Atterberg.....	96
Figure IV. 11 : appareil triaxial	97
Figure IV. 12: essai de cisaillement a la boite.....	98
Figure IV. 13: essai œdométrique	99
Figure IV. 14: courbe granulométrique, sedimentometrie	103
Figure IV. 15: courbe granulométrique, sedimentometrie	105
Figure IV. 16: courbe limites d'Atterberg+abaque de Casagrande.....	107
Figure IV. 17: courbe Proctor	108
Figure IV. 18 : courbe Proctor	109
Figure IV. 19: situation des points de sondage sur le CW5	112
Figure IV. 20: courbe d'essai compression simple	113

Chapitre V :

Figure V. 1 : interface du programme HEC RAS	118
Figure V. 2 :Tracé de l'oued et de ses différentes sections.....	119
Figure V. 3 : Schématisation d'une section en travers de l'oued.....	119
Figure V. 4 Profils en travers d'une section pour des crues de 100 ans.....	120
Figure V. 5 : Vue en plan de l'Oued pour une crue de 100 ans.....	120
Figure V. 6 : Courbe de tarage	121
Figure V. 7 : Variation de la vitesse totale d'écoulement en fonction de la distance	121
Figure V. 8 : Carte des vitesse d'écoulement tirée de Ras mapper	124
Figure V. 9 : le structures de gabions.....	126
Figure V. 10 : structures de mur en béton	127
Figure V. 11 : vue l' aménagements pr oposées	129
Figure V. 12 : Bonne position du mur en gabion	131
Figure V. 13 : Différentes positions du mur en gabion.....	132
Figure V. 14 Caise en gabion	133
Figure V. 15 : Exécution D'un mur en gabion (vue en coupe + photo de réalisation)	134
Figure V. 16:Mur en gabion.....	135
Figure V. 17 : Montage caisse en gabion	135
Figure V. 18 : Géométrie des sections immergés dans un canal.....	136
Figure V. 19 :État d'écoulement à travers la section de départ et d'arrivée du canal.....	141
Figure V. 20 :État d'écoulement à travers la section de départ et d'arrivée du canal.....	142

Chapitre VI :

Figure VI. 1.Réseau de planification des tâches par la méthode CPM.....	159
Figure VI. 2: Diagramme de Gantt.....	160

Liste des tableaux

Chapitre I :

Tableau I. 1 : Inventaire des inondations catastrophiques en Algérie (1971 – 2021).....	10
---	----

Chapitre II :

Tableau II. 1 :Température (Source: O.N.M).....	17
Tableau II. 2 : Station pluviométrique de barrage Koudiet-Rosfa	19
Tableau II. 3 Vitesses moyennes mensuelles des vents	20
Tableau II. 4 : Évaporation – Répartition mensuelle	20
Tableau II. 5 : Humidité relative en % (Station de Miliana).....	21

Chapitre III :

Tableau III. 1 : Les paramètres morphométrie des sous bassin	30
Tableau III. 2 :Sous bassin versant SB01	32
Tableau III. 3 :Les altitude caractéristiques	33
Tableau III. 4 :Indice de pente globale (I _g) :.....	34
Tableau III. 5 : Pentés moyennes des bassins versant Im	34
Tableau III. 6 : Densité de drainage.	36
Tableau III. 7 : Pente moyenne du cours d'eau.....	36
Tableau III. 8 : pente moyenne du cours d'eau principale.....	36
Tableau III. 9: Les temps de concentration	38
Tableau III. 10 : Vitesse moyenne de ruissellement.	38
Tableau III. 11 :caractéristiques hydromorphométriques des bassins versants :	39
Tableau III. 12: Distribution des années d'observation pluviométriques	40
Tableau III. 13 : de la pluie moyenne annuelle	44
Tableau III. 14 : AJUSTEMENT A LA LOI DE GUMBEL	46
Tableau III. 15 : Pluies maximales journalières par les différentes fréquences	47
Tableau III. 16 : Ajustement a la loi log normale	49
Tableau III. 17 : Pluies maximales journalieres par les differentes frequences	49
Tableau III. 18: Valeurs des pluies maximales journalières fréquentielles arrêtées pour les calculs des intensités	50
Tableau III. 19: PLUIES DE COURTE DUREE (mm).....	62
Tableau III. 20 : Intensités et pluies de courtes durées correspond au temps de concentration T _c =5,17h	64
Tableau III. 21: Apports moyens annuels	67
Tableau III. 22: Coefficient de variation	69
Tableau III. 23: Les caractéristiques d'écoulement	69
Tableau III. 24 : l'Apport fréquentielle de sous bassin versant 01.	70
Tableau III. 25 : Les apports solides	71
Tableau III. 26 : résultats de la formule mallet – Gauthier	72
Tableau III. 27 : résultats de la formule Turazza	72
Tableau III. 28 : résultats de la Sokolovsky	73
Tableau III. 29 Débits de crues au bassin versant :	74
Tableau III. 30 : Débits fréquentielles pour construction l'hydrogramme de crue de S.b 01	75
Tableau III. 31 : Débits fréquentielles pour construction l'hydrogramme de crue de S.b 01	76

Chapitre IV :

Tableau IV. 1: Études géotechniques d'un Site	89
Tableau IV. 2 : les résultats d'essais Lugeon	100
Tableau IV. 3 : les résultats des essais Lefranc	100
Tableau IV. 4: les résultats des essais pressiométriques	101
Tableau IV. 5 : les résultats d'essai granulométrique par tamisage	102
Tableau IV. 6: les résultats d'essai granulométrie par Sedimentometrie	102
Tableau IV. 7 : les résultats des essais granulométriques	104
Tableau IV. 8 : les résultats des granulats par sedimentometrie	105
Tableau IV. 10: les valeurs extrême et moyennes des résultats de triaxial	109
Tableau IV. 11: les valeurs extrême et moyennes des résultats de triaxial	110
Tableau IV. 12 les valeurs extrême et moyennes des résultats de cisaillement direct	110
Tableau IV. 13 les valeurs extrême et moyennes des résultats de cisaillement direct	110
Tableau IV. 14: les résultats des essais œdométriques	111
Tableau IV. 15 : les résultats des essais œdométriques	111
Tableau IV. 16 : les résultats d'essais compression simple Carotte N°7	113
Tableau IV. 17 : les résultats d'essai compression simple N°6	113
Tableau IV. 19 : les résultats des Essais masse volumique es absorption	114

Chapitre V :

Tableau V. 1 : Résultats chiffrés	122
Tableau V. 2 : Résultat de simulation du tronçon avec une section aménagée en	143

Chapitre VI :

Tableau VI. 1 : volume des travaux avec devis (D'OUED chergi) :	152
Tableau VI. 2 : Les tâches spécifiques	158
Tableau VI. 3 : Liste des opérations avec leurs durées	159

Liste des planches

Planche n°1 : plane d'aménagement de la ville Beni chaib(W.Tissemsilt)

Planche n°2 : Profil en Long de Oued chergi. (W.Tissemsilt)

Planche n°3 : Profil en travers de Oued chergi. (W.Tissemsilt)

Planche n°4 : Profil en travers de Oued 38 logt . (W.Tissemsilt)

Introduction générale

L'eau, source vitale, peut également se transformer en une force redoutable, engendrant des situations paradoxales entre sa rareté d'un côté et les inondations dévastatrices de l'autre. Ces dernières représentent une menace considérable, tant au niveau national que mondial.

Les inondations occupent la première place parmi les catastrophes naturelles mondiales, entraînant près de 500 000 décès chaque année à l'échelle planétaire (BACHI, 2011).

Elles causent la destruction de villes et de villages, propagent des maladies graves, et paralysent toute activité, portant atteinte au développement des secteurs économiques et sociaux.

En Algérie, les phénomènes d'inondations se manifestent plus fréquemment que les tremblements de terre, provoquant des catastrophes dévastatrices avec d'importants dégâts matériels et humains. Des exemples tels que Bab El Oued à Alger en 2001, Sidi Bel Abbès en 2006, Ghardaïa en 2008, El Bayadh en 2011, et plus récemment à Annaba, Tébessa et Constantine, témoignent de la réalité de ces catastrophes en l'absence de solutions techniques adaptées.

Les analyses des inondations et des crues dans notre pays mettent en évidence leur ampleur et leur caractère imprévisible. Notre étude se concentre sur la ville de Bani chaib, sujette à des inondations récurrentes provoquées par plusieurs cours d'eau en raison des fortes précipitations. Ainsi, l'objectif de ce travail est le développement des cours d'eau dans la zone d'étude. Nous avons estimé les débits de crue, identifié les zones inondées, et réalisé une modélisation hydraulique à l'aide des logiciels HEC Ras, ArcGIS, AutoCAD et Geo5. En choisissant les meilleures options pour la protection des zones urbaines et la prévention des pertes, nous avons défini les mesures et solutions nécessaires sous forme de variables diverses.

Chapitre I :
Généralité sur les inondations

INTRODUCTION:

Les inondations sont un phénomène naturel complexe et récurrent en Algérie, causant de graves pertes humaines et matérielles. Ce phénomène est dû aux facteurs climatiques et géographiques qui caractérisent les régions algériennes, tels que les fortes pluies hivernales et le terrain montagneux du pays, qui augmentent le débit de l'eau courante.

En Algérie, de nombreuses régions sont menacées par les inondations, en particulier les zones côtières, les vallées et les bassins hydrographiques. Ces inondations provoquent l'inondation des terres agricoles et des zones résidentielles, déplaçant la population et détruisant les biens.

Des efforts de prévention et d'amélioration des infrastructures sont nécessaires pour contrer ce phénomène dévastateur. La gestion des inondations exige la mise en œuvre de procédures d'alerte rapide et de prévision des inondations, ainsi que la construction de barrages, d'égouts et de décharges pour contrôler le débit d'eau.

I.1. Les inondations

Les inondations se produisent lorsque des espaces sont temporairement submergés par des eaux douces ou salées, suite à un débordement direct ou indirect d'eau, à un ruissellement important ou aux conséquences de la rupture d'un ouvrage. Ces phénomènes peuvent se manifester rapidement ou progressivement.

Les inondations sont des événements naturels qui peuvent avoir des conséquences dévastatrices sur les communautés et l'environnement. Elles peuvent causer des dégâts matériels importants, déplacer des populations entières et perturber les écosystèmes locaux.

I.2. PARAMETRES DES COURS D'EAU

I.2.1. Lit d'un cours d'eau

Le lit d'une rivière désigne tout l'espace occupé, en permanence ou temporairement, par un cours d'eau. On distingue trois types de lits (Verniers. G, 1995).

A. Lit mineur : c'est la zone limitée par les berges, il est constitué par le lit ordinaire du cours d'eau, pour le débit d'étiage ou pour les crues fréquentes (crues annuelles). (Merabet, 2006)

B. Lit moyen : Le lit moyen d'une rivière est habituellement sujet à des inondations fréquentes et contribue aux écoulements des crues. Il représente l'espace fluvial normalement occupé par la ripisylve, c'est-à-dire la végétation qui pousse le long des rives.

C. Lit majeur: (lit d'inondations) : est l'espace occupé par le cours d'eau lors de ses plus grandes crues, il comprend les zones basses situées de part et d'autre du lit mineur, sur une distance qui va de quelques mètres à plusieurs kilomètres. Sa limite est celle des crues exceptionnelle (MERABET, 2006).

Le lit majeur alors fait partie intégrante de la rivière. Cet espace (lit majeur) occupé par un cours d'eau lors d'une inondation peut être partagé en deux zones :

- Une zone d'écoulement, au voisinage du lit mineur.
- Une zone de stockage des eaux, où la vitesse est faible. Ce stockage est fondamental, car il permet le laminage de la crue, c'est -à-dire la réduction du débit et de la vitesse de montée des eaux à l'aval (MERABET, 2006).

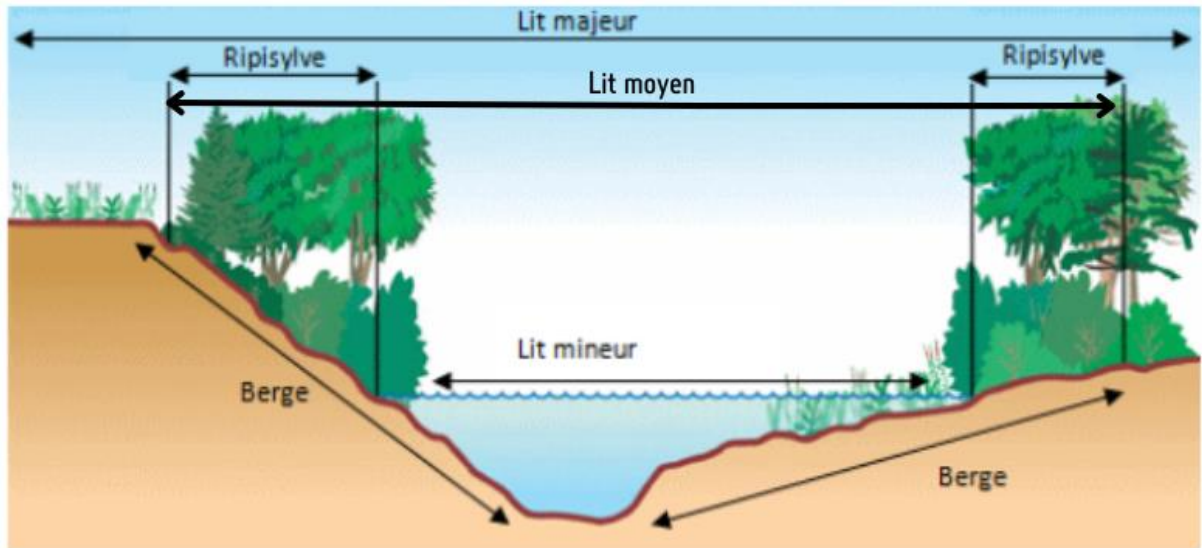


Figure I. 1: Compartiments caractérisant l'hydromorphologie d'un cours d'eau. (Source : brownsburgchatham.ca, modifié).

I.2.2. Rive – Berge

La berge désigne le talus incliné plongeant dans l'eau qui sépare le lit mineur (la partie occupée par le cours d'eau en temps normal) du lit majeur (la zone plus étendue qui est inondée lors des crues). En revanche, la rive représente le milieu géographique qui sépare les milieux aquatique et terrestre. Elle commence au sommet de la berge et constitue une partie plate, plus ou moins étendue, qui reste sous l'influence du milieu aquatique.

I.2.3. Alluvions et substrat

Les alluvions désignent les grains fins ou grossiers qui sont alternativement déposés ou emportés par le courant de l'eau. Elles recouvrent le substrat, qui est une couche formée de roches dures ou plus ou moins tendres telles que le grès, les marnes, etc.

I.2.4. Ripisylve

La ripisylve est une formation végétale naturelle, abondante et variée, qui se trouve le long des rives. Son rôle lors des crues peut être important ; lorsqu'elle occupe une part significative du lit majeur, elle augmente notablement la rugosité du lit, ce qui peut aider à ralentir l'écoulement de

l'eau et réduire les risques d'inondation..

I.3. Types d'inondations

I.3.1. Inondations de Plaines:

Les inondations de plaine se produisent à la suite d'épisodes pluvieux océaniques prolongés mais d'intensité modérée, s'abattant sur des sols où le ruissellement est long à se déclencher, sur des bassins versants moyens à grands (supérieur à 500 km²). La rivière sort de son lit mineur lentement et peut inonder la plaine pendant une période relativement longue. La rivière occupe son lit moyen et éventuellement son lit majeur.



Figure I. 2plaine inondée (Source : epageloing.fr)

I.3.2. Inondations par remontées des nappes phréatiques

Elles correspondent à des inondations par débordement indirect qui se manifestent lorsque le sol est saturé d'eau, il arrive que la nappe affleure et qu'une inondation spontanée se produise. Ce phénomène concerne particulièrement les terrains bas ou mal drainés et peut perdurer d'où la remontée de la nappe phréatique qui affleure en surface et/ou par l'intrusion d'eau dans les différents réseaux d'assainissement. (Merabet, 2006) .

Les désordres liés à ce type d'inondation se traduisent par des remontées sous bâtisses, l'ennoyage des ouvrages souterrains, la déstabilisation des tassements de remblai, des glissements de terrain, des perturbations sur les réseaux publics, des pressions sous les constructions, etc. (Boubchir, 2007).



Figure I. 3 : Inondations par remontées des nappes phréatiques
Source : epageloing.fr

I.3.3 Les inondations par crues torrentielles

C'est un phénomène qui survient lorsque des précipitations intenses se produisent sur un bassin versant, entraînant un ruissellement rapide et concentré dans les cours d'eau, ce qui provoque des crues soudaines et violentes dans les torrents et les rivières torrentielles.

Ce phénomène est principalement rencontré dans les zones de montagne et en région méditerranéenne, où les vitesses d'écoulement sont élevées, même dans le lit majeur des rivières.

Les crues torrentielles se caractérisent par un transport solide très important, impliquant le déplacement de quantités importantes de matériaux solides tels que des rochers et des débris. Ces crues ont également un impact significatif sur le lit des cours d'eau, provoquant des modifications profondes à l'occasion de l'événement.

Les dommages causés par les crues torrentielles sont principalement liés à la vitesse extrême du courant, accentuée par les matériaux charriés par les rivières pendant de telles crues. (Ledoux, 2006)

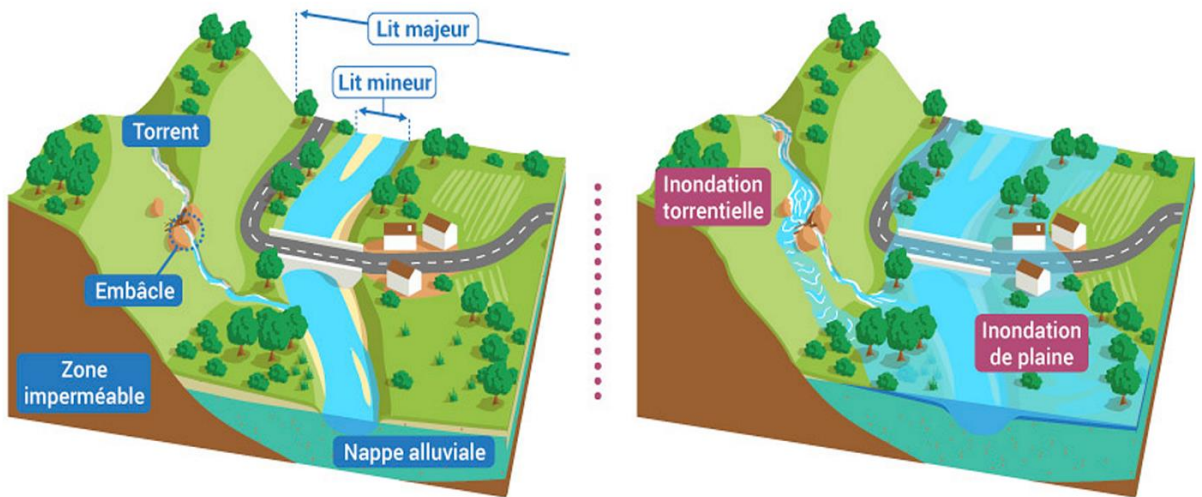


Figure I. 4 : inondations par crues torrentielles
Source : eaufrance.fr

I.3.4 Inondations par ruissellement

Les inondations par ruissellement en milieu urbain désignent les situations où des volumes d'eau s'écoulent dans les rues à la suite du ruissellement d'eau sur le site lui-même ou à proximité, sans être absorbés par le réseau d'assainissement à la surface ou en souterrain.

Ces inondations par ruissellement peuvent prendre différentes formes selon qu'elles se produisent en milieu rural, périurbain ou urbain. Cependant, elles partagent toutes une caractéristique commune : leur soudaineté et leur courte durée, ce qui les rend difficiles à prévoir et à contrôler lors de situations de crise. Ces phénomènes sont très localisés et concernent principalement de petits bassins versants (Ledoux, 2006)

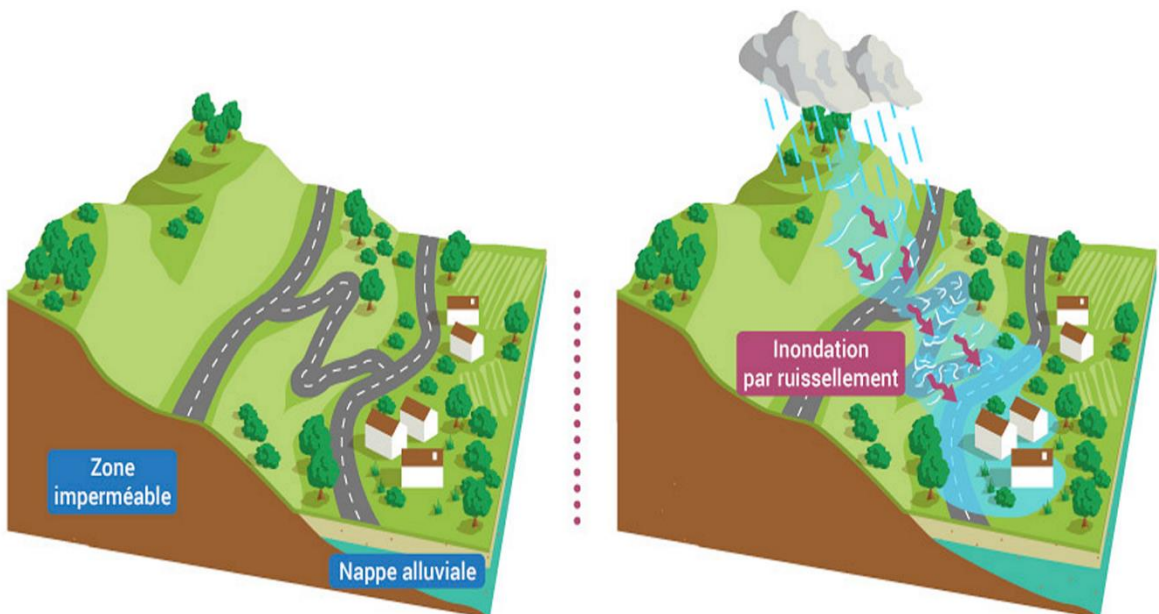


Figure I. 5 : Inondations par ruissellement .Source : eaufrance.fr

I.3.5. L'inondation par submersion marine

Cette inondation concerne les phénomènes d'inondation côtière, où le niveau de la mer s'élève de manière considérable lors de conditions météorologiques extrêmes. Ces conditions peuvent inclure des dépressions atmosphériques, des vents violents, des fortes houles, des phénomènes marégraphiques et des tempêtes. En conséquence, les zones côtières sont inondées par la montée des eaux.

De plus, ces inondations côtières peuvent également être déclenchées par des séismes sous-marins, qui, en fonction de leur magnitude, peuvent entraîner un tsunami. Dans ce cas, un séisme sous-marin provoque un déplacement brutal du fond marin, ce qui entraîne une onde de tsunami se propageant vers la côte et provoquant une montée rapide et destructrice des eaux.

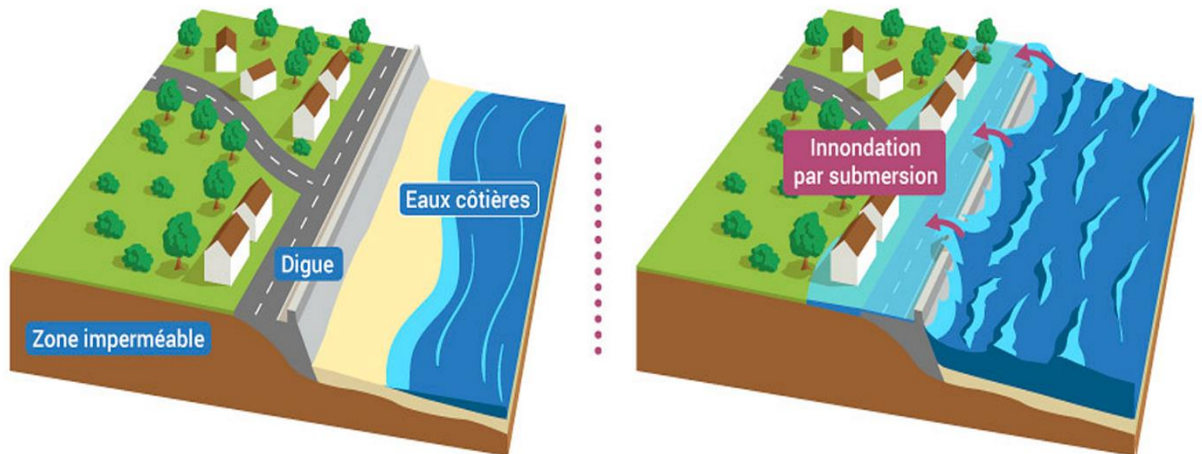


Figure I. 6 : L'inondation par submersion marine. Source : eaufrance.fr

I.4. Les causes des inondations

I.4.1. Perturbations météorologiques

L'Algérie fait régulièrement face à une grande diversité de systèmes perturbés pluvieux en raison de sa vaste superficie et de sa position géographique centrale entre les phénomènes d'origine polaire et tropicale. Ainsi, le pays est sujet à des sécheresses et des inondations de différentes ampleurs et périodicités. Les fortes pluies, qui surviennent généralement entre septembre et mai, sont principalement dues aux perturbations du front polaire. Lorsque ces masses d'air polaire atteignent les eaux chaudes de la Méditerranée, elles se régénèrent fortement, provoquant un flux important de chaleur et d'humidité vers les masses d'air, contribuant ainsi à l'intensification des perturbations. Parfois, ces perturbations peuvent pénétrer dans les régions sahariennes, se chargeant alors d'humidité en provenance des régions tropicales. Le nombre de ces

perturbations atmosphériques qualifiées de "sévères" (avec des précipitations supérieures à 30 mm pendant 24 heures) varie considérablement d'une année à l'autre, allant de 15 à 33 perturbations par an (Yahiaoui & Touaibia, 2012).

Certaines inondations sont liées à des situations météorologiques remarquables caractérisées par des pluies abondantes et des orages violents. Des exemples d'inondations notables en Algérie sont les inondations des bassins de Mazafran et de la Sebaou en décembre 1957, les inondations de l'automne 1969 en Algérie et en Tunisie, les inondations catastrophiques de mars 1973 dans l'Est algérien, les inondations des bassins versants de l'Algérois et de la Sebaou en mars 1974, les inondations de l'Est algérien en décembre 1984, etc. (Yahiaoui & Touaibia, 2012).

I.4.2. Urbanisation le long des cours d'eau et des rivières

Au cours des quatre dernières décennies, les villes en Algérie ont connu une croissance démographique significative due à l'exode rural. Cette augmentation de la population vers les zones urbaines a entraîné une expansion rapide des villes et une densification de leur tissu urbain. Cependant, les habitants touchés par ce phénomène sont confrontés à des problèmes de logement, un élément social pour lequel l'État n'a pas encore réussi à élaborer une politique cohérente visant à offrir à chaque Algérien un cadre de vie optimal. Face à cette réalité, la majorité de ces habitants, en particulier ceux des classes sociales défavorisées, se tournent vers l'auto-construction en occupant des terrains instables, notamment les lits des cours d'eau, où les systèmes d'assainissement font souvent défaut ou sont incapables de répondre de manière adéquate et quantitative aux défis posés par l'urbanisation (Yahiaoui, 2012).

Il est important de noter que dans toutes les wilayas du pays, un grand nombre de constructions ont été édifiées dans des zones inondables. À titre d'exemple, on peut citer 14 545 quartiers dans la wilaya d'Alger, 6 cités dans la wilaya d'Oran, 1 261 constructions dans la wilaya de Sétif, ainsi que 30 cités et quartiers dans la wilaya d'Annaba .

I.4.3. Contraintes topographiques défavorables

Les inondations surviennent fréquemment dans des régions présentant des contraintes topographiques défavorables, comme les villes traversées par des cours d'eau, par exemple Bordj Bou Arreridj et Oued R'Hiou Bel Abbés, ou situées au pied de montagnes, telles qu'Ain Defla, Batna et Médéa. Ces agglomérations à forte densité de population sont soumises à une urbanisation anarchique et non réglementée, ce qui les expose à de graves risques d'inondation. À chaque épisode d'inondation, même de faible ampleur, des vies sont perdues et des dommages matériels considérables sont enregistrés dans ces zones (Yahiaoui, 2012).

I.5.Inventaire des inondations catastrophiques en Algérie (1971 – 2021)

Tableau I. 1 : Inventaire des inondations catastrophiques en Algérie (1971 – 2021)

Lieu	La Date	les Pertes
Biskra	26-30/09/1969	26 décès
Azazga (Tizi Ouzou)	12/10/1971	40 décès
La capitale et Tizi Ouzou	28-31/03/1974	52 décès
El Eulma (Sétif)	01/09/1980	44 décès
Annaba	11/11/1982	21 décès
Djelfa	22/08/1983	10 décès
Jijel	03/02/1984	20 décès
Ghardaïa	03/06/1991	09 décès
Guillizane	20/10/1993	23 décès
bouarbarij	23/09/1994	16 décès
Laghouat	28/10/1995	40 décès
Annaba	04/04/1996	05 décès
Adrar	14/01/1999	12 décès
NAAMA	23/10/2000	05 décès
Bab El Oued (la capitale)	10/11/2001	900 décès
Sidi Bel Abbès	18 et 19/04/2007	07 décès
Ghardaïa	01/10/2008	43 décès
Bachar	08/10/2008	08 décès
El bayadh	01/10/2011	12 décès
Tamanrasset	15/09/2015	13 décès
Tamanrasset	04/08/2018	05 décès
Chlef	06/03/2021	10 décès

D'autre part, les pourcentages qui suivent sont obtenus par une classification des données selon le facteur de redondance des événements pour chaque wilaya (région administrative) et exposent les régions les plus touchées par les inondations. Dans le cas de notre échantillon, Constantine se distingue fortement parmi les différentes localités touchées et accumule 15,6% des cas sur l'ensemble des données recensées, suivie par Tizi Ouzou avec 8,9%, Ain Defla avec 5,6%, puis Alger, Ghardaïa et Bouira avec 4,4%

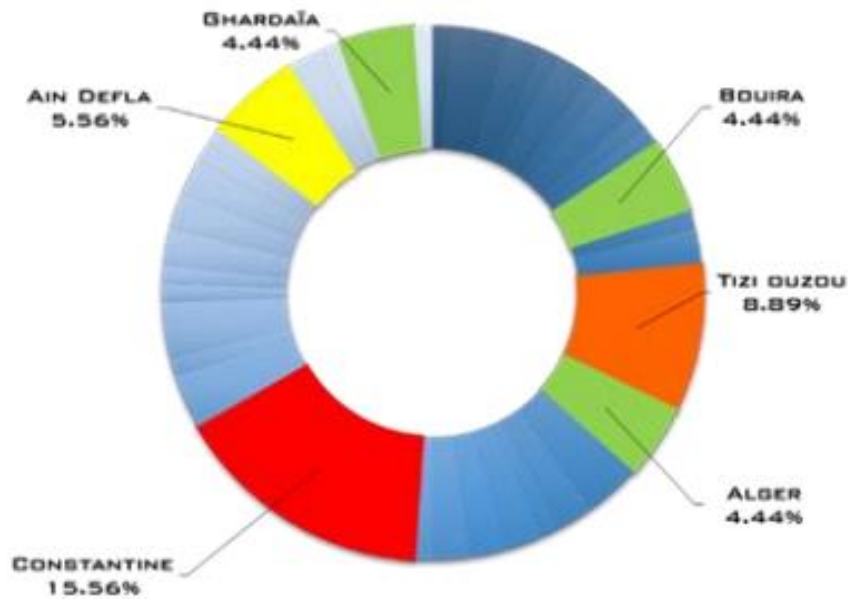


Figure I. 7 : Les villes au plus haut pourcentage d'évènements recensés
Source : Geo-Eco-Trop., 2016, 40, 3.

Conclusion :

Les inondations posent un défi majeur en Algérie. Cependant, grâce à une planification globale et à des mesures préventives efficaces, il est possible de réduire leur impact négatif et de protéger la sécurité des communautés exposées à ce phénomène naturel. Il est essentiel de sensibiliser le public à l'importance de se préparer aux inondations et de suivre les consignes de sécurité nécessaires lorsqu'elles se produisent.

Chapitre II :

Présentation de la zone d'étude

Introduction

Avant d'entreprendre tout projet visant à protéger contre les inondations, il est essentiel de réaliser une étude de site approfondie afin de recueillir un maximum de données et de comprendre les caractéristiques physiques de l'endroit ainsi que les facteurs pouvant influencer la conception du projet.

II.1. Situation Géographique

La commune de Beni Chaib est située au Nord-Ouest de la Wilaya de Tissemsilt.

Il est situé à 34 km de la ville de Tissemsilt.

Elle est limitée par les communes de :

- Commune de Bathia au Nord.
- Communes de Sidi Boudchent et Bathia à l'Est.
- Beni Lahcen, Sidi Slimane et Boukaïd à l'Ouest .
- Commune de Ouled Bessem au Sud.

En 1891, la tribu de Bni Chaïb du nom du chef de tribu, Chaïb, s'installe sur les collines qui bordent l'oued Fodda et ses affluents.

En 1957, le territoire occupé par la tribu obtient le statut de commune, sous le nom de commune de Beni Chaïb avec siège à Bordj Bounâama- Wilaya de Tiaret.

C'est seulement après l'indépendance, que l'administration communale a été transférée vers l'actuel chef-lieu le village de Beni chaïb. elle est rattachée depuis le dernier découpage administratif à la wilaya de Tissemsilt.

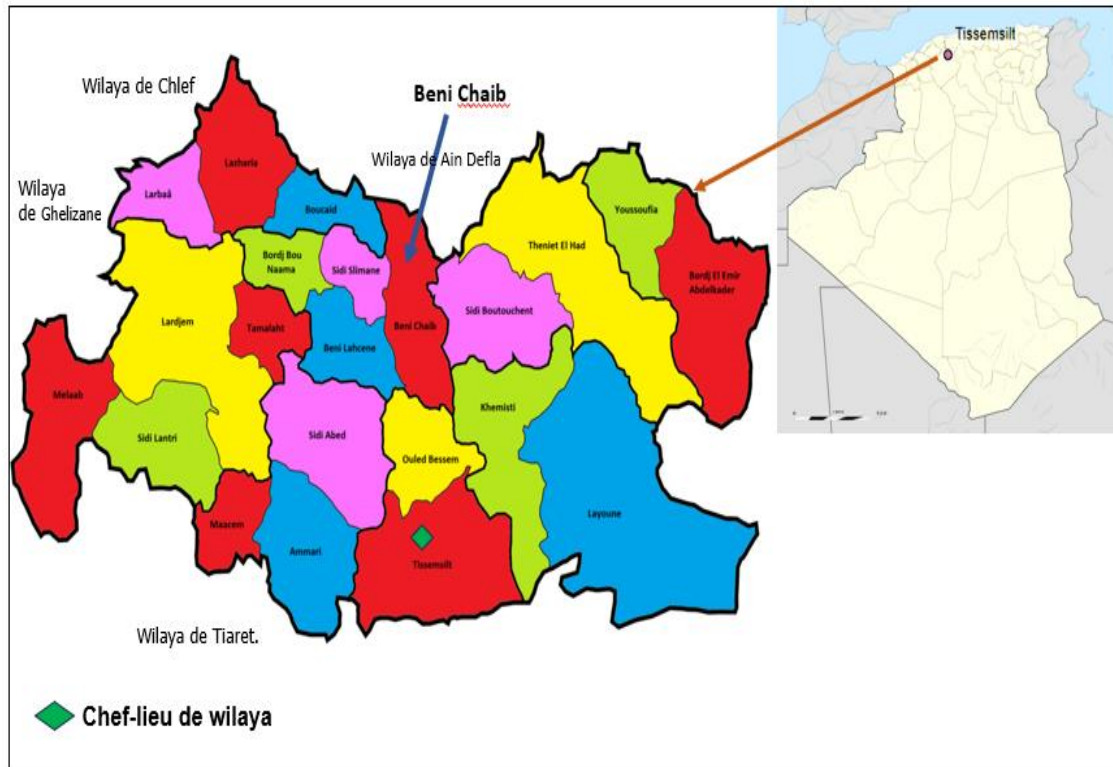


Figure II. 1: plan de situation

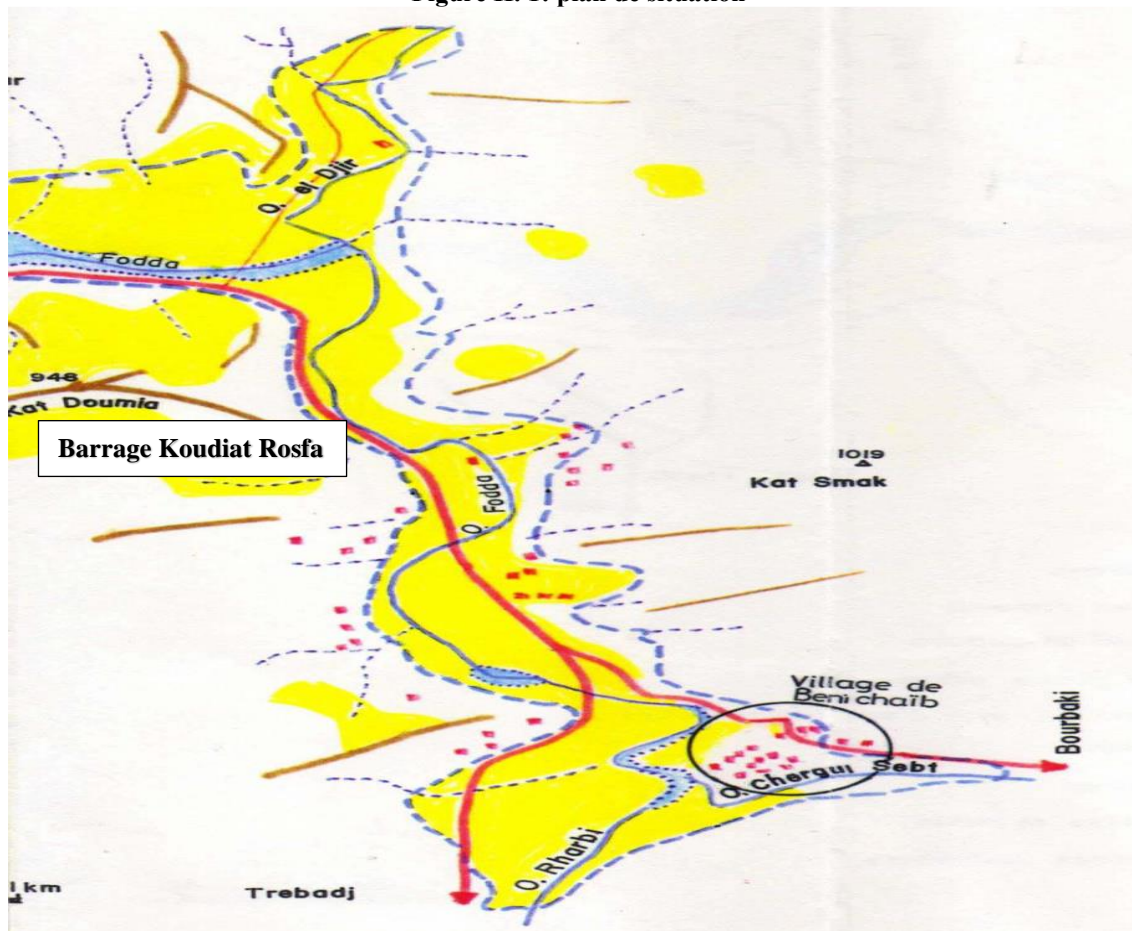


Figure II. 2:Plan de situation du Centre Beni Chaib par rapport la cuvette du barrage Koudiet Rosfa. (Source :BET BENDJABALLAH)

II.2 POPULATION

La population actuelle de la commune de Beni Chaib est de 4222 habitants (2015), dont 1868 habitants dans le chef lieu et 2354 habitants dans les Zones éparses . répartie sur une superficie de 115.94 km² .

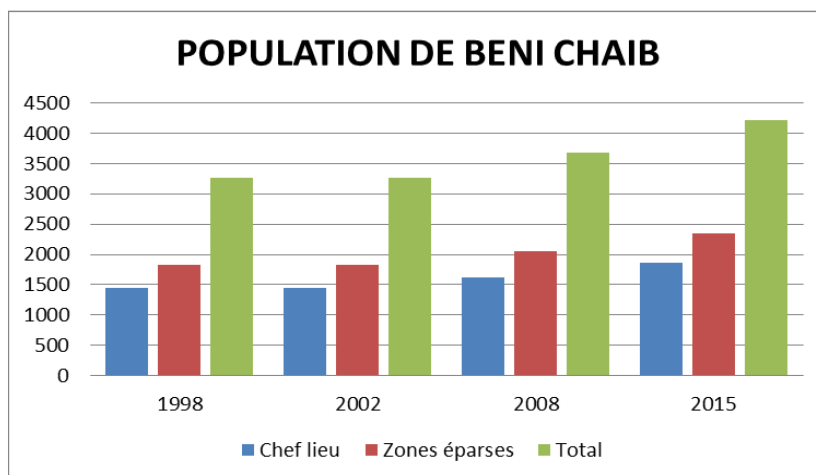


Figure II. 3: population de beni chaib

II.3.Situation du bassin versant

Le bassin versant de Koudiet Rosfa est situé à l'ouest du Nord Algérien et est considéré comme un sous-bassin du bassin hydrographique d'Oued Fodda. Il est inclus dans la zone de montagne de l'Ouarsenis et couvre une superficie totale de 440 km², avec un périmètre de 88 km. Ce bassin constitue la partie amont du bassin d'Oued Fodda, ce qui signifie que les cours d'eau et les rivières qui s'y trouvent alimentent le système hydrologique global de la région.

Le bassin versant de Koudiet Rosfa chevauche sur plusieurs communes, notamment Sidi Slimane, Beni Lahcène, Sidi Abed, Ouled Bessem, Khemisti, Beni Chaib et Boutouchent, situées dans la wilaya de Tissemsilt. De plus, une partie de la commune de Bathia, située dans la wilaya de Ain Defla, fait également partie de ce bassin versant. Il est limité par les coordonnées géographiques (UTM) :

- X1 : 383055 ,47m ; Y1 : 3943781,61 m.
- X2 :406838 ,79m ; Y2 :3976609,04 m.

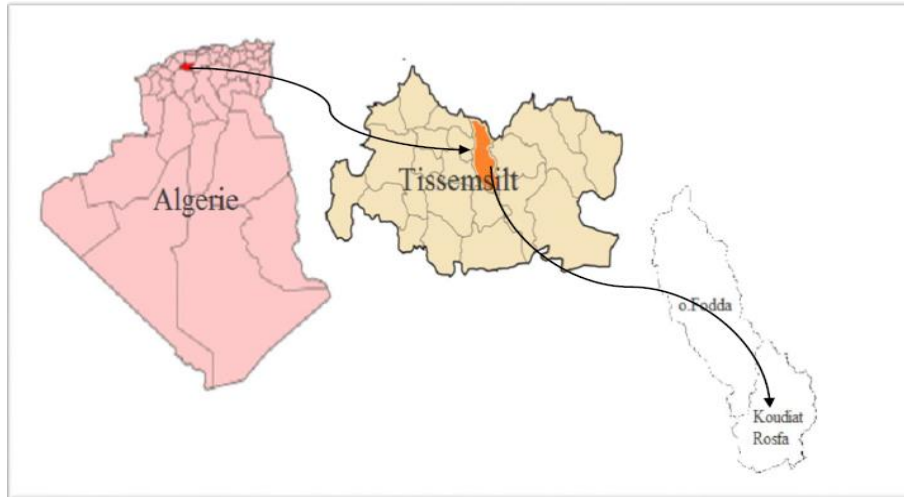


Figure II. 4 : Situation de bassin versant de Koudiet Rosfa

II.3.1. Relief :

La région se caractérise par un relief montagneux assez varié, bien que limité dans son extension. Les principales chaînes montagneuses qui délimitent le bassin versant sont les suivantes

- Au nord, on trouve le djebel Tourait et le djebel Tourit.
- Au sud, on retrouve les djebels Ahachir, Ain el Hallalif, Ben Chetouane, Azia et Kharcha.
- Au centre-ouest, le relief est marqué par le djebel Kalaa, Koudiet Azida et Smak.
- À l'est, on rencontre le Rokbat Ezzaoulet et le djebel Meddad.

L'altitude dans le bassin de Koudiet Rosfa varie de 1900 à 800 mètres, avec une déclivité qui s'incline progressivement en descendant vers le sud. Le barrage d'Oued Fodda, situé dans cette région, se trouve à une altitude inférieure à 500 mètres.

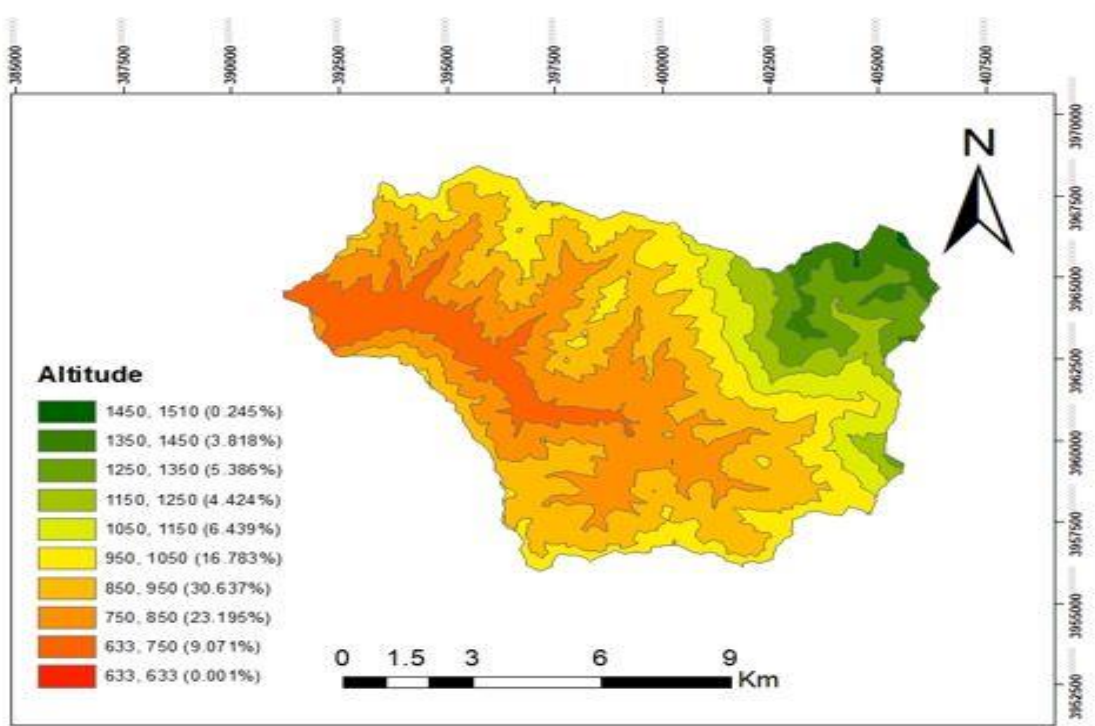


Figure II. 5 :Carte des reliefs

II.3.2.Hydrographie du bassin versant

Le bassin versant de Koudiet Rosfa possède un réseau hydrographique riche, comprenant des oueds permanents ou temporaires ainsi que des affluents importants tels que Oued Besbes, Oued Fodda, Oued El mellah et Oued Bou karroucha.

Ce réseau hydrographique est caractérisé par sa grande complexité, avec des cours d'eau très nombreux et des écoulements extrêmement irréguliers et agressifs. Le bassin de Koudiet Rosfa peut ainsi être considéré comme une sous-unité hydrologique.

Ce réseau hydrographique revêt une grande importance car il permet de fournir des informations essentielles sur plusieurs aspects :

- Le climat de la région.
- Les endroits qui peuvent être utilisés pour stocker l'eau.
- Les cours d'eau permanents et temporaires.
- Les zones sujettes aux risques d'inondation.
- Le phénomène d'érosion, car plus le réseau est dense, plus l'érosion peut être intense.

La connaissance de ce réseau hydrographique est cruciale pour la planification et la gestion des ressources en eau, la prévention des risques naturels tels que les inondations, et la préservation de l'environnement en minimisant les effets de l'érosion.

II.4 HYDROGRAPHIE :

Le territoire de la localité est caractérisé par le passage des deux oueds (oued Chergui et oued Rharbi) qui traverse notre périmètre d'Est en Ouest et constitue un vrai danger par rapport aux habitations.

II. 5 CLIMATOLOGIE

La région d'BENI CHAÏB, par sa situation géographique jouit d'un climat sec. Le caractère principal de ce climat est l'alternance d'une saison chaude et sèche s'étalant du mois de Mars au mois d'Octobre, suivie d'une saison froide d'Octobre à Février.

II.5.1 Température

Les données de températures de la région d'étude sont traitées à l'aide d'une seule station climatologique de l'Office national de météorologique (ONM) à savoir la station de Miliana comme représente tableau suivent.

Tableau II. 1 :Températeur (Source: O.N.M)

Station	Mois/Tc°	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Jui	Aou	Moy
Station	Tmax	27,7	21,7	16	12,8	12,1	12,8	15,3	17,7	21	17,5	32,2	31,1	19,83
Miliana	Tmin	17,4	13	8,7	6,8	5,4	6	7,2	9,3	11,8	17,2	21,2	20,2	12,02
	Tmoy	21,7	16,7	11,9	9,2	8,3	9	10,8	13	15,9	22	26,3	25,1	15,83

Le tableau montre des minima moyens mensuels oscillant entre 5.4°C en hiver (janvier) et 21.2°C au mois de juillet. Les maximums moyennes sont de l'ordre 12.1°C en hiver et 32.2°C en été. La température moyenne annuelle est égale à 15.83°C, les mois les plus chauds sont les mois d'été, soit juin, juillet et août.

II.5.2 Les précipitations:

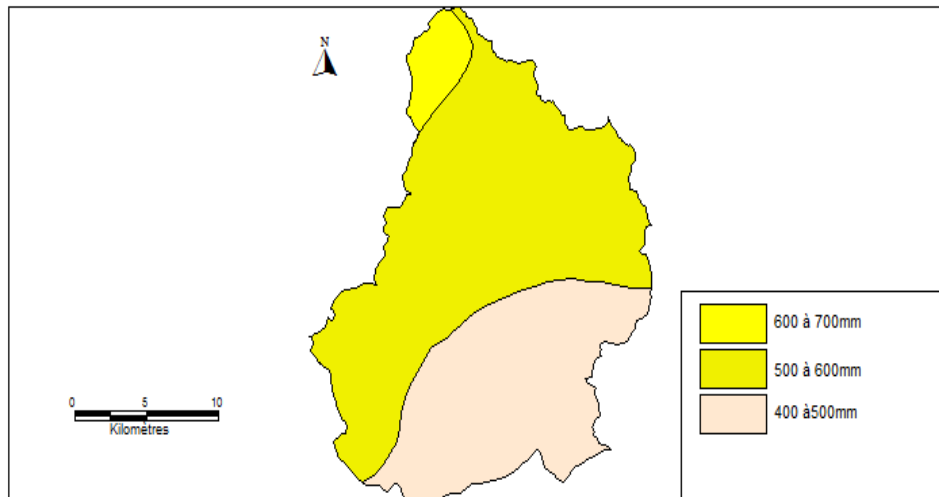


Figure II. 6 : Carte de la pluviométrie

Selon la carte de pluviométrie et les données fournies par l'ANBT (Agence Nationale des Barrages et des Transferts), on observe des variations significatives de la pluviométrie dans différentes parties du bassin versant de Koudiet Rosfa :

Dans la petite partie du côté nord du bassin versant, la pluviométrie est relativement importante, variant entre 600 et 700 mm par an.

Dans le centre du bassin versant, qui contient une grande partie de la zone, la pluviométrie est en moyenne plus modérée, se situant entre 500 et 600 mm par an.

Dans le sud du bassin versant, la pluviométrie est relativement faible, variant entre 400 et 500 mm par an.

Tableau II. 2 : Station pluviométrique de barrage Koudiet-Rosfa

date	Jan.	Fév.	Mar.	Avr.	Mai.	Jui.	Jui.	Aoû.	Sep.	Oct.	Nov.	Déc.	TOTAL
2005	27,9	25,8	2,8	1,8	0	10,1	0	0	17,6	22,7	33,7	31,2	173,6
2006	21,4	69,6	9,9	5,6	27,3	2,8	9,5	7,8	28,3	0,3	0	21,9	204,4
2007	15,7	31,5	36,7	37,1	5,9	1,5	2,9	0	19,4	39,2	73,5	7,01	270,4
2008	27,1	32	37	6,9	49,4	5,3	12	0	17,2	38,6	40,6	60,2	326,3
2009	51,5	23,4	37,1	49,5	12,5	0	0	0	43,5	7	11,2	49,4	285,1
2010	52,1	78,9	41,6	16,3	6,4	0	0	43,3	0,6	32,8	56,6	26	354,6
2011	36,7	73,6	33,5	19,2	55,3	20,1	2,5	0	0,9	26,8	90,2	13,5	372,3
2012	14,7	53,5	47,5	99	6	4	0	0	0,2	50,4	93,9	9	378,2
2013	76,2	67,5	66	55,8	45,7	0	0	17,3	19,6	0	36,8	55,7	440,6
2014	84,4	29,7	86,1	1,8	7	22,5	0	0	37,8	25,9	69	55,5	419,7
2015	30,2	136	8,1	0	4,3	5	0	8,7	15,6	24,9	21,2	0	254,2
2016	25,6	67,7	105	44,4	16,9	0	0	0	4,6	9,2	25,8	42	341,3

Source : ANBT Barrage Koudiet-Rosfa

D'après le tableau et la série de données de la station de barrage de Koudiet Rosfa :

La valeur maximale de pluie enregistrée est de 136,2 mm, et cela s'est produit en l'année 2015.

La valeur minimale de pluie enregistrée est de 0,0 mm, et cela s'est produit dans toutes les années de la série.

La moyenne annuelle importante de pluie est de 36,8 mm, et cela a été observé spécifiquement en l'année 2013.

Ces données montrent des variations significatives de la pluviométrie d'une année à l'autre, avec des années très pluvieuses comme en 2015 (136,2 mm) et des années sèches sans précipitations enregistrées (0,0 mm). La moyenne annuelle de 36,8 mm en 2013 indique une année relativement plus pluvieuse par rapport aux autres années de la série.

II.5.3 Les vents:

Effectivement, le vent joue un rôle crucial dans le climat de la région de Koudiet Rosfa. Il a une influence directe sur les températures en favorisant le refroidissement ou le réchauffement de l'air. De plus, le vent peut transporter l'humidité, ce qui affecte l'évaporation et l'humidité relative dans la région.

Selon les observations disponibles, les vents dominants chargés d'humidité soufflent dans deux directions principales à différentes périodes de l'année :

De la direction Ouest-Nord-Ouest (W-NW) : Ces vents prévalent pendant la période allant

du mois d'octobre au mois de mai. Ils sont responsables du transport d'humidité et contribuent à maintenir un certain niveau d'humidité dans l'air pendant les mois d'hiver et de printemps.

De la direction Est-Sud-Est (E-SE) : Ces vents sont plus fréquents de juin à septembre, pendant la période estivale. Ils apportent également de l'humidité, mais ils peuvent également entraîner des périodes de chaleur et de sécheresse pendant les mois d'été.

Tableau II. 3 Vitesses moyennes mensuelles des vents

Mois	J	F	M	A	M	J	J	AU	S	O
V,moy (m/s)	5,57	4,92	4,33	4,88	4,15	3,92	3,98	3,97	4,03	3,73
V,max (m/s)	24,75	21,25	23,25	26	24,38	24,5	23	25,88	26,88	15,6

Source: O.N.M.

V.moy: moyenne des vitesses mensuelles.

V.max: moyenne des vitesses maximales.

M.A : moyenne annuelle.

II.5.4 Évaporation

L'évaporation au site de Koudiet-Rosfa est mesurée à l'aide de l'évaporomètre "Piche" placé sous abri. Selon les estimations basées sur la carte de l'évapotranspiration potentielle de l'ANRH, l'évaporation moyenne annuelle est d'environ 1241 mm.

Le Tableau suivante représente la répartition des valeurs mensuelles moyennes d'évaporation :

Tableau II. 4 : Évaporation – Répartition mensuelle

Mois	Jan.	Fév.	Mar.	Avr.	Mai	Jui.	Juil.	Aou.	Sep.	Oct.	Nov.	Déc.
Evaporation												
Min	40,3	35	68	78	80,6	117	158	149	114	80,6	51	34,1
Max	74,4	67	81	96	115	165	236	205	159	121	75	62
Moy	55,8	52	78	84	99,2	150,0	208	183	138	96,1	60	52,7

Source (ONM Algérie période entre 1975 et1984)

L'humidité fait référence à la quantité de vapeur d'eau présente dans l'air. C'est un paramètre important pour caractériser le contenu en eau de l'atmosphère. L'humidité peut être mesurée de différentes manières, dont la plus courante est l'humidité relative.

L'humidité relative est égale au rapport de la tension de vapeur à la tension maximum de la température (%).

Tableau II. 5 : Humidité relative en % (Station de Miliana).

Mois	Jan	Fév.	Mar.	Ava.	Mai.	Jiu.	Juil.	Aou.	Sep.	Oct.	Nov.	Déc.	Année
Moy	74,7	76	69	67,2	65,4	55,4	46	50,9	58,7	66,5	73,3	77,4	65,1
Max	89,7	91	88	86,7	85,2	76,5	67	73,3	80,7	85,7	89,4	91,1	83,7
Min	55	54	46	42,9	41,9	33,3	26	29,5	34,7	43,7	53,4	58,6	43,3

Source (ONM Algérie période entre 1975 et1984)

D'après les données du tableau, la moyenne annuelle de l'humidité dans notre zone d'étude est de 65%. Cette valeur varie de 45,7% à 77,4% pendant la période de novembre à mars, et de 67,2% pendant la période d'avril à octobre. Ces observations révèlent deux saisons humides : l'automne et l'hiver, et une saison sèche en été.

problèmes des crues à cause des points suivant:

- ❖ Les ouvrages n'ont pas été réalisés sur la base des études
- ❖ L'accumulation de la vase et les ordures le long de oued.
- ❖ Délimitation de la section de chabba par des constructions et des fois même sur chabaa.
- ❖ Absence une protection de la rive droite de Oued Chergui Sept.
- ❖ La cuvette du barrage déstabilisé le talus de village sur tout au niveau des nouvelles constructions R+1 qui vraiment en danger.
- ❖ la partie base de village de cote inferieur 643.00 NGA et vraiment à risque d'inondé à court terme.
- ❖ Le passage busé a l'entré de village en mauvaise état de point de vue construction et dimensionnement.
- ❖ Problème de relèvement du lit de l'oued après chaque crue qui provoque l'inondé le village.
- ❖ Le problème major ci-après la mise en service du barrage en trouve le village dans une surfece fermé de toute les côtés, la cuvette et les crues de l'oued et la crête d'autre coté qui vraiment freiner les développements et l'urbanisation de village.

II.6 GESTION ET SOLUTION POUR LE VILLAGE BENI CHAIB.

Se trouvant en queue de cuvette et sujet aux inondations de crues, le village de Beni Chaib doit faire l'objet d'une décision quant à son devenir si les risques dont il est fait mention dans cette étude sont acceptés par le maitre de l'ouvrage. Dans un tel cas :

- ❖ Les autorités locales devront être associées à cette préoccupation et particulièrement à freiner le développement ou l'extension de ce village sur tout sur la partie base du village.
- ❖ Relèvement du lit de l'oued par le curage de l'oued après chaque crue en période d'étiage.

Chapitre II :PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

- ❖ protégé la ville contre l'inondation par la projection des murs de protection sur la rive droite de Oued Chergui.
 - ❖ redimensionner le passage busé à l'entrée de la ville.
 - ❖ Protégée les 80 logts en cours de construction par une ceinture de protection.
 - ❖ La population qui habite à la proximité de la cuvette doit être informée des risques potentiels après les crues milléniale
- Quelques photos qui présentent les ouvrages déjà réalisés.



Figure II. 7: Le rejet d'assainissement directement vers le barrage



Figure II. 8: Lit du oued Chergui



Figure II. 9: Vu l'intersection des deux oueds



Figure II. 10: Vu la rive droite du Oued Chergui

CONCLUSION

les observations sur le terrain ont révélé une absence totale de système de protection contre les inondations pour le village de Beni Chaïb, et les ouvrages existants se sont révélés incapables de faire face aux crues exceptionnelles. Ainsi, il est essentiel de prévoir une mesure de protection, que ce soit par l'installation de murs en gabion, en pierre, ou par d'autres solutions appropriées. Un calcul précis du débit est nécessaire pour assurer la stabilité de cette protection, en particulier pour résister aux crues centennales et permettre l'extension de la cuvette du barrage Koudiet Rosfa. En mettant en œuvre ces mesures, on peut réduire les risques d'inondation et assurer la sécurité du village de Beni Chaïb face aux crues futures.

Chapitre III :
Etude Hydrologique

Introduction

L'étude hydrologique , revêt une importance capitale pour comprendre et prévoir le comportement des systèmes aquatiques. Cette branche de la science s'attache à analyser les mouvements, les flux et les propriétés de l'eau dans divers environnements, qu'il s'agisse de cours d'eau, de lacs, de rivières ou même de systèmes de drainage urbain.

L'objectif fondamental d'une étude hydraulique est de fournir des informations précises et exploitables sur le comportement de l'eau dans des conditions variables. Que ce soit pour évaluer les risques d'inondations, concevoir des infrastructures de gestion de l'eau, préserver la qualité de l'eau, ou encore développer des projets de génie civil, l'analyse hydraulique est le fondement sur lequel repose la prise de décision éclairée.

III.1. Caractéristiques principales du bassin versant

III.1.1. Bassin versant

Le bassin versant, également connu sous le nom de bassin hydrographique , est une zone géographique délimitée par des reliefs topographiques où toutes les eaux de pluie et les cours d'eau convergent vers un point commun, généralement un cours d'eau principal tel qu'une rivière ou un fleuve. En d'autres termes, c'est la région terrestre drainée par un réseau de cours d'eau et de ruisseaux qui alimentent un même cours d'eau principal.

Les bassins versants sont des éléments essentiels du cycle hydrologique de la Terre, car ils influencent la collecte, le stockage et le déversement des précipitations.

III.1.2 Situation du bassin versant :

Le bassin versant du site actuel de l'Oued Fodda, d'une superficie de 400 Km², est constitué de deux zones bien contrastées :

- Une zone Nord très accidentée, a altitudes élevées (1993m dans l'ouarsenis), aux vallées étroites et profondes, avec des versants a fortes pentes et relativement boisés,
- Une zone Sud-Sud-Est absolument nue, pratiquement sans végétation naturelle, à part quelques arbustes isolés, avec des versants moins pentus et des interfluves en coupes arrondies et parfois entrecoupés par des affleurements allongés de roches plus aigües dans ('extrême Sud. C'est cette zone qui correspond au bassin versant du Koudiet-Rosfa, sa superficie et de l'ordre de 440 Km².

La limite entre ces deux zones se situe a Souk Sebt a la confluence des Oueds Rharbi et Chergui. Elle suit l'Oued Rharbi, vers le sud-Ouest et les Oueds Guetar (affluent de l'Oued Chergui) et la Chaaba Lahadine (affluent de l'Oued Bou Hamza) vers le Nord-Est.

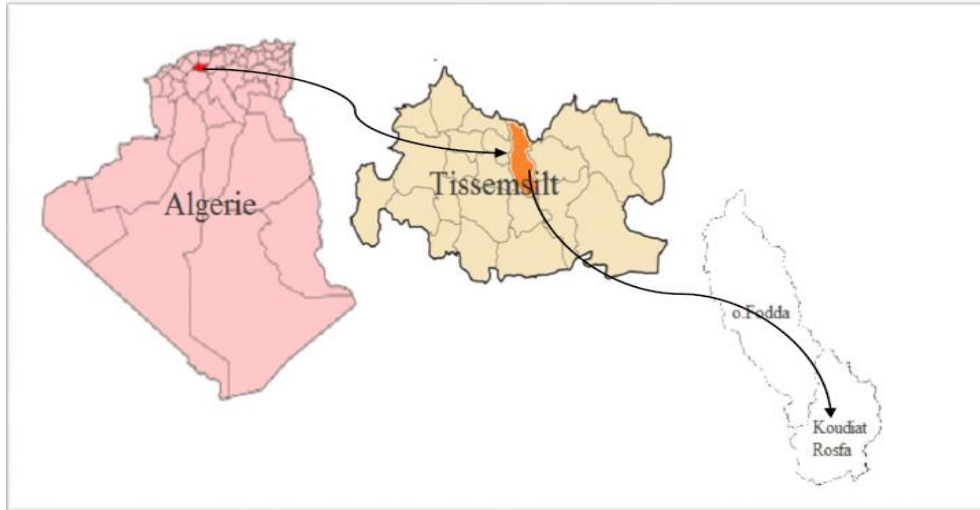


Figure III. 1 : Situation de bassin versant de Koudiet Rosfa

III.I.3.Hydrographie du bassin versant

Le bassin versant de Koudiet Rosfa possède un réseau hydrographique riche, comprenant des oueds permanents ou temporaires ainsi que des affluents importants tels que Oued Besbes, Oued Fodda, Oued El mellah et Oued Bou karroucha.

Ce réseau hydrographique est caractérisé par sa grande complexité, avec des cours d'eau très nombreux et des écoulements extrêmement irréguliers et agressifs. Le bassin de Koudiet Rosfa peut ainsi être considéré comme une sous-unité hydrologique.

Ce réseau hydrographique revêt une grande importance car il permet de fournir des informations essentielles sur plusieurs aspects :

- Le climat de la région.
- Les endroits qui peuvent être utilisés pour stocker l'eau.
- Les cours d'eau permanents et temporaires.
- Les zones sujettes aux risques d'inondation.
- Le phénomène d'érosion, car plus le réseau est dense, plus l'érosion peut être intense.

La connaissance de ce réseau hydrographique est cruciale pour la planification et la gestion des ressources en eau, la prévention des risques naturels tels que les inondations, et la préservation de l'environnement en minimisant les effets de l'érosion.

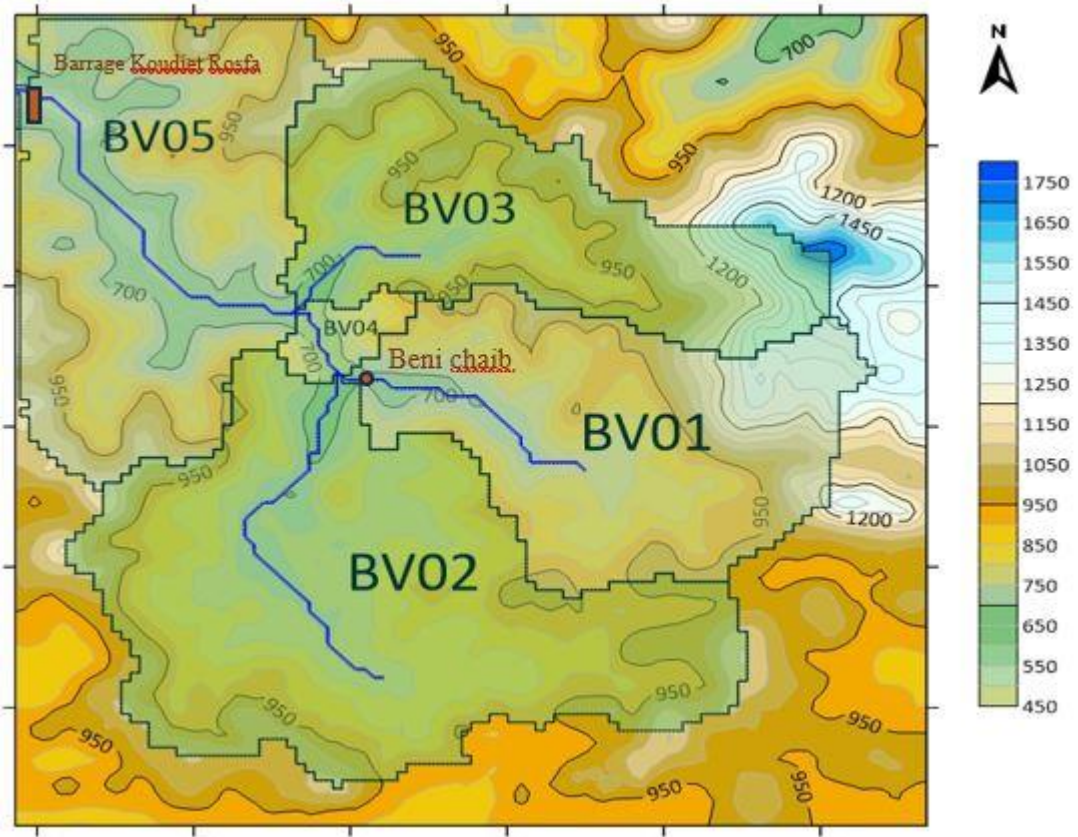


Figure III. 2: situation de bassin versant 01 .

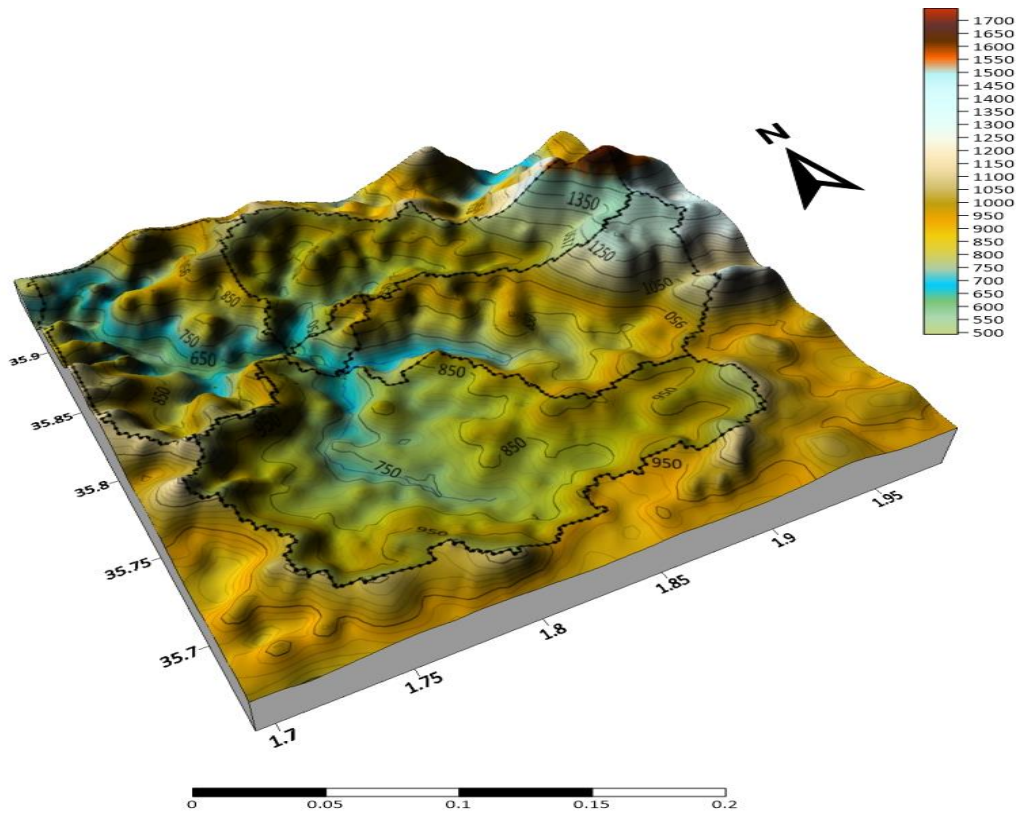


Figure III. 3: carte relief en 3d

III.2 Morphométrie :

Les différents paramètres morpho métriques sont calculés à partir des cartes topographiques 1/50 000 et sont résumés dans le tableau ci-après.

A: la surface :

La surface topographique est le paramètre le plus important, il permet de contrôler l'intensité de plusieurs phénomènes hydrologique (apport ; volume de précipitation ou infiltration) elle est déterminée par logiciel AUTOCAD sur la carte topographique.

p : le périmètre :

Le périmètre représente la frontière extérieure du bassin. Chaque bassin réagit de manière unique aux précipitations qu'il reçoit. Les caractéristiques hydrologiques de chaque bassin dépendent à la fois du climat qu'il subit et de ses propres caractéristiques géophysiques.

C - Indice de compacité de Gravelius :

Indice de Gravelius « Kc » Appel aussi indice de forme, cet indice caractérisent la forme du bassin, et exprime l'allongement des bassins versants.

$$KG = \frac{P_{BV}}{2\sqrt{\pi S_{BV}}}$$

P_{BV} : Périmètre du bassin versant

S_{BV} : Surface du bassin versant

Pour

- ✓ $KG = 1.3$ On dit que le bassin est compact.
- ✓ $1 < KG < 1.3$ On dit que le bassin est moins compact.
- ✓ $KG > 1.3$ On dit que le bassin est allongé.

En effet, lorsque le coefficient KG se rapproche de 1, cela indique que le bassin présente une forme plus compacte ou ramassée. Dans ce cas, le temps de concentration, c'est-à-dire le temps nécessaire pour que l'eau de pluie s'écoule depuis le point le plus éloigné du bassin vers le point de sortie, sera plus court.

D - Le rectangle équivalent :

On suppose que l'écoulement sur un bassin versant donné est équivalent à celui sur un rectangle de même superficie et d'indice de Gravelius identique., la même répartition hypsométrique, la même distribution des sols et de la végétation , la même densité de drainage.

Le rectangle équivalent est défini par sa longueur "L" et sa largeur "l", calculées respectivement selon les formules suivantes :

- **La longueur du rectangle équivalent :**

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

- **La largeur du rectangle équivalent :**

$$l = \frac{Kc \cdot \sqrt{S}}{1,128} \left(1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1,128}{Kc} \right)^2} \right)$$

Tableau III. 1 : Les paramètres morphométrie des sous bassin

sous bassins	S (surfaces) Km2	P (Périmètre) (Km)	Kc	L (Km)	l (Km)
SB1	113	53	1.40	21.17	5.33

III.3 Les reliefs :

L'impact du relief sur le flux d'eau est facilement compréhensible, car de nombreux paramètres hydrométéorologiques, tels que les précipitations et les températures, varient en fonction de l'altitude, ainsi que de la morphologie du bassin. De plus, la pente a une incidence sur la vitesse de l'écoulement. Pour évaluer le relief, on peut également recourir à des indices ou à des caractéristiques suivants :

III.4 Répartition et courbe hypsométrique :

Les courbes hypsométriques peuvent servir à la détermination de la pluie moyenne sur un bassin versant et donnent des indications quant au comportement hydrologique et hydraulique du bassin et de son système de drainage.

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants:

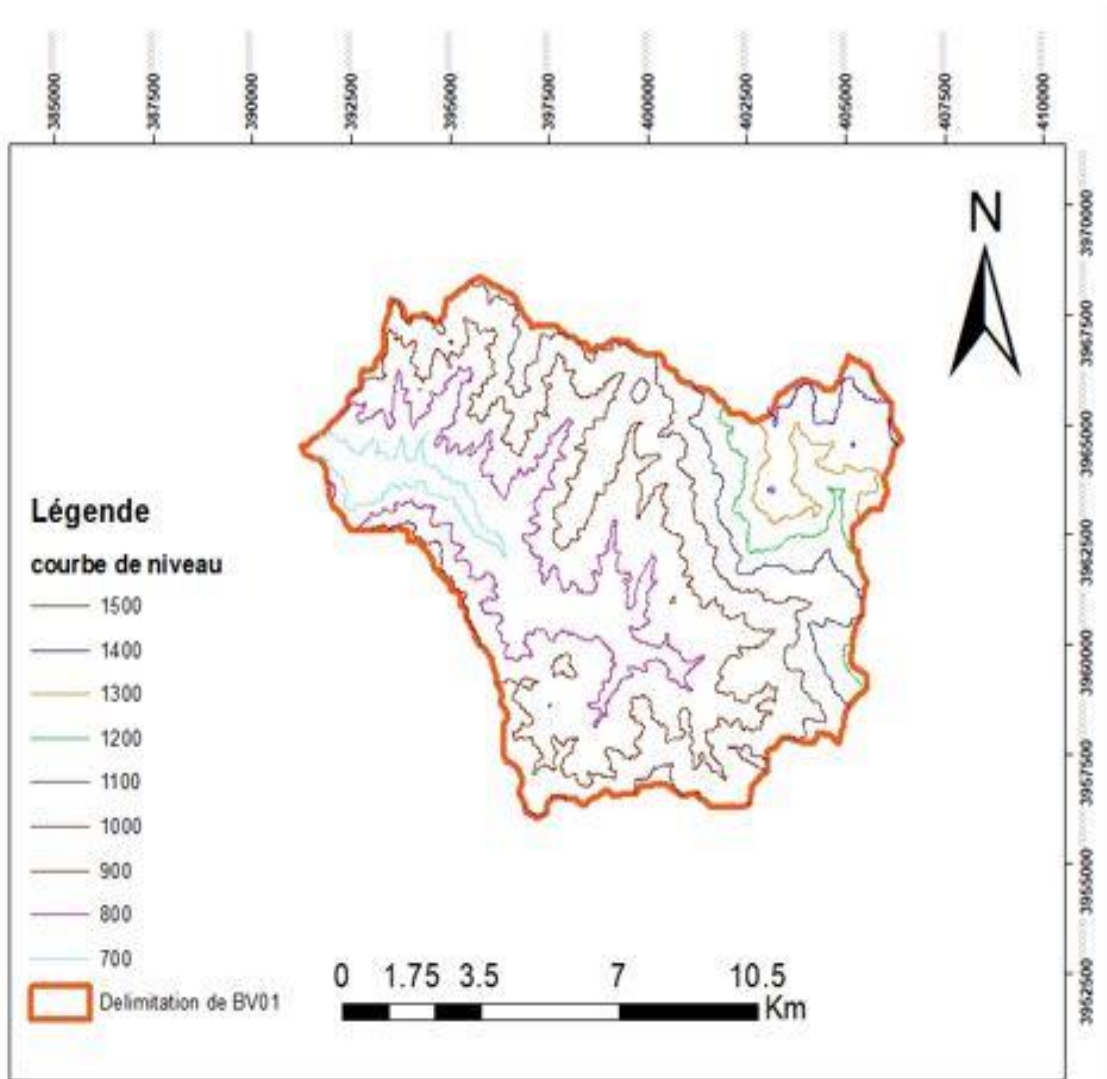


Figure III. 4 : Cart de Courbe hypsométrique du bassin versant

Chapitre III : ETUDE HYDROLOGIQUE

Tableau III. 2 :Sous bassin versant SB01

Altitudes(m)	Hi (m)	Surface (Km ²)	S (%)	S cumulé (%)
633-750	692	10,27	9,07	100,00
750-850	800	26,27	23,19	90,93
850-950	900	34,69	30,64	67,73
950-1050	1000	19,01	16,78	37,10
1050-1150	1100	7,29	6,44	20,31
1150-1250	1200	5,01	4,42	13,88
1250-1350	1300	6,10	5,39	9,45
1350-1450	1400	4,32	3,82	4,06
1450-1510	1481	0,28	0,24	0,25
TOTAL		113.24	100 %	

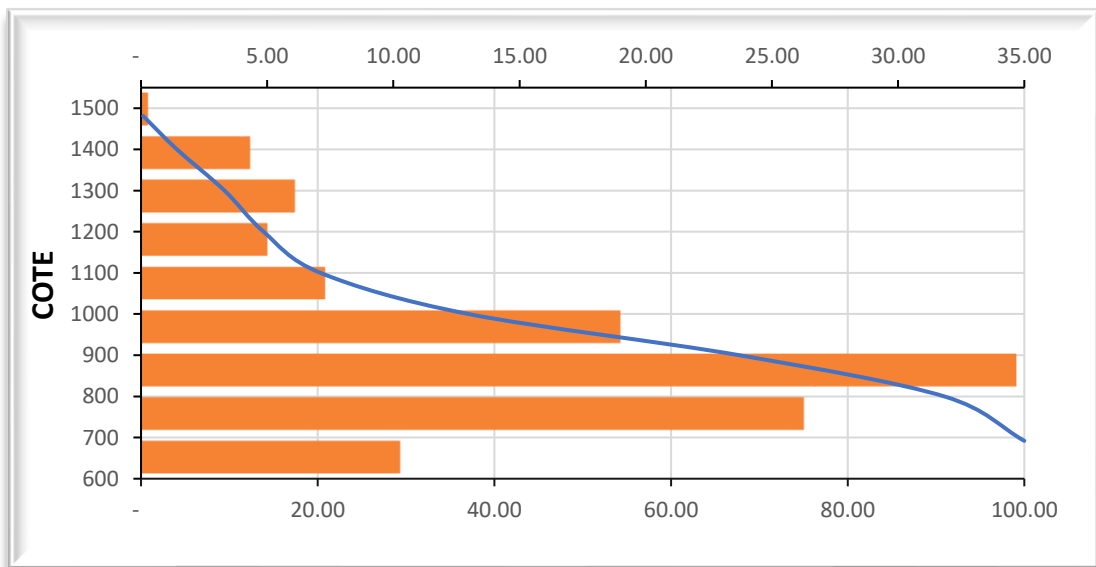


Figure III. 5 : Courbe hypsométrique du sous bassin versant

III.5 Les altitudes caractéristiques :

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

L'altitude médiane ou H_{50%} est déterminée sur la courbe hypsométrique.

L'altitude moyenne H_{moy} est calculée par la formule suivante :

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

Avec : $H_i = \frac{H_{I+n} + H_n}{2}$

H_i : Altitude moyenne entre 2 courbes de niveaux consécutives en m

S_i : surface partielle comprise entre 2 courbes de niveaux consécutives en km²

S : surface totale du bassin versant en km²

Tableau III. 3 : Les altitude caractéristiques

Sous bassins	SB1
Hmax	1510
Hmin	633
H_{50%}	952
Hmoy	942

III.6 Indice de pente globale (Ig) :

L'indice de Gravelius est défini comme le rapport entre la différence d'altitude entre les points situés à 5% et 95% de la surface du bassin versant et la longueur du rectangle équivalent. Pour ce faire, on sélectionne deux points, S1 et S2, sur l'axe des abscisses, de manière à ce que 90% de la surface du bassin soit comprise entre ces deux valeurs, tandis que 5% de la surface totale du bassin soit inférieure à S1 et 5% soit supérieure à S2.

Les altitudes correspondantes sont lues la courbe hypsométrique .Il et donné par la formule suivante :

$$Ig = \frac{D}{L} = \frac{H_5 - H_{95}}{L}$$

Avec :

D : Dénivelée entre H_{5%} et H_{95%} (m)

L : longueur du rectangle équivalent (Km)

H_{5%} et H_{95%} : sont respectivement Les altitudes correspondantes à S_{5%} et S_{95%}

Tableau III. 4 :Indice de pente globale (Ig) :

Sous bassins	H _{5%} (m)	H _{95%} (m)	H _{5%} - H _{95%}	L (km)	Ig(m/ km)
SB1	1395	750	645	21.17	30.48

III.7 Pente moyenne des bassins versants (Im) :

La pente moyenne est une caractéristique essentielle qui fournit des informations cruciales sur la topographie du bassin. Elle est considérée comme une variable indépendante et offre une estimation pertinente du temps nécessaire au ruissellement direct (et donc du temps de concentration, Tc). De plus, elle a un impact direct sur le débit maximal lors d'une précipitation. .

Sa valeur est calculée à l'aide de la formule suivante :

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

Avec :

ΔH : Dénivelée entre deux courbes de niveaux (m)

L_i : longueur de la courbe de niveau d'ordre 1,2, 3,....., n (m)

S : Surface du bassin versant (Km²)

Les résultats dans le tableau suivant :

Tableau III. 5 : Pentes moyennes des bassins versant Im

Sous bassins	SB1
Im (%)	22.35

III.8 Le réseau hydrographique :

Le réseau hydrographique se définit comme l'ensemble des cours d'eau naturels ou artificiels, permanents ou temporaires, qui participent à l'écoulement. Le réseau hydrographique est sans doute une des caractéristiques les plus importantes du bassin, Le réseau hydrographique peut prendre une multitude de formes.

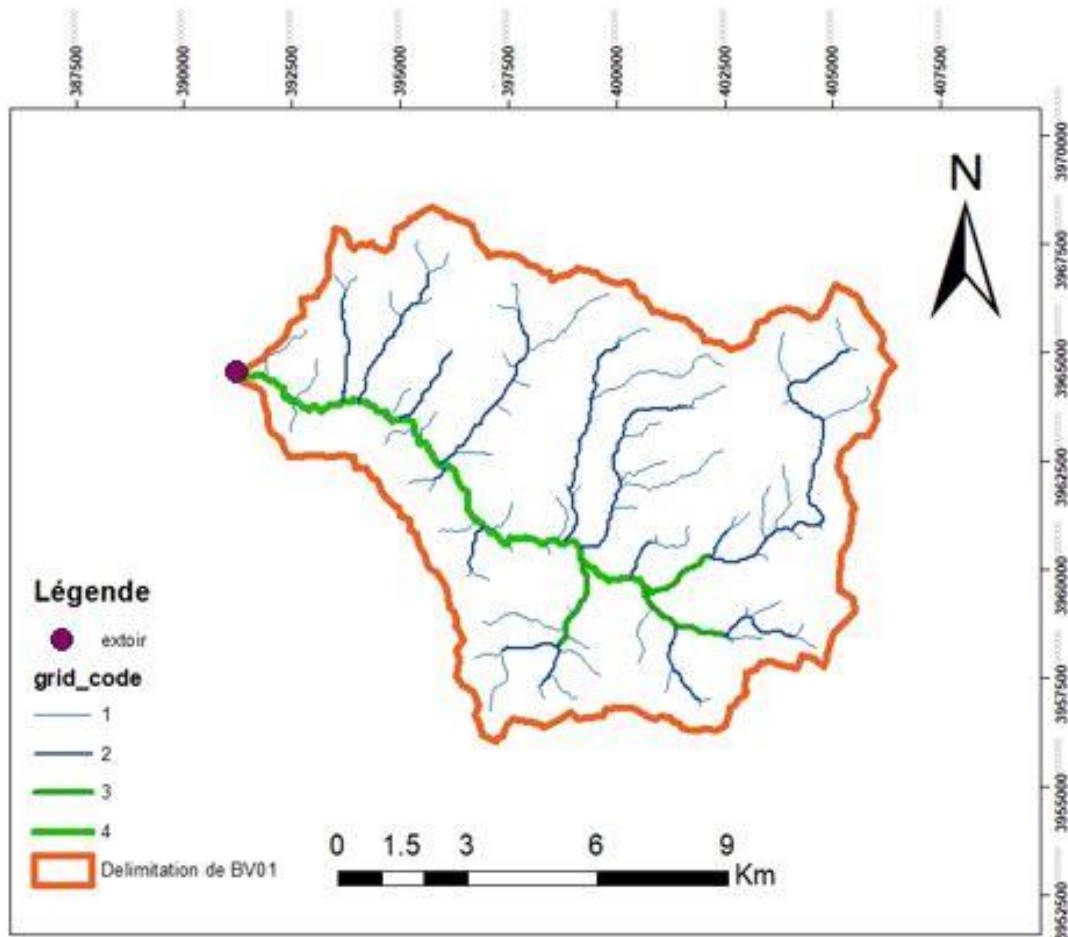


Figure III. 6: carte de reseau hydrographique de bassin versant

III.8.1 La densité de drainage:

La densité de drainage se définit comme le quotient entre la somme de toutes les longueurs des talwegs (L_i) présents dans le bassin versant et la surface totale (S) de ce bassin. Elle offre un aperçu de la dynamique du bassin, de la stabilité de son réseau hydrographique, ainsi que du mode de ruissellement en surface. Elle est généralement exprimée en unité de mesure "Kilomètres par kilomètre carré" (Km/Km^2).

$$D_d = \frac{\sum L_i}{S}$$

Avec :

D_d : densité de drainage [km/km^2] ;

L_i : longueur de cours d'eau [km] ;

S : surface du bassin versant [km^2].

Les résultats dans le tableau suivant :

Tableau III. 6 : Densité de drainage.

Sous bassins	SB1
Dd [km/km²]	1.065

III.8.2 La pente moyenne du cours d'eau :

$$I_{pm} = \frac{H_{max} - H_{min}}{L_r}$$

Les résultats dans le tableau suivant :

Tableau III. 7 : Pente moyenne du cours d'eau

Sous bassins	SB1
I_{pmoy} (m/km)	41.45

III.8.3 La pente moyenne du cours d'eau principale :

pour calculer la pente longitudinale du cours d'eau consiste à diviser la différence d'altitude entre les points extrêmes du profil par la longueur totale du cours d'eau.

$$P_{moy} = \frac{\Delta H}{\Delta L}$$

Avec : **P_{moy}** : pente moyenne du cours d'eau [m/km] ;

ΔH: dénivellation entre deux points suffisamment distance [m] ;

ΔL: longueur du cours d'eau principal [km].

Les résultats dans le tableau suivant :

Tableau III. 8 : pente moyenne du cours d'eau principale

Sous bassins	SB1
P_{moy} (m/km)	43.63

III.8.4 Le temps de concentration :

Le temps de concentration **T_C** des eaux sur un bassin versant se définit comme le maximum de durée nécessaire à une goutte d'eau pour parcourir le chemin hydrologique entre un point du bassin et

l'exutoire de ce dernier,

Théoriquement on estime que T_c est la durée comprise entre la fin de la pluie nette et la fin du ruissellement. Pratiquement le temps de concentration peut être déduit de mesures sur le terrain ou s'estimer à l'aide de formules le plus souvent empiriques.

- **Formule de GIANDOTTI :**

$$T_c = \frac{4 \cdot \sqrt{S} + 1.5 \cdot L}{0.8 \cdot \sqrt{H_{\text{moy}} - H_{\text{min}}}}$$

S : Surface du bassin versant en [Km²] ;

L : longueur du talweg principale en [Km] ; $L=20.1\text{km}$

H_{moy} , - H_{min} : respectivement la hauteur moyenne et minimale du B.V en [m].

- **Formule de CALIFORNIA:**

$$T_c = \left(\frac{0.87 \cdot L^3}{H_{\text{max}} - H_{\text{min}}} \right)^{0,386}$$

L : longueur du talweg principale en [Km];

H_{max} - H_{min} : respectivement la hauteur maximale et minimale du B.V en [m].

- **Formule de KIRPICH :**

$$T_c = 0,6615 \cdot L_p^{0,77} \cdot i_{\text{moy}}^{0,385}$$

L_p : Longueur du cours d'eau principal (km) ;

i_{moy} : Pente moyenne du bassin versant.

- **Formule de TEMEZ :**

$$T_c = 0.3 * \left[\frac{L}{(I_{ep})^{\frac{1}{4}}} \right]^{0.76}$$

L : = Longueur du talweg principal en (Km)

I_{ep} : Pente moyenne de cour d'eau principal (m/m).

Les résultats de la différente méthode dans le tableau suivant :

Tableau III. 9: Les temps de concentration

Formules	SB1
GIANDOTTI	5.17
CALIFORNIA	2.23
KIRPICH	2.16
TEMEZ	5.32

Sur la base de ces résultats, et la considération du talweg principal, nous nous proposons d'adopter les valeurs, GRIANDOTTI qui est d'emploi fréquent en Algérie parce que la formule de **GRIANDOTTI** tient compte tous les paramètres géométriques du bassin.

III.8.5 Vitesse moyenne de ruissellement:

Cette vitesse est donnée par la formule :

$$V_R = \frac{L}{T_c}$$

Avec :

L : Longueur de talweg principal en [Km];

T_c : temps de concentration en [heure].

Tableau III. 10 : Vitesse moyenne de ruissellement.

Sous bassins	SB1
V _R (Km/h)	3.88

Les résultats de calcul sont présents dans le tableau suivant :

Tableau III. 11 :caractéristiques hydromorphométriques des bassins versants :

caractéristiques	SB1
1-Morphométrie	
Surfaces (Km²)	113.2
Périmètres (Km)	53
Longueurs de R-E (Km)	21.17
Largeurs de R-E (Km)	5.33
2-Les reliefs	
Altitudes max (m)	1510
Altitudes moy (m)	942
Altitudes méd (m)	952
Altitudes min (m)	633
Altitudes 5 % (m)	1395
Altitudes 95 % (m)	750
Indice de pente globale Ig (m/Km)	30.48
les pentes moyennes des BV Im (%)	22.34
3-Le réseau hydrographique	
la densité de drainage Dd (Km/Km²)	1.065
longueurs des cours d'eau principale (Km)	20.1
pentés moy des cours d'eau principale (m/m)	0.043
Temps de concentration (h)	5.17
vitesse moyenne ruissellement (Km/h)	3.80

III.9 Analyse des données pluviométriques :

La première étape de l'étude de planification implique l'analyse des précipitations quotidiennes maximales, une étape cruciale pour le calcul des fortes précipitations à différentes périodes de retour. Pour ce faire, il est impératif de posséder une série chronologique de données pluviométriques incluant les valeurs maximales de précipitations quotidiennes sur la période la plus étendue possible. Cependant, étant donné que notre bassin d'étude ne dispose pas d'une station pluviométrique appropriée, nous avons opté pour l'utilisation des données de stations météorologiques situées dans un bassin voisin.

III.9.1 Pluie moyenne annuelle :

Le sous bassin versant du site de Oued chergui au grand bassin CHELIFF et se trouve dans une région montagneuse dont le point de cote 1500mNGA constitue le point le plus haut et l'altitude minimale est de 642mNGA. La courbe hypsométrique qui nous donne le taux de surface correspondant aux différentes altitudes, est représentée en tblequ N°07

Tableau III. 12: Distribution des années d'observation pluviométriques

Année	1960	1961	1962	1963	1964	1965	1966	1967	1968	1969	1970	1971	1972	1973	1974
SOUK EL HAD (012304)	P	P	P	P	P	I	I	I	X	X	I	I	I	I	I
Année	1975	1976	1977	1978	1979	1980	1981	1982	1983	1984	1985	1986	1987	1988	1989
SOUK EL HAD (012304)	X	X	P	X	X	I	I	P	P	I	X	X	I	I	I
Année	1990	1991	1992	1993	1994	1995	1996	1997	1998	1999	2000	2001	2002	2003	2004
SOUK EL HAD (012304)	X	X	I	I	I	X	I	I	I	I	I	X	X	X	X

La station de Souk El Had est représentative sauf qu'il faut la vérifier avec les stations avoisinantes et utiliser la méthode Station-Altitude-Moy pour déterminer la valeur moyenne annuelle de la zone d'étude.

- Code de la station : 012304
- Nom de la station : SOUK EL HAD
- Coordonnées de la station météorologique
 - X : 395.85 Km
 - Y : 272.70 km
 - Z : 550 m

- Nombre des années : 41 ans de 1959 jusqu'à 2004

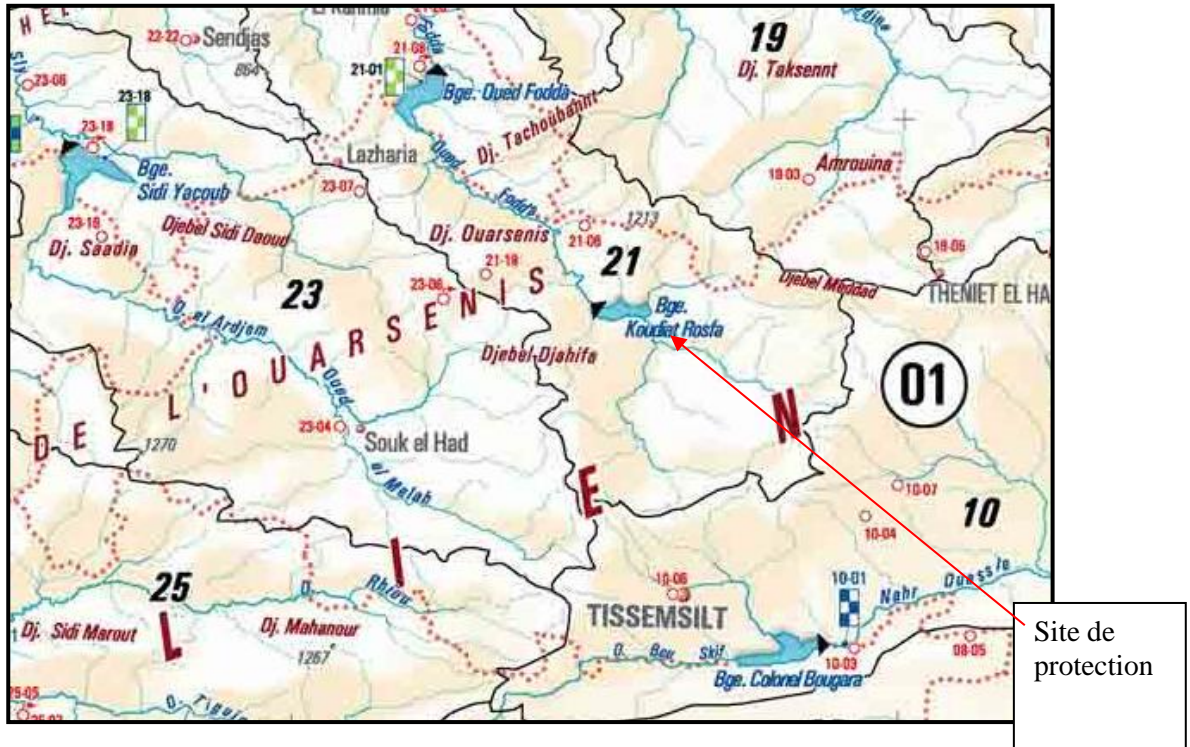


Figure III. 7:carte pluviométrique

III.9.1 Nombre d'année de la station utilisée

Notre station dispose 41ans d'observations, après l'enlèvement des années qui possèdent moins de six mois d'observations nous trouvons 33ans, qui sont suffisant pour une retenue collinaire qui a une durée de vie de moins de 20ans, en plus, la série est répartie sur une longue période.

Nombre des années : 41 ans de 1959 jusqu'à 2004 avec 33années complètes

- La moyenne annuelle donnée par la carte pluviométrique pour les différentes stations donne des valeurs entre 400 et 600mm.
- La moyenne donnée par la série de Souk El Had : 419.4mm.
- La moyenne de la station 012304 est dans l'intervalle des stations avoisinantes et moyennement proche de la valeur de la carte pluviométrique.

III.9.2 Précipitations annuelles moyennes pour les stations voisines

- La moyenne donnée par la série de la station 012306 : 598.06mm
- La moyenne donnée par la série de la station 012307 : 449.59mm
- La moyenne donnée par la série de la station 012503 : 358.95mm
- La moyenne donnée par la série de la station 012501 : 345.19mm

III.9.3 Correction de la série

Très souvent, il arrive que dans un enregistrement continu des données concernant les précipitations d'une station, il existe des périodes où certaines données sont manquantes.

Pour ne pas perdre la continuité de l'information, il est possible d'estimer les données manquantes à partir de l'information obtenue dans les stations voisines selon les méthodes :

- remplacer la valeur manquante par celle de la station la plus proche ;
- remplacer la valeur manquante par la moyenne des stations voisines. Cette méthode est utilisée lorsque les précipitations annuelles de la station à compléter ne diffèrent pas de plus de 10% .

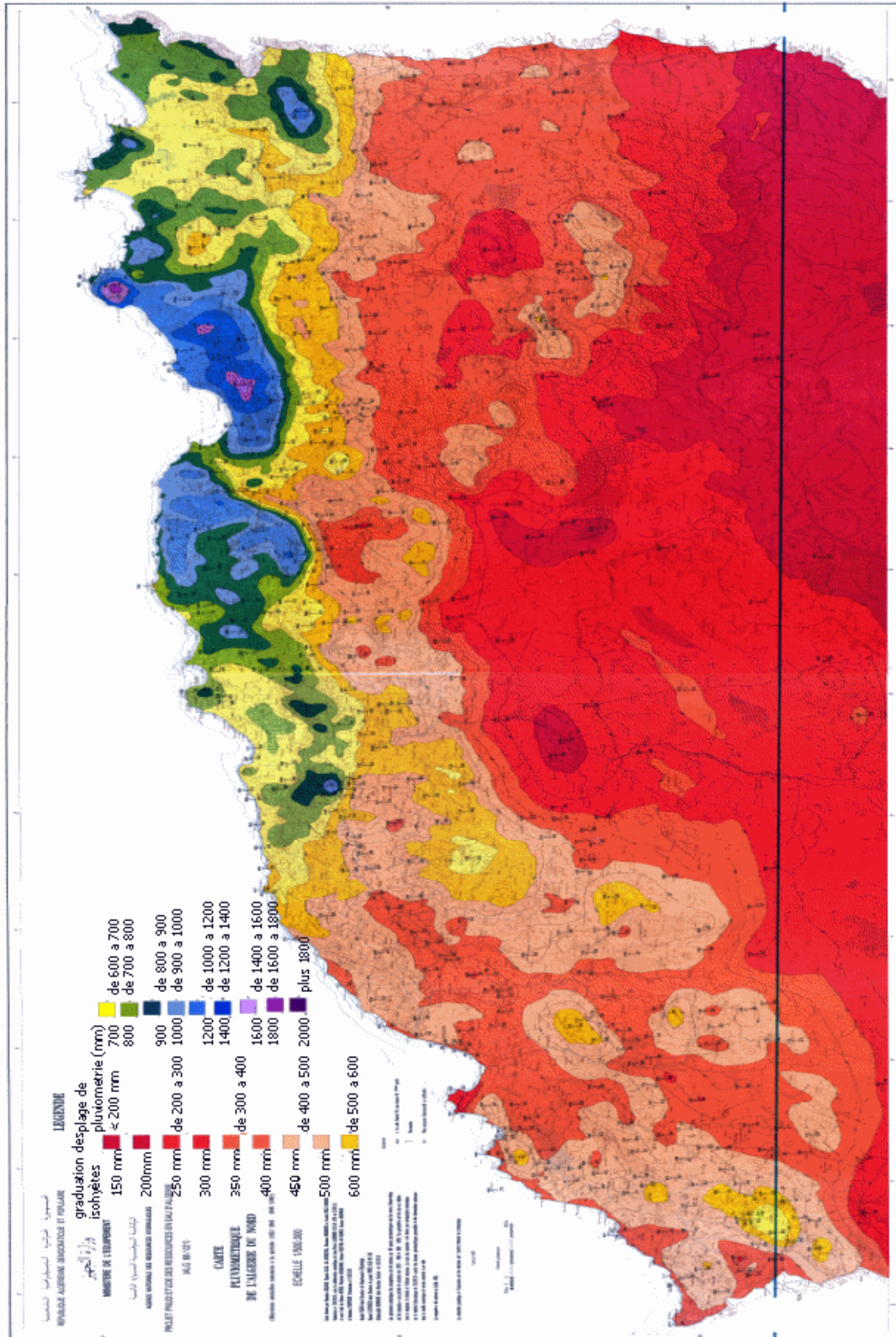


Figure III. 8: Carte pluviométrique de l'Algérie du Nord

Détermination de la pluie moyenne annuelle :

Tableau III. 13 : de la pluie moyenne annuelle

N° Station	Pmoy (mm)	Altitude (m)
12304	419.4	550
12306	589.1	1140
12307	449.6	940
12503	356.0	790
12501	345.1	920
11003	345.2	820
Site		633

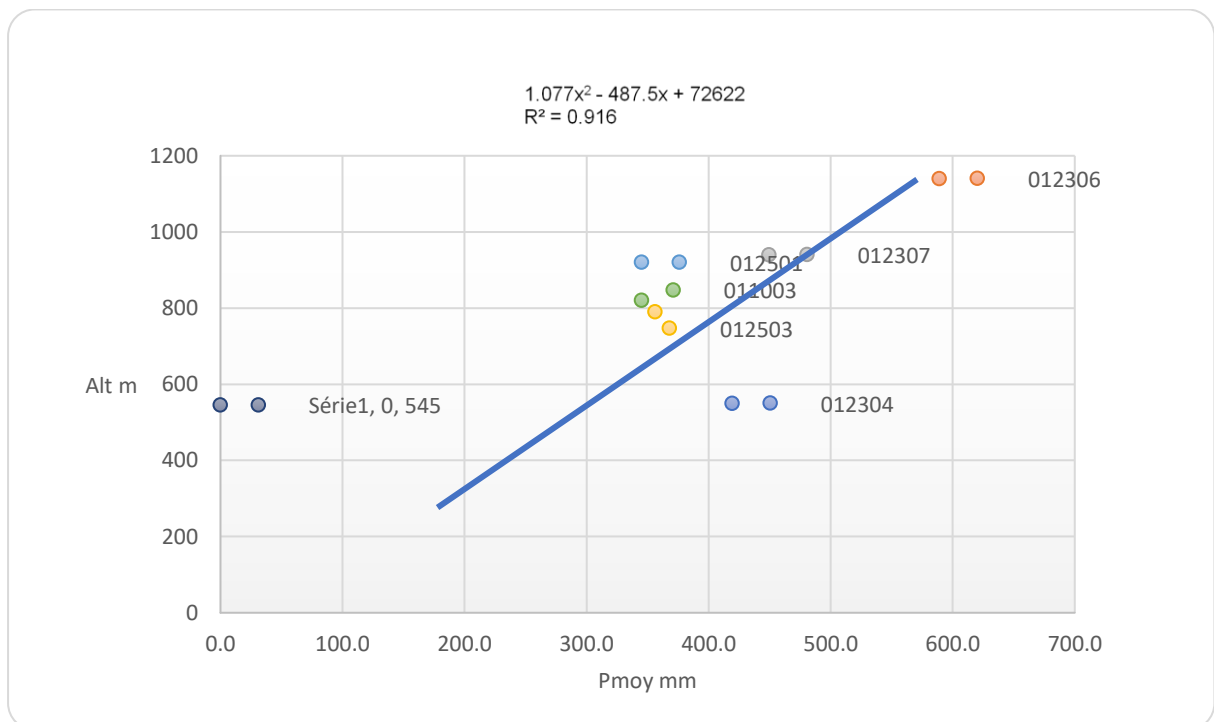


Figure III. 9: Représentation graphique de la pluie moyenne annuelle

- Pour l'altitude minimale du bassin versant de 633 m on trouve P = 405mm
- Pour l'altitude moyenne du bassin versant de 942 m on trouve P = 480mm

Nous remarquons que cette méthode donne des résultats proches à celle donnée par la station 012504 de Souk El had. Ce que nous pousse à prendre cette station comme une base pour notre étude.

III.10 Analyse statistique des pluies maximales journalières :

L'estimation des précipitations journalières est souvent cruciale pour évaluer les crues exceptionnelles. Dans ce but, il est essentiel d'appliquer un ajustement statistique d'une loi théorique aux données observées. Cette démarche permet de déterminer les valeurs maximales de précipitations journalières associées à des fréquences spécifiques.

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

❖ Généralités

La fonction de répartition de la loi de GUMBEL est :

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

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

x_0 : coefficient d'ajustements.

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

L'équation de droite de GUMBEL :

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

Y : Variable de la droite de GUMBEL :

Y : - [ln (-ln(F(x)))]

Où : $F(x) = \frac{m-0,5}{N}$

m : Ordre de classement ;

N : Taille de l'échantillon;

$\frac{1}{\alpha}$, X_0 : Sont déterminées par la méthode des moindres carrés;

Les Paramètres statistiques de l'échantillon sont :

- Nombres des échantillons : n = 15 ans
- La moyenne $\bar{P}_{\max j} = 41,81\text{mm}$
- L'écart type $\sigma = 16,11$
- Coefficient de variation $C_v = \sigma/\bar{P}_{\max j} = 0,385$

Chapitre III : ETUDE HYDROLOGIQUE

$$\frac{1}{\alpha} = 12,57; X_0 = 34,56.$$

$$\text{Donc : } \bar{P}_{\max j} = 12,57 Y + 34,56$$

Les résultats obtenus par les différentes fréquences sont récapitulés dans le tableau :

Tableau III. 14 : AJUSTEMENT A LA LOI DE GUMBEL

Valeurs	Valeurs	Ordre de	Fréquence	Variable	Valeur	Valeur	Borne	Borne
Départ	classées	classement	expérimentale	réduite	expérimentale	théorique	inférieure	supérieure
43,1	16,5	1	0,033	-1,224	16,5	19,17	8,39	29,95
50	19,5	2	0,1	-0,834	19,5	24,08	14,61	33,54
41	24,3	3	0,167	-0,583	24,3	27,23	18,41	36,05
32	32	4	0,233	-0,375	32	29,84	21,41	38,28
40	32,8	5	0,3	-0,186	32,8	32,23	24	40,45
19,5	34,3	6	0,367	-0,003	34,3	34,52	26,37	42,67
60,4	40	7	0,433	0,179	40	36,81	28,59	45,02
67,1	41	8	0,5	0,367	41	39,17	30,75	47,59
24,3	43,1	9	0,567	0,566	43,1	41,67	32,89	50,45
32,8	47,3	10	0,633	0,784	47,3	44,41	35,09	53,73
70,5	48,3	11	0,7	1,031	48,3	47,52	37,43	57,61
48,3	50	12	0,767	1,325	50	51,22	40,05	62,39
47,3	60,4	13	0,833	1,702	60,4	55,95	43,2	68,71
34,3	67,1	14	0,9	2,25	67,1	62,85	47,53	78,17
16,5	70,5	15	0,967	3,384	70,5	77,1	55,96	98,24

Taille n= 15

X₀= 34,56

g= 12,57

I.C. à (en%)= 95

U Gauss= 1,960

Tableau III. 15 : Pluies maximales journalières par les différentes fréquences

Fréquence (%)	1	2	5	10	50	91
Période de retour (ans)	100	50	20	10	2	1,1
P jmax(mm)	92,38	83,61	71,9	62,85	39,17	15,36

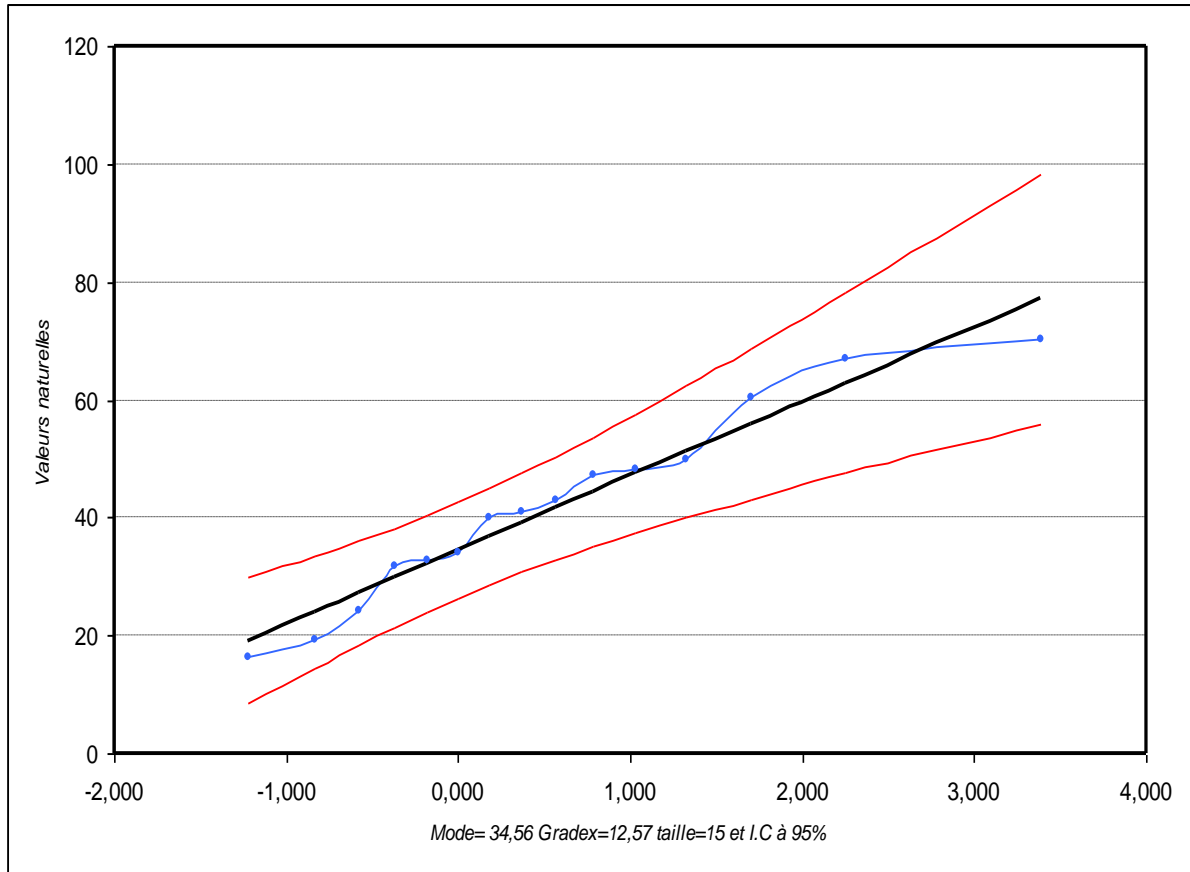


Figure III. 10:FIGURE DE L'AJUSTEMENT A LA LOI DE GUMBEL

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

❖ Généralités

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

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

- **1^{ère} forme de la loi log normal**

La variable réduite u est de la forme :

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

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

Procédé d'ajustement

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

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

Les résultats obtenus sont représentés dans le tableau N°11 et la figure N°7:

Chapitre III : ETUDE HYDROLOGIQUE

Tableau III. 16 : Ajustement a la loi log normale

Valeurs Départ	Valeurs classées	Ordre de classement	Fréquence expérimentale	Variable réduite	Valeur expérimentale	Valeur théorique	Borne inférieure	Borne supérieure
43,1	16,5	1	0,033	-1,822	16,5	18,08	4,78	31,37
50	19,5	2	0,1	-1,28	19,5	22,7	11,71	33,7
41	24,3	3	0,167	-0,95	24,3	26,08	16,26	35,9
32	32	4	0,233	-0,73	32	28,6	19,43	37,77
40	32,8	5	0,3	-0,5	32,8	31,5	22,85	40,15
19,5	34,3	6	0,367	-0,356	34,3	33,46	25,06	41,87
60,4	40	7	0,433	-0,179	40	36,05	27,83	44,26
67,1	41	8	0,5	0	41	38,86	30,71	47,01
24,3	43,1	9	0,567	0,179	43,1	41,9	33,68	50,11
32,8	47,3	10	0,633	0,356	47,3	45,13	36,72	53,54
70,5	48,3	11	0,7	0,5	48,3	47,94	39,3	56,59
48,3	50	12	0,767	0,73	50	52,8	43,63	61,98
47,3	60,4	13	0,833	0,95	60,4	57,92	48,1	67,74
34,3	67,1	14	0,9	1,28	67,1	66,53	55,53	77,52
16,5	70,5	15	0,967	1,822	70,5	83,53	70,24	96,83

Taille n= 15

Moy $\ln(x-x_0)= 3,66$

E,T $\ln(x-x_0)= 0,42$

I.C. à (en%)= 95

U Gauss= 1,96

Tableau III. 17 : Pluies maximales journalieres par les differentes frequences

Fréquence (%)	1	2	5	10	20	50	80	91
Période de retour (ans)	100	50	20	10	5	2	1,25	1,1
p maxj(mm)	102,97	91,93	77,06	66,53	56	38,86	26,97	22,23

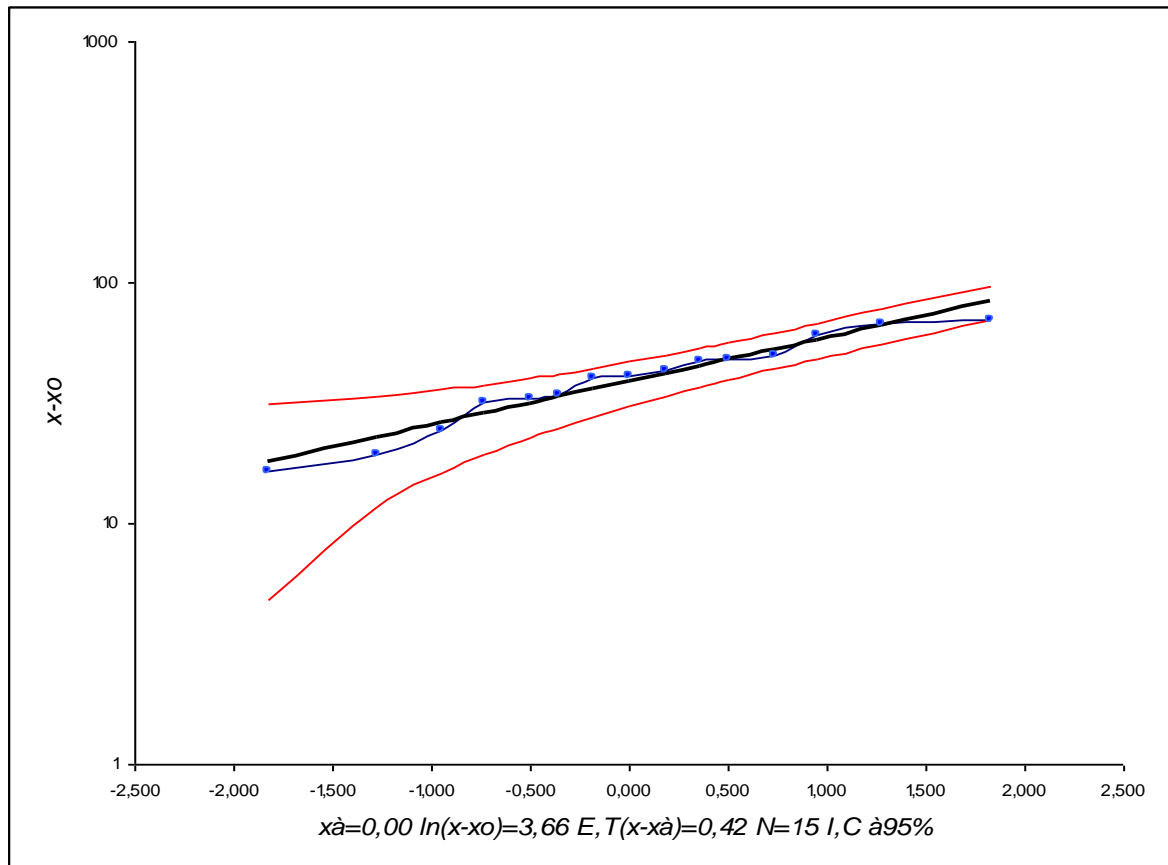


Figure III. 11 : FIGURE DE L'AJUSTEMENT A LA LOI LOG-NORMAL

Résultat :

D'après les deux graphes, on trouve que la série de pluies maximales journalières suit la loi Log–normale mieux que celle de GUMBEL, par ce que la majorité des points sont à l'intérieure de l'intervalle de confiance et l'écart entre les valeurs théoriques données par la loi et les valeurs expérimentales sont minimales.

Tableau III. 18: Valeurs des pluies maximales journalières fréquentielles arrêtées pour les calculs des intensités

Fréquence (%)	1	2	5	10	20	50	80	91
Période de retour (ans)	100	50	20	10	5	2	1,25	1,1
P _{maxj} (mm)	103	91,93	77,06	66,53	56	38,86	26,97	22

III.11 Pluie de courte durée à différentes fréquences

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

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

Avec :

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

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

- t : Durée de pluie (h).
- b : Exposant climatique; $b = 0,32$.

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

Les résultats de calcul sont regroupés dans les tableaux N°14 et 15.

Chapitre III : ETUDE HYDROLOGIQUE

Tableau III. 19: PLUIES DE COURTE DUREE (mm)

T (h) F%	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24
1.00	37,24	46,49	52,93	58,04	62,33	66,08	69,42	72,45	75,23	77,81	80,22	82,49	84,63	86,66	88,59	90,44	92,21	93,91	95,55	97,13	98,66	100,14	101,58	102,97
2.00	33,25	41,51	47,26	51,81	55,65	58,99	61,98	64,68	67,17	69,47	71,62	73,64	75,55	77,37	79,09	80,74	82,33	83,84	85,31	86,72	88,08	89,41	90,69	91,93
5.00	27,87	34,79	39,61	43,43	46,65	49,45	51,95	54,22	56,30	58,23	60,04	61,73	63,33	64,85	66,30	67,68	69,01	70,28	71,51	72,69	73,84	74,94	76,02	77,06
10.00	24,06	30,04	34,20	37,50	40,27	42,69	44,85	46,81	48,61	50,27	51,83	53,30	54,68	55,99	57,24	58,43	59,58	60,68	61,74	62,76	63,75	64,70	65,63	66,53
20.00	20,25	25,28	28,79	31,56	33,90	35,94	37,75	39,40	40,91	42,32	43,63	44,86	46,02	47,13	48,18	49,19	50,15	51,07	51,97	52,83	53,66	54,46	55,24	56,00
50.00	14,06	17,55	19,98	21,90	23,52	24,94	26,20	27,34	28,39	29,37	30,27	31,13	31,94	32,70	33,43	34,13	34,80	35,44	36,06	36,66	37,23	37,79	38,33	38,86
80.00	9,75	12,18	13,86	15,20	16,33	17,31	18,18	18,98	19,70	20,38	21,01	21,60	22,17	22,70	23,20	23,69	24,15	24,60	25,03	25,44	25,84	26,23	26,61	26,97
91.00	8,04	10,04	11,43	12,53	13,46	14,27	14,99	15,64	16,24	16,80	17,32	17,81	18,27	18,71	19,13	19,52	19,91	20,27	20,63	20,97	21,30	21,62	21,93	22,23

Chapitre III : ETUDE HYDROLOGIQUE

TABLEAU III. 19: INTENSITE DES PLUIES I_t (MM/H)

T (h) \ F%	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24
1.00	37,24	23,25	17,64	14,51	12,47	11,01	9,92	9,06	8,36	7,78	7,29	6,87	6,51	6,19	5,91	5,65	5,42	5,22	5,03	4,86	4,70	4,55	4,42	4,29
2.00	33,25	20,75	15,75	12,95	11,13	9,83	8,85	8,09	7,46	6,95	6,51	6,14	5,81	5,53	5,27	5,05	4,84	4,66	4,49	4,34	4,19	4,06	3,94	3,83
5.00	27,87	17,40	13,20	10,86	9,33	8,24	7,42	6,78	6,26	5,82	5,46	5,14	4,87	4,63	4,42	4,23	4,06	3,90	3,76	3,63	3,52	3,41	3,31	3,21
10.00	24,06	15,02	11,40	9,37	8,05	7,12	6,41	5,85	5,40	5,03	4,71	4,44	4,21	4,00	3,82	3,65	3,50	3,37	3,25	3,14	3,04	2,94	2,85	2,77
20.00	20,25	12,64	9,60	7,89	6,78	5,99	5,39	4,93	4,55	4,23	3,97	3,74	3,54	3,37	3,21	3,07	2,95	2,84	2,74	2,64	2,56	2,48	2,40	2,33
50.00	14,06	8,77	6,66	5,48	4,70	4,16	3,74	3,42	3,15	2,94	2,75	2,59	2,46	2,34	2,23	2,13	2,05	1,97	1,90	1,83	1,77	1,72	1,67	1,62
80.00	9,75	6,09	4,62	3,80	3,27	2,88	2,60	2,37	2,19	2,04	1,91	1,80	1,71	1,62	1,55	1,48	1,42	1,37	1,32	1,27	1,23	1,19	1,16	1,12
91.00	8,04	5,02	3,81	3,13	2,69	2,38	2,14	1,96	1,80	1,68	1,57	1,48	1,41	1,34	1,28	1,22	1,17	1,13	1,09	1,05	1,01	0,98	0,95	0,93

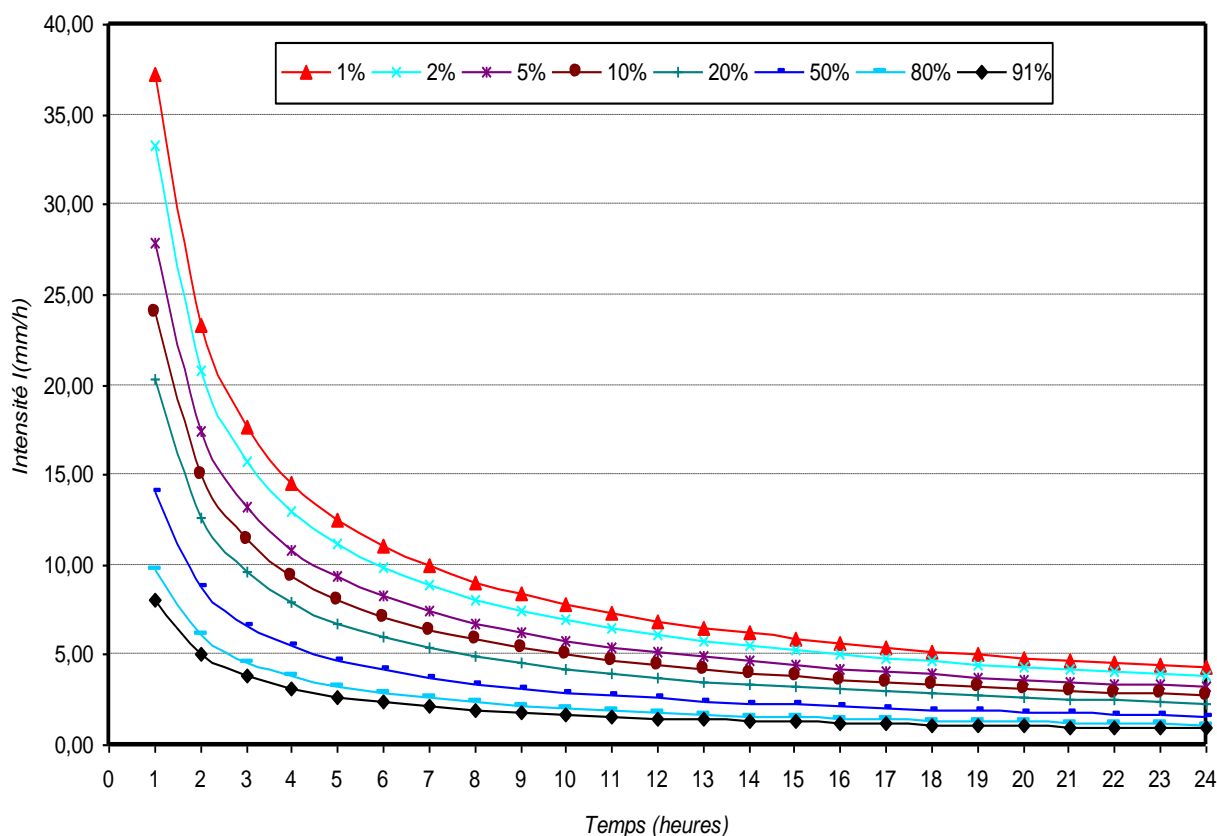


Figure III. 12: Courbes des intensités pour différentes fréquences

Tableau III. 20 : Intensités et pluies de courtes durées correspond au temps de concentration $T_c=5,17h$

Fréquence (%)	1	2	5	10	20	50	80	91
Période de retour (ans)	100	50	20	10	5	2	1.25	1,1
Ptc p% (mm)	62.33	55.65	46.65	40.27	33.90	23.52	16.33	13.46
Itcp% (mm/heure)	12.47	11.13	9.33	8.05	6.78	4.70	3.27	2.69

III.12 Les apports

Les apports au site de la région beni chaib ont été déterminés à partir des mesures effectuées à partir de mesures disponibles à la station (012304), où on dispose de 15 années complètes de mesures 1968–1969, 1975–1976, 1978–1979, 1985–1986, 1990–1991, 1995, 2001–2004

III.12.1 Apport moyen annuel

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

- **Formule de SAMIE**

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

$$A_0 = Le \cdot S \cdot 10^{-3}$$

Avec :

A_0 : Apport moyen annuel (Mm³) ;

Le : Lamme d'eau écoulée (mm) ;

\bar{P} : Précipitation moyenne (m) ; $\bar{p} = 0,42301\text{m}$

S : Surface du bassin versant (km²). $S = 113.24 \text{ Km}^2$.

- **Formule de DERIE II**

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

Avec : A_0 : Apport moyen annuel (Mm³) ;

\bar{P} : Précipitation moyenne (m) ; $\bar{p} = 0,42301\text{m}$

D_d : Densité de drainage (km/km²) $D_d = 1,065 \text{ Km/Km}^2$.

S : Surface du bassin versant (km²). $S = 113.24 \text{ Km}^2$.

- **Formule de MALLET-GAUTHIER**

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

$$Le = P \cdot C_e$$

$$A_0 = Le \cdot S$$

Avec : C_e : Coefficient d'écoulement.

\bar{P} : Précipitation moyenne (m) ; $\bar{p} = 0,42301 \text{ m}$

A_0 : Apport moyen annuel (Mm³) ;

Le : Lamme d'eau écoulée (m) ;

S : Surface du bassin versant (km²). $S = 113.24 \text{ Km}^2$.

• **Formule de MEDINGER**

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

$$\bar{A} = Le.S.10^{-3} [\text{Mm}^3]$$

Avec : A : Apport moyen annuel (Mm³) ;

Le : Lambe d'eau écoulée (m) ;

\bar{P} : Précipitation moyenne (m) ; $\bar{P} = 0,42301 \text{ m}$

S : Surface du bassin versant (km²). **S=113,24 Km².**

• **Formule de COUTAGNE**

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

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

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

Avec : D : Déficit d'écoulement ;

\bar{P} : Précipitation moyenne (mm) ; $\bar{P} = 0,42301 \text{ m}$

T : Température moyenne annuelle (°C). **T=14,25°C.**

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

$$\square = 0,358 \quad \frac{1}{8\lambda} = 0,349 \quad \text{et} \quad \frac{1}{2\lambda} = 1,398$$

• **Formule de DERIE I**

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

Avec : A₀ : Apport moyen annuel (Mm³) ;

\bar{P} : Précipitation moyenne (m) ; $\bar{P} = 0,42301 \text{ m}$

S : Surface du bassin versant (km²). **S=113,24 Km².**

Tableau III. 21: Apports moyens annuels

	Formules					
	SAMIE	DERIE II	MALLET GAUTHIER	MEDINGER	COUTAGNE	DERIE I
$L_e(\text{mm})$	48.24	--	34.98	27.20	61.15	--
$A(\text{Mm}^3)$	5.46	4.87	3.96	0.43	6.92	0.19

Résultat :

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

III.13 Caractéristiques de l'écoulement :

a) lame d'eau écoulée moyenne

$$L_e = \frac{A_{moy}}{S_{bv}} \quad \text{où : } A_{moy}=5,46\text{Mm}^3 \quad \text{et } S_{bv} = 113.24 \text{ km}^2 \quad \quad \quad \mathbf{L_e=48.21mm.}$$

b) Coefficient de l'écoulement

$$C_e = \frac{L_e}{P_{moy}} \quad \text{où : } L_e=48.21 \text{ mm} \quad \text{et } P_{moy} = 423,01\text{mm} \quad \quad \mathbf{C_e = 0,114}$$

c) Module spécifique

$$M_0 = \frac{Q_0}{S_{bv}} = \frac{A_{moy}}{T \cdot S_{bv}} \quad \text{où : } A_{moy}=5.46 \text{ Mm}^3, T = 31,536 \cdot 10^6 \text{ s} \quad \text{et } S_{bv}=113.24\text{km}^2$$

$$\mathbf{M_0= 1,53 \text{ l/s.km}^2}$$

d) Module d'écoulement

$$Q_0 = \frac{A_{moy}}{T} \quad \text{où : } A_{moy}=5.46\text{Mm}^3 \quad \text{et } T = 31,536 \cdot 10^6 \text{ s}$$

$$\mathbf{Q_0 = 0,17 \text{ m}^3/\text{s}}$$

e) Coefficient de variation

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

• Formule de PADOUN

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

Avec :

C_V : Coefficient de variation.

K : Coefficient $\mathbf{K=0,75}$.

M_0 : Module spécifique (l/s.Km²). ($\mathbf{M_0=1,53 \text{ l/s.Km}^2}$)

• Formule de SOKOLOVSKY

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

Avec : C_V : Coefficient de variation.

S : Surface du bassin versant (Km²). $\mathbf{S=113.24 \text{ Km}^2}$.

M_0 : Module spécifique (l/s.Km²). ($\mathbf{M_0=1,53 \text{ l/s.Km}^2}$)

• **Formule de URGIPROVODKMOZ**

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

Avec :

C_v : Coefficient de variation.

M_0 : Module spécifique (l/s.Km²). (**$M_0=1,53$ l/s.Km²**)

• **Formule de KRITSKLY–MENKEL**

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

Avec :

C_v : Coefficient de variation.

M_0 : Module spécifique (l/s.Km²). (**$M_0=1,53$ l/s.Km²**).

S : Surface du bassin versant (Km²). **$S=113.24$ Km²**.

Tableau III. 22: Coefficient de variation

FORMULE				
	PADOUN	SOKOLOVSKY	URGIPROVODKMOZ	KRITSKLY– MENKEL
C_v	0,63	0,60	0,66	0,61

Les valeurs du coefficient de variation trouvées par les différentes formules sont très proches les unes des autres, on prend comme valeur finale la moyenne ou celle donnée par la formule de padoun c'est-à-dire $CV=0,63$.

Les résultats des caractéristiques d'écoulement dans le tableau suivant :

Tableau III. 23: Les caractéristiques d'écoulement

	S (Km²)	A₀ (Mm³)	Me (m3/S)	M₀ (L/S/Km²)	Le (mm)	Ce	Cv
SB1	113.24	5.46	0.17	1.53	48.21	0.114	0.63

III.14 Estimation fréquentielle des apports:

L'estimation fréquentielle des apports peut être envisagée par l'application d'une loi Log Normale (loi de Galton) qui est donnée comme suite :

$$A_{\hat{u}} = \frac{A_0 \cdot e^{U \cdot \sqrt{\ln(Cv^2+1)}}}{\sqrt{Cv^2 + 1}}$$

A%:apport de fréquence donnée

U:variable réduite de Gauss.

A0:apport moyen annuel (Mm3).

Cv:coefficient de variation.

Tableau III. 24 : l'Apport fréquentielle de sous bassin versant 01.

Periode de retour(an)	2	5	10	20	50	100
Fréquence (%)	50	20	10	5	2	1
le variable réduit "u"	0	0.84	1.282	1.64	2.054	2.327
Apport (Mm3)	4.405	5.801	6.706	7.540	8.636	9.445

III.15 Evaluation des apports solides :

Le manque de données de mesure du transport solide nous ramène à accepter toute méthode empirique qui nous permet l'ordre de grandeur acceptable de l'écoulement solide

• **Formule de TIXERONT :**

C'est la formule la plus utilisée en Algérie pour l'évaluation du taux d'abrasion : $E_S = a \cdot L_e^{0.15}$

Où :

ES : taux d'abrasion (t/km2/an)

Le : lame d'eau ruisselée en (mm)

a : coefficient empirique qui varie en fonction de la perméabilité du terrain

$a = 350$ (perméabilité moyenne).

En tenant compte du poids spécifique moyen des sédiments $\gamma = 1.4 \text{ T/m}^3$.

$$V_s = \frac{E_s \cdot S}{\gamma}$$

Les résultats des apports solides sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III. 25 : Les apports solides

SB	S (km ²)	Le (mm)	Es (T/Km ² /an)	Vs (m ³ /ans)
SB1	113.24	48.21	625.94	50629.22

III.16 Etude de crues :

III.16.1 Différentes méthodes d'évaluation des crues :

Les méthodes utilisées pour déterminer les crues dépendent en grande partie des données disponibles. Chaque problème qui se présente est pratiquement unique en raison des variations dans les conditions et les données. Cela signifie que la disponibilité des données, plutôt que la nature spécifique des problèmes, détermine la méthode à suivre. Il n'existe pas encore de méthode universelle pour calculer les crues, et les approches varient également en fonction de la personne chargée de l'étude.

Nous rappelons ci-dessous, les différentes méthodes de calcul des crues.

- a) Méthodes historiques
- b) Méthodes empiriques
- c) Courbes enveloppes
- d) Méthodes probabilistes
- e) Méthodes déterministes
- f) Méthode de l'hydrogramme unitaire

III.16.2 Application sur les bassins versants :

Partant des données morphologiques et pluviométriques existantes une évaluation des débits de pointes des crues sera faite à partir de formules empiriques :

Mallet – Gauthier, Giandotti, Turazza, et Sokolovsky. Ces relations sont celles qui traitent au mieux les petits bassins.

1) - Formule de Mallet – Gauthier :

Dans la recherche sur les problèmes liés à l'eau en Algérie, ils ont développé une formule qui permet d'exprimer le débit maximum en période de crue en fonction de trois variables principales : les

Chapitre III : ETUDE HYDROLOGIQUE

précipitations, la superficie du bassin versant et un coefficient K spécifique aux caractéristiques géographiques et climatiques du bassin versant.

$$Q_{max,p\%} = 2K \cdot \log(1 + 20p) \frac{S}{\sqrt{L}} \sqrt{1 + 4 \log T - \log s}$$

- **K** : constante comprise entre 1-3 on prend (1,5)
- **p** : Précipitation moyenne interannuelle en m
- **S** : Surface du bassin versant en Km²
- **L** : Longueur du talweg principale en Km
- **T** : Période de retour

Tableau III. 26 : résultats de la formule mallet – Gauthier

Fréquence (%)	10	5	2	1	0.1	0.01
Période,de retour(an)	10	20	50	100	1000	10000
Qmaxp%(m ³ /s)	169.23	200.86	236.26	259.85	326.25	381.18

2)- Formule de Turazza :

Cette formule utilise l'intensité moyenne maximale de précipitations déterminées sur un intervalle de référence égale au temps de concentration du bassin versant.

$$Q_{maxp\%}(m^3/s) = \frac{C * P_{tc} * A}{3.6T_c}$$

- **A** : Surface du bassin versant
- **P_{tc}** : Les pluies de courte durée (relation de Body)
- **T_c** : temps de concentration
- **C** : coefficient de ruissellement de la crue considérée pour une probabilité P%

Tableau III. 27 : résultats de la formule Turazza

Fréquence (%)	10	5	2	1
Période de retour(an)	10	20	50	100
P _{tc}	8.05	9.33	11.13	12.47
Qmaxp%(m ³ /s)	72.63	84.18	100.42	112.51

3) - Formule de Sokolovsky :

Chapitre III : ETUDE HYDROLOGIQUE

Le débit maximum probable est donné par la formule suivante :

$$Q_{\max, p\%} = 0,28 \cdot \frac{X_{p\%t_c} \cdot \alpha_{p\%} \cdot S \cdot f}{t_m = t_c}$$

$\alpha_{p\%}$: coefficient de ruissellement pour la crue probable

$$\alpha_{p\%} = \frac{\sqrt{Pct\%} - \sqrt{H0}}{\sqrt{Pct\%} + \sqrt{H0}}$$

S : Surface du bassin versant en Km²

f : Coefficient de forme de la crue.

T_c : Temps de concentration du bassin versant en h.

X_{p%, t_c} : précipitation en mm, de probabilité p% correspondant à un temps t_c.

0.28 : coefficient de changement d'unité.

Le coefficient de forme de la crue peut être calculé par la formule :

$$f = \frac{12}{4 + 3\gamma}$$

Pour $S \leq 50km^2$ on a $\gamma = 2$

- Pour des petits bassins non boisé, sol peu perméable, on a $\gamma = 2 \div 2.5$
- Pour bassin boisé, sol perméable on a $\gamma = 3 \div 4$

Puisque les bassins versant ont une surface inférieure à 50 Km² on prend $\gamma = 2$ alors :

$$f = \frac{12}{4 + 3\gamma} = 1.2$$

Les débits de crues des bassins versants par les différentes formules dans les tableaux suivants.

Tableau III. 28 : résultats de la Sokolovsky

Fréquence (%)	10	5	2	1
Période de retour(an)	10	20	50	100
Ptc	40.27	46.65	55.65	62.33
Qmaxp%(m3/s)	134.40	155.69	185.73	208.03

Tableau III. 29 Débits de crues au bassin versant :

Période de retour	Formule de Gauthier	Formule de Mallet	Formule de Turazza	Formule de Sokolovsky
an	(m³/s)		(m³/s)	(m³/s)
1000	303.25			
100	259.85		112.51	208.03
50	219.81		100.42	185.73
20	186.99		84.18	155.69
10	157.70		72.63	134.403

➤ La formule de Sokolovski est d'usage très répandue chez les hydrologues du Nord d'Afrique, celle-ci tient compte de plusieurs paramètres caractérisants le bassin versant (la pluie fréquentielle qui correspond au temps de concentration, perte d'eau initiale, le coefficient de ruissellement, la surface du bassin versant, la forme de la crue et du temps de montée de la crue).

➤ Nous adoptons le débit maximal de crue centennale donné par la formule de SOKOLOVSKI étant donné que la méthode adoptée pour le tracé de l'hydrogramme de crue est celle de SOKOLOVSKI qui a une relation directe avec la formule de débit maximale de crue.

III.17 Hydrogrammes des crues :

Les Hydrogrammes de crues pour diverses fréquences sont évalués par la méthode de Sokolovsky qui assimile l'hydrogramme à deux équations paraboliques

La montée de la crue : $Q_{max} p \left[\frac{t}{t_m} \right]_{max}^n$

La décrue : $Q_{max} p \left[\frac{t_d - t}{t_d} \right]_{max}^m$

t_m : temps de montée de la crue

t_d : temps de la décrue

m, n : puissance des équations m = 2, n = 3.

t_m = t_c et t_d = γ . t_c On prend γ = 2

Les débits de crues des différentes périodes de retour de chaque bassin versant sont donnés aux tableaux suivants et les Hydrogrammes correspondants.

Chapitre III : ETUDE HYDROLOGIQUE

Tableau III. 30 : Débits fréquentielles pour construction l'hydrogramme de crue de S.b 01

Temps	Qmax(1 %)	Qmax(2 %)	Qmax(5%)	Qmax(10 (%))
0	0	0	0	0
1	1,285	1,147	0,96	0,83
1.5	4,337	3,872	3,25	2,8
2	10,28	9,179	7,69	6,64
2.5	20,080	17,927	15,03	12,97
3	34,69	30,978	25,97	22,42
3.5	55,099	49,192	41,24	35,6
4	82,24	73,430	61,55	53,14
4,5	117,105	104,551	87,64	75,66
5	160,637	143,418	120,22	103,78
5,17	208,03	185,73	155,69	134,4
6	42,04	37,53	31,46	27,16
6,5	33,9	30,26	25,37	21,9
7	26,63	23,78	19,93	17,21
7,5	20,24	18,07	15,15	13,08
8	14,73	13,15	11,02	9,51
8,5	10,09	9	7,55	6,52
9	6,32	5,64	4,73	4,08
9,5	3,43	3,06	2,57	2,22
10	1,42	1,27	1,06	0,92
10,5	0,28	0,25	0,21	0,18
11	0,02	0,02	0,01	0,01

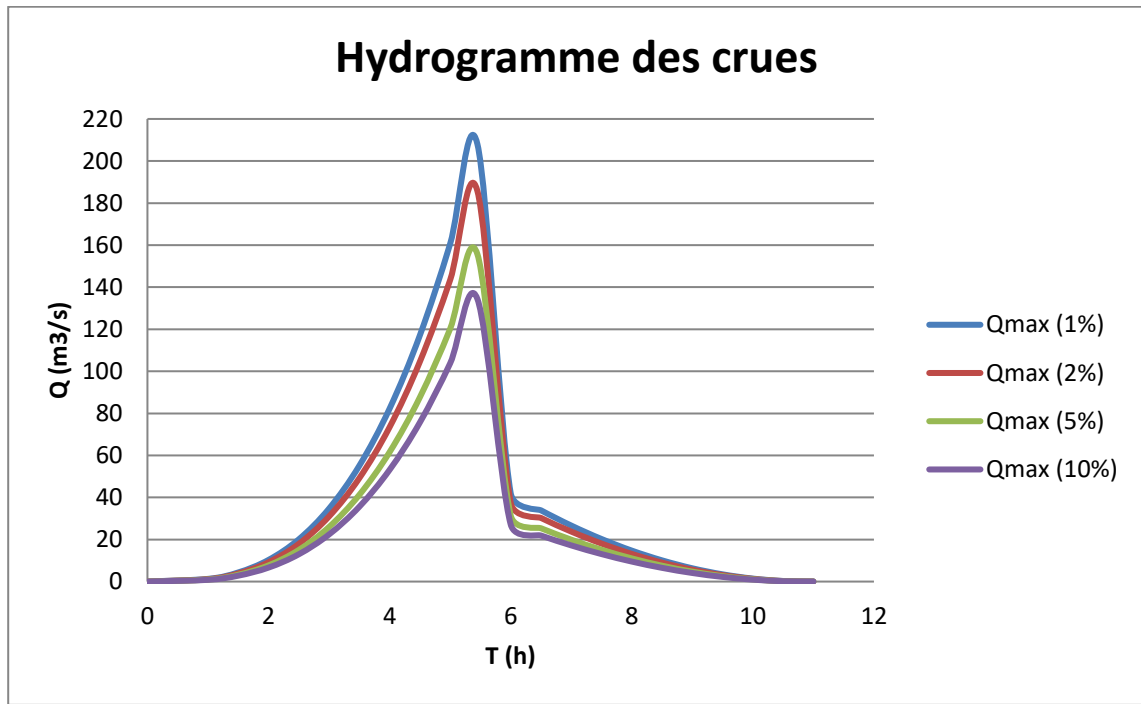


Figure III. 13 : Hydrogramme des crues

Tableau III. 31 : Débits fréquentielles pour construction l'hydrogramme de crue de S.b 01

Bassin Versant	Surface (Km ²)	Q _{max} (m ³ /s)	Localisation
BV1	113.24	208.03	Oued chergui sept

Conclusion :

Les Hydrogrammes des crues établis permettent de voir l'évolution des crues dans le temps.

Finalement, une évaluation plus ou moins variée a permis de fixer les valeurs des crues qui traversant oued de la ville de Beni Chaib et qui permettront de dimensionner les ouvrages proposés pour protéger cette ville contre les inondations de Oued chergui.

Chapitre IV
Etude Géologique et
Géotechnique

IV.1. Introduction

Une étude géotechnique a été établie sur le site pour déterminer les différents matériaux à utiliser, des essais ont été effectués in site et dans laboratoire qui nous permet de préciser la nature, les caractéristiques et la configuration des terrains et de confirmer le volume disponible des matériaux.

IV.2 Étude avant-projet détail (APD)

IV.2.1 Étude géologique

Cette étude est très importante dans le site, l'étude géologique nous permet d'avoir une idée précise sur le substratum, sur la roche altérée, sur la tectonique (failles, fissures...), sur l'inclinaison et le pendage des couches et sur leurs caractéristiques.

IV.2.1.1 Sismicité :

En ce qui concerne la sismicité, l'Algérie est considérée comme une région à forte activité sismique en raison de sa localisation dans une zone de convergence de plaques. Tout au long de son histoire, le pays a été touché par de nombreux séismes dévastateurs. Le territoire national est subdivisé en cinq zones de sismicité croissante, qui sont décrites comme suit :

- Zone 01 : sismicité négligeables.
- Zone 02 : sismicité faible.
- Zone 03 et 04 : sismicité moyenne.
- Zone 05 : sismicité élevée.

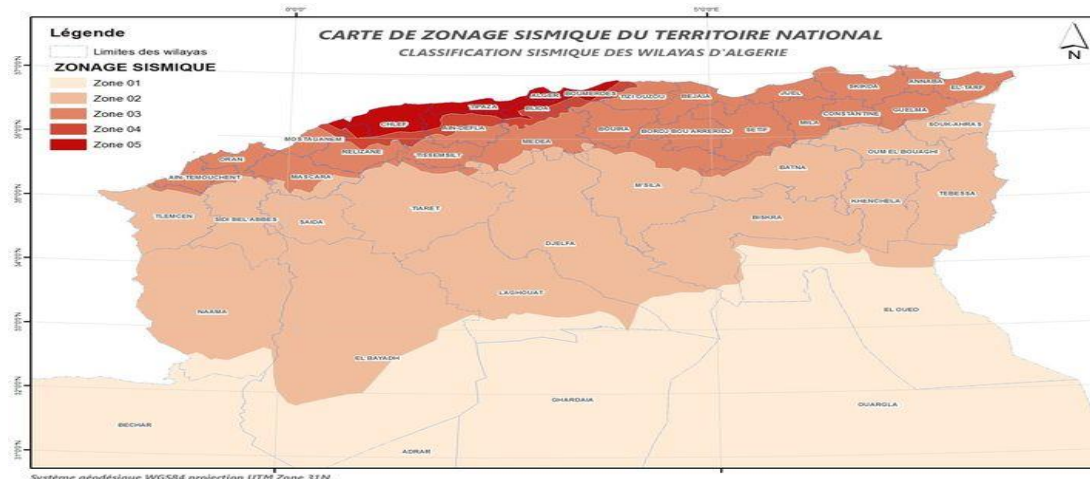


Figure IV. 1 : Classification sismique des wilayas d'Algérie.

La figure ci-dessus confirme que notre zone d'étude est située dans la zone 03, ce qui signifie qu'elle est classée comme une zone à sismicité moyenne. Cela indique que la région présente un niveau modéré d'activité sismique, ce qui implique un risque relatif de séismes de force moyenne.

IV.2.2 Contexte morphostructural

Le bassin versant du site actuel de l'Oued Fodda, d'une superficie de 400 Km², est constitué de deux zones bien contrastées :

- Une zone Nord très accidentée, à altitudes élevées (1993m dans l'Ouarsenis), aux vallées étroites et profondes, avec des versants à fortes pentes et relativement boisés,
- Une zone Sud-Sud-Est absolument nue, pratiquement sans végétation naturelle, à part quelques arbustes isolés, avec des versants moins pentus et des interfluves en coupes arrondies et parfois entrecoupés par des affleurements allongés de roches plus aigües dans l'extrême Sud. C'est cette zone qui correspond au bassin versant du Koudiet-Rosfa, sa superficie est de l'ordre de 440 Km².

La limite entre ces deux zones se situe à **Souk Sebt** à la confluence des **Oueds Rharbi** et Chergui. Elle suit l'Oued Rharbi, vers le sud-Ouest et les Oueds Guetar (affluent de l'Oued Chergui) et la Chaaba Lahadine (affluent de l'Oued Bou Hamza) vers le Nord-Est.

IV.2.3 Données géologiques et structurales de la zone d'étude :

Les terrains du bassin versant sont éventuellement d'âge crétacé et de nature schisteuse à faciès flysch au Nord et Nord-Ouest.

Dans la partie Nord-Est, on passe à des formations marno-calcaires d'âge éocène.

Dans la partie Est (région du Djebel Meddad), ce sont les séries argilo-gréseuses numidiennes d'âge oligocène qui dominent.

Dans la partie Ouest, on trouve surtout des marnes en séries épaisses, avec des intercalations gréseuses depuis le Nord de Trebadj jusqu'à la limite Sud du bassin versant :

Dans la partie Est, on retrouve les séries marno-calcaires du crétacé et les marnes de l'oligocène armées d'intercalations gréseuses (Kef Djarine à Kef Mahmoud).

Les formes structurales sont peu prononcées sauf à l'extrême Sud où on retrouve le style plissé de l'Atlas Saharien, avec le plus souvent une structure inversée : synclinaux perchés, anticlinaux évidés, crêtes dominants le relief, et le tout haché par de nombreuses failles et cassures.

On retiendra surtout que la lithologie de tout le bassin versant du barrage de Koudiet Rosfa est dominée par des roches tendres (marnes et argiles) et des roches relativement tendres (flysch). Les roches plus résistantes, comme les grès et les calcaires, ne forment que les carrés, le plus souvent étroits.

Le bassin versant du site est situé dans la région sud-ouest de l'Algérie.

La structure géologique de cette région est plus ou moins complexe et comprend les formations géologiques suivantes, (classées par ordre d'âge croissant) :

- Quaternaire
- Miocène
- Oligocène
- Eocène
- Crétacé
- Jurassique
- Trias.

a- Quaternaire

Cette série est formée de dépôts alluviaux, ainsi que des dépôts de versants. La puissance des alluvions varie entre 5m et 15m. Les alluvions comprennent des couches argilo-limoneuses brunâtres, et des galets arrondis dans une matrice sablo-limoneuse.

Par endroits, on rencontre des lentilles formées de graviers dans une matrice sableuse.

Les dépôts de versants sont de nature colluvionnaire. ils se présentent en fragments anguleux de calcaire et grès dans une matrice limoneuse ou sablo-limoneuse. Leur puissance peut atteindre 20 à 30m. On cite à titre d'importance le grand glissement des colluvions juste à l'amont de la butée gauche du barrage sur le substratum marneux.

b- Miocène

Miocène Inférieur I

Cette série est essentiellement marneuse avec des propriétés similaires à ceux de l'Oligocène et du Crétacé.

c- Oligocène

OB : Faciès Boghari

Cette série est épaisse, marneuse avec intercalations gréseuses et sporadiquement calcaires, rarement détritiques de développement variable. Elle est caractérisée comme suit:

Chapitre IV : Etude Géologique et Géotechnique

les marnes sont de couleur gris claire, gris verdâtre, gris bleu, brunâtres ou verdâtre, bleu noir à intercalations claires, qu'il est facile de confondre avec celles du Crétacé souvent, les marnes sont grasses à cassure conchoïde

les intercalations gréseuses ou plus rarement calcaires sont reconnaissables;

les grès sont fins, calcaires, souvent friables, jaunâtres, et ont un cachet légèrement différent des grès miocènes. Leur puissance varie du décimètre à la dizaine de mètres. Leur développement est habituellement très réduit mais elles envahissent quelquefois une partie de la série

quelquefois on observe de minces passées grés-quartziteuses à patine brune qui donnent à la série une allure de flysch

les intercalations calcaires ou détritiques sont rares, peu puissantes et lenticulaires

la glauconie, très souvent présentée à l'état de traces, peut former des bancs de plusieurs mètres l'épaisseur maximale est de 2000m

ON - Faciès Numidien

Série argileuse de base:

Argiles feuilletées et souvent chargées de nodules friables brun noir ou rouge violacé, possible de rencontrer des corps ferrugineux oblongs dont la surface est tapissée de petites pustules ovoïdes

Teintes criantes du lit de vin au verdâtre

Fréquent de trouver des filons de calcite fibreuse, parallèles à la stratification

Intercalations:

Grès Quartzeux micacés: couleur jaune sale, en bancs peu épais (de l'ordre du mètre).
Faciès rares et très lenticulaires

Grès Quartzeux grains fins et homogènes, couleur noire ou verdâtre, prenant souvent une patine violacée. En petits bancs (de l'ordre du décimètre), peu abondants

Microbrèches calcaires: rares, peu épaisses (de l'ordre du décimètre), très caractéristiques.

Série gréseuse:

Les grès numidiens forment l'ossature d'importants massifs dont les imposantes falaises gréseuses dominent toujours un substratum de Crétacé et Tertiaire très marneux

Formée par une multitude de bancs durs d'une épaisseur moyenne de 10m,

Séparés par de minces niveaux plus tendres, atteint plusieurs centaines de mètres

Les grès ne contiennent que des éléments siliceux, essentiellement de quartz blanc laiteux ou translucide, plus rarement rose ou grisâtre

Les grès sont souvent friables et se résolvent en une arène sableuse quelquefois exploitées en carrière

Le ciment des grès est toujours constitué par un sable très fin, légèrement ferrugineux, une patine brunâtre .En cassure, les grès sont blanchâtres ou teintés en jaune et brun par les oxydes de fer

Des niveaux d'argile s'intercalent entre les barres gréseuses importantes; ils sont eux-mêmes chargés d'intercalations gréseuses moins importantes; couleur gris sale, gris bleu, parfois verdâtre

d- Eocène

Eocène Moyen et Supérieur

Cette série est essentiellement marneuse sillonnée par des lits de calcite fibreuses à des faciès et épaisseurs variables.Les faciès sont caractérisés comme suit :

Les faciès bruns:

Feuilletés

de couleur brun foncé, gris sale, ou gris bleu métallique

se chargent parfois (en intermèdes locaux et pas fréquents) de boules de calcaire à patine brunes, grès brun glauconieux, même grise conchoïde, calcaire marneux blanc glauconieux

e- Crétacé

Cette série est marneuse et marno-calcaire, à environ mille mètres de puissance. Les marno-calcaires se présentent sous forme de petits bancs ou d'intercalations dans la marne.

f- Jurassique

Cette formation est caractérisée par des falaises calcaires épaisses, souvent massives ; la série jurassique de l'Ouarsenis est sub-horizontale et dans un état complètement renversé.

g- Trias

Cette formation se présente sous forme d'affleurements et apparaît en position anormale la plupart du temps. Elle correspond à une suite de dépôts à faciès très caractéristiques : gypse, sel, dolomies, cargneules, argiles bariolées, grès rouges... mais la stratigraphie détaillée des dépôts triasiques reste pratiquement inconnue ou du moins très difficile à établir.

IV.2.4 GEOLOGIQUE DE LA REGION:

a-Alluvions

Les alluvions dans le lit de l'Oued sont formées de graviers arrondis avec une fraction fine de l'ordre de 22%. Des lentilles isolées d'argiles sablo-limoneuses de tordre de 1- 1,5m reposent

Chapitre IV : Etude Géologique et Géotechnique

parmi les graviers. Les basses terrasses de l'Oued sont couvertes par des argiles ou des sables limoneux de 1m à 4m d'épaisseur.

b-Colluvions

Une bande colluvionnaire repose au pied des rive gauche du site. Elle est large de 20 m, et épaisse de 5m. Elle est formée de graviers anguleux de calcaire marneux, de sable et d'argile. Sur les versants raides de la vallée, les calcaires marneux affleurent à la surface.

Figure IV. 2: classification géologique de la région d'Etude

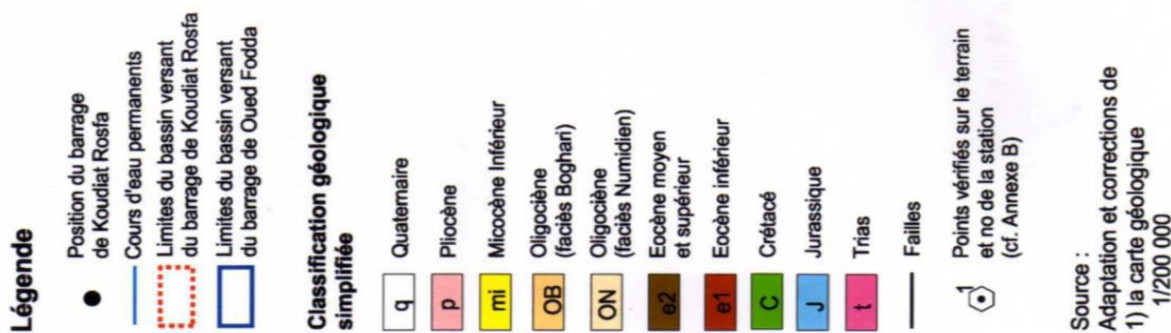
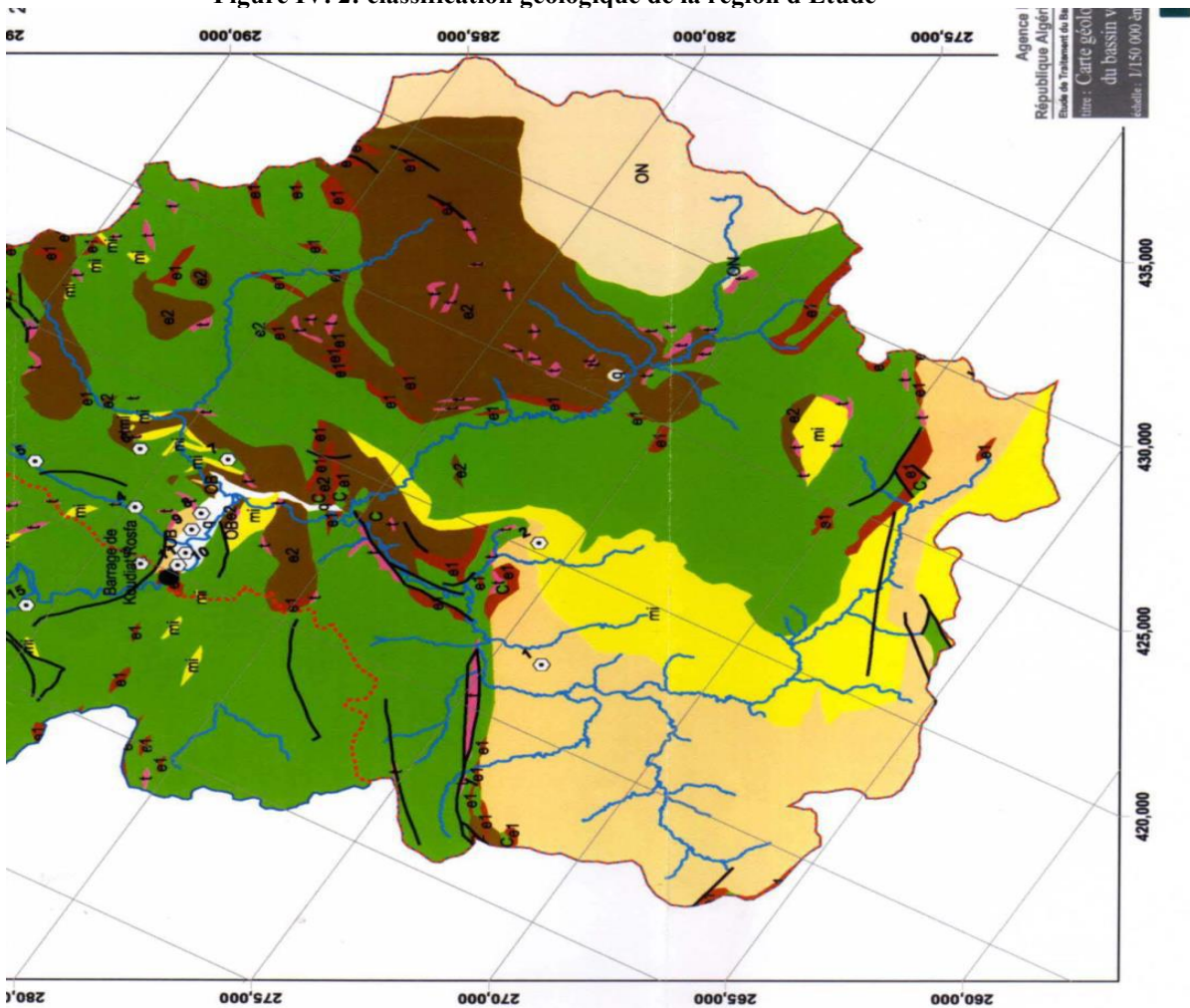
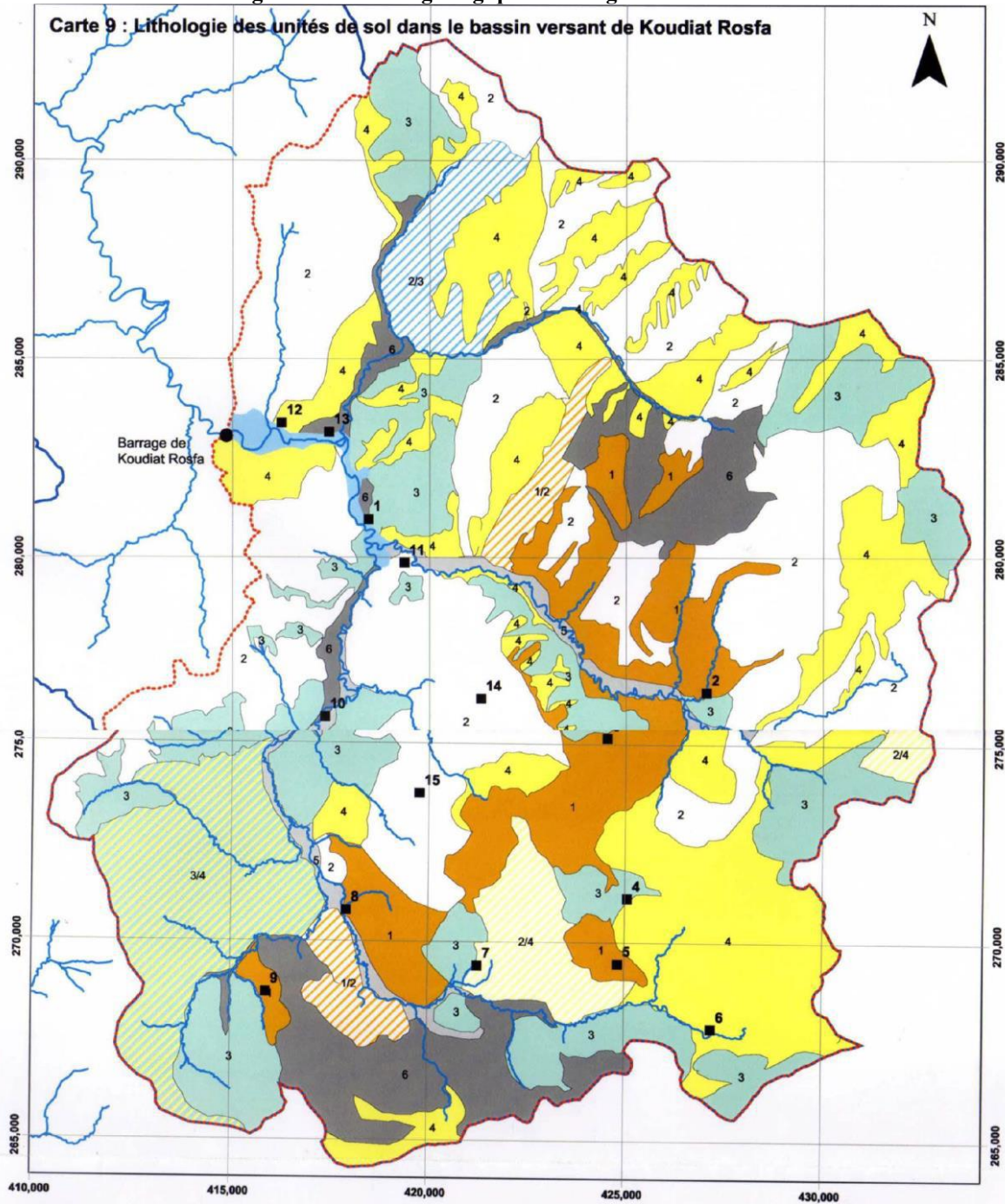


Figure IV. 3: carte géologique de la région d'Etude



Légende

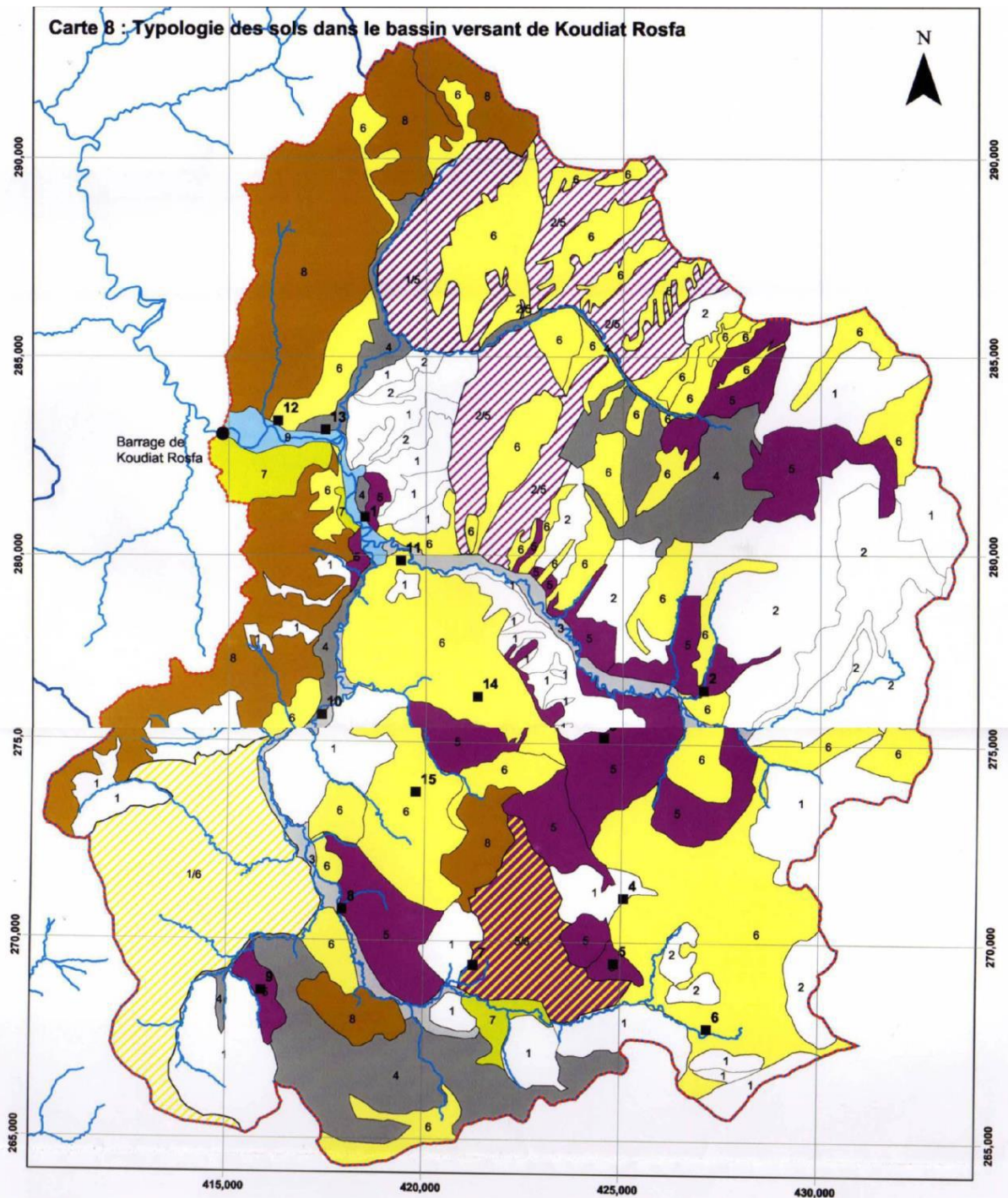
Type de roches

- 1 Argile
- 1/2 Argile / Marnes
- 2 Marnes
- 3 Roche calcaire dure
- 2/3 Marnes / Roche calcaire dure
- 4 Roche calcaire tendre
- 2/4 Marnes / Roche calcaire tendre
- 3/4 Roche calcaire tendre à dure
- 5 Alluvions
- 6 Colluvions
- Cuvette du barrage

- Profils analysés (No)
- Position du barrage de Koudiat Rosfa
- Cours d'eau permanents
- Limites du bassin versant du barrage de Koudiat Rosfa
- Limites du bassin versant du barrage de Oued Fodda


 Agence Nationale des Barrages
 République Algérienne Démocratique et Populaire
 Etude de Traitement du Bassin Versant de Koudiat Rosfa (W. de Traitement)
 Titre : Lithologie des unités de sol dans le bassin versant de Koudiat Rosfa
 Echelle : 1/100 000 ème n° 9 date : Déc. 2003





Légende

Type de sols

- 1 Soils minéraux bruts non climatiques d'érosion lithosols
- 2 Soils minéraux bruts non climatiques d'érosion régosols
- 3 Soils peu évolués non climatiques d'apports alluviaux modaux
- 4 Soils peu évolués non climatiques d'apports colluviaux modaux
- 5 Vertisols à drainage externe possible à structure anguleuse sur au moins les 15 cm supérieurs
- 6 Soils calcimagnésiques carbonatés rendzines modaux
- 7 Soils calcimagnésiques carbonatés bruns calcaires modaux
- 8 Soils brunifiés des climats tempérés humides lessivés modaux
- 9 Associations
- 9 Cuvette du barrage

- 1 Profils analysés (No)
- Position du barrage de Koudiat Rosfa
- Cours d'eau permanents
- Limites du bassin versant du barrage de Koudiat Rosfa
- Limites du bassin versant du barrage de Oued Fodda

Agence Nationale des Barrages
 République Algérienne Démocratique et Populaire
 Etude de Traitement du Bassin Versant de Koudiat Rosfa (W. de Tissemsilt)
 Titre: Typologie des sols dans le bassin versant de Koudiat Rosfa
 échelle: 1/100 000 ème a° 8 date: Déc. 2003



Quinze profils ont été analysés sur l'ensemble du bassin versant de Koudiat Rosfa. Ils sont montrés dans la Carte 8.

N° du Profil	Situation	Coordonnées		Culture	Classe des sols	Description
		X	Y			
1	Rive droite de l'oued Charbi	418 442	280 962	Jachère	Sol peu évolué d'apport non climatique d'apport alluvial	<ul style="list-style-type: none"> ▪ 0-30 cm : Horizon brun (YR 3/2), sec, texture limono-argileuse, structure polyédrique moyenne, porosité bonne, transition graduelle, HCL effervescence moyenne. ▪ 30-60 cm : Horizon analogue au précédent ▪ 60-120 cm : Horizon analogue au précédent ▪ 120-250 cm : Horizon brun (7,5 YR 3/2), sec, texture limono-argileuse à argileuse, structure polyédrique moyenne, débris de marnes, HCL effervescence.
2	Rive droite de l'oued Charbi	427 051	276 590	Amandier, Oliviers, fèves, pois chiches	Vertisols à drainage externe possible à structure arrondies sur au moins les 15 cm supérieurs, modal	<ul style="list-style-type: none"> ▪ 0-30 cm : Horizon brun (10YR 4/2), sec, texture argileuse, structure polyédrique grossière sub-angulaire, porosité assez bonne, fentes de retraits verticales bien développées, fines radicales, compact, consistance dure, transition graduelle, HCL effervescence. ▪ 30-60 cm : Horizon brun (10YR 4/2), sec, texture argileuse, structure polyédrique grossière sub-angulaire, porosité faible, fentes de retraits verticales bien développées, pas de radicales, cohésion forte, consistance dure, transition graduelle, HCL effervescence ▪ 60-120 cm : Horizon analogue au précédent.
3	A droite de la piste	424 527	275 151	Céréales	Vertisols à drainage externe possible à structure arrondies sur au moins les 15 cm supérieurs, modal	<ul style="list-style-type: none"> ▪ 0-30 cm : Horizon brun (10YR 4/2), sec, texture argileuse à argilo-limoneuse, structure polyédrique grossière sub angulaire, porosité assez bonne, fentes de retraits verticales bien développées, faces de glissement bien développées- fines radicales, compact, consistance dure, transition graduelle, HCL effervescence. ▪ 30-60 cm : Horizon brun (10YR 4/2), sec, texture argileuse, structure polyédrique grossière sub angulaire, porosité faible, faces de

						<ul style="list-style-type: none"> glissement, pas de radicelles, cohésion forte, consistance dure, transition graduelle, HCL effervescence. 60 < cm : Marnes.
4	A l'Est du barrage	425 062	271 108	Céréales	<p>Sols calcimagnésiques, carbonatés, rendzines, modales</p>	<ul style="list-style-type: none"> 0-40 cm : Horizon brun (10YR 4/2), sec, texture limono-argileuse à argilo-limoneuse, structure polyédrique moyenne, porosité assez bonne, transition graduelle, HCL effervescence. 40 < cm : Marnes.
5	A l'Est du barrage	424 829	269 463	Jachère	<p>Vertisols à drainage externe possible à structure arrondie sur au moins les 15 cm supérieurs, modal</p>	<ul style="list-style-type: none"> 0-30 cm : Horizon brun (10YR 4/2), sec, texture argileuse, structure polyédrique grossière sub angulaire, porosité assez bonne, fentes de retraites verticales bien développées, faces de glissement bien développées, fines radicelles, compact, consistance dure, transition graduelle, HCL effervescence. 30-50 cm : Horizon brun (10YR 4/2), sec, texture argileuse, structure polyédrique grossière sub angulaire, porosité faible, faces de glissement, pas de radicelles, cohésion forte, consistance dure, transition graduelle, HCL effervescence. 50-125 cm : Horizon brun (10YR 4/2), sec, texture argileuse, structure polyédrique grossière sub angulaire, porosité faible, faces de glissement, pas de radicelles, cohésion forte, consistance dure, HCL effervescence.
6	A l'Est du barrage	427 200	267 832	Jachère	<p>Sols calcimagnésiques, carbonatés, rendzines, modales</p>	<ul style="list-style-type: none"> 0-25 cm : Horizon brun (10YR 4/2), sec, texture Limono-argileuse, structure polyédrique moyenne, porosité assez bonne, fines radicelles lignifiées, quelques fragments de marnes, présence de petits cailloux, transition nette, HCL effervescence. 25 < cm : Marnes.
7	Au Sud Est du barrage	421 262	269 397	Jachère	<p>Vertisols à drainage externe possible à structure arrondie sur au moins les 15 cm supérieurs,</p>	<ul style="list-style-type: none"> 0-30 cm : Horizon brun (10YR 4/2), sec, texture argileuse, structure polyédrique grossière sub angulaire, porosité assez bonne, fentes de retraites verticales bien développées, faces de glissement bien développées, fines radicelles, compact, consistance dure, transition graduelle, HCL effervescence.

					modal	<ul style="list-style-type: none"> ▪ 30-60 cm : Horizon brun (10YR 4/2), sec, texture argileuse à très argileuse, structure polyédrique grossière sub angulaire, porosité faible, faces de glissement, pas de radicales, cohésion forte, consistance dure, transition graduelle, HCL effervescence. ▪ 60-120 cm : Horizon brun (10YR 4/2), sec, texture argileuse, structure polyédrique grossière sub angulaire, porosité faible, faces de glissement, pas de radicales, cohésion forte, consistance dure, HCL effervescence.
8	Au Sud-Est du barrage	417 922	270 779	Jachère	Vertisols à drainage externe possible à structure arrondie sur au moins les 15 cm supérieurs, modal	<ul style="list-style-type: none"> ▪ 0-30 cm : Horizon brun (10YR 4/2), sec, texture argileuse, structure polyédrique grossière sub angulaire, porosité assez bonne, fentes de retraites verticales bien développées, faces de glissement bien développées, fines radicales, compact, consistance dure, transition graduelle, HCL effervescence. ▪ 30-60 cm : Horizon brun (10YR 4/2), sec, texture argileuse, structure polyédrique grossière sub angulaire, porosité faible, faces de glissement, pas de radicales, cohésion forte, consistance dure, transition graduelle, HCL effervescence. ▪ 60-120 cm : Horizon analogue au précédent.
9	Au Sud-Est du barrage	415 893	268 709	Céréales	Vertisols à drainage externe possible à structure arrondie sur au moins les 15 cm supérieurs, modal	<ul style="list-style-type: none"> ▪ 0-30 cm : Horizon brun (10YR 4/2), sec, texture argileuse, structure polyédrique grossière sub angulaire, porosité assez bonne, faces de glissement bien développées, fines radicales, compact, consistance dure, cohésion forte, transition graduelle, HCL effervescence. ▪ 30-60 cm : Horizon brun (10YR 4/2), sec, texture argileuse à très argileuse, structure polyédrique grossière sub angulaire, porosité faible, faces de glissement, pas de radicales, cohésion forte, consistance dure, transition graduelle, HCL effervescence. ▪ 60-120 cm : Horizon analogue au précédent.
10	Au Sud du barrage	417 346	275 987	Jachère	ols peu évolués d'apport non climatique, d'apport alluvial, modal	<ul style="list-style-type: none"> ▪ 0-20 cm : Horizon brun (10YR 4/2), sec, texture limono-sableuse, structure polyédrique fine à moyenne, porosité bonne, fines radicales, peu friable, transition graduelle, HCL effervescence. ▪ 20-50 cm : Horizon brun (10YR 4/2), sec, texture limono sableuse, structure polyédrique fine à moyenne, porosité bonne, fines radicales, structure polyédrique fine à moyenne, porosité bonne, fines radicales, ▪ 150-200 cm : Horizon analogue au précédent. ▪ 200 cm < : Marnes bleus.

IV.2.2 Étude Géotechnique

L'étude géologique bien que soit nécessaire demeure insuffisante elle ne permet pas à l'ingénieur en générale d'avoir une bonne définition des caractéristiques géomécanique et hydrodynamique. Cette étude porte sur les matériaux terreux, enrochement et fondation, selon la nature des matériaux à étudier.

Tableau IV. 1: Études géotechniques d'un Site

Reconnaissance du site			Essai de laboratoire		
Etude initiale	Etude complémentaire de la fondation		identification	Compactage des emprunts	Comportement
-Tranchées (où puits) à l'aide d'une pelle hydraulique (profondeur d'investigation minimale de 4 m) pour étude de la fondation superficielle et recherche des emprunts. -Tarière si zones inaccessibles.	-Sondages carottés -essais d'eau de type LEFRANC (terrain meuble) et LUGEON (roche) -Tranchées continues dans certaines zones.	Autres essais in situ : pénétromètre, pressimètre..et c).	-Limites d'Atterberg des matériaux suffisamment fins -granulométrie (éventuellement teneur en matières organiques).	-Essai Proctor Proctor	-Essai Proctor (zone emprunts). -Triaxiaux non drainés consolidés CU et non consolidés UU -Compressibilité pour matériaux fins. -Boîte de cisaillement pour matériaux grossiers.

IV.2.2.1 Prospection

La reconnaissance des sols doit d'abord permettre de localiser les différentes couches de terrain et préciser la configuration générale de la zone à étudier. Pour cela, deux techniques peuvent être utilisées : le prélèvement d'échantillon en vue de les analyser au laboratoire et les essais in situ proprement dits, Le programme des travaux de prospection (sondages, puits, forages carottes, tranches à la pelle, fouilles) cette procédure doit être complétée par d'autres procédés comme le pénétromètre (dynamique et statique) qui offre une information rapide et sûre en ce qui concerne le bon sol et sa portance, Les travaux de prospection sont :

a) Tranchées et puits, Leurs objectifs sont généralement multiples :

- Prélèvement d'échantillon pour identification et essai mécanique
- recherche d'un substratum sous une couverture peu épaisse
- levé d'une coupe géologique détaillée
- Réalisation des essais in situ

b) Le sondage carottier

-Principe :

L'essai consiste à réaliser un forage par battage ou fonçage (poinçonneur ou rotatif).

-But :

Déterminer la nature de la roche ou du sol, pour analyser le degré de fissuration et la pente des fissures diaclases et stratification dans le cas d'une roche et pour y pratiquer des essais de laboratoire (mécanique des roches ou des sols, analyses minéralogiques ou chimiques).

IV.3. Essai in situ

IV.3.1 Essais hydraulique

a) Essai Lugeon

L'essai d'eau Lugeon est un essai en place réalisé en sondage. Il s'applique au rocher et aux sols cohérents de résistance mécanique compatible avec la pression d'eau imposée pendant l'essai.

-Principe et but

L'essai consiste à envoyer de l'eau sous pression dans une tranche de sondage isolé par un obturateur, l'évolution du débit injecté en fonction de la pression appliquée permet d'obtenir la perméabilité, des indications précieuses sur la fissuration.

Pression effective :

$$Pe = P_0 - \gamma \cdot e \cdot H - P_c$$

P_0 : pression lue au manomètre

H : profondeur de la nappe phréatique

Pc : pertes de charges

Débit (Q) : est calculé en ramenant les volumes injectés par unité du temps (mn) et unité de la longueur (m). Une fois les valeurs portées sur un graphique $Q=f(P_0)$, on évalue l'absorption du terrain on cherche sur la courbe du débit correspondant à la pression normalisée du 10bars (01MPa).

$$01UL=10^{-7} \text{ m/s}$$

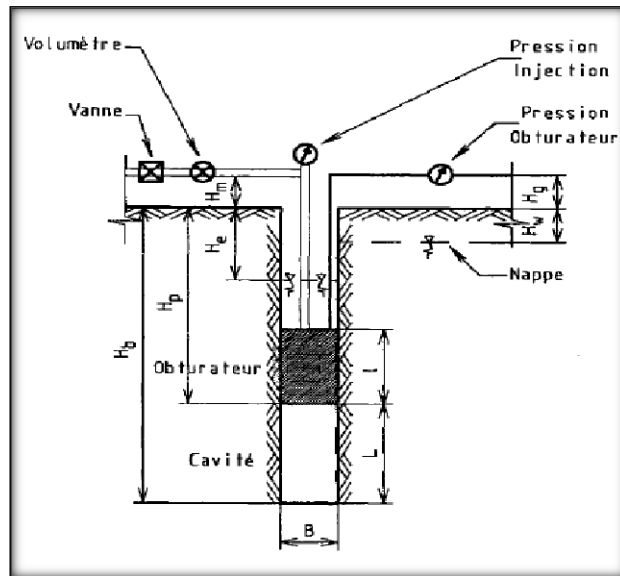


Figure IV. 4: essai Lugeon

b) Essai Lefranc

-Principe :

Il consiste à créer une charge différentielle, par rapport à la charge correspondant au niveau initial de la nappe, dans une cavité de dimension connue préalablement réalisée dans le terrain à la base d'un forage et aménagée de telle sorte que la filtration de l'eau engendrée par cette charge différentielle ne se fasse que par les parois de cette cavité et à mesurer l'évolution dans le temps de cette charge différentielle qui peut être produite soit par le prélèvement soit par l'apport dans la cavité d'un débit d'eau constant.[6]

$$Q = K.C.H$$

K : perméabilité du terrain

C : coefficient dit de poche qui dépend de la forme géométrique de la cavité

$$C = \frac{2\pi.L}{2,3\log\left(\frac{2L}{D}\right)}$$

2- soit par prélèvement d'eau unique avant toute mesure :

-mesurer la charge d'eau h(t) dans le forage en fonction du temps t

$$h=h_0e^{-\frac{K.C}{s}(t-t_0)}$$

Avec :

h et h_0 : les rabattements aux temps t et t_0

K : la perméabilité du terrain

C : coefficient de poche

S : section du forage c

-But :

Permet d'évaluer ponctuellement la perméabilité horizontale d'un terrain aquifère situé au-dessous de la nappe (sol saturé).

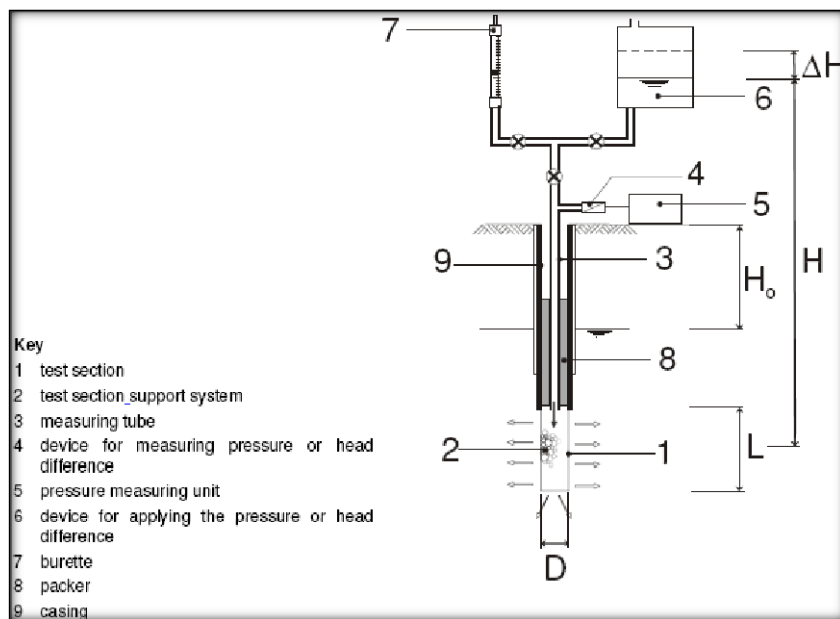


Figure IV. 5: essai Lefranc[site]

IV.4 Essai Pressiométrique

-Principe et but :

L'essai pressiométrique consiste à effectuer une mise en charge du terrain grâce à une sonde descendue dans un forage sensiblement de même diamètre par l'application d'une pression interne sur la sonde, en détermine les déformations correspondante en mesurant la variation de volume d'une cellule centrale. Des résultats des déformations du terrain en déduit :

-le module de déformation pressiométrique E_p

-pression du fluage P_f qui correspondant à la fin du domaine pseudo-élastique

-pression limite P_l qui caractérise la rupture

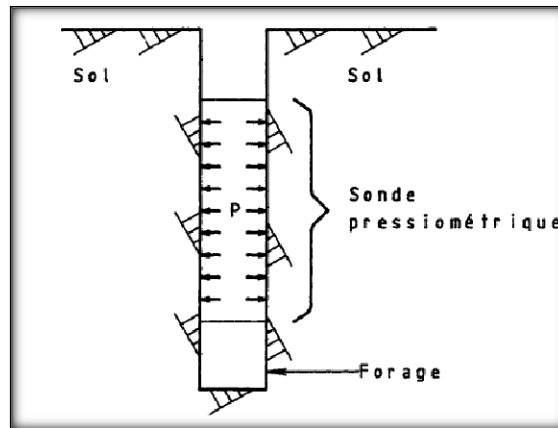


Figure IV. 6: Sondage pressiométrique

Pénétromètre statique

-Principe :

Pour le pénétromètre statique, l'enfoncement résulte d'une pression continue exercée en tête de l'outil, la réaction du sol à l'effort de pénétration Q_s est lue directement à la surface sur un nanomètre ou un dynamomètre. et si B le diamètre de la base du cône, on obtient la résistance à la pénétration statique R_s par :

$$R_s = \frac{4Q_s}{\pi B^2}$$

-But :

Le pénétromètre statique est utilisé pour évaluer la consistance des sols, leur niveau de compactage et la capacité portante des fondations peu profondes et des sous-couches de la chaussée.

IV.5 Essai au labo

IV.5.1 Échantillonnage

-But et principe de l'échantillonnage :

Les essais effectués nécessairement sur des quantités réduites de matériaux, donc il faut que l'échantillon utilisé soit représentatif de l'ensemble des éléments des matériaux.

Le prélèvement d'échantillons se fait en deux temps :

-Prélèvent sur le chantier ou la carrière d'une quantité de matériaux plus grande que celle qui sera utilisée pour l'essai.

-Au laboratoire prélèvement de la quantité nécessaire à l'essai et qui soit également représentatifs de l'échantillon.

Pour le passage de l'échantillon total prélevé à l'échantillon réduit nécessaire à l'essai peut se faire par quartage ou à l'aide d'un échantillonneur.

a) Quartage

L'échantillon est divisé en quatre parties égales on retient la moitié en réunissant deux quarts opposés la sélection est homogénéisée et un nouveau quartage est effectué, on obtient ainsi un échantillon représentatif du matériau initial

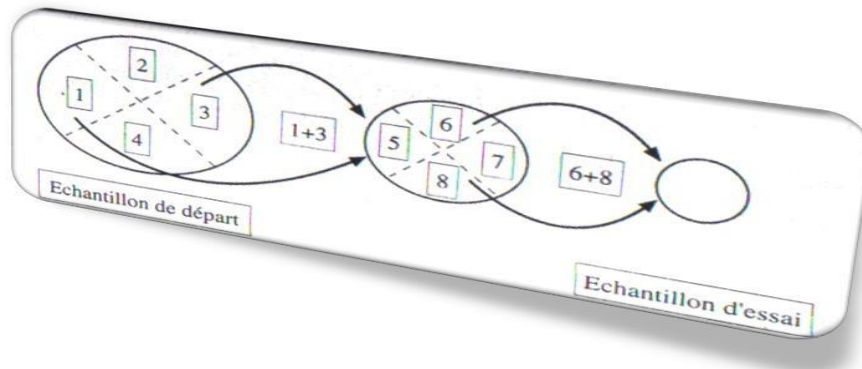


Figure IV. 7: méthode de quartage

b) Échantillonneur

Permet de diviser facilement en deux parties représentatives la totalité d'un échantillon initial chaque moitié étant recueillie dans un bac de manière séparé. En retenant à chaque opération le contenu de l'un des bacs on obtient après deux ou trois opération la quantité de matériaux représentatifs nécessaires à l'essai

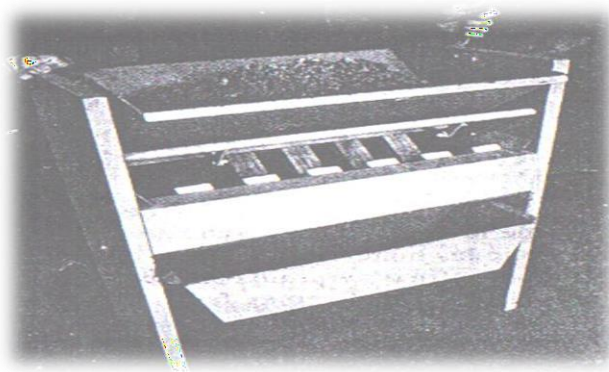


Figure IV. 8: Échantillonneur

IV.5.2 Essais d'identification

c) Analyse granulométrique par tamisage, sedimentometrie

Une opération qui détermine les répartitions massiques de la dimension des particules solides exprimée en pourcentage de la masse totale du matériau

-Principe :

L'essai consiste à classer les différents grains constituant l'échantillon en utilisant une série de tamis, emboîtés les uns sur les autres les dimensions des ouvertures sont décroissant du haut vers le bas, le matériau étudiées placé en partie supérieure des tamis et le classement des grains s'obtient par vibration de la colonne de tamis.

-But :

L'analyse granulométrique permet de déterminer la grosseur et les pourcentages des différentes familles de grains constituant l'échantillon, elle s'applique à tous les granulats de dimensions nominales inférieur ou égal 63 mm

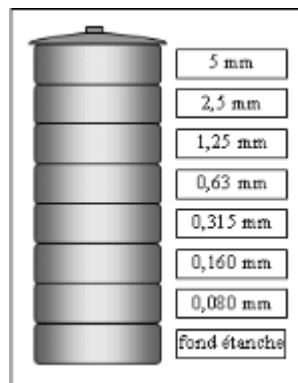


Figure IV. 9: différent tamis de la granulométrie

On a :

$$C_c = \frac{D_{60}}{D_{10}}$$

$$C_u = \frac{(D_{30})^2}{(D_{60} * D_{10})}$$

-Principe de sedimentometrie :

L'essai utilise le fait dans un milieu liquide au repos, la vitesse de décantations des grains fins a très fins est fonction de leur démontions. La loi de stokes donne, dans le cas des grains sphérique de même masse volumique, la relation entre le diamètre et leur vitesse de sédimentation. Par convention, cette loi et appliquer aux éléments d'un sol pour déterminer des diamètres équivalents des particules

-But :

Détermination des distributions des particules fines <0,08mm

d) Limites d'Atterberg

-Principe :

L'essai s'effectue en deux phases :

Recherche de la teneur en eau pour laquelle une rainure pratiquée dans un sol placé dans une coupelle de caractéristique imposée se forme lorsque la coupelle et son contenu sont soumis à des chocs répétés.

Recherche de la teneur en eau pour laquelle un rouleau de sols de dimension fixés et confectionné manuellement, se fissure.

-But :

Identification et classification des sols, on a :

W_L : limite de liquidité

W_P : limite de plasticité

I_P : indice de plasticité

$$I_P = W_L - W_P$$

I_C : indice de consistance

$$I_C = \frac{W_L - W}{I_P}$$

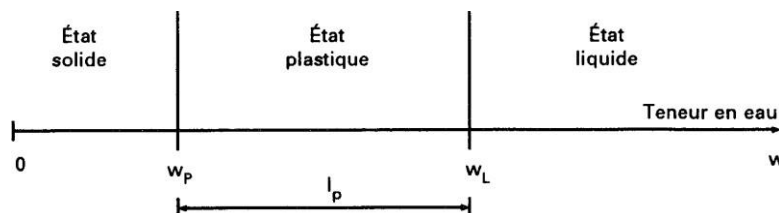


Figure IV. 10: représentation des limites d'Atterberg

IV.6 Essais mécaniques

e) Proctor

-principe :

Le principe de ces essais consiste à humidifier un matériau à plusieurs teneurs en eau et à le compacter, pour chacune des teneurs en eau, selon un procédé et une énergie conventionnels. Pour chacune des valeurs de teneur en eau considérées, on détermine la masse volumique sèche du matériau et on trace la courbe des variations de cette masse volumique en fonction de la teneur en eau.[A]

D'une manière générale cette courbe, appelée courbe Proctor, présente une valeur maximale de la masse volumique du matériau sec qui est obtenue pour une valeur particulière de la teneur en eau. Ce sont ces deux valeurs qui sont appelées caractéristiques optimales de compactage Proctor normal ou modifié suivant l'essai réalisé.

-But :

Le but est de tracer l'évolution de la masse volumique du matériau sec ρ_s en fonction de la teneur en eau w permettant de connaître la teneur en eau optimale du sol w_{opt} pour un compactage le plus efficace possible (optimum Proctor) ensemble d'opérations permettant de déterminer en laboratoire une ou plusieurs caractéristiques d'un matériau sur des échantillons prélevés sur le terrain ou reconstitués.

f) Essai Triaxial

-Principe :

L'essai triaxial est effectué à l'aide d'une cellule triaxiale en acier inoxydable. Le dispositif doit permettre la mesure de la quantité de fluide drainé afin de contrôler la variation volumétrique, et peut également être équipé d'un capteur de pression pour mesurer la pression interstitielle. L'éprouvette est recouverte d'une membrane imperméable avant d'être montée dans la cellule triaxiale. Une fois l'éprouvette montée, la cellule est remplie du liquide de confinement (de l'eau ou de l'huile hydraulique). Ce dispositif est ensuite placé entre les deux plateaux de la presse et branché à l'air afin de consolider l'échantillon à la pression de confinement souhaitée. Lorsque la variation volumétrique de l'échantillon est stable, l'échantillon a été consolidé et on applique une charge déviatorique au piston de la cellule triaxiale pour cisailier l'éprouvette jusqu'à la rupture. [B]

-But :

Détermination des caractéristiques mécaniques et la résistance au cisaillement

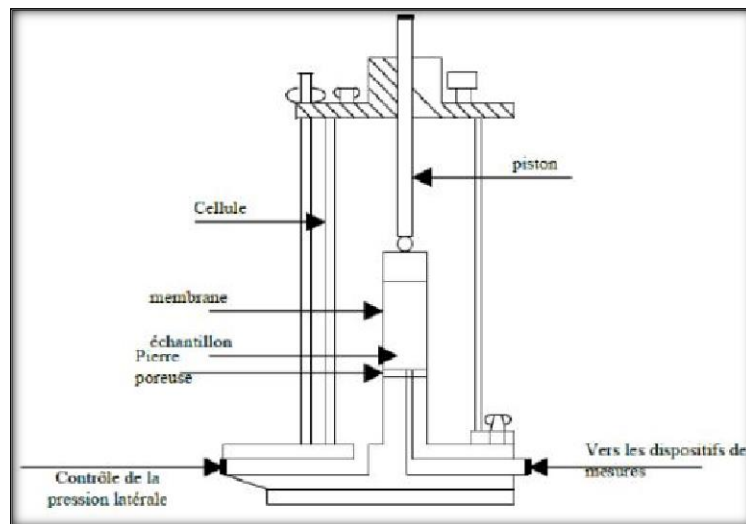


Figure IV. 11 : appareil triaxial

g) Le cisaillement

-Principe :

L'essai s'effectue sur une éprouvette de sol placée dans une boîte de cisaillement constituée de deux demi-boîtes indépendantes. Le plan de séparation de deux demi-boîtes constitue un plan de glissement correspondant au plan de cisaillement de l'éprouvette. Il consiste à :

-appliquer sur la face supérieure de l'éprouvette un effort vertical (N) maintenu constant pendant toute la durée de l'essai

-produire après consolidation de l'éprouvette sous l'effort (N) un cisaillement dans l'éprouvette selon le plan horizontal de glissement de deux demi-boîtes l'une par rapport à l'autre en leur imposant un déplacement relatif δl à vitesse constante.

-mesure l'effort horizontal de cisaillement (T) correspondant. [7]

-But :

L'essai pour objet de mesure en laboratoire des caractéristiques de plasticité (rupture) d'un échantillon de sol fin soumis à un cisaillement direct.

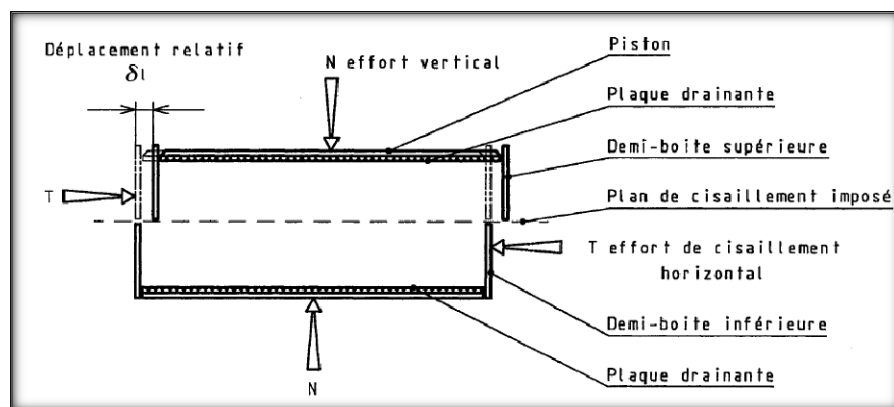


Figure IV. 12: essai de cisaillement à la boîte

h) Essai œdométrique

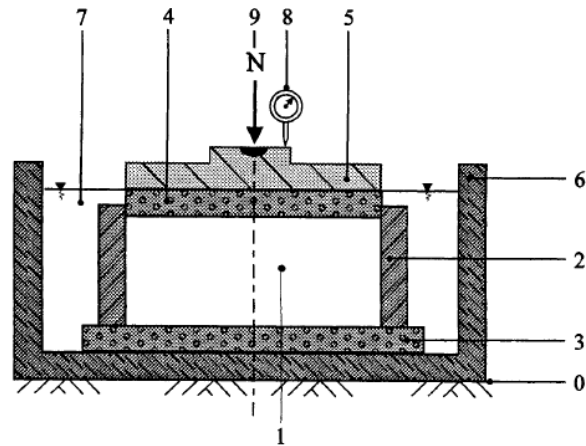
-Principe :

L'essai s'effectue sur une éprouvette de matériau placée dans une enceinte cylindrique rigide (œdomètre) un dispositif applique sur cette éprouvette un effort axial vertical, l'éprouvette étant drainée en haut et en bas et maintenue saturée pendant l'essai.

La charge est appliquée par palier maintenus constants successivement croissant et décroissant suivant un programme défini. Les variations de hauteur de l'éprouvette sont mesurées pendant l'essai en fonction de la durée d'application de la charge [8]

-But :

Cette essai est pour essentiel l'étude de la consolidation d'éprouvettes saturé de sols intacts ou remaniés, soumises à des charges verticales uniformes, drainé sur les deux faces (inférieure et supérieure) suivant cette direction est maintenir latéralement par une paroi rigide.



0	Bâti	5	Dispositif de chargement
1	Éprouvette de matériau	6	Réservoir
2	Enceinte œdométrique	7	Liquide d'imbibition
3	Disque drainant inférieur	8	Mesurage du déplacement
4	Disque drainant supérieur	9	Effort N sur l'éprouvette

Figure IV. 13: essai œdométrique

i) Essai de compression simple

-Principe :

Cet essai consiste à appliquer un effort de compression à un échantillon reposant sur une surface indéformable

-But :

Mesurer la résistance d'une éprouvette, on a :

$$\sigma = \frac{N}{S}$$

N : effort normal s'exprime en Newtons (N ou KN), la section S_0 en mm^2 , la contrainte σ en MPa.

$$\xi = \frac{\Delta L}{L}$$

L longueur initiale, ΔL : déformation absolue et ξ : déformation relative ou déformation

IV.7 Essai in situ

IV.7.1 Essai hydraulique

a) Lugeon

Au total 110 essai de perméabilité de type Lugeon seront effectuer, systématiquement dans tous les sondages localiser sur l'axe du site SKR5.

Ces essais seront généralement réalisés par passe de 5m mais quelque fois suivant les conditions de perforation des roches, il sera nécessaire de diminuer la longueur de passe tester.

Tableau IV. 2 : les résultats d'essais Lugeon

Son dage	Localisati on	Profondeur (m)	Perméabilité (UL)	Type de roche
SKR 5	Effectuer dans la	1.3-2.2	7,5	argileuse

Les résultats des essais Lugeon :

Sondage SKR5 les résultats des essais Lugeon dans les marnes au-dessous de 10 m de profondeur se situant entre 7,5 et 3,5 UL, et dans les roches argileuses se situant entre 1,3 et 2,2 UL on a mesuré une perméabilité très faible, les résultats se situent dans la gamme 1 à 5 UL ($K=1.10^{-7}$ à 6.10^{-7} m/s)

b) Lefranc

Au total, environ 15 essai de perméabilité de type Lefranc effectués sur les alluvions graveleuses de la fondation aussi bien sur le site que dans les sondages effectués à l'amont de l'axe sont reporté le tableau :

Tableau IV. 3 : les résultats des essais Lefranc

Sondage	Perméabilité (m/s)
5	$2,20.10^{-4}$
	$6,50.10^{-4}$
	$2,50.10^{-4}$

Les résultats des essais Lefranc

On y relève des perméabilités élevées avec une moyenne de l'ordre de $9,74.10^{-6}$ m/s et une valeur maximale de $6,5.10^{-4}$ m/s.

IV.7. 2. Essai pressiometrique

Dans les sondages localiser dans la partie centrale du site (SKR5, SKR9 et SKR10), ont été effectuer au totale 24 essai pressiometriques sur tous les deux mètres (maillage 2 x 2 m).

Les résultats obtenus, tant en pression limite qu'en module pressiometrique ainsi que le rapport de ces deux paramètres sont fournis dans le tableau suivants :

Tableau IV. 4: les résultats des essais pressiometriques

Sondage	Profondeur (m)	Module pressiometrique E (bars)	Pression limites PL (bars)	E/PL
SKR5	1	78,2	9,6	8,14
	4	38,8	9,5	4,08
SKR9	1	39,5	8,4	4,7
	3	68,9	14,05	4,9
SKR10	1	94,8	9,3	10,2
	3	83,1	16,2	5,11

On note que les valeurs obtenues sont juste moyennes et correspondent à des valeurs communément obtenues pour ce type de formation. Le rapport E/PL est relativement faible.

On constat pour le sondage SKR5 le rapports E/PL varie entre 5 et 8 qu'il signifier l'existence des terrains alluvionnaires et varie aussi entre 8 et 12 qu'il signifie des sols courants

- pour le sondage SKR9 et SKR10le rapports E/PL varie entre 5 et 8 qu'il signifie l'existence des terrains alluvionnaires.

Les résultats obtenus des essai pressiometriques sont presque les mêmes à cause des distances proches des sondages (maillage 2 x 2 m)

IV.7.3 . Essai de pénétromètre statique (SPT)

Les essais SPT sont effectuer systématiquement chaque mètre dans les matériaux alluvionnaire et colluvionnaire dans la zone centrale de site . Afin de déterminer la consistance des sols.

Au totale environ 30 essai SPT seront effectuer dans les matériaux meuble au cohérons si on ne peut pas prélever des échantillons correspondant pour les essais au laboratoire

IV.8 Essai au labo

IV.8.1 Essai d'identification

a) Analyse granulométrie

1-Zone d'emprunt

Au totale 15 essais granulométriques ont été effectuer dans la zone d'emprunt (1,2,3 et 4) et zone de recharge.

- Zone 1

Essai effectuer dans la zone 1 tranchée 2, profondeur 1,50 à 2,40 m, la masse sèche totale :725,9 g et le pourcentage < 80 µm = 33%

Tableau IV. 5 : les résultats d'essai granulométrique par tamisage

Diamètre des tamis(mm)	Poids refus cumulées(g)	Poids tamisage cumulé(g)	Parentage des tamisat cumulées
5	38,2	687,7	95
2	95,1	630,8	87
1	157,3	568,6	78
0,40	335,4	390,5	54
0,20	416,6	309,3	43
0,10	466,6	259,3	36
0,08	484,5	241,4	33

Tableau IV. 6: les résultats d'essai granulométrie par Sedimentometrie

Temps de lecture T(min)	Lecture densimètre sommet du ménisque R(g/cm ³)	Lecture densimètre corriger R+Cm+Cd +Ct (g/cm ³)	Profondeur effective Ht(cm)	Diamètre équivalent (µm)	Pourcentage des particules de diamètre ≤ D	
					P	Ptot
0,5	1,0160	1,1081	16,0	71,5	71,8	23,7
1	1,0140	1,0160	16,8	61,8	63,4	20,9
2	1,0130	1,0151	17,2	37,0	59,9	19,8
5	1,0100	1,0121	17,4	23,6	48,0	15,8
10	1,0080	1,0101	18,2	17,0	40,0	13,2

20	1,0060	1,0085	18,9	12,3	33,7	11,8
40	1,0040	1,0064	19,7	8,9	27,4	8,4
80	1,0030	1,0058	20,0	6,3	23,0	7,6
240	1,0010	1,0037	20,8	3,7	14,3	4,7
1440	1,0010	1,0031	20,8	1,5	12,3	4,1

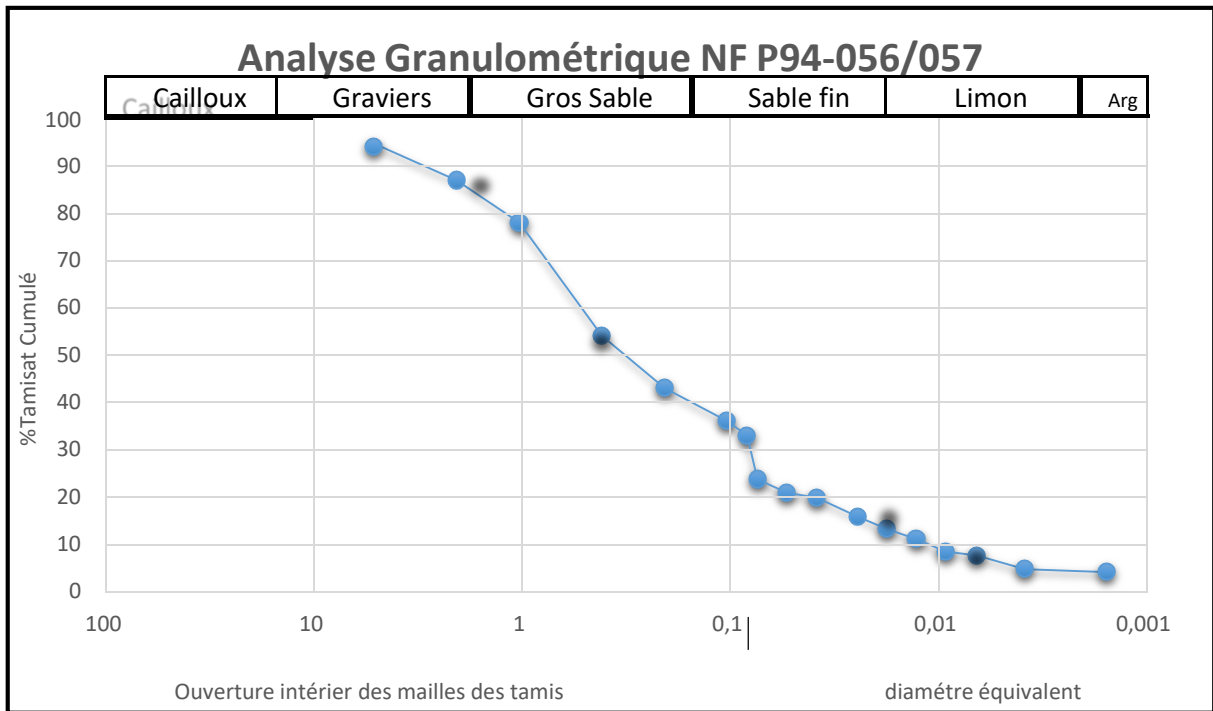


Figure IV. 14: courbe granulométrique, sedimentometrie

A partir de la forme de la courbe granulométrique on peut distinguer les résultats suivants :

$$D_{10}=0,011 \quad D_{30}= 0,077 \quad D_{60}=0,55 \quad Cu=50 \quad Cc=0,98$$

Le $Cu = 50$ qu'il signifie que la granulométrie est étalée (ou variée).

Les distributions granulaires sont :

- La pourcentage de gravier varie de 86,9 à 94,7%
- la pourcentage de gros sable varie de 40 à 86,9%
- la pourcentage de sable fin varie de 13,2 à 40%
- la pourcentage de limon varie de 4,6 à 13,2%
- la pourcentage d'argile varie de 4,1 à 4,6 %

Les valeurs indiquent que le sol est mal gradué.

- **Zone 2**

La zone 2 est située à environ 700 m à l’amont de l’axe de site, elle occupe une basse terrasse en rive droite de l’Oued Fodda, Son extension latérale est très faible de l’ordre de 100 à 150 m tandis que son extension longitudinale est environ 300 – 400 m.

Plusieurs ravins découpent ce niveau et mettent à jour la nature et l’épaisseur des faciès rencontrés. Cette zone a été reconnue à l’aide de 7 tranchées.

L’épaisseur mise à nu par les observations de terrain et par les travaux de reconnaissance variée de 6 m près des berges nulles aux versant en passant par 4 m au milieu.

Le substratum marneux n’a nulle part été touché par les puits. Mais il est observable dans les ravines et en dehors des limites des zones.

Les faciès rencontrés sont identiques à ceux de la zone 1. Ils sont représentés par des argiles parfois limoneuses brunâtres sèches et compactes.

Ici également vers les versants le passage au substratum s’effectue par un léger niveau de matériaux hétérogènes, caillouteux à matrice argileuse.

En aucun endroit la nappe n’a été observée.

L’exploitation de ces matériaux sera probablement réalisée totalement à sec.

L’essai effectué dans la zone 2 tranchée 5, profondeur 0,00 à 3,60 m, la masse sèche totale :4773 g et le pourcentage $< 80 \mu\text{m} = 29 \%$

Tableau IV. 7 : les résultats des essais granulométriques

Diamètre des tamis(mm)	Poids refus cumulés(g)	Poids tamisage cumulé (g)	Parentage des tamisat cumulés
20	31,1	4742	99
16	88,4	4685	98
12,50	125,5	4648	97
10	172,9	4600	96
8	203,1	4570	96
6,30	253,3	4520	95
5	273,9	4499	94
2	597,3	4176	87
1	1260	3513	74
0,40	2636	2137	45
0,20	3093	1678	35
0,10	3353	1421	30

Chapitre IV :Etude géologique et géotechnique

0,08	3407	1366	29
------	------	------	----

Tableau IV. 8 : les résultats des granulats par sedimentometrie

Temps de lecture T(min)	Lecture densimètre sommet du ménisque R(g/cm ³)	Lecture densimètre corriger R+Cm+Cd+Ct	Profondeur effective Ht	Diamètre équivalent	Pourcentage des particules de diamètre ≤ D	
					P	P _{tot}
0,5	1,0140	1,0160	16,8	72,5	63,4	18,2
1	1,0130	1,0150	17,2	51,8	59,5	17
2	1,0110	1,0130	18	37,4	51,5	14,8
5	1,0090	1,0110	17,8	23,6	43,6	12,5
10	1,0070	1,0091	18,5	17	37,1	10,3
20	1,0040	1,0063	19,7	12,4	25	7,1
40	1,0030	1,0053	20,1	8,9	21	6
80	1,0020	1,0044	20,5	6,3	17,4	5
240	1,0010	1,0036	20,8	3,7	14,3	4,1
1440	1,0010	1,0030	20,9	1,5	11,9	3,4

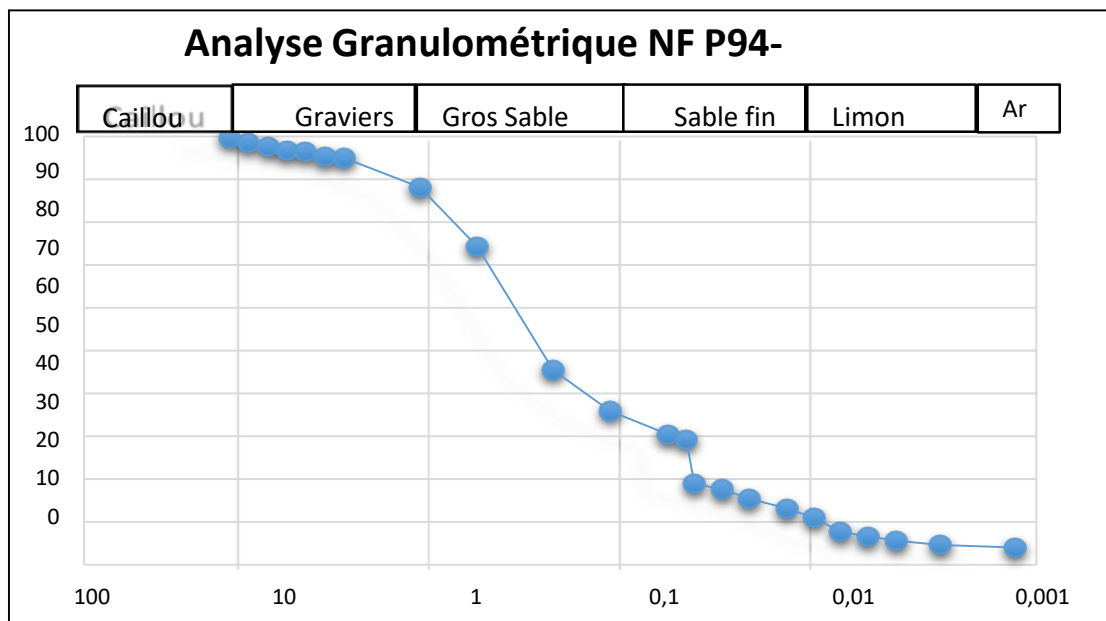


Figure IV. 15: courbe granulométrique, sedimentometrie

A partir de la forme de la courbe granulométrique on peut distinguer les résultats suivants :

$D_{10} = 0,016$ $D_{30} = 0,1$ $D_{60} = 0,91$ $C_u = 56.8$ $C_c = 0,68$

Le $C_u = 56,8$ qu'il signifie que la granulométrie est étalée (ou variée).

Les distributions granulaires sont :

- La pourcentage des cailloux est de 99%
- La pourcentage des graviers varie de 87,5 à 99%
- La pourcentage des gros sables varie de 32 à 87,5%
- La pourcentage des sables fins varie de 10,3 à 32%
- La pourcentage des limons varie de 3,5 à 10,3%
- La pourcentage d'argile varie de 3,4 à 3,7 %

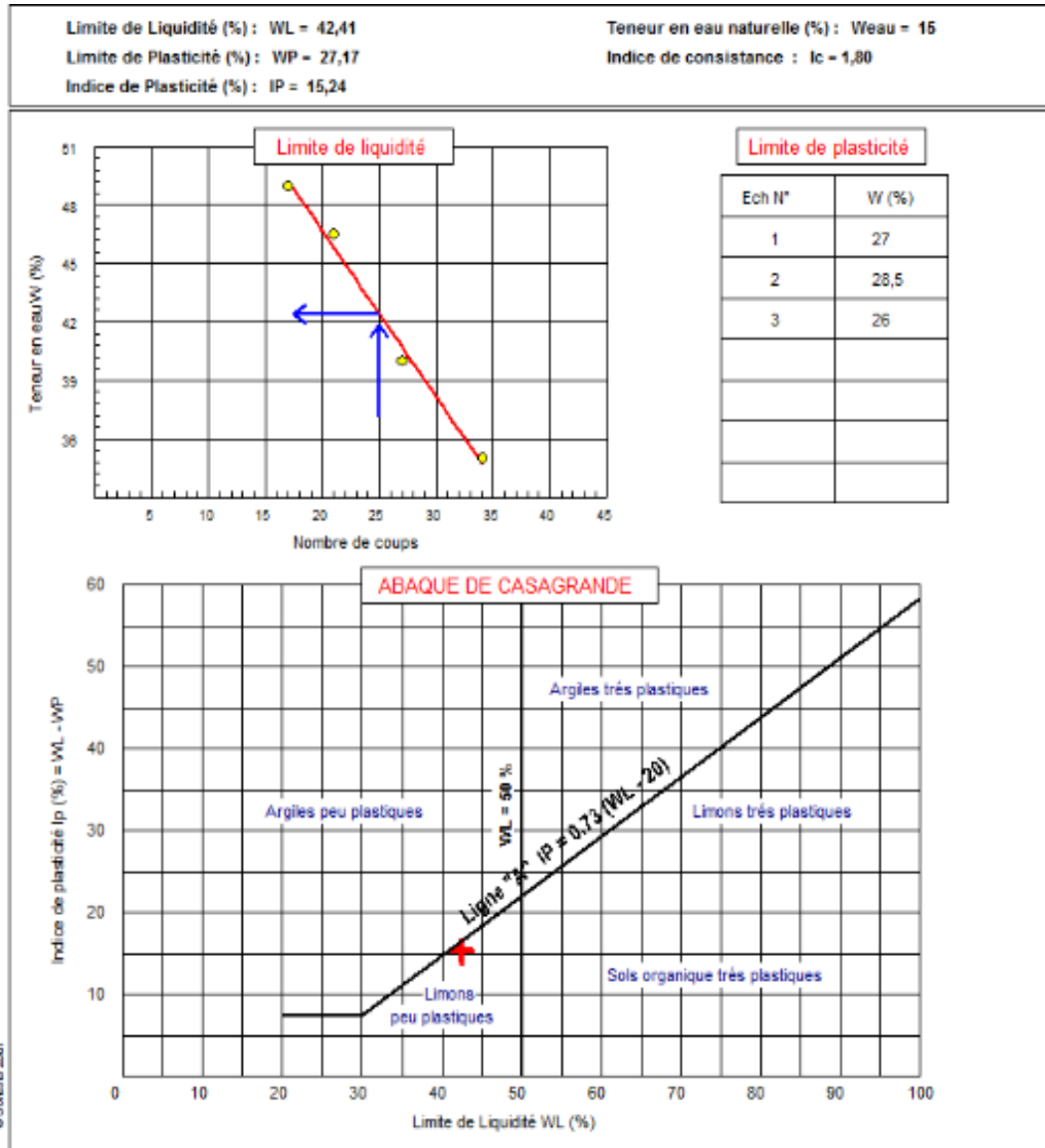
Les valeurs indiquent que le sol est mal gradué.

III.3.1. Limites d'Atterberg

* Zone 2

Le matériau extrait de profondeur 0,3 à 3,8m fait partie de catégorie de limon peu plastique selon l'abaque de Casagrande, de plasticité et compressibilité moyenne ($07 < I_p = 15.24 < 17$) et de consistance dure ($I_c > 1$), et pour le potentiel de gonflement la limite de liquidité $35 < W_L = 42,41 < 50$ donc le matériau est de gonflement moyen.

Chapitre IV : Etude géologique et géotechnique



IV.9 Essai mécanique

a) Proctor

1-Zone d'emprunt

* Zone 1

L'Essai effectuer dans la zone 1 tranchée 1, profondeur 0,00 à 2,10 m, la courbe decompactage est obtenue à partir des données contenues dans le tableau de résultats des mesures. De cette courbe, on déduit que la densité sèche maximale est 1,98 t/m³ correspondant à une teneur en eau optimum de 10,3%. la forme de la courbe indique dans la première partie que l'augmentation de teneur en eau est parallèle à la densité sèche ce qui signifié que le matériau devient plus dur, plus compact et plus portant et bien sûr que le sol est pas complètement homogène (sable, argile-schisteux).

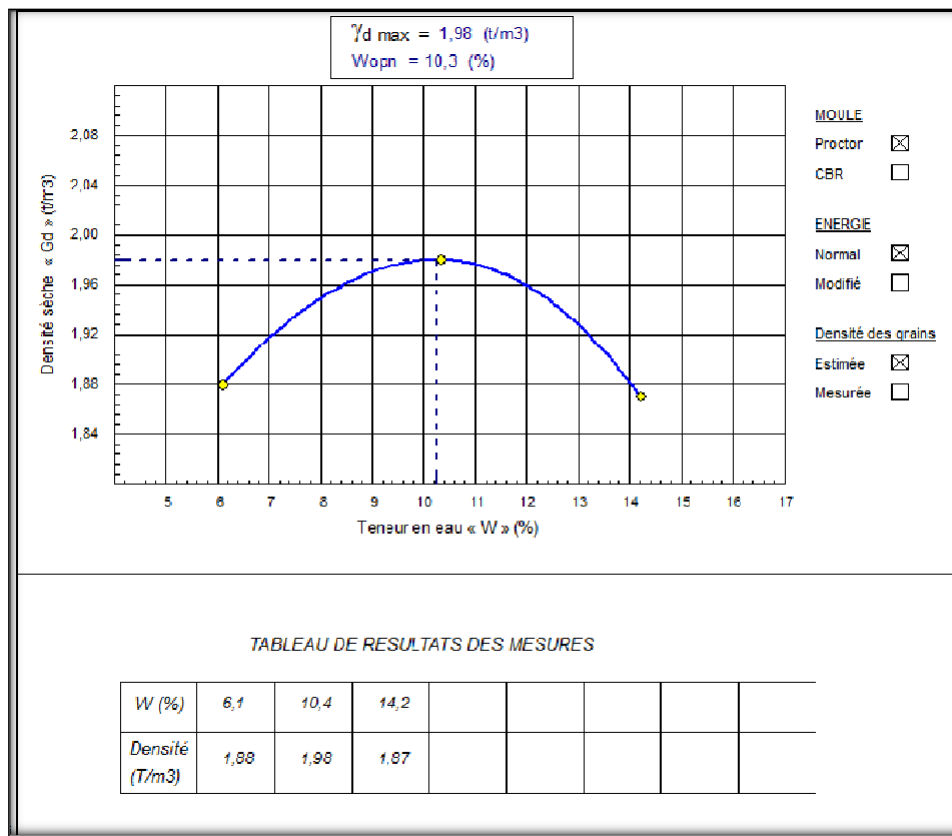


Figure IV. 17: courbe Proctor

*Zone 2

L'Essai effectuer dans la zone 2 tranchée 5, profondeur 0,00 à 3,60m, dans cette zone 2 la forme de la courbe montre que la densité sèche maximale est 1,92 t/m³ correspondant à une teneur en eau optimum de 12,3%, légèrement différent que le matériau de la zone 1 que veut dire les deux échantillons ont presque les mêmes caractéristiques (sable, argile-schisteux).

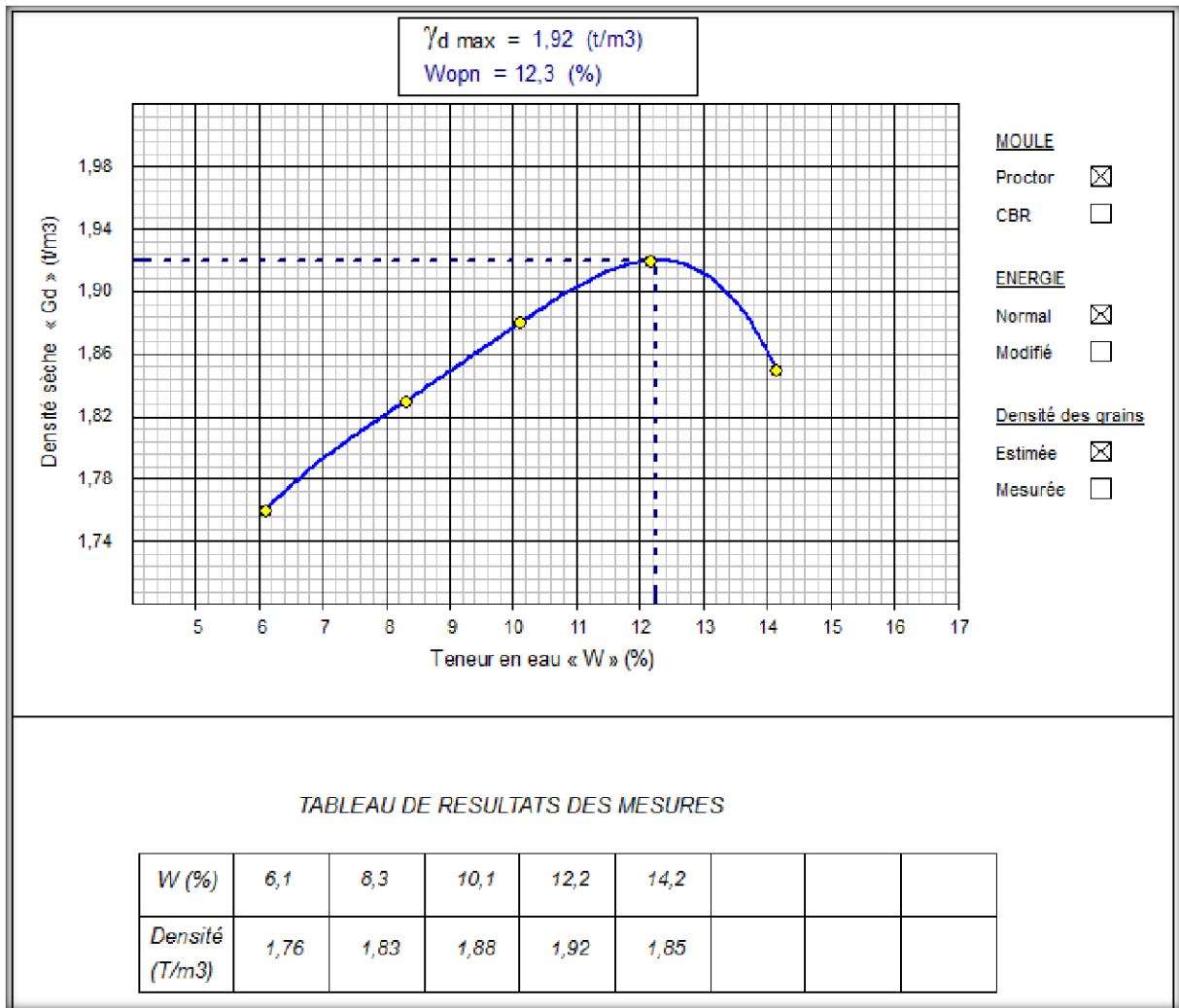


Figure IV. 18 : courbe Proctor

b) Essais triaxiaux

1-Zone d'emprunt

*Zone 1

Tableau IV. 9: les valeurs extrême et moyennes des résultats de triaxial

Valeurs	Cuu	fuu	Ccu	fcu	C'	f'
Max	2,50	24,00	0,45	19,00	0,35	29,00
Min	0,70	14,00	0,15	9,00	0,10	15,50
Moyenne	0,88	20,80	0,23	16,83	0,20	27,00
Ecart type	0,24	5,29	0,10	3,33	0,13	2,00

Les mêmes remarques que pour les essais de cisaillement peuvent également être formulées ici Les valeurs obtenues aussi bien à court terme qu'à long terme correspondent à des sols de bonnes caractéristiques mécanique.

*Zone 2

Tableau IV. 10: les valeurs extrême et moyennes des résultats de triaxial

Valeurs	Cuu	fuu	Ccu	fcu	C'	f'
Max	0,80	19,50	0,65	23	0,50	30
Min	0,45	9,50	0,30	12	0,15	21,50
Moyenne	0,58	15,14	0,36	15,29	0,33	27,40
Ecart type	0,11	4,55	0,13	3,65	0,11	4,28

Les mêmes remarques que pour les essais de cisaillement peuvent également être formulées ici Les valeurs obtenues aussi bien à court terme qu'à long terme correspondent à des sols de bonnes caractéristiques mécanique

c) Essai de cisaillement direct

1-Zone d'emprunt

*Zone 1

Tableau IV. 11 les valeurs extrême et moyennes des résultats de cisaillement direct

Valeurs	Φ' uu (°)	C'uu (Bars)	Φ' cu (°)	C'cu (Bars)
Max	30	2	22,50	0,46
Min	20	0,64	18,50	0,15
Moyenne	24	0,78	21	0,20
Ecart type	5,29	0,17	20,18	0,05

Les valeurs d'angle de frottement et de cohésion obtenues sont très élevées. Notamment les valeurs UU qui sont plus grandes que les CU, ce qui est difficilement explicable.

Si on considère les valeurs CU comme acceptable, elles représentent **un sol de très bonnes caractéristiques mécaniques.**

Les courbes granulométriques ne permettaient pas de le prévoir, vu le fort pourcentage de fines.

*zone 2

Tableau IV. 12 les valeurs extrême et moyennes des résultats de cisaillement direct

Valeurs	Φ' uu (°)	C'uu (Bars)	Φ' cu (°)	C'cu (Bars)
Max	42	0,96	19,50	0,80
Min	15	0,36	9,50	0,45
Moyenne	27,36	0,69	14,50	0,50
Ecart type	0,22	0,22	3,98	0,11

Les valeurs d'angle de frottement(ϕ) et de cohésion (C) obtenues sont très élevées notamment les valeurs UU qui sont plus grandes que les CU, ce qui est difficilement explicable.

Si on considère les valeurs CU comme acceptables, elles représentent un sol de très bonnes caractéristiques mécaniques.

La valeur de l'angle de frottement 42° obtenue pour la tranchée TR11 nous paraît trop élevée et inexplicable. Le même sol (sensiblement) dans la tranchée TR12 donne un résultat bien inférieur 28°

d) Essai œdométrique

1-Zone d'emprunt

- zone 1

Quatre essais ont été réalisés sur des échantillons reconstitués à l'optimum Proctor normale ils dénotent des sols moyennement compressibles et peut sensible aux gonflement.

Tableau IV. 13: les résultats des essais œdométriques

Valeurs	Cc (%)	Cg (%)	Pc (kg /cm ²)	Cv (cm ² /s)
Min	18,8	3	2,75	4.10 ⁻⁴
Max	21,8	3 ;9	1,65	9,4.10 ⁻⁴
Moyenne	20,33	3 ;33	2,37	5 ,9.10 ⁻⁴
Ecart-type	1,50	0,49	0,62	1,94.10 ⁻⁴

- Zone2

Sept essais ont été réalisés sur des échantillons reconstitués à l'optimum Proctor normal. Ils dénotent un sol surconsolidé, moyennement compressible et peu sensible au gonflement, les courbes de compressibilité effectuées sous charge variable montrent des Cv correspondant également à des sols de compressibilité moyenne

Tableau IV. 14 : les résultats des essais œdométriques

Valeurs	Cc (%)	Cg (%)	Pc (kg /cm ²)	Cv(cm ² /s)
Min	6,9	1,40	1,20	1.10 ⁻⁴
Max	23,4	3,30	3,25	9,50.10 ⁻⁴
Moyenne	16,01	2,21	2,16	5,33.10 ⁻⁴
Ecart-type	4,42	0,70	0,81	3,81.10 ⁻⁴

- e) Essai de Compression simple
Zone d'encrochement



Figure IV. 19: situation des points de sondage sur le CW5

- Zone 1

L'encrochement utilisé pour la fabrication des agrégats (gravier pour le béton, et drains), et pour la protection des talus amont et aval et le prisme de drainage.

La zone N°1 est la zone principale qui fournit les encrochements pour le rip-rap ainsi que pour un éventuel prime drainant à l'aval, elle répondra également aux besoins de la digue en filtres et drains. Elle est située à environ 200 m à l'aval du barrage sur la rive gauche de l'Oued Fodda, chemin wilaya 5. Elle est constituée de calcaires marneux à silex à la base avec un réseau irrégulier de veinules de calcite de couleur gris à gris foncée, durs, moyennement fracturés à fissurés remplis de calcite (0.5 à 12 mm) et d'orientation variable.

Les bancs sont d'épaisseur décimétrique. L'épaisseur globale de l'horizon étudié varie de 10 m dans la partie ouest de l'affleurement à 40 m à l'Est près de lit de l'oued.

Essai effectué pour l'essai de compression simple 4 sondages carottiers de type double SE11, SE12, SE13, SE14

Chapitre IV :Etude géologique et géotechnique

Tableau IV. 15 : les résultats d'essais compression simple Carotte N°7

N° sondage	Contrainte Kg/cm ²	Déformation $\xi \cdot 10^{-3}$	Modules élastique(bars)	
			Saturée	Saturée
SE 11 Prof :0,00 à 1,50 m Carotte N°7	88,16	3,3	22578	11195
	176,32	6,84		
	190	9,71		
	264,84	23,32		
	264,84	18		

Tableau IV. 16 : les résultats d'essai compression simple N°6

N° sondage	Contrainte	Déformation	Modules élastique(bars)	
			N.Saturée	Saturée
SE 11 Prof :0,00 à 1,50m Carotte N°6	88,16	7,5	25578	11195
	105,8	9,71		
	105,8	8		

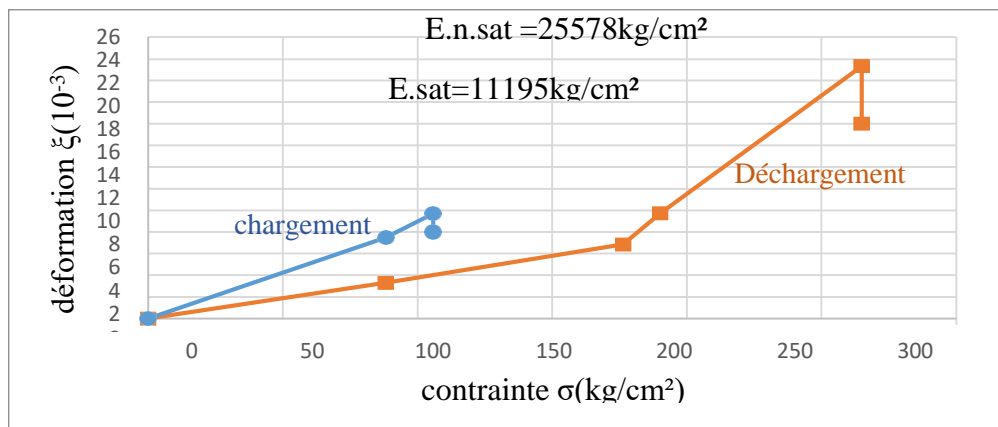


Figure IV. 20: courbe d'essai compression simple

La résultat d'essai représenter dans la Fig au-dessus effectuée dans la zone d'enrochement 1 carotte N°6 et 7, sondage SE11 de 0,00 à 1,50m.

La courbe montre qu'après l'exercions d'une contrainte $\sigma=264,84$ Kg/ cm² on a constaté une déformation au niveau de la carotte N°7 et pour la carotte N°6 d'un même sondage la déformation apparaitre quand l'exercions d'une contrainte $\sigma=105,8$ Kg/ cm²

La carotte N°7 est plus résistante que la carotte N°6.

•Zone 2

Une zones potentielle dénommée 2 ont été localiser en queue de cuvette.

La zone 2 représentée par l'affleurement d'un gros banc de gré sur la rive gauche de l'oued, a environ 10 Km de l'axe.

Les analyses de résistance à la compression, nous indiquent que les roches au niveau de ces zones ont plus résistante que la zone 1

IV. 10 Masse volumique et absorption

Tableau IV. 17 : les résultats des Essais masse volumique et absorption

N° sondage	Profondeur (m)	Masse Volumique (g/cm ³)	Coefficient d'Absorption
SE 11	0,70 à 0,85	2,59	0,39
SE12	4,00 à 4,10	2,60	0,03

Les résultats montrent que le coefficient d'absorption est < 2,5% qui varie entre 0,00 à 0,39, donc le matériau d'enrochement **n'est pas poreux, il est de bon qualité.**

Conclusion

Après les études effectuée pour la réalisation de l'ouvrage de canal on prouve que les études géotechniques c'est les plus important études avant de la réalisation, et les études géotechniques assure la stabilité de tous l'ouvrage et facilite le choix d'emplacement des annexe .

Chapitre V
ETUDE DES VARIANTES

INTRODUCTION

Les inondations peuvent avoir diverses causes, ce qui donne lieu à différents types de situations. Afin de mettre en place des moyens de protection appropriés, il est essentiel de disposer d'une compréhension approfondie de la situation actuelle, d'identifier les facteurs qui contribuent à ce phénomène et d'en déterminer l'ampleur, tout en localisant les zones exposées aux risques.

Cette section vise à développer un système qui se rapproche de la réalité pour étudier le comportement de l'écoulement dans les cours d'eau non aménagés. Nous chercherons à simuler les diverses crues identifiées précédemment, en utilisant le logiciel HEC-RAS pour déterminer les zones susceptibles d'être submergées par les eaux.

V.1 Présentation du logiciel

HEC-RAS (Hydrologic Engineering Center's River Analysis System) est un puissant logiciel développé par le Hydrologic Engineering Center de l'US Army Corps of Engineers. Il est principalement utilisé pour la modélisation hydraulique et l'analyse des rivières, des cours d'eau et d'autres étendues d'eau. HEC-RAS est largement utilisé dans le domaine du génie civil et de la gestion des ressources en eau pour diverses applications, notamment la gestion des plaines inondables, l'ingénierie fluviale, la conception de ponts et de ponceaux, et l'évaluation des risques d'inondation. Voici une brève présentation de HEC-RAS :

Modélisation Hydraulique : HEC-RAS est utilisé pour modéliser l'hydraulique des rivières et des cours d'eau. Il peut simuler l'écoulement de l'eau, le transport des sédiments et la qualité de l'eau, ce qui en fait un outil polyvalent pour diverses analyses hydrologiques.

hydrauliques, en veillant à ce qu'ils respectent les exigences réglementaires et minimisent les dommages à l'écosystème.

En résumé, HEC-RAS est un outil complet et largement utilisé pour la modélisation hydraulique et l'analyse en génie des ressources en eau. Ses applications vont de l'évaluation des risques d'inondation à la gestion des plaines inondables, en passant par la conception de structures hydrauliques et les projets d'ingénierie fluviale.

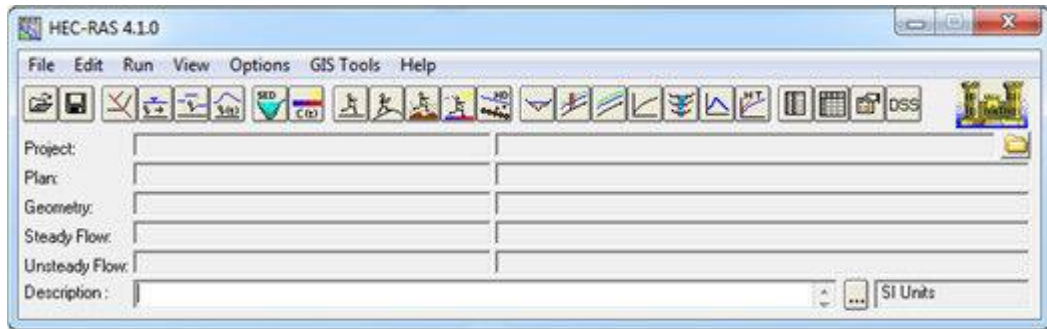


Figure V. 1 : interface du programme HEC RAS

V.2 Données topographiques : profils en travers des oueds.

La simulation du calcul des hautes eaux des oueds repose sur la création de profils en travers des oueds, ce qui permet de diviser les différentes sections de l'amont à l'aval. Ces profils topographiques sont représentés par des coordonnées X-Y, où X représente la distance par rapport à un point de référence, et Y représente l'élévation correspondante.

La distance entre deux sections est généralement comprise entre 100 et 300 mètres, une donnée cruciale pour le logiciel car elle assure la convergence du modèle. La largeur des profils dépend de la largeur des rives, du débit de la rivière et du relief environnant. Dans les régions montagneuses, les profils en travers sont généralement plus étroits que dans les régions de plaines. L'introduction de la pente, du lit de l'oued (exprimé en mètres par mètre) et de la rugosité (mesurée par la valeur de Manning) permet de réaliser des simulations concernant la hauteur du plan d'eau, la vitesse de l'écoulement et la ligne d'énergie.

Chapitre V : ETUDE DES VARIANTES

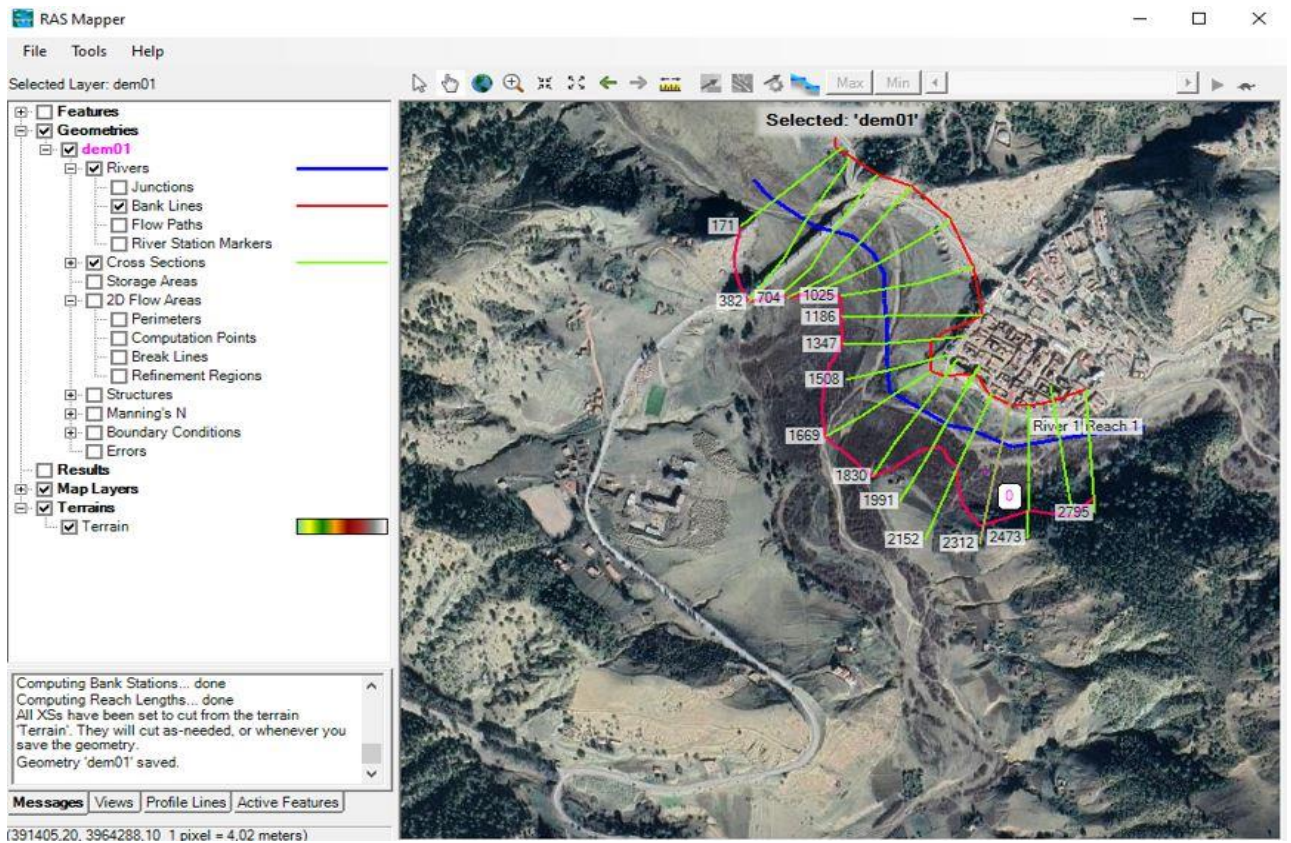


Figure V. 2 : Tracé de l'oued et de ses différentes sections.

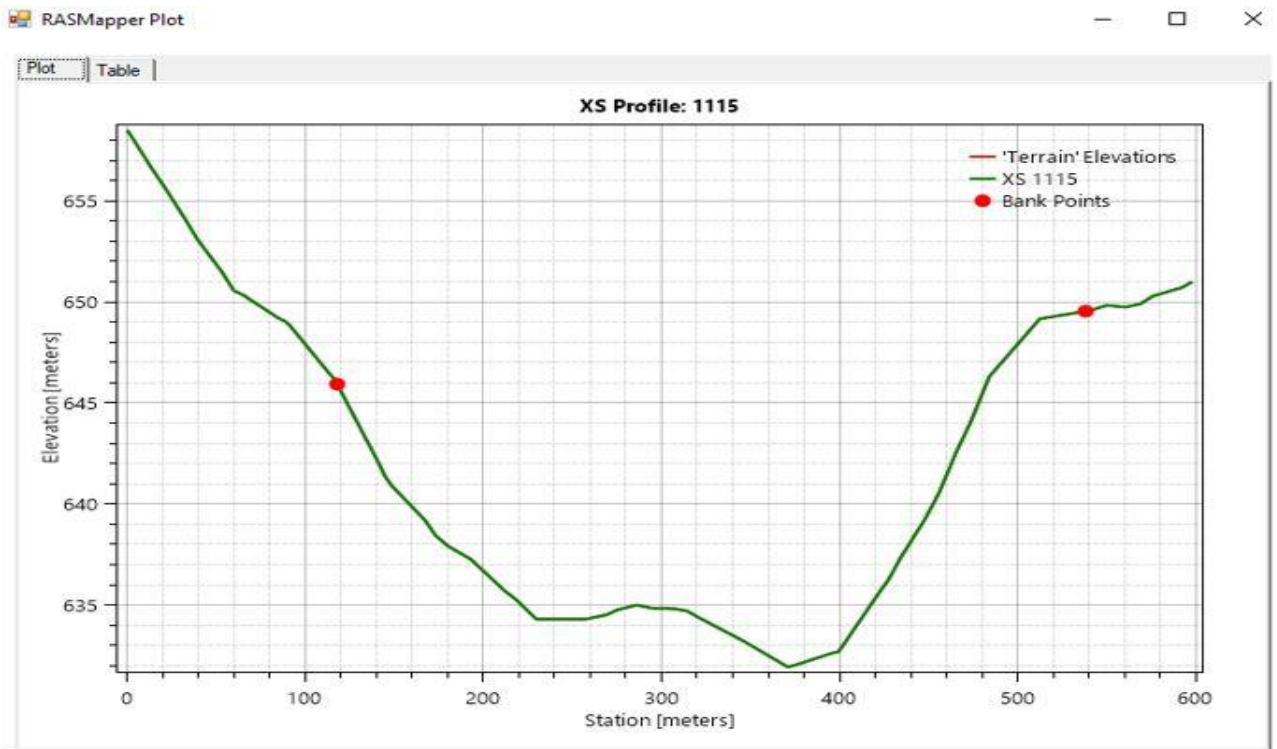


Figure V. 3 : Schématisation d'une section en travers de l'oued.

V.3 Résultats de simulation de l'oued non aménagé

Les résultats de la simulation de l'oued non aménagé nous fournissent des informations sur la hauteur de l'eau dans chaque section transversale, dans le but de localiser les points de débordement en cas de crue fréquentielle, en utilisant le logiciel HEC-RAS.

V.3.1 Graphique

➤ Sections en travers

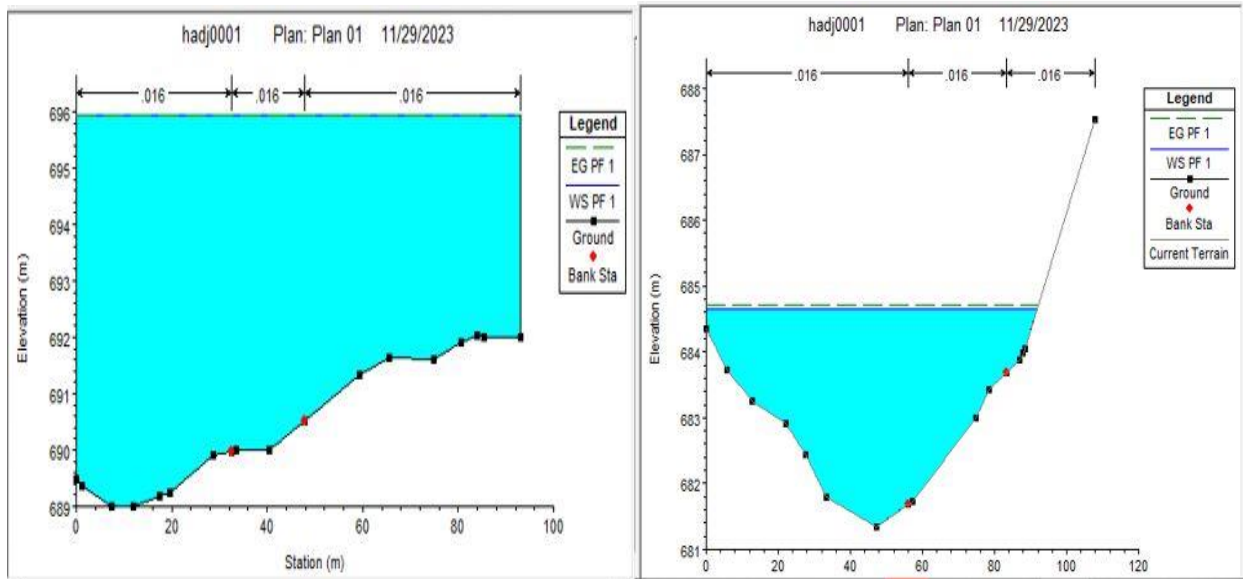


Figure V. 4 Profils en travers d'une section pour des crues de 100 ans.

➤ Vue en plan

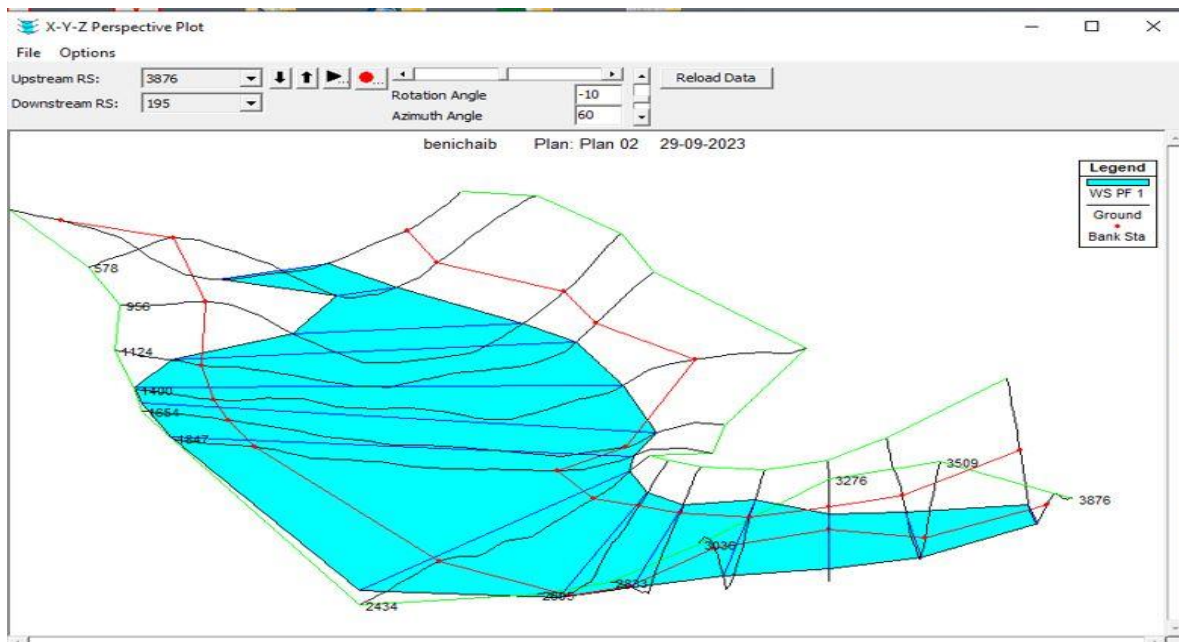


Figure V. 5 : Vue en plan de l'Oued pour une crue de 100 ans.

Chapitre V : ETUDE DES VARIANTES

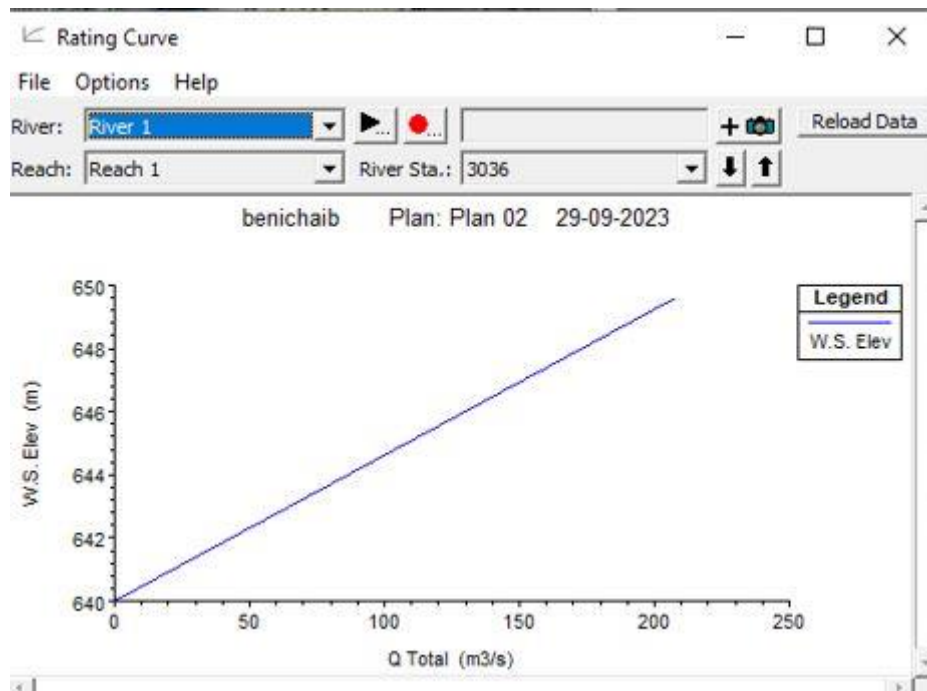


Figure V. 6 : Courbe de tarage

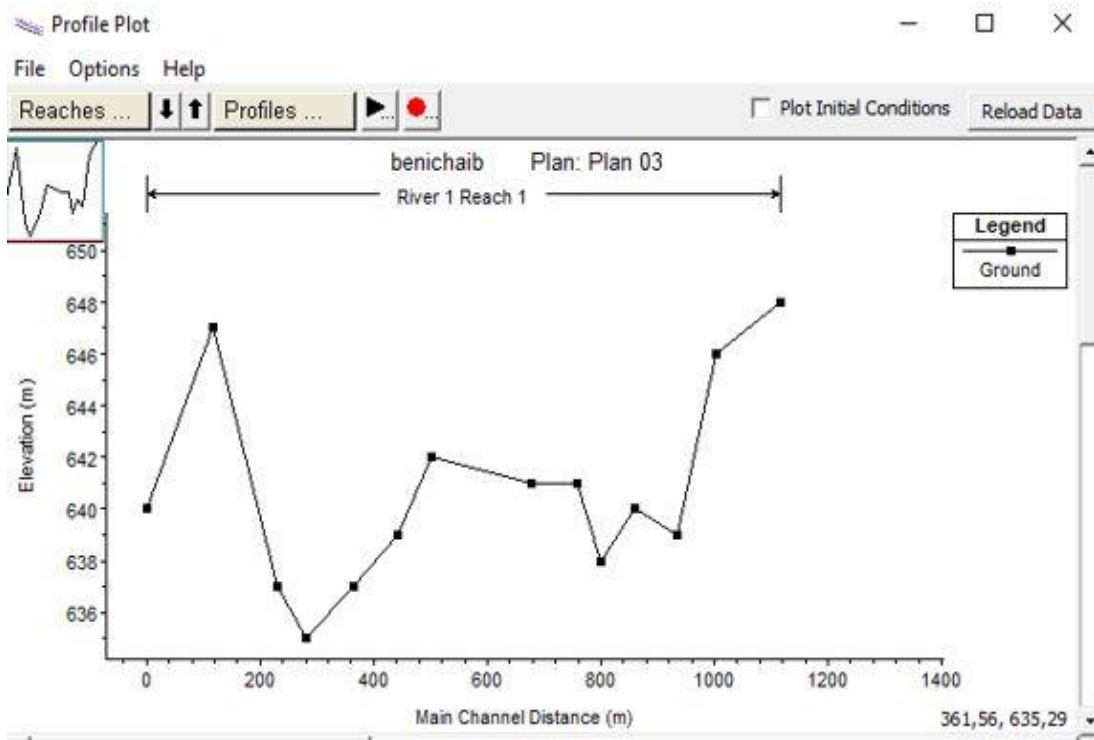


Figure V. 7 : Variation de la vitesse totale d'écoulement en fonction de la distance

Chapitre V :ETUDE DES VARIANTES

➤ Interprétation :

Il est observable, à partir des graphiques générés par le logiciel, que le lit principal de la rivière Beni Chaib est complètement submergé lors d'une crue centennale.

V.3.2 Résultats chiffrés :

Compte tenu du grand nombre de sections et de la nature du projet, nous avons choisi de présenter les résultats de la simulation pour une crue centennale.

Tableau V. 1 : Résultats chiffrés

St	Qmax (m ³ /s)	cote fond (m)	niveau d'eau (m)	cote energie	Pent (m/m)	Vitesse (m/s)	surface mouillé(m ²)	L mouillé(m)	N Froude
3876	208,03	648,2	650,1	650	0,008144	3,7	56,26	40,91	1,01
3509	208,03	646,2 6	649,6		0,000286	0,96	217,33	97,67	0,2
3276	208,03	639,7	649,6		0,000008	0,31	679,85	116,38	0,04
3036	208,03	640	649,6		0,000004	0,23	922,75	165,26	0,03
2833	208,03	638,3	649,6		0,000005	0,23	928,78	182,13	0,03
2695	208,03	641	649,6		0,000006	0,23	931,77	234,83	0,03
2434	208,03	641,2	649,6		0,000002	0,14	1200,92	339,98	0,02
1847	208,03	642,1	649,6		0,000001	0,12	1135,11	385,05	0,01
1654	208,03	639,1	649,6		0	0,07	2208,04	430,94	0,01
1400	208,03	637,4	649,6		0	0,08	2019,05	403,18	0,01
1124	208,03	635,9	649,6		0	0,08	1900,99	336,54	0,01
956	208,03	637,4	649,6		0,000001	0,13	1608,3	191,38	0,01
578	208,03	647,3	649	649	0,008425	3,39	61,43	52,56	1
195	208,03	640,8	642	642	0,009756	2,77	74,97	96,82	1,01

➤ **Nombre de Froude**

C'est le rapport entre les forces de gravité et celles d'inertie ou:

Le rôle du nombre de Froude est de Écoulement fluvial $Fr < 1$	$hcr < hn$
Écoulement torrentiel $Fr > 1$	$hcr > hn$
Écoulement critique $Fr = Fcr = 1$	$hcr = hn$

➤ **Analyse :**

En interprétant les résultats, il est clair que le lit principal de l'oued est complètement submergé sur toute sa longueur lors de crues centennales. Les élévations de l'eau peuvent atteindre jusqu'à 14 mètres et les vitesses d'écoulement jusqu'à 3,7 mètres par seconde. Cette observation explique la nature destructrice de l'oued pendant les périodes de crue.

V.3.3 Les Zones Inondables :

La simulation de l'écoulement naturel de la rivière lors d'une crue centennale, réalisée à l'aide du logiciel HEC-RAS, avait pour objectif de déterminer les endroits où les débordements se produiraient, en général, afin de délimiter les zones inondables. Dans cette section, nous nous appuierons sur les résultats de la simulation précédente en utilisant l'application RAS-Mapper intégrée à HEC-RAS.



Figure V. 7 : Carte des zones inondables d'écoulement tirée de Ras mapper

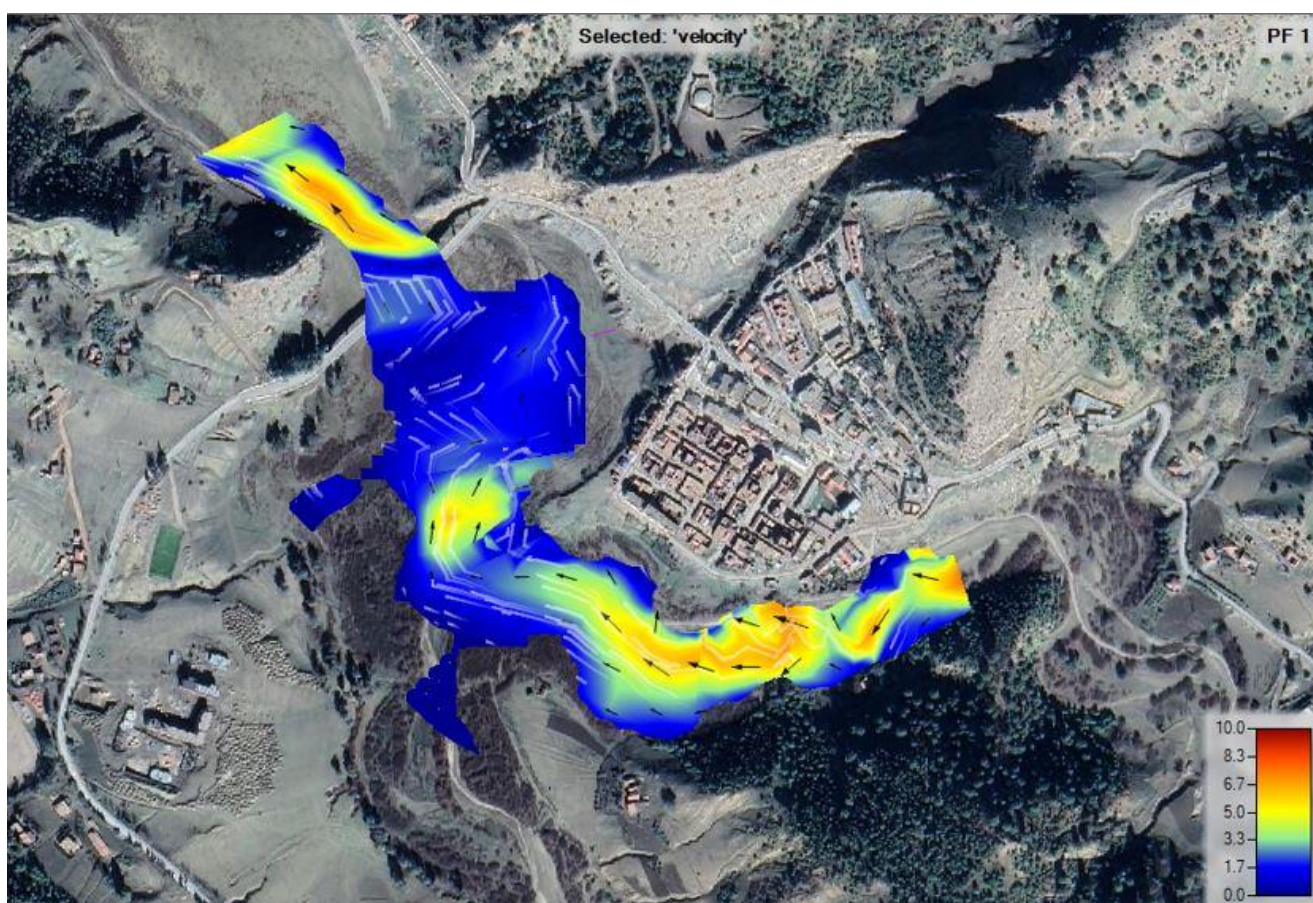


Figure V. 8 : Carte des vitesse d'écoulement tirée de Ras mapper

V.4 Variantes proposes pour L'aménagement

Le but de cette étude, est de bien protéger la ville Beni Chaib contre les crues. Cette protection consiste à sélectionner les meilleures solutions d'aménagements compte tenu des conditions naturelles.

Il n'est pas toujours possible de stabiliser une rive en employant uniquement des végétaux. Lorsque les conditions sont sévères, il peut être justifié d'utiliser des moyens mécaniques notamment dans le cas d'un remaniement du sol effectué sur une rive en pente forte. Les moyens mécaniques de stabilisation des rives sont des ouvrages constitués de matériaux solides (roche, béton, acier, bois traité), capables de résister aux forces érosives actives (vagues, courants, glaces).

Mais aussi il faut que les solutions, soient réalisables au point de vue technique et économique et qu'elles soient, bien adaptée avec le terrain et ces conditions aussi bien topographiques que géologiques

Limiter l'érosion permet d'éviter des modifications très importantes de la rivière après une crue et la création d'embâcles qui occasionnent de nombreux dégâts et favorisent l'apparition de "vagues".

Pour cette étude, nous proposons 02 variantes pour la protection contre les inondations:

V.4.1 Première variante : Protection avec gabionnage

Limiter les submersions par l'entretien des berges de l'oued Chergui cette protection sera effectuer par gabionnage.

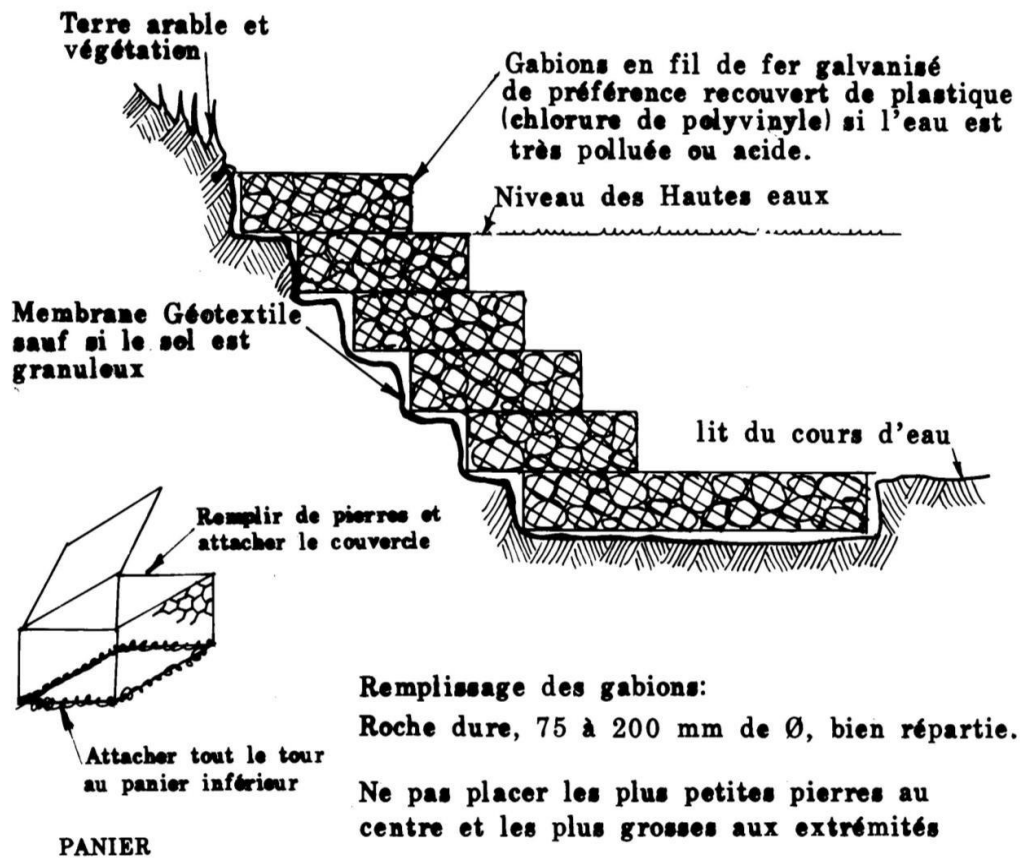
Cette variante, est constituée de stabilisée le berge de l'oued contre les crues par des murs en gabion sur la rive, cette protection consiste, en premier temps à limiter la progression de l'oued vers les habitations et d'éviter ensuite le débordement des eaux, lors des crues vers le village tout autour en second temps.

- Au début de protection, on projette un mur en gabion sur la rive droite de Oued Chergui qui suivra le contour en face de l'oued Chergui jusqu'au l'entrée du village coté Pont.
- Aménagement Chabbat (oued) par un canal rectangular de la cité 38 logts.

Les gabions sont constitués par des paniers faits de fils galvanisés, remplis de pierres et montés les uns sur les autres. Ce type d'ouvrage est habituellement plus coûteux à construire qu'un perré et, pour cette raison, on s'en sert surtout lorsque l'espace disponible ne permet pas l'installation d'un perré.

La construction d'un mur en gabions obéit généralement aux mêmes règles que celle d'un perré notamment pour l'aménagement d'une clé ou butée à la base de l'ouvrage et l'installation d'une membrane géotextile entre le sol et les gabions. Les pierres remplissant les gabions auront des dimensions suffisantes pour ne pas passer entre les mailles et seront bien réparties dans chaque cage; il ne faut pas placer les petites pierres au centre et les grosses à l'extérieur.

Il est donc préférable de remplir les gabions à la main, ce qui minimise le risque d'une déformation importante de la structure à moyen terme.



Les structures de gabions peuvent soutenir de fortes pentes (1/1 et plus) mais doivent faire l'objet d'une étude spéciale là où des glissements de terrain sont à craindre.

Figure V. 9 : le structures de gabions

À moyen ou long terme, les mailles des gabions peuvent être brisées par les crues, les troncs d'arbres et autres matériaux susceptibles d'être charriés par le courant; c'est là le principal inconvénient des murs en gabions. Il est donc recommandé, en général, d'utiliser des gabions dont les mailles sont recouvertes de PVC (chlorure de polyvinyle).

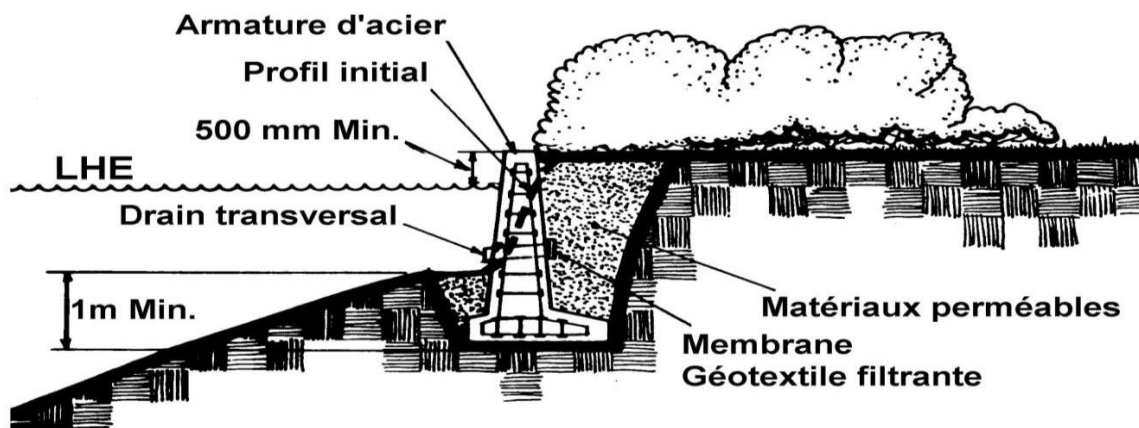
Par ailleurs, de nouvelles techniques de construction permettent maintenant l'incorporation de terre végétale, protégée par des géotextiles, dans les gabions. Ces techniques favorisent l'implantation d'un couvert végétal arbustif qui contribue à protéger les mailles des gabions contre les bris, en plus de renforcer la stabilité de l'ouvrage lui-même et de lui assurer une meilleure intégration à l'environnement.

V.4.2 Deuxième variante : Protection avec mur en béton armé.

Cette variante, est constituée de stabilisée les berges de l'oued contre les crues par des murs en béton armé sur le rive, cette protection consiste, en premier temps à limiter la progression de l'oued vers les habitations et d'éviter ensuite le débordement des eaux, lors des crues vers le village tout autour en second temps.

- Au début de protection, on projette un mur en béton armé (voile) sur la rive droite de Oued Chergui qui suivra le contour en face de l'oued Chergui jusqu'au l'entrée du village coté Pont.
- Aménagement Chabbat par un canal rectangulaire de la cité 38 logts.

Les murs de soutènement, qu'ils soient construits en bois ou en béton, sont de moins en moins utilisés notamment à cause de la longévité réduite de ces ouvrages lorsqu'ils sont érigés en bordure des plans d'eau.



Remarque: Construction d'un mur de béton; les mêmes principes s'appliquent dans le cas d'un mur de bois.

Figure V. 10 : structures de mur en béton

Le mur de soutènement en béton constitue la forme extrême d'artificialisation des rives des cours d'eau. Un tel ouvrage crée une coupure qui limite ou interdit les échanges biologiques entre le milieu terrestre et le milieu aquatique. Pour cette raison, un mur de béton ne pourra être construit que lorsque les autres techniques possibles auront été éliminées en raison de contraintes particulières.

Par comparaison avec des ouvrages de protection en enrochement, le mur de soutènement en béton n'a pas une très grande longévité. Il n'est pas rare qu'un mur en béton doive faire

l'objet de réparations majeures, sinon d'une reconstruction, après seulement 20 ou 25 ans d'existence.

Les cycles gel-dégel, les écarts de température considérables à nos latitudes, l'action érosive de l'eau et des sels, les contraintes mécaniques exercées par l'eau, les mouvements de sol sont autant de facteurs qui attaquent la résistance du béton

Pour lui assurer résistance et longévité, certaines précautions doivent être prises lors de la construction d'un mur de béton :

- Installer une armature d'acier de façon à ce que la structure résiste aux diverses poussées et tensions exercées;
- Faire porter la structure sur une semelle suffisamment large; l'empattement dépendra de la hauteur prévue du mur et de la nature du sol porteur;
- Faire reposer la semelle du mur sur un sol compact et stable, à un niveau de bonne sol;
- Assurer le drainage souterrain, à l'arrière immédiat du mur, par l'emploi de drains agricoles ou de matériaux de remplissage perméables; il faut également prévoir des drains, au travers de la structure.

La conception et la construction d'un mur de soutènement en béton armé devraient toujours être confiées à des spécialistes. Il s'agit d'une technique coûteuse qui est réservée à des situations extrêmes, lorsque les autres techniques de stabilisation ne peuvent être employées.



Figure V. 11 : vue l' aménagements pr oposées

V.4.3 COMPARAISON DES VARIANTES

Pour les deux variantes, la stabilité de l'ouvrage sera relativement pas assurée cas en béton armé mais la durée de vie importante pour les ouvrages en béton armé. Contrairement à la protection en gabionnage qui a un coût faible, une durée de vie réduite et demandé main d'œuvre qualifiée pour sa bonne exécution sur le village Beni Chaib.

Techniquement la deuxième variante est difficilement réalisable, vu le changement brusque de sens de l'écoulement des oueds et les dimensions importantes du radier.

La première variante garde le tracé original des oueds et la pluparts des protections seront à ciel ouvert pour garantir la continuité de l'écoulement en cas de crues exceptionnelle et choisir suivant les avantages suivants :

- Respectueux de l'environnement** : un mur fait en gabion n'est constitué que de pierre et d'acier. La pierre est un matériau naturel et l'acier peut être recyclé à l'infini. Aucun produit chimique n'est utilisé comme par exemple pour la fabrication de bétons, d'injections etc...
- Esthétique**: un mur en gabion est d'une esthétique intéressante par rapport à un mur en béton classique banché.
- Acoustique**: un mur en gabion absorbe bien le bruit
- Souplesse** : un mur en gabion peut se déformer dans une certaine mesure et permet au terrain de bouger.

•**Economique** : un mur en gabion est souvent moins cher qu'un mur maçonné ou en béton. De plus, la rapidité de pose est un atout : une équipe de 3 personnes peuvent poser dans les 100 m³ par jour.

•**Végétalisation** : un mur de gabion peut se végétaliser facilement afin d'en intégrer dans l'environnement.

V.5 AVANT PROJET DETAILLE ET PROJET D'EXECUTION INTRODUCTION

Sur la base des résultats obtenus , qui est composée de l'étude hydrologique, travaux topographiques et l'étude géologique et l'étude des variantes ainsi qu'en fonction de l'analyse à travers la zone d'étude, des schémas d'aménagement seront proposés puis retenus en collaboration avec les services technique de la subdivisions d'hydraulique .

V.5 .1 PRINCIPES DE CALCULS HYDRAULIQUES

➤ Dimensionnement de principe d'ouvrages de soutènement en gabions (tronçon rive droite de Oued Chergui)

L'une des principales applications des gabions sont les murs de soutènement, dans des talus ou sur plateforme. Les murs de gabions sont des ouvrages gravitaires (murs poids dont la masse s'oppose aux poussées).

Le dimensionnement d'un ouvrage de soutènement en gabions prend en compte divers paramètres incluant les caractéristiques intrinsèques des matériaux de remplissage (densité et pourcentage des vides), la résistance des grillages, les caractéristiques intrinsèques des matériaux en place et de remblais arrière, l'existence ou non de fondation et l'éventuelle présence d'une nappe phréatique. Comme pour tout ouvrage de soutènement on doit considérer le profil en travers et les éventuelles surcharges en tête de mur.

Pour un pré dimensionnement rapide des murs en gabion, dans des conditions classiques, la base est prise égale à $H+1$ m, le tout divisé par 2. Soit pour un ouvrage de $H=5$ m, une base de 3 m. Habituellement on enterre la base de l'ouvrage de 8 à 12 % de la hauteur totale.

Un mur de soutènement en gabions ne nécessitant aucun ancrage dans le talus amont est considéré comme un mur poids.

Il s'agit de murs dont le poids propre suffit à assurer la stabilité générale.

Les structures gabions sont des structures déformables. La « souplesse » des gabions permet d'accepter des déformations ou des tassements différentiels tant que la stabilité générale n'est pas remise en question. Il devient donc inutile de rigidifier excessivement l'ensemble du mur. Une structure rigide serait davantage sensible aux phénomènes de rupture par cisaillement notamment.

La largeur de l'assise et la flexibilité des gabions ne nécessite pas de fondation béton (sauf pour les habillages de façades).

Pour optimiser la section et l'insertion de l'ouvrage il est conseillé de l'incliner de 6° (ou 10%) et de réaliser un profil en gradins

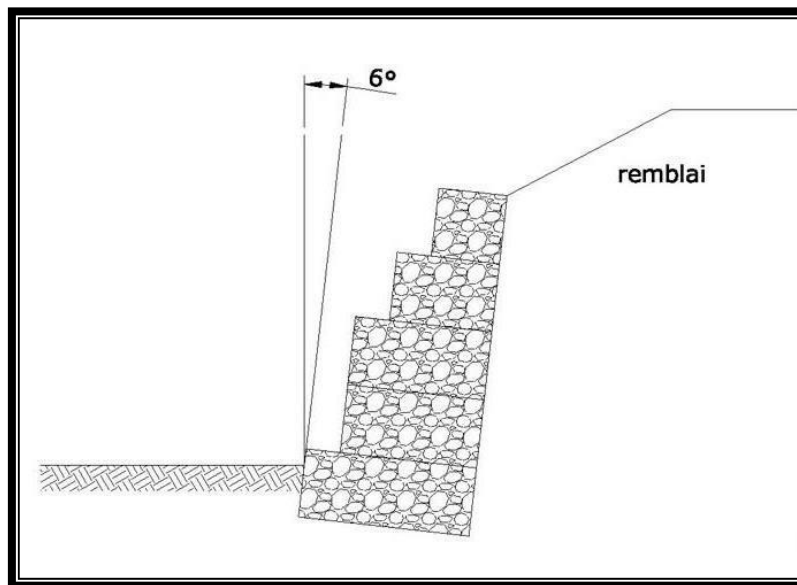


Figure V. 12 : Bonne position du mur en gabion

Vérifications usuelles des ouvrages en gabions

- Vérification au glissement.
- Vérification au renversement/basculement
- Vérification au poinçonnement.
- Stabilité générale

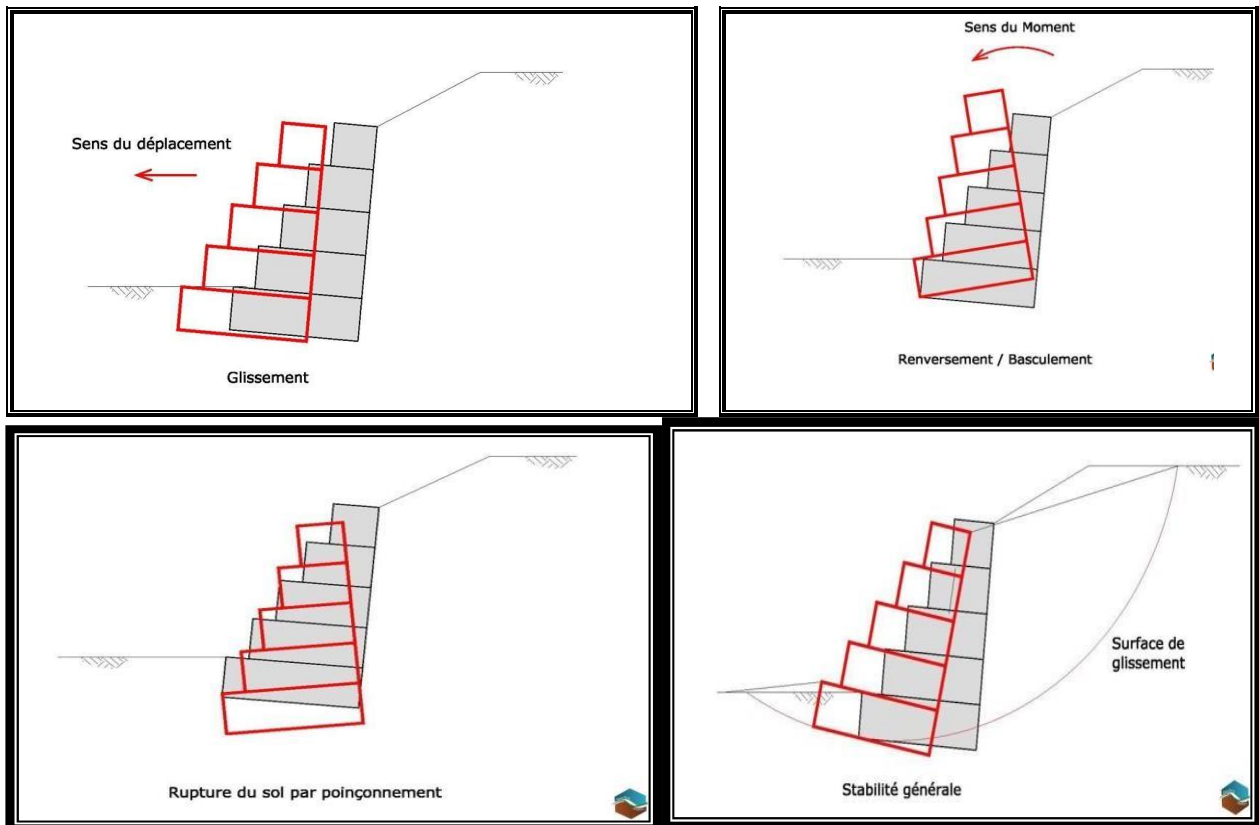


Figure V. 13 : Différentes positions du mur en gabion

V.6 Critères à prendre en compte dans le dimensionnement des gabions

7.1 Contraintes transmises par le terrain - Termes généraux :

Les matériaux situés sous la structure et en amont du mur de gabions ont des propriétés géotechniques qui doivent être prises en compte dans la stabilité globale. (Khalifa et al., 2017)

7.1.1 Poids des terres :

Le poids de la terre est exprimé comme une force (en N) exercée sur une unité de volume par les matériaux en amont du mur (m^3), " 17 à 20 kN/ m^3 " (soit 1,7 à 2,0 tonnes/ m^3) est l'ordre de grandeur, le talus amont est dégagé sur toute la hauteur de l'ouvrage avec une pente qui assure la stabilité de la masse lors de la mise en place des gabions, le vide sera comblé par un remblai insensible à l'eau, précisément compacté, d'une densité prévue de $h = 20 \text{ kN}/m^3$ lors de la construction du mur. (Khalifa et al., 2017)

7.1.2 Cohésion et angle de frottement interne :

L'unité de cohésion est le Pascal ($1 \text{ Pa} = 1 \text{ N}/m^2$), La cohésion des sols couramment rencontrés est de l'ordre de 0 à 15 kPa. L'angle de frottement interne d'un matériau se mesure en degrés ($^\circ$). Il s'agit de la pente naturelle d'un matériau sans cohésion. Pour connaître l'angle de frottement interne, il faut superposer deux planches de composition (rugosité) identique, puis incliner celle du dessous (Khalifa et al., 2017).

Chapitre V :ETUDE DES VARIANTES

L'angle de frottement interne est défini comme l'angle formé par la planche avec l'horizontale à la limite de glissement de la planche supérieure.

(Pour appréhender l'angle de frottement interne, on pourrait superposer 2 planches de composition équivalente (rugosité similaire) Inclinez celle de dessous. L'angle formé par la planche avec l'horizontale à la limite du glissement de la planche du dessus est considéré comme étant l'angle de frottement interne.)

La base B de l'ouvrage de soutènement en gabions se détermine habituellement par $B=1/2 * (1+H)$, et pour les remblais renforcés par **$B = 0.6 \text{ à } 0.7H$** avec H : hauteur de l'ouvrage.

A partir de la base, la section de chaque nouveau niveau est diminuée de 0 à 50 cm. De manière générale prévoir des gradins (même petits) en aval du mur.

Poids volumique des matériaux de remplissage : 20 -30 kN/m³.

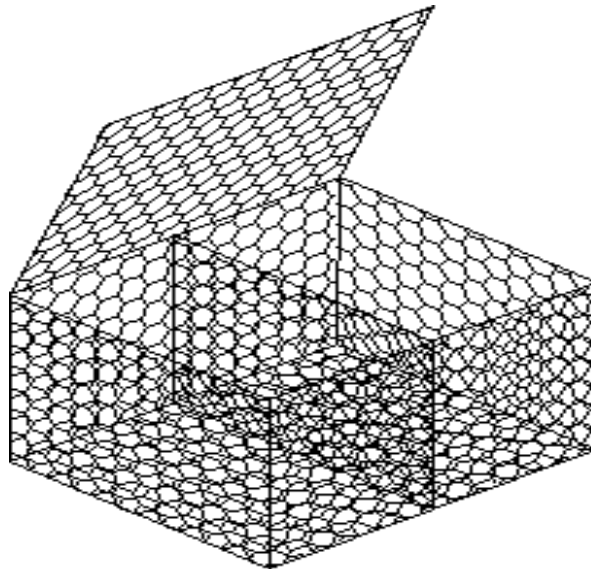


Figure V. 14 Caise en gabion

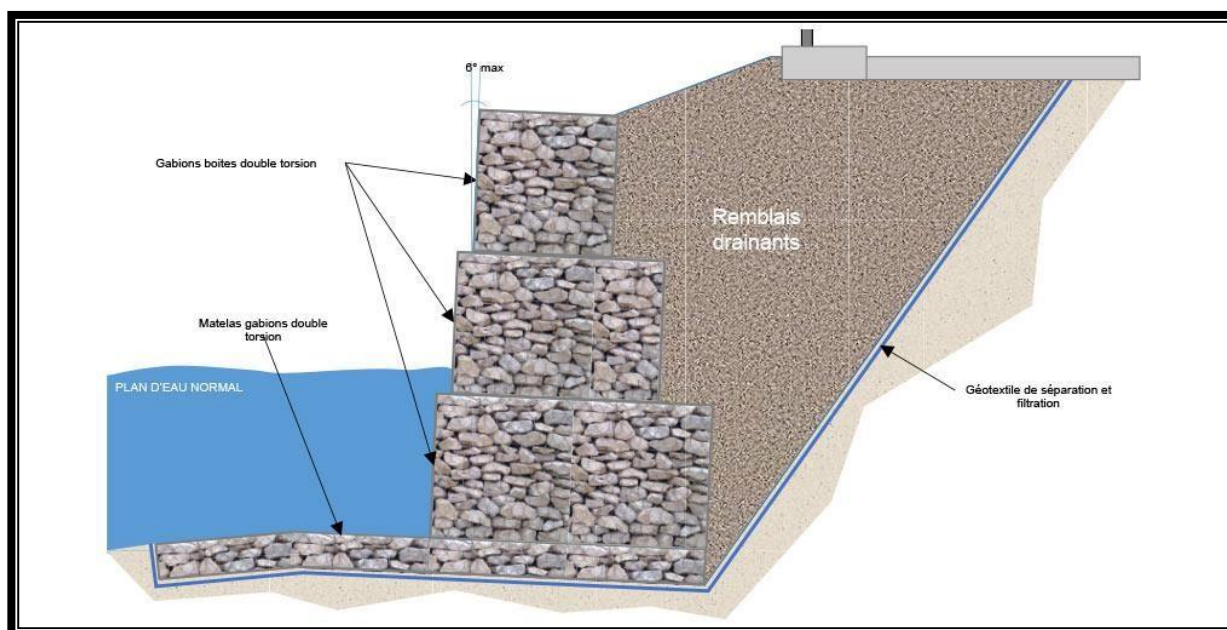


Figure V. 15 : Exécution D'un mur en gabion (vue en coupe + photo de réalisation)

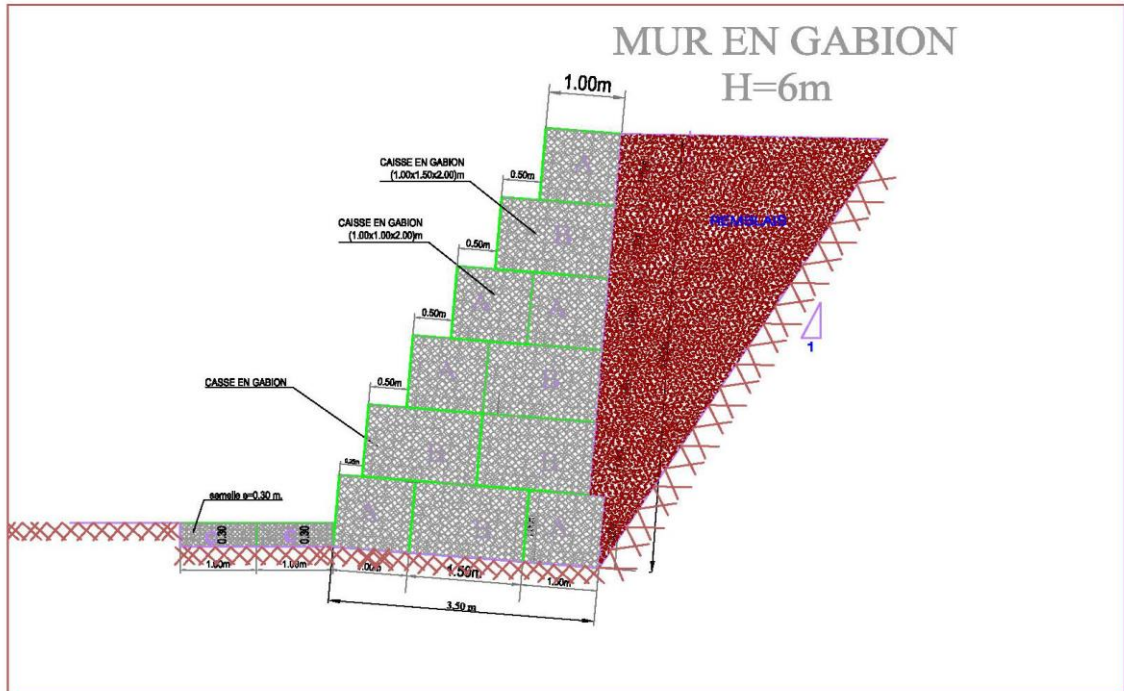


Figure V. 16:Mur en gabion

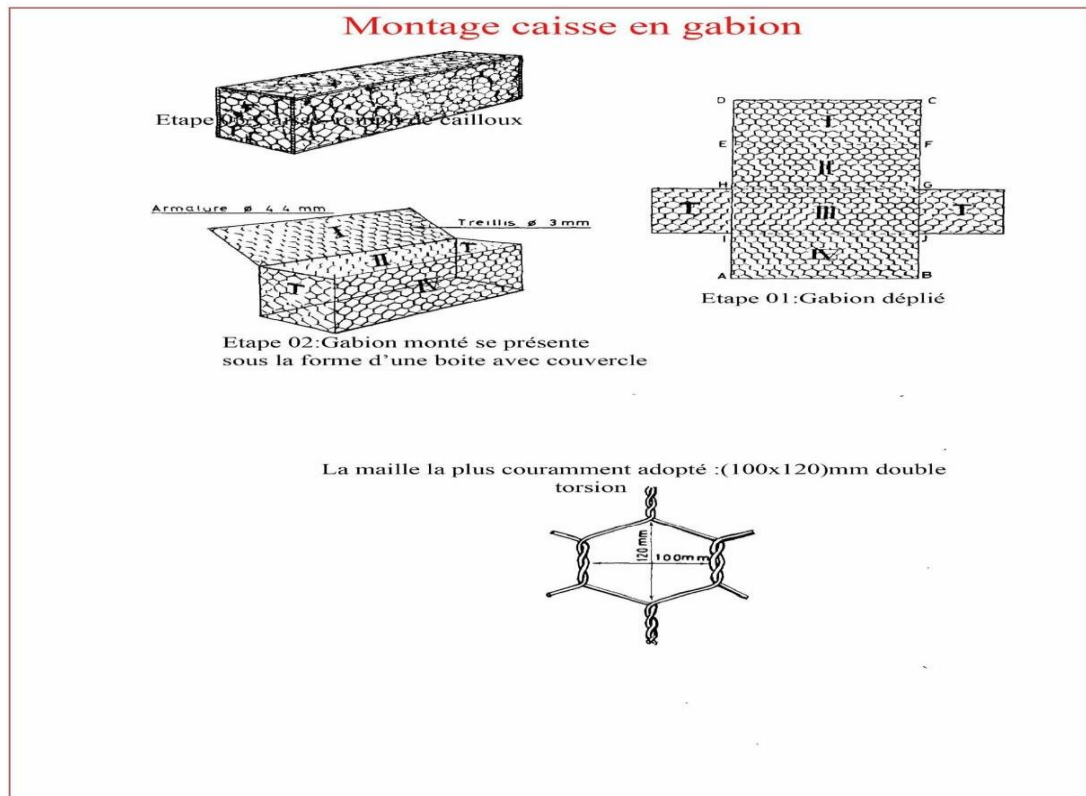


Figure V. 17 : Montage caisse en gabion

V.7 CALCUL HYDRAULIQUE ET DIMENSIONNEMENT DES CANAUX PROJETES

Pour le dimensionnement des canaux projeté de la protection de Beni Chaib, il est nécessaire de rappeler sommairement divers formules de l'hydraulique classique.

Les canaux, fossés, etc..., assurant un écoulement uniforme à ciel ouvert sont constitués de tronçons homogènes ayant chacun une forme, une constitution, une section transversale et un profil longitudinal donnés.

Ainsi, la géométrie irrégulière des fossés et oueds exige des simplifications telles que la forme prismatique de la section mouillée, une pente moyenne du fond.

Les écoulements à surface libre sont régis par la formule de la continuité :

$$Q = V \cdot S$$

Avec :

- Q : Débit (m³/s).
- V : Vitesse d'écoulement (m/s).
- Nombre de Froude : $Fr = \frac{V}{\sqrt{gh}}$
- V : vitesse en m/s
- g : Accélération de la pesanteur m/ s²

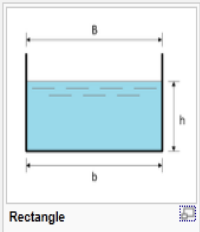
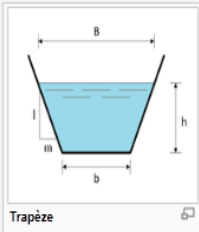
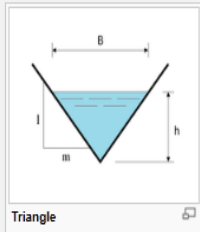
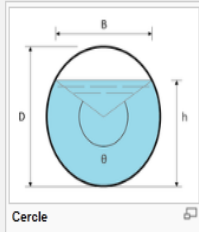
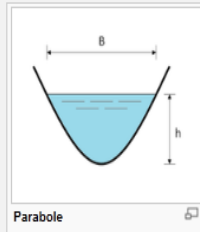
					
Largeur, B	b	$b + 2 \times mh$	$2 \times mh$	$(\sin \frac{\theta}{2}) \cdot D$ ou $2\sqrt{h \cdot (D - h)}$	$\frac{3S}{2h}$
Surface, S	$b \times h$	$(b + mh) \cdot h$	$m \times h^2$	$\frac{1}{8}(\theta - \sin \theta) \cdot D^2$	$\frac{2}{3}Bh$
Périmètre mouillé, P	$b + 2h$	$b + 2 \cdot h \cdot \sqrt{1 + m^2}$	$2h \cdot \sqrt{1 + m^2}$	$\frac{1}{2}\theta \cdot D$	$B + \frac{8h^2}{3B}$
Rayon hydraulique, R _h	$\frac{bh}{b + 2h}$	$\frac{(b + mh) \cdot h}{b + 2h \cdot \sqrt{1 + m^2}}$	$\frac{mh}{2 \cdot \sqrt{1 + m^2}}$	$\frac{1}{4} \left[1 - \frac{\sin \theta}{\theta} \right] D$	$\frac{2B^2 h}{3B^2 + 8h^2}$
Profondeur hydraulique, D _h	h	$\frac{(b + mh)h}{b + 2 \times mh}$	$\frac{1}{2}h$	$\left[\frac{\theta - \sin \theta}{\sin \frac{\theta}{2}} \right] \frac{D}{8}$	$\frac{2}{3}h$

Figure V. 18 : Géométrie des sections immergés dans un canal

V.8 Les différentes formes de courbe de remous

Les courbes représentant la ligne d'eau d'un tel mouvement sont généralement appelées courbes de remous.

Le calcul des courbes de remous pour les écoulements graduellement varié à surface libre dans les canaux ouverts permet de déduire la profondeur à tout point du canal. Il consiste à suivre l'évolution de la ligne d'eau sur toute la longueur du canal considéré, pour se faire, on doit baser sur l'équation de l'énergie (IV.15) :

Après une dérivation par rapport à l'abscisse x et un changement de signe, cette expression devient :

$$-\frac{dH}{dx} = i - \frac{dh}{dx} + \frac{V^2}{gsh} * \frac{dh}{dx} \quad (IV.22)$$

On remarquera que, lorsque le régime est uniforme, avec dh / dx = 0, cette relation se ramène à i = (dH / dx). Ceci permet d'assimiler le premier membre à la pente caractéristique du frottement j et de mettre la relation (IV.22) sous la forme :

$$\frac{dh}{dx} = \frac{i-j}{1-Fr^2} \quad (IV.23)$$

L'équation (IV.23) permet de comprendre que, suivant les signes du numérateur et du dénominateur, la profondeur peut croître ou décroître, comme le montrent les figures ci-dessous, qui représentent les allures possibles de la surface libre, couramment appelées courbes de remous.

pour i>0, Il existe trois (3) cas

1er cas : si la pente est inférieure à la pente critique, **i<icr** et **h>hcr**, également c'est un écoulement fluvial, sur la figure IV.8, nous représentons les différentes courbes susceptibles d'apparaître.

Pour :

h>hn>hcr : Courbe M1

hn>h>hcr : Courbe M2

hn>hcr>h : Courbe M3

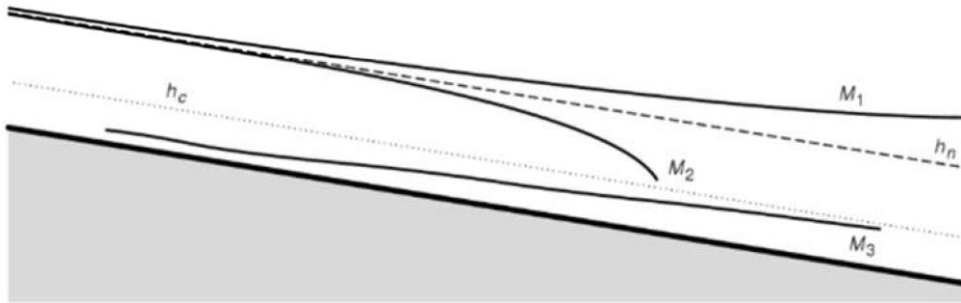


Figure V.19 : Les différentes courbes de types M

2ème cas : si la pente i est supérieure à la pente critique $i > i_{cr}$ et $h < h_{cr}$, également l'écoulement est torrentiel et la forme de la surface libre prend les formes représentées sur la figure IV.9

Pour :

$h > h_{cr} > h_n$: Courbe S1

$h_{cr} > h > h_n$: Courbe S2

$h_{cr} > h_n > h$: Courbe S3

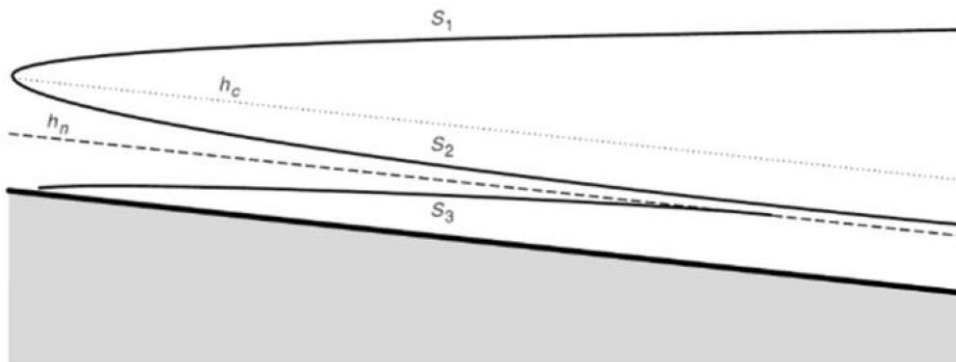


Figure IV.9 : Les différentes courbes de types S

3ème cas : si la pente est égale à la pente critique, $i = i_{cr}$, et $h = h_{cr}$, également l'écoulement est critique et la forme de la surface libre prend les deux formes représentées sur la figure.

Pour :

$h > h_n = h_{cr}$: Courbe C1

$h > h_{cr} = h_n$: Courbe C3

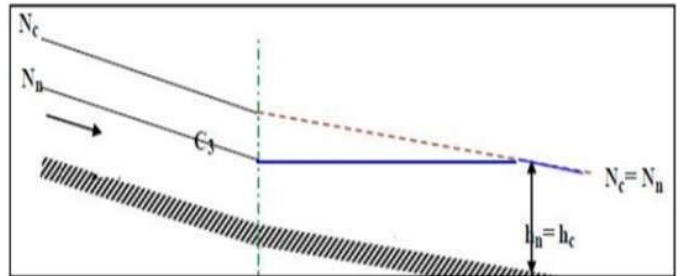
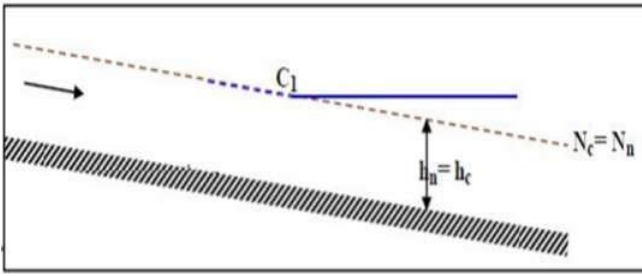


Figure IV.9.a Courbe type C1 Figure IV.9.b : Courbe type C2

➤ **Pour $i=0$** : canal à pente nulle ou horizontal et la courbe est de type H

Pour :

$h > h_{cr}$: Courbe H2

$h_{cr} > h$: Courbe H3

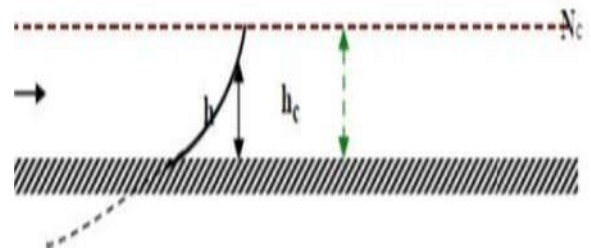
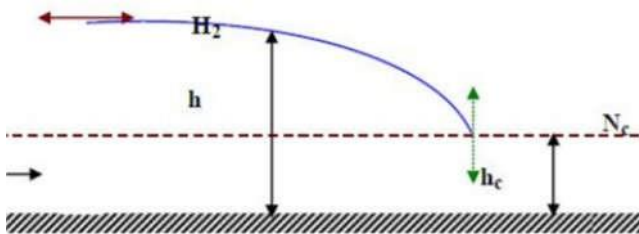


Figure IV.10.a Courbe type H2

Figure IV.10.b Courbe type H3

- Pour $i < 0$ canal à contre pente et la courbe est de type A
Pour :
 $h > h_{cr}$: Courbe A2
 $h_{cr} > h$: Courbe A3

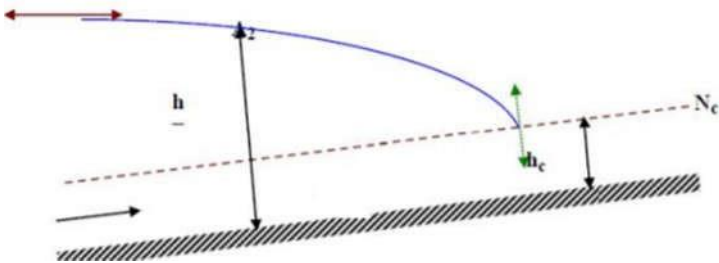


Figure IV.11.a Courbe type A2

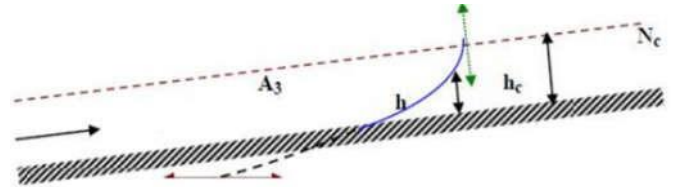


Figure IV.11.b Courbe type A3

Cet aménagement propose un traitement amont pour le Chabbat (oued) de sous bassin avec l'accomplissement des actions suivantes:

V.8 Étude des variantes

V.8.1 Un canal en gabion.

Les matelas en gabions sont principalement utilisés pour construire des revêtements et des protections contre l'érosion due à l'affouillement. Ils sont disponibles dans différentes dimensions, parmi lesquelles les plus courantes sont de 2 mètres de long, 1 mètre de large et 1 mètre de hauteur, ainsi que de 2 mètres de long, 1 mètre de large et 0,5 mètre de hauteur. L'aménagement des canaux en gabion suit une méthode particulière ; les sacs sont disposés de manière à créer une structure en escalier qui renforce la stabilité des berges.

➤ Dimensionnement

Le dimensionnement du canal en gabion a été effectué en supposant une largeur de fond de canal (B_m) afin de calculer le nombre d'étages de gabions nécessaires pour transporter un débit égal ou supérieur au débit du projet, $Q_p = 208.03 \text{ m}^3/\text{s}$.

Donc par ittration $B=10$

$$h = 6 \text{ m}$$

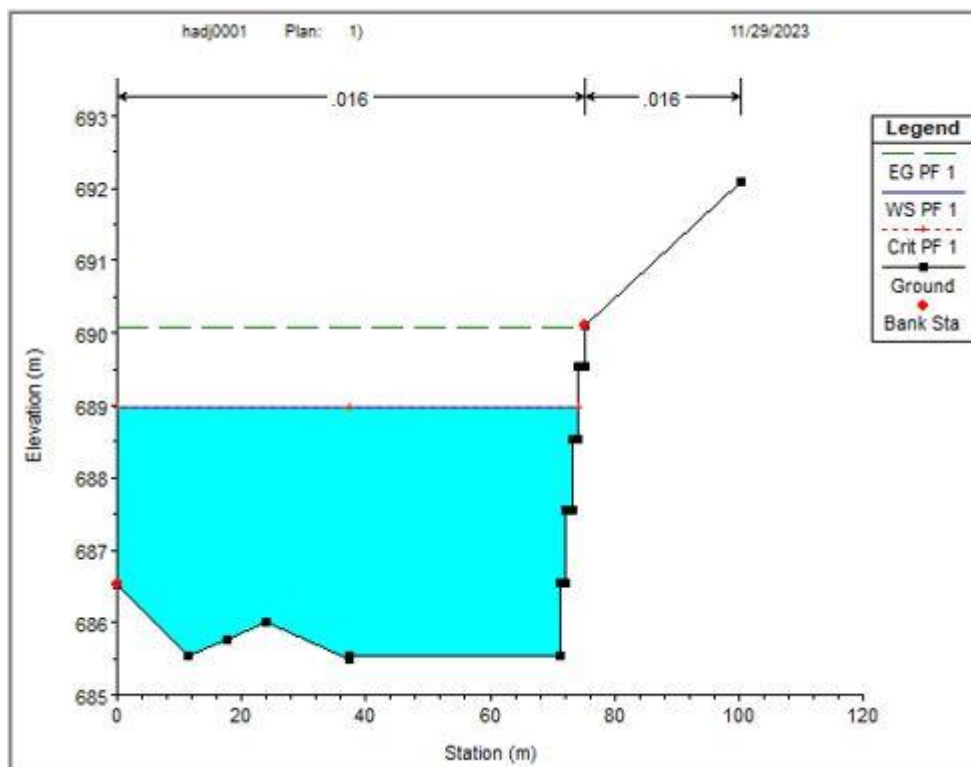


Figure V. 19 :État d'écoulement à travers la section de départ et d'arrivée du canal en gabion.

Chapitre V :ETUDE DES VARIANTES

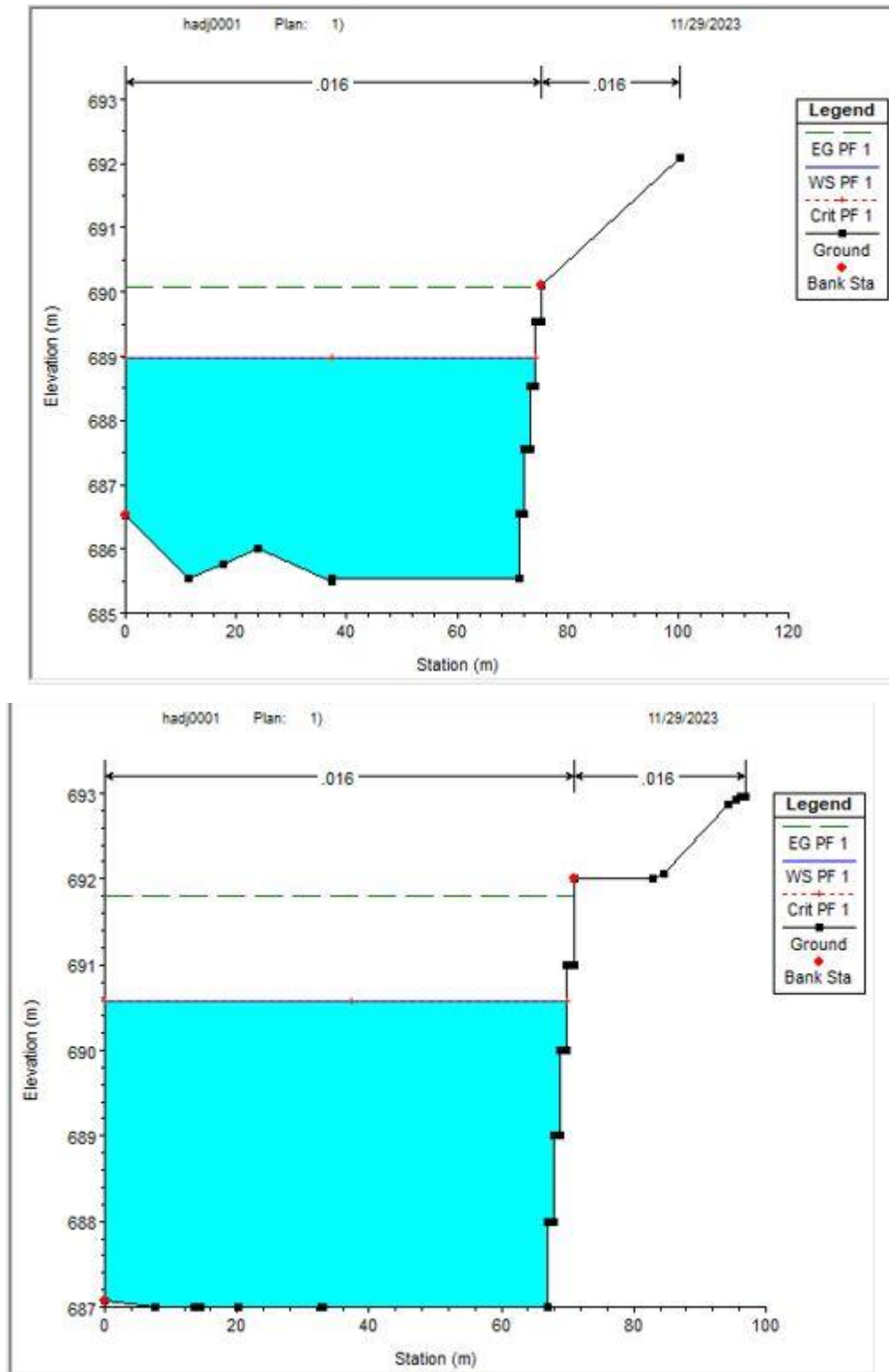


Figure V. 20 :État d'écoulement à travers la section de départ et d'arrivée du canal en gabion.

Chapitre V :ETUDE DES VARIANTES

Tableau V. 2 : Résultat de simulation du tronçon avec une section aménagée en gabion

st	Qmax(m3/s)	cote fond (m)	niveau d'eau (m)	cote energie	pent(m/m)	vitesse(m/s)	surface mouillé(m2)	L mouillé(m)	N Froude
3876	208,03	648,2	641,96	641,96	0,010038	3,51	59,32	47,5	1
3509	208,03	646,26	640,25	640,25	0,010539	3,24	64,19	60,21	1
3276	208,03	639,79	639,25	639,25	0,010922	3,14	66,29	67,09	1,01
3036	208,03	640	638,26		0,003493	2,04	101,83	83,4	0,59
2833	208,03	638,39	637,77	637,77	0,011108	2,93	73,72	89,2	1
2695	208,03	641,03	637,1		0,001704	1,55	131,96	93,2	0,42
2434	208,03	641,22	636,52	636,52	0,010797	3,13	66,39	66,77	1
1847	208,03	642,16	636,84		0,000121	0,6	347,28	142,97	0,12
1654	208,03	639,11	636,25	636,25	0,01096		64,26	61	0
1400	208,03	637,46	636,22		0,000425	1,01	205,27	95,05	0,22
1124	208,03	635,94	636,24		0,000105	0,58	358,08	135,78	0,11
956	208,03	637,41	636,24		0,000028	0,38	544,85	143,5	0,06
578	208,03	647,36	636,23		0,000133	0,54	381,98	195,62	0,12
195	208,03	640,83	635,86	635,86	0,012396	2,53	82,16	126,27	1

Conclusion

Au cours de ce chapitre , il a été proposé de construire un mur en gabion pour protéger les zones urbaines de oued Bani chaib des inondations. .

Chapitre VI :
Calcul génie civil

Introduction

Dans le domaine du génie civil, il est impératif de mener des calculs et des dimensionnements d'ouvrages avec une précision extrême, en tenant compte de tous les facteurs qui pourraient compromettre la fiabilité des résultats obtenus. Les phénomènes d'interaction représentent l'un des défis majeurs en génie civil, et leur occurrence, en particulier lors de séismes, peut entraîner des dommages significatifs. Ces interactions peuvent se manifester entre différents systèmes physiques de natures variées.

VI.1 Etude de la stabilité

Pour le calcul de vérification de stabilité on va montrer que le canal est stable au :

- a) Glissement
- b) Renversement
- c) Poinçonnement

VI.2 Etude de la stabilité de gabion

VI.2.1 Logiciel Geo5

Geo5 est un logiciel spécialisé dans le domaine du génie civil et de la géotechnique. Il est utilisé pour concevoir et analyser des structures et des projets liés à la géotechnique. Le logiciel Geo5 propose une gamme d'outils et de modules pour les ingénieurs et les concepteurs, couvrant diverses applications, notamment l'analyse de la stabilité géotechnique, la conception des fondations, les murs de soutènement, l'analyse des charges sismiques et des vibrations. C'est un outil essentiel pour les ingénieurs civils et géotechniciens, offrant des analyses et des conceptions précises et actualisées pour répondre aux besoins en constante évolution du génie civil et de la géotechnique.

Chapitre VI : Calcul génie civil

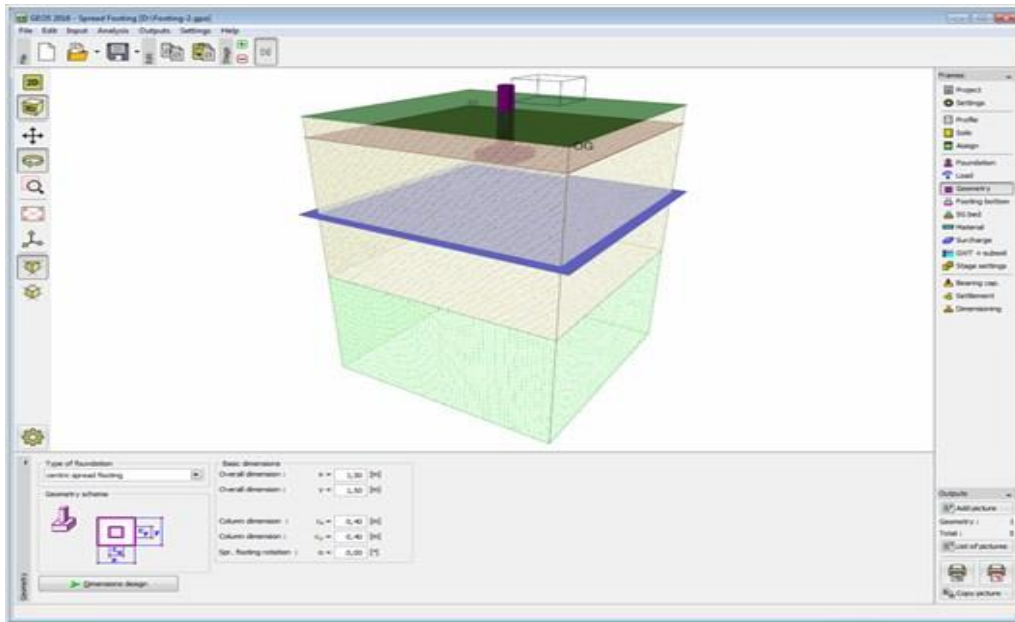


Figure VI. 1 Interface du programme Géo5

VI.2.2 Calcul de stabilité de mur en gabion

Nous obtenons la stabilité grâce au logiciel Geo 5 :

— Identification —

Nom :

— Données de base — ?

Poids volumique : $\gamma =$ [kN/m³]

Etat de contraintes :

Angle de frottement interne : $\varphi_{ef} =$ [°]

Cohésion du sol : $c_{ef} =$ [kPa]

Angle de frot. structure-sol : $\delta =$ [°]

— Pression au repos — ?

Sol :

— Soulèvement hydraulique — ?

Calcul soulèvem. hydraulique :

Poids volumique du sol saturé : $\gamma_{sat} =$ [kN/m³]

Figure VI. 2 Caractéristiques géotechniques du sol

Chapitre VI : Calcul génie civil

Edition du matériau 1 ✕

Nom :

— Remplissage —

Poids volumique : $\gamma =$ [kN/m³]

Angle de frottement interne : $\varphi =$ [°]

Cohésion : $c =$ [kPa]

— Treillis métallique —

Résistance du maillage à la traction : $R_t =$ [kN/m]

Distance entre les barreaux verticaux : $v =$ [m]

Capacité portante du joint : $R_s =$ [kN/m]

Figure VI. 3 Caractéristiques géotechniques du gabion

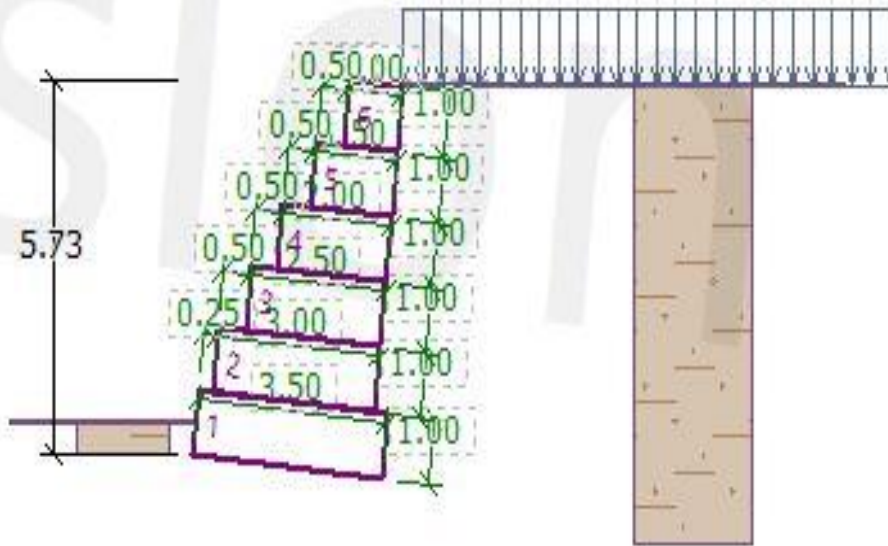


Figure VI. 4 géométrie du mur en gabion

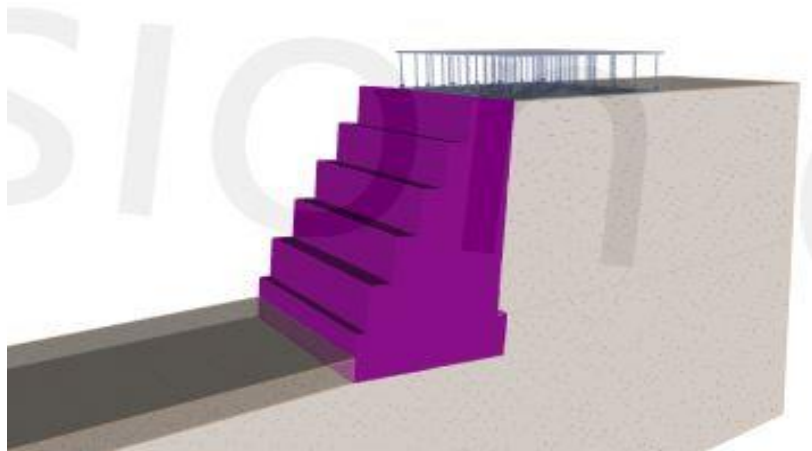


Figure VI. 5 géométrie du mur en gabion en 3D

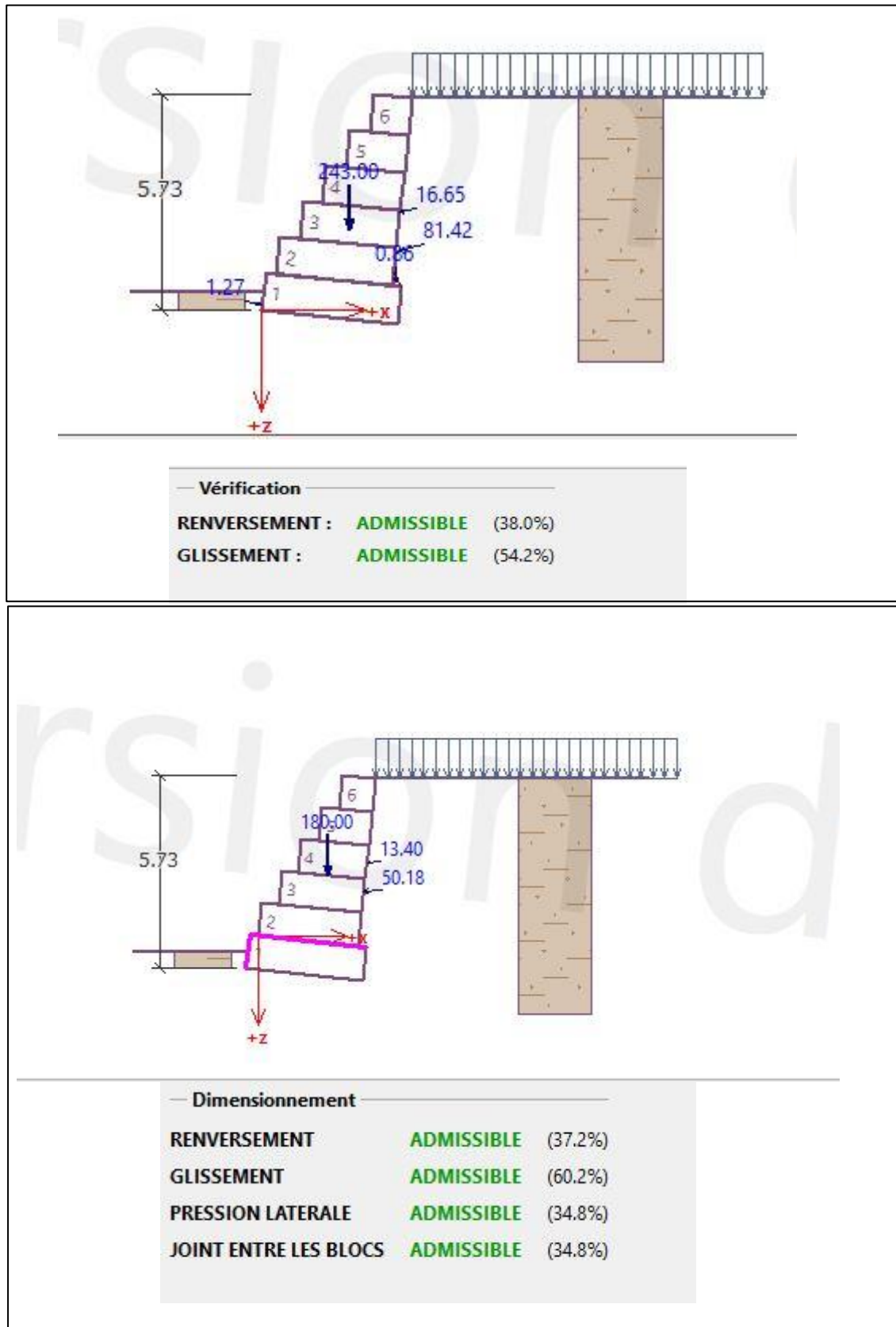


Figure VI. 6 Les résultats obtenu pour la stabilité

Conclusion :

En conclusion, suite à une analyse détaillée du tracé des vallées et à une évaluation des choix économiques et techniques, nous avons opté pour la construction d'un canal en terre dans la vallée Est et d'un canal rectangulaire en béton armé d'un quartier comprenant 38 logements. La stabilité du canal en terre a été vérifiée à l'aide du logiciel GEO 5, de même que celle du canal en béton armé, en prenant en considération les conditions de stabilité requises.

Chapitre VI:
organisation de chantier

Introduction :

L'objectif de la gestion de chantier est de réaliser des projets de manière efficace, en respectant des délais serrés et en optimisant les coûts. Cette gestion implique constamment la recherche des meilleures méthodes pour utiliser de manière économique la main-d'œuvre et les ressources du chantier. Afin d'atteindre cet objectif, il est essentiel de :

Définir précisément les méthodes d'exécution et les procédures pour mettre en œuvre les techniques de construction modernes avec une grande efficacité.

Estimer avec précision les besoins en main-d'œuvre, car le coût de la main-d'œuvre a un impact significatif sur le coût global du projet.

Organiser et coordonner les tâches en utilisant une main-d'œuvre spécialisée lorsque nécessaire.

Structurer de manière appropriée les postes de travail permanents, en introduisant une mécanisation de plus en plus avancée.

VI.1 Installations du chantier :

VI.1.1 - Installations destinées au personnel :

Cela comprend généralement les dortoirs, les vestiaires, les réfectoires, les installations sanitaires et les bureaux de chantier.

VI.1.2 - Installations destinées au stockage des matériaux :

Pour le stockage du ciment, nous utilisons soit des silos, soit des baraquements en bois ou en métal. Les agrégats sont généralement stockés en plein air, mais nous prévoyons une séparation entre les différents types d'agrégats pour éviter tout mélange et faciliter le dosage du béton. Les aciers doivent être conservés dans des endroits à l'abri de l'humidité élevée, comme des baraquements ou des hangars.

VI.1.3 - Installations destinées à la réparation des engins :

Les grosses réparations ne sont généralement pas effectuées sur le chantier lui-même, mais il est important de disposer d'un atelier bien équipé pour assurer l'entretien courant et les réparations d'urgence des différents équipements.

VI.1.4 - Installations pour la préfabrication :

Il s'agit généralement de hangars équipés du matériel nécessaire pour fabriquer les éléments de l'ouvrage.

Chapitre VI: organisation de chantier

VI.2 - Séquence des opérations sur le chantier :

a- Travaux préparatoires :

Cela inclut l'aménagement des voies de circulation pour les engins et des zones de stockage pour les matériaux de construction.

b- Exécution de l'ouvrage :

Excavation des canaux

Construction des canaux

Construction des digues en gabion et canal en béton

VI.3 - Technologie des principaux travaux :

Nous avons prévu une route d'accès à tous les ouvrages pendant la phase de construction, avec l'utilisation des équipements suivants :

Bulldozers pour l'exécution des déblais et des remblais

Pelles rétro pour l'extraction des alluvions

Camions à benne pour le transport des terres

Niveleuses et compacteurs à pneus pour les travaux de finition, notamment le réglage et le compactage.

VI.4-Calcul des volumes des travaux :

VI.4.1 Premier trace: (OUED chargé)

Tableau VI. 1 : volume des travaux avec devis (D'OUED chargé) :

N°	Désignation des Travaux	Unité	Quantité	Prix Unitaire (DA)	Montant (DA)
	<u>A- TERRASSEMENT</u>				
I.1	Déblai mécanique en toute nature de terrain sauf terrain rocheux pour différentes profondeurs (selon profil en long), y compris toutes sujétions de bonne exécution	m ³	71,100	250,00	17,775,000,00
I.3	Nivellement de fond de fouille. (selon profil en long), y compris toutes sujétions de bonne exécution	m ³	6500	100,00	650,000,00
I.3	Fouilles en tranchées en terrain rocheux	m ³	250	1,200,00	300,000,00
I.4	Remblai compacte des terres épierrées le long de mur, y compris toutes sujétions de bonne exécution.	m ³	22,359	200,00	4,471,800,00

Chapitre VI: organisation de chantier

II	<u>GABIONNAGE</u>				
1	<p>Fourniture et mise en place des caisses en gabion de mailles adopté à (100x120)mm double torsion avec revêtement contre la corrosion (suivants les les plans d'exécutions)avec remplissage en cailloux par ordre y compris talutage et toutes autres sujétions de bonne exécution.</p>	m ³	33,500	4,500,00	150,750,000,00
2	<p>Confection et mise en œuvre du béton de propreté dosé a 150 kg/m3.</p>	m ³	300	6,000,00	1,800,000,00
3	<p>Confection et mise en œuvre du béton pour le revêtement des murs en gabion dosé a 250 kg/m3.</p>	m ³	400	12,000,00	4,800,000,00
III	<u>AUTRES</u>				
1	<p>Fourniture de plans de recollement (plan de masse et profil en long) des travaux réalisés.</p>	FFT	4	30,000,00	120,000,00
TOTAL en H.T :					180,666,800,00
T.V.A 17% :					34,326,692,00
TOTAL en T.T.C :					214,993,492,00

VI.5. - Planification :

VI.5.1 - Définition :

La planification est une méthode permettant à un gestionnaire de rendre son travail plus efficace. Elle implique plusieurs étapes, notamment :

- L'installation des postes de travail
- L'observation en temps réel
- L'analyse des tâches
- Le chronométrage
- La définition des objectifs et des attributions
- La simplification des méthodes
- La stabilisation des postes de travail

VI.5.2 - Techniques de planification :

Il existe deux principales méthodes de planification :

- Les méthodes basées sur le réseau
- Les méthodes basées sur le graphique

VI.5.3 - Méthodes basées sur le réseau :

VI.5.3.1 - Définition du réseau :

Le réseau est une représentation graphique d'un projet qui indique les relations entre les différentes opérations, qu'elles soient successives, simultanées ou convergentes, ainsi que leur durée de réalisation. On distingue deux types de réseaux :

Le réseau à flèches :



Chaque opération est représentée par une flèche

La succession des opérations est indiquée par des nœuds

Par exemple, l'opération A doit être réalisée avant l'opération B.

Le réseau à nœuds :



Chaque opération est représentée par un nœud

Chapitre VI: organisation de chantier

La succession des opérations est indiquée par des flèches

Par exemple, l'opération B ne peut commencer que lorsque l'opération A est complètement terminée.

VI.5.4- Construction du réseau :

Pour construire un réseau, plusieurs étapes doivent être suivies :

Établissement d'une liste des tâches : Dresser une liste détaillée de toutes les opérations nécessaires à la réalisation du projet.

Détermination des tâches antérieures : Identifier les relations de dépendance entre les tâches pour déterminer si elles doivent être effectuées successivement ou simultanément.

Construction des graphes partiels : Créer des sous-graphes pour représenter les relations entre les différentes tâches, en se basant sur les dépendances identifiées.

Regroupement des graphes partiels : Combiner les sous-graphes pour former un réseau global qui représente l'ensemble du projet.

Détermination des tâches de début et de fin : Identifier les tâches qui marquent le début et la fin du projet.

Construction du réseau : Élaborer le réseau complet en intégrant toutes les tâches et les relations de dépendance.

VI.5.5 Différentes méthodes basées sur le réseau :

V. 5. 3.1) - Méthode C.P.M (Critical Path Method) :

Cette méthode vise à réduire les délais de réalisation d'un projet en tenant compte de trois phases :

Détermination de la main-d'œuvre nécessaire.

Analyse systématique du réseau, heure par heure et jour par jour, en fonction de l'unité de temps choisie.

Adaptation du réseau aux contraintes et aux conditions fixées par l'entreprise.

VI.5.5.1 - Méthode P.E.R.T (Program Evaluation and Review Technique) :

Cette méthode consiste à organiser sous forme de réseau plusieurs tâches qui, grâce à leur chronologie et leur dépendance, contribuent toutes à la réalisation d'un produit final.

VI.5.5.2 - Méthode P.D.M (Procedure Diagram Methode) :

Cette méthode repose sur le réseau à nœuds et développe trois relations principales :

Le début de l'opération (A) et (B).

La fin de l'opération (A) et le début de (B).

La fin de l'opération (A) et la fin de l'opération (B).

VI.5.5.3 - Méthodes basées sur le graphique :

VI.5.5.3.1 - Méthode linéaire (Line of Balance Technique) :

Cette méthode est utilisée pour la planification de projets de construction caractérisés par des travaux répétitifs.

VI.5.6 - Méthode à barres :

Cette technique consiste à établir deux réseaux et un diagramme à barres (plan de travail).

VI.5.6.1 - Les étapes de la planification :

La planification est le processus de définition de la séquence des travaux à réaliser, et elle comprend les étapes suivantes :

VI.5.6.1.1- Collecte des informations :

L'établissement d'une synthèse basée sur l'analyse des informations recueillies par des études comparatives permet d'utiliser correctement le plan de réalisation du projet.

VI.5.6.1.2 - Décomposition du projet :

C'est une étape cruciale car chaque projet peut être décomposé de différentes manières. On attribue à chaque tâche un responsable ainsi que les ressources matérielles nécessaires.

VI.5.6.1.3- Relations entre les tâches :

Il existe deux types de relations essentielles entre les tâches lors de la réalisation d'un projet : des relations logiques et des relations préférentielles.

VI.5.7 - Choix de la méthode de calcul :

Le choix de la méthode de calcul dépend principalement du type de projet à réaliser. Dans les cas où les opérations se suivent de manière logique, la méthode C.P.M est préférable.

VI.5.7.1 - Les paramètres de la méthode C.P.M :

Les paramètres essentiels dans l'application de la méthode C.P.M comprennent 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.

$$ET : \begin{cases} DFP = DCP + TR \\ DCPP = DFPP - TR \end{cases}$$

VI.5.7.2 - Chemin critique (C.C)

C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (*DTR*) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0).

Donc pour retrouver un chemin critique il suffit de vérifier la double condition suivante :

$$C.C \Leftrightarrow \begin{cases} MT = 0 \\ \sum TR_{C.C} = D.T.P \end{cases}$$

VI.5.8 - Elaboration du réseau selon la méthode CPM

La méthode du CPM est une technique de planification qui vise à réduire à la fois le temps et les coûts de réalisation d'un projet tout en améliorant l'efficacité globale du travail. Pour construire le réseau CPM, la première étape consiste à établir une liste complète des différentes tâches requises pour mener à bien le projet. Les tâches spécifiques sont les suivantes :

Tableau VI. 2 : Les tâches spécifiques

Désignation d'opération	Code	Durée (Jours)
Installation du chantier	A	10
Travaux de terrassement sur oued Chargi sur le trançon 1	B	15
Compactage sur trançon1	C	12
Pose de gabion sur le trançon 1	D	20
Travaux de terrassement sur oued Chargi sur le trançon 2	E	15
Compactage sur trançon 2	F	12
Pose de gabion sur le trançon 2	J	20
Travaux de terrassement sur oued Chargi sur le trançon 3	H	15
Compactage sur trançon 3	I	12
Pose de gabion sur le trançon 3	G	20
Travaux de terrassement sur oued chargi sur tr4	K	8
Compactage sur trançon 4	L	10
Pose de gabion sur le trançon 4	M	20
Déménagement du chantier	N	10

Chapitre VI: organisation de chantier

Tableau VI. 3 : Liste des opérations avec leurs durées

operation	précède	durée (Jours)
A	B,K	10
B	C	15
C	D	12
D	E,	20
K	L	15
E	F	12
F	J	20
L	M	15
F	J	12
H	I	20
I	G	8
M	N	10
G	N	20
J	N	10

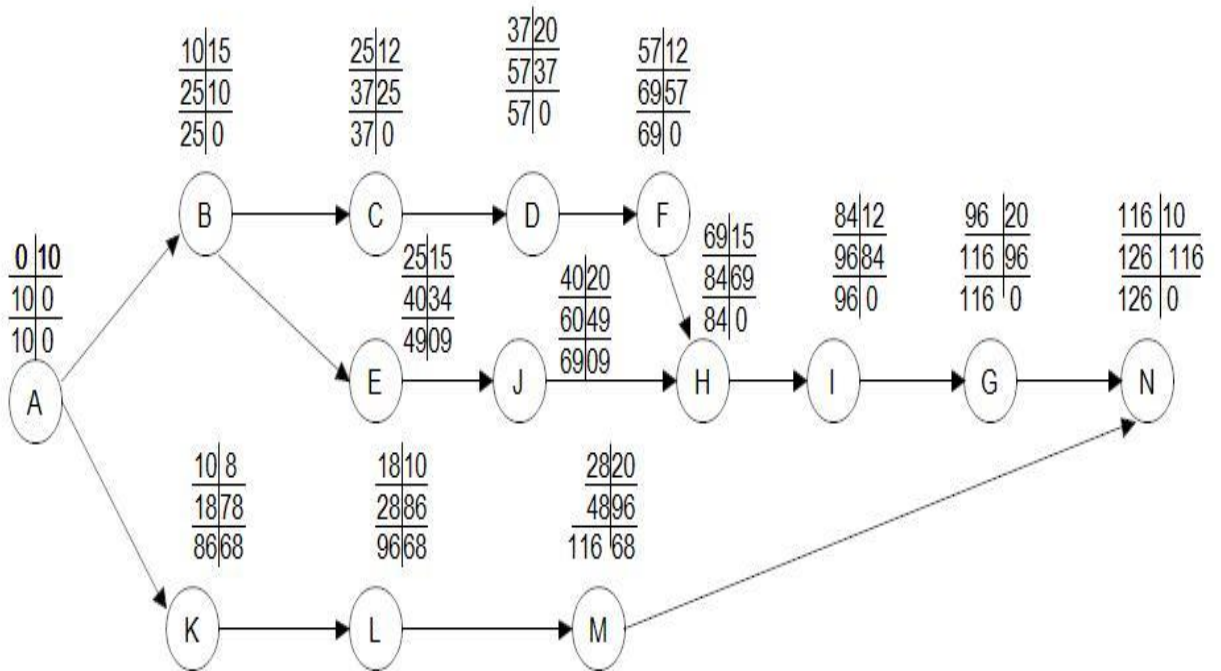


Figure VI. 1. Réseau de planification des tâches par la méthode CPM.

Chapitre VI: organisation de chantier

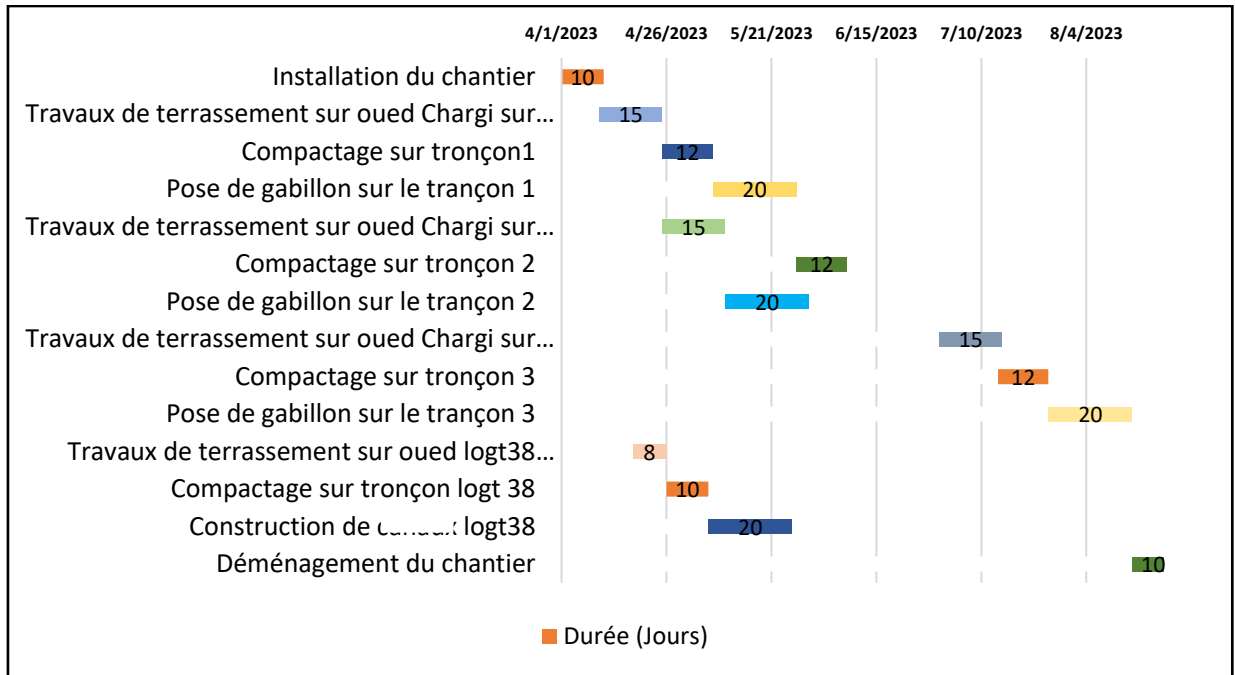


Figure VI. 2: Diagramme de Gantt

Conclusion :

L'exécution d'un ensemble de tâches, grâce à une gestion rationnelle du temps et à la combinaison de ressources humaines, techniques et matérielles, vise à atteindre l'objectif ultime de livrer le projet dans les délais convenus, tout en respectant les coûts initiaux d'investissement. À la fin de cette phase, nous avons pu estimer le coût total du projet d'aménagement de la vallée de Beni Shuaib à 214,993,492,00 DZD, avec un délai de réalisation de 4 mois et 6 jours.

Conclusion Générale

Cette étude a mis en lumière l'importance de la préservation des vallées traversant la ville de Bani chaib pour résoudre le problème des inondations. Le travail a été divisé en trois étapes clés.

Tout d'abord, nous avons estimé le débit de crue maximum qui devrait être évacué par les cours d'eau en utilisant des méthodes d'hydrogramme de crue avec l'aide du logiciel ARC SIG.

Ensuite, nous avons identifié les zones potentiellement exposées aux inondations en simulant l'écoulement dans les cours d'eau non aménagés à l'aide des logiciels HEC-RAS .

Enfin, après une analyse technico-économique, nous avons choisi la conception appropriée pour le projet, qui implique l'aménagement d'un canal en gabions le long de la vallée.

Le coût total estimé de ce projet est de 214,993,492,00 DZD. Comme pour tout projet, un suivi attentif sera nécessaire pour garantir une prestation de service de qualité et une durabilité acceptable.

Bibliographie

- **BACHI MOHAMED, 2011**, Problematique du risque inondation en milieu urbain ; cas de l'agglomération de SIDI BEL ABBES. Thèse de Magister en Hydraulique. Université Aboubakr Belkaïd. Tlemcen. Algérie.
- **BOUBCHIR A., 2007** , Risques d'inondation et occupation des sols dans le thore (région De Labruguière et de Mazamet), Mémoire de Master de Géographie et Aménagement, Université de Toulouse.
- **Ledoux. B., (2006)**, La gestion du risque inondation, Tech et Doc Lavoisier, Paris.
- **Merabet A., (2006)** , Etude de la protection de la ville de Sidi Bel Abbés contre les inondations, Mémoire de Magister, Université de Djilali Liabes-Sidi Bel Abbés.
- **Yahiaoui A., B. Touaibia (2012)**. Inondations Torrentielles Cartographie des Zones Vulnérables en Algérie du Nord (Cas de l'oued Mekerra, Wilaya de Sidi Bel Abbès). Thèse de Doctorat. Ecole Nationale Polytechnique. Algérie.
- **Verniers G., (1995)** , Aménagement écologique des berges des cours d'eau techniques de stabilisation. Presses Universitaires de Namur, Belgique, 77 pages.

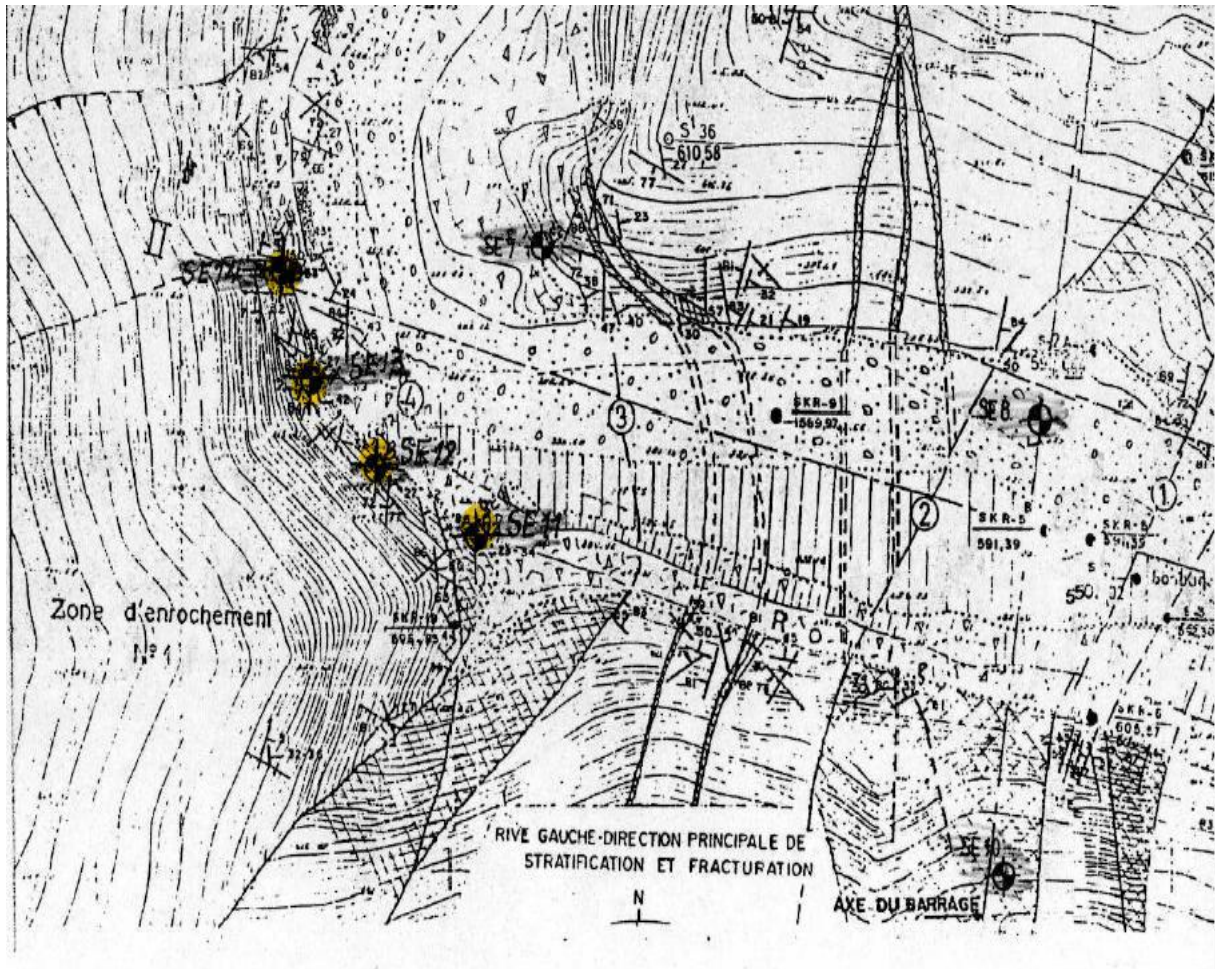
Annexe

Station : 012304

SOUK EL HAD

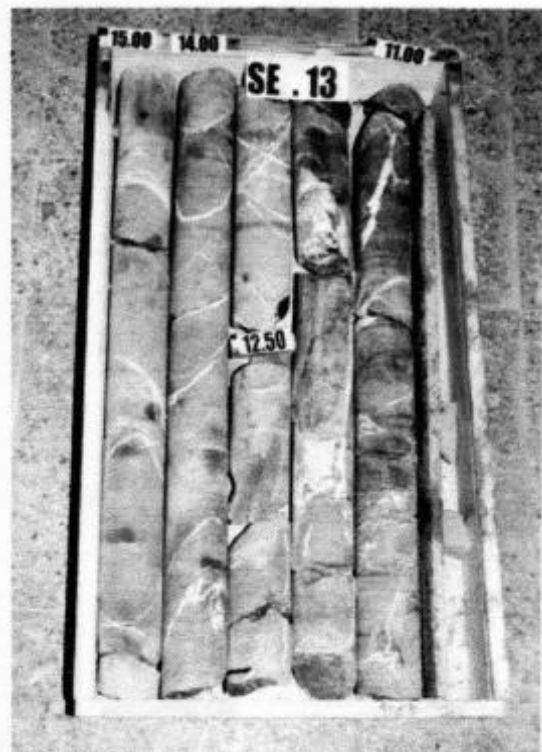
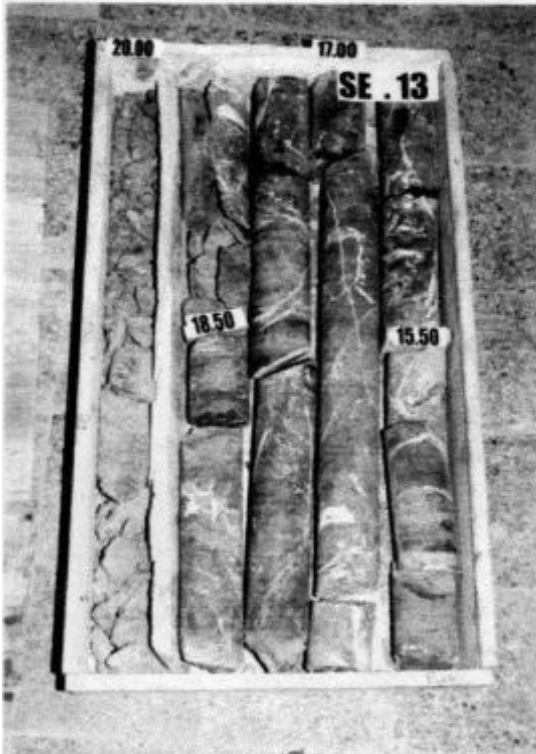
Tableau : PRECIPITATIONS MENSUELLES (mm)

		SEP.	OCT.	NOV.	DEC.	JAN.	FEV.	MAR.	AVR.	MAI	JUI.	JUIL.	AOUT	ANNUEL
1	1968	0,0	0,0	###	###	69,3	###	###	68,3	55,8	22,1	0,0	0,0	819,5
2	1969	68,7	###	54,3	###	94,9	5,5	22,0	11,0	13,6	0,5	1,2	0,0	717,9
3	1970	37,3	9,5	###	###	###	17,4	###	90,8	56,8	0,0	2,3	1,7	949,4
4	1971	5,9	37,7	###	###	###	###	79,0	17,3	68,8	2,6	3,3	3,4	1152,9
5	1972	22,4	65,9	32,7	71,5	###	###	37,0	36,0	0,6	2,4	1,7	0,0	510,3
6	1973	0,0	12,4	4,2	93,6	33,4	87,0	###	75,6	6,8	2,2	0,0	0,0	432,3
7	1974	1,8	23,7	27,1	0,0	0,8	19,9	85,6	28,5	13,0	4,5	1,0	3,0	208,9
8	1975	2,5	0,0	25,5	14,8	22,4	###	54,1	52,2	42,5	0,1	0,2	0,2	369,0
9	1976	17,0	###	28,9	70,4	90,2	40,0	20,0	35,0	66,5	33,0	0,0	0,0	527,1
10	1978	0,0	97,0	50,0	18,6	95,1	89,8	###	73,7	0,0	4,7	0,0	0,0	529,8
11	1979	0,0	56,2	70,5	63,5	71,3	33,4	59,3	48,8	3,0	0,0	0,0	0,0	406,0
12	1980	2,8	34,0	35,3	###	10,3	63,0	32,5	51,6	15,6	1,7	0,0	4,0	375,0
13	1981	5,5	11,7	0,0	###	48,0	81,9	17,9	64,2	25,1	0,0	0,0	2,0	362,6
14	1984	6,8	7,9	19,0	86,7	###	93,6	76,6	0,0	33,1	0,0	0,0	0,0	424,0
15	1985	8,0	4,1	37,9	67,0	###	###	80,1	9,8	10,2	0,0	0,0	0,0	475,2
16	1986	25,8	23,0	28,7	0,0	###	###	3,7	0,0	2,5	0,0	0,0	0,0	306,5
17	1987	16,8	37,7	###	6,9	46,8	11,5	29,6	41,3	25,4	8,7	0,0	0,0	331,0
18	1988	4,7	50,2	20,2	48,2	13,9	33,7	52,0	57,8	0,0	17,3	0,0	27,7	325,7
19	1989	11,5	0,0	28,0	40,6	70,2	0,0	22,8	37,2	19,4	8,7	0,0	13,9	252,2
20	1990	15,8	16,2	30,1	60,9	36,0	42,9	68,1	19,4	0,0	0,0	0,0	0,0	289,4
21	1991	0,0	47,0	29,7	8,0	48,9	6,2	54,8	31,6	12,0	6,0	8,8	0,0	253,0
22	1992	23,2	23,9	13,9	30,3	44,2	18,2	16,5	42,0	26,6	0,0	0,0	0,0	238,8
23	1993	23,0	14,5	44,9	35,1	39,5	30,1	31,4	22,3	22,5	0,0	0,0	0,0	263,2
24	1994	48,6	48,3	14,9	40,7	89,4	8,7	46,2	23,4	18,3	7,2	8,4	0,0	354,1
25	1995	31,5	41,3	30,7	43,0	87,2	152,5	72,8	30,9	44,4	0,0	16,8	0,0	551,1
26	1997	54,4	23,9	136,4	61,2	16,4	18,4	8,0	47,1	71,1	0,0	0,0	0,0	436,9
27	1998	19,2	6,5	17,2	45,1	61,9	29,4	82,1	0,0	12,4	0,0	0,0	12,9	286,7
28	1999	16,7	23,2	26,7	61,7	0,0	0,0	42,0	27,4	12,3	0,0	0,0	0,0	209,9
29	2000	32,9	39,8	73,3	48,7	83,9	45,8	1,8	50,0	12,1	0,0	0,0	1,8	306,2
30	2001	12,2	0,0	69,5	22,2	11,9	6,8	28,9	47,3	8,9	0,0	0,0	3,5	211,2
31	2002	2,0	50,1	57,1	35,5	79,0	78,6	10,2	47,0	12,4	5,2	0,0	13,4	390,5
32	2003	11,3	22,9	57,3	78,4	24,5	53,3	5,1	13,8	68,7	4,7	0,0	1,2	341,2
33	2004	6,6	24,9	22,2	42,9	10,7	28,1	18,1	4,2	0,0	0,0	0,0	0,0	157,7
Moyenne		16,2	36,4	48,5	66,4	74,5	57,6	51,6	36,5	23,6	4,0	1,3	2,7	419,4



Plan topographique du zone d'encrochement

ZONE D'ENROCHEMENT
SONDAGE SE.13



les carrote du sondage se13