

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE
ECOLE NATIONALE SUPERIEURE DE L'HYDRAULIQUE
« ARBAOUI Abdallah »

DEPARTEMENT: GENIE DE L'EAU

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

Spécialité : Conception des ouvrages hydrotechniques

THEME

ETUDE DE LA LUTTE CONTRE LES INONDATIONS
DE LA VILLE DE
SEDRATA (W.SOUK AHRAS)

Présenté par :
M^r : BENBRIH .BILLEL

Promoteur :
M^r : BENLAOUKLI.B

Devant le jury composé de :

Président: M^r M. HASSANE

Examineurs: M^r A. HADJ SADOUK

M^r M. BOUZIANE

M^{me} L. CHENINI

M^{me} A. ADDOU

Le .../Juillet /2010

DEDICACE

Je dédie ce modeste travail en signe de reconnaissance et de gratitude à mes grands-mères et mes chers parents, pour leur soutien immense qu'ils n'ont cessé de m'apporter, à mon frère et mes sœurs, à mon neveu, à tous mes oncles et leurs femmes, mes tantes et leurs maris, et à tous mes cousins et cousines.

Ce travail est dédié également, à tous mes enseignants et à tous mes amis de mon enfance jusqu'à ce jour.

REMERCIEMENTS

A travers ce travail, je tiens à remercier personnellement mon promoteur M. BENLAOUËKLI.B pour ses orientations et conseils ainsi que pour la documentation qui ma donnée, je remercie également l'équipe de L'URBAB pour leurs orientations ainsi que tous mes enseignants de l'ENSH qui ont contribué à ma formation et les connaissances qu'ils m'ont transmis grâce aux quels j'ai pu réaliser ce travail.

Je remercie spécialement mon amie DJAMELE et AHMED aussi les membres de jury, et toute personne qui m'a aidé de près ou de loin faire ce travail.

BILLEL BENBRIH 2010

Sommaire

Page

Introduction générale

CHAPITRE I : Etude topographique

I.1 : Introduction.....	01
I.2 : Situation géographique.....	02
I.3 : LIMITROPHE.....	03
I.4 : Topographie.....	04
I.5 : Réseau hydrographique dans la ville de SEDRATA	07
I.6 : conclusion	09

CHAPITRE II : Etude géologique

II.1 : Introduction.....	10
II.2 : Géologie régionale	10
II.3 : stratigraphie	10
II.4 : nappes de flysch.....	12
II.5 : Caractéristiques géologiques de la ville de SEDRATA	15
II.6 : LES NAPPES.....	15
II.7 : Tectonique et sismicité.....	18
II.8 : La sismicité dans la région.....	19
II.9 : Conclusion	21

CHAPITRE III : Etude hydrologique

III.1 : Introduction	22
III.2 : Caractéristiques hydromorphométriques des bassins versants.....	22
III.2-1 : Définition du bassin versant.....	22
III.2.2 : Morphométrie.....	22
III.2.2.1 : la surface.....	22
III.2.2.2 : le périmètre	24
III.2.2.3 : Indice de compacité de Graveleuse.....	24
III.2.2.4 : Le rectangle équivalent.....	24
III.2.3.1 : Répartition et courbe hypsométrique	25
III.2.3.2 : Les altitudes caractéristiques	28
III.2.3.3 : Indice de pente globale I_g	28
III.2.3.4 : Pente moyenne des bassins versants I_m	29
III.2.4 : Le réseau hydrographique.....	29
III.2.4.1 : La densité de drainage	29
III.2.4.2 : La pente moyenne du cours d'eau principale	31
III.2.4.4 : Le temps de concentration	32
III.2.4.5 : Vitesse moyenne de ruissellement.....	33
III.3 : Situation climatologique.....	35
III.3.1 : Température	35

III.3.2 : Vitesse du vent	36
III.3.3 : La pluviométrie.....	36
III.3.3.1 : Pluies maximales journalières.....	37
III.3.3.1.1: Paramètres statistiques de l'échantillon.....	37
III.3.3.1.2 : Ajustement des pluies maximales journalières	37
III.3.3.1.2.1 : Ajustement a la loi log normale.....	38
III.3.3.1.2.2 : Ajustement à la loi de Gumbel.....	41
III.3.3.2 : Pluies de courte durée.....	43
III.4 : Les apports	47
III.4.1 : Apports liquides	47
III.4.1.2 : caractéristiques de l'écoulement	50
III.4.2 : Evaluation des apports solides.....	53
III.5 : Etude de crues	54
III.5 .1 : les formules de calcul.....	55
III.5 .2 : Volume maximal de l'apport.....	58
III.5.3 : caractéristique de forme	59
Conclusion	64

CHAPITRE IV : délimitation et description des zones inondables

IV.1 : Introduction.....	65
IV.2 : Recherche et identification des causes des inondations.....	65
IV.3 : Conséquence et dommage sur l'aménagement urbain	66
IV.4 : délimitation des zones inondable dans la ville de SEDRATA	67
IV.4.1 : Les causes des inondations d'oued CRAB	67
IV.4.2 : Classification et description des zones sur la ville SEDRATA.....	68
IV.4.2.1 Zone rouge.....	68
IV.4.2.2 : Zone orange	69
IV.4.2.3 : Zone verte	69
IV.4.2.4 : La zone d'érosion	69
IV.4.2.5 : Zone de dépôt solide	69
IV. 5 : conclusion.....	69

CHAPITRE V: Etude des variantes

V.1 : Introduction	70
V.2:justification de débordement par la méthode d'altounine.....	70
V.3: Variantes proposées	73
V.3 .1 : Variante 1.....	73
V.3 .2 : Variante 2.....	73
V.3 .3 : Variante 3.....	73
V.3 .4 : Variante 4.....	74
V.4 : analyse comparative des variantes.....	74
V.5 : conclusion.....	75

CHAPITRE VI: Calcul hydraulique

VI.1. Introduction	76
VI.2 : calcul hydraulique des variantes choisies	76
VI.2.1 : Les conditions de l'écoulement uniforme.....	76
VI.2.2 : Les formules de calcul principal.....	76
VI.2.3 : Détermination de coefficient de chézy	77
VI.2.4 : Les paramètres géométriques.....	78
VI.2.4.1 : Le choix de la section de meilleure conductivité	78

VI.2.4.2 : calcul de rayon hydraulique maximal	79
VI.2.5: Calcul de la profondeur normal h_n	80
VI.2.5.1 : méthodes	80
VI.2.5.2 : Méthode D'AGROSKINE	80
VI.2.6: Calcul de la profondeur critique h_{cr}	80
VI.2.6.1 : Méthode graphique.....	81
VI.2.6.2 : Méthode itérative	81
VI.2.6.3 : Méthode analytique d'AGROSKINE.....	81
VI.2.7: Calcul de la pente critique.....	82
VI.2.8: Calcul de la ligne d'eau.....	82
VI.2.8.1: Equation de la surface libre de la ligne d'eau.....	82
VI.2.8.2: Calcul de la surface d'eau.....	83
VI.2: résultats des calculs hydrauliques	83
VII : Conclusion.....	86

CHAPITRE VII : Etude de stabilité

VII.1 : Introduction.....	87
VII.2 : Actions à prendre en compte	87
VII.2 .1: Les actions permanentes.....	87
VII.2 .2: Les actions variables.....	87
VII.2.3: Les actions accidentelles	88
VII.3 : Stabilité du canal	88
VII.4: Les pressions agissant sur le dalot.....	89
VII.4.1: canal vide avec pousses des terres.....	90
VII.4.1.1: Les pousces de terres : P_a^δ	90
VII.4.1.2: La pousse due a la surcharge P_a^q	91
VII.4.2: canal plein d'eau sans poussé de terre.....	92
VII.4.3: combinaison des deux cas.....	92
VII.5: calcul de ferrailage	94
VII.5.1: Calcul de ferrailage du dalot	94
VII.5.1.1: Calcul des poussées des terres	94
VII.5.1.2: Vérification de la stabilité au renversement	95
VII.5.1.3: Calcul du moment stabilisateur	95
VII.5.1.4: Calcul du moment de renversement.....	95
VII.5.1.5: Calcul du coefficient de sécurité	95
VII.5.1.6: Passage de la résultante	95
VII.5.2.1: Vérification au glissement	96
VII.5.2.2: Calcul des contraintes	96
VII.5.3: Ferrailage	97
VII.5.3.1 : Le rideau.....	97
VII.5.3.1.1: Evaluation des moments à la base du rideau.....	97
VII.5.3.2 : semelle avant.....	97
VII.5.3.2.1: Calcul des contraintes résultantes	97
VII.5.3.2.2: Calcul du moment au niveau de l'encastrement	98
VII.5.3.3.1 : calcul du moment	98
VII.5.3.3: Semelle arrière	99
VII.5.3.3.1: Calcul du moment.....	99

VII.6: Conclusion.....	101
------------------------	-----

CHAP VIII : organisation de chantier

VIII.1 : Introduction	102
VIII.2 : Installations du chantier	102
VIII.2.1 : Installations destinées au personnel	102
VIII.2.2 : Installations destinées au stockage des matériaux	102
VIII.2.3 Installations destinées à la réparation des engins.....	102
VIII.2.4 : Installations pour la préfabrication	103
VIII.3 : Succession des opérations du chantier.....	103
VIII.4 : Technologie des principaux travaux	103
VIII.5 : Calcul du volume des travaux.....	103
VIII.6: Planification	105
VIII.6.1 : Définition	105
VIII.6.2 : Techniques de la planification	105
VIII.6.2.1 : méthodes basées sur le réseau	105
VIII.6.2.1.1 : Définition du réseau	105
VIII.6.2.1.2 : Construction du réseau.....	106
VIII.6.2.1.3 : Différentes méthodes basées sur le réseau	106
VIII.6.2.1.3.1 : Méthode C.P.M (méthode du chemin critique)	106
VIII.6.1.3.2: Method P.E.R.T (Program Evaluation and Review Technical)	107
VIII.6.2.1.3.3: Methode P.D.M (Procedure Diagram Methode)	107
VIII.6.2.2 : Méthodes basées sur le graphique.....	107
VIII.6.2.2.1 : Méthode linéaire (ligne of balance technic)	107
VIII.6.2.2.3 : Méthode à barres	107
VIII.6.3: les étapes de la planification	107
VIII.6.3.1: collection des informations	107
VIII.6.3.2: décomposition du projet.....	107
VIII.6.3.3: relations entre les tâches	107
VIII.6.4: choix de la méthode de calcul	108
VIII.6.4.1: les paramètres de la méthode C.P.M.....	108
VIII.6.4.2 : chemin critique.....	108
VIII.6.5 : élaboration du réseau selon la méthode cpm.....	108
VIII.7 : conclusion.....	112

CHAP IX : Protection et sécurité de travail

IX.1 : Introduction.....	113
IX.2 : Les Causes Des Accidents.....	114
IX.3 : Les Actions Et Conditions Dangereuse.....	115
IX.4 : Organisation De La Prévention Des Accidents Du Travail.....	116
IX.5 : Conclusion	118
Conclusion générale.....	119

Liste des planches

Planche N° 1	Plan de situation et d'aménagement variante1.
Planche N° 2	Profil en long de la variante1.
Planche N° 3	Profil en travers des variantes 1.2.3.4 .
Planche N° 4	Profil en long et coupe en travers de l'ouvrage choisé.
Planche N° 5	Plan de ferrailage d'un dalot type.

Liste des figures

Fig. I.3.1 : Plan de situation d'après (O.R.G.M)	03
Fig. I.4.1 : Vu aérienne représente la ville de SEDRATA.....	05
Fig. I.4.2 : la ville de SEDRATA sur carte d'état major (a l'échelle 1/50000).....	06
Fig. I.5.1 : Détermination des bassins versants et le réseau hydrographique sur la Carte de SEDRATA, (échelles 1/50000).....	08
Fig. II.4.1 : Schéma structural simplifié (à l'échelle : 1/50000)	13
Fig. II.4.2 : coupe interprétatives (à l'échelle : 1/50000)	14
Fig. II.6.1: Carte Géologique de SEDRATA (à l'échelle : 1/50000)	17
Fig. II.8.1 : Carte régionale de degré de séisme (à l'échelle : 1/1000000).....	20
Fig.III.1 : délimitation des sous bassins (a l'échelle : 1/50000).....	23
Fig. III.2.3.1.1: courbe hypsométrique SB1.....	27
Fig.III.2.3.1.2: courbe hypsométrique SB2.....	27
Fig. III.2.4.1 : réseaux hydrographique (a l'échelle : 1/50000).....	31
Fig. III.3.3.1.1 : résultat d'ajustement a la loi de log normale	40
Fig. III.3.3.1.2 : résultat d'ajustement a la loi de gumbel.....	42
Fig.III.3.3.2.1 : courbe des pluies de cour durée fréquentielle.....	45
Fig. III.3.3.2.2 : courbe des intensités fréquentielle	46
Fig. III.5.3.1 : hydrogamme des crues fréquentielle de sous bassin 1.....	61
Fig. III.5.3.2 : hydrogamme des crues fréquentielle de sous bassin 2.....	63
Fig.VI. 2.1 : Représente la ligne d'eau dans notre ouvrage.....	83
Fig.VII.3 .1 : coupe type du dalot.....	89
Fig.VII.4.1.1 : Les poussés de terres agissant sur le dalot.....	90
Fig.VII.4.1.2 : répartition de la pousse de terre sur le dalot.....	91
Fig.VII.4.2 : répartition de la charge d'eau sur le dalot.....	92
Fig.VII.4.3 : répartition des charges sur le dalot.....	93
Fig.VII.5.1.1 : représentation des paramètres géométriques et spécifique	94
Fig. VII.5.1.2 : les forces agissantes sur le mur.....	95
Fig. VII.5.2.1 : les composantes de la force renversante.....	96

Fig. VII.5.2.2 : les contraintes sous la semelle.....	97
Fig. VII.5.3.2.1 : contraintes résultantes de la semelle avant.....	98
Fig. VII.5.3.2.2 : les moments au niveau de l'encastrement.....	98
Fig. VII.5.3.3.1 : les moments au niveau de la semelle arrière.....	99
Fig. VII.5.2.2 : schéma de ferrailage.....	100
Fig. VIII.7.5.1: Réseau à nœuds.....	110
Fig. VIII.7.5.3: diagramme de GANTT.....	111

Liste des tableaux

Tableau III.2.2.4: les paramètres morphométriques des sous bassins.....	25
Tableau III.2.3.1.1: répartition en pourcentage de la surface élémentaire de SB1.....	26
Tableau III.2.3.1.2: répartition en pourcentage de la surface élémentaire de SB2.....	26
Tableau III.2.3.2.1: les altitudes caractéristiques.....	28
Tableau III.2.3.3: Indice de pente globale I_g :.....	28
Tableau III.2.3.3: Indice de pente globale I_g :.....	29
Tableau III.2.3.4: pentes moyennes des bassins versant I_m :.....	29
Tableau III.2.3.4: Les densités de drainage	30
Tableau III.2.4.3: Les pentes moyennes des cours d'eau principales.....	32
Tableau III.2.4.4: Les temps de concentration	33
Tableau III.2.4.5: La vitesse de ruissellement	33
Tableau III.2: caractéristiques hydromorphométriques des bassins versant.....	34
Tableau III.3 : caractéristiques de la station météorologique de SEDRATA.....	35
Tableau III.3.1.1: relevés de la température en ° C.....	35
Tableau III.3.2.1: Moyenne mensuelle de la vitesse des vents.....	36
Tableau III.3.3.1: la station pluviométrique	36
Tableau III.3.3.2 : Répartition mensuelle et annuelle des pluies de la station de SEDRATA.....	36
Tableau III.3.3.1.1: Les paramètres statistiques	37
Tableau III.3.3.1.2.1: résultats d'ajustement à la loi de log normale	39
Tableau III.3.3.1.2.2: résultats d'ajustement à la loi de Gumbel.....	41
Tableau III.3.3.2.1 Pluies et intensités maximales de durée t (h) et de période retour	43
Tableau. III.4.1.1: évaluation de l'apport moyen interannuel.....	50
Tableau. III.4.1.2 .1: La répartition mensuelle de l'apport	50
Tableau. III.4.1.2 .3: valeur du coefficient de variation.....	52
Tableau. III.4.1.2 .3: Le calcul des apports fréquents	52
Tableau. III.5 .1 .1 : détermination débit maximum fréquentiel SB1.....	57
Tableau. III.5 .1 .2 : détermination débit maximum fréquentiel SB2.....	58
Tableau. III.5 .1 .3 : détermination débit maximum fréquentiel d'oued crab.....	58
Tableau. III.5 .2.1: volumes des apports des crues maximales.....	59

Tableau. III.5 .3 :hydrograme de crue S.B1.....	60
Tableau. III.5 .3 :hydrograme de crue fréquentielles S.B1.....	60
Tableau. III.5 .3 :hydrograme de crue S.B2.....	60
Tableau. III.5 .3 :hydrograme de crue fréquentielles S.B2.....	60
Tableau. V.2.1 : les paramètres hydrauliques	72
Tableau VI.2.4 : paramètres géométriques d'un canal à section trapézoïdale.....	80
Tableau VI.2.1: résultat du calcule hydraulique des quatre variantes.....	83
Tableau.VI.2.2 : résultats de calcul du canal rectangulaire	85
Tableau VII.5.1.1: les données géométrique et spécifique du dalot.....	94
Tableau VIII.5.1 : volume des travaux de la variante 1	103
Tableau VIII.5.2 : volume des travaux de la variante 2	104
Tableau VIII.5.3 : volume des travaux de la variante 3	104
Tableau VIII.5.4 : volume des travaux de la variante 4.....	104
Tableau VIII.7.5 : les taches des travaux.....	109

ملخص:

في عملنا هذا قمنا بدراسة من أجل حماية مدينة سدراة من الفيضانات .
دراستنا هذه تتضمن أساسا ثلاث أجزاء هي
أولا : دراسة طبوغرافية للمدينة من أجل تحديد منطقة الخطر
ثانيا : قمنا باقتراح عدة حلول و اخترنا الحل الامثل و الأئم لطبيعة المنطقة .
وأخيرا قمنا بإنجاز المشروع مع كافة المنشآت الأساسية والثانوية فتحصلنا على مشروع قابل للإنجاز وملائم لحماية المدينة
من الفيضانات.

Résumé :

Notre travail a pour objet de faire une étude de Protection contre les inondations de la ville de *SEDRATA*.

Notre étude va porter essentiellement sur trois parties séquentielles et complémentaires. En premier lieu, nous avons fait l'analyse des données topographiques du site pour localiser les zones critiques et mettre en relief les points noirs. Dans un second lieu nous sommes proposés plusieurs variantes et nous avons choisi la bonne variante et qu'est convenablement adapté selon la nature du train.

Cette dernière étant faite, on passe à la troisième partie qui consiste en la réalisation de notre projet avec ses ouvrages, principaux et annexes.

A l'issue de ce travail nous avons abouti à un projet réalisable qui paraît être le plus adapté pour garantir la protection de la ville de sedrata contre les inondations.

Abstract:

Our work has the aim of making a study of Protection against the floods of the town of *SEDRATA*. That consists in projecting three dams of retention in the upstream of the city.

Our study will relate primarily three sequential and complementary parts. Initially, we made the analysis of the topographic data of the site to locate the critical zones and to highlight the black spots. In a second place we passed to a selection of the alternatives and chose the best one.

The latter being made, we pass to the third part which consists of the realization of our project with its works, principal and appendices.

In the end of this work we ended to a realizable project which appears more to be adapted to guarantee the protection of the town of sedrata against the floods.

Introduction générale

Les inondations peuvent se définir comme l'envahissement par l'eau de lieux terrestres habituellement émergés. Plusieurs causes et des processus complexes aboutissent à ce phénomène, dont l'ampleur peut conduire à une catastrophe majeure. On considère que les inondations sont responsables de plus de 60% de mortalité totale des catastrophes naturelles.

Trois types peuvent être distingués : les crues plus ou moins cycliques des fleuves, les crues subites et les inondations liées aux tempêtes cycloniques ou aux cyclones. On peut ajouter un quatrième type d'envahissement des eaux sur les terres émergées dont l'histoire du climat offre des exemples : celui qui est dû à l'avancée des mers sur les bordures continentales basses, consécutivement à un réchauffement climatique. Si ce phénomène est lent et ne risque pas de surprendre les populations concernées, il n'en reste pas moins qu'il aurait, s'il se produisait de nos jours, des conséquences socio-économiques considérables.

SEDRATA est une ville touchée par ce phénomène destructible dans certain lieux qu'on classe vulnérable. Les inondations que subit cette ville sont de type torrentiel, qui sont dues à de fortes averses de pluies ou des orages violents sur un grand bassin versant représentant des reliefs accidentés comparables à celle de SEDRATA.

L'objectif de notre travail est d'aménager oued crab pour protéger la ville de sdrata contre l'inondation, et de traiter les moyens de protection contre ce phénomène par des aménagements et des ouvrages de protection, mais certains sites représentent des contraintes particulières dues essentiellement à leur emplacement ou à l'occupation non planifiée du sol, donc pour des situations pareils, nous devons recourir à protéger davantage les agglomérations. Aussi, il faut assurer le bon fonctionnement de notre ouvrage une fois exécuté, ainsi que leur maintenance permanente.

CHAPITRE I : Etude topographique

I.1 : Introduction:

La topographie consiste à représenter graphiquement un lieu sur la carte à l'échelle ; l'opération correspondante est le levé topographique ainsi que le support en est la minute de levé. Deux cas sont à envisager.

Dans le premier cas, le levé topographique est destiné à l'élaboration de plans topographiques (plans cadastraux pour la délimitation de la propriété foncière, plans d'urbanisme, plans pour l'implantation des ouvrages génie rural , génie civil, etc.) qui couvrent en général une surface limitée et sont à grande échelle (de 1 : 5000 à 1 : 2 500), de sorte que tous les détails du paysage peuvent y être représentés rigoureusement à l'échelle : à ce titre, le plan topographique conserve partout une valeur métrique.

Dans le second cas, le levé topographique sert à l'établissement d'une carte couvrant une vaste étendue (un région par exemple) qui s'appelle la carte d'état major il est effectué alors à une échelle plus petite (de 1 : 25 000 à 1 :50 000).

Dans notre étude, nous avons utilisé les cartes topographiques d'état major suivantes :

- **Carte de SEDRATA, échelles 1/50000**

I.2 : Situation géographique:

La commune de SEDRATA est située au nord ouest de la wilaya de SOUK AHRAS géographiquement parlant, et constitue un fragment territorial de la chaîne montagneuse de l'Atlas Tellien en matière de configuration physique.

La ville de SEDRATA se situe à 45 Km de SOUK AHRAS par le chemin de wilaya N°23 qui relie l'agglomération à l'axe le plus fréquenté qu'est la route nationale N°9.

Sa situation géographique est définie par les coordonnées LAMBERT suivantes :

- $x=935,200\text{Km}$
- $y=323,000\text{ Km}$
- $z=780\text{ m NGA}$

I.3 : LIMITROPHE

La commune de SEDRATA est située à l'entrée de la zone montagneuse de la chaîne de l'Atlas Tellien est limitée administrativement :

- Au nord par la commune d'AIN MAKHLOUF ;
- A l'est par la commune de BIR BOUHOUCHE ;
- Au sud par la commune d'OUME ELDHAIM ;
- Et à l'ouest par la commune de KSAR ELSBAHI ;

Figure I.3.1 : Plan de situation d'après (O.R.G.M)



I.4 : Topographie:

Dans son contexte régional, SEDRATA fait partie du grand versant méridional de l'Atlas Tellien, où il présente un paysage de montagne, principalement dominé par des masses calcaires et dolomies des Djebel Tafat et Anini.

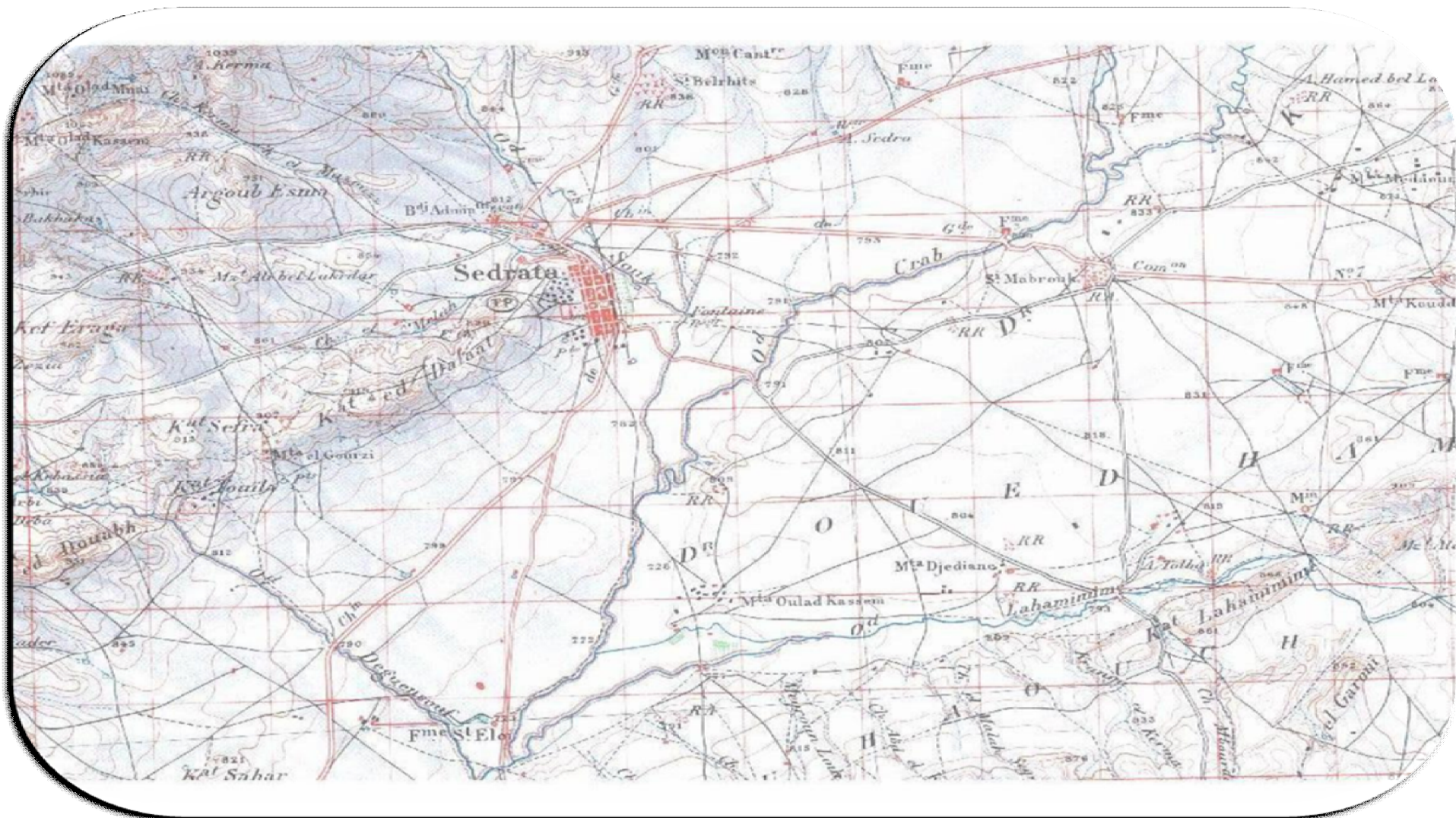
Elle est caractérisée par un relief tourmenté, compartimenté et relativement contrasté à caractère montagnard dominé par les Djebel cités ci-dessus et une série de moyennes montagnes appartenant au vaste versant méridional de l'Atlas Tellien.

Le relief avec ses importants dénivelés, ses versants pentus avec incisions profondes, ses escarpements rocheux inaccessibles, ses quelques crêtes aigues, ses lignes de crêtes atteignant jusqu'à 1300 mètres, ses vallées rétrécies et profondément creusées fait ressortir l'aspect montagneux de la commune qui pose énormément de contraintes à l'intervention de l'homme.

Figure I.4.1 : Vu aérienne représente la ville de SEDRATA



Figure I.4.2 : la ville de SEDRATA sur carte d'état major Echelle 1/50000



I.5 : Réseau hydrographique dans la ville de SEDRATA :

Pour mettre en évidence l'influence du réseau hydrographique du bassin sur les agglomérations, nous avons procédé à un découpage en sous bassins qui permet de définir les affluents qui ont une influence directe sur les zones inondées, aussi bien que ceux qui peuvent influencer indirectement

Nous avons pu déterminer nos sous bassins versants en utilisant les cartes topographiques d'état major suivantes :

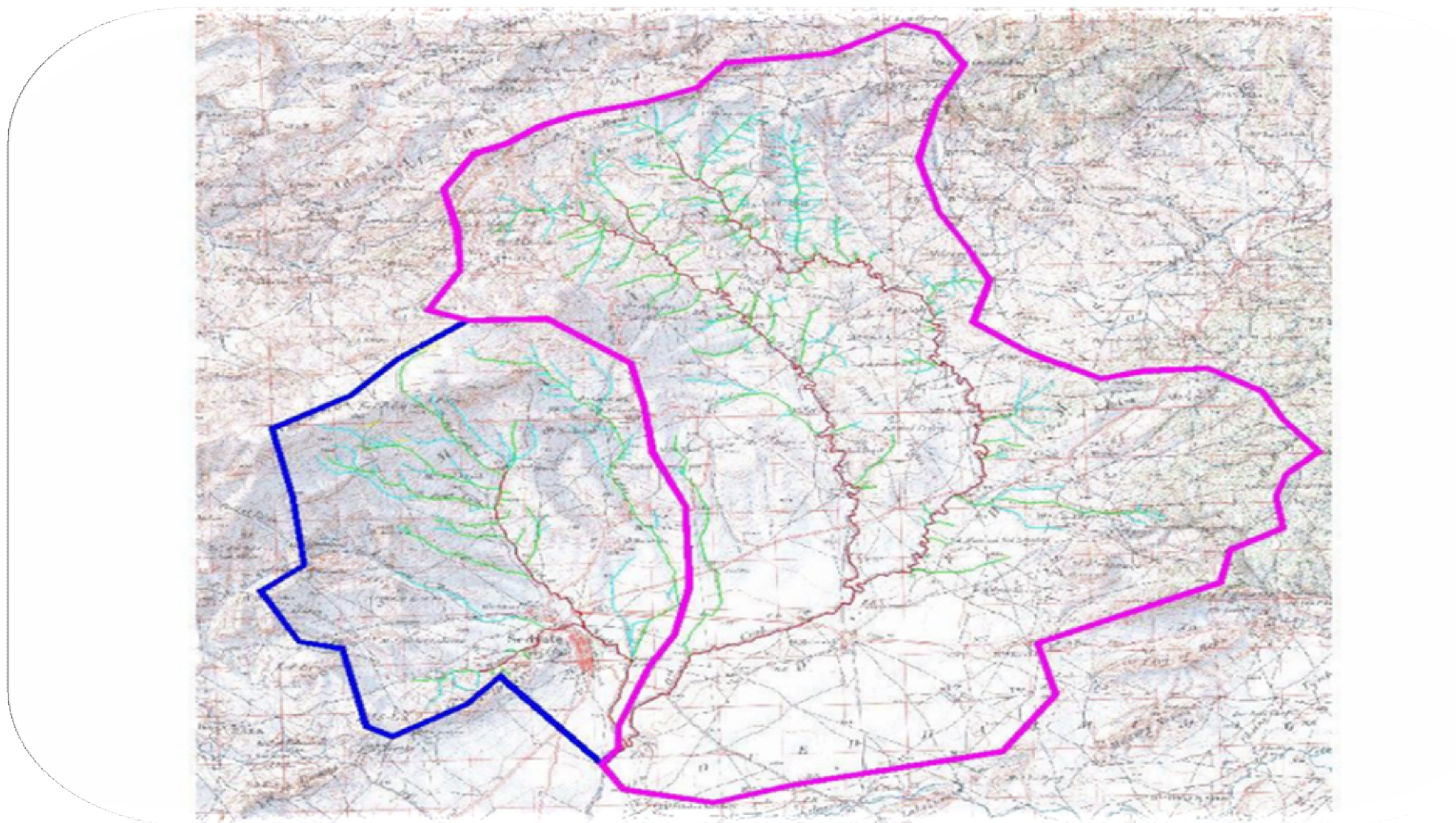


Figure I.5.1 : Détermination des bassins versants et le réseau hydrographique sur la Carte de SEDRATA, échelles 1/50000

I.6 : conclusion :

Les pentes des bassins versants provoquent une aire d'alimentation du cours d'eau. Toute contrainte qui peut empêcher le laminage de la crue ou l'infiltration des eaux dans le sol favorise une augmentation du ruissellement, un écoulement plus rapide causant des inondations à la ville de SEDRATA.

CHAPITRE II : Etude géologique

II.1 : Introduction:

La reconnaissance géologique du site nous permettra de prendre les dispositions indispensables à la réalisation des tranchées, calcul du ferrailage, et la stabilité de l'ouvrage ainsi que le choix des engins de terrassement à utiliser.

II.2 : Géologie régionale

La feuille de Sedrata est installée sur les contreforts méridionaux du Tell constantinois et comprend deux régions naturelles d'importance très inégale :

- au Nord, l'essentiel de la feuille correspond aux chaînons telliens.
- au Sud, le Douar Bou Haouche et la plaine de Sedrata correspondent à la frange septentrionale des Hautes Plaines constantinoises.

Au point de vue géologique, nous avons déjà en présence les éléments caractéristiques de la chaîne alpine d'Algérie orientale : un témoin des nappes de flysch, plusieurs témoins des nappes telliennes et un imposant ensemble allochtone de type Sellaoua. La zone autochtone nord-aurésienne ne couvre qu'une surface réduite.

Le relief est vigoureux et découpé par deux systèmes d'oueds. Sur presque toute la feuille, c'est le réseau de l'Oued Cherf vers lequel convergent l'Oued Cheniour et l'Oued et Aar au Nord, l'Oued Nil, l'Oued Lahamimine et l'Oued Crab au Sud. L'angle nord-est de la feuille est drainé par la haute Medjerda.

II.3 : STRATIGRAPHIE

FORMATIONS PEU OU PAS TECTONISÉES Quaternaire

- **Eboulis :(à blocs ; à gangue marneuse ; en masse)**

Les éboulis à blocs sont particulièrement développés autour des massifs numidiens du centre de la feuille. Les niveaux aquifères, réduits mais nombreux, délaient les versants marneux et donnent lieu à de véritables coulées parfois spectaculaires, qui sont un danger permanent pour les voies de communication.

- **Alluvions actuelles ou récentes :**

Les alluvions actuelles ou récentes, légèrement surélevées par rapport au cours des oueds correspondent à leur terrasse rharbienne. C'est une banquette de limons gris, De graviers et de galets parfois assez gros.

- **Terres arables, formations de pente, alluvions anciennes et Quaternaire indéterminé :**

Les terres arables sont installées sur des alluvions anciennes et correspondent à des sols bruns, fertiles, peu ou pas calcaires, très propices à la mise en culture. Ces formations ont donc un intérêt économique important étant donné la vocation agricole du secteur.

Les placages de formations meubles de pente sont très développés dans le tiers septentrional de la feuille, notamment sur les formations marneuses sénoniennes. Leur déclivité et leur fragmentation sont un obstacle à l'obtention de bons rendements.

- **Villafranchien : croûtes calcaires**

Les croûtes calcaires massives sont surtout développées au Sud de cette feuille mais fort heureusement recouvertes la plupart du temps d'un sol brun. L'aspect est celui, habituel dans le Constantinois, des croûtes calcaires bien datées du Villafranchien supérieur dans la région d'Oued Seguin, ou plus à l'Ouest dans celle d'El Eulma.

- **Travertins et tufs hydrothermaux :**

Les travertins et les tufs hydrothermaux les plus développés sont situés au débouché de l'Oued Cheniour, entre les cours de l'Oued Cherf et de l'Oued el Aar. Ils sont dus à l'activité de sources chaudes qui fonctionnent encore au Hammam Guerfa. Les travertins sont décolorés en surface, mais leur cassure est ocre ou rouge vif. D'autres dépôts de même nature mais en petites surfaces ont été observés sur le versant nord du Rass el Alia et sur le versant sud-ouest de Rass el Youdi.

- **Mio-Pliocène continental : argiles, conglomérats, grès et calcaires lacustres**

Les formations mio-pliocènes constituent de vastes affleurements au Nord-est de Sedrata et sur la bordure sud-ouest de la feuille. A la base, des conglomérats grossiers mal calibrés, orangés ou jaunes, sont surmontés par des argiles grises à intercalations gréseuses. La série est généralement surmontée par des calcaires lacustres cariés blancs ou rosés à petits débris de Gastéropodes indéterminables. Ces formations sont tout à fait comparables à celles des cuvettes de Hammam N'baïls ou de Guelma.

II.4 : NAPPES DE FLYSCH

❖ Nappe numidienne :

-Grès numidiens :

Au centre de la feuille le Numidien constitue l'ensemble montagneux des Djebels Meida, el Mouïda et Stah Damouss. Comme c'est le cas dans tout le Tell, il s'agit d'une série de 300 à 400 m d'alternances de grès hétérométriques en gros bancs et d'argiles kaoliniques sableuses.

La série est globalement à l'endroit et d'allure tabulaire. Aucune microfaunes significative n'a été récoltée.

-Argiles numidiennes de base à *Tubotomaculum* :

Les argiles numidiennes sont présentes dans la plupart des éboulis qui cernent le Djebel Meida mais un seul affleurement véritable a été reconnu au pied du Djebel Stah Damouss. Il livre, à côté des formes habituelles d'Arénacés (*Cyclammina* sp.) quelques *Globigerina venezuelana* HEDBERG et *Globigerinita dissimilis* ([CUSH. et BERM.](#)) qui indiquent l'Oligocène.

❖ NAPPES TELLIENNES

Unité supérieure : faciès éocènes à Globigérines et à débris 9 Oligocène argilo-gréseux de Béni-Affif

Sur le bord ouest de la feuille, au Nord de la forêt de Rass et Youdi, le flanc sud du Chabet Sidi Affif montre une série transgressive sur le Lutétien inférieur calcaire. Ce sont des argiles grises ou verdâtres, des marnes et des bancs de grès grossiers (Quartz de 0,75 cm de diamètre) bien datés de l'Oligocène par *Globigerina* gr. *euapertura* JENKINS, *G. angulisuturalis* BOLLI, *Globigerinita unicava* BOLLI, [LOEB. et TAP.](#), *G. dissimilis* (CUSH.), *G. opima opima* BOLLI, *G. opima nana* BOLLI.

La rareté des affleurements oligocènes marins francs dans le Constantinois donne un grand intérêt à cet affleurement qui est signalé ici pour la première fois.

Fig II.4.1 : Schéma structural simplifié (à l'échelle : 1/50000)

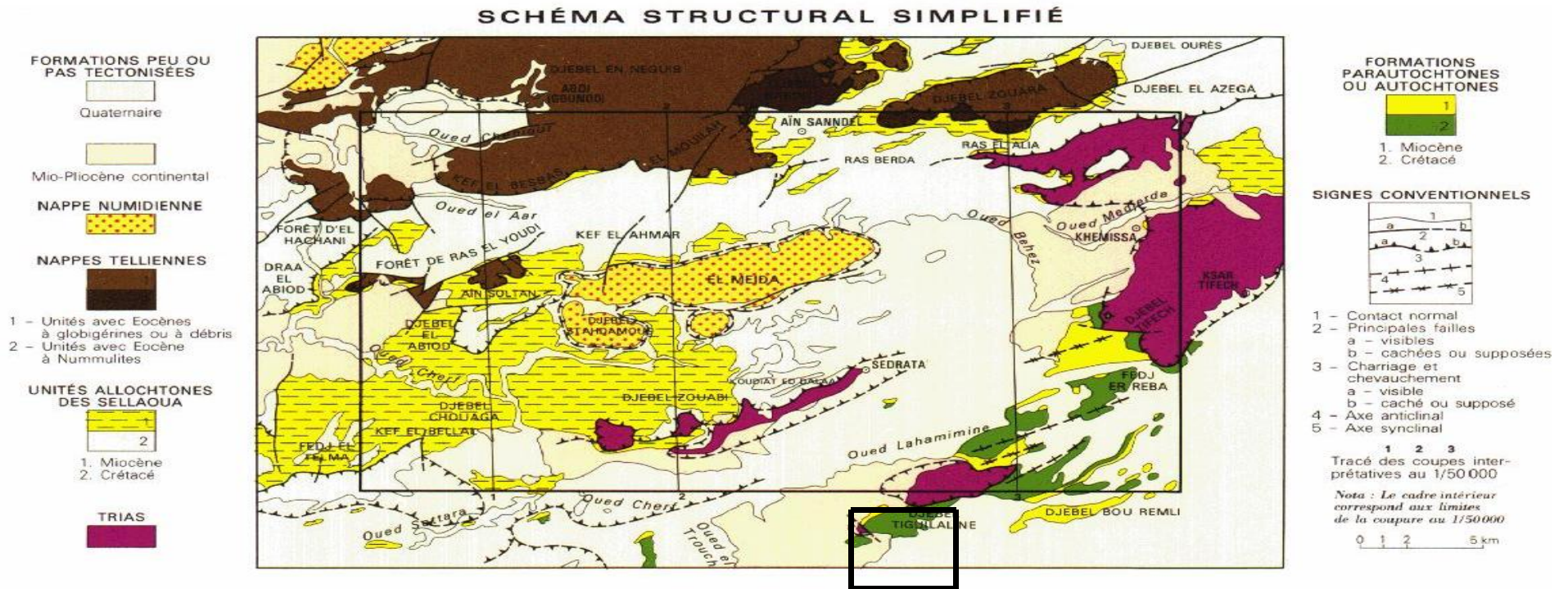
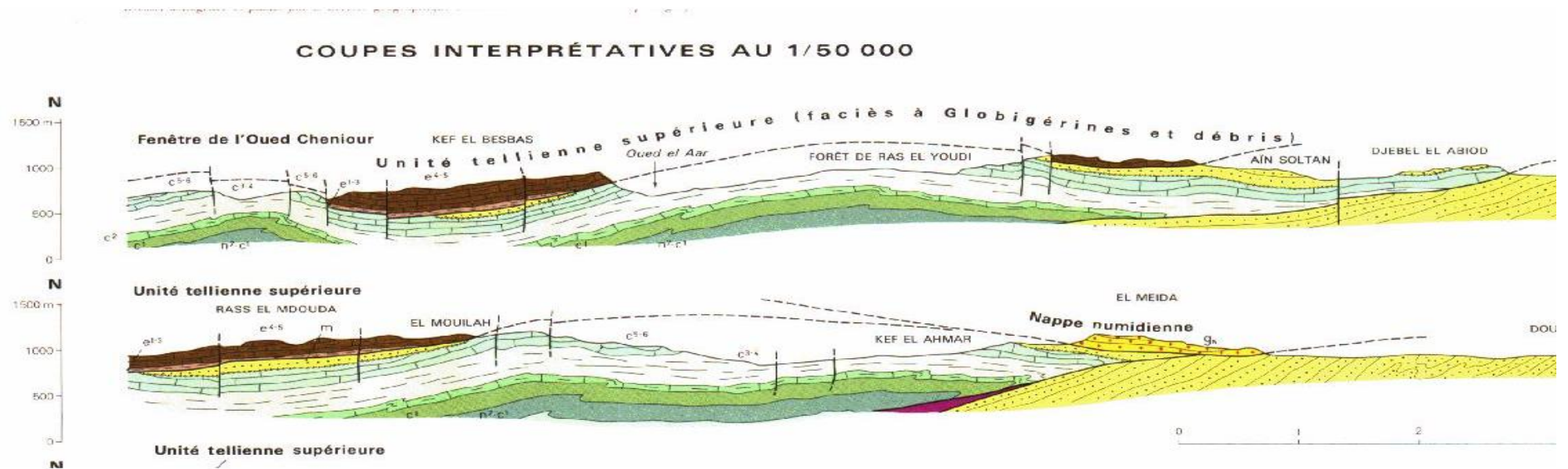


Fig II.4.2 : coupe interprétatives (à l'échelle : 1/50000)



II.5 : Caractéristiques géologiques de la ville de SEDRATA :

La ville de SEDRATA possède un front chevauchant jalonné par de fortes Accumulations triasiques. On doit également y rattacher la klippe du Djebel Tiguilaline. L'origine de ces masses triasiques est clairement visible à la faveur des « Enracinements » d'accidents qui découpent cet ensemble où dominent les faciès marneux et marno-calcaires.

De ces accidents dépendent les klippes du Djebel el Abiod et de l'Oued Settara. A Sedrata, au Djebel Zouabi et au Ras el Alia, on observe clairement « l'enracinement » des masses triasiques dans les accidents tangentiels. Ce régime se poursuit clairement vers le Nord-est jusqu'au Nord de Souk-Ahras.

Vers le Sud-ouest il est possible de penser que les masses triasiques sont restées enfouies à faible profondeur.

L'analyse des anomalies magnétiques superficielles liées au Trias confirme cette hypothèse. La discordance du Miocène est relativement faible.

L'autochtone nord-aurésien correspond à une série plissée par des structures d'assez faible rayon avec une très forte discordance du Miocène. Cette structure plissée, acquise lors de la phase atlasique a été bousculée par l'orogénèse alpine et l'on a quelque peine à y retrouver les orientations à Nord 40 °E qui caractérisent la tectogénèse atlasique.

Au point de vue paléogéographique, ces empilements traduisent de haut en bas la disposition paléogéographique initiale. Il faut toutefois remarquer que dans la succession du Nord au Sud il convient de replacer le domaine néritique constantinois entre le domaine tellien et le domaine des faciès marneux des Sellaoua que l'on peut appeler le sillon des Sellaoua.

Les faciès de transition avec le domaine néritique constantinois sont visibles dans l'écaille du Djebel Djaffa (Gramont et Lombard, 1966). Les faciès de transition avec le domaine autochtone, plus méridional affleurent au Djebel Hammimat, sur la feuille voisine d'Aine Babouche (Voûte, 1957 ; Guellal et Vila, 1973).

Le sillon des Sellaoua apparaît donc comme le prolongement vers l'Ouest du sillon tunisien.

II.6 : LES NAPPES :

La feuille de Sedrata est un bel exemple d'empilement d'unités puisque sur son territoire sont représentées :

- la nappe numidienne
- les nappes telliennes (avec une unité supérieure possédant des faciès à Globigérines et une unité inférieure à Nummulites)
- l'ensemble allochtone écaillé de type Sellaoua
- l'autochtone nord-aurésien.

La nappe numidienne, datée à sa base de l'Oligocène recouvre anormalement la série

miocène de l'allochtone des Sellaoua. Son allochtonie est donc démontrable sans ambiguïté.

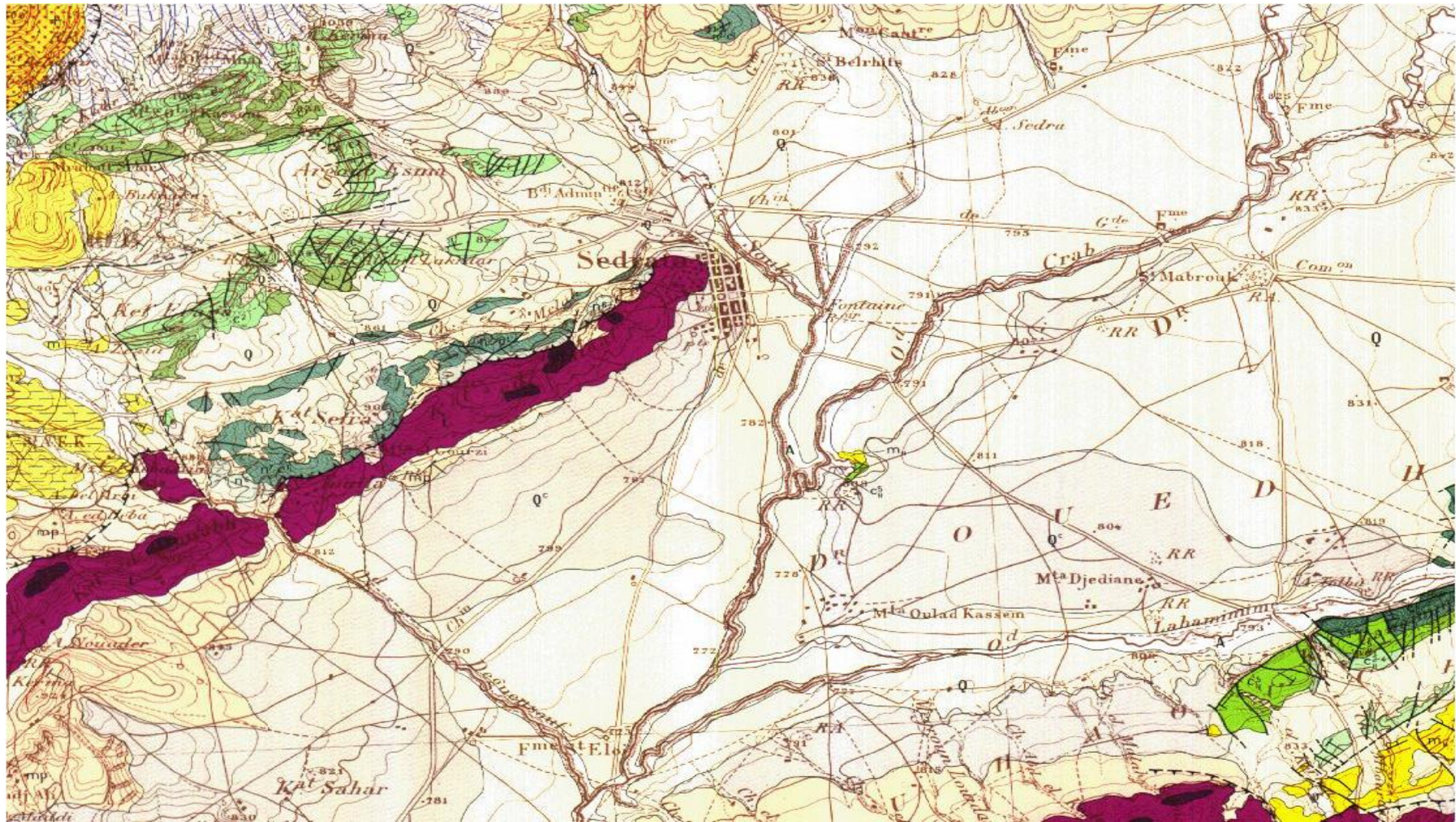
Les nappes telliennes sont essentiellement constituées de formations paléogènes. La nappe inférieure avec son Oligocène, transgressif directement à Béni Affif sur le Lutétien inférieur calcaire, atteste de l'existence d'événements tectoniques fini-éocènes. La nappe inférieure à Nummulites occupe la position de lambeaux de poussée au front de l'unité inférieure. La superposition de ces deux unités au Miocène marin de l'allochtone des Sellaoua est très spectaculaire notamment sur la bordure nord de la feuille aux abords de la route qui joint Sedrata à Guelma.

L'abondance des formations imperméables marneuses ou argileuses est un facteur défavorable pour l'accumulation des eaux superficielles. Les sédiments récents n'ont pas une épaisseur suffisante pour que s'y installe une nappe phréatique intéressante.

La seule perspective de ressources en eau profonde est constituée par les grès miocènes de l'autochtone aurésien dont le développement en profondeur sous la plaine de Sedrata est probablement important. Cette possibilité ne peut être reconnue que par la mise en œuvre de moyens appropriés.

Sur les fractures récentes de l'Oued Cheniour, des eaux chaudes qui sont encore abondantes ont donné naissance à un plateau travertin eux.

Fig II.6.1: Carte Géologique de SEDRATA (à l'échelle : 1/50000)



II.7 : Tectonique et sismicité

L'ALGERIE est un pays qui a été tout le temps soumis à une activité sismique intense avec comme résultats des pertes humaines et matérielles importantes dommageables non seulement aux individualités et collectivités locales, mais également au pays tout entier dont elle peut obérer le développement pour un certain nombre d'années à l'instar du séisme du 10 octobre 1980 de Chelf dont nous continuons encore à payer les conséquences aujourd'hui, en particulier sous forme de dette.

Donc pour pouvoir résister à ce phénomène, on doit construire des ouvrages telle sorte à leur fournir un degré de protection tolérable en répondant aux règles parasismiques Algériennes.

L'activité sismique est due principalement à la nature géologique de la région maghrébine et à ses caractéristiques tectoniques à la frontière des plaques africaine et eurasienne, en mouvement compressif permanent (tectonique des plaques).

Pour pouvoir réduire les pertes induites par ce cataclysme, on doit en premier lieu quantifier le danger ou dégât en identifiant les sources sismiques (failles actives, charriages.....) et évaluer les niveaux de secousses (intensité, magnitude, accélération) dans la région épacentrale, puis évaluer le niveau de vulnérabilité (taux de perte) de la population exposée au risque (individus, ouvrages, bien économiques et sociaux.....)

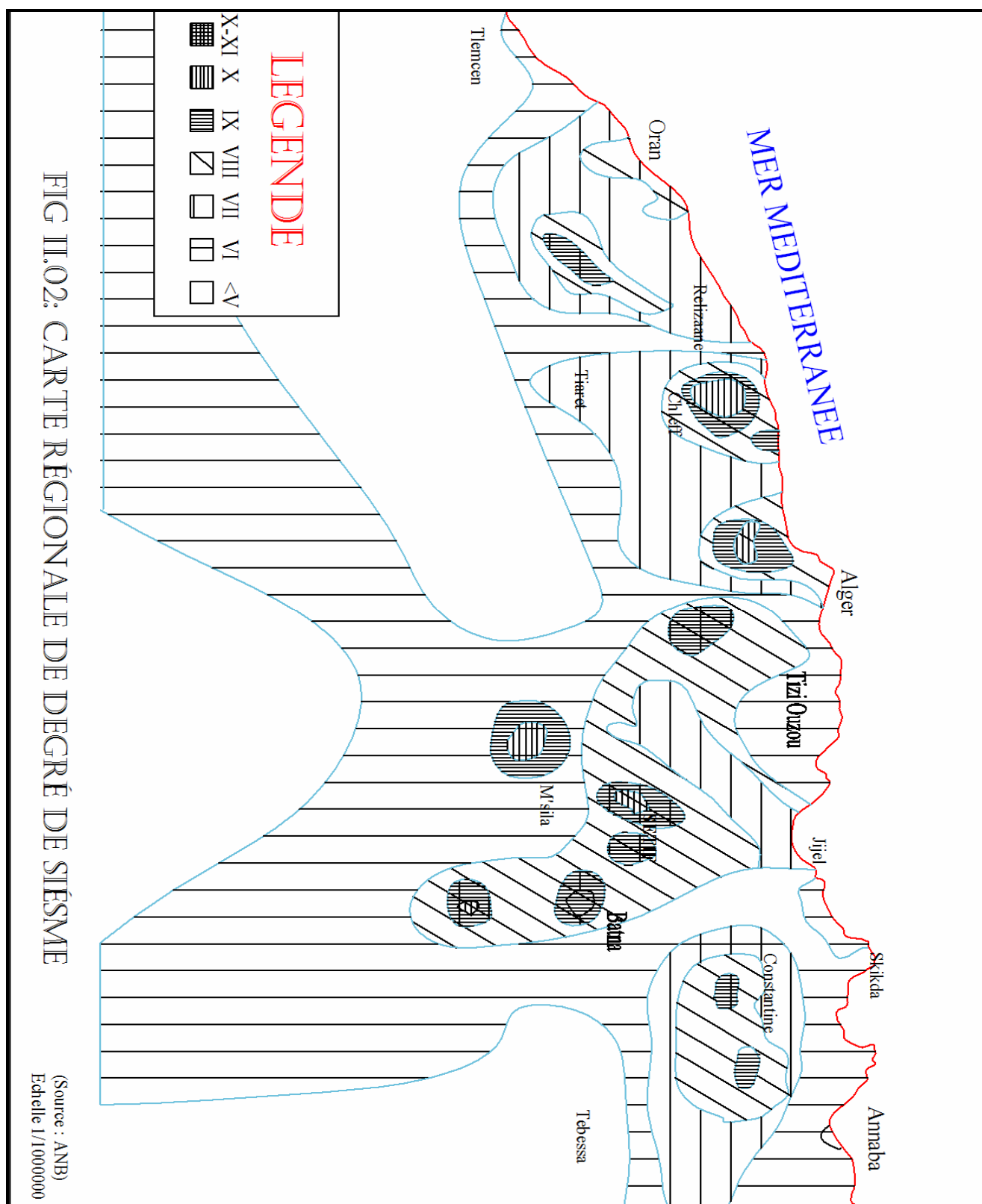
Le niveau de risque sismique considéré comme acceptable en Algérie a été établi et intégré dans les prescription réglementaires contenus dans le règlement **R.P.A.88** (règles parasismiques Algériennes) en considération de deux types de secousses possibles (séisme majeur et séisme modéré) et des groupes d'usage des ouvrages qui sont classés de 1 à 3 en fonction de l'importance décroissante qu'il présente pour la vie économique et sociale de la communauté.

Le coefficient d'accélération de zone noté « A » est donné par R.P.A 88 en fonction de groupe d'usage de l'ouvrage et y est déterminé par la méthode de Messieurs SHAH et AL en 1975 ; c'est une méthode probabilisable basée sur des cartes d'iso accélération déduites de la sismicité historique de l'Algérie.

II.8 : La sismicité dans la région :

La région d'étude wilaya de SOUK AHRAS, se trouve dans la zone « II » zone caractérisée par une forte activité séismique d'après **R.P.A(1988)** et qui correspond à une intensité égale à VII selon l'échelle de Mercalli.

Fig II.8.1 : Carte régionale de degré de séisme (à l'échelle : 1/1000000)



II .9 : Conclusion

D'après la géologie de la région on ne peut conclure qu'Un seul type de terrain prédominant aux environs de SEDRATA, on observe clairement « l'enracinement » des masses triasiques dans les accidents tangentiels ; terrain du flysch de marne schisteuse noire qui est à la fois particulièrement friables.

CHAPITRE III : Etude hydrologique

III.1 : Introduction :

L'étude hydrologique pour la réalisation d'un ouvrage hydrotechnique révèle d'une importance considérable. Le but est donc de mettre en évidence les paramètres hydrologiques des talwegs qui traversent la ville tels que les débits des crues, les apports des micros bassins (apports liquides et solide) qui constituent la base de dimensionnement des ouvrages constituant l'aménagement.

III.2 : Caractéristiques hydromorphométriques des bassins versants:

III.2-1 : Définition du bassin versant :

Le bassin versant est un espace géographique dont les apports hydriques naturels sont alimentés exclusivement par les précipitations, et dont les excès en eaux ou en matières solides transportés par l'eau forment à un point unique de l'espace une embouchure ou exutoire.

Pour mettre en évidence l'influences du réseau hydrographique du bassin sur les agglomérations, nous avons procédé à un découpage en sous bassins qui permet de définir les affluents qui ont une influence directe sur les zones inondées, aussi bien que ceux qui peuvent influencer indirectement ou être un obstacle aux solutions que nous envisageons de projeter dans les étapes qui suivent.

Le découpage donne deux (2) sous bassins des caractéristiques suivantes :

III.2.2 : Morphométrie

Les différents paramètres morpho métriques sont calculés à partir des cartes topographiques 1/50000 et sont résumés dans le tableau ci-après.

III.2.2.1 : 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.

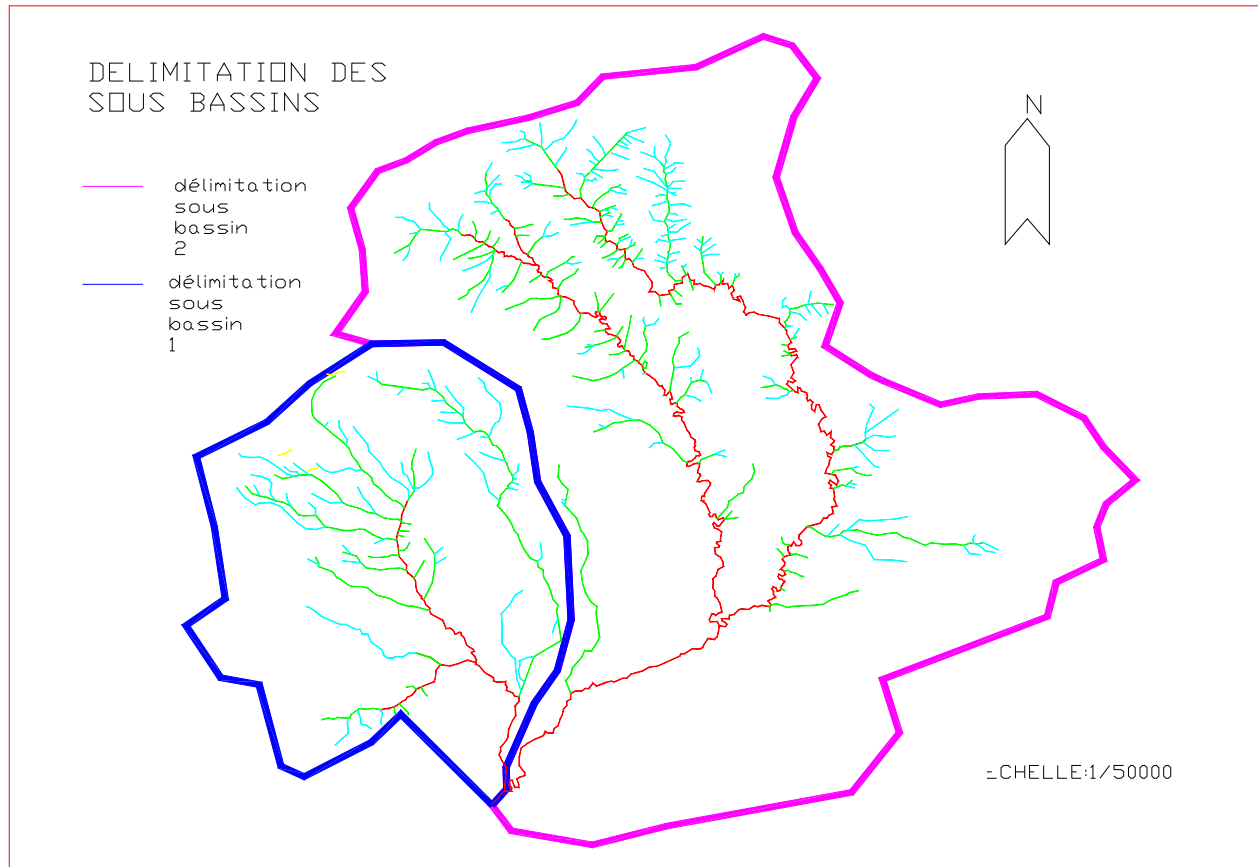


FIG.III.1 : délimitation des sous bassins (a l'échelle : 1/50000)

III.2.2.2 : le périmètre :

Le périmètre correspond à la limite extérieure du bassin. Chaque bassin réagit d'une façon propre aux précipitations qu'il reçoit. Ces caractéristiques hydrologiques sont fonction d'une part du climat qu'il subit et d'autre part de son propre milieu physique.

III.2.2.3 : Indice de compacité de Gravelius :

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

$$Kc = \frac{P_{BV}}{2 \sqrt{\Pi S_{BV}}} \dots\dots\dots(III.2.2.3)$$

Avec :

P_{BV} : Périmètre du bassin versant

S_{BV} : Surface du bassin versant

Plus le Kc sera proche de 1, plus le bassin aura une forme ramassée et plus le temps de concentration sera court.

III.2. 2.4 : Le rectangle équivalent :

C'est une transformation purement géométrique en un rectangle de dimensions L, l ayant la même surface que le bassin versant .Il permet de comparer les bassins Entre eux du point de vue de l'écoulement .Les courbes de niveau sont des droites parallèles aux petites cotes du rectangle et l'exutoire est l'un de ces petites cotes

Le rectangle équivalent est caractérisé par la longueur « L » et la largeur « l » définit respectivement par les formules suivantes :

- La longueur du rectangle équivalent :

$$L = \frac{Kc \cdot \sqrt{S}}{1,128} \left(1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1,128}{Kc} \right)^2} \right) \dots\dots\dots(III.2.2.4.a)$$

- La largeur du rectangle équivalent :

$$l = \frac{Kc \cdot \sqrt{S}}{1,128} \left(1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1,128}{Kc} \right)^2} \right) \dots\dots\dots(III.2. 2.4.b)$$

Les résultats des paramètres morphométrie sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.2.2.4 : les paramètres morphométrie des sous bassin :

sous bassins	S (surfaces)	P (Périmètre)	Kc	L	l
SB1	45	25	1,09	6,9	6,5
SB2	92	47	1,43	11,5	8,0

Avec :

S : surfaces des bassins versant [Km^2]

P : périmètres des bassins versant [Km]

Kc: Indice de compacité de Gravelius

L : La longueur du rectangle équivalent [Km]

l : La largeur du rectangle équivalent [Km]

III.2.3 : Les reliefs :

L'influence du relief sur l'écoulement se conçoit aisément, car de nombreux paramètres hydrométéorologiques varient avec l'altitude (précipitations, températures... etc.) et la morphologie du bassin. En outre, la pente influe sur la vitesse d'écoulement. Le relief se détermine lui aussi au moyen d'indices ou de caractéristiques suivants :

III.2.3.1 : Répartition et courbe hypsométrique :

La courbe hypsométrique fournit une vue synthétique de la pente du bassin, donc du relief. Cette courbe représente la répartition de la surface du bassin versant en fonction de son altitude. Elle porte en abscisse la surface (ou le pourcentage de surface) du bassin qui se trouve au-dessus (ou au-dessous) de l'altitude représentée en ordonnée. Elle exprime ainsi la superficie du bassin ou le pourcentage de superficie, au-delà d'une certaine altitude.

Les courbes hypsométriques demeurent un outil pratique pour comparer plusieurs bassins entre eux ou les diverses sections d'un seul bassin. Elles peuvent en outre 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.

*a) Les résultats des surfaces partielles des BV entre les courbes de niveau :***Tableau III.2.3.1.1: Répartition en % de la surface élémentaire de SB1**

Altitudes (m)	Hi (m)	Surface partielle	Si.Hi (m.Km2)
		Si (Km2)	
1250 à 1300	1275	2,1	2677,5
1200 à 1250	1225	1,4	1715
1150 à 1200	1175	1,6	1880
1100 à 1150	1125	1,7	1912,5
1050 à 1100	1075	2,4	2580
1000 à 1050	1025	3,3	3382,5
950 à 1000	975	2,5	2437,5
900 à 950	925	6,9	6382,5
850 à 900	875	8,7	7612,5
800 à 850	825	9,95	8208,75
780 à 800	790	4,2	3318
La somme			42106,75

Tableau III.2.3.1.2: Répartition en % de la surface élémentaire de SB2

Altitudes (m)	Hi (m)	Surface partielle	Si.Hi (m.Km2)
		Si (Km2)	
1100 à 1150	1125	0,7	787,5
1050 à 1100	1075	3,1	3332,5
1000 a 1050	1025	4,6	4715
950 a 1000	975	18,5	18037,5
900a 950	925	33,2	30710
850 a 900	875	16,5	14437,5
800 a 850	825	10,8	8910
780 a 800	790	4,6	3634
La somme			84564

b) Répartition et courbes hypsométriques dans les figures suivantes :

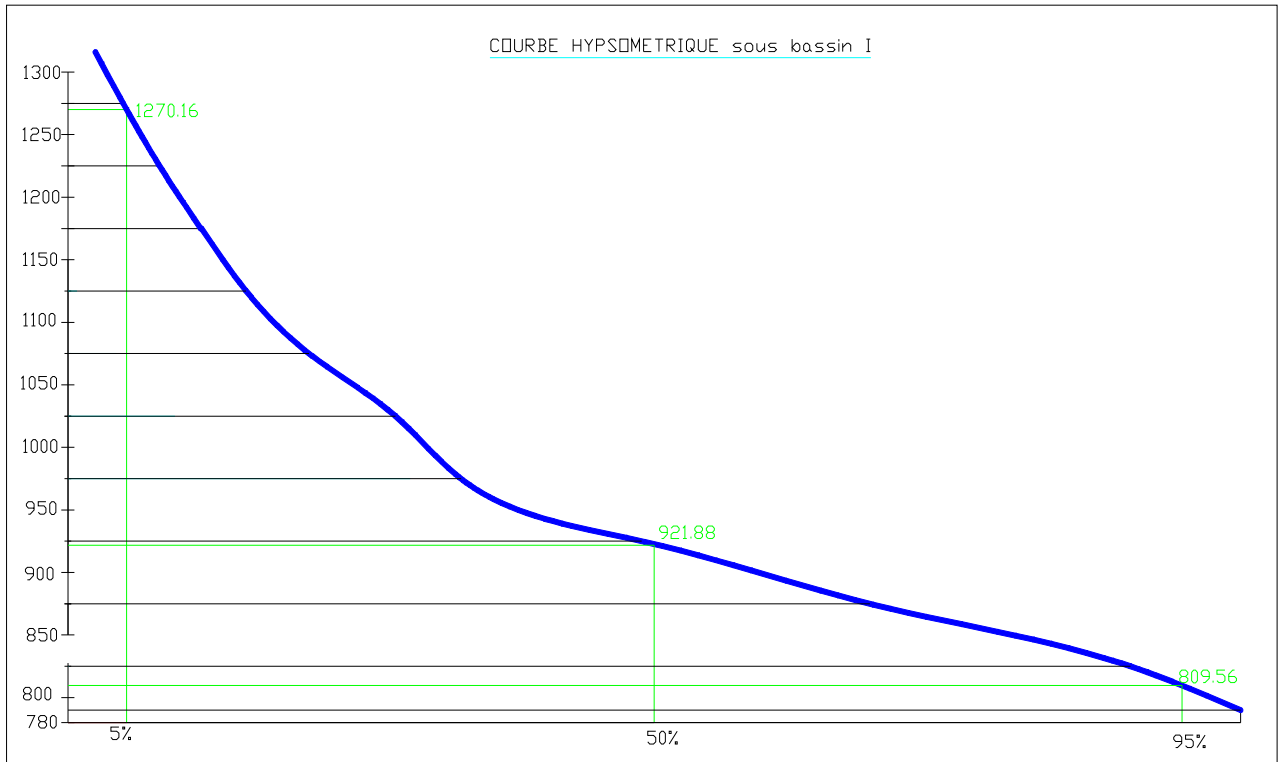


Figure III.2.3.1.1: courbe hypsométrique SB1

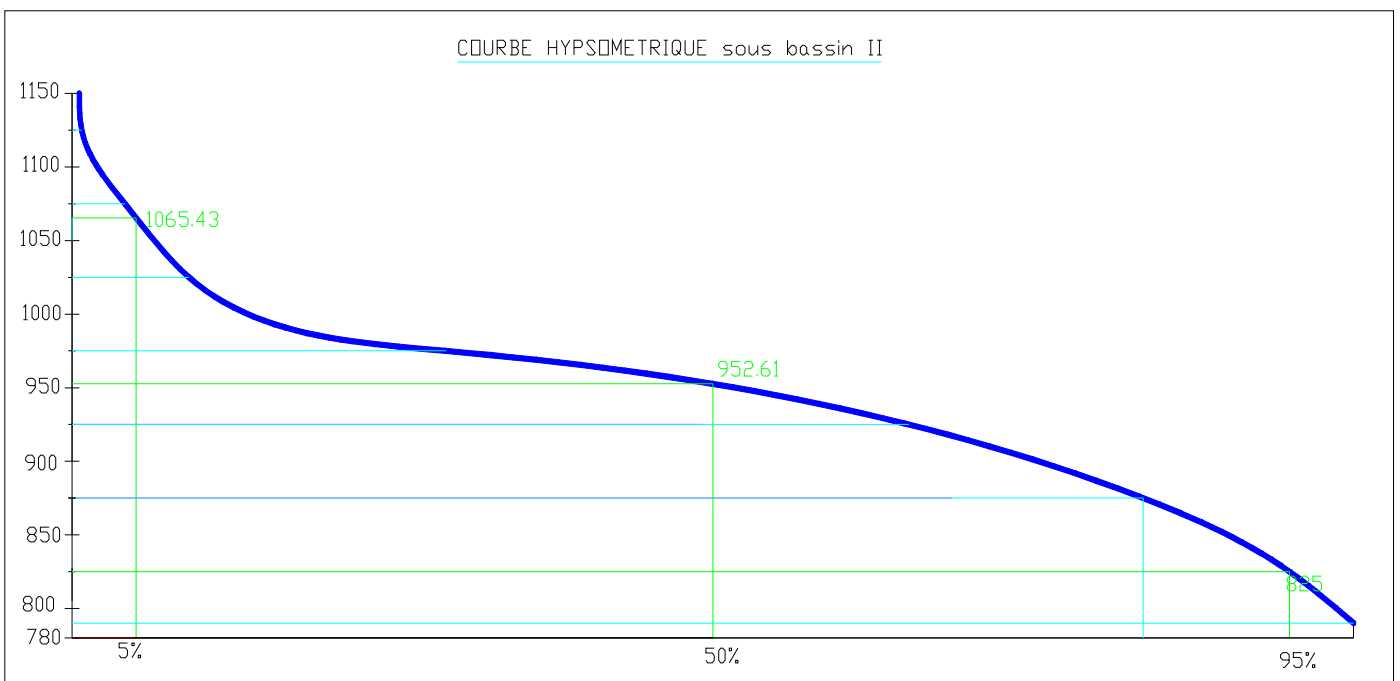


Figure III.2.3.1.2: courbe hypsométrique SB2

III.2.3.2 : 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 :

$$H_i = \frac{H_{I+n} + H_n}{2} \dots\dots\dots(III.2.3.2)$$

Avec : 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**

Les résultats dans le tableau suivant :

Tableau III.2.3.2: les altitudes caractéristiques :

Sous bassins	SB1	SB2
Hmax	1300	1150
Hmin	780	780
H50	921,88	952,61
Hmoy	941	919

III.2.3.3 : Indice de pente globale I_g :

Il est défini comme étant le rapport entre l'altitude comprise entre 5% et 95% de la surface du bassin et la longueur du rectangle équivalent. On prend deux points S_1 , S_2 sur l'axe des abscisses tels que 90% de la surface du bassin versant soit comprise entre ces deux valeurs et que 5% de la surface totale du bassin versant soit inférieure à S_1 et 5% soit supérieure à S_2 .

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

$$I_g = \frac{D}{L} = \frac{H_{50} - H_{95}}{L} \dots\dots\dots(III.2.3.3)$$

Avec : D : Dénivelée entre $H_{50\%}$ et $H_{95\%}$ (m)

L : longueur du rectangle équivalent (Km)

$H_{50\%}$ et $H_{95\%}$ sont respectivement Les altitudes correspondantes à $S_{50\%}$ et $S_{95\%}$

Les résultats dans le tableau suivant :

Tableau III.2.3.3: Indice de pente globale I_g :

Sous bassins	$H_{5\%}(m)$	$H_{95\%}(m)$	$H_{5\%}- H_{95\%}$	L (km)	$I_g(\%)$
SB1	1270,16	809,56	460,6	6,9	6,67
SB2	1065,43	825	240,43	11,5	2,1

III.2.3.4 : Pente moyenne des bassins versants I_m :

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

Elles donnée par la formule suivante :

$$I_m = \frac{\Delta H (0.5l_1 + l_2 + l_3 + \dots + 0.5l_n)}{S} \dots\dots\dots (III.2.3.4)$$

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 (Km^2)

Les résultats dans le tableau suivant :

Tableau III.2.3.4: pentes moyennes des bassins versant I_m :

Sous bassins	SB1	SB2
I_m (%)	9,2	8,3

III.2.4 : 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.

III.2.4.1 : La densité de drainage:

La densité de drainage, est définie comme étant le rapport entre la longueur totale de tout les talwegs L_T du bassin versant, à la surface totale S . Elle reflète la dynamique du bassin

,la stabilité du chevelu hydrographique et le type de ruissellement de surface .Elle est exprimée en Km / Km² .

$$D_d = \frac{\sum L_i}{S} \dots\dots\dots (III.2.4.1)$$

Avec :

D_d : densité de drainage [km/km²] ;

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

S : surface du bassin versant [km²].

Les résultats dans le tableau suivant :

2Tableau III.2.3.4: Les densités de drainage :

Sous bassin	SB1	SB2
Dd [km/km²]	1,85	1,01

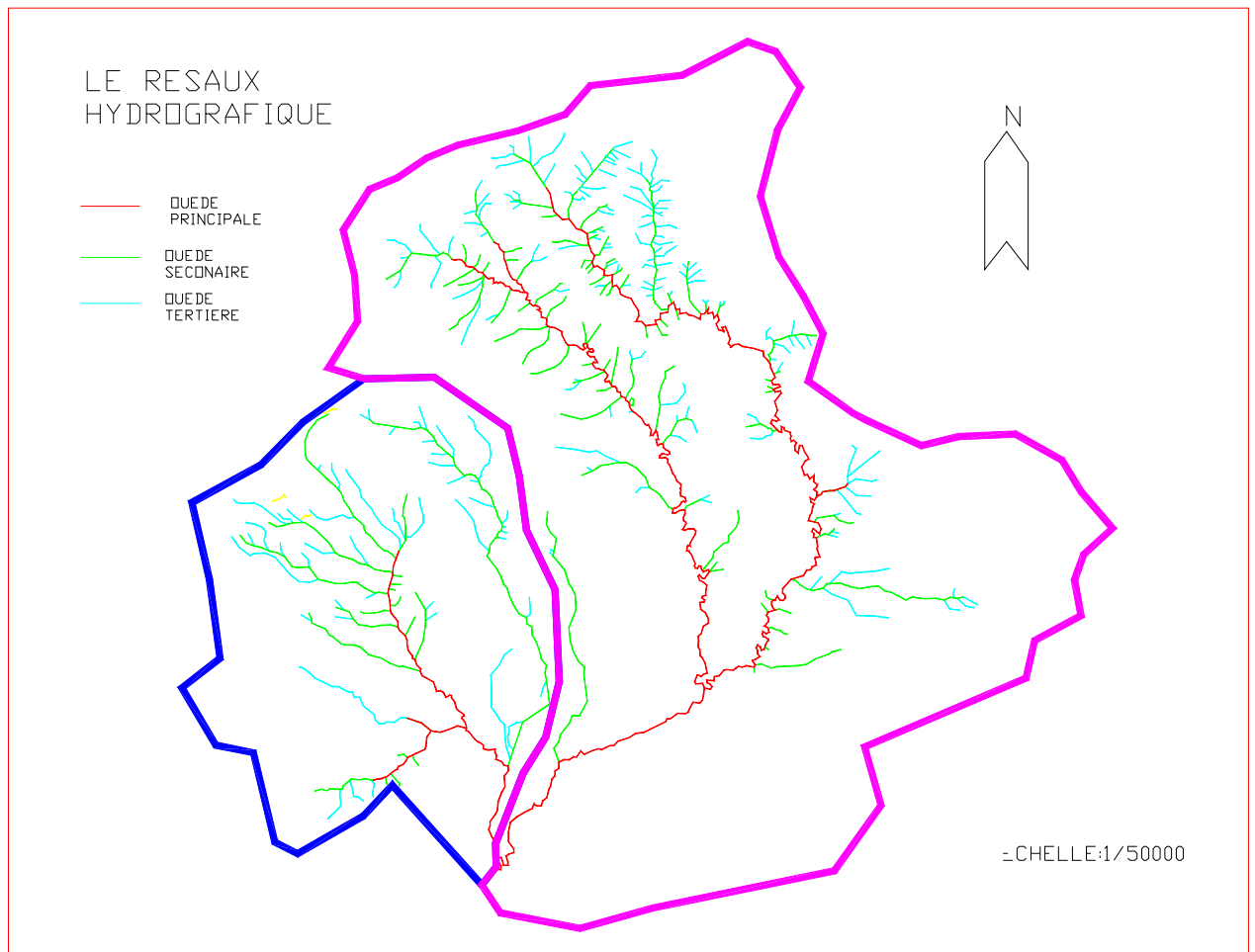


FIG III.2.4.1 : réseaux hydrographique (a l'échelle :1/50000)

III.2.4.2 : La pente moyenne du cours d'eau principale :

La pente moyenne du cours d'eau détermine la vitesse avec laquelle l'eau se rend à l'exutoire du bassin donc le temps de concentration. Cette variable influence donc sur le débit maximal observé, Une pente abrupte favorise et accélère l'écoulement superficiel, tandis qu'une pente douce ou nulle donne à l'eau le temps de s'infiltrer, entièrement ou en partie, dans le sol.

Le calcul des pentes moyennes et partielles de cours d'eau s'effectue à partir du profil longitudinal du cours d'eau principal et de ses affluents. La méthode la plus fréquemment utilisée 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.

$$P_{moy} = \frac{\Delta H}{\Delta L} \dots\dots\dots(III.2.4.3)$$

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.2.4.3: Les pentes moyennes des cours d'eau principales :

Sous bassin	SB1	SB2
Pmoy (%)	8,6	2,1

III.2.4.4 : 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, Il est composé de trois termes différents :

t_h : Temps d'humectation c'est le temps nécessaire à l'imbibition du sol par l'eau qui tombe avant qu'elle ne ruisselle.

t_r : Temps de ruissellement ou d'écoulement c'est le temps qui correspond à la durée d'écoulement de l'eau à la surface ou dans les premiers horizons de sol jusqu'à un système de collecte (cours d'eau naturel, collecteur).

t_a : Temps d'acheminement c'est le temps mis par l'eau pour se déplacer dans le système de collecte jusqu'à l'exutoire.

Le temps de concentration t_c est donc égal au maximum de la somme de ces trois termes, soit :

$$T_c = \max(\sum(T_h + T_r + T_a))$$

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.

1. Formule de GIANDOTTI :

$$T_c = \frac{4 \cdot \sqrt{S} + 1.5 \cdot L}{0.8 \cdot \sqrt{H_{\text{moy}} - H_{\text{min}}}} \dots\dots\dots (III.2.4.4.1)$$

S : Surface du bassin versant en [Km²] ;

L : longueur du talweg principale en [Km];

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

Les résultats sont dans le tableau suivant :

Tableau III.2.4.4: Les temps de concentration :

Formules	SB1	SB2
Tc (heures)	2,77	6,0

III.2.4.5 : Vitesse moyenne de ruissellement:

Cette vitesse est donnée par la formule :

$$V_R = \frac{L}{T_c} \dots\dots\dots(\text{III.2.4.5})$$

L : Longueur de talweg principal en [Km];

T_c : temps de concentration en [heure].

Les résultats de la vitesse moyenne de ruissellement dans le tableau suivant :

Tableau III.2.4.5: La vitesse de ruissellement :

Sous bassin	SB1	SB2
V_R (Km/h)	2,16	2,99

Les résultats de calcul sont présents dans le tableau suivant :

Tableau III.2: caractéristiques hydromorphométrique des bassins versants :

Désignation	unité	Sym.	Quantité	
Surface	Km ²	S	45.0	92.0
Altitude maximale	m	H _{max}	1300	1150
Altitude minimale	m	H _{min}	780	780
Altitude moyenne	m	H _{moy}	941	919
Altitude médiane	m	H _{méd}	922	953
Indice de pente globale	%	i _g	6.67	2.1
Pente moyenne du bassin versant	%	i _m	9.2	8.3
Densité de drainage	Km/km ²	D _d	1.85	1.01
Pente moyenne du cours d'eau	%	P _{moy}	8.6	2.1
Densité hydrographique	Km ⁻²	F	2.14	1.57
Longueur du cours d'eau principale	Km	L	6.0	18
Périmètre du bassin	Km	P	26	49
Indice de compacité de Gravelius	***	K _G	1.09	1.43
Temps de concentration	H	T _c	2.77	6.00
Coefficient de torrentialité	***	C _t	4.0	1.6

III.3 : Situation climatologique

La commune est incluse dans le domaine méditerranéen avec la présence des caractères climatiques continentaux comparativement à la zone septentrionale de l'Atlas Tellien. Ce domaine est caractérisé par :

- Un climat subhumide au nord et semi-aride au sud ;
- Des précipitations irrégulières dans le temps et l'espace ;

Des pluies torrentielles considérables favorisant le déclenchement du phénomène de l'érosion hydrique.

- Une saison chaude de six mois et un hiver froid ;
- Une période de sécheresse assez importante qui dure quatre mois.

Nos données climatologiques sont prises de la station météorologique de SEDRATA qui a les caractéristiques suivantes (**la source ANRH D'Algie**)

Tableau III.3 : caractéristiques se la station météorologique de SEDRATA

N° de la station	Nom de la station	P° , mm	Pj , mm	CV	b	T obs, ans
140101	Sedrata	406	40	0.35	0.30	50
140104	Ksar Sbahi	580	49	0.38	0.35	14

III.3.1 : Température :

Le climat est caractérisé par une saison froide relativement tempérée, durant laquelle des perturbations météorologique apportent des pluies souvent substantielles surtout sur les reliefs, suivies d'une période chaude.

Les résultats des températures dans le tableau suivant :

Tableau III.3.1.1: relèves de la température en ° C:

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Année
T _{min}	1.9	2.4	4.7	6.1	11.5	15.9	19.2	19.5	15.4	11	6	2.6	9.67
T _{max}	9.8	11.9	14.6	17.0	23.4	29.4	32.9	32.7	27.1	21.2	15.2	10.6	22.43
T _{moy}	5.4	6.7	3.3	11.2	17.1	22.5	25.8	25.6	20.7	15.6	9.8	6.3	14.67

III.3.2 : Vitesse du vent :

La vitesse moyenne des vents est considérée comme « modérée » (2,9 m/s).

Tableau III.3.2.1: Moyenne mensuelle de la vitesse des vents

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Année
V (m/s)	20.5	20.7	3.1	3.5	3.1	3.0	2.9	2.9	2.8	2.7	3.0	2.8	5.92
V _{max} (m/s)	22	28	30	24	31	25	27	29	30	26	32	26	32

III.3.3) La pluviométrie :

La station est présentée dans le Tableau suivant :

Tableau III.3.3.1: la station pluviométrique :

Station	Code	source	Coordonnées			Années D'observation	N
			X (km)	Y (km)	Z (m)		
SEDRATA	140101	A.N.R.H	722.90	399.95	1100	1971-2003	31ans

Tableau III.3.3.2 : Répartition mensuelle et annuelle des pluies de la station de SEDRATA.

Mois	Pluie mensuelle moyenne (mm)	Pluie mensuelle moyenne (%)
SEPTEMBRE	54,04	9,5
OCTOBRE	42,02	8,17
NOVEMBRE	52,01	9,58
DECEMBRE	42,83	11,56
JANVIER	28,62	13,31
FEVRIER	14,81	10,35
MARS	7,227	12,81
AVRIL	6,861	10,55
MAI	38,57	7,05
JUIN	33,17	3,65
JUILLET	38,89	1,78
AOUT	46,93	1,69
Module interannuel	406	100

III.3.3.1 : Pluies maximales journalières :

Les pluies maximales journalières de rares fréquences sont des pluies génératrices des crues d'importants débits, contre lesquels il faut protéger l'ouvrage.

III.3.3.1.1: Paramètres statistiques de l'échantillon :

Les résultats des paramètres statistiques dans le tableau suivant :

Tableau III.3.3.1.1: Les paramètres statistiques

Nombre d'observations	33,00
Minimum	21,00
Maximum	82,50
Moyenne	46,80
Ecart type	16,60
Médiane	43,50
Coeff de variation Cv	0,335
Coeff d' asymétrie Cs	0,714
Coeff d'aplatissement CK	2,510

III.3.3.1.2 : Ajustement des pluies maximales journalières :

L'ajustement des pluies maximales journalières sera traité par logiciel "Hyfran".

On a effectué l'ajustement de la série des pluies maximales journalières dans notre cas les deux lois suivantes. La loi de Gumbel (doublement exponentielle), Galton (log normale), à l'aide de logiciel Hyfran, avec une comparaison des graphes de régression obtenue par les ajustements.

A-test d'hypothèses :

Les méthodes de test d'hypothèses vont nous permettre soit d'accepter l'hypothèse de départ concernant la valeur du paramètre en question soit de le rejeter.

Les étapes d'un test d'hypothèses :

- **Etape 01** : formuler les hypothèses

On formule les hypothèses d'un test d'hypothèses en terme de paramètre relatif à la distribution de la population à étudier

Deux hypothèses ainsi sont à formuler :

Hypothèse nulle qui correspond à la valeur présumée du paramètre en question

$H_0 : \mu = \mu_0$ = valeur présumée

Hypothèse alternative correspond à une autre valeur différente de la valeur présumée dans l'hypothèse nulle.

- **Etape 02** : choisir le seuil de signification du test (α %)

Qui correspond à la limite admise du risque d'erreur de première espèce rejeter H_0 alors que H_0 est vraie souvent la valeur choisie pour α est de (1 % - 5 %)

- **Etape 03** : tester l'hypothèse

1-Teste de stationnarité

- **Hypothèses** :

H_0 Il n'y a aucune tendance dans les observations

H_1 Il y a une tendance dans les observations

- **Résultats** :

Valeur de la statistique $|K| = 0.0142$

p-valeur $p = 0,0989$

- **Conclusion** :

Nous pouvons accepter H_0 au niveau de signification de 5%

2-Teste d'homogénéité à l'échelle annuelle :

- **Hypothèses** :

H_0 La moyenne des deux sous échantillons est égale

H_1 La moyenne des deux sous échantillons est différente

- **Résultats** :

Valeur de la statistique $|W| = 0.776$

p-valeur $p = 0.438$

- **Conclusion** :

Nous pouvons rejeter H_0 au niveau de signification de 5 %.

III.3.3.1.2.1 : Ajustement à la loi log normale :

Calcul des fréquences expérimentales (au non dépassement) :

$$q = F(x_i) = \frac{m - 0.5}{N} \quad \text{et} \quad T = \frac{1}{1 - q}$$

m : numéro d'ordre de la valeur

N : taille de l'échantillon

Paramètres d'ajustement à la loi log normale :

$$X_{P\%} = X_{\text{moy}} + \delta \cdot U_{P\%} \quad \dots\dots\dots(\text{III.3.3.1.2.1})$$

Avec :

X_{moy} : hauteur de pluie moyenne

δ : Ecart -type

$U_{P\%}$: variable réduite de gauss

Les résultats de l'ajustement dans le tableau suivant :

Tableau III.3.3.1.2.1: résultats d'ajustement a la loi de log normale :

Période de retour	Fréquence	Valeurs théoriques	écart type	Intervalle de confiance
T(ans)	q	XT	δ	95
100.0	0.9900	100.0	11.6	77.3 - 123
50.0	0.9800	90.8	9.63	71.9 - 110
20.0	0.9500	78.6	7.24	64.4 - 92.8
10.0	0.9000	69.2	5.59	58.2 - 80.1
5.0	0.8000	59.2	4.12	51.2 - 67.3
2.0	0.5000	44.0	2.62	38.9 - 49.2

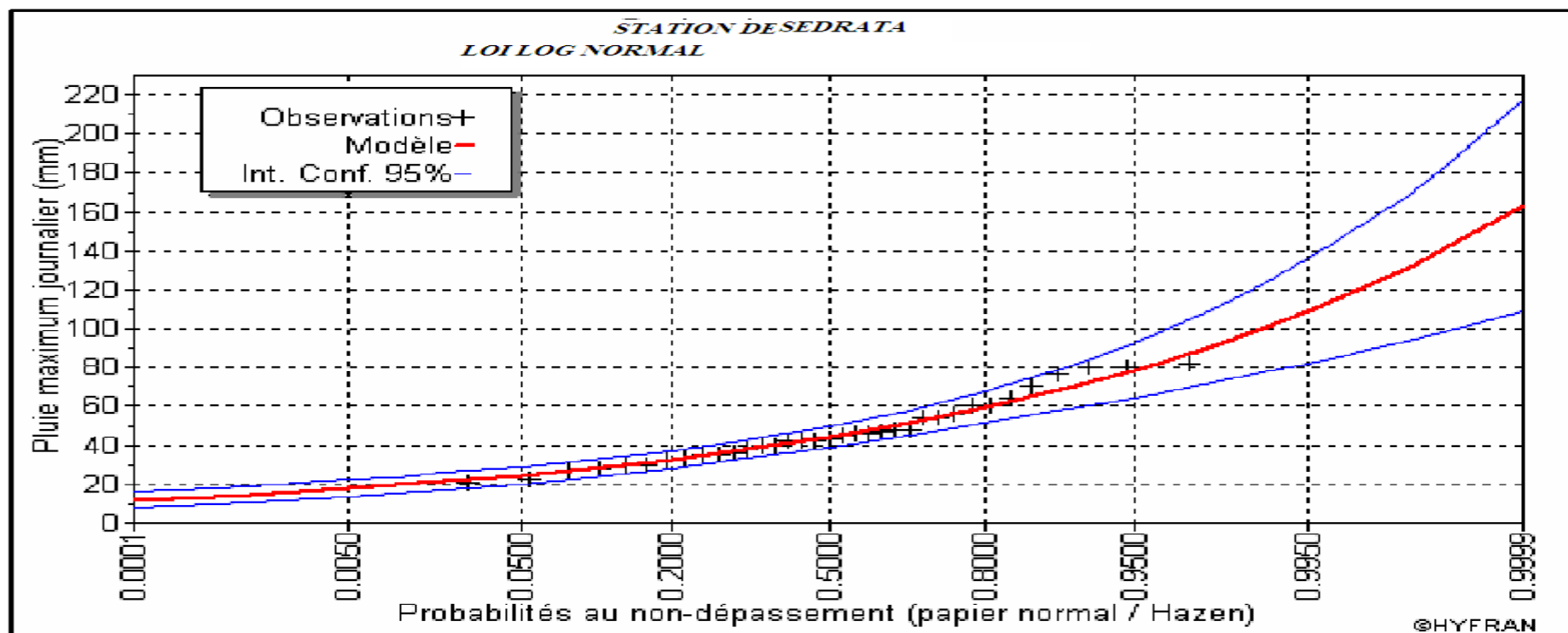


Figure III.3.3.1.2.1: résultats d'ajustement a la loi de log normale

III.3. 3.1.2.2 : Ajustement à la loi de Gumbel

L'équation de droite de Gumbel :

$$P_{\max j} = \frac{1}{\alpha} y + x_0$$

y : variable de la droite de Gumbel :

$$y = -[\ln(-\ln(F(x)))] \quad \text{avec:} \quad F(x) = \frac{m - 0.5}{N}$$

m : ordre de classement ;

N : taille de l'échantillon ;

$\frac{1}{\alpha}$, x_0 : sont déterminées par la méthode des moindres carrés ;

La présentation de la droite de Gumbel est montrée par la (Figure III.3.1.2.2)

Les résultats de calcul des fréquences expérimentales et des valeurs théoriques sont exposés dans le tableau suivant :

- **Tableau III.3.3.1.2.2.2: résultats d'ajustement a la loi de Gumbel:**

Période de retour	fréquence	Valeurs théoriques	écart type	Intervalle de confiance
T(ans)	q	XT	δ	95
100.0	0.9900	98.8	11.0	77.3 - 120
50.0	0.9800	89.8	9.45	71.3 - 108
20.0	0.9500	77.7	7.40	63.2 - 92.3
10.0	0.9000	68.4	5.86	56.9 - 79.9
5.0	0.8000	58.7	4.34	50.2 - 67.2
2.0	0.5000	44.0	2.58	39.0 - 49.1

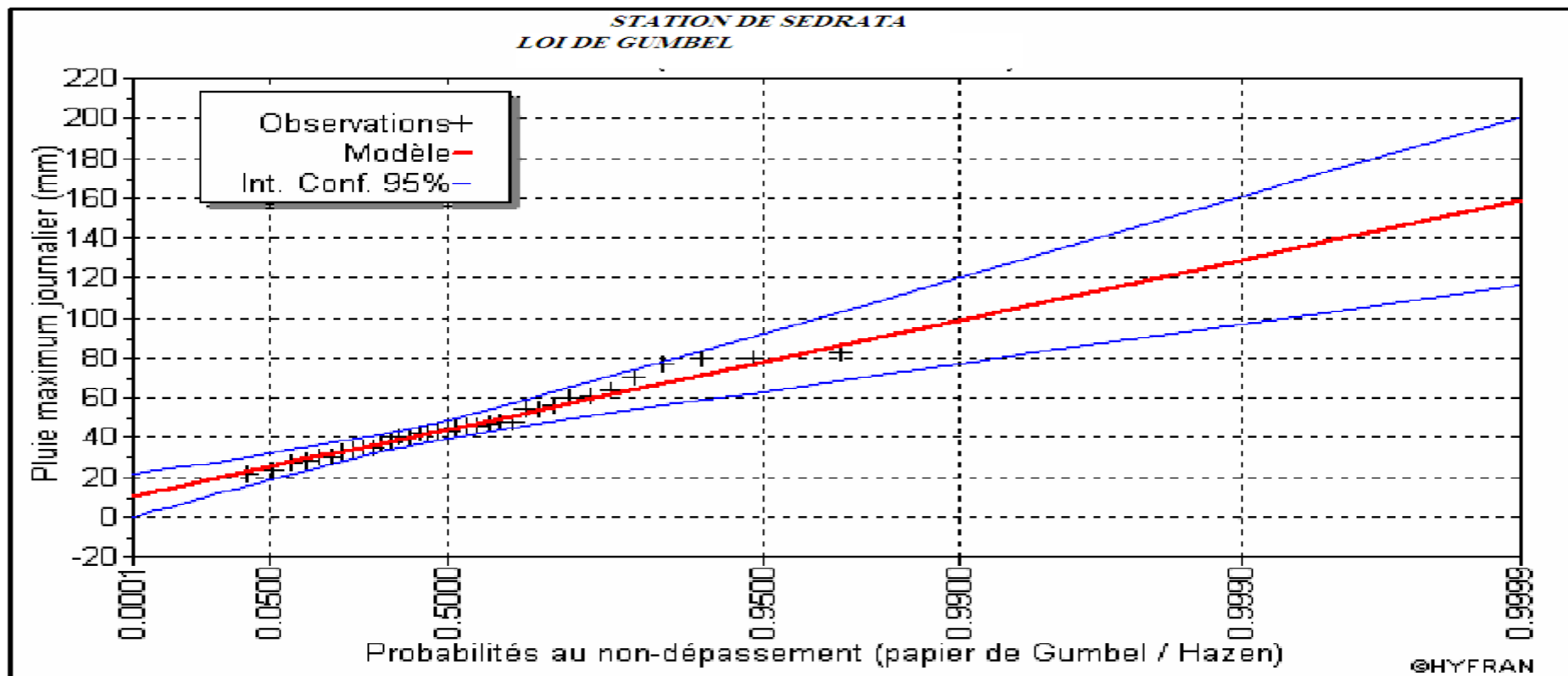


Figure III.3.3.1.2.2: résultats d'ajustement à la loi de Gumbel

III.3.3.2 : Pluies de courte durée :

Le passage des pluies journalières maximales aux pluies de courtes durées est effectué au moyen de la formule K. Body (ANRH 1984).

$$P_{ct} = P_{\max} j \left[\frac{t}{24} \right]^b \dots\dots\dots(III.3.3.2.a)$$

Avec : **t** : durée de l'averse

b : exposant climatique $b = 0.38$ selon les études régionales de l'AN RH.

Les intensités maximales de période t (h) et période de retour T (ans) sont calculées par la relation

$$I = \frac{P_{ct}(t)}{t} \dots\dots\dots(III.3.3.2.b)$$

Avec : **I** : l'intensité maximale de période t (h).

Les précipitations et les intensités maximales pour différentes durées sont représentées au tableau suivant :

Tableau III.3.3.2.1 Pluies et intensités maximales de durée t (h) et de période retour

Période de retour	100		50		20		10		5		2	
	Pct	It	Pct	It	Pct	It	Pct	It	Pct	It	Pct	It
1	29,56	29,56	26,87	26,87	23,25	23,25	20,44	20,44	17,55	17,55	13,15	13,15
2	38,47	19,23	34,97	17,48	30,26	15,13	26,61	13,30	22,83	11,42	17,11	8,56
4	50,06	12,52	45,51	11,38	39,38	9,85	34,62	8,66	29,71	7,43	22,27	5,57
6	58,40	9,73	53,09	8,85	45,94	7,66	40,39	6,73	34,66	5,78	25,98	4,33
8	65,15	8,14	59,22	7,40	51,25	6,41	45,06	5,63	38,67	4,83	28,98	3,62
10	70,91	7,09	64,46	6,45	55,78	5,58	49,04	4,90	42,09	4,21	31,55	3,15
12	76,00	6,33	69,08	5,76	59,78	4,98	52,56	4,38	45,11	3,76	33,81	2,82
14	80,58	5,76	73,25	5,23	63,39	4,53	55,73	3,98	47,83	3,42	35,85	2,56
16	84,78	5,30	77,06	4,82	66,69	4,17	58,63	3,66	50,32	3,14	37,72	2,36
18	88,66	4,93	80,59	4,48	69,74	3,87	61,32	3,41	52,62	2,92	39,44	2,19
20	92,28	4,61	83,88	4,19	72,59	3,63	63,82	3,19	54,77	2,74	41,05	2,05
22	95,68	4,35	86,98	3,95	75,27	3,42	66,18	3,01	56,79	2,58	42,57	1,93
24	98,90	4,12	89,90	3,75	77,80	3,24	68,40	2,85	58,70	2,45	44,00	1,83

P : Pluies de courte durée (mm) I : Intensité maximale (mm/h)

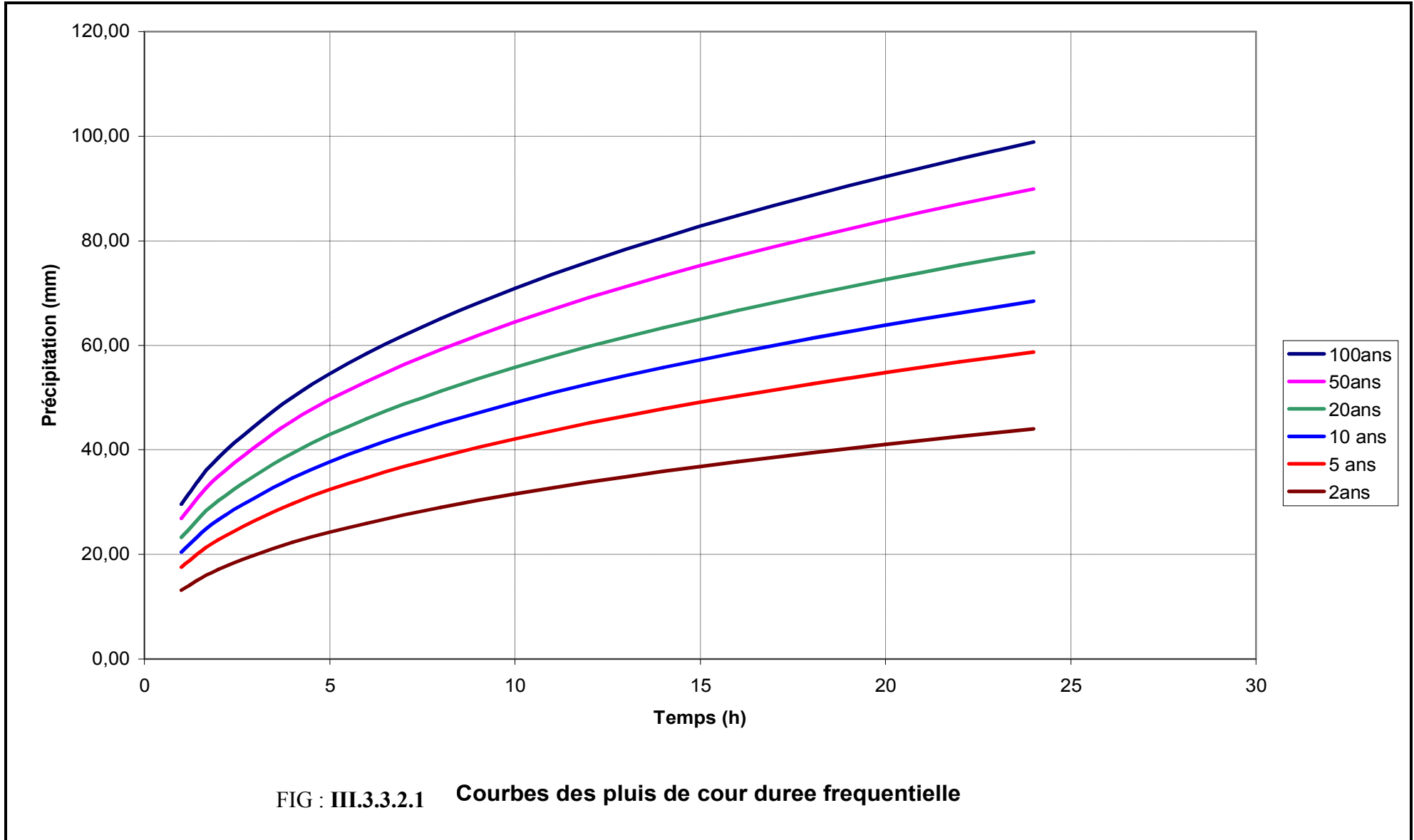
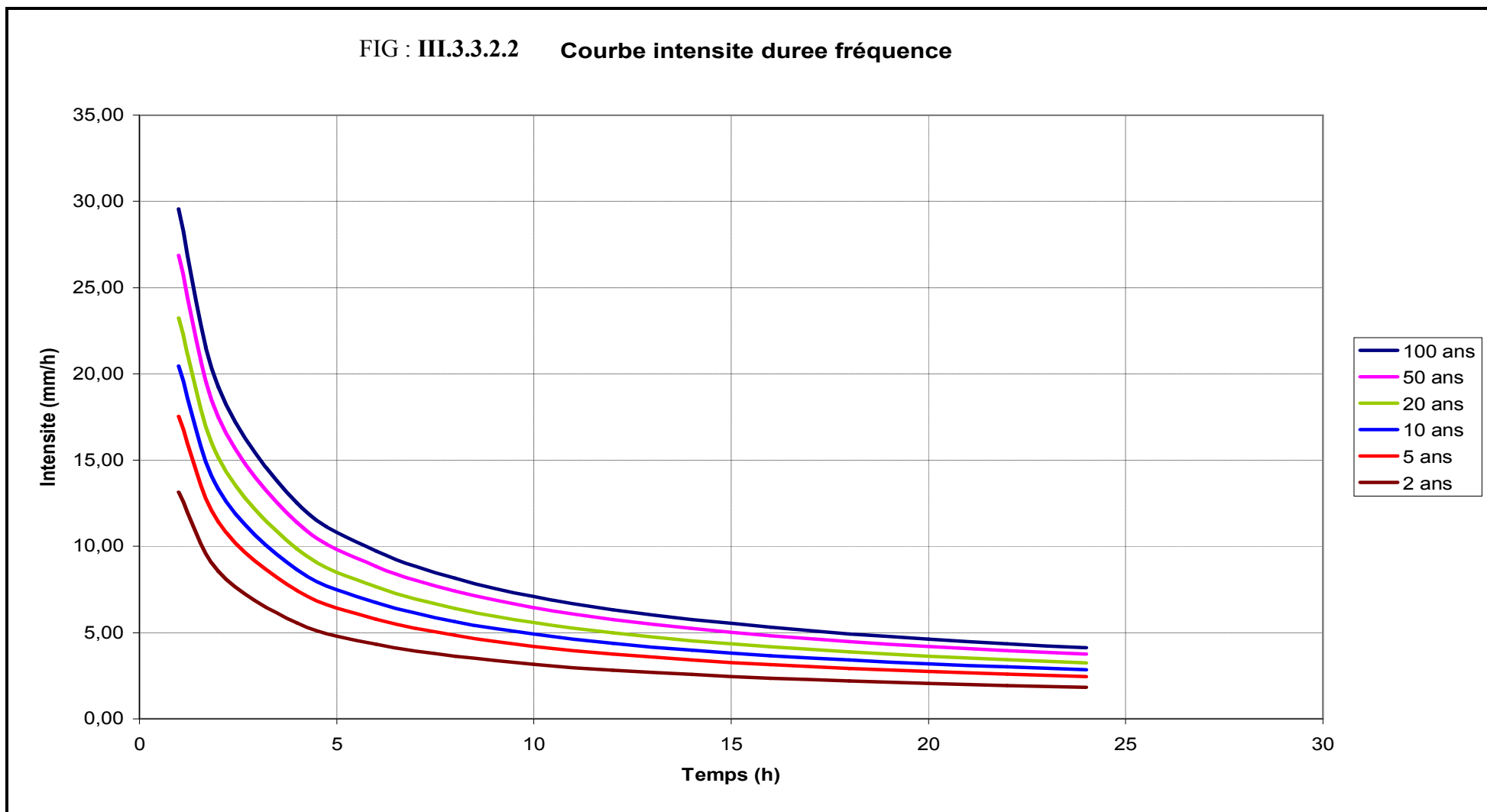


FIG : III.3.3.2.2 Courbe intensite duree fréquence



III.4 : Les apports :

III.4.1 : Apports liquides :

Il existe en Algérie de nombreuses formules d'estimation des apports, quelques-unes d'entre elles sont employées pour approcher au mieux la valeur de l'apport moyen interannuel.

1) Formule de SAMIE :

$$Le = P^2 (293 - 2,2 (S))^{1/2}$$

où:

Le : Lame d'eau écoulée en mm

P : Module interannuel en m

On trouve ainsi : $Le = 45.34$ mm ;

L'apport moyen interannuel est donné par la relation :

$$A = Le \cdot S$$

Où S est la Superficie en m^2 du Bassin versant.

On trouve alors un apport de :

Sous bassin I : $A_1 = 2.05 \text{ hm}^3$

Sous bassin II : $A_2 = 4.12 \text{ hm}^3$

$A = 6.17 \text{ hm}^3$

2) Formule de Deri :

$$A = 0,915 \cdot P^{2,684} \cdot S^{0,842}$$

où :

A: Apport moyen interannuel en 10^6 m³.

P : Module interannuel en m

S : Superficie en m^2

On trouve ainsi un apport :

Sous bassin I : $A_1 = 1.99 \text{ hm}^3$

Sous bassin II : $A_2 = 3.66 \text{ hm}^3$

$A = 5.65 \text{ hm}^3$

3) Formule de MEDINGER:

Cette formule donne la lame d'eau écoulée Le :

$$Le = 1,024 (P - 0,26)^2$$

(P en m)

$Le = 38.68$ mm ;

Soit un apport moyen :

Sous bassin I : $A_1 = 1.70 \text{ hm}^3$

Sous bassin II : $A_2 = 3.44 \text{ hm}^3$

$A = 5.14 \text{ hm}^3$

4) Formule de CHAUMONT :

Cette relation donne le coefficient d'écoulement C_e (à ne pas confondre avec le coefficient de ruissellement ∞ : Coefficient instantané du bassin versant pendant la crue).

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

(P en m)

La lame d'eau L_e écoulée est :

$$L_e = P \cdot C_e \quad \text{soit } L_e = 31,11 \text{ mm} ;$$

Soit alors un apport moyen interannuel :

Sous bassin I :	$A_1 = 1,39 \text{ hm}^3$
Sous bassin II :	$A_2 = 2,86 \text{ hm}^3$
	$A = 4,25 \text{ hm}^3$

5) Formule de COUTAGNE I :

Elle donne le déficit d'écoulement D tel que :

$$D = P - aP^2$$

La formule de COUTAGNE I n'est applicable que si :

$$(1) \quad \frac{1}{8a} < P \text{ (m)} < \frac{1}{2a}$$

avec :

$$a = \frac{1}{0,8 + 0,14 T_o} \quad \text{où : } T_o : \text{Température moyenne dans la zone d'étude}$$

Au chapitre climatologie, la température moyenne interannuelle adoptée est

$$T_o = 14,9^\circ \text{C.}$$

La lame d'eau écoulée est alors :

$$L_e = P - D = a \cdot P^2$$

d'où $L_e = 56,84 \text{ mm}$; soit un apport moyen :

Sous bassin I :	$A_1 = 2,54 \text{ hm}^3$
Sous bassin II :	$A_2 = 5,23 \text{ hm}^3$
	$A = 7,77 \text{ hm}^3$

6) Formule de TURC

Cette formule établie à partir des observations faites sur 254 bassins versants situés sous tous les climats du globe, donne le déficit d'écoulement D .

$$D = \frac{P}{\left(0,9 + \left(\frac{P}{L}\right)^2\right)^{1/2}}$$

P et D en mm

et,

$$L = 300 + 25 T_o + 0,05 T_o^3$$

avec T_o définie précédemment.

$$L_e = P - D$$

$$L_e = 20.83 \text{ mm ;}$$

D'où un apport moyen de :

Sous bassin I : $A_1 = 0.93 \text{ hm}^3$

Sous bassin II : $A_2 = 1.92 \text{ hm}^3$

$$A = 2.85 \text{ hm}^3$$

7) Formule de URGIPROVODKMOZ

$$M_o = \left(\frac{P}{340}\right)^{2,24}$$

(P en mm)

On trouve $M_o = 1.49 \text{ l/s/km}^2$

$$L_e = 46.93 \text{ mm ;}$$

Soit donc un apport moyen :

Sous bassin I : $A_1 = 2.1 \text{ hm}^3$

Sous bassin II : $A_2 = 4.32 \text{ hm}^3$

$$A = 6.42 \text{ hm}^3$$

8) Formule de l'ANRH

$$A_o = 0.915 \cdot P^{-2.684} \cdot S^{0.842}$$

(P en m)

Sous bassin I : $A_1 = 2.0 \text{ hm}^3$

Sous bassin II : $A_2 = 3.67 \text{ hm}^3$

$$A = 5.67 \text{ Hm}^3$$

Les résultats obtenus varient dans un intervalle allant 2.85 hm^3 à 7.77 hm^3 .

Ces résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tab. III.4.1.1: évaluation de l'apport moyen interannuel

Méthode ou Formule	Lame écoulée Le (mm)	Apport moyen A (hm ³)
SAMIE	45.34	6.17
DERI I	42.12	5.65
MEDINGER	38.68	5.14
CHAUMONT	31.11	4.25
COUTAGNE -I-	56.84	7.77
TURC	20.83	2.85
URGIPROVODKMOZ	46.92	6.42

Sur la base de tous ces résultats on a jugé utile d'écarter les valeurs, de Turc de Chaumont, de Samie, et de Medinger qui sont plus ou moins faibles, et la valeur de Coutagne, qui est un peu fortes. La valeur plus ou moins proche de la réalité est celle de UGUIPROVODKHOZ , aussi la valeur retenue est $A = 6.42\text{hm}^3$, c'est-à-dire un débit spécifique $Mo = 1.49 \text{ l/s /km}^2$ ou une lame d'eau écoulée $Le = 46.92 \text{ mm}$.

III.4.1.2 : caractéristiques de l'écoulement :

a) Répartition mensuelle des Apports

La distribution des apports mensuels en pourcentage de l'apport moyen interannuel a été établie sur la base de la répartition mensuelle de la pluviométrie régionale dans le bassin versant de l'Oued Crab. La pluviométrie en question étant génératrice des apports de l'Oued. Cette technique d'adoption de la répartition mensuelle de la pluie a été considérée en raison de l'absence d'informations hydrométriques au niveau de l'Oued concerné.

Tab. III.4.1.2 .1: La répartition mensuelle de l'apport ainsi obtenue s'établit comme suit :

Mois	Amens	A%	Mois	Amens	A%
JANVIER	0,85	13,31	JUILLET	0,114	1,78
FEVRIER	0,66	10,35	AOUT	0,108	1,69
MARS	0,82	12,81	SEPTEMBRE	0,609	9,5
AVRIL	0,67	10,55	OCTOBRE	0,524	8,17
MAI	0,45	7,05	NOVEMBRE	0,615	9,58
JUIN	0,23	3,65	DECEMBRE	0,742	11,56

b) Irrégularité des apports :

Les apports fréquentiels ou de période de retour donnée sont nécessaires pour le dimensionnement de la cuvette et digue de l'ouvrage.

Une étude régionale effectuée dans la zone d'étude et ses environs, en particulier pour le site de oued de Hammam Grouz a montré que les apports annuels s'ajustent efficacement à la loi de distribution de GALTON dont l'équation est :

$$A_{(q\%)} = \frac{A}{(Cv^2 + 1)^{1/2}} \cdot e^{u(\ln(Cv^2 + 1))^{1/2}}$$

La variabilité de l'apport annuel est caractérisée par le coefficient de variation Cv , estimé dans notre cas, à défaut d'informations hydrométriques, par des formules empiriques.

1) Formule de PADOUN

Etablie pour les Oueds d'Algérie, fournit la relation :

$$Cv = k \cdot \frac{0,93}{Mo^{0,23}} \quad \text{avec } 0,25 < K < 1$$

(Mo : Débit ou Module spécifique en $l/s/km^2$)

Pour $k = 0.6$, on trouve $Cv = 0,51$

2) Formule de SOKOLOVSKY- CHEVELEV

Cette formule étant destinée pour les régions arides et semi-arides :

$$Cv = 0,78 - 0,29 \log Mo - 0,063 \log (S + 1)$$

où :

S : Superficie du bassin en km^2

Mo : Débit spécifique en $l/s/km^2$

On trouve alors un coefficient de variation $Cv = 0.62$

3) Formule de URGIPROVODKMOZ

Cette formule a été établie sur la base des données de l'apport de 21 bassins de petits Oueds de l'Algérie du Nord.

$$Cv = \frac{0,70}{Mo^{0,125}}$$

où :

Mo : Débit ou module spécifique en l/s/km²

On trouve : Cv = 0,66

Tab. III.4.1.2 .2: valeurs du coefficient de variation

Formules	Cv
PADOUN	0.51
SOKOLOVSKY - CHEVELEV	0.62
URGIPROVODKMOZ	0.66

La valeur Cv = 0,66 obtenue par la formule de Urgiprovodkmoz est finalement adoptée. Au site de l'Oued Crab la distribution des apports fréquentiels sera donc régie par l'équation :

$$A_{(\%)} = \frac{A}{(Cv^2 + 1)^{1/2}} \cdot e^{u (\ln(Cv^2 + 1))^{1/2}}$$

tels que :

A(%) : Apport de fréquence donnée

u : Variable réduite de GAUSS.

Tab. III.4.1.2 .3: Le calcul des apports fréquentiels a conduit au tableau des résultats suivant :

Période de retour T(Ans)	Fréquence (%)	Variable de GAUSS u	Dépassement		
			Apport A(%) (hm ³)	Hydraulicité A(%) / A	Le (mm)
5	80	0,8428	8,90	1,38	198,97
10	90	1,2850	11,64	1,81	260,12
25	96	1,7530	15,45	2,40	345,40
50	98	2,0571	18,58	2,89	415,29
100	99	2,3280	21,90	3,41	489,38
1000	99,9	3,1000	34,96	5,44	781,29

Période de retour T(Ans)	Fréquence (%)	Variable de GAUSS u	Non dépassement		
			Apport A(%) (hm ³)	Hydraulicité A(%) / A	Le (mm)
5	80	0,8428	3,20	0,49	71,65
10	90	1,2850	2,45	0,38	54,80
25	96	1,7530	1,84	0,28	41,27
50	98	2,0571	1,53	0,23	34,32
100	99	2,3280	1,30	0,20	29,13
1000	99,9	3,1000	0,81	0,12	18,24

REPARTITION MENSUELLE DE L'APPORT MOYEN ANNUEL :**III.4.2) Evaluation des apports solides**

L'évaluation de l'envasement est indispensable pour illustrer l'ampleur du comblement au niveau de l'oued Crab.

Les apports solides sont importants en Algérie et sont soumis à des précipitations mal réparties dans l'année. De plus, l'érosion est intensive.

L'absence de mesures du transport solide sur Oued Crab nous contraint à avoir recours aux méthodes empiriques.

1) Formule de TIXERONT

Celle-ci a été établie sur la base de corrélations faites entre l'apport moyen liquide annuel et la perméabilité grâce à des données d'observations sur des oueds algériens et tunisiens.

Cette formule donne l'apport solide moyen annuel en suspension en $t / km^2 / An$.

où :

Elle est exprimée par :

$$E_s = \alpha \cdot L_e^{0,15}$$

où :

E_s : Apport solide moyen annuel en suspension en $t / km^2 / An$

L_e : Lamme d'eau écoulée en mm

α : Paramètre caractérisant la perméabilité du Bassin versant $\alpha = 350$

Pour une Lamme d'eau écoulée de 46.92 mm, on obtient une valeur de 624 $t/km^2 / An$ pour les transports solides en suspension.

$$A_s = E_s \cdot S$$

S : Superficie du Bassin versant en km^2

$$A_s = 85252 \text{ tonnes} / An.$$

Le volume des solides est égal à :

$$V_s = A_s / \gamma_s$$

$$\gamma_s = 1.6 \text{ t/m}^3$$

$$V_s = 53282 \text{ m}^3 / An$$

2) Formule de SOGREAH

$$E_s = \alpha \cdot R^{0,15}$$

α : Paramètre caractérisant la perméabilité du Bassin versant $\alpha = 350$

R : Pluie moyenne interannuelle ou module interannuel (mm)

$$E_s = 862 \text{ T/Km}^2/\text{An}$$

$$A_s = E_s \cdot S = 117835 \text{ tonnes / An.}$$

$$V_s = A_s / 1.6 = 73647 \text{ m}^3/\text{An}$$

Nous remarquons sur la base de tous ces résultats que la valeur fournie par la formule de SOGREAH est surestimée, elle ne peut donc être représentative.

Les valeurs finalement adoptées sont, pour les transports solides sont celles obtenues par la formule de Tixeront, une valeur de $E_s = 624 \text{ t/Km}^2/\text{An}$, soit un taux de 85252 t /An , et un volume spécifique ou taux d'abrasion de $53283 \text{ m}^3/\text{An}$.

III.5 : Etude de crues :

Les crues étant les événements correspondant à la circulation des débits exceptionnels dans les bassins versants, elles sont influencées par de nombreuses variables parmi lesquelles l'intensité, la durée et la distribution de la pluie dans le bassin, sa topographie etc.

Les débits de crues ont une influence directe sur le régime hydrologique particulièrement en Algérie où les Oueds, à cause de la grande irrégularité, passant de débits nuls à des débits de crues exceptionnels.

Les crues dépendent essentiellement de l'abondance et de l'intensité de la pluie, de plus, le rôle physique du bassin versant n'est pas négligeable.

De fait, l'évolution de la crue obéit principalement à la puissance et l'intensité de l'averse, sa vitesse est largement influencée par le couvert végétal, la lithologie, par des périmètres morphométriques du bassin (indice de compacité, densité de drainage, rapport des confluences et des longueurs, etc. ...), par la pente des thalwegs, la forme du lit, la largeur de la vallée. De plus, les diverses branches du chevelu hydrographique interviennent bien qu'à un degré moindre dans l'évolution ou la perturbation d'une crue. Dans la plupart des cas, ce sont les averses généralement qui provoquent les grandes crues.

A cause de l'inexistence de station hydrométrique dans le bassin versant de l'Oued Crab, des formulations empiriques ont été utilisées pour la prédétermination des débits de crues maximales.

Plusieurs approches ont été considérées et ce, afin de constituer une base de comparaison, compte tenu du caractère aléatoire des débits de crue.

En effet, ces approches sont suffisantes pour interpréter le phénomène hydrologique et l'écoulement des eaux dans le cas des petites retenues collinaires, comme cela a été mentionné

dans l'inventaire des infrastructures de petite et moyenne hydraulique, retenues collinaires, Ministère de l'Hydraulique, Direction de la petite et moyenne hydraulique. Alger 1988 .

III.5 .1 : les formules de calcul

1) Formule de Giandotti

$$Q_{\max(\%)} = \frac{170 \cdot S \cdot (H_{\text{moy}} - H_{\text{min}})^{1/2}}{4 (S)^{1/2} + 1,5 L} \cdot P_{\text{tc}}$$

où : $Q_{\max(\%)}$: Débit maximum de crue en m^3/s de même fréquence que celle de la pluie de courte durée P_{tc} .

S : Superficie du bassin en km^2

L : Longueur du thalweg principal en km

H_{moy} et H_{min} : Altitudes moyenne et minimale en m.

P_{tc} : Pluie fréquentielle de courte durée, correspondant au temps de concentration.

2) Formule de Sokolovsky

$$Q_{\max(\%)} = \frac{0,28 \cdot P_{\text{tc}} \cdot \alpha \cdot S}{T_{\text{c}}} \cdot f$$

où :

α : Coefficient de ruissellement du bassin versant pour la crue considérée de fréquence donnée. ($0,6 < \alpha < 0,8$)

T_{c} : Temps de concentration en heures

f : Coefficient de forme de l'hydrogramme de crue.

$$f = \frac{(m + 1)(n + 1)}{(n + 1) + (m + 1)}$$

m , n : Coefficients dépendant de la taille et la nature du thalweg principal

Dans le cas de l'Oued Crab $m = 2,0$; $n = 3$

On trouve $f = 1,2$

P_{tc} , S et T_{c} ont été définis précédemment.

3) Formule de Mallet - Gautier

Cette formule n'est valable que pour les fréquences supérieures à 2%.

$$Q_{\max(\%)} = 2 k \text{ Log } (1 + A \cdot P) \cdot \frac{S}{L^{1/2}} \cdot (1 + 4 \text{ Log } T - \text{Log } S)$$

où :

T : Période de retour en années

P : Module interannuel en m

A et K : Paramètres constants variant avec la taille du Bassin versant

4) Méthode de Possenti

Cette méthode tient compte séparément des paramètres qui s'exercent sur les crues, pour lesquelles on utilise des données mesurées ou corrélées, on trouvera donc souvent de bons résultats appartenant à des intervalles de confiance très étroits. Les hypothèses suivantes sont néanmoins projetées pour l'application de la méthode:

- La pluie est généralisée et uniforme sur le bassin.
- Le coefficient de ruissellement est constant sur le bassin pendant l'averse génératrice.
- La vitesse de propagation de l'eau est constante de l'amont vers l'aval.

L'expression des débits maximums de crues fournie par la méthode en question s'établit comme suit :

$$Q_{\max(\%)} = \frac{1}{3,6} \cdot I_{\text{eff}} \cdot S$$

Avec :

$$I_{\text{eff}} = C_r \cdot I_t$$

$$P_{\text{eff}} = P_{\text{tc}} - D$$

$$C_r = \frac{P_{\text{eff}}}{P_{\text{tc}}}$$

$$I_{\text{eff}} = \frac{P_{\text{eff}}}{T_c} = \frac{C_r \cdot P_{\text{tc}}}{T_c} = C_r \cdot I_t$$

Avec :

I_{eff} : Intensité efficace (mm/h)

C_r : Coefficient de ruissellement

I_t : Intensité de la pluie (mm/h)

S : Superficie du Bassin versant (Km²)

P_{eff} : Pluie efficace (mm)

P_{tc} : Pluie journalière au temps de concentration (mm). (Pluie de courte durée).

D : Déficit d'écoulement (mm)

$Q_{\text{max}(\%)}$: Débit maximal fréquentiel (m³/s).

5)Méthode de Turazza

Formule employée pour les conditions de la formation des débits d'Averses

$$Q_{\text{max}(\%)} = \mu \cdot (P_{\text{max}\%}/L) \cdot S$$

S : Superficie du Bassin versant (km²)

L : Longueur du thalweg principal en km

P_{max} : Pluie journalière au temps de concentration (mm). (Pluie de courte durée).

μ - Coefficient compris entre 700 et 800, on prend $\mu=700$

Synthèse des résultats :

Tous les résultats obtenus à partir des méthodes et formules empiriques précédemment employées sont résumés dans le tableau suivant :

DETERMINATION DES CRUES FREQUENTIELLES

Tab. III.5 .1 .1 : détermination débit maximas fréquentiel SB1

Période de retour T(ans)	2	10	20	100	1000
Fréquences (%)	0,5	0.1	0,05	0,01	0,001
Pluies Ptc ou Lame d'eau Le (mm)	19.25	32.31	37.36	49.20	67.16
Formules	Débits maximas Fréquentiels (m ³ /s)				
GIANDOTTI	230,39	168,8	128,16	110,85	66,04
SOKOLOVSKY	255,00	186,8	141,85	122,69	73,09
MALLET -GAUTIER	118,16	95,09	74,84	64,19	26,09
POSSENTI	350,63	256,9	195,05	168,71	100,51
TURAZZA	210,81	54,4	117,27	101,43	60,43

Tab. III.5 .1 .2 : détermination débit maximas fréquentiel SB2

Période de retour T(ans)	2	10	20	100	1000
Fréquences (%)	0,5	0.1	0,05	0,01	0,001
Pluies Ptc ou Lame d'eau Le (mm)	24.27	40.74	47.10	62.05	84.70
Formules	Débits maximas Fréquentiels (m3/s)				
GIANDOTTI	275,64	201,9	153,34	132,62	79,01
SOKOLOVSKY	305,09	223,5	169,72	146,79	87,45
MALLET -GAUTIER	138,31	110,4	85,73	72,54	20,41
POSSENTI	303,03	222	168,57	145,80	86,86
TURAZZA	252,22	184,8	140,31	121,35	72,30

Tab. III.5 .1 .3 : détermination débit maximas fréquentiel d'oued crab

Période de retour T(ans)	2	10	20	100	1000
Fréquences (%)	0,5	0,1	0,05	0,01	0,001
Valeurs adoptées Qmax (m3/s)	160.55	269.50	311.58	410.32	560.10

III.5 .2 : Volume maximal de l'apport

Les volumes des crues à différentes fréquences se calculent avec la relation.

$$V_{\max} = \frac{Q_{\max} \cdot T_c}{f}$$

où :

f : Coefficient de forme de l'hydrogramme de crue (f= 1,2)

Tc : Temps de concentration

$$T_{c1} = 2.77 \text{ heures}$$

$$T_{c2} = 6.00 \text{ heures}$$

Les volumes des crues fréquentielles sont exposés sur le tableau suivant :

Tab. III.5 .2.1: volumes des apports des crues maximales

Période de retour T(ans)	2	10	20	100	1000
Fréquences (%)	0,5	0,1	0,05	0,01	0,001
Q_{\max} (m^3/s)	160.55	269.50	311.58	410.32	560.10
$V_{\max} m^3$	2183983	3665940	4238405	5581616	7618978

III.5 .3 : Caractéristiques de forme

La forme des crues (temps de montée et de décrue) est déterminée à l'aide de la méthode de SOKOLOVSKY qui assimile l'hydrogramme de crue à deux équations paraboliques l'une pour le temps de montée et définie par :

$$Q_t = Q_{\max} \left(\frac{t}{t_m} \right)^m$$

et l'autre pour la décrue exprimée par :

$$Q_t = Q_{\max} \left(\frac{t_d - t}{t_d} \right)^n$$

où :

Q_{\max} : Débit maximal de fréquence donnée.

Q_t : Débit instantané au moment t

t_m et t_d : Temps de montée et temps de décrue

m et n : Puissance des paraboles, pour les Bassins de petits gabarits,
 $m = 2$ et $n = 3$

$$t_b = t_m + t_d$$

Avec :

t_b : Temps de base (heure)

t_m et t_d , définis précédemment.

On considère généralement :

$$t_d = 2 t_m$$

De plus SOKOLOVSKY préconise $t_m = T_c$ pour les petits bassins versants

On aura :

Sous bassin I :

$$t_{m1} = 2.77 \text{ h}$$

$$t_{d2} = 5.54 \text{ h}$$

$$t_{b3} = 8.32 \text{ h}$$

Sous bassin II :

$$t_{m1} = 6.00 \text{ h}$$

$$t_{d2} = 12.01 \text{ h}$$

$$t_{b3} = 18.02 \text{ h}$$

Pour construire l'hydrogramme des crues de Oued Crab, on a utilisé les valeurs des débits de crues maximales de fréquences 10%, 1 %, et 0.1% correspondant respectivement à des périodes de retour 10 ans, 100 ans, et 1000 ans.

Les résultats obtenus sont exposés dans le tableau suivant :

Sous bassin I :**Tab. III.5 .3 :hydrogramme de crue S.B1**

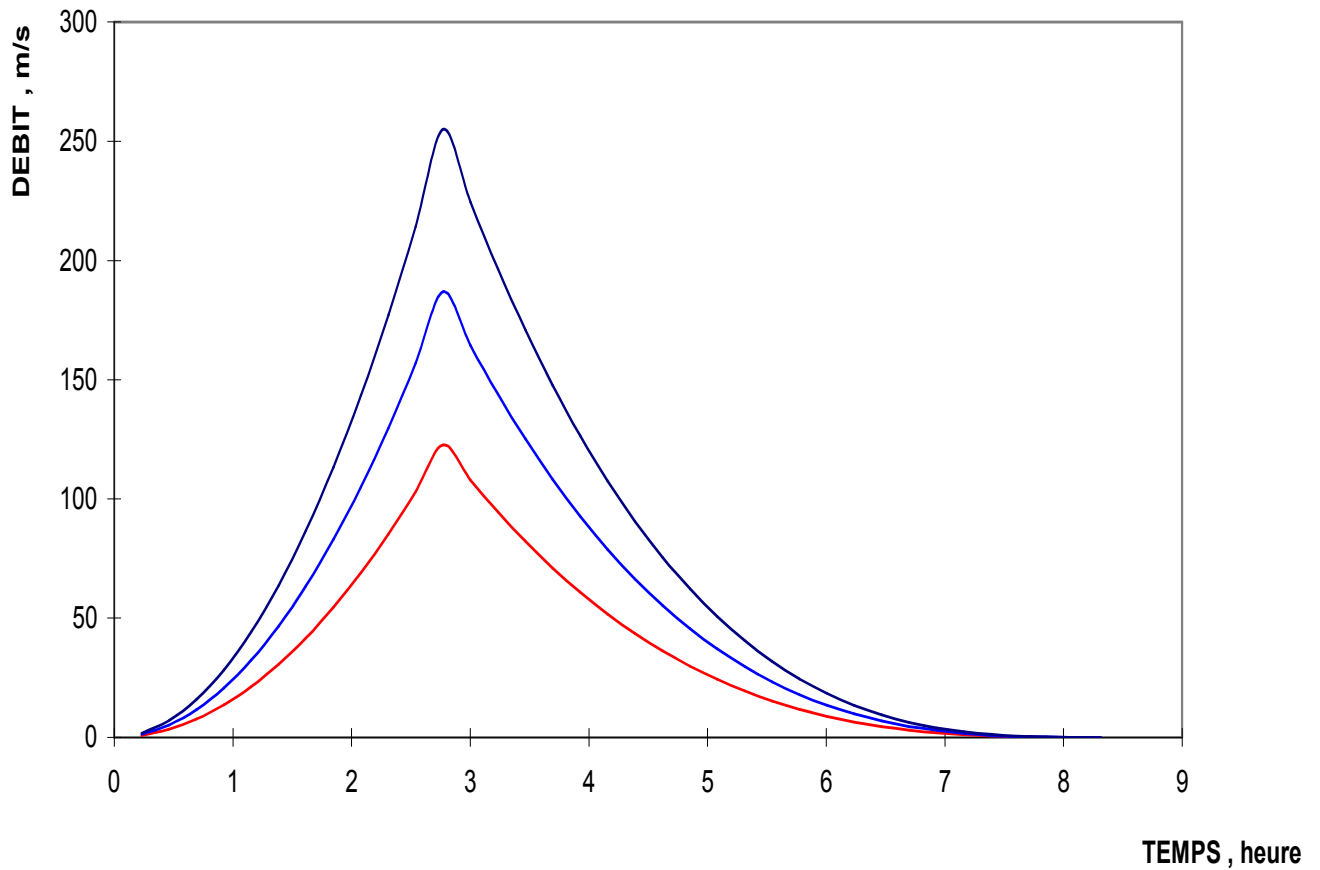
t(heure)	t/t _c	(t/t _c) ²	Q _{t(10%)}	Q _{t(1%)}	Q _{t(0,1%)}
0,23	0,083	0,0069	0,85	1,29	1,77
0,46	0,166	0,027	3,40	5,18	7,08
0,69	0,25	0,0625	7,66	11,67	15,93
0,92	0,33	0,11	13,63	20,75	28,33
1,15	0,41	0,17	21,30	32,43	44,27
1,38	0,5	0,25	30,67	46,70	63,75
1,61	0,58	0,34	41,75	63,56	86,77
1,84	0,66	0,44	54,53	83,02	113,33
2,07	0,75	0,56	69,01	105,08	143,44
2,31	0,83	0,69	85,20	129,73	177,08
2,54	0,91	0,84	103,10	156,97	214,27
2,77	1	1	122,69	186,81	255,00

Tab. III.5 .3 :hydrogramme de crue fréquentielles S.B1

t _d -t	t _d -t/t _d	(t _d -t/t _d) ³	Q _{t(10%)}	Q _{t(1%)}	Q _{t(0,1%)}
5,54	1	1	122,69	186,81	255,00
5,31	0,95	0,88	107,99	164,42	224,44
5,08	0,91	0,77	94,50	143,89	196,41
4,85	0,87	0,66	82,19	125,15	170,83
4,62	0,83	0,57	71,00	108,11	147,57
4,38	0,79	0,49	60,87	92,6	126,52
4,15	0,75	0,42	51,76	78,81	107,58
3,92	0,70	0,35	43,60	66,39	90,62
3,69	0,66	0,29	36,35	55,35	75,55
3,46	0,62	0,24	29,95	45,60	62,25
3,23	0,58	0,19	24,35	37,08	50,61
3,00	0,54	0,15	19,50	29,69	40,52
2,77	0,5	0,12	15,33	23,35	31,87
2,54	0,45	0,09	11,81	17,98	24,55

2,31	0,41	0,07	8,87	13,51	18,44
2,07	0,37	0,05	6,47	9,85	13,44
1,84	0,33	0,03	4,54	6,91	9,44
1,61	0,29	0,02	3,04	4,63	6,32
1,38	0,25	0,01	1,91	2,91	3,98
1,15	0,20	0,009	1,10	1,68	2,30
0,92	0,16	0,004	0,56	0,86	1,18
0,69	0,125	0,001	0,23	0,36	0,49
0,46	0,083	0,0005	0,07	0,10	0,14
0,23	0,041	0	0,008	0,013	0,018
0	0	0	0	0	0

FIG : III.5.3.1 **HYDROGRAMME DES CRUES FREQUENTIELLES SOUS BASSIN I**



Sous bassin II :

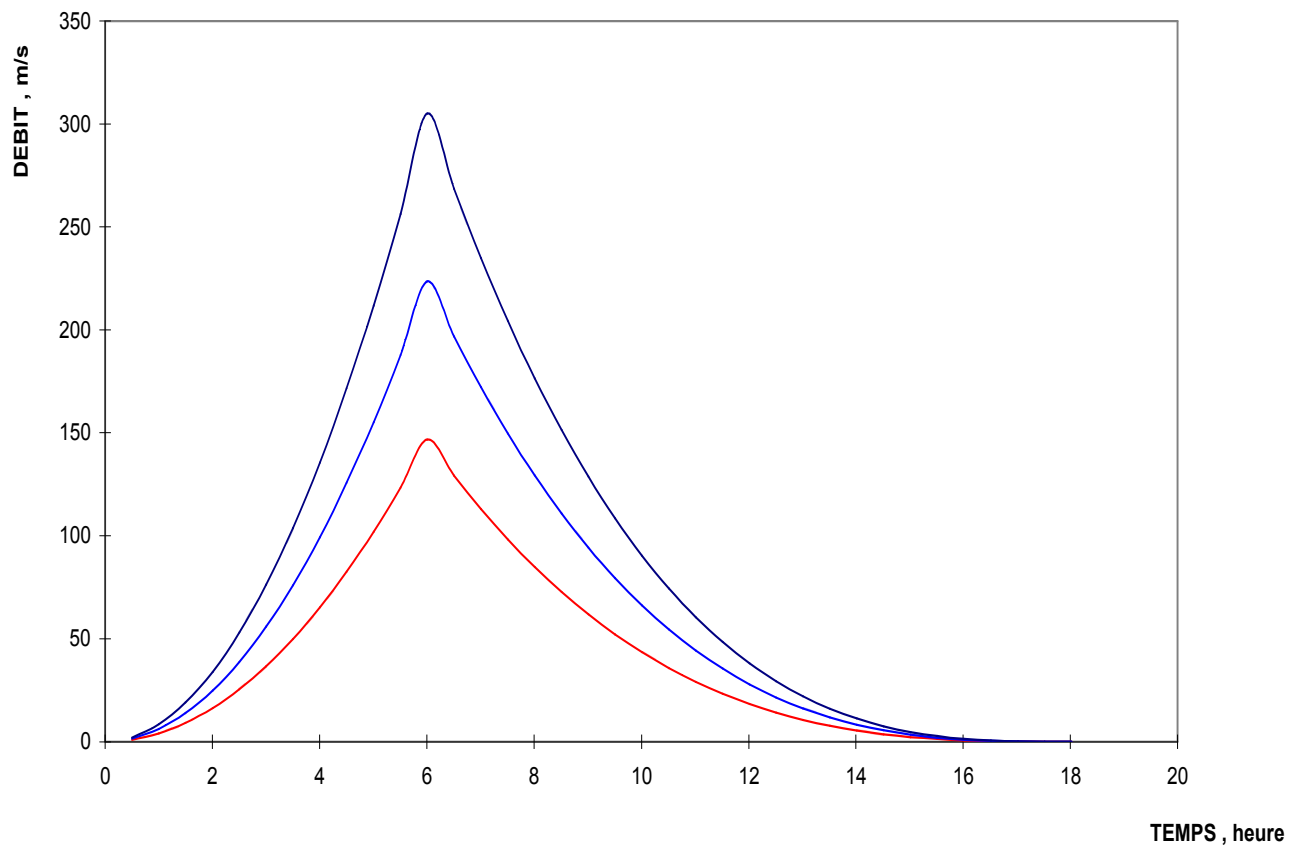
Tab. III.5 .3 :hydrogramme de crue fréquentielles S.B2

t(heure)	t/t _c	(t/t _c) ²	Q _{t(10%)}	Q _{t(1%)}	Q _{t(0,1%)}
0,50	0,083	0,0069	1,019	1,55	2,11
1,00	0,166	0,027	4,077	6,20	8,47
1,50	0,25	0,062	9,174	13,96	19,06
2,00	0,333	0,11	16,31	24,83	33,89
2,50	0,416	0,17	25,48	38,80	52,96
3,00	0,5	0,25	36,69	55,87	76,27
3,50	0,583	0,34	49,95	76,05	103,81
4,00	0,666	0,44	65,24	99,33	135,5
4,50	0,75	0,56	82,57	125,72	171,61
5,00	0,833	0,69	101,94	155,21	211,86
5,50	0,916	0,84	123,35	187,80	256,36
6,00	1	1	146,79	223,50	305,09

Tab. III.5 .3 :hydrogramme de crue fréquentielles S.B2

t _d -t	t _d -t/t _d	(t _d -t/t _d) ³	Q _{t(10%)}	Q _{t(1%)}	Q _{t(0,1%)}
12,01	1	1	146,79	223,50	305,09
11,51	0,95	0,88	129,20	196,71	268,52
11,01	0,91	0,77	113,07	172,15	234,99
10,51	0,87	0,66	98,34	149,73	204,38
10,01	0,83	0,57	84,95	129,34	176,55
9,51	0,79	0,49	72,8	110,89	151,37
9,01	0,75	0,42	61,92	94,29	128,71
8,51	0,70	0,35	52,17	79,43	108,42
8,00	0,66	0,29	43,49	66,22	90,39
7,50	0,62	0,24	35,83	54,56	74,48
7,00	0,58	0,19	29,13	44,36	60,55
6,50	0,54	0,15	23,32	35,52	48,48
6,00	0,5	0,12	18,34	27,93	38,13
5,50	0,45	0,09	14,13	21,51	29,37
5,00	0,41	0,07	10,61	16,16	22,06
4,50	0,37	0,05	7,74	11,78	16,08
4,00	0,33	0,03	5,43	8,27	11,29
3,50	0,29	0,02	3,64	5,54	7,56
3,00	0,25	0,01	2,29	3,49	4,76
2,50	0,20	0,009	1,32	2,02	2,75
2,00	0,16	0,004	0,67	1,03	1,41
1,50	0,125	0,0019	0,28	0,43	0,59
1,00	0,08	0,0005	0,08	0,12	0,17
0,50	0,04	0	0,01	0,016	0,022
0	0	0	0	0	0

FIG : III.5.3.2. HYDROGRAMME DES CRUES FREQUENTIELLES SOUS BASSIN II



CONCLUSION :

Les valeurs des précipitations annuelles estimées à 406 mm et le volume annuel moyen des apports s'élevant à 6.41 hm³ relatifs au Bassin versant au site de Crab, ont été finalement adoptés du fait qu'ils ont été obtenus par suite d'une étude relativement détaillée des données disponibles au niveau de la station pluviométrique de Sedrata. (140101) complétées par analogie de bassins. Malheureusement, les apports sur l'Oued n'ont pu être obtenus à partir des débits d'une station hydrométrique pour des raisons citées précédemment, de plus, l'Oued Crab est dépourvu de station qui lui est propre. Cependant, cela n'enlève en rien à la bonne approximation faite sur l'évaluation de ces apports d'autant plus que le bassin versant de Crab a été scindé en deux sous bassins pour une meilleure approche des paramètres hydrologiques.

Quant aux valeurs des crues, une estimation comparative des résultats a montré une certaine dispersion de celles-ci, à cause entre autres, de la considération de certains paramètres pour certaines formules, inconsiderés dans d'autres. Néanmoins, les valeurs adoptées sont représentatives et traduisent assez bien le comportement hydrologique au niveau de l'Oued Crab. Etant donné que nous avons à faire à une étude de lutte contre les inondations dues aux crues de l'Oued Crab, la crue de projet est la décennale $Q_{10\%}=270.0 \text{ m}^3/\text{s}$. Toutefois cet aménagement sera vérifié à la vingtennale $Q_{20\%}=312.0\text{m}^3/\text{s}$.

Les hydrogrammes 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 transports solides et de l'envasement au site de Crab, au droit de l'ouvrage de rejet. La valeur retenue est 53283m³ /An.

CHAPITRE IV : délimitation et description des zones inondables

IV.1) Introduction:

Cette partie d'étude est une introduction pour faire aménager les zones d'impact par des moyens de protection, elle met en exergue les causes principales des inondations de la ville de SEDRATA, mais aussi une note qui distingue les zones très exposées aux cours torrentielles sur la ville de celles qui présentent moins de risques.

IV.2 : Recherche et identification des causes des inondations

1-L'urbanisation et l'implantation d'activités dans les zones inondables:

l'urbanisation récente se fait en grande partie dans des secteurs attractifs, souvent sans tenir compte de leur vulnérabilité. En parallèle, l'augmentation du niveau de vie, le développement des réseaux d'infrastructures accroît dans des proportions notables la valeur globale des biens et la fragilité des activités exposées.

2-La diminution des champs d'expansion des crues :

Consécutives à l'urbanisation et aggravée par l'édification de digues ou remblais, la conséquence en est une réduction de l'effet naturel d'écrêtement des crues bénéfique aux secteurs habités en aval des cours d'eau.

3-L'aménagement parfois hasardeux des cours d'eau:

Sans respecter leur fonctionnement global, ainsi que beaucoup d'oueds ont été modifiées localement sans se soucier des conséquences en amont ou en aval. Ces aménagements peuvent avoir pour conséquences préjudiciables l'accélération de crues en aval et l'altération du milieu naturel.

4-La formation et la rupture d'embâcles :

Les matériaux flottants transportés par le courant s'accumulent en amont des passages étroits. La rupture éventuelle de ces embâcles provoque une onde puissante et dangereuse en aval.

5-La défaillance des dispositifs de protection :

Le rôle des dispositifs de protection (digues, déversoirs) est limité. Leur utilisation peut parfois exposer davantage la plaine alluviale que si elle n'était pas protégée.

6-L'utilisation ou l'occupation des sols sur les pentes des bassins versants :

Le bassin versant constitue l'aire géographique d'alimentation du cours d'eau. Toute modification qui empêche le laminage de la crue ou la pénétration des eaux dans le sol favorise une augmentation du ruissellement, un écoulement plus rapide et une concentration des eaux pouvant ainsi contribuer à aggraver les crues. Le déboisement, la suppression des haies, l'imperméabilisation des sols (route, parkings,...) sont des facteurs qui contrarient le laminage de la crue et la pénétration de l'eau dans le sol.

7-Le transport et dépôt de produits indésirables :

Entraînés par l'eau puis abandonnés et pouvant déclencher des accidents technologiques.

IV.3 : Conséquence et dommage sur l'aménagement urbain :

Elles affectent les personnes, les communications, les biens et les activités mais aussi le milieu naturel.

1-La mise en danger des personnes survient surtout lorsque les délais d'évacuation sont trop courts ou inexistant pour des crues rapides ou torrentielles sans exclure les crues de plaines. Dans les espaces urbanisés (constructions au bord d'oueds) la population exposée peut être très importante. Le danger se traduit par le risque d'être emporté ou noyé mais aussi par l'isolement sur des îlots coupés de tout accès. Généralement les hauteurs d'eau supérieures à 1 mètre ou des vitesses de plus de 0.50 m/s sont dangereuses pour l'homme.

2-L'interruption des communications se manifeste par la coupure des routes et des voies ferrées, la perturbation des réseaux enterrés ou de surface.

3-Les dommages aux biens et aux activités revêtent différentes formes. Ils touchent essentiellement les biens mobiliers et immobiliers. À côté des dommages évident (habitat, pertes agricoles, machines endommagées), d'autres sont souvent peu connus (infrastructures d'équipement, impossibilité d'être ravitaillé, chômage technique, perte d'activité). Mais aussi les activités agricoles sont généralement les plus touchées, par l'endommagement des ouvrages, les pertes agricoles...etc.

4-Les dégâts du milieu naturel dus à l'érosion et aux dépôts de matériaux, aux déplacements du lit ordinaire. Les phénomènes d'érosion, de charriage, de suspension de matériaux et d'alluvionnement participent à l'évolution du milieu naturel dans ces aspects positifs comme négatifs.

IV.4 : délimitation des zones inondable dans la ville de SEDRATA :

IV.4.1 : Les causes des inondations d'oued CRAB :

Dans la continuité des travaux sur cartes et documents, une visite a été organisée en vue de mieux vulgariser les conditions locales du site d'oued Crab.

En effet, cette visite a permis de constater que l'oued Crab montre qu'effectivement la section du cours d'eau n'est pas en mesure de véhiculer les eaux de crues.

Le canal couvert véhicule les eaux de crues de l'oued Souk uniquement.

A sa sortie oued Souk se jette dans l'oued Crab qui doit être impérativement reprofilé, et rectifié, en somme régularisé.

La superficie du bassin versant, de par son ampleur assez importante déversera une quantité d'eau considérable provoquant sans aucun doute des débordements, entraînant la balade des eaux sur les espaces riverains.

Cependant ce bassin qui est en fait légèrement boisé augure un taux d'abrasion modéré causé par les ruissellements d'où un apport solide acceptable.

Du fait de l'importance du bassin versant et de sa complexité, nous pensons qu'il est plus utile de scinder ce bassin en deux sous bassins.

Le premier sous bassin est drainé par les oueds Malah, et Souk.

Le deuxième sous bassin est drainé par les oueds Ain Sfa, et Behez.

Ces deux derniers donnent naissance a oued Crab, dans lequel viennent se jeter oued Souk, et oued Malah.

IV.4.2 : Classification et description des zones sur la ville SEDRATA:

La classification est préliminaire et se base sur les estimations hydrologiques du bassin et selon constats sur sites

- 1- Zone rouge ;
- 2- Zone orange ;
- 3- Zone verte ;
- 4- Zone soumise à l'érosion
- 5- Zone de dépôt solide.

IV.4.2.1 Zone rouge :

Cette zone correspond à la zone la plus exposée aux grands risques d'inondation, ces inondations sont dues aux crues temporaires.

Cette zone inclue les constructions les plus exposées aux inondations et qui sont inondées à chaque crue. Elle comprend toutes les constructions situées a coté de l'oued crab .

IV.4.2.2 : Zone orange :

Cette zone correspond à la zone moins exposée aux risques d'inondations par rapport à la zone rouge, elle est inondée lors des crues critiques et exceptionnelles, elle présente un degré moins de risque.

Elle comprend les constructions avoisinantes et couvertes par les agglomérations de la zone rouge, Dans le cas des crues critiques, les eaux inondent la zone rouge (avec de grandes vitesses) et débordent vers la zone orange qui sera aussi inondée.

IV.4.2.3 : Zone verte :

Cette zone correspond à la zone qui ne sera pas soumise au danger de passage d'eaux torrentielles ou des stagnations, elle ne présente aucun danger de ce point de vue, c'est généralement à cause des pentes modérées.

Cette zone correspond au reste de la ville de sedrata.

IV.4.2.4 : La zone d'érosion :

Cette zone inclus la partie sensible à l'érosion due aux crues, elle correspond aux parties là où l'écoulement des eaux est torrentielles, ce qui provoque l'affouillement des berges des petits cours d'eau.

Ces parties sont situées dans la zone où il y a une pente importante, et aussi dans la zone de changement de pente.

Un autre facteur qui favorise l'érosion est le type de sol dans cette zone, et on a constaté des secteurs non rocheux (marneux) favorable à l'érosion

IV.4.2.5 : Zone de dépôt solide :

Cette zone correspond à la zone où il y a des dépôts solides dans la rencontre de oued elmaleh et oued souk et d'autre coté la rencontre de oued behèz et oued crab généralement, elle correspond aux endroits bas et plans.

IV. 5 : conclusion:

D'après la classification des zones dans la ville de sedrata il y a l'agglomération la plus proche de l'oued sont touchée par le phénomène de l'inondation.

CHAPITRE V: Etude des variantes

V.1 : Introduction :

Nous proposons comme solution dans cette étape de l'étude aux aléas suscitées, des variantes comme les ouvrages suivants : souvent des canaux, mur de soutènement en gabion, Ces ouvrages qui doivent être adaptés aux terrains souvent difficiles, ainsi pour protéger non seulement leur voisinage, mais aussi la totalité de la ville.

V.2: JUSTIFICATION DE DEBORDEMENT PAR LA METHODE D'ALTOUNINE

Tout d'abord on détermine la pente de projet à donner sur la base d'une réflexion technico économique :

La dénivelée entre le point extrême amont et le point extrême aval est :

$$H_d = 997 - 984.85 = 12.15\text{m}$$

La longueur du cours d'eau a considérer est :

$$L = 1560\text{m}$$

La pente de projet est :

$$J = \frac{H_d}{L}$$

$$J = 0.008$$

La vitesse effective est déterminée par la formule suivante :

$$V_{ef} = \frac{0,858 \cdot Q^{0.083} \cdot (1000J)^{0.312}}{A^{0.175}}$$

$$V_{ef} = 1.80\text{m/s}$$

La largeur de projet B est définie par la formule d'Altounine :

$$B = \frac{Q^{0.5}}{J^{0.2}}$$

$$B = 41.0\text{m}$$

Le débit unitaire est égal a :

$$q = \frac{Q}{B}$$

$$q = 5.73 \text{ m}^3/\text{s}$$

La profondeur moyenne dans le canal est définie par l'expression suivante :

$$H = \left(\frac{q}{V_{\text{ef}}} \right)^{4/5}$$

$$H = 2.52\text{m}$$

La vitesse moyenne est égale a :

$$V = \frac{q}{H}$$

$$V = 2.26\text{m/s}$$

Le nombre de Froude est égal a :

$$Fr = \frac{U}{(g \cdot H)^{0.5}}$$

$$Fr = 0.45$$

Le nombre de Reynolds est égal a :

$$Re = \frac{R_h \cdot U}{\nabla}$$

ou R_h – rayon hydraulique, m

$$R_h = S/P$$

$$R_h = 2.24\text{m}$$

La viscosité cinématique du fluide pour notre fluide est :

$$\nabla = 1,01 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$$

Le nombre de Reynolds est égal a:

$$Re = R_h \cdot U / \nabla$$

$$Re=5012277$$

Le nombre de Froude est égal a:

$$Fr=U/(g.Dh)^{1/2}$$

$$Fr=0.45$$

La vitesse admissible en fonction du matériau en place est égale a :

$$U_{adm} = 1.8 \text{ m/s}$$

La vitesse obtenue $U = 2.26 \text{ m/s}$ est supérieure a la vitesse d'érosion $U_{er} > 1.8 \text{ m/s}$, et supérieure a la vitesse de dépôt $U_d < 0.8 \text{ m/s}$.

$$1.8 < 2.26 > 0.8$$

Donc il y a érosion

Le nombre de Reynolds est égal a $Re=243000$

$$Re=5012277 > 2000$$

Donc on a un régime turbulent

Le nombre de Froude est égal a $Fr=0.45$

$$Fr=0.45 < 1$$

Donc on a un écoulement fluvial

Lors du passage de la crue l'écoulement d'ans l'oued Crab sera :

Fluvial-Turbulent

Avec les paramètres hydrauliques suivants :

Tab.V.2.1 : les paramètres hydrauliques

Débit, Q m ³ /s	Largeur, B m	Hauteur, H m	Pente, J %	Surface, S m ²	Perimètre, p m	Rayon R _h m
270.0	41.0	2.52	0.008	103	46	2.2

L'ouvrage de protection aura une hauteur égale à

$$H_d = H + R$$

R – la revanche est prise égale à 0,5m

$$H_d = 3.0 \text{ m}$$

Actuellement l'ouvrage n'est pas apte à véhiculer la crue décennale, car la largeur moyenne de l'oued Crab est de 20.0m, et la largeur maximale de l'oued est de 44.0m, c'est ce qui vérifie le choix approprié de la crue de projet $Q=270\text{m}^3/\text{s}$.

L'aptitude de l'ouvrage de protection est vérifiée donc débordement.

Aussi il est impératif de récalibrer et de rectifier l'oued sur la base de la crue de projet en faisant recours à des ouvrages de correction et de protection ayant une rugosité artificielle permettant la maîtrise des écoulements lors des crues. Pour cela nous avons envisagé quatre variantes distinctes qui feront chacune l'objet d'un calcul hydraulique permettant d'aller à une analyse comparative devant aboutir à la variante la plus optimale du point de vue technique et économique.

V.3: Variantes proposées :

Dans la perspective de protéger la ville de Sedrata contre les venues d'eau de crues, le travail de réflexion a fait ressortir quatre variantes probables pouvant mener à la projection de la base.

V.3 .1 : Variante 1

Il s'agit dans la première variante de véhiculer les eaux à travers un dalot à cinq pertuis en béton armé dosé à $350\text{kg}/\text{m}^3$. Chaque pertuis a une largeur de 4.0m, et une hauteur de 2.5m. La séparation entre pertuis est assurée par un mur d'une épaisseur de 20cm. Le dalot est couvert de dalles faisant toit à l'ouvrage, et ayant une épaisseur de 15cm. Les deux extrémités transversales du dalot sont composées de murs de soutènement munis de barbacanes faisant office de drains.

V.3 .2 : Variante 2

La seconde variante consiste en un canal de forme trapézoïdale en béton armé dosé à $350\text{kg}/\text{m}^3$, ayant des pentes de talus $m=1$. La hauteur de l'ouvrage y compris la revanche est de 3.0m, la largeur en base $b=16.0\text{m}$, et $B=21.0\text{m}$. La hauteur d'eau dans ce canal pour la crue de projet est de 2.5m et la revanche égale à 50cm. Les talus sont munis d'un réseau de barbacanes faisant office de drains.

V.3 .3 : Variante 3

La troisième variante consiste en un canal de forme rectangulaire en gabions. La largeur du canal est de 34m, et la hauteur de l'ouvrage est de 3.0m y compris la revanche qui est estimée égale à 50cm. Les murs sont constitués de caissons grillagés en fil de fer galvanisé et remplis de pierres, les dimensions de ces caisses sont conformes aux normes universelles.

Le radier est constitué de gabions pailles d'épaisseur égale à 50cm. Derrière les murs les remblais sont soigneusement compactés.

V.3 .4 : Variante 4

La quatrième variante consiste en un canal de forme trapézoïdale en enrochements, ayant des pentes de talus $m=1$. la hauteur de l'ouvrage y compris la revanche est de 3.0m, la largeur en base $b=28.0m$, et $B=33.0m$. la hauteur d'eau dans ce canal pour la crue de projet est de 2.5m et la revanche égale à 50cm. L'épaisseur de la protection rocheuse est de 30cm. Ces roches sont placées sur un tapis de géotextile de type tissus non tissés faisant office de drain filtrant les eaux souterraines ainsi que les pressions interstitielles, et empêchant les particules du sol de fondation d'y traverser à travers les interstices des enrochements .

Tableau V .2.4 : les paramètres des variantes

PARAMETRES	Variante I	Variante II	Variante III	Variante IV
Q_s (m ³ /s)	270	270	270	270
n	0.014	0.014	0.025	0.0225
h_s (m)	2.5	2.5	2.5	2.5
b_s (m)	20	16	34	28
m	--	1	--	1
B_s (m)	20	21	34	33
S_s (m ²)	50	46.25	85	76.25
P_s (m)	25	23.07	39	35.07
R_s (m)	2	2	2.18	2.17
C	80.17	80.2	45.55	50.58
j	0.008	0.008	0.008	0.008

RECAPITULATIF DE L'EVALUATION FINANCIERE DES VARIANTES

VARIANTE I	VARIANTE II	VARIANTE III	VARIANTE IV
561063000 DA	215571600 DA	116310800 DA	139298112 DA

Le détail qui conserne le coup des variantes est entamé dans le chapitre (VIII)

V.4 : ANALYSE COMPARATIVE DES VARIANTES

- La première variante est celle qui a une durée de vie assez importante, mais très coûteuse et difficile à réaliser comparativement aux autres variantes.
- La seconde variante est moins coûteuse que la variante I, et ayant une durée de vie aussi appréciable que la première alternative. Toutefois l'ouvrage n'étant pas

couvert sera exposé aux riverains qui sans aucun doute l'utiliseraient comme décharge a ordures.

- Malgré que la troisième variante est la moins coûteuse, par rapport aux trois autres alternatives. Elle possède néanmoins des inconvénients majeurs qu'il faudrait prendre en considération lors du choix de la variante a adopter pour l'exécution :
 - Durée de vie de l'ouvrage relativement courte par rapport aux trois autres variantes.
 - Curage très difficile de l'ouvrage du fait de ses aspérités
 - Lors du curage l'endommagement de certains éléments (caisses) est inévitable.

- La quatrième variante est elle aussi peu coûteuse, malheureusement en plus des inconvénients qui sont identiques a la troisième variante, celle-ci est exposée au pillage par les riverains des matériaux d'encrochements très fréquemment utilisés dans les constructions a caractère d'habitation et autres notamment dans les fondations.

V.5 : CONCLUSION

L'analyse comparative des quatre alternatives basées sur une réflexion technico-économique, ainsi que sur les avantages et les inconvénients de chacune d'elles, et les réalités du terrain du point de vue social nous a permis de proposer la première variante même si celle ci est la plus coûteuse , et qui consiste en un ouvrage en béton armé dosé a 350kg/m^3 assis sur une couche de 5cm de béton de propreté dosé a 150kg/m^3 .

Opter pour la variante qui lui semble la plus adéquate pour protéger la ville de Sedrata contre les inondations dues aux débordements de l'oued Crab.

CHAPITRE VI: Calcul hydraulique

VI.1. Introduction :

L'écoulement de l'eau à surface libre est un phénomène beaucoup plus compliqué que l'écoulement en charge parce que la présence d'une surface libre entraîne les variations des sections liquides suivant la longueur du courant même en cas d'obstacles insignifiants. Il exige l'étude des processus de formation des ondes .et parfois nécessite la prise en considération de l'influence des forces tensioactive ...etc. Les courants à surface libre peuvent être permanent, non permanent .uniforme ou non uniforme.

Dans ce manuel on n'examine que les courants permanents

VI.2 : calcul hydraulique des variantes choisies :

Pour un écoulement lentement variable, on peut admettre qu'en toute section la pente de la ligne de charge est celle d'un régime uniforme.

VI.2.1 : Les conditions de l'écoulement uniforme :

- 1- le débit de l'eau dans chaque section des tronçons proposes est constant.
- 2- L'ouvrage est rectangulaire.
- 3- La profondeur h du courant est constante en sa longueur.
- 4- La pente de chaque section est constante.
- 5- La rugosité de font et des parois est constant.
- 6- Les résistances locales sont absentes.

VI.2.2 : Les formules de calcul principal :

La formule de calcul principale pour un écoulement permanent uniforme de l'eau est

la formule de chézy :

La vitesse moyenne du courant sous la forme suivant :

$$v = c\sqrt{Ri} \dots\dots\dots (VI.2.2.1)$$

On utilisant le rapport suivant $Q = vS$, on obtient

$$Q = CS \sqrt{Ri} \dots\dots\dots(VI.2.2.2)$$

Avec :

C : coefficient de chézy ($m^{0.5}/s$)

S : section mouille (m^2)

R_h : rayon hydraulique $R_h = S/P$ (m)

I : pente de fond du canal.

VI.2.3 : Détermination de coefficient de chézy :

En utilisant les formules empiriques pour Détermination de coefficient de chézy :

1-formule de PAVLOVSKI :

$$C = \frac{1}{n} R^{1/y} \dots\dots\dots(VI.2.3.1.a)$$

Avec :

C : coefficient de chézy ($m^{0.5}/s$)

n : la rugosité

R_h : rayon hydraulique $R_h = S/P$ (m)

y : est l'exposant déterminé soit d'après la relation complète :

$$y = 2.5 \sqrt{n} - 0.13 - 0.75 \sqrt{R} (\sqrt{n} - 0.10) \dots (VI.2.3.1.b)$$

Soit d'après les égalités simplifiées :

$$y = 1.5 \sqrt{n} \text{ a } R < 1m \dots\dots\dots(VI.2.3.1.c)$$

$$y = 1.3 \sqrt{n} \text{ a } R > 1m \dots\dots\dots(VI.2.3.1.d)$$

2-formule d'AGROSKINE :

$$C = \frac{1}{n} + 17.72 \log R \dots\dots\dots (VI.2.3.2)$$

Avec :

C : coefficient de chézy ($m^{0.5}/s$)

R_h : rayon hydraulique $R_h = S/P$ (m)

n : la rugosité

3- La formule de MANING-STRICKLER :

$$Q = CS \sqrt{Ri} \dots\dots\dots(VI.2.3.3)$$

$$C = \frac{1}{n} R^{1/6} \dots\dots\dots (VI.2.3.3.a)$$

Avec

C : coefficient de chézy ($m^{0.5}/s$)

R_h : rayon hydraulique $R_h = S/P$ (m)

n : la rugosité

La formule de MANING-STRICKLER permet de transformer la formule de chézy pour obtenir :

$$V = K.R_h^{2/3} .I^{1/2} \dots\dots\dots (VI.2.3.3.b)$$

Où :

K : coefficient de rugosité de STRICKLER.

R_h : le rayon hydraulique (m).

I : la pente du radie

Remarque :

Dans notre étude on choisi la formule de MANING-STRICKLER :

VI.2.4 : Les paramètres géométriques :**VI.2.4.1 : Le choix de la section de meilleure conductivité :**

Le profil de meilleure conductivité est le profil qui véhicule le débit maximum.

Pour un canal de pente J_u et de coefficient de rugosité n, la section qui véhicule le débit maximum Q_{max} est celle où le rayon hydraulique R_h est maximal, et la section S est minimale. (R_h étant la surface mouillée S_m sur le périmètre mouillé P_m).

Notre choix portera sur la section trapézoïdale et rectangulaire, dont les caractéristiques sont la suivantes :

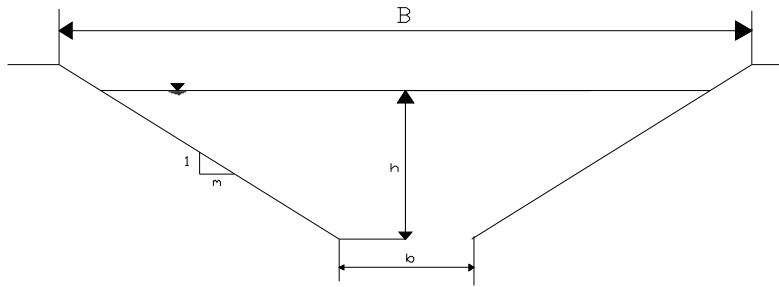


Fig.VI.2.4.4.1 : les paramètres géomorphologiques d'un canal trapézoïdal

Avec :

m : Le fruit des talus, $m = \cotg \varphi$. dans la section la plus avantageuse

h : Le tirant d'eau maximum (pour Q_{max}), en m.

B : La largeur supérieure du canal, en m.

b : La largeur inférieure du canal, en m.

On définit la surface mouillée S et le périmètre mouillé P par :

$$S = h. (b + m.h) \dots\dots\dots (VI.2.4.1.a)$$

$$P = b + 2.h.\sqrt{1 + m^2} \dots\dots\dots (VI.2.4.1.b)$$

Dans le cas d'une canal rectangulaire on a :

m=1 & b=B

VI.2.4.2 : Calcul du rayon hydraulique maximale:

On a: $R_h = S / P \dots\dots\dots (VI.2.4.2.a)$

Alors: Le rayon hydraulique sera max pour une valeur de Pmin.

Le périmètre soit min pour $dP=0$.

On a :

$$dS = h db + (b + m.h) dh = 0 \dots\dots\dots (VI.2.4.2.b)$$

$$dP = db + 2 (1 + m^2)^{0.5} dh = 0 \dots\dots\dots (VI.2.4.2.c)$$

Les équations 1 et 2 donnent :

$$b = h (2(1 + m^2)^{0.5}) - m \dots\dots\dots (VI.2.4.2.d)$$

Tableau VI.2.4 : paramètres géométriques d'un canal à section trapézoïdale

Désignation	Expression
b	$2h (\sqrt{1+m^2} - m)$
B	$b + 2mh$
S	$h (b + mh)$
P	$b + 2h \sqrt{1+m^2}$
R_h	$\frac{S}{P}$

VI.2.5: Calcul de la profondeur normal h_n :

La détermination de h_n se fait par plusieurs méthodes ; Et parmi ces méthodes on a la méthode itérative et méthode d'AGROSKINE.

VI.2.5.1 : Méthode itérative :

On tire la valeur de h_0 à partir de l'équation générale de l'écoulement uniforme :

$$Q = S.C.\sqrt{R}\sqrt{I} \dots\dots\dots (VI.2.5.1)$$

Avec :

- S :** Section mouillée ;
- C :** coefficient de CHEZY ;
- R :** Rayon hydraulique ;
- I :** pente du canal ;

Donc fixe la valeur de b on a donne les valeurs de h_n et détermine Q Jusqu'a Q_{max} comme la dimensionnement les canaux propose dans la chapitre précédent

VI.2.5.2 : Méthode D'AGROSKINE :

D'après la méthode d'agroskine on a

$$F = \frac{1}{4m_0} \frac{Q}{\sqrt{I}} \quad \text{avec } m_0 = 2\sqrt{1+m^2} - m \dots\dots\dots (VI.2.5.2)$$

D'après les annexes on tire la valeur de R_a qui correspond à n et F

Donc par la méthode d'interpolation linéaire on a trouvé la valeur $\frac{b}{Ra}$

Après on peut tirer la valeur du rapport h_n/R_a

❖ **Les tables sont trouves ou polycop(le calcul hydraulique a surface libre) de Mr HASANE ,4 année .**

VI.2.6: Calcul de la profondeur critique h_{cr} :

Le calcul de h_{cr} se fait aussi par plusieurs, utilisé trois méthodes :

Parmi cette méthode on a, La méthode graphique, la méthode itérative et finalement la méthode d'AGROSKINE.

VI.2.6.1 : Méthode graphique :

La méthode graphique est basée sur le graphe de l'énergie en fonction de h .

Et puisque la valeur de h_{cr} est la valeur qui corresponde une énergie cinétique plus énergie potentielle minimale. Donc on construit le graphe de

$$H_s = f(h) \text{ sachant que } H_s = E_p + E_c$$

E_p : Energie potentielle et est égale à h ;

E_c : Energie cinétique et égale à $V^2/2g$;

VI.2.6.2 : Méthode itérative :

Cette méthode consiste à tirer la valeur de h_{cr} a régime critique par l'équation suivante :

$$\frac{\alpha Q_{nor}^2}{g} = \frac{S_c^3}{B_c} \dots\dots\dots (VI.2.6.2)$$

VI.2.6.3 : Méthode analytique d'AGROSKINE :

La méthode d'AGROSKINE utilise la formule suivante :

$$h_{cr} = K \cdot h_{cr(R)} \dots\dots\dots (VI.2.6.3.a)$$

$h_{cr(R)}$: Est h_{cr} de la section rectangulaire équivalente ;

$$h_{cr(R)} = \sqrt[3]{\frac{\alpha Q^2}{g \cdot b^2}} \dots\dots\dots (VI.2.6.3.b)$$

Et d'autre part :

$$K = 1 - (\sigma_e/3) + 0,105\sigma_e^2 \dots\dots\dots(VI.2.6.3.c)$$

Avec: $\sigma_e = m \cdot h_{c(R)}/b \dots\dots\dots(VI.2.6.3.d)$

VI.2.7: Calcul de la pente critique:

La pente critique correspondant à la profondeur critique.

La pente critique donne par la formule suivante :

$$Q = C \cdot S_{cr} \cdot \sqrt{R_{cr} \cdot I_{cr}} \dots\dots\dots (VI.2.7.a)$$

Donc :

$$I_{cr} = \frac{Q^2}{C^2 \cdot S_{cr}^2 \cdot R_h} \dots\dots\dots (VI.2.7.b)$$

VI.2.8: Calcul de la ligne d'eau

VI.2.8.1: Equation de la surface libre de la ligne d'eau :

L'équation de la surface libre de la ligne d'eau, est une équation liée à l'abscisse et à l'ordonnée de chaque point de la ligne d'eau pour un débit et une pente du canal donnée.

En se basons sur l'équation d'énergie :

$$H = z + V^2 / 2g + h \dots\dots\dots(VI.2.8.1.a)$$

Et sur l'équation de la continuité :

$$Q = V / S \dots\dots\dots(VI.2.8.1.b)$$

Dérivant l'équation (VI.2.8.a) par rapport à dx, on trouve :

$$\frac{d}{dx} \left(\frac{(Q/S)^2}{2g} \right) + \frac{dh}{dx} + \frac{dz}{dx} = \frac{dH}{dx} \dots\dots\dots(VI.2.8.1.c)$$

Comme : $\frac{dz}{dx} = -J_f$ et $\frac{dH}{dx} = -J_e = -\frac{(Q/S)^2}{C^2 \cdot R_h}$

On trouve :

$$\frac{dh}{dx} = J_f \frac{1 - \frac{(Q/S)^2}{C^2 \cdot R_h \cdot j_f}}{1 - \frac{(Q/S)^2}{g \cdot S / B}} \dots\dots\dots (VI.2.8.1.d)$$

VI.2.8.2: Calcul de la surface d'eau :

Pour le tracé de la surface d'eau, on doit passer par l'intégration de l'équation N° VI.2.8.1.d

On peut distinguer pour cela 3 méthodes de calcul :

- La méthode par approximation successive.
- La méthode par intégration directe.
- La méthode par intégration graphique.

Remarque :

Pour notre étude, on a utilisé le logiciel " CANALP " dont le principe de calcul est basé sur la première méthode (La méthode par approximation successive).

VI.2: résultats des calculs hydrauliques

Les résultats des calculs hydraulique des quatre variantes (dalot en béton armé ; canal de forme trapézoïdale en béton armé ; canal de forme rectangulaire en gabions ; canal de forme trapézoïdale en enrochement avec un mur, digues à l'aval des cours d'eau), pour la crue décennal égale a $Q=270\text{m}^3/\text{s}$ sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau VI.2.4 : les paramètres des variantes

PARAMETRES	Variante I	Variante II	Variante III	Variante IV
$Q, (\text{m}^3/\text{s})$	270	270	270	270
n	0.014	0.014	0.025	0.0225
h, (m)	2.5	2.5	2.5	2.5
$b, (\text{m})$	20	16	34	28
m	--	1	--	1
$B, (\text{m})$	20	21	34	33
$S, (\text{m}^2)$	50	46.25	85	76.25
$P, (\text{m})$	25	23.07	39	35.07
$R, (\text{m})$	2	2	2.18	2.17
C	80.17	80.2	45.55	50.58
j	0.008	0.008	0.008	0.008
$V, (\text{m/s})$	4.7	5.08	2.75	3.08

En a respecté la norme de l'écoulement a surface libre qu'est $h=30\%h_n+h_n$

$Y_c = 2.414$; $Y_N = 1.531$; $Y_{\text{amont}} = 2.41$

Les résultats de calcul sont présentés dans le tableau suivant :

Tab.VI.2.5 : résultats de calcul du canal rectangulaire

sections	Q (m ³ /s)	absice	Pas (m)	Y(m)	Froude	Hs	J (mm/m)
Amont	270	0.00	200	2.41	1.00272	3.622	1.946
1	270	200	200	1.65	1.77002	4.235	6.325
2	270	400	200	1.57	1.90701	4.425	7.396
3	270	600	200	1.54	1.96301	4.507	7.860
4	270	800	200	1.54	1.96301	4.507	7.860
5	270	1000	200	1.54	1.96301	4.507	7.860
6	270	1200	200	1.53	1.98229	4.532	8.023
7	270	1400	200	1.53	1.98229	4.532	8.023
aval	270	1600	200	1.53	1.98229	4.532	8.023

Dissipation d'énergie :

Le principe de la dissipation d'énergie du flot évacué se fait par un ralentissement brutal de la vitesse de l'écoulement et donc par un changement du régime d'écoulement du torrentiel au fluvial. Pour la dissipation de l'énergie on a opté pour un bassin de dissipation à ressaut, dont la forme et le type dépendent de l'énergie de l'écoulement torrentiel.

Les tests réalisés par (USBR) « The Bureau Of Réclamation » montrent que le ressaut dépend directement du nombre de Froude et on a :

$1,0 \leq Fr \leq 1,7$ Ressaut ondulé.

$1,7 < Fr \leq 2,5$ Ressaut faible de petites apparaissions en surface.

$2,5 < Fr \leq 4,5$ Ressaut oscillant.

$4,5 < Fr \leq 9$ Ressaut stable (Stationnaire).

$Fr > 9$ Ressaut fort (Ecoulement très turbulent).

On a : $Fr=1.98$ donc Ressaut faible de petites apparaissions en surface

Il faut protéger notre ouvrage a l'entrée et a la sortie donc :

_ a l'entré : en le protégé avec des enrochements et élargissement en amant de l'ouvrage.

_ a la sortie : notre ouvrage se termine avec un canal élargi et on le protège avec des enrochements.

VII : Conclusion

Le profil de meilleure conductivité est le profil qui véhicule le débit maximum.

Pour un canal de pente J_u et de coefficient de rugosité n , la section qui véhicule le débit maximum Q_{max} est celle où le rayon hydraulique R_h est maximal, et la section S est minimale.

CHAPITRE VII : Etude de stabilité

VII.1 : Introduction :

Rôle dévolu à la structure en béton armé. En pratique, deux cas peuvent se présenter :

- **Premier cas :**

Le béton armé joue à la fois les rôles de structure mécanique et d'étanchéité (avec ou sans revêtement de protection complémentaire, destiné à empêcher l'attaque éventuelle du béton par le produit contenu). Dans ce cas, le béton doit être particulièrement compact, et la fissuration du béton strictement limitée.

- **Second cas**

Le béton armé ne joue que le rôle de structure mécanique, sans rôle d'étanchéité : dans ce cas,

La fissuration est admise, étant entendu en contrepartie, qu'il doit être prévu, sur les parois en contact avec le liquide, un revêtement d'étanchéité capable de s'adapter aux légères déformations entraînées par la fissuration de son support. Les exigences vis-à-vis de la fissuration sont alors liées à la nature de ce revêtement (adhérent ou non, souple ou élastoplastique, etc.).

VII.2 : Actions à prendre en compte

Les actions à prendre en compte comprennent :

VII.2 .1: Les actions permanentes:

- poids propre, poids des superstructures, poids des équipements fixes ;
- éventuellement, poids et poussées des terres ;
- déformations imposées : tassements différentiels, retrait.

VII.2 .2: Les actions variables :

- poids et poussée du liquide contenu, le cas de l'ouvrage vide étant également à considérer ;
- charges climatiques : vent; neige;
- charges dues à l'exploitation de l'ouvrage, à l'entretien, et au fonctionnement des installations :
 - variations de poussée de l'eau intérieur à l'ouvrage,

- Charges éventuelles sur le terrain avoisinant,
- Effets thermiques,
- Dépressions et surpressions.

VII.2.3: Les actions accidentelles :

(Séismes, crues, chocs, etc.) Qui sont normalement définies dans les documents particuliers
 Poussée des terres :

VII.3 : Stabilité du dalot :

On calcul la stabilité dans un 1 m linaires

➤ Poids propre de la section Du dalot P_{ca} :

$$P_{ca} = \gamma_b \cdot S \cdot l \quad \dots\dots\dots (VII.3.1)$$

Ou : γ_b : poids volumique du béton $\gamma_b=2,5T/m^3$.

S: section du canal $S=15.54 m^2$.

On aura : $P_{ca}=38.85 Tf$.

➤ Force de sous pression W_L :

Pour calculer les forces de sous pression, on trace d'abord les épures des sous pressions. Pour ce faire on utilise la méthode de LANE qui considère que la charge d'eau infiltrée, est répartie uniformément sur le long du contour souterrain.

Afin d'éviter les déformations d'infiltration on doit vérifier l'inégalité de LIGNE :

$$L_R > L_{CD}$$

Ou : L_R : longueur réelle du contour souterrain $L_R=32.6m$

L_{ad} : longueur déployée $L_{adm}=C.H$

C : coefficient de proportionnalité qui dépend du type de sol : **C=4 ; H= 2.5**

D'où $L_{CD}=10m$

Alors la condition et vérifier.

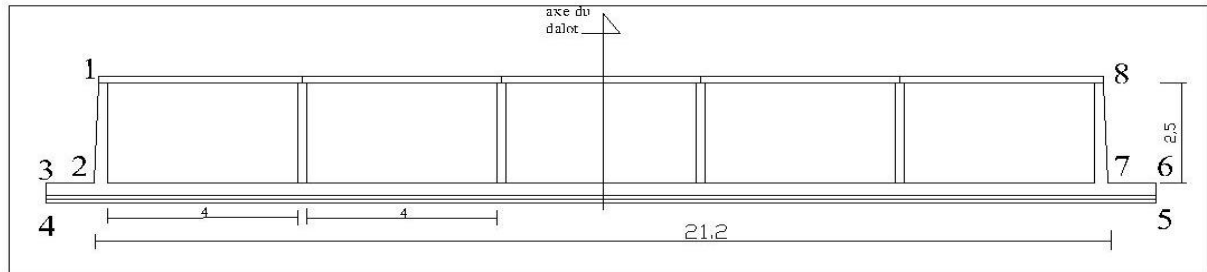


Fig : VII.3 .1 : coupe type du dalot

VII.4: Les pressions agissant sur le dalot :

Dans notre cas nous aurons donc à considérer en dehors du poids propre des canaux :

- Les pousses de l'eau agissant de l'extérieur vers l'intérieure.
- Les pousses de l'eau agissant de l'intérieure vers l'extérieur.
- Les poussées des terres extérieures agissant de l'extérieur vers l'intérieur.

Dans notre cas les calculs sont faits dans le cas la plus favorable, c à d pondre la section maximale.

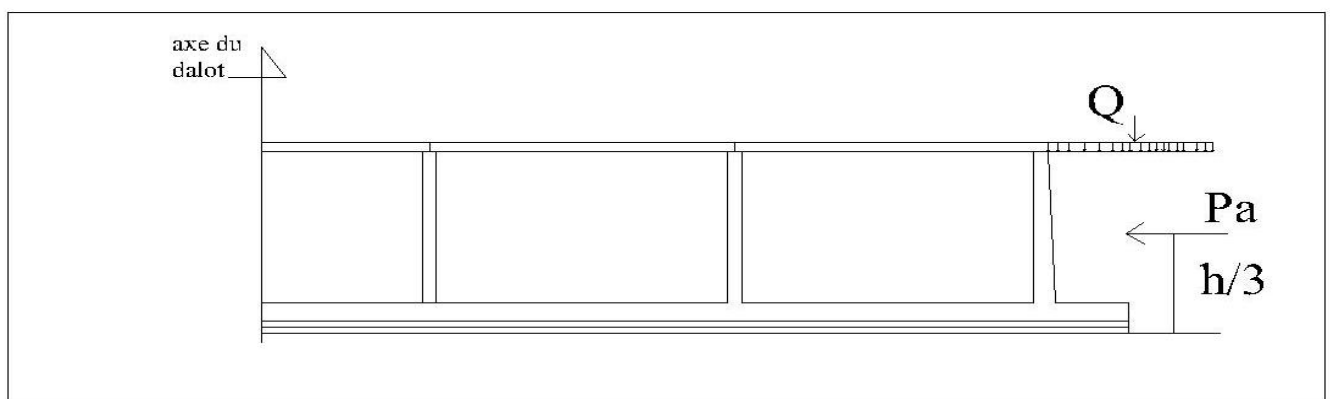
Pour calcul toutes les poussées agissantes sur le canal de l'oued principal, trois cas peuvent se présenter :

1. canal vide avec pousses des terres.
2. canal plein d'eau sans poussées des terres.
3. combinaison des deux cas.

VII.4.1: dalot vide avec pousses des terres

VII.4.1.1: Les pousées de terres : p_a^δ

Fig : VII.4.1.1 : Les pousées de terres agissant sur le dalot



$$p_a^\delta = K_a^\delta \cdot \delta \cdot h \quad \dots\dots\dots (VII.4.1.1)$$

Avec : p_a^δ : Pression due a la Pousse de terre (Tf/m²)

h : la hauteur des parois (m)

K_a^δ : Coefficient de poussée ($K_a^\delta = f(\varphi ; \delta)$)

δ : Poids spécifique des terres (1,7 Tf/m³)

- **Calcul coefficient de poussée**

On a $\varphi = 35^\circ$ (angle de frottement de sol),

La surface de paroi est intermédiairement rugueuse

Donc : $\frac{\delta}{\varphi} = 2 / 3$

D'après l'annexe N On a $K_a^\delta = 0.396$

$$p_a^\delta = 0 \quad \text{si } h=0$$

$$p_a^\delta = 1.683 \text{ Tf/m}^2 \quad \text{si } h=2.5 \text{ m}$$

La force p_a^δ est appliquée a : $\frac{h}{3} = 0,83 \text{ m}$ au bas du radier.

VII.4.1.2: La pousse due a la surcharge P_a^q :

On pose une surcharge majeure

$$P_a^q = K_q \cdot q . \quad \dots\dots\dots \text{(VII.4.1.2)}$$

Avec : P_a^q : La pression due a la surcharge (Tf/m²)

K_q : Coefficient de surcharge (valeur de K_q trie a partir de l'annexe n)

q: la surcharge (10Tf/m²)

$$P_a^q = 7,8 \cdot 10 = 7,8 \text{ Tf} / \text{m}^2$$

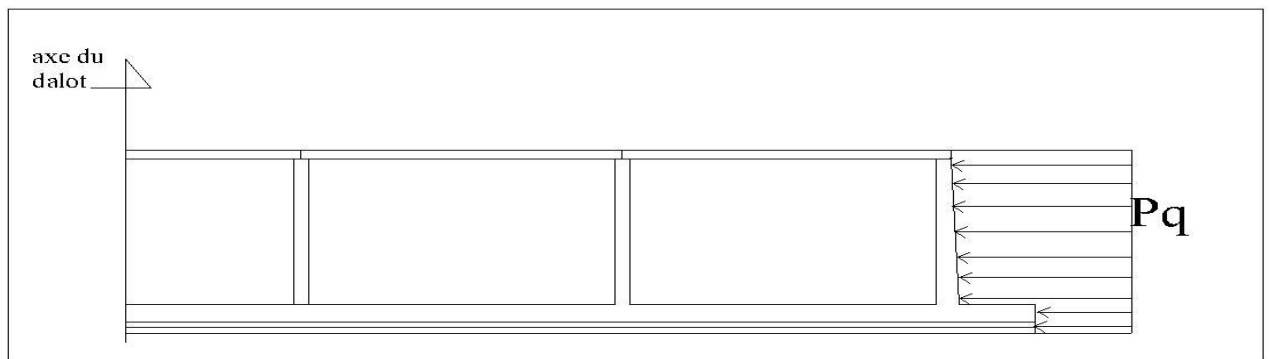


Fig : VII.4.1.2 : répartition de la pousse de terre sur le dalot

VII.4.2: dalot plein d'eau sans poussées des terres

$$P_{eau} = \rho \cdot g \cdot h \dots\dots\dots (VII.4.2)$$

P_{eau} : Pression due a la Pousses d'eau (Tf/m²)

ρ : Poids volume que de l'eau

h : la charge d'eau (m)

$$P_{eau} = 2.0Tf / m^2$$

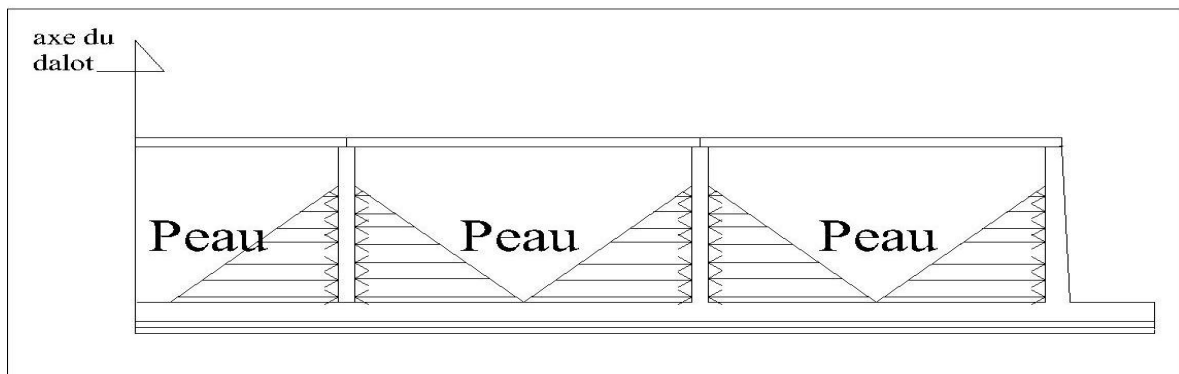


Fig : VII.4.2 : répartition de la charge d'eau sur le dalot

VII.4.3: combinaison des deux cas

$$P_{ultime} = 1.35(p_a^\delta + p_{eau}) + 1,5(p_a^q + p_{sp}) \dots\dots\dots (VII.4.3)$$

P_{ultime} : Pression ultime

p_a^δ : Pression due a la Pousse de terre

P_{eau} : Pression due a la Pousses d'eau

P_a^q La pression due a la surcharge

p_{sp}^δ : Pression due a la surcharge

Donc : $P_{ultime} = 27,34Tf / m^2$

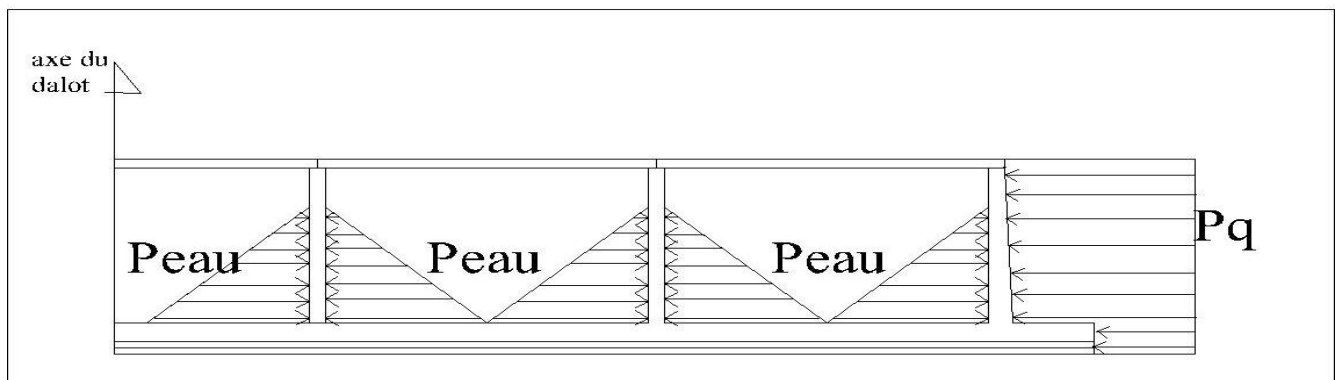


Fig VII.4.3 : répartition des charges sur le dalot

VII.5: calcul de ferrailage :

VII.5.1: Calcul de ferrailage du dalot

Dans notre calcul en ferraille une seule partie du dalot puis en généralise le ferrailage sur tous le dalot par raison de symétrie.

Tab VII.5.1.1: les données géométrique et spécifique du dalot

ht: Hauteur totale du rideau en (m)	= 2.5
h': Hauteur de l'ancrage en (m)	= 0
L₁: Longueur avant de la semelle en (m)	= 2
L₂: Longueur de la semelle arrière en (m)	= 2
γ₁: Poids volumique des terres avant le rideau en (kn/m ³)	= 18
γ₂: Poids volumique des terres derrière le rideau en (kn/m ³)	= 18
γ_b: Poids volumique du béton en (kn/m ³)	= 25
φ : Angle de frottement interne en degré	= 35
C : Cohésion des terres	= 15
es: Epaisseur de la semelle en (m)	= 0.3
er: Epaisseur du rideau en (m)	= 0.3
W₁: Poids des terres avant le rideau en (kn)	$L_1 \times h' \times \gamma_1 = 0$
W₂: Poids des terres derrière le rideau (kn)	$L_2 \times h_t \times \gamma_2 = 5$
P₁: Poids de la semelle avant en (kn)	$L_1 \times es \times \gamma_b = 15$
P₂: Poids de la semelle arrière en (kn)	$L_2 \times es \times \gamma_b = 15$
P: Poids du rideau en (kn)	$h_t \times er \times \gamma_b = 18.75$

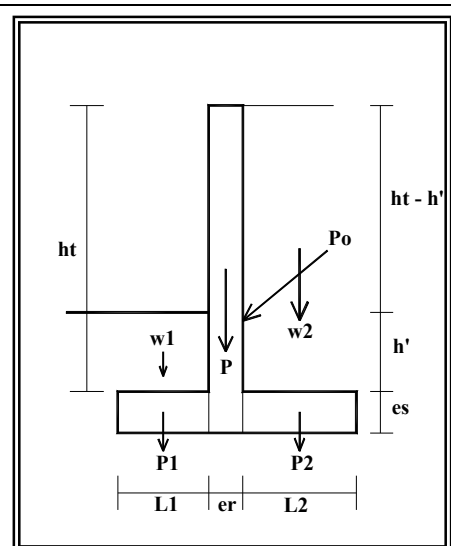


Fig VII.5.1.1 : représentation des paramètres géométriques et spécifique

VII.5.1.1: Calcul des poussées des terres

Le calcul des poussées se fait suivant la méthode de coulomb,

S : la surface décrite par le triangle OAB'. **S** : 2.5 m²

R : le poids des terres de la surface (s).

ρ : le coefficient de frottement entre le mur et les terres

$$\rho = \frac{2}{3}\varphi \quad \rho = 23.33$$

F : la résultante des efforts de frottement le long de la ligne de glissement.

$$\sum F_x=0 \Rightarrow P_o \cos\rho - F \cos\left(\frac{\pi}{2}-\varphi\right) = 0 \quad (1)$$

$$\sum F_y=0 \Rightarrow P_o \sin\rho - F \sin\left(\frac{\pi}{2}-\varphi\right) = R \quad (2)$$

De l'équation (1) et (2) on tire la valeur de **P_o**

$$P_o = 4.92 \text{ kn}$$

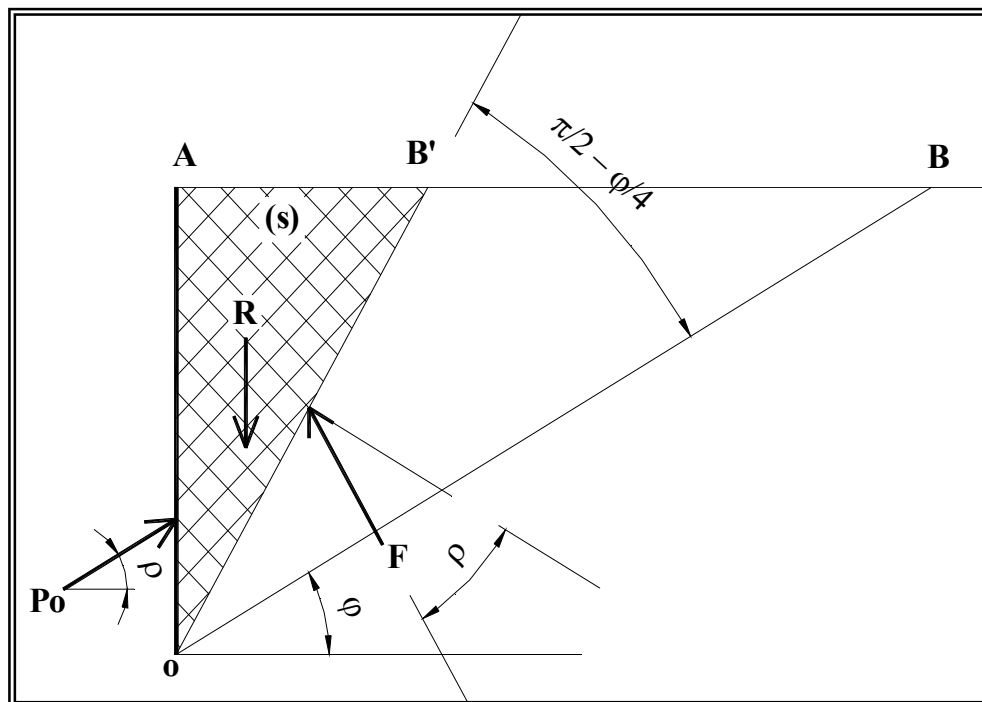


Fig VII.5.1.2 : les forces agissantes sur le mur

VII.5.1.2: Vérification de la stabilité au renversement

Pour qu'un mur de soutènement soit stable au renversement il faut que la condition suivante soit satisfaite :

$$\frac{M_s}{M_r} \geq 2 \quad \text{d'où} \quad \begin{array}{l} M_s \text{ est le moment stabilisateur} \\ M_r \text{ est le moment de renversement} \end{array}$$

VII.5.1.3: Calcul du moment stabilisateur

$$\begin{aligned} M_s &= 0.5 L_1 (w_1 + P_1) + (L_1 + 0.5e_r)P + (L_1 + e_r + 0.5L_2)(P_2 + w_2) \\ M_s &= 411.15 \text{ (kn.m)} \end{aligned}$$

VII.5.1.4: Calcul du moment de renversement

$$\begin{aligned} M_r &= P_0 (0.3 h_{ti} + e_s) \\ M_r &= 27.48 \text{ (kn.m)} \end{aligned}$$

VII.5.1.5: Calcul du coefficient de sécurité

$$\frac{M_s}{M_r} = 14.96 > 2$$

VII.5.1.6: Passage de la résultante

$$\begin{aligned} R_y &= P + P_1 + P_2 + W_1 + W_2 \\ R_y &= 53.75 \text{ (kn)} \end{aligned}$$

$$X = \frac{M_s - M_r}{R_y} \Rightarrow X = 7.14 \text{ (m)}$$

R_y : Est la réaction des efforts verticaux, suivant l'axe y

X : Est la distance entre le point O et le point d'application de la résultante

VII.5.2.1: Vérification au glissement

Pour que le mur sera stable vis à vis au glissement, il nécessaire que la condition suivante doit être vérifiée.

$$C_g = \frac{R_y \operatorname{tg} \varphi}{R_x} \geq 1.5 \quad \Rightarrow \quad C_g = \frac{\operatorname{tg} \varphi}{\operatorname{tg} \alpha} \geq 1.5$$

avec :

$$R_x = 5 \text{ Kn} \quad \text{et} \quad R_y = 53.75 \text{ kn}$$

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{R_x}{R_y} \quad \Rightarrow \quad \operatorname{tg} \alpha = 0.09$$

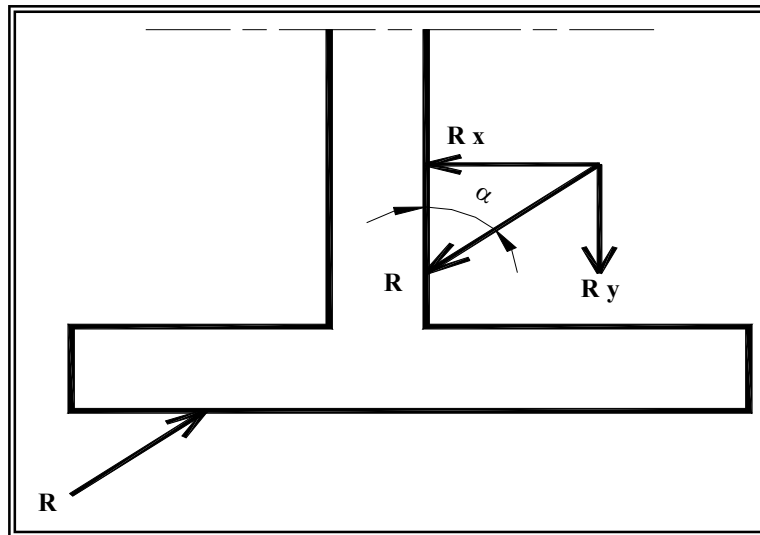


Fig VII.5.2.1 : les composantes de la force renversante

VII.5.2.2: Calcul des contraintes

$$\sigma_{1,2} = \frac{R_y}{L} \left(1 \pm \frac{6e}{L}\right)$$

$\sigma_{1,2}$: Sont les contraintes Max et Min respectivement

L : Longueur totale de la semelle

e : Est l'excentricité de la résultante par rapport au centre de gravité de la semelle

$$\sigma_1 = 54.73 \text{ (kn/m}^2\text{)}$$

$$\sigma_2 = 15.03 \text{ (kn/m}^2\text{)}$$

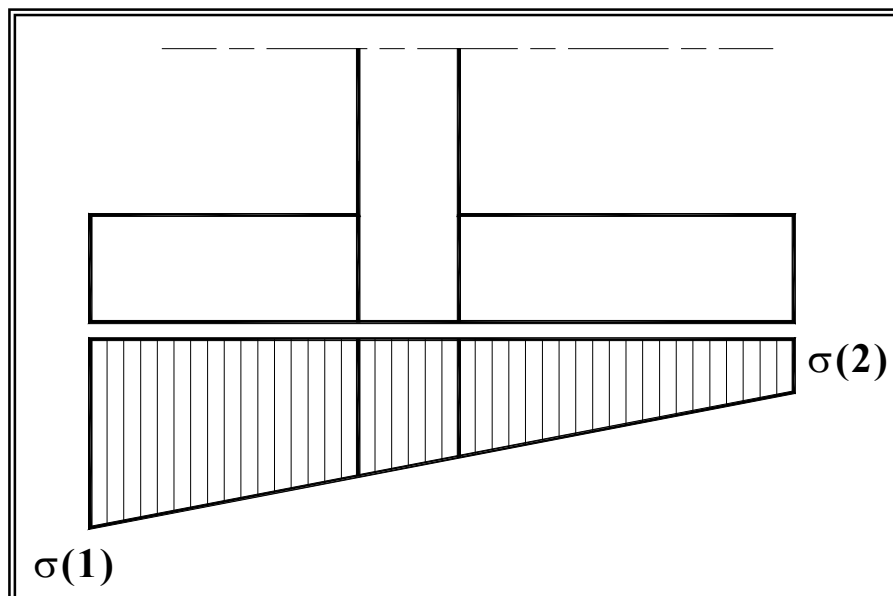


Fig VII.5.2.2 : les contraintes sous la semelle

VII.5.3: Ferrailage

VII.5.3.1 : Le rideau

VII.5.3.1.1: Evaluation des moments à la base du rideau

Le rideau sera calculé comme une console encastrée à sa base, donc le moment de flexion sera :

$$M(1) = 0.33 P_0 h_t$$

$$M(1) = 4.06 \text{ (kn.m)/ml}$$

Le ferrailage s'effectue comme une pièce rectangulaire soumise à la flexion simple.

$$M(1) = 4.06 \text{ (kn.m)/ml} \quad A_s = 4.35 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Donc on adopte des barres de T 14 espacées de 15 cm

VII.5.3.2: Semelle avant

VII.5.3.2.1: Calcul des contraintes résultantes

$$\sigma_{(1)} = 33.5 \text{ (kn/m}^2\text{)}$$

$$\sigma_{(2)} = 15.03 \text{ (kn/m}^2\text{)}$$

$$\sigma'_{(1)} = 54.73 \text{ (kn/m}^2\text{)}$$

$$\sigma'_{(2)} = 30.01 \text{ (kn/m}^2\text{)}$$

$$\sigma'_{(3)} = 12.4 \text{ (kn/m}^2\text{)}$$

$$\sigma'_{(4)} = 36.27 \text{ (kn/m}^2\text{)}$$

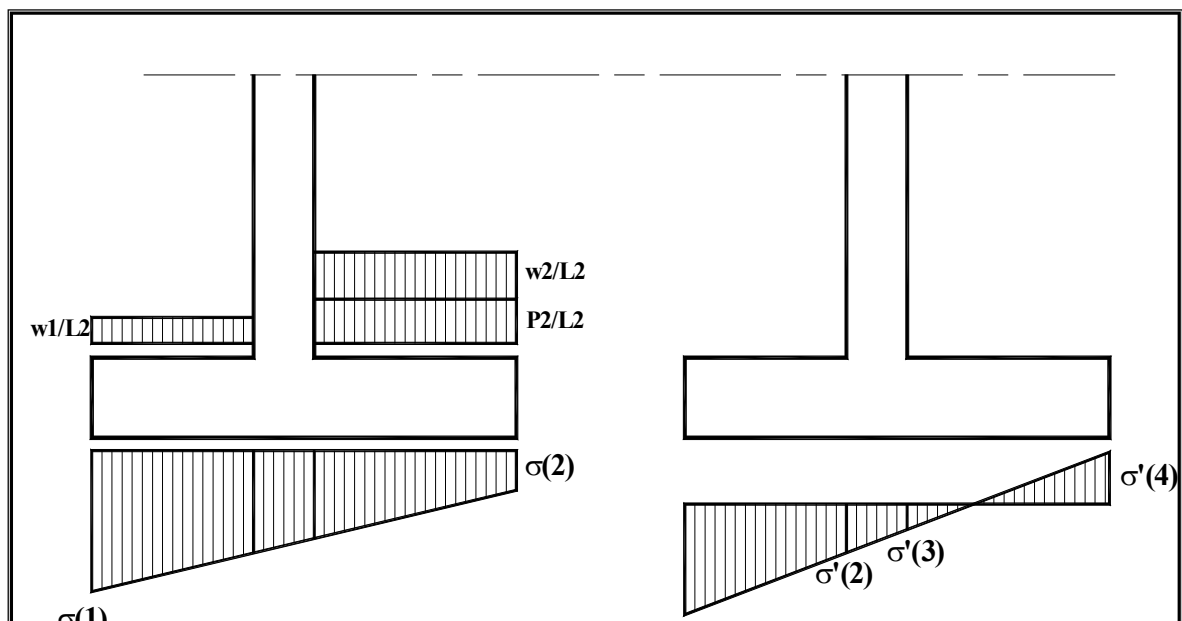


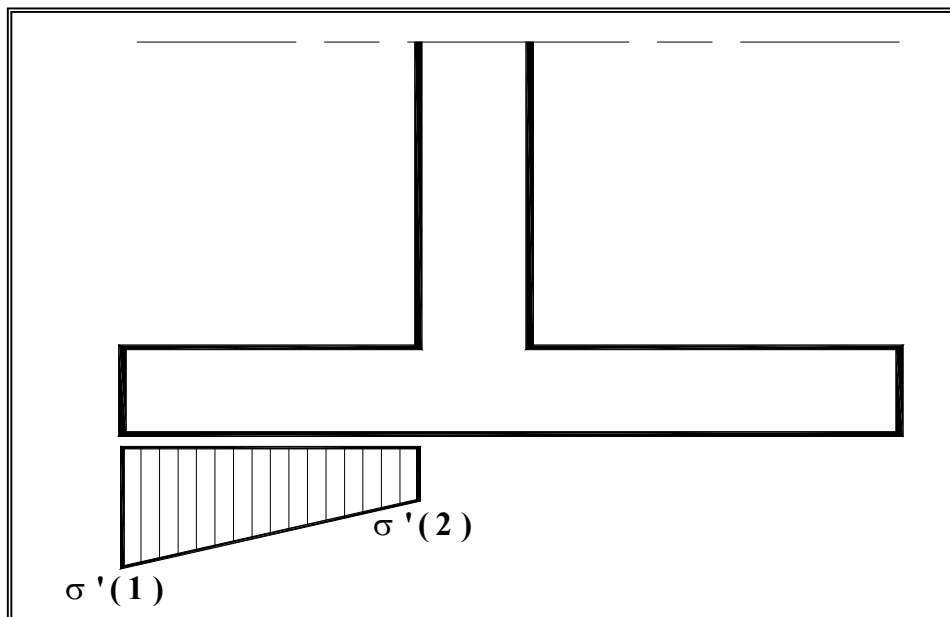
Fig VII.5.3.2.1 : contraintes résultantes du semelle avant**VII.5.3.2.2: Calcul du moment au niveau de l'encastrement**

Le moment d'encastrement au niveau du point 2 est de :

$$M(2) = 2.84 \text{ (kn.m)/ml}$$

$$(A_s) = 10.03 \text{ (cm}^2\text{)/ml}$$

Donc on adopte des barres de T14 avec un espacement de 15 cm.

**Fig VII.5.3.2.2 : les moments au niveau de l'encastrement**

VII.5.3.3: Semelle arrière

VII.5.3.3.1 : calcul du moment

$$M(3) = 2.81 \text{ (kn.m)}$$

$$(A_s) = 4.42 \text{ (cm}^2\text{)}$$

Donc on adopte des barres de T10 avec un espacement de 20 cm.

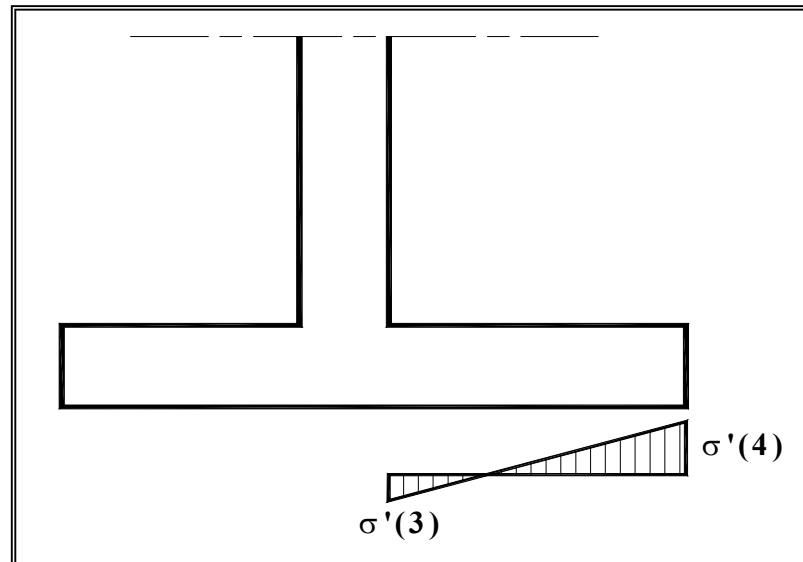


Fig VII.5.3.3.1 : les moments au niveau de la semelle arrière

VII.5.3.3: la dalle

Le rapport l_x / l_y est compris entre 0.4 et 1 et la dalle est uniformément chargée

l_x : longueur suivant x ; l_y : longueur suivant y

$$M_x = \mu_x \cdot p \cdot l_x^2$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x$$

μ_x, μ_y : en fonction de l_x / l_y prendre à partir du tableau 1 P18 (livre béton armé selon les règles B.A.E.L.83 par PIERRE CHARON)

$$\mu_x = 0.0561 \text{ [Kn.m / ml]}; \mu_y = 0.5959 \text{ [Kn.m / ml]}$$

$$M_x = 21.99; M_y = 13.10$$

$$A_x = \rho b h; A_y = A_x / 3$$

$$h = 15 \text{ cm}; \rho = 0.0012.$$

$$A_x = 12.24 \text{ cm}^2, A_y = 4.8 \text{ cm}^2$$

Remarque :

- Le détail de ferrailage est représenté sur la planche N° 05 (les coupes et l'emplacement du ferrailage).

VUE EN COUPE
Ech :1/50

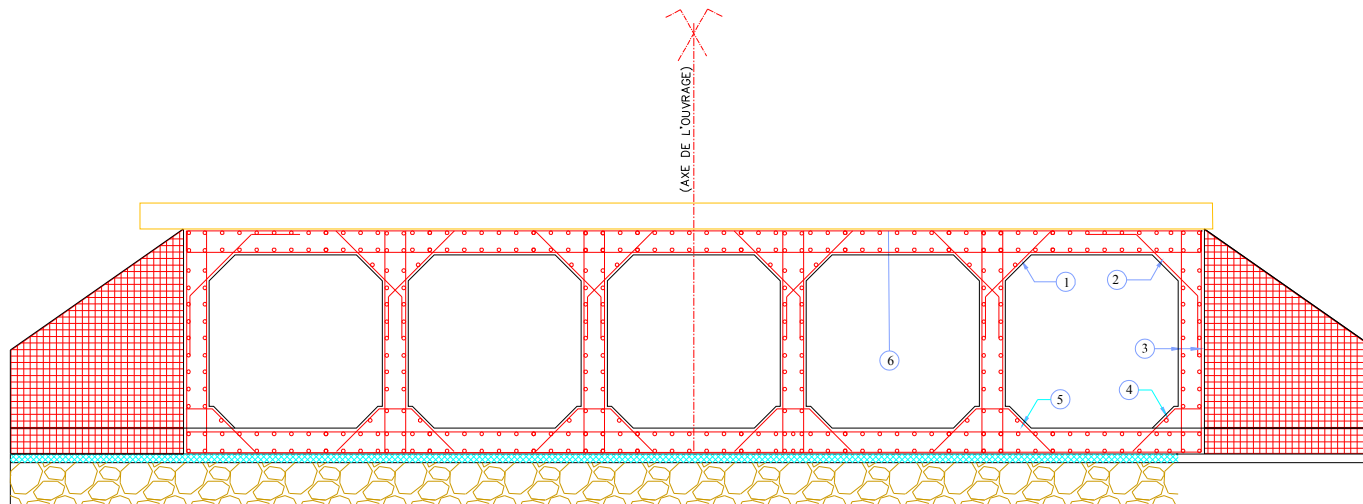


Fig : VII.5.2.2 : schéma de ferrailage

VII.6: Conclusion

A la fin ce chapitre, nous pouvons retenir comme conclusion d'après les calculs effectués sur la stabilité de dalot, il s'est avéré il est satisfait pour tous le dalot. Par ailleurs, les ferrailages sont effectués convenablement pour le long du dalot.

CHAP VIII : organisation de chantier

VIII.1 : Introduction

Le but de l'organisation de chantiers est, à cet effet, de réaliser des projets dans des délais courts et à moindres coûts.

L'organisation de chantier consiste à rechercher constamment, la meilleure façon d'utiliser économiquement la main d'œuvre et les autres moyens mis en œuvre pour gérer le chantier.

Afin d'atteindre cet objectif, il est impératif de :

- Définir avec précision les méthodes d'exécution, les modes opératoires permettant la mise en pratique des techniques modernes de construction avec un haut rendement ;
- Arrêter en quantité et en qualité le personnel à employer, le coût de la main d'œuvre ayant une incidence importante sur le prix de revient;
- Répartir et coordonner les tâches par la concentration d'une main d'œuvre spécialisée;
- Structurer convenablement les postes de travaux stabilisés pour lesquels, on adoptera une mécanisation de plus en plus poussée.

VIII.2 : Installations du chantier

VIII.2.1 : Installations destinées au personnel :

Ce sont généralement les dortoirs, vestiaires, réfectoires, installations sanitaires et les bureaux de chantier.

VIII.2.2 : Installations destinées au stockage des matériaux :

Pour les ciments nous utilisons soit des silos, soit des baraquements en bois ou en métal, les agrégats sont stockés en plein air, seulement nous prévoyons un cloisonnement entre les différents types d'agrégats pour éviter leur mélange et de ce fait faciliter le dosage du béton.

Les aciers doivent être stockés dans des endroits loin de la forte humidité

(Baraquements, hangars...).

VIII.2.3 Installations destinées à la réparation des engins :

Les grosses réparations ne se font généralement pas sur le chantier lui-même, mais il importe de disposer d'un atelier suffisamment bien équipé pour assurer l'entretien courant et les réparations d'urgence des différents matériels.

VIII.2.4 : Installations pour la préfabrication :

Ce sont généralement des hangars munis de matériel nécessaire permettant la réalisation des éléments de l'ouvrage

VIII.3 : Succession des opérations du chantier**a- Travaux préparatoires :**

Aménagement des pistes de circulation des engins et des aires de stockage de matériaux de construction;

b- Exécution de l'ouvrage :

- Excavation des tranchés ;
- Construction de l'ouvrage;

VIII.4 : Technologie des principaux travaux :

Nous prévoyons une route d'accès à tous les ouvrages pendant la construction, les engins utilisés sont:

- Pour l'exécution des déblais nous utilisons un bulldozer et la pelle ;
- Pour l'exécution des remblais nous utilisons un bulldozer ;
- Pour l'exécution des chargements nous utilisons un chargeur ;
- Pour le transport des terres nous utilisons des camions à benne;
- Pour les travaux de finition (régalage et compactage) nous utilisons les compacteurs.

VIII.5 : Calcul du volume des travaux**Tableau VIII.5.1 : volume des travaux de la variante 1**

TRAVAUX	QUANTITE	UNITE	PRIX UNITAIRE DA	MONTANT DA
Déblai	76125	m ³	400	30450000
Remblai	22316	m ³	400	8926200
Béton armé	19546	m ³	25000	488650000
Béton de propreté	3407,5	m ³	8000	27260000
Sable	3407,5	m ³	800	2726000
Joints waterstop	3668,5	ml	800	2934800
Barbacanes	1160	U	100	116000
TOTAL DA				561063000

Tableau VIII.5.2 : volume des travaux de la variante 2

TRAVAUX	QUANTITE	UNITE	PRIX UNITAIRE DA	MONTANT DA
Déblai	108557	m ³	400	43422720
Remblai	24672	m ³	400	9868800
Béton armé	5736,2	m ³	25000	143406000
Béton de propreté	1912,1	m ³	8000	15296640
Joints	4317,6	ml	800	3454080
Barbacanes	1233,6	U	100	123360
TOTAL DA				215571600

Tableau VIII.5.3 : volume des travaux de la variante 3

TRAVAUX	QUANTITE	UNITE	PRIX UNITAIRE DA	MONTANT DA
Déblai	173475	m ³	400	69390000
Remblai	27756	m ³	400	11102400
Gabions	44718	m ³	800	35774400
Géotextiles	44	m ²	1000	44000
TOTAL DA				116310800

Tableau VIII.5.4 : volume des travaux de la variante 4

TRAVAUX	QUANTITE	UNITE	PRIX UNITAIRE DA	MONTANT DA
Déblai	148032	m ³	400	59212800
Remblai	26214	m ³	400	10485600
Enrochements	16838,6	m ³	800	13470912
Géotextiles	56128,8	m ²	1000	56128800
TOTAL DA				139298112

RECAPITULATIF DE L'EVALUATION FINANCIERE DES VARIANTES

VARIANTE I	VARIANTE II	VARIANTE III	VARIANTE IV
561063000 DA	215571600 DA	116310800 DA	139298112 DA

IX - ANALYSE COMPARATIVE DES VARIANTES

- La première variante est celle qui a une durée de vie assez importante, mais très coûteuse et difficile à réaliser comparativement aux autres variantes.
- La seconde variante est moins coûteuse que la variante I, et ayant une durée de vie aussi appréciable que la première alternative. Toutefois l'ouvrage n'étant pas couvert sera exposé aux riverains qui sans aucun doute l'utiliseraient comme décharge à ordures.

- Malgré que la troisième variante est la moins coûteuse, par rapport aux trois autres alternatives. Elle possède néanmoins des inconvénients majeurs qu'il faudrait prendre en considération lors du choix de la variante à adopter pour l'exécution :
 - Durée de vie de l'ouvrage relativement courte par rapport aux trois autres variantes.
 - Curage très difficile de l'ouvrage du fait de ses aspérités
 - Lors du curage l'endommagement de certains éléments (caisses) est inévitable.

- La quatrième variante est elle aussi peu coûteuse, malheureusement en plus des inconvénients qui sont identiques à la troisième variante, celle-ci est exposée au pillage par les riverains des matériaux d'enrochements très fréquemment utilisés dans les constructions à caractère d'habitation et autres notamment dans les fondations.

VIII.7 : Planification

VIII.7.1 : Définition

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

- L'installation des postes de travail ;
- L'observation instantanée ;
- L'analyse des tâches ;
- Le chronométrage ;
- La définition des objectifs et des attributions ;
- La simplification des méthodes ;
- La stabilisation des postes de travail.

VIII.7.2 : Techniques de la planification

Il existe deux principales méthodes de planification à savoir :

- Méthodes basées sur le réseau ;
- Méthodes basées sur le graphique.

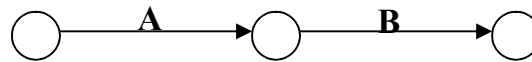
VIII.7.2.1 : méthodes basées sur le réseau

VIII.7.2.1.1 : Définition du réseau

Le réseau est une représentation graphique d'un projet qui permet d'indiquer la relation entre les différentes opérations qui peuvent être successives, simultanées, convergentes et la durée de réalisation. On distingue deux types de réseaux :

1 Réseau à flèches :

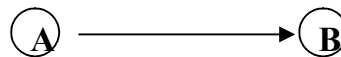
L'opération est représentée par une flèche et la succession des opérations par des nœuds.



L'opération **A** précède l'opération **B**

2 Réseau à nœuds :

L'opération est représentée par un nœud et la succession des opérations par des flèches



L'opération (**B**) ne peut commencer que si l'opération (**A**) est complètement achevée

VIII.7.2.1.2 : Construction du réseau

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

3 Etablissement d'une liste des tâches :

Il s'agit dans cette première phase de procéder à un inventaire très précis et détaillé de toutes les opérations indispensables à la réalisation d'un projet.

4 détermination des tâches antérieures :

Après avoir dressés la liste des tâches à effectuer, il n'est pas toujours facile de construire un réseau car il n'est pas aisé de dire si les tâches antérieures doivent être successives ou convergentes.

5 Construction des graphes partiels :**6 Regroupement des graphes partiels :****7 Détermination des tâches de début de l'ouvrage et de fin de l'ouvrage****8 Construction du réseau.****VIII.7.2.1.3 : Différentes méthodes basées sur le réseau****VIII.7.2.1.3.1 : Méthode C.P.M (méthode du chemin critique)**

L'objectif de cette méthode est de réduire les temps de réalisation d'un ouvrage en tenant compte de trois phases :

1^{ère} phase : l'effectif nécessaire pour effectuer le travail considéré ;

2^{ème} phase : analyser systématiquement le réseau, heure par heure, jour par jour, selon l'unité de temps retenue ;

3^{ème} phase : adapter le réseau aux conditions ou contraintes fixées par l'entreprise

VIII.7.1.3.2: Method P.E.R.T (Program Evaluation and Review Technical)

C'est-à-dire technique d'ordonnancement des tâches et contrôle des programmes, c'est une méthode consistant à mettre en ordre sous forme de réseau plusieurs tâches qui grâce à leur chronologie et leur dépendance concourent toutes à l'obtention d'un produit fini.

VIII.7.2.1.3.3: Méthode P.D.M (Procédure Diagram Methode)

C'est une méthode basée sur le réseau à nœuds et développe trois (3) relations à savoir :

- 1 Commencement de l'opération (A) et (B) ;
- 2 Finition de l'opération (A) et commencement de (B) ;
- 3 Finition de l'opération (A) et finition de l'opération (B).

VIII.7.2.2 : Méthodes basées sur le graphique**VIII.7.2.2.1 : Méthode linéaire (ligne of balance technic)**

Cette méthode est destinée à la planification des projets de construction dont les travaux son répétitifs.

VIII.7.2.2.3 : Méthode à barres

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

VIII.7.3: les étapes de la planification

La planification est le processus de la ligne de conduite des travaux à réaliser, elle comprend des étapes suivantes :

VIII.7.3.1: collection des informations

L'établissement d'une synthèse d'analyse des informations acquises par des études comparatives permet l'usage correct du plan de réalisation de notre projet.

VIII.7.3.2: décomposition du projet

C'est une partie importante car chaque projet peut être analysé de diverses manières ; nous attribuons à chaque tâche un responsable et ses besoins en matériels.

VIII.7.3.3: relations entre les tâches

Il existe deux relations essentielles entre les tâches lors de la réalisation; l'une porte sur un enchaînement logique et l'autre sur un enchaînement préférentiel.

VIII.7.4: choix de la méthode de calcul

Le choix de la méthode de calcul repose essentiellement sur le type d'ouvrage construire.

Il est préférable dans le cas où les opérations se suivent comme dans notre cas d'opter pour la méthode **C.P.M**

VIII.7.4.1: les paramètres de la méthode C.P.M

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

DCP	TR
DFP	DCPP
DFPP	MT

Avec :

TR : temps de réalisation ;

DCP : date de commencement au plus tôt ;

DCPP : date de commencement au plus tard ;

DFP : date de finition au plus tôt ;

DFPP : date de finition au plus tard ;

MT : marge totale.

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

VIII.5.4.2: 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

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

VIII.7.5: Elaboration du réseau selon la méthode CPM

La méthode du CPM est une méthode de planification, elle a pour objectif de réduire le temps et le coût de réalisation de projet et augmenter le rendement du travail. Pour la construction du réseau il faut d'abord établir les différentes tâches des travaux.

On découpe notre projet en 8 tançons, chaque tronçon de 200m longueur.

Ces taches sont les suivantes :

Tableau VIII.7.5 : les taches des travaux

OPERATION	SYMBOLE	DELAIS DE REALISATION (JOURS)
excavation de la tranchée	A	14
Le grand béton	B	8
Ferraillage de la semelle et coffrage	C	20
Bétonnage de la semelle	D	10
Ferraillage des murs de soutènement et coffrage	E	40
Bétonnage des murs de soutènements	F	20
Remblais derrière les murs de soutènements	G	20
Compactages des remblais	H	8
Ferraillage de la dalle et coffrage	I	40
Bétonnage de la dalle	J	20

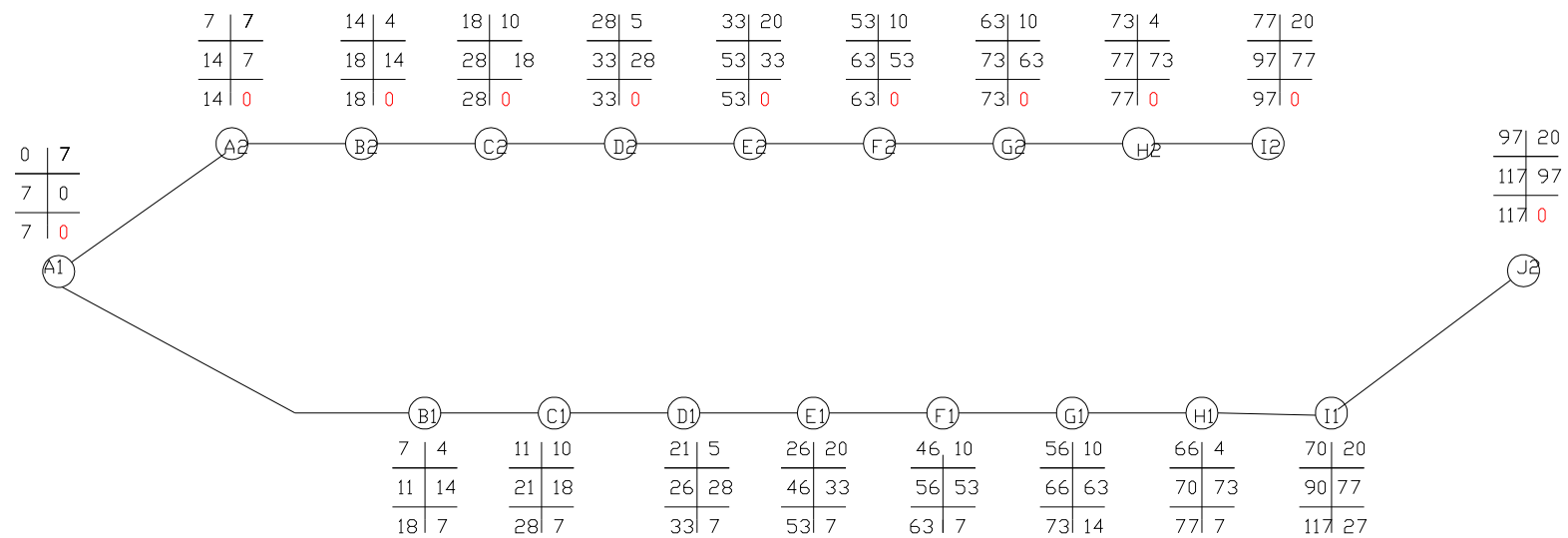
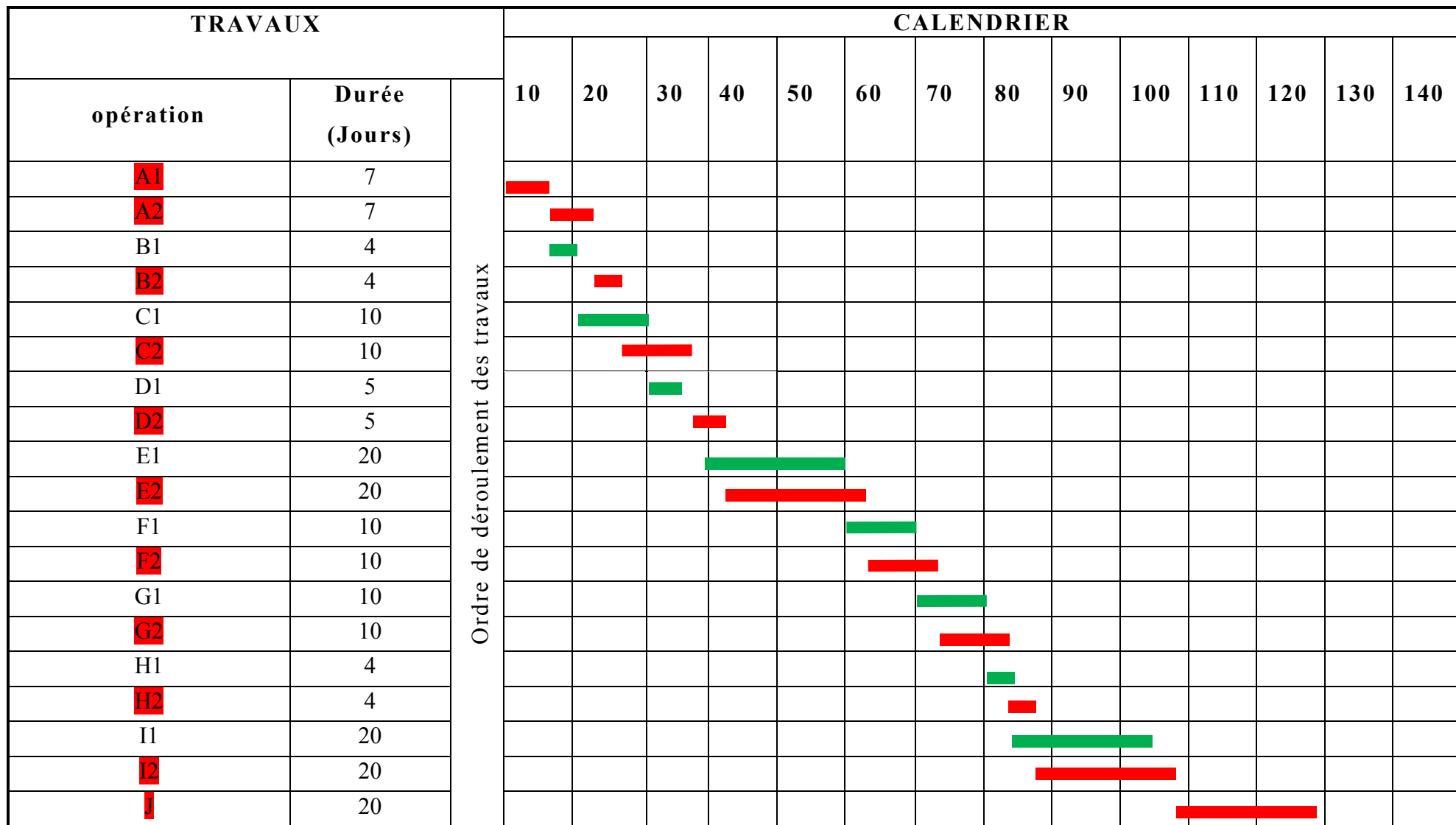


FIG .VIII.7.5.1: Réseau à nœuds

FIG : VIII.7.5.3: diagramme de GANTT



VIII.8 : conclusion

L'analyse comparative des quatre alternatives basées sur une réflexion technico-économique, ainsi que sur les avantages et les inconvénients de chacune d'elles, et les réalités du terrain du point de vue social nous a permis de proposer au client la première variante même si celle la plus coûteuse, et qui consiste en un canal couvert en béton armé dosé à 350kg/m^3 assis sur une couche de 5cm de béton de propreté dosé à 150kg/m^3 , d'opter pour la variante qui lui semble la plus adéquate pour protéger la ville de Sedrata contre les inondations dues aux débordements de l'oued Crab. L'organisation de chantier a défini le temps de réalisation d'une tranchée de 200 m est 4 mois et aussi tous les engins que l'on peut utiliser dans le chantier et le choix final des engins seront basés sur une étude économique.

CHAP IX : Protection et sécurité de travail

IX.1 : Introduction :

Les statistiques ont révélé que le monde a connu une augmentation catastrophique des accidents de travail; c'est pour cela qu'il est tant de lui consacrer une grande importance pour garantir un rendement meilleur de nos entreprises mais aussi d'économiser les frais d'assurance et des endommagements des victimes.

Les différents organismes intéressés par la sécurité lors du travail et les services d'inspection ont édicté un certain nombre de règlements qui doivent s'appliquer aux chantiers.

Ces règlements contribuent à limiter au maximum les accidents de travail et les dégâts humains et matériels dus à ces accidents. En ce qui concerne la sécurité pendant la période de construction et d'exploitation de l'ouvrage, la prévention contre les accidents de travail est indispensable.

IX -2-Conditions dangereuses dans le chantier:

- Installation non protégée ou mal protégée.
- Outillages, engins et équipements en mauvais état.
- Matière défectueuse.
- Protection individuelle inexistante.
- Défauts dans la construction.
- Mauvaise disposition des lieux.
- Stockage irrationnel.
- Eclairage défectueux.
- Facteur d'ambiance impropre.
- Conditions climatiques défavorables.

IX -3-Actions dangereuses :

- Intervenir sans précaution sur des installations sous tension, sous pression ou contenant des substances toxiques ou inflammables.

- Intervenir sans précaution sur des machines en mouvement.
- Agir sans prévenir ou sans autorisation.
- Ne pas utiliser l'équipement de protection individuelle.
- Imprudence durant le travail.
- Mauvaise utilisation d'un outillage ou d'un engin.
- Suivre un rythme de travail inadapté.
- Plaisanter ou se quereller.
- Adopter une position peu sûre.

IX -4-Mesures préventives :

La protection du personnel doit être assurée d'une manière bien satisfaisante par les services appropriés.

- ❖ Les appareils de levage doivent être établis sur une surface présentant une résistance suffisante.
- ❖ Les câbles et les chaînes de levage ne doivent pas être soumis à des charges supérieures à celle fixées.
- ❖ Les travaux ne doivent être exécutés que lorsque l'installation est mise hors tension et hors tout danger.
- ❖ Les abris doivent être aérés et climatisés.

IX-5-Plan de sécurité adapté aux travaux de réalisation:

Puisque les travaux de terrassement sont les travaux qui prennent la plupart du temps dans la réalisation des canaux on a proposé un plan de sécurité adapté aux travaux de terrassement généraux, de soutènement et de fondation profonde. On a résumé ce plan dans le tableau suivant.

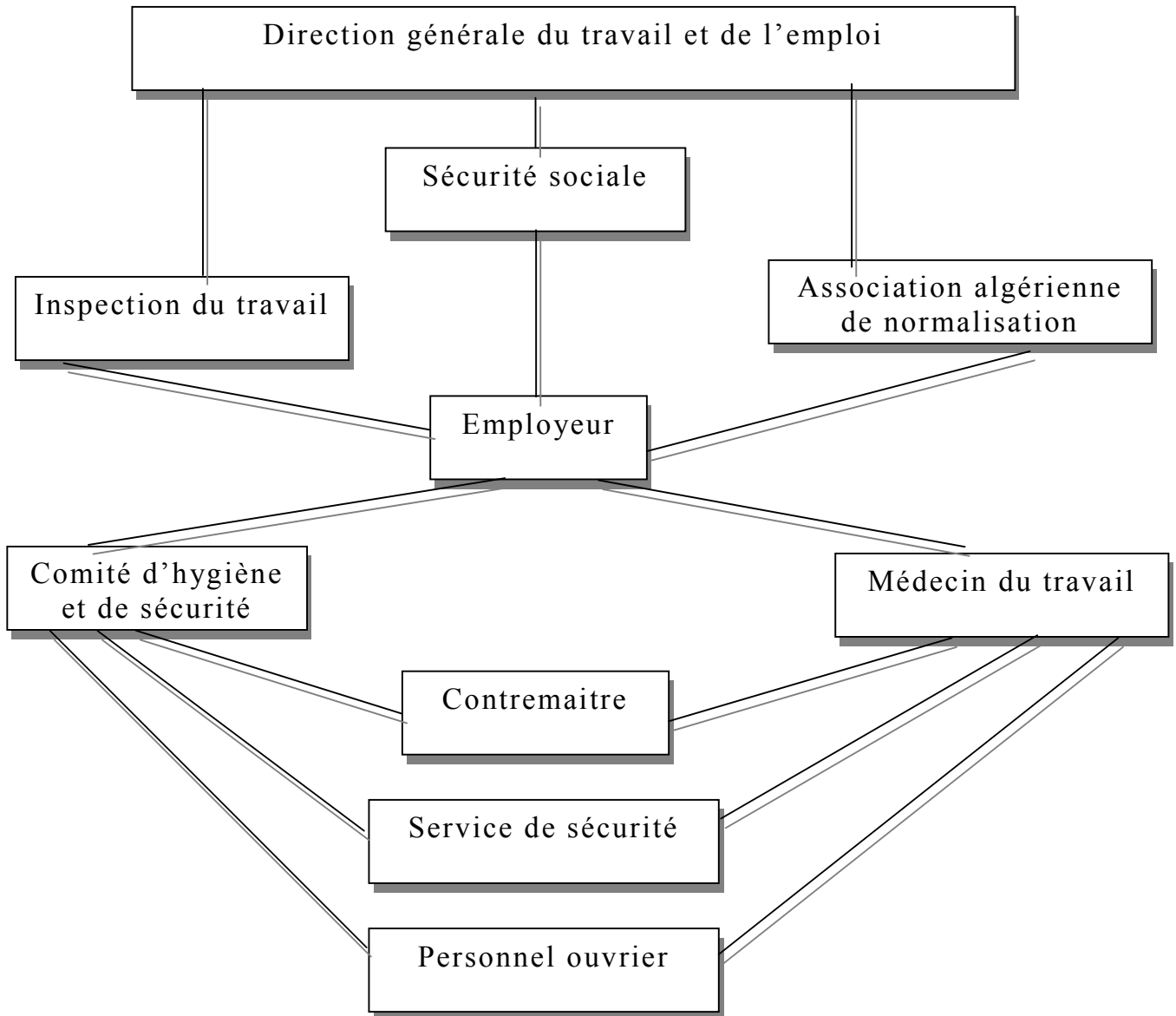
Tableau (IX -1) :

<i>OBJECTIFS VISES</i>	<i>MESURES A PRENDRE</i>
❖ <i>PREVENIR LES RISQUES D'ACCIDENTS PAR CHUTES, CHUTES ET ENGINS DE TERRASSEMENT.</i>	<i>DISPOSITION CONCERNANT : -LA REALISATION DU CHANTIER DE JOUR COMME NUIT. -LES ZONES INTERDITES AU PUBLIC. - LES PRECAUTIONS PARTICULIERES A PRENDRE EN CAS DE BROUILLARD. -REGLEMENTATION DE LA CIRCULATION, SIGNALISATION INTERNE AUX CHANTIERS, DEPOTS (PANNEAUX, REPERAGES, ETC.....).</i>
❖ <i>LIMITER LES RISQUES D'INCIDENTS LORS DE L'APPROVISIONNEMENT DU CHANTIER. ASSURER LA STABILITE, LA CONSOLIDATION ET LA REPRISE DES ELEMENTS STOCKENT.</i>	<i>REPERAGE DES LIGNES ELECTRIQUES.</i>
❖ <i>PREVENIR LES ACCIDENTS LORS DE L'UTILISATION DU MATERIEL : DE RENVERSEMENT DES ENGINS ; DE L'ÉBOULEMENT DES TERRAINS ;</i>	<i>DISPOSITION A PRENDRE POUR LE GUIDAGE DES CAMIONS ET DES ENGINS NOTAMMENT LORS DES MANŒUVRES EN MARCHE ARRIERE.</i>
❖ <i>EVITER LES HEURTES ENTRE LES ENGINS ET RENVERSEMENT DES ENGINS.</i>	<i>INTERDICTION DE DEPASSEMENT ET DE STATIONNEMENT.</i>
❖ <i>ASSURER LA STABILITE A</i>	<i>-DEFINITION DES LIEUX DE</i>

<p><i>LA CONSERVATION ET LA REPRISE AISEE DES ELEMENTS STOCKES.</i></p>	<p><i>STOCKAGE DES DIVERS MATERIAUX. -MOYENS DE CALAGE DE CHARGEMENT ET DE DECHARGEMENT.</i></p>
<p><i>❖ ELIMINER LES SURCHARGES EN BORDURE DES FOUILLES.</i></p>	<p><i>MODE DE STOCKAGE DES DEBLAIS ET LEUR MODE DE DECHARGEMENT.</i></p>
<p><i>❖ PREVENIR LES CHUTES DES OBJETS.</i></p>	<p><i>EXAMEN DES CABLES SOUMIS A DES SOLLICITATIONS PARTICULIERES.</i></p>
<p><i>❖ PREVENIR DES RUPTURES DES ORGANES DE LEVAGE.</i></p>	<p><i>DISPOSITION ET CONSIGNES PARTICULIERES CONCERNANT L'ENTRETIEN DES MATERIELS, DES INSTALLATIONS, LES ENGINS ET LES VEHICULES.</i></p>
<p><i>❖ HEURTES DES PERSONNES PAR LES OUTILS.</i></p>	<p><i>LES TRAVAILLEURS QUI UTILISENT LA PIOCHE OU LA PELLE DANS LEURS ACTIVITES DOIVENT ETRE TENUS A UNE DISTANCE SUFFISANTE LES UNS DES AUTRES.</i></p>

IX.6 : Organisation De La Prévention Des Accidents Du Travail :

L'organisation de la prévention se présente à travers les activités professionnelles du pays comme une immense chaîne de solidarité, composée de multiples maillons, correspondant chacun aux différents services ou personnes intéressées figurés dans l'organigramme ci-après :



Conclusion :

La prévention et la sécurité de travail doivent être prises très au sérieux, l'esprit de sécurité et protection doit être dans chaque employé, dans chaque ouvrier, dans chaque responsablepour que la perte de vie humaine inutilement cesse, et ne se préoccuper uniquement que du rendement du travail.

Conclusion générale

Le type d'inondation dans la ville de SEDRATA est caractérisé par des arrivées massives et soudaines d'eau qui dévalent les pentes vers cette ville, ces inondations dues aux orages résultant de pluies torrentielles à caractère local qui se déversent durant toute l'année sur des sols imperméables naturellement.

Les causes des inondations dans la ville de SEDRATA sont principalement dues à la force gravitaire (énergie potentielle) de l'eau en mouvement, et l'assemblage de quatre oueds qui déversent dans oued crab. Et l'implantation des habitations a coté de l'oued en formant un obstacle à l'écoulement des eaux provenant des surfaces du haut de la montagne.

Le plan de zonage qui a été fait, schématise l'impact des crues sur les zones de risque. C'est selon les travaux effectués sur les lieux qu'on a pu localiser les endroits de débordement intensif et agressif aux constructions existants.

Cette étude a mis en exergue les causes principales des inondations de la ville de SEDRATA, ainsi qu'une note qui délimite les zones sensibles aux cours torrentiel sur la ville, de celles qui présentent moins de risques.

Nous proposons comme solutions dans notre étude aux aléas suscités, d'un ouvrage en béton armé, En amont de l'oued crab jusqu'à l'aval qui porte le débit et mènent les eaux de quatre oueds en d'or de la ville sans atteindre les habitations.

Cet ouvrage qui doit être adaptés aux terrains souvent difficiles, ainsi pour protéger non seulement leur voisinage, mais la totalité de la ville.

Références bibliographiques

• *Ouvrages :*

- [1] Formulaire de béton armé.
- REMENIERAS.G ,1986 Hydrologie de l'ingénieur .édition Eyrolles .Paris .France.
 - DEBREUIL.P ,1974 Initiation à l'analyse hydrologique ', Edition Masson et Cieorston .Paris .France .
 - TOUAIBIA.B ,2004 Manuel Pratique d'Hydrologie .ENSH .Blida .Algérie .
 - CARLIER.M, 1992 Hydraulique Générale et appliquée .Edition Eyrolles .Paris .France.
 - RICHARDO. SINNGER – WILI H.HAGER, Construction hydrauliques
Ecoulement stationnaire ; Volume 15 .L'Ecole polytechnique fédéral de lausanne.
 - PIERRE CHARON, 1986 Calcul des ouvrages en béton armé suivant les règles B.A.E.L.83 .PARIS.
 - ALI BOUAFIA .Introduction aux calculs des fondations.
Université BLIDA .Algérie .
 - Formulaire de béton armé.

• *Cartes :*

- Carte d'état Major de Sedrata : 1/50.000 ème. Feuille N°99
- Carte pluviométrique de l'Algérie du Nord au 1/500.000ème (moyennes annuelles ramenées à la période 1922-1960 / 1969-1989) Carte établie par l'A.N.R.H.
- Carte de situation des stations hydro climatologiques de l'Algérie de l'Est. Echelle : 1/500.000 ème.

- *Cours :*

- *BENHAFID M^{ed} SAID .Cours Protection et sécurité de travaille 5^{iem} année;ENSH Blida .Algérie 2009-2010.*

- *B.BENLAOUKLI. Cours Organisation de chantier 5^{iem} année ;ENSH Blida . Algérie 2009-2010.*

- *M. HASSANE. cours d'hydraulique 4^{eme} année ENSH 2008/2009*

ANNEXES

PLUIES MENSUELLES ET MAXIMALES EN MILLIMETRE

CODE DE LA STATION : 140101

NOM DE LA STATION : Sedrata

DONNEES TRAITEES

	sept	oct	nov	dec	janv	fev	mars	avril	mai	juin	juil	aou	annuel
1971 PJ max (mm)	29,3	37,9	16,2	4	29,9	9,1	18,6	27,3	15,3	10	33,4	3	37,9
Totaux (mm)	86,4	76,3	36,2	19,7	174,3	33	49,9	129	51,6	31,5	38,5	3,3	729,7
1972 PJ max (mm)	37,3	51,7	4,4	14,5	36	7,1	96,8	29	0,8	9,5	9,9	56	96,8
Totaux (mm)	92,3	99,7	6,7	53,7	160,3	84,3	498,5	139	0,8	9,5	9,9	56	1210,7
1973 PJ max (mm)	44	38	23	15	25	12	51	39	9,3	2,4	0,7	0,2	44
Totaux (mm)	68	50	49	38	110	85	92	118	11,9	7,2	1,4	0,3	630,8
1974 PJ max (mm)	4,4	8,7	18,3	17,6	14,2	91	17,9	11,1	10,9	1,7	0	6,2	18,3
Totaux (mm)	15,4	26,2	28,3	31,7	24,7	128	55,4	18,3	38,5	2,2	0	10,7	379,4
1975 PJ max (mm)	11	1,2	37,7	10,8	12,2	6,5	26,6	21,7	40,7	25,9	25,9	10,2	37,7
Totaux (mm)	32	1,2	75,4	42,6	36,2	32,9	95,7	47,8	104,9	67,3	40,4	25,2	601,6
1976 PJ max (mm)	21,5	49,2	26,5	19	26	39,8	49	22,3	32,7	3,2	6,8	1	49,2
Totaux (mm)	48,3	124,5	80	22	36	58,5	95	43	77	5,2	11,3	1	601,8
1977 PJ max (mm)	19,5	12	7,6	1,6	7,1	24	41	18	1,6	1,1	0	6,4	41
Totaux (mm)	55,6	33	21,2	1,6	22,1	75	96	61	6,5	1,9	0	15,1	389
1978 PJ max (mm)	0,9	6,8	3,1	1,1	19,7	8,9	49	27	12	7,2	1,5	1,8	49
Totaux (mm)	1,3	18,7	10,2	3,3	54,1	55,1	96	48	47	12,5	13	4,4	363,6
1979 PJ max	53,4	15,4	33,2	6	19,2	12,6	33	0,5	9,7	0	0	7	53,4

(mm)													
Totaux (mm)	295,2	80,5	122,5	13,8	62,9	32,5	52,6	1,2	24,6	0	0	7,8	693,6
1980 PJ max (mm)	15	6,7	14,3	34,8	24,3	9,3	9,5	17,3	9,7	29,6	6,3	9,6	34,8
Totaux (mm)	49,6	19,6	33,9	165,6	68,8	50,5	29,3	26,3	15,9	51,7	10,4	33	554,6
1981 PJ max (mm)	12,3	7,9	3,6	16,1	17,5	12,9	30,2	10,3	33,4	0,3	0	2,1	33,4
Totaux (mm)	35,5	12,2	8,3	47,8	62,7	41,6	51,5	20,2	79,6	0,3	0	3,3	363
1982 PJ max (mm)	28,2	27,5	12,9	10,7	8,1	6,1	70	8,3	9,3	10,1	0	4,5	28,2
Totaux (mm)	55,3	33,6	51,7	45,5	14,5	10,1	77	10,7	13,4	34,5	0	5,7	352
1983 PJ max (mm)	6,2	12,4	19,9	11,3	8,1	20,1	9,7	9,2	0	4,6	0	0,3	21,1
Totaux (mm)	6,2	43,8	62,5	33,9	33,9	85,3	36,1	26,2	0	7,4	0	0,3	335,6
1984 PJ max (mm)	12	10	16,3	28	21,3	15,9	15,9	18,9	10,9	6,9	0	7,2	28
Totaux (mm)	33,8	58,9	62,5	168,9	106,1	64,8	83,9	53,5	27	6,9	0	7,2	673,5
1985 PJ max (mm)	15,5	13,2	8,9	12,2	37,1	12	15,8	11,8	8,2	7,4	3,1	15	37,1
Totaux (mm)	49,8	35,8	27,5	39,2	104,3	35	83,3	37,1	11,3	16,4	3,1	18,8	461,6
1986 PJ max (mm)	9,3	11,8	42,4	45,4	17,9	12,6	25,9	34	8,2	1,2	4,5	11,4	45,4
Totaux (mm)	22,5	61,8	94,2	148,8	57,8	60,9	100,5	76,3	17,2	1,2	4,5	11,4	657,1
1987 PJ max (mm)	15,2	21,2	23,7	13,5	10,1	31,4	29,3	18,3	10	6,1	6,1	9,3	31,4
Totaux (mm)	46,6	36,7	76,6	55,6	35,8	113,8	38,5	42,1	48,9	8,5	13,5	20,7	537,3
1988 PJ max (mm)	11,2	16	15,1	39,7	32,2	12,8	29,7	20,3	10,7	26,2	9,1	3,8	39,7
Totaux (mm)	17,5	16	69,1	136,2	104,9	12,8	92,7	72,6	30,8	36,8	13,7	3,8	606,9
1989 PJ max (mm)	43,9	13,5	25,5	8,2	29,2	0	28	31,9	22,5	13,3	25,5	11,7	43,9
Totaux (mm)	126,9	37,3	44,6	32,4	59,5	0	82	116,4	57,4	19,4	31,6	15,8	623,3
1990 PJ max (mm)	30,2	15,3	45,3	33,1	35,3	25,2	40,9	39,2	39,5	3,2	5,9	0	45,3
Totaux (mm)	30,2	35,4	276,5	179,5	180,9	118,7	91,2	158,3	58,7	3,2	5,9	0	1138,5

1991 PJ max (mm)	18,4	39,8	20,6	9,2	65,3	41,2	37,3	41	36,8	16,5	0	0,9	65,3
Totaux (mm)	46,1	101,4	67,6	14,3	107,1	116,1	53,1	88,1	93,8	47,6	0	0,9	736,1
1992 PJ max (mm)	12,3	15,1	21,7	55	17,5	28,5	31,4	52,3	30,2	14,4	0	17,1	52,3
Totaux (mm)	24,8	49,4	38	99	42,5	164,7	149,5	164,2	94,6	14,4	0	33,1	874,2
1993 PJ max (mm)	25,9	28,3	1	36,7	34,6	28,6	11,3	37,8	14,1	12,9	16,2	12,2	36,7
Totaux (mm)	63,6	28,3	1	110,2	99,2	99,9	14,2	61,2	26,2	12,9	16,2	23,3	556,2
1994 PJ max (mm)	36,2	47,7	26,5	38,7	53,3	22,9	38,5	27,6	3,2	21,8	0	16,4	53,3
Totaux (mm)	110,2	137,2	64,3	96,8	170,1	55,4	78,4	27,6	3,2	92,6	0	61,4	897,2
1995 PJ max (mm)	26,4	22,7	26,8	29,4	28,5	29,7	26,8	12,6	6,1	10,2	0,2	7,1	29,7
Totaux (mm)	124,8	106,9	97,6	109,2	104,7	110,5	67,1	59,1	17,8	10,4	0,2	14,8	823,1
1996 PJ max (mm)	5,1	3,1	5,2	5,2	6,1	8,8	8,2	9,7	0,6	10,6	4	16,9	16,9
Totaux (mm)	18,1	6	13,5	13,4	24	15,8	17,8	24,9	0,6	16	4	16,9	171
1997 PJ max (mm)	5,6	7,4	16	7,2	14	6,3	2,7	7,3	5,7	1,8	1,9	1,2	16
Totaux (mm)	16,9	19,2	55,2	41,8	71,4	26,6	7	18,2	11	4,5	3,1	1,2	276,1
1998 PJ max (mm)	3,1	1,8	4	3	5	4	3,4	5,6	3,1	2,6	3,1	2,1	5,6
Totaux (mm)	13,1	5,5	13	11,5	21,2	20,5	18,6	19,2	4	2,6	5,7	4,6	139,5
1999 PJ max (mm)	0,9	0	9,8	17,6	5,4	8,7	5,1	8,9	36	28	0	0	36
Totaux (mm)	0,9	0	42,6	77,7	14	8,7	11	21,2	91,9	100	0	0	368,2
2000 PJ max (mm)	6,7	11,8	4,1	4,1	19,2	24,2	20,5	24	7,1	0	0	4,5	24,2
Totaux (mm)	10,5	30,1	13,9	8,4	84,3	80,3	61	116,3	19,3	0	0	4,5	428,6
2001 PJ max (mm)	19,2	11	2,6	15,3	0	10,6	6,8	0	0	16	38,8	0	38,8
Totaux (mm)	37,4	17,8	4,5	35,2	0	15,2	12,9	0	0	16	79,6	0	218,6
2002 PJ max (mm)	28,8	11,6	38,5	37,3	35,7	33,1	33	39,6	15,6	0	13,3	10,4	39,6

Totaux (mm)	100,1	28,7	132,3	151,2	159,2	76,2	111,5	99,8	47,9	0	13,3	16,6	936,8
2003 PJ max (mm)	9,4	19,4	9,2	22,2	23,2	26	22,6	27,5	26,5	0	18	0	27,5
Totaux (mm)	19,7	55	15,6	81,1	61,9	66,8	71,4	96,8	193,2	0	33	6,7	701,2