

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPÉRIEURE DE L'HYDRAULIQUE- ARBAOUI ABDALLAH-

DEPARTEMENT GENIE DE L'EAU

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : Conception Des Ouvrages Hydrotechniques

THEME:

**ETUDE DE L'AMENAGEMENT DE
L'OUED ELMAADHER DE LA VILLE D'AIN MADHI-
WILAYA DE LAGOUAT**

Présenté par :

M^r : REBBOUD FAICAL

DEVANT LES MEMBRES DU JURY

	Nom et prénom	Grade	Qualité
M^r	B.BENLAUKLI	M C .B	Président
M^r	A.ZEROUAL	M A .B	Examineur
M^{eme}	N. SAIL	M A .A	Examinatrice
M^{eme}	S.BERBACHE	M A .A	Examinatrice
M^{eme}	A.ADDOU	M A .A	Promotrice

septembre 2012

Dédicace

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

Mon père

Ma mère

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

Je le dédie également à

Mes frères et mes sœurs

*En un mot, à toute ma famille, mes amis et tous ceux qui ont
contribué de près ou de loin à ma formation*



FAICAL REBBOUD
2012

Remerciement



*Au terme de cette modeste étude, je tiens à exprimer ma
profonde gratitude et mes vifs remerciements à*

*M^{me} ADDOU (ma promotrice) pour avoir contribué à
l'élaboration de cette présente thèse et à ma formation durant
les années de spécialité.*

*Je remercie également tous mes professeurs et
particulièrement M^r HASSANE, M^{me} TOUIBIA,
M^r B.BENLAUKLI pour l'aide précieuse, qu'ils m'ont apporté
durant l'élaboration de ce modeste travail. .*

*Aussi, je me permets d'exprimer tout mon respect aux
membres de jury qui me feront l'honneur d'apprécier notre
travail.*



REBBOUD FAICAL
2012

ملخص:

قمنا في هذا العمل بانجاز دراسة واد المعذر بمدينة عين ماضي ولاية الاغواط والهدف من هذا العمل هو تهيئة الوادي من اجل الحماية ضد الفيضانات.
 هذه الدراسة تتضمن المحاور الأساسية التي تتمثل في :
 دراسة جيولوجية للمنطقة و
 دراسة هيدرولوجية للحوض وذلك لتحديد كمية المياه المتوقعة .
 و أخيرا دراسة لتحديد أبعاد القناة التي يتم فيها جريان المياه. وكل ذلك من اجل حماية المنطقة من الفيضانات.

Résumé :

Notre travail a pour objet de faire une étude sur l'oued EL MAADHER qui se situe à la ville de d'AIN MADHI wilaya de LAGHOUAT, dont le but est d'aménager l'oued pour la protection contre les inondations.

Notre travail consistera en une étude géologique de la zone, une étude hydrogéologique du bassin versant pour quantifier le débit de crue probable et enfin une étude de dimensionnement du canal.

Abstract :

The aim of dissertation to study the EL MAADHER River which is located in the city of d'AIN MADHI (LAGHOUAT). it aims at developing this river to protect it against flood. Our study has several basic parts. first A Geological study of the area. Second the study of hydrological catchment to determine the probable flow. Finally

A sizing study of the channel.

Sommaire

	Page
Introduction générale	1
<u>Chapitre I : Etude topographique</u>	
I-1 Introduction	2
I-2 Situation géographique	2
I-3 Situation administrative.....	3
I-4 Topographie	3
I.5 Réseau hydrographique dans la ville d'Ain MADHI.....	5
I.5 Conclusion	7
<u>Chapitre II : Etudes géologique</u>	
II.1 Introduction	8
II.2 Géologie du site	8
II.3 Tectonique et sismicité	9
II.4 La sismicité dans la région.....	9
II.5 Conclusion	12
<u>Chapitre III : Etude hydrologique</u>	
III.1 Introduction	13
III.2 Caractéristiques hydromorphométrique des bassins versants	13
III.2.1 Définition de bassins versant	13
III.2.2 Morphométrie	13
III.2.2.1 La surface	13
III.2.2.2 Le périmètre	14
III.2.2.3 Indice de capacité de Gaveluis	14
III.2.2.4 Rectangle équivalent	14
III.2.3 Le relief	15
III.2.3.1 Répartition et courbes hypsométriques	15
III.2.3.2 Les altitudes caractéristiques.....	19
III.2.3.3 Indice de pente globale	19
III.2.3.4 Pente moyenne des bassins versants	20
III.2.4 Le réseau hydrographique	20
III.2.4.1 La densité de drainage	21
III.2.4.2 Les profils en long des cours d'eau principale des bassins versants	21
III.2.4.3 La pente moyenne des cours d'eau principales	23
III.2.4.4 Le temps de concentration	23
III.2.4.5 La vitesse moyenne de ruissellement.....	25
III.3 Situation climatologique	28
III.3.1 La température	28
III.3.2 La vitesse de vent	28
III.3.3 La pluviométrie	28
III.3.3.1 Pluies moyenne annuelle	28
III.3.3.1.1 Paramètres statistiques de l'échantillon	30
III.3.3.1.2 Ajustement des pluies maximal journalière	30

III.3.3.2	Pluies des courtes durées	36
III.4	Les apports	40
III.4.1	Les apports liquides	40
III.4.1.1	Apport moyen interannuel	40
III.4.1.2	Les caractéristiques de l'écoulement	41
III.4.2	Evaluation des apports solide	44
III.5	Etude des crues	44
III.5.1	Defferristes méthodes d'évaluation des crues	44
III.5.2	Application sur les bassins versants	45
III.5.2.1	Formule de Mallet Gauthier	46
III.5.2.2	Formule de Turzza	46
III.5.2.3	Formule de Giandotti	46
III.5.2.4	Formule de Sokolovski	47
III.5.3	Hydrogrammes des crues	49
III.6	Conclusion	54

Chapitre IV : Etude des variantes

IV.1	Introduction	55
IV.2	Variante proposées	55
IV.2.1	Première variante	55
IV.2.2	Deuxième variante	56
IV.3	Comparaison des variantes.....	56
IV.4	Conclusion.....	58

Chapitre V : Calcul hydraulique

V.1	Introduction	59
V.2	Calcul hydraulique des variantes choisis	59
V.2.1	Condition de l'écoulement uniforme	59
V.2.2	Les formules du calcul principal	59
V.2.3	Détermination de coefficient de Chézy	60
V.2.4	Les paramètres géométriques	62
V.2.4.1	Le choix de la section de meilleure conductivité	62
V.2.4.2	calcul du rayon hydraulique	62
V.2.5	Calcul de la profondeur normal	63
V.2.5.1	Méthode itérative	64
V.2.5.2	Méthode d'Agroskine	64
V.2.6	Calcul de la profondeur critique	64
V.2.6.1	Méthode graphique	64
V.2.6.2	Méthode itérative	65
V.2.6.3	Méthode analytique d'Agroskine	65
V.2.7	Calcul de la pente critique	65
V.2.8	Calcul de la ligne d'eau	66
V.2.8.1	Equation de la surface libre de la ligne d'eau	66
V.2.8.2	Calcul de la surface d'eau.....	67
V.2.8.3	Définition du logiciel.....	67
V.3	Calcul des aménagement	67
V.4	Vérification du passage du débit à travers le canal existant	76
V.5	Conclusion.....	76

Chapitre VI : Calcul de stabilité

VI.1	Introduction	77
VI.2	Les actions à prendre en comptes	77
VI.2.1	Les actions permanentes	77
VI.2.2	Les actions variables	77
VI.2.3	Les actions accidentelles	78
VI.3	stabilité du canal	78
VI.4	La pression agissant sur le canal	80
VI.4.1	Canal vide avec poussée des terres	80
VI.4.2	Canal plein d'eau sans poussée des terres	81
VI.4.3	Combinaison des deux cas	82
VI.5	Calcul de ferraillage	82
VI.5.1	Calcul des moments	83
VI.5.2	Calcul de ferraillage à flexion simple	83
VI.6	Conclusion.....	86

Chapitre VII : Organisation de chantier

VII.1	Introduction	87
VII.2	Installation de chantier	87
VII.2.1	Installation destinée au personnel	87
VII.2.2	Installation destinée au stockage des matériaux	87
VII.2.3	Installation destinée à la réparation des engins	88
VII.2.4	Installation destinée à la préfabrication	88
VII.3	Succession de l'opération	88
VII.4	Technologie des principaux travaux	88
VII.5	Calcul du volume des travaux	89
VII.6	Devis des defferrismes volumes des travaux	90
VII.7	Planification	91
VII.7.1	Définition	91
VII.7.2	Technique de la planification	91
VII.7.3	Les étapes de la planification	93
VII.7.4	Choix de la méthode de calcul	94
VII.7.5	Elaboration du réseau selon la méthode CPM	95
VII.8	Conclusion	99

Liste des planches

Planche N° 1	Plan de masse.
Planche N° 2	Vue en plan de l'aménagement
Planche N° 3	Les profil en long
Planche N° 4	Les profil en travers
Planche N° 5	Organisation de chantier

LISTE DES TABLEAUX

Tableau		Page
Tableau III.1	les paramètres morphométrie des sous bassin	15
Tableau III-2	Répartition en % de la surface élémentaire de SB1.....	16
Tableau III-3	<i>Répartition en % de la surface élémentaire de SB2.....</i>	16
Tableau III-4	les altitudes caractéristiques	19
Tableau III-5	Indice de pente globale Ig	20
Tableau III-6	pentes moyennes des bassins versant Im	20
Tableau III-7	Les densités de drainage.....	21
Tableau III-8	Les pentes moyennes des cours d'eau principaux.....	23
Tableau III-9	Les temps de concentration.....	25
Tableau III-10	La vitesse de ruissellement.....	25
Tableau III-11	caractéristiques hydromorphométrique des bassins versants.....	26
Tableau III-12	Température moyenne mensuelle.....	28
Tableau III-13	Vitesse de vent.....	28
Tableau III-14	la station pluviométrique	29
Tableau III-15	Répartition mensuelle et annuelle des pluies de la station.....	29
Tableau III-16	Les paramètres statistiques.....	30
Tableau III-17	résultats d'ajustement a la loi de lognormale	32
Tableau III-18	résultats d'ajustement a la loi de Gumbel.....	34
Tableau III-19	<i>Pluies</i> et intensités maximales de durée t (h) et de période retour.....	37
Tableau III-20	Intensités et pluies de courtes durées.....	40
Tableau III-21	apports moyens interannuels.....	41
Tableau III-22	les caractéristiques d'écoulement	42
Tableau III-23	l'apport fréquentiel du sous bassin versant 01.....	43
Tableau III-24	l'apport fréquentiel du sous bassin versant 02.....	43
Tableau III-25	les apports solides	44
Tableau III-26	Valeur de coefficient de ruissellement C	46
Tableau III-27	valeur de coefficient de ruissellement α	47
Tableau III-28	Débits de crues au bassin versant n°1	48
Tableau III-29	Débits de crues au bassin versant n°2	48
Tableau III-30	Hydrogrammes des crues de différents périodes de retour bassin n°1...	50
Tableau III-31	Hydrogrammes des crues de différents périodes de retour bassin n°2...	52
Tableau IV-1	Résume les avantages et les inconvénients de deux variantes.....	56
Tableau V-1	paramètres géométriques d'un canal à section trapézoïdale.....	63
Tableau V-2	Ligne d'eau du tronçon 1-7	67
Tableau V-3	Résultats ligne d'eau à pas d'espace de 22m	68
Tableau V-4	calcul des paramètres hydrauliques du tronçon 1-7	68
Tableau V-5	Ligne d'eau du tronçon 7-40.....	70

LISTE DES TABLEAUX

Tableau V-6	Résultats ligne d'eau à pas d'espace de 50m.....	70
Tableau V-7	calcul des paramètres hydrauliques du tronçon 7-40	71
Tableau V-8	Ligne d'eau du tronçon 1-13.....	73
Tableau V-9	Résultats ligne d'eau à pas d'espace de 29m.....	73
Tableau V-10	calcul des paramètres hydrauliques du tronçon 1-13.....	74
Tableau V-11	Calcul de la hauteur d'eau (canal en béton arme).....	76
Tableau V-12	Caractéristiques de l'écoulement (canal en béton arme partie i).....	76
Tableau : VI- 1	Force de sous pression W_L	79
Tableau VII.1	Volume des travaux d'oued <i>EL MAADHER</i>	89
Tableau VII-2	Le devis des différents travaux	90
Tableau VII-3	Détermination des chemins critiques	97

LISTE DES TABLEAUX

LISTE DES TABLEAUX

LISTE DES FIGURES

Figure		Page
Figure I-1	la ville d'Ain Madhi sur carte d'état-major.....	4
Figure I-2	Vu aérienne représente la ville d' AINE MADHI.....	5
Figure I-3	Réseau hydrographique d' AIN MADHI.....	6
Figure II-1	Carte régionale de degré de séisme.....	10
Figure II-2	Carte de zonage sismique du territoire national-RPA99.....	11
Figure III-1	Courbe hypsométrique du sous bassin versant N01.....	17
Figure III-2	Courbe hypsométrique du sous bassin versant N02.....	18
Figure III-3	Le profil en long du cours d'eau principal du BV1.....	22
Figure III-4	Le profil en long du cours d'eau principal du BV2.....	22
Figure III-5	Les sous bassins versants de oued el madher.....	27
Figure III-6	résultats d'ajustement a la loi de lognormale.....	33
Figure III-7	résultats d'ajustement a la loi de Gumbel	35
Figure III-8	courbes des pluies de court durée fréquentielles.....	38
Figure III-9	courbes des intensités fréquentielles IDF.....	39
Figure III-10	Hydrogrammes des crues de différents périodes de retour bassin n°1.....	51
Figure III-11	Hydrogrammes des crues de différents périodes de retour bassin n°2....	53
Figure V-1	schémas de ligne d'eau type S_2	69
Figure V-2	Profondeur critique	69
Figure V-3	schémas de ligne d'eau type S_2	72
Figure V-4	Profondeur critique	72
Figure V-5	Hydrogra schémas de ligne d'eau type S_2	75
Figure V-6	Profondeur critique	75
Figure VI-1	Schéma du canal	79
Figure VI-2	Schéma donnant la Force de sous pression W_L	79
Figure VI-3	Les poutres de terres agissant sur le canal.....	80
Figure VI-4	Poussée hydrostatique	82
Figure VI-5	diagrammes des moments	83
Figure VI-6	schéma de ferrailage	85
Figure N°VII-1	Réseau à nœuds.....	96
Figure N°VII-2	Diagramme de GANTT	98

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.

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.

Le présent travail a pour objet l'étude d'un système de protection de la ville d'Ain Madhi située dans la wilaya de LAGHOUAT contre les crues d'oued El Madher .Ces crues occasionnent souvent d'importants préjudices matériels (ruissellement urbain, débordement et défoncement des voiries).Face à cette situation, la protection de la ville et ses populations s'avère une des priorités des pouvoirs publics pour dégager un aménagement épargnant cette ville de ce risque majeur.

Dans l'optique d'une démarche fiable aboutissant à un système d'aménagement invulnérable, une étude s'impose afin de définir l'ensemble des crues notamment les paramètres hydrologiques pour déterminer les débits pour des fréquences données, paramètres indispensables pour la protection des zones d'occupation du sol vulnérable. Les travaux principaux à réaliser dans le cadre de cette étude consiste en premier lieu à la collecte des informations et données officielles émanant des différents établissements publics concernés (ANRH,DHW,) et autres sources non vérifiées provenant des personnes âgées natifs de la région .En second lieu le dépouillement et l'analyse des données de base et la reconnaissance détaillée de la zone concernée (état des lieux et levé topographique ...) .

Chapitre .I

Etude topographique

Etude topographique

I.1 : Introduction:

La topographie consiste à représenter graphiquement un lieu sur les cartes 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 d'AIN Madhi 01, NI-31-IX -1 1** **échelle 1/50000**
- **Carte d'AIN Madhi 02, NI-31-IX-1 2** **échelle 1/50000**

I.2 : Situation géographique:

La ville d'Ain Madhi est située à environ 80 Km au Sud Est de LAGHOUAT Elle est située au pied du versant nord du djebel Merkeb dont le point le plus haut culmine à la cote 1586 m de ce fait elle reçoit une grande partie des eaux de ruissellement qui lors des orages provoquent des inondations.

La ville est menacée en premier lieu par les crues de l'oued (El Madher en plus R'mel ou Nebka) du fait de sa situation au piedmont de collines en plein champ du bassin versant et aussi c'est une conséquence de pluies abondantes.

La ville d'Ain Madhi est desservie par le chemin de wilaya CW231 la reliant de la route nationale N°23 sur une distance de 37 Km passent par la ville de Tadjmout.

La population d'Ain Madhi est estimée à **7800** habitants en année 2008 avec un accroissement de 3% habitants d'après les estimations données par l'étude du POS.

Les coordonnées limitant la commune d'AIN MADHI sont :

- X = 430-438 Km
- Y = 3737-3741 Km carte d'état major Laghouat N° Echelle 1/50000
- Z = 980 m NGA

I.3 : Situation administrative :

La commune de AIN MADHI est située au Sud Est de LAGHOUAT chef lieu de la wilaya, elle est limitée par :

- A l'Est par la commune de Tajrouna;
- Au Sud par la Wilaya de Bayadh;
- A l'Ouest par la commune d'Aflou;
- Au Nord par la commune de Tadjmout;

I.4 : Topographie:

Après la localisation du site choisi pour le futur aménagement sur la carte topographique, une étude cartographique a permis de déterminer les principales caractéristiques du bassin versant .

Le bassin versant est constitué, d'une zone base avec des terrains relativement plats à des pentes forts à faibles et d'une zone haute dont le relief est accidenté.

Les altitudes dans ce bassin varient de 990 à 1590m. Le réseau hydrographique est constitué d'un ensemble de talwegs formant deux principaux oueds, l'intersection des ces deux oueds se forme Oued El Maadher.



Figure I.1: la ville d'Ain Madhi sur carte d'état major (1/50000)



Figure I.2 : Vu aérienne de la ville d'AINE MADHI (GOOGLE EARTH)

I.5 : Réseau hydrographique:

- Le réseau hydrographique est défini comme étant l'ensemble des cours d'eau naturels ou artificiels, permanents ou temporaires, qui participent à l'écoulement. C'est l'une des caractéristiques les plus importantes du bassin.
- La ville d'Ain Madhi est traversée d'est en ouest par l'oued el Maadher dans la partie nord de la ville et l'oued el Nabka en parallèle au premier pour se rassembler en bas du rejet à l'ouest de la ville formant un champs important de déjection (zone très inondable) ces oueds sont rejoint par plusieurs affluents en amont de la ville.

- Carte d'AIN Madhi 01, NI-IX-1 **1** échelle 1/50000
- Carte d'AIN Madhi 02, NI-31-IX-1 **2** échelle 1/50000

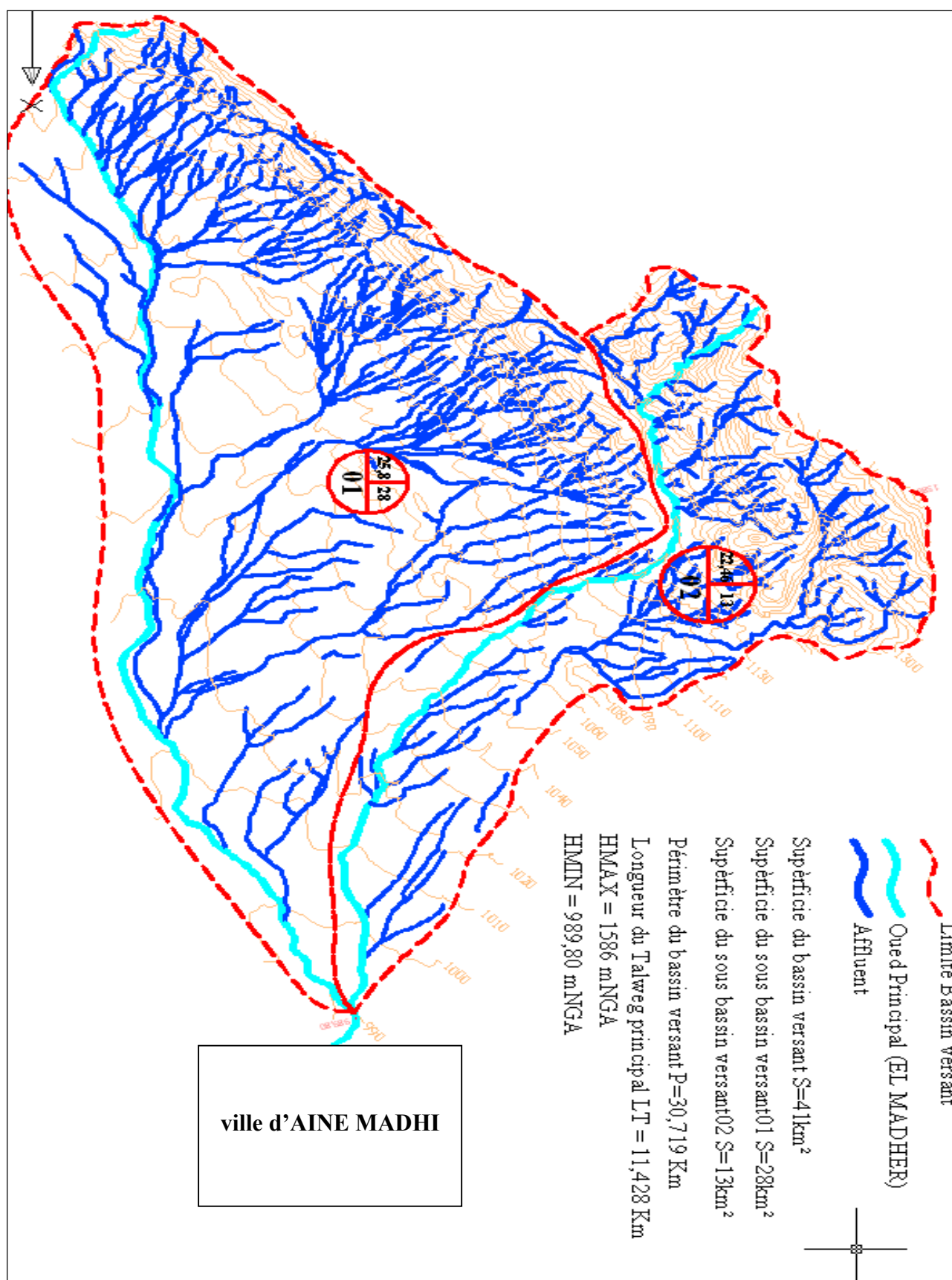


Figure I.3 : Réseau hydrographique d'AIN MADHI

I.6 : conclusion :

Les pentes des bassins versants créant une aire d'alimentation du cours d'eau. Toute modification qui empêche le laminage de la crue où la pénétration des eaux dans le sol favorise une augmentation du ruissellement, un écoulement plus rapide causant les inondations a la ville.

Chapitre .II

Etude géologique

Etude géologique

II.1 : Introduction:

La reconnaissance géologique du site nous permettra de prendre les dispositions indispensables à la réalisation des tranchées, ainsi que le choix des engins de terrassement à utiliser.

II.2 : Géologie du site :

Effectuée sur la base de quatre (4) sondages carottés de 6.00 mètres de profondeur faits par le bureau d'étude Techniques d'hydraulique, de l'environnement et d'aménagement (Djelfa), l'étude de sol a relevé les résultats suivants :

1. en surface et sur une épaisseur de 0,50m une couche de tout venant.
2. en dessous de la couche de tout venant une couche d'argile graveleuse avec présence de gypse.
3. une troisième couche d'argile marneuse sur une épaisseur de 4.00m

L'ensemble de ce dépôt argileux repose sur une surface plane aucun substratum rocheux n'a été atteint par les quatre sondages suite aux essais effectués au laboratoire à savoir :

- Essais mécaniques
- Analyse d'identification : granulométrie, paramètres physiques, essais de cisaillement, essais chimiques

Il a été conclu ce qui suit :

- Le sol constitué d'une argile consolidé sur toute la profondeur réalisée (6.00m)
- La présence de sulfate préconise sur tout le résistant à leur agressivité
- Il est conseillé d'adopter des fondations superficielles isolées travaillant à 2 bars la profondeur d'ancrage est de 2.00m.

II.3 : Tectonique et sismicité

Notre pays a de tout temps été 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 Chlef 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 de 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 prescriptions réglementaires contenues 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 en 1975 ; c'est une méthode probabilisable basée sur des cartes d'iso accélération déduites de la sismicité historique de l'Algérie.

II.4: La sismicité dans la région :

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

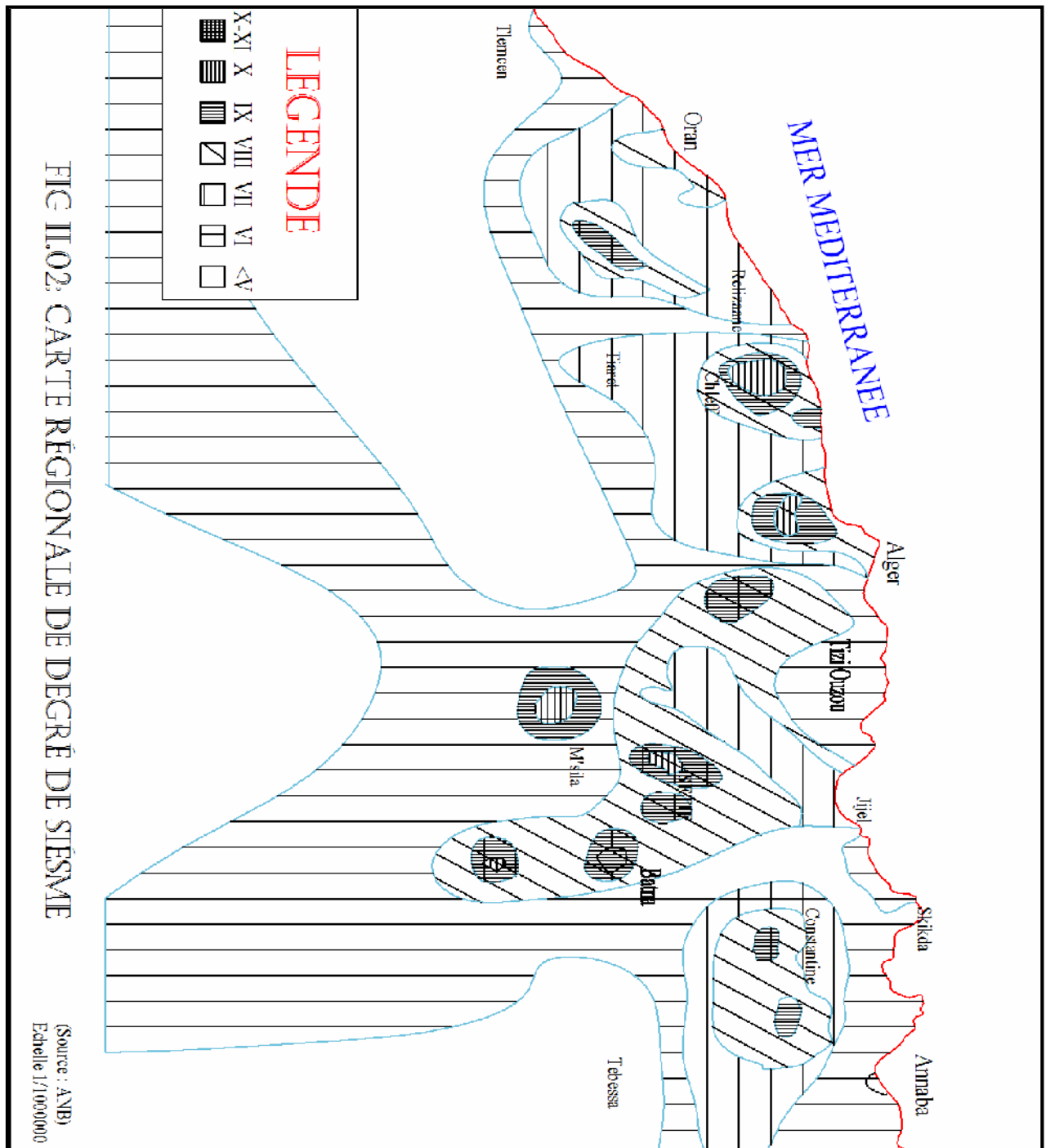


Figure II.1 : Carte régionale de degré de séisme

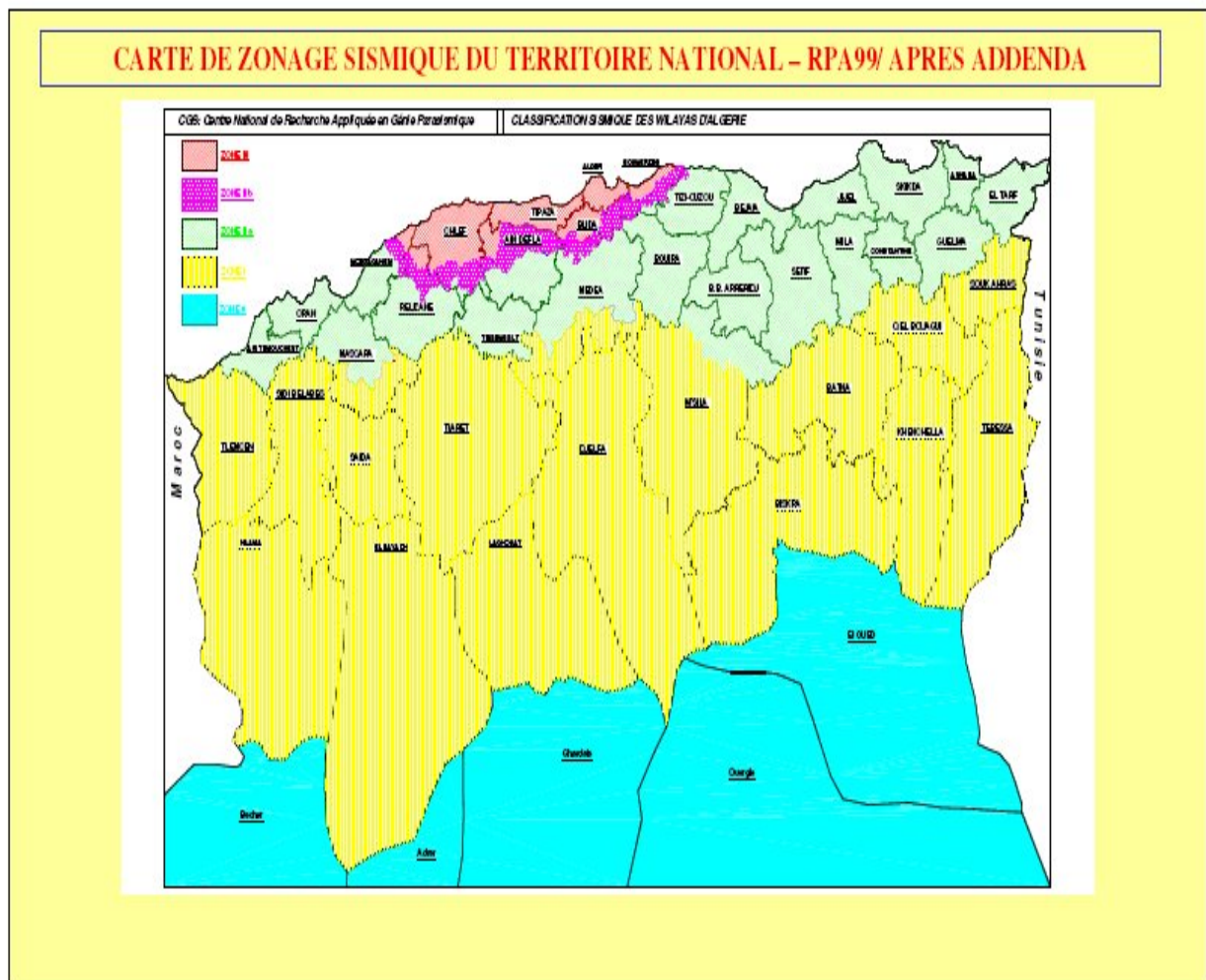


Figure II.2 : Carte de zonage sismique du territoire national-RPA99

II .5 : Conclusion :

D'après la géologie de la région on peut conclure qu'un seul type de terrain prédomine aux environs d'AIN MADHI, terrain du flysch de marne schisteuse noire qui est à la fois particulièrement friables et sujets aux glissements du terrain.

Chapitre .III

Etude Hydrologique

Etude hydrologique

III.1 : Introduction :

La présente phase de l'étude a pour objet de déterminer les principales caractéristiques hydrologiques de bassin versant qui sont indispensables pour le dimensionnement des différents ouvrages.

Le débit maximum d'eau est la phase hydrologique extrême de la crue pluviale, dont la genèse est assez complexe. L'évaluation des crues pluviales est fondée sur la maîtrise des principaux processus hydrologiques.

Les méthodes hydrologiques d'estimation sont fondées sur une idéalisation des principaux facteurs de formation de la crue dont l'application fait appel à des données hydrométéorologiques standard, disponibles au niveau des différents services techniques spécialisés (A.N.R.H et O.N.M.).

III.2 : Caractéristiques hydromorphométriques des bassins versants:

III.2-1 : Définition du bassin versant :

Le bassin versant au droit d'une section de mesure est défini comme la totalité de la surface topographique drainée par ce cours d'eau et ses affluents en amont de cette section. Tous les écoulements qui prennent naissance à l'intérieur de cette surface topographique passe par la section de mesure pour poursuivre leur trajet à l'aval. Chaque bassin versant est séparé des autres par une ligne de partage des eaux. Cette limite est déterminée sur la carte topographique. Les différents paramètres du bassin versant (forme, altitude, pente, relief.....etc) interviennent dans les différents écoulements.

III.2.2 : Morphométrie

Les différents paramètres morphométriques sont calculés à partir des cartes topographiques 1/50000 et sont résumés dans le **Tableau III.1**.

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.

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 côtes du rectangle et l'exutoire est l'un de ces petites côtes

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 :

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

Tableau III.1 : les paramètres morphométrie des sous bassin :

<i>sous bassins</i>	<i>S (Km²)</i>	<i>P (Km)</i>	<i>Kc</i>	<i>L[Km]</i>	<i>l [Km]</i>
SB1 <i>(Chott Melrhir(06))</i>	28	25.8	1.38	10.2	2.74
SB2 <i>(Chott Melrhir(06))</i>	13	22.46	1.75	9.87	1.32

Avec :

S : surfaces des bassins versant [Km²]

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 :

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

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants:

Tableau III.2: Répartition en % de la surface élémentaire de SB1

Altitudes (m.)	Hi (m)	Surfaces				Si.Hi (m.Km2)
		Partielles		Cumulées		
		Si (Km2)	Si (%)	Si (Km2)	Si (%)	
1390-1340	1365	0.06	0.214	0.06	0,214	81.900
1340-1290	1315	0.325	1.161	0.385	1,375	427.375
1290-1240	1265	0.431	1.539	0.816	2,914	545.215
1240-1190	1215	1.337	4.775	2.153	7,689	1624.455
1190-1140	1165	0.43	1.536	2.583	9,225	500.95
1140-1090	1115	3.05	10.893	5.633	20,118	3400.75
1090-1040	1065	13	46.429	18.633	66,547	13845
1040-990	1015	9.35	33.393	27.983	99,94	9490.25
990-989,80	989.9	0.017	0.061	28	100	16.8283
la Somme						29932.723

Tableau III.3: Répartition en % de la surface élémentaire de SB2

Altitudes (m.)	Hi (m)	Surfaces				Si.Hi (m.Km2)
		Partielles		Cumulées		
		Si (Km2)	Si (%)	Si (Km2)	Si (%)	
1586-1540	1563	0.11	0.846	0.11	0.846	171.93
1540-1490	1515	0.32	2.462	0.43	3.308	484.8
1490-1440	1465	0.78	6.000	1.21	9.308	1142.7
1440-1390	1415	0.77	5.923	1.98	15.231	1089.55
1390-1340	1365	0.83	6.385	2.81	21.615	1132.95
1340-1290	1315	1.06	8.154	3.87	29.769	1393.9
1290-1240	1265	1.11	8.538	4.98	38.308	1404.15
1240-1190	1215	0.97	7.462	5.95	45.769	1178.55
1190-1140	1165	0.22	1.692	6.17	47.462	256.3
1140-1090	1115	1.36	10.462	7.53	57.923	1516.4
1090-1040	1065	2.3	17.692	9.83	75.615	2449.5
1040-990	1015	3.16	24.308	12.99	99.923	3207.4
990-989,80	989.9	0.004	0.031	13	100.0	3.9596
la Somme						15432.09

Répartition et courbes hypsométriques dans les figures suivantes :

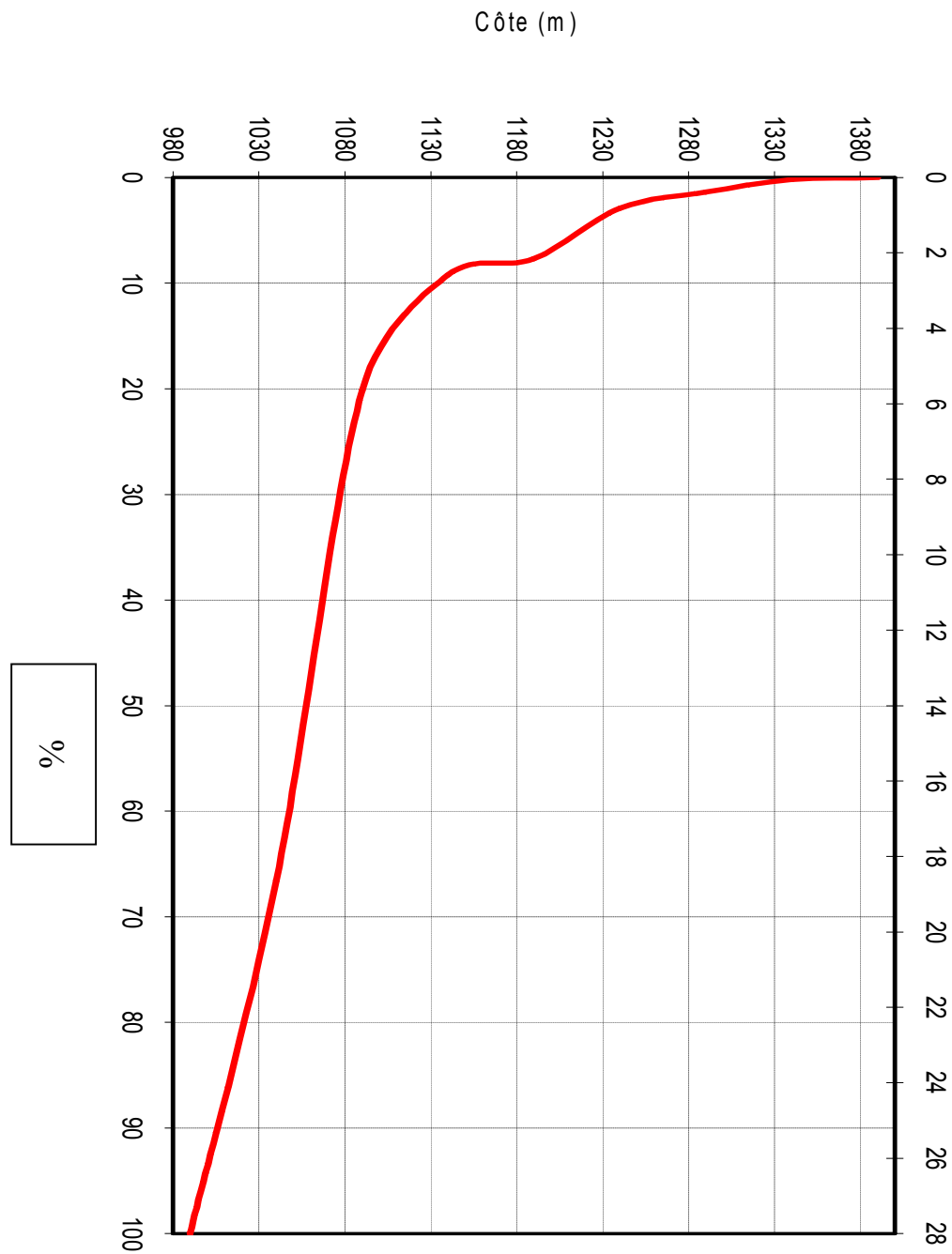


FIGURE III.1 COURBE HYSOMETRIQUE DU SOUS BASSIN VERSANT N01

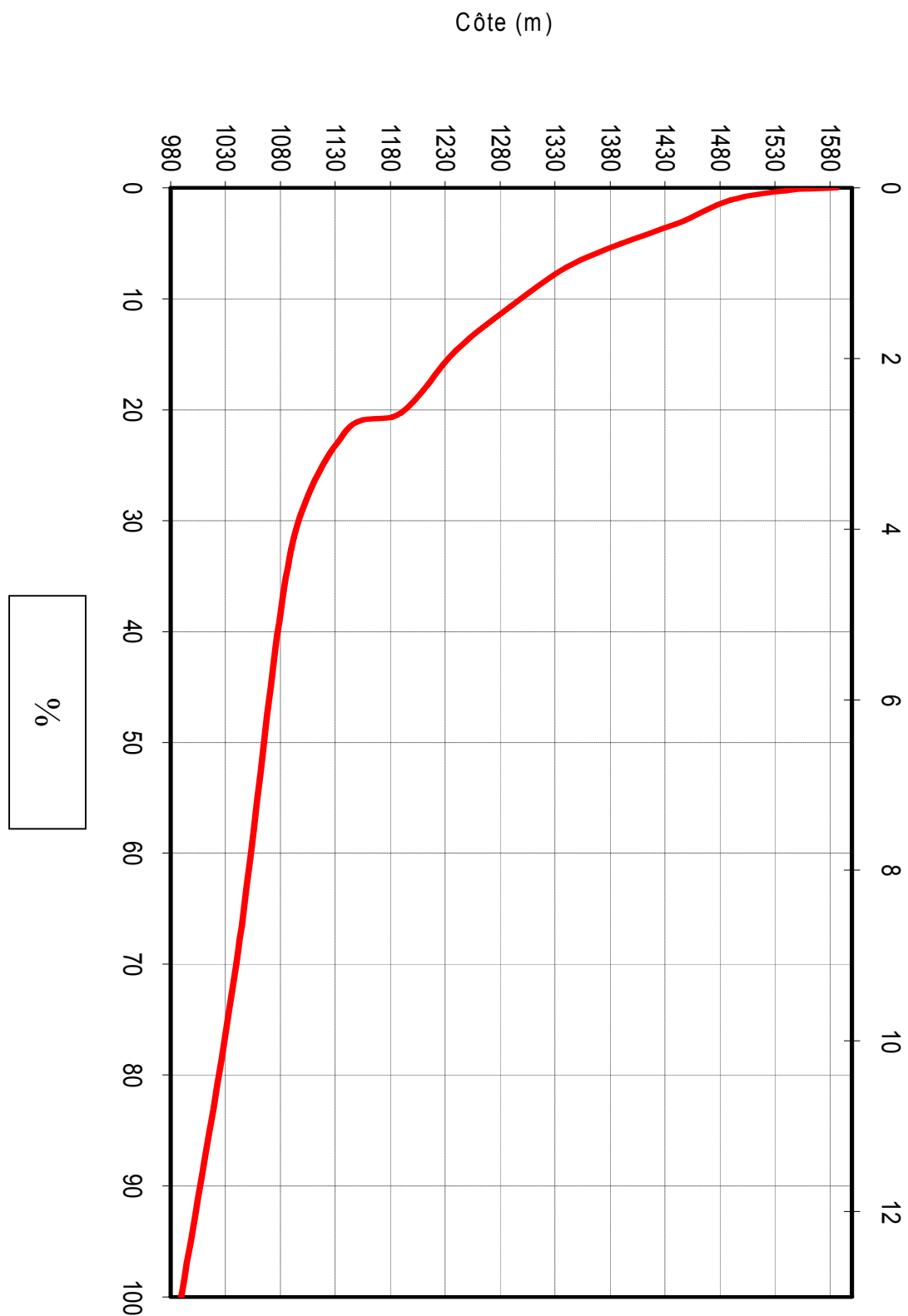


Figure III.02 Courbe hypsométrique du sous bassin versant No2

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 :

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

Avec : **Hi** : Altitude moyenne entre 2 courbes de niveaux consécutifs en **m**

Si : surface partielle comprise entre 2 courbes de niveaux consécutifs en **km²**

S : surface totale du bassin versant en **km²**

Les résultats dans le tableau III.4 :

Tableau III.4: les altitudes caractéristiques :

<i>Sous bassins</i>	<i>SB1</i>	<i>SB2</i>
<i>Hmax (m)</i>	<i>1380</i>	<i>1586</i>
<i>Hmin (m)</i>	<i>989.8</i>	<i>989.8</i>
<i>H_{50%}(m)</i>	<i>1057.76</i>	<i>1065.22</i>
<i>Hmoy(m)</i>	<i>1069.03</i>	<i>1187.08</i>

III.2.3.3 : Indice de pente globale Ig :

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 S1, S2 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 S1 et 5% soit supérieure à S2.

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

$$Ig = \frac{D}{L} = \frac{H_{5} - H_{95}}{L} \dots\dots\dots(III.2.3.3)$$

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 III.5 :

Tableau III.5: Indice de pente globale I_g :

<i>Sous bassins</i>	$H_{5\%}(m)$	$H_{95\%}(m)$	$H_{5\%}-H_{95\%}$	$L (km)$	$I_g(m/ km)$
SB1	1217.39	998	219.39	10.2	21.5
SB2	1389.63	998.25	391.38	9.87	39.65

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 :

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

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.6: pentes moyennes des bassins versant I_m :

<i>Sous bassins</i>	SB1	SB2
I_m (%)	14.53	34.07

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 tous les talwegs L_i 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 / Km^2 .

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

Avec :

D_d :densité de drainage [km/km^2] ;

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

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

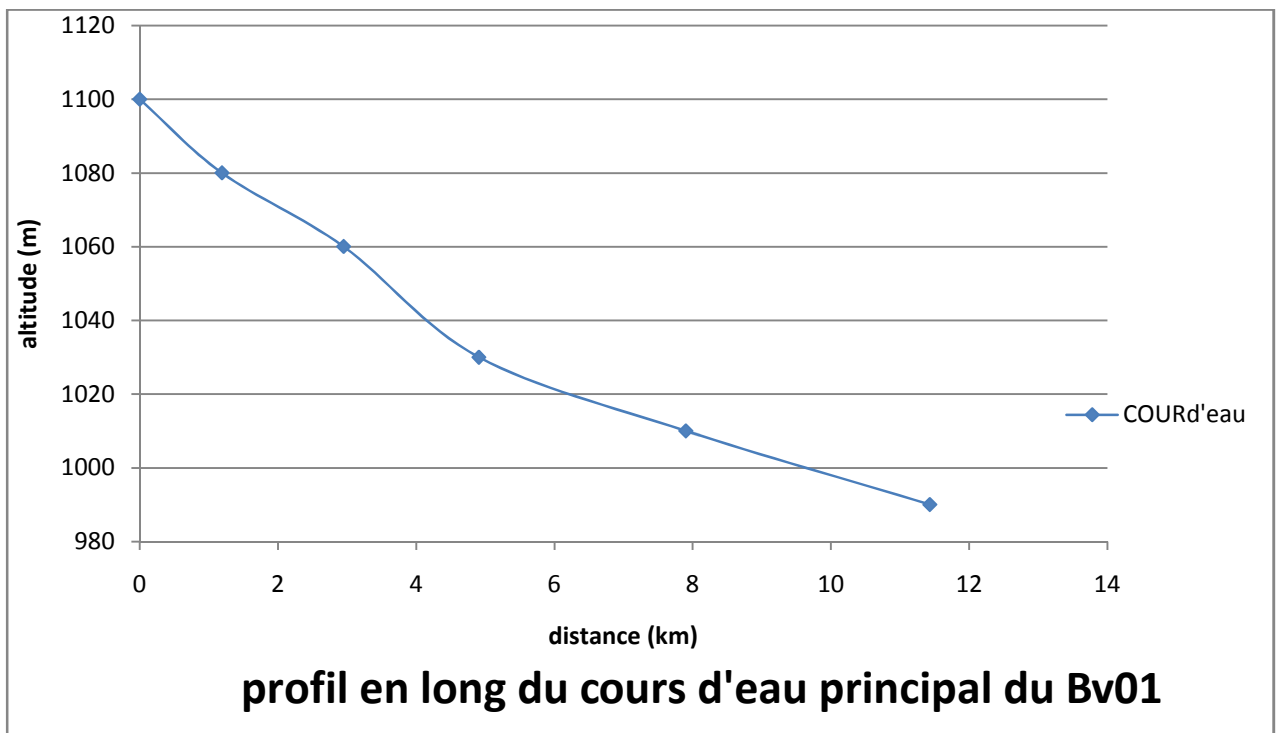
Les résultats dans le tableau suivant :

Tableau III.7: Les densités de drainage :

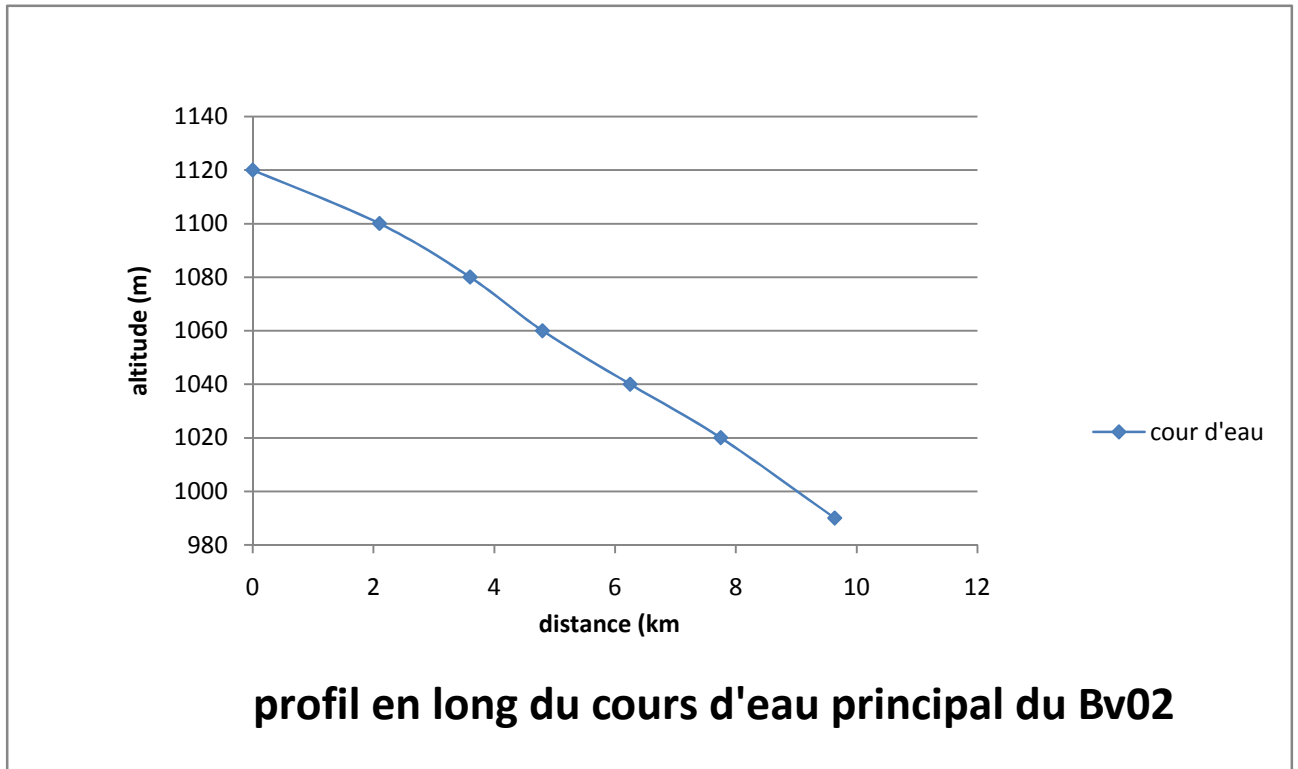
<i>Sous bassins</i>	<i>SB1</i>	<i>SB2</i>
<i>D_d [km/km^2]</i>	<i>7.30</i>	<i>5.73</i>

III.2.4.2 : Leprofil en long du cours d'eau principal des bassins versants

On a l'habitude de représenter graphiquement la variation altimétrique du fond du cours d'eau en fonction de la distance à l'émissaire. Cette représentation devient intéressante lorsque l'on reporte les cours d'eau secondaires d'un bassin versant qu'il est alors facile de comparer entre eux et au cours d'eau principal. Notons qu'il est d'usage d'utiliser un graphisme différent lorsque les affluents sont en rive gauche ou droite de la rivière dont ils sont tributaires. Le profil en long d'un cours d'eau permet de définir sa pente moyenne.



- Figure III.3: Le profil en long du cours d'eau principal du BV1 :



- Figure III.4: Le profil en long du cours d'eau principal du BV2

III.2.4.3 : La pente moyenne du cours d'eau principal :

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

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

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

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

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

Les résultats dans le tableau suivant :

Tableau III.8: Les pentes moyennes des cours d'eau principaux:

<i>Sous bassins</i>	<i>SB1</i>	<i>SB2</i>
<i>P_{moy} (m/km)</i>	16.64	61.85

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 estimé à l'aide de formules le plus souvent empiriques.

1. Formule de GIANDOTTI :

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

S : Surface du bassin versant en [Km²] ;

L : longueur du talweg principal en [Km];

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

2. Formule de CALIFORNIA:

$$T_c = \left(\frac{0.87 \cdot L^3}{H_{\text{max}} - H_{\text{min}}} \right)^{0,386} \dots\dots\dots (\text{III.2.4.4.2})$$

L : longueur du talweg principal en [Km];

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

3. Formule de KIRPICH :

$$T_c = 0,6615 \cdot L_p^{0,77} \cdot i_{\text{moy}}^{0,385} \dots\dots\dots (\text{III.2.4.4.3})$$

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

i_{moy} : Pente moyenne du bassin versant.

4. Formule de VENTURA :

$$T_c = 0,1272 \sqrt{\frac{S}{i_{\text{moy}}}} \dots\dots\dots (\text{III.2.4.4.4})$$

S : Surface du bassin versant en [Km²] ;

i_{moy} : Pente moyenne du bassin versant.

Les résultats des différentes méthodes dans le tableau suivant

Tableau III.9: Les temps de concentration :

<i>Formules</i>	<i>SB1</i>	<i>SB2</i>
<i>GIANDOTTI</i>	5.38	2.57
<i>CALIFORNIA</i>	1.59	1.11
<i>KIRPICH</i>	2.16	3.13
<i>VENTURA</i>	1.65	0.59

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

III.2.4.5 : Vitesse moyenne de ruissellement:

Cette vitesse est donnée par la formule :

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

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.10: La vitesse de ruissellement :

<i>Sous bassins</i>	<i>SB1</i>	<i>SB2</i>
<i>V_R (Km/h)</i>	2.12	3.75

Les résultats de calcul sont présents dans le tableau suivant :

Tableau III.11: caractéristiques hydromorphométrique des bassins versants :

caractéristiques	SB1	SB2
1-Morphométrie		
Surfaces (Km²)	28	13
Périmètres (Km)	25.8	22.46
Longueurs de R-E (Km)	10.2	9.87
Largeurs de R-E (Km)	2.74	1.32
2-Les reliefs		
2-1-Les altitudes caractéristiques		
Altitudes max (m)	1380	1586
Altitudes moy (m)	1069.03	1187.08
Altitudes méd (m)	1057.76	1065.22
Altitudes min (m)	989.8	989.8
Altitudes 5 (m)	1217.47	1389.63
Altitudes 95 % (m)	998	998.25
Indice de pente globale Ig (m/Km)	21.5	39.65
les pentes moyennes des BV Im (%)	14.53	39.07
3-Le réseau hydrographique		
la densité de drainage Dd (Km/Km2)	5.30	7.73
longueurs des cours d'eau principale (Km)	11.43	9.64
pentes moy des cours d'eau principal (%)	16.64	61.85
Temps de concentration (h)	5.38	2.57
vitesse moyenne du ruissellement (Km/h)	2.12	3.75

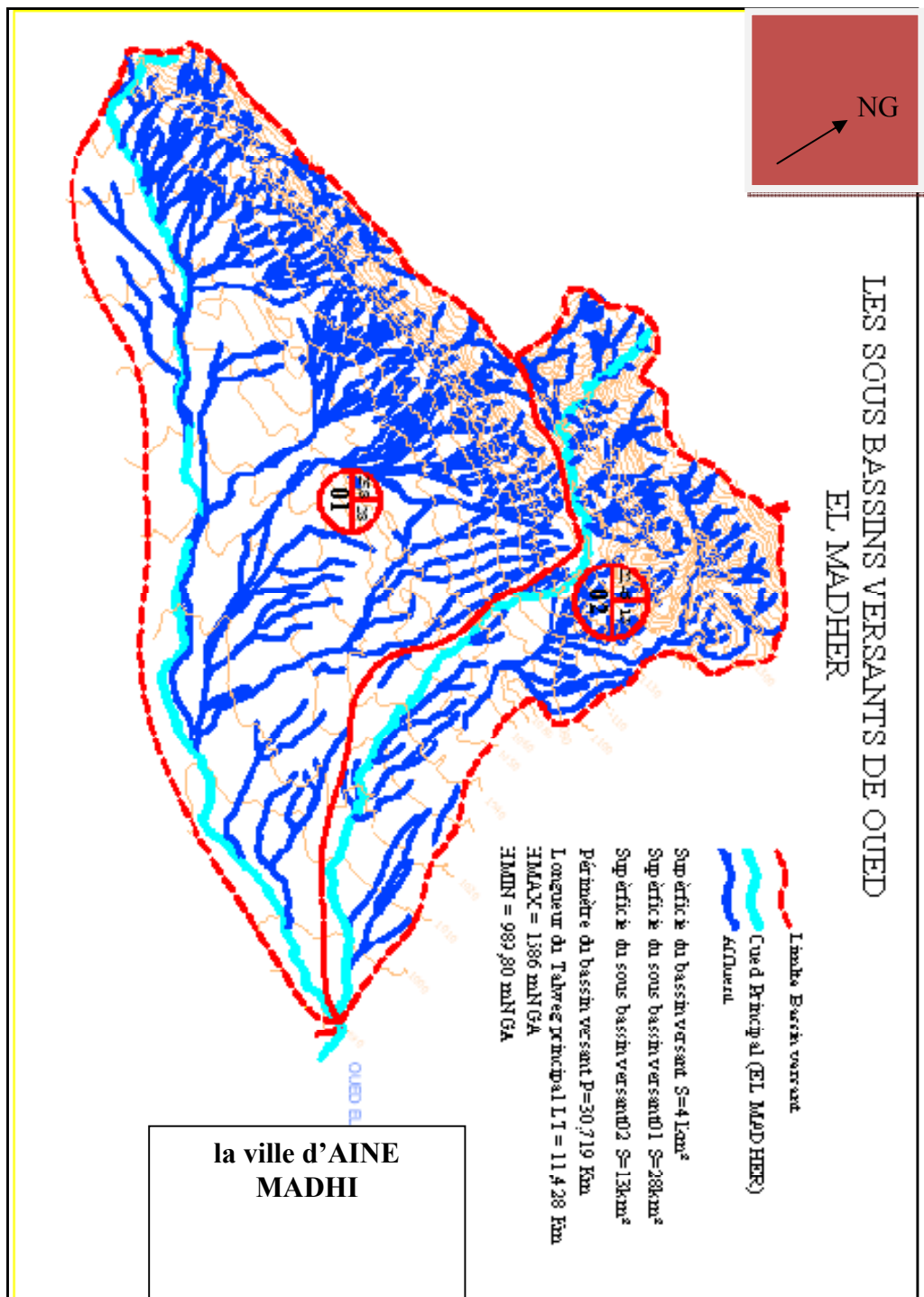


Figure III.5 Les sous bassins versants de oued el madher (1/50000)

III.3 : Situation climatologique

III.3.1 : Température :

* Température moyenne mensuelle :

Elle détermine les conditions générales de développement de la végétation. Elle est jusqu'à un certain point à la base de l'évapotranspiration et par conséquent un effet sur le régime d'écoulement, le niveau d'assèchement des cours d'eau etc....

Tableau III.12 : Température moyenne mensuelle

Mois	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Juin	Jui	Aout	Sep	Oct	Nov	Dec	Moy
T (°c)	7,4	9,35	12,5	16,1	19,7	24,95	28,6	27,8	23,5	17,8	11,4	8,05	17,26

La température moyenne mensuelle est de 17,26°C, ce sont donc des températures moyennes assez basse que l'on a observées durant toute l'année.

III.3.2 : Vitesse de vent :

Les vents du sud (SIRROCO) dans cette région de direction Ouest et Sud Ouest et sont souvent chargés de sable.

Les vitesses de vent sont indiquées dans le tableau suivant.

Tableau III.13 : Vitesse de vent.

Mois	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Juin	Jui	Aout	Sep	Oct	Nov	Dec	Moy
Vent (m/s)	4,9	4,1	4,1	4,8	4,4	3,6	3,9	3,4	3,8	3,5	4,5	4,7	3,8

III.3.3) La pluviométrie :

III.3.1)- Pluie moyenne annuelle :

Avant évaluer les précipitations sur les bassins versant nous avons analysée les données disponibles à la station pluviométrique.

L'estimation de la pluie moyenne est faite à partir de la station pluviométrique d'AIN MADHI Qui possède 38 années d'observation.

Tableau III.14: la station pluviométrique :

<i>Station</i>	<i>Code</i>	<i>Source</i>	<i>Coordonnées</i>			<i>Années D'observation</i>	<i>N</i>
			<i>X (km)</i>	<i>Y (km)</i>	<i>Z (m)</i>		
Ain Madhi	060202	A.N.R.H	463,70	355,10	980	1967 - 2004	38 ans

TABLEAU III.15 : Répartition mensuelle et annuelle des pluies de la station d'AIN MADHI :

Mois	sept	oct	nov	dec	janv	fev	mars	avril	mai	juin	juil	aout	annuel
Pluie (mm)	24,20	20,42	13,71	9,54	11,72	7,88	16,76	15,54	13,65	12,21	4,42	8,59	586,9
Pluie (%)	7,1	7	10	16	13,2	11,4	10,4	10,9	8,15	2,7	1,6	1,98	100

ANRH D'Algier

III.3.3.1.1: Paramètres statistiques de l'échantillon :

Les résultats des paramètres statistiques dans le tableau suivant :

Tableau III.16: Les paramètres statistiques

Nombre d'observations	38
Minimum	11.3
Maximum	105.1
Moyenne	30.2
Ecart type	17.4
Médiane	25.5
Coeff de variation Cv	0,576
Coeffd'asymétrie Cs	2.58
Coeff d'aplatissement CK	9.95

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), a 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

$H_0 : \mu = \mu_0 = \text{valeur présumée}$

Hypothèse alternative qui 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 rejetée 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 $|K| = 0.769$

p-valeur $p = 0,442$

- **Conclusion:**

Nous pouvons accepter H_0 au niveau de signification de 5%

2-Teste d'indépendance (Wald-Wolfowitz) :

- **Hypothèses :**

H_0 Les observations sont indépendantes

H_1 Les observations sont dépendantes (autocorrélation d'ordre 1)

- **Résultats :**

Valeur de la statistique $|U| = 0.230$

p-valeur $p = 0.818$

- **Conclusion :**

Nous pouvons accepter 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 lognormale :

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

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.17: résultats d’ajustement a la loi de lognormale :

Période de retour	Fréquence	Valeurs théoriques	écart type	Intervalle de confiance
T(ans)	q	XT	δ	95
100	0.9900	78.7	11.4	56.3-101
50	0.9800	69.4	9.23	51.3-87.5
20	0.9500	57.5	6.64	44.5-70.5
10	0.9000	48.6	4.94	38.9-58.3
5	0.8000	39.7	3.47	32.9-46.5
2	0.5000	26.9	2.01	23.0-30.9

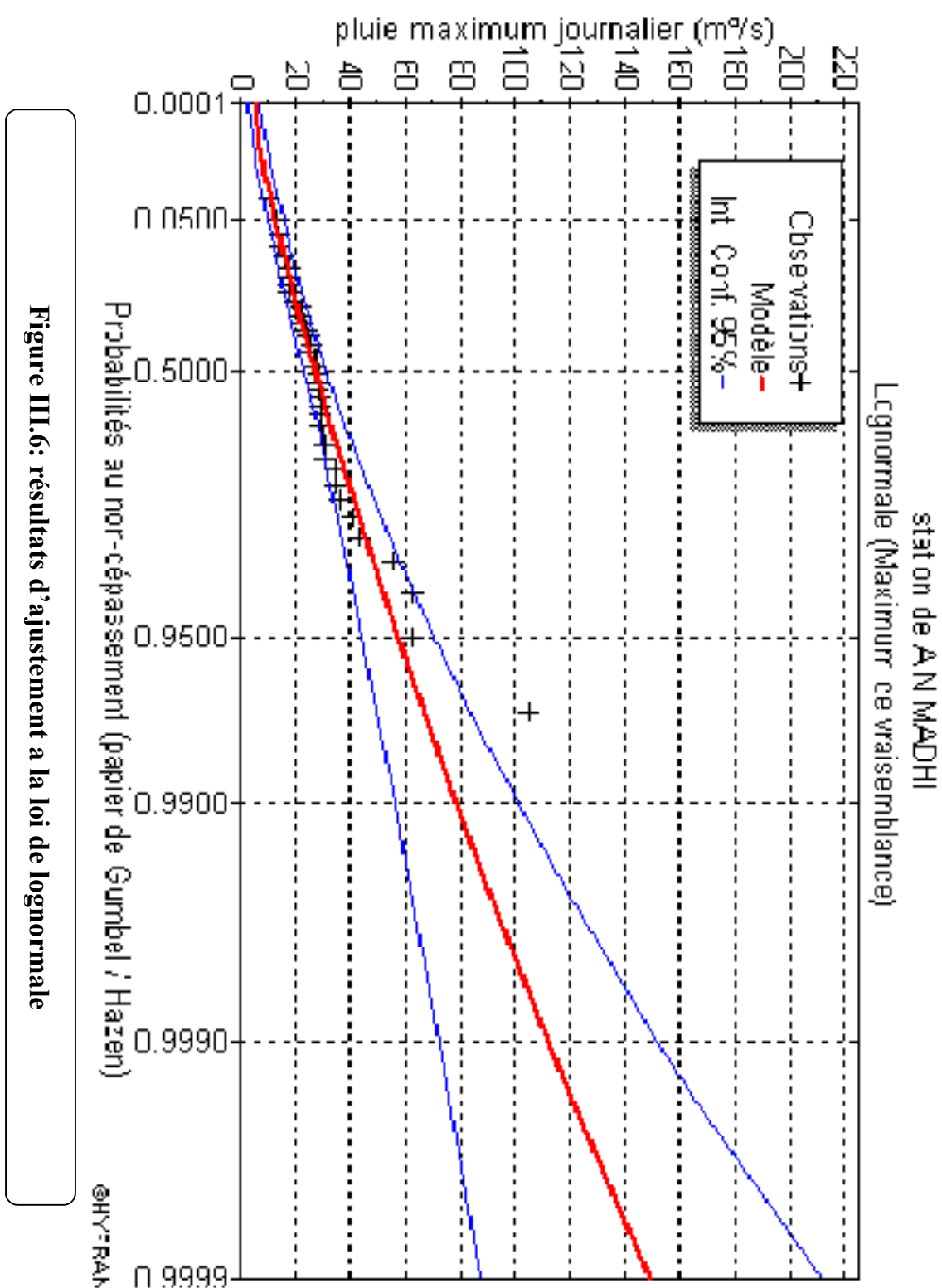


Figure III.6: résultats d'ajustement à la loi de lognormale

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 carrées ;

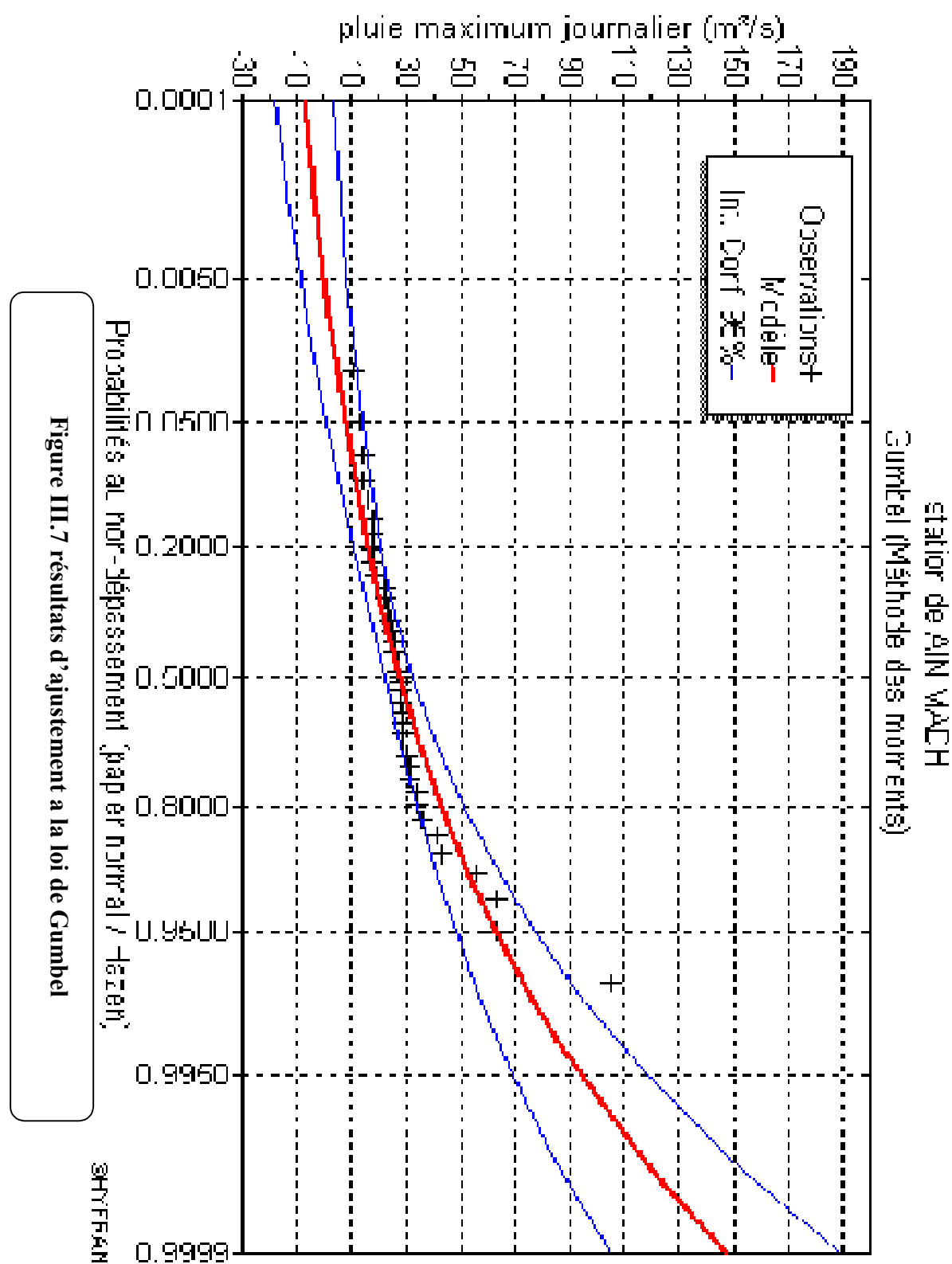
La présentation de la droite de Gumbel est montrée par la (Figure III.3.1.2.2)

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

• **Tableau III.18: résultats d'ajustement a la loi de Gumbel:**

U=21.381 alpha=13.56

Période de retour	fréquence	Valeurs théoriques	écart type	Intervalle de confiance
T(ans)	q	XT	δ	95
100.0	0.9900	84.8	11.1	63.1-106
50.0	0.9800	75.3	9.51	56.7-93.9
20.0	0.9500	62.7	7.44	48.1-77.3
10.0	0.9000	52.9	5.89	41.4-64.5
5.0	0.8000	42.7	4.36	34.2-51.3
2.0	0.5000	27.4	2.59	22.3-32.4



Conclusion

D'après les deux graphes, on trouve que la série de pluies maximales journalières suit la loi log-normale mieux que celle de GUMBEL, C'est-à-dire que notre série des pluies maximales journalières s'ajuste bien avec la loi Log-normal.

Pour notre étude, nous allons prendre une période de retour de 100 ans.

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).

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

Avec : t :durée de l'averse

b :exposant climatique $b = 0.35$ 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

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

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.19 : *Pluies et intensités maximales de durée t (h) et de période retour*

Période de retour	100		50		20		10		5		2	
T (h)	Pct	It	Pct	It	Pct	It	Pct	It	Pct	It	Pct	It
1	25,88	25,88	22,82	22,82	18,91	18,91	15,98	15,98	13,05	13,05	8,84	8,84
2	32,98	16,49	29,08	14,54	24,10	12,05	20,37	10,18	16,64	8,32	11,27	5,64
3	38,01	12,67	33,52	11,17	27,77	9,26	23,47	7,82	19,17	6,39	12,99	4,33
4	42,04	10,51	37,07	9,27	30,71	7,68	25,96	6,49	21,20	5,30	14,37	3,59
5	45,45	9,09	40,08	8,02	33,21	6,64	28,07	5,61	22,93	4,59	15,54	3,11
6	48,45	8,07	42,72	7,12	35,40	5,90	29,92	4,99	24,44	4,07	16,56	2,76
7	51,13	7,30	45,09	6,44	37,36	5,34	31,58	4,51	25,79	3,68	17,48	2,50
8	53,58	6,70	47,25	5,91	39,14	4,89	33,09	4,14	27,03	3,38	18,31	2,29
9	55,83	6,20	49,23	5,47	40,79	4,53	34,48	3,83	28,16	3,13	19,08	2,12
10	57,93	5,79	51,08	5,11	42,32	4,23	35,77	3,58	29,22	2,92	19,80	1,98
11	59,89	5,44	52,82	4,80	43,76	3,98	36,99	3,36	30,21	2,75	20,47	1,86
12	61,75	5,15	54,45	4,54	45,11	3,76	38,13	3,18	31,15	2,60	21,11	1,76
13	63,50	4,88	56,00	4,31	46,40	3,57	39,21	3,02	32,03	2,46	21,70	1,67
14	65,17	4,65	57,47	4,10	47,61	3,40	40,24	2,87	32,87	2,35	22,28	1,59
15	66,76	4,45	58,87	3,92	48,78	3,25	41,23	2,75	33,68	2,25	22,82	1,52
16	68,29	4,27	60,22	3,76	49,89	3,12	42,17	2,64	34,45	2,15	23,34	1,46
17	69,75	4,10	61,51	3,62	50,96	3,00	43,07	2,53	35,19	2,07	23,84	1,40
18	71,16	3,95	62,75	3,49	51,99	2,89	43,94	2,44	35,90	1,99	24,32	1,35
19	72,52	3,82	63,95	3,37	52,99	2,79	44,78	2,36	36,58	1,93	24,79	1,30
20	73,83	3,69	65,11	3,26	53,95	2,70	45,60	2,28	37,25	1,86	25,24	1,26
21	75,11	3,58	66,23	3,15	54,87	2,61	46,38	2,21	37,89	1,80	25,67	1,22
22	76,34	3,47	67,32	3,06	55,78	2,54	47,14	2,14	38,51	1,75	26,09	1,19
23	77,54	3,37	68,37	2,97	56,65	2,46	47,88	2,08	39,11	1,70	26,50	1,15
24	78,70	3,28	69,40	2,89	57,50	2,40	48,60	2,03	39,70	1,65	26,90	1,12

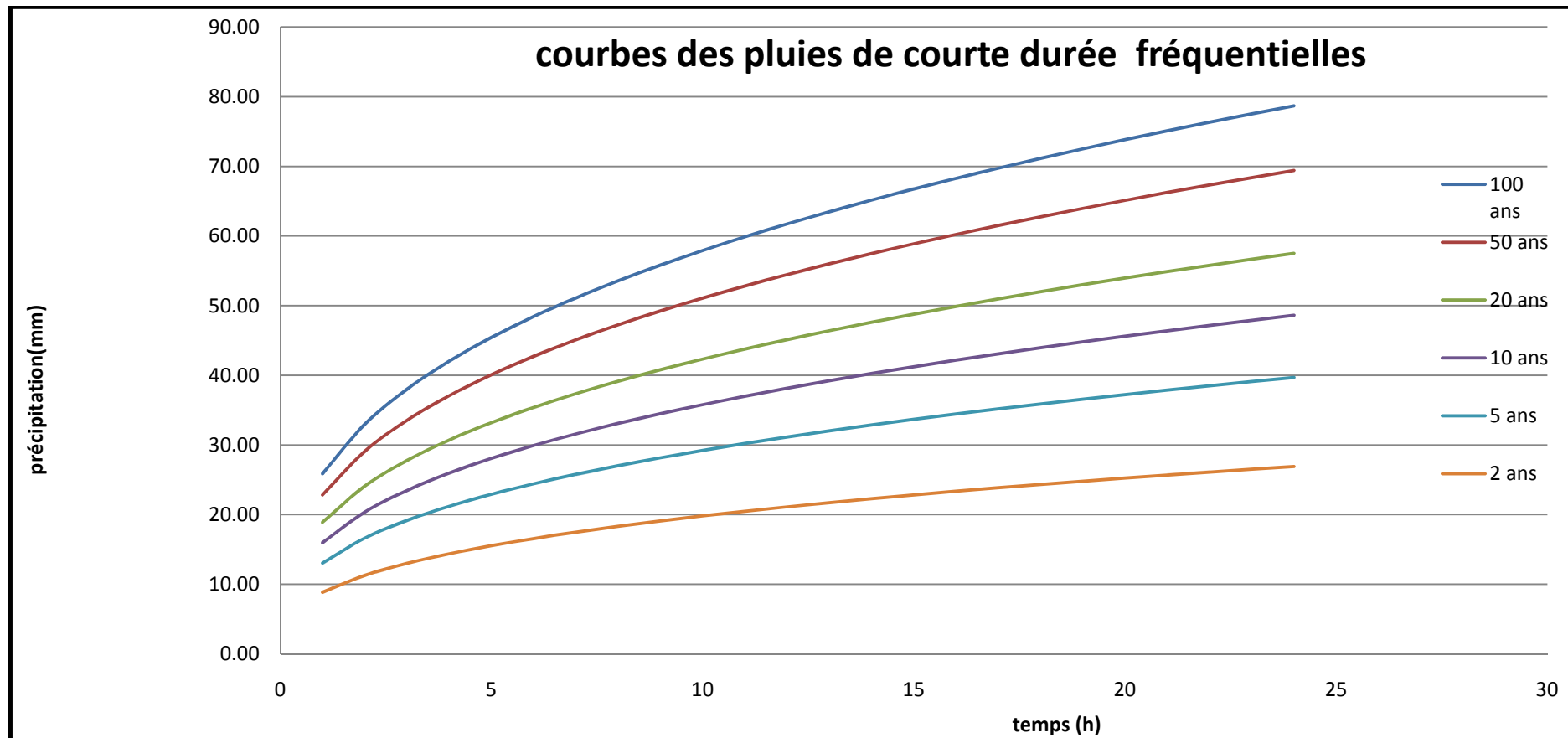


Figure III.8 :courbes des pluies de court durée fréquentielles

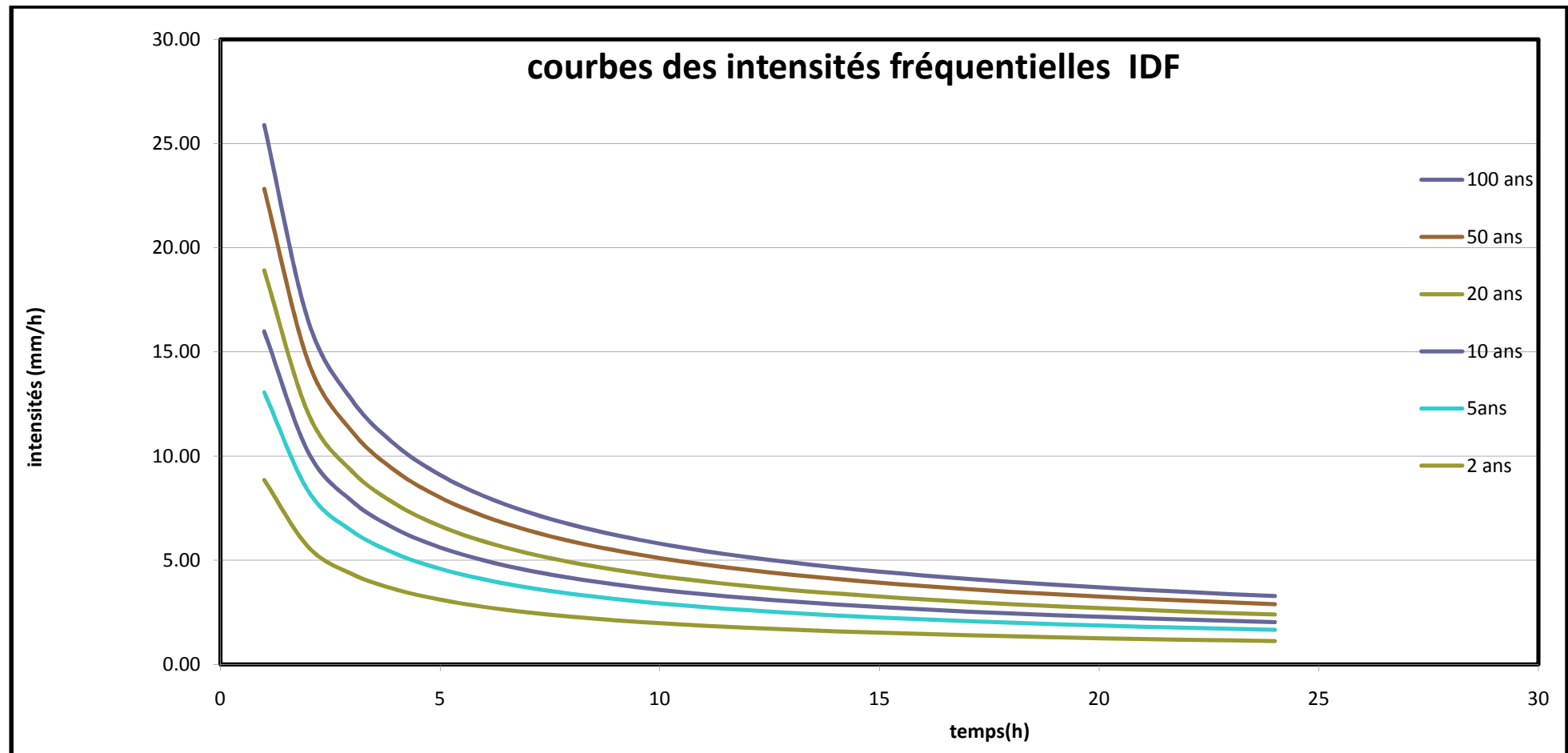


Figure III.9 :courbes des intensités fréquentielles IDF

Tableau III.20 :

Intensités et pluies de courtes durées correspondant au temps de concentration

<i>Période de retour</i>		<i>100</i>		<i>50</i>		<i>20</i>		<i>10</i>		<i>5</i>		<i>2</i>	
<i>T (h)</i>		<i>Pct</i>	<i>It</i>	<i>Pct</i>	<i>It</i>	<i>Pct</i>	<i>It</i>	<i>Pct</i>	<i>It</i>	<i>Pct</i>	<i>It</i>	<i>Pct</i>	<i>It</i>
SB1	5.4	46,69	8,65	41,17	7,62	34,11	6,32	28,83	5,34	23,55	4,36	15,96	2,96
SB2	2.6	36,15	13,90	31,88	12,26	26,41	10,16	22,33	8,59	18,24	7,01	12,36	4,75

III.4 : Les apports :

III.4.1 : Apports liquides :

III.4.1.1 : Apport moyen interannuel (A_0) :

A défaut de toute donnée hydrométrique dans les différents bassins versants, l'apport moyen interannuel sera estimé par l'utilisation des formules empiriques

a) Formule de L'INRH

$$A_{\text{moy}} = 0,915 \cdot P_{\text{moy}}^{2,684} \cdot S^{0,842} [10^6 \text{ m}^3] \dots\dots\dots (\text{III.4.1.1.a})$$

P_{moy} : Pluie moyenne annuelle [m].

S : Superficie du bassin versant [Km^2].

b) Formule de Derie II :

$$A_0 = 0.513 \cdot P^{2,983} D_d S^{0,842} \dots\dots\dots (\text{III.4.1.1.b.})$$

D_d : Densité de drainage (Km/Km^2)

S : Superficie du bassin versant [Km^2]

P : Pluie moyenne annuelle [m].

c) Formule de COUTAGNE :

$$D = P^2 - \lambda P^2 \text{ Ou } \lambda = \frac{1}{0.8 + 0.14T} \dots\dots\dots (\text{III.4.1.1.c.1})$$

$$L_e = P - D \dots\dots\dots (\text{III.4.1.1.c.2})$$

$$\bar{A} = L_e \cdot S \dots\dots\dots (\text{III.4.1.1.c.3})$$

P : Pluie moyenne annuelle en [m] ;

S : Surface du bassin versant en [km^2] ;

L_e : Lamme d'eau écoulée en [mm].

T : température moyenne annuelle en (c)

D : déficit d'écoulement (mm)

d) Formule de SAMIE :

$$Le = \bar{P}^2 (293 - 2,2\sqrt{S}) \dots\dots\dots (III.4.1.1.d.2)$$

$$\bar{A} = Le \cdot S \dots\dots\dots (III.4.1.1.d.2)$$

P_{moy} : Pluie moyenne annuelle en [m] ;

S : Surface du bassin versant en [km²] ;

L_e : Lamé d'eau écoulée en [mm].

Les résultats des apports moyens interannuels dans le tableau suivant :

Tableau III.21 : apports moyens interannuels

sous bassin	SB1	SB2
Apport moy interannuel A ₀	Mm ³	Mm ³
formule de L'INRH	0,109	0,057
formule de Derie II	0.334	0,108
formule de COUTAGNE	0,004	0,00183
formule de SAMIE	0.199	0,094

On prend les valeurs de la formule de SAMIE parce qu'elles sont proches des valeurs moyennes entre les 4 formules empiriques

III.4.1.2 : caractéristiques de l'écoulement :**a) Module de l'écoulement (M_e):**

Il est donné par : $M_e = \frac{A_0}{T} \dots\dots\dots (III.4.1.2.a)$

A₀ : Apport moyen annuel [litres].

T : Temps d'une année en [secondes] "T = 31,536.10⁶ secondes".

b) Module de l'écoulement relatif ou spécifique (M₀):

On a : $M_0 = \frac{M_e}{S} \dots\dots\dots (III.4.1.2.b)$

M_e : Module de l'écoulement ([l/s].

S : Superficie du bassin [Km²].

c) Lamé d'eau écoulée:

On a : $L_e = \frac{A_0}{S} \dots\dots\dots (III.4.1.2.c)$

A_0 : Apport moyen annuel [litres].

S : Superficie du bassin.

d) Coefficient de l'écoulement :

Il est donné par : $C_e = \frac{L_e}{P_{\text{moy}}}$ (III.4.1.2.d)

P_{moy} : Pluie moyenne annuelle en [mm] ;

L_e : Lambe d'eau écoulée en [mm].

e) Coefficient de variation :

Pour le calcul du coefficient de variation C_v et en absence d'une série d'observation, on doit utiliser les formules empiriques.

• **Formule de SOKOLOVSKY:**

On a : $C_v = a - 0,063 \log_{10} (S + 1)$ (III.4.1.2.e.1.1)

Avec : $a = 0,78 - 0,29 \log_{10} (M_0)$ (III.4.1.2.e.1.2)

M_0 : Module de l'écoulement relatif [l/s/km²].

• **Formule d'OURKGUIPROVODKHOZ :**

On a : $C_v = \frac{0,7}{M_0^{-0,127}}$ (III.4.1.2.e.2)

M : Module de l'écoulement relatif [l/s/km²].

• **Formule de L'ANTONOV:**

On a : $C_v = \frac{0,7}{(S + 1000)^{0,097}}$ (III.4.1.2.e.3)

S : Superficie du bassin en [km²]

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

Tableau III.22 : les caractéristiques d'écoulement :

SB	S (Km ²)	A ₀ (Mm ³)	Me (L/S)	M ₀ (L/S/Km ²)	Le (mm)	Ce	Cv		
							F-SOKO	F-ANTO	F-OURK
SB1	28	0,199	6.31	0.225	22.25	7.107	0,892	0,3572	0.859
SB2	13	0,094	2.98	0.229	22.61	7.231	1.005	0,3577	0.945

Conclusion :

On prend les valeurs de la formule de *F-OURK* parce qu'elles sont proches des valeurs moyennes entre les 3 formules empiriques.

– III.4.2. Estimation fréquentielle des apports:

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

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

A%: apport de fréquence donnée

U:variable réduite de Gauss.

A₀:apport moyen annuel (Mm3).

Cv:coefficient de variation.

Tableau III.23 : l'apport fréquentiel du sous bassin versant 01.

periode de retour(an)	2	5	10	20	50	100
Fréquence (%)	50	20	10	5	2	1
le variable réduit "u"	0	0.84	1.282	1.64	2.054	2.327
Apport (Mm3)	0,3605	0,5732	0,7316	0,8914	1,1203	1,3025

Tableau III.24 : l'apport fréquentiel du sous bassin versant 02.

periode de retour(an)	2	5	10	20	50	100
Fréquence (%)	50	20	10	5	2	1
le variable réduit "u"	0	0.84	1.282	1.64	2.054	2.327
Apport (Mm3)	0,1703	0,2707	0,3456	0,4211	0,5292	0,6152

III.4.2) Evaluation des apports solides

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

- **Formule de TIXERONT :**

C'est la formule la plus utilisée en Algérie pour l'évaluation du taux d'abrasion :

$$E_s = a \cdot L_e^{0.15} \dots\dots\dots (III.4.2.a)$$

Où : E_s : taux d'abrasion (t/km²/an)

L_e : lame d'eau ruisselée en (mm)

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

$a = 350$ (perméabilité moyenne).

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

$$V_s = \frac{E_s \cdot S}{\gamma} \dots\dots\dots (III.4.2.b)$$

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

Tableau III.25 : les apports solides :

SB	S (km ²)	Le (mm)	Es (T/Km ² /an)	Vs (m ³ /ans)
SB1	28	7.107	469.7	9394.0
SB2	13	7.2307	470.918	4372.81

III.5 : Etude de crues :

II.5.1 : Différentes méthodes d'évaluation des crues :

Les techniques utilisées pour la détermination des crues dépendent pour une grande part des données disponibles. Presque chaque problème qui se produit est unique, du aux variations des conditions et des données, qui fait que c'est la disponibilité des données plutôt que la nature des problèmes qui conditionnent la procédure. Il n'existe pas encore une unicité de calcul des crues, les méthodes de calcul différent aussi selon le chargé d'études.

Nous rappelons ci-dessous, les différentes méthodes de calcul des crues que chacune d'elles a ses avantages et ses inconvénients.

a) Méthodes historiques :

Etudes des archives, enquêtes auprès des populations et recherches d'anciennes traces des crues (les niveaux atteints par les crues du passé)

b) Méthodes empiriques :

Relations établies entre le débit et la surface du bassin versant, la pluie et la période de retour comme les formules de Greager, Fuller, Snyder, Possenti, etc....

c) Courbes enveloppes :

Les pointes de crues maximales observées dans une région de caractéristiques hydrologiques homogènes sont reportées en fonctions de la surface du bassin versant, permettant de tracer une courbe enveloppée (Francu-Rodier, Chaumont...).

d) Méthodes probabilistes :

Analyse des débits afin de déterminer la loi de probabilité à laquelle ils répondent (Gumbel, Galton, Pearson III, Log Pearson III..).

Méthode du Gradex basée sur l'hypothèse que durant des fortes pluies, alors que le sol du bassin approche de la saturation, chaque augmentation de la pluie tend à produire une augmentation du débit. En conséquence, sur un graphique de Gumbel, les droites de répartitions des fréquences des pluies et des débits sont parallèles.

e) Méthodes déterministes :

Modélisent fondamentalement le processus pluie - écoulement du bassin et elle ont pour objectif de déterminer non seulement le débit de pointe mais également l'hydrogramme correspondant à la crue et qui permet aussi d'estimer son volume.

f) Méthode de l'hydrogramme unitaire :

Basée sur un travail de dépouillement averse – crues (version de Sherman).

Dans notre étude on va utiliser les méthodes empiriques

III.5.2 : Application sur les bassins versants :

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

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

III.5.2.1 : Formule de Mallet – Gauthier :

Dans leur étude sur les problèmes de l'eau en Algérie, ils ont établi une formule exprimant le débit maximum en crue en fonction des précipitations, de la surface du bassin versant et d'un coefficient K caractéristiques géographique et climatique du bassin versant.

$$Q_{\max, p\%} = 2K \cdot \log(1 + 20H) \frac{S}{\sqrt{L}} \sqrt{1 + 4 \log T - \log s} \dots\dots\dots (\text{III.5.2.1})$$

K : constante comprise entre 1-3 on prend (1,3)

$\bar{H}$: Précipitation moyenne interannuelle en m (0,159)

S : Surface du bassin versant en Km²

L : Longueur du talweg principale en Km

T : Période de retour

III.5.2.2 : Formule de Turazza :

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

$$Q_{\max, p\%} = \frac{c \cdot \bar{i}_{tc} \cdot A}{3.6} \dots\dots\dots (\text{III.5.2.2})$$

A : Surface du bassin versant

$\bar{i}_{tc}$: Intensité moyenne maximale des précipitations pendant une durée égale au temps de concentration en mm/h. Ce paramètre est calculé dans le tableau n° (III.26)

C : coefficient de ruissellement de la crue considérée pour une probabilité P%

Tableau III.26 : Valeur de coefficient de ruissellement C :

Fréquence %	1	2	5	10	20	50
Période de Retour	100	50	20	10	5	2
C	0,7	0,65	0,6	0,55	0,5	0,45

III.5.2.3 : Formule de Giandotti :

Le débit maximum probable est donné par la formule suivante :

$$Q_{\max, p\%} = \frac{C \cdot S \cdot h_{tc, p\%} \sqrt{h_{\text{moy}} - h_{\text{min}}}}{4 \sqrt{S} + 1,5 L} \dots\dots\dots (\text{III.5.2.3})$$

Avec :

S : Surface du bassin versant en Km²

L : Longueur du talweg principale en Km

h_{moy} : Altitude moyenne en m

h_{min} : Altitude minimale en m

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

C :coefficient topographique variant entre 66 et 166.

III.5.2.4 : Formule de Sokolovsky :

Le débit maximum probable est donné par la formule suivante :

$$Q_{\max,p\%} = 0,28 \cdot \frac{X_{p\%/tc} \cdot \alpha_{p\%} \cdot S \cdot f}{t_m = t_c} \dots\dots\dots (III.5.2.4.a)$$

ap% :coefficient de ruissellement pour la crue probable

$$\alpha_{p\%} = \frac{\sqrt{Pct\%} - \sqrt{H0}}{\sqrt{Pct\%} + \sqrt{H0}} \dots\dots\dots (III.5.2.4.b)$$

S : Surface du bassin versant en Km²

f : Coefficient de forme de la crue

t_c :Temps de concentration du bassin versant en h

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

0.28 : coefficient de changement d'unité

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

$$f = \frac{12}{4 + 3 \gamma} \dots\dots\dots (III.5.2.4.c)$$

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

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

Le coefficient de ruissellement est pris des valeurs suivantes :

Tableau III.27 : valeur de coefficient de ruissellement α

Fréquence %	1	2	5	10	20	50
Période de Retour	100	50	20	10	5	2
$\alpha_{p\%}$	0,5	0,49	0,47	0,43	0,40	0,35

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

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

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

Tableau III.28 : Débits de crues au bassin versant n°1 :

Débit de crue au bassin versant n°01				
Période de retour	Formule de Mallet Gauthier	Formule de Turazza	Formule de Giandotti	Formule de Sokolovsky
An	(m ³ /s)	(m ³ /s)	(m ³ /s)	(m ³ /s)
100	56,54	47,09	45,56	39,859
50	51,84	38,52	40,17	33,712
20	44,87	29,49	33,29	25,554
10	38,78	22,84	28,13	20,091
5	31,53	16,96	22,98	12,309
2	17,90	10,36	5,82	3,323

Tableau III.29: Débits de crues au bassin versant n°2 :

Débit de crue au bassin versant n°02				
Période de retour	Formule de Mallet Gauthier	Formule de Turazza	Formule de Giacometti	Formule de Sokolovsky
an	(m ³ /s)	(m ³ /s)	(m ³ /s)	(m ³ /s)
100	29,215	35,136	34,281	14,328
50	26,892	28,777	30,232	12,120
20	23,472	22,013	25,045	9,186
10	20,508	17,061	21,176	7,225
5	17,037	13,686	17,297	4,426
2	10,862	7,719	11,721	3,199

Nous adoptons les débits maximaux des crues données par la formule de Turazzapour notre dimensionnement, a fin d'éviter tout risque de sous dimensionnement.

III.5.3 : Hydrogrammes des crues :

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

- **La montée de la crue :** $Q_{\max} = Q_{\max} p \left[\frac{t}{t_m} \right]^n \dots\dots\dots (III.5.3.a)$

- **La décrue :** $Q_{\max} = Q_{\max} p \left[\frac{t_d - t}{t_d} \right]^m \dots\dots\dots (III.5.3.b)$

t_m : temps de montée de la crue

t_d : temps de la décrue

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

$t_m = t_c$ et $t_d = \gamma \cdot t_c$ On prend $\gamma = 2$

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

Tableau III.30: Hydrogrammes des crues de différents périodes de retour bassin n°1

temps	2 ans	5 ans	10 ans	20 ans	50 ans	100 ans
<i>0</i>	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
<i>1</i>	0,067	0,109	0,146	0,189	0,247	0,302
<i>2</i>	0,534	0,873	1,171	1,516	1,978	2,420
<i>3</i>	1,803	2,948	3,953	5,115	6,675	8,167
<i>4</i>	4,274	6,987	9,371	12,124	15,823	19,358
<i>5</i>	8,348	13,646	18,302	23,680	30,905	37,808
5,380	10,400	17,000	22,800	29,500	38,500	47,100
5,380	10,400	17,000	22,800	29,500	38,500	47,100
6,380	8,557	13,987	18,759	24,272	31,676	38,752
7,380	6,893	11,268	15,112	19,553	25,518	31,218
8,380	5,409	8,842	11,859	15,343	20,024	24,497
9,380	4,105	6,710	8,999	11,644	15,196	18,590
10,380	2,980	4,872	6,534	8,454	11,033	13,497
11,380	2,035	3,327	4,462	5,773	7,534	9,217
12,380	1,270	2,076	2,784	3,602	4,701	5,751
13,380	0,684	1,119	1,500	1,941	2,533	3,099
14,380	0,278	0,455	0,610	0,789	1,030	1,260
15,380	0,052	0,085	0,114	0,147	0,192	0,235
16,140	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000

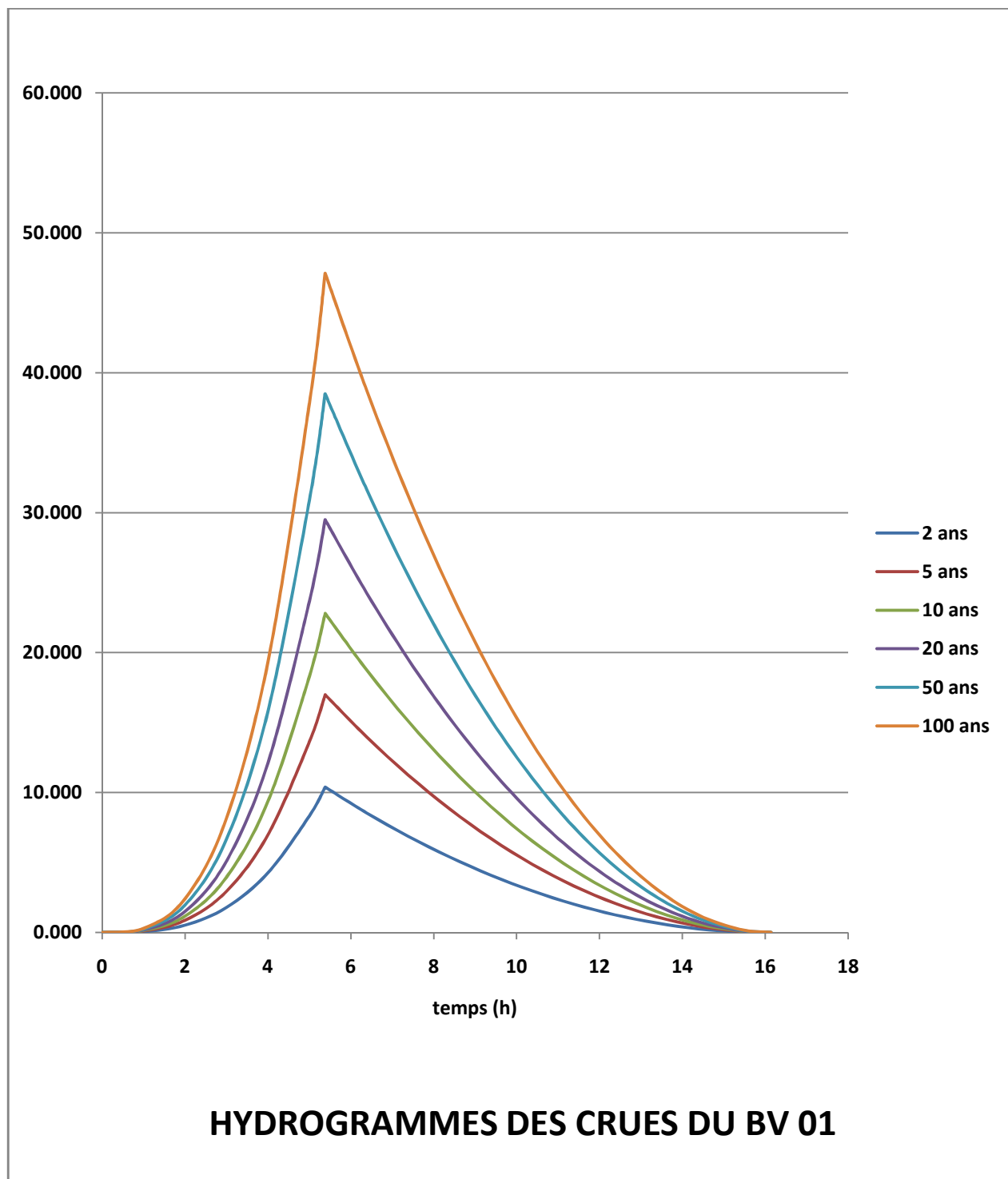


Figure III.10: Hydrogrammes des crues de différents périodes de retour bassin n°1

Tableau III.31: Hydrogrammes des crues de différents périodes de retour bassin n°2

Temps	2 ans	5 ans	10 ans	20 ans	50 ans	100 ans
0	0	0	0	0	0	0
0,5	0,057	0,101	0,126	0,162	0,212	0,259
0,75	0,192	0,340	0,424	0,547	0,715	0,873
1	0,455	0,806	1,005	1,297	1,695	2,070
1,25	0,888	1,575	1,963	2,533	3,311	4,043
1,5	1,535	2,721	3,392	4,377	5,722	6,986
1,75	2,437	4,321	5,387	6,950	9,086	11,093
2	3,638	6,450	8,041	10,375	13,562	16,559
2,25	5,180	9,184	11,449	14,772	19,311	23,578
2,5	7,105	12,598	15,705	20,263	26,489	32,342
2,57	7,719	13,686	17,061	22,013	28,777	35,136
2,57	7,719	13,686	17,061	22,013	28,777	35,136
3,07	6,290	11,153	13,903	17,939	23,451	28,633
3,57	5,008	8,879	11,068	14,281	18,669	22,794
4,07	3,871	6,864	8,556	11,040	14,432	17,621
4,57	2,881	5,108	6,367	8,215	10,739	13,112
5,07	2,036	3,610	4,501	5,807	7,591	9,269
5,57	1,338	2,372	2,957	3,816	4,988	6,091
6,07	0,786	1,393	1,737	2,241	2,930	3,577
6,57	0,380	0,673	0,839	1,083	1,416	1,728
7,07	0,120	0,212	0,265	0,341	0,446	0,545
7,71	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000

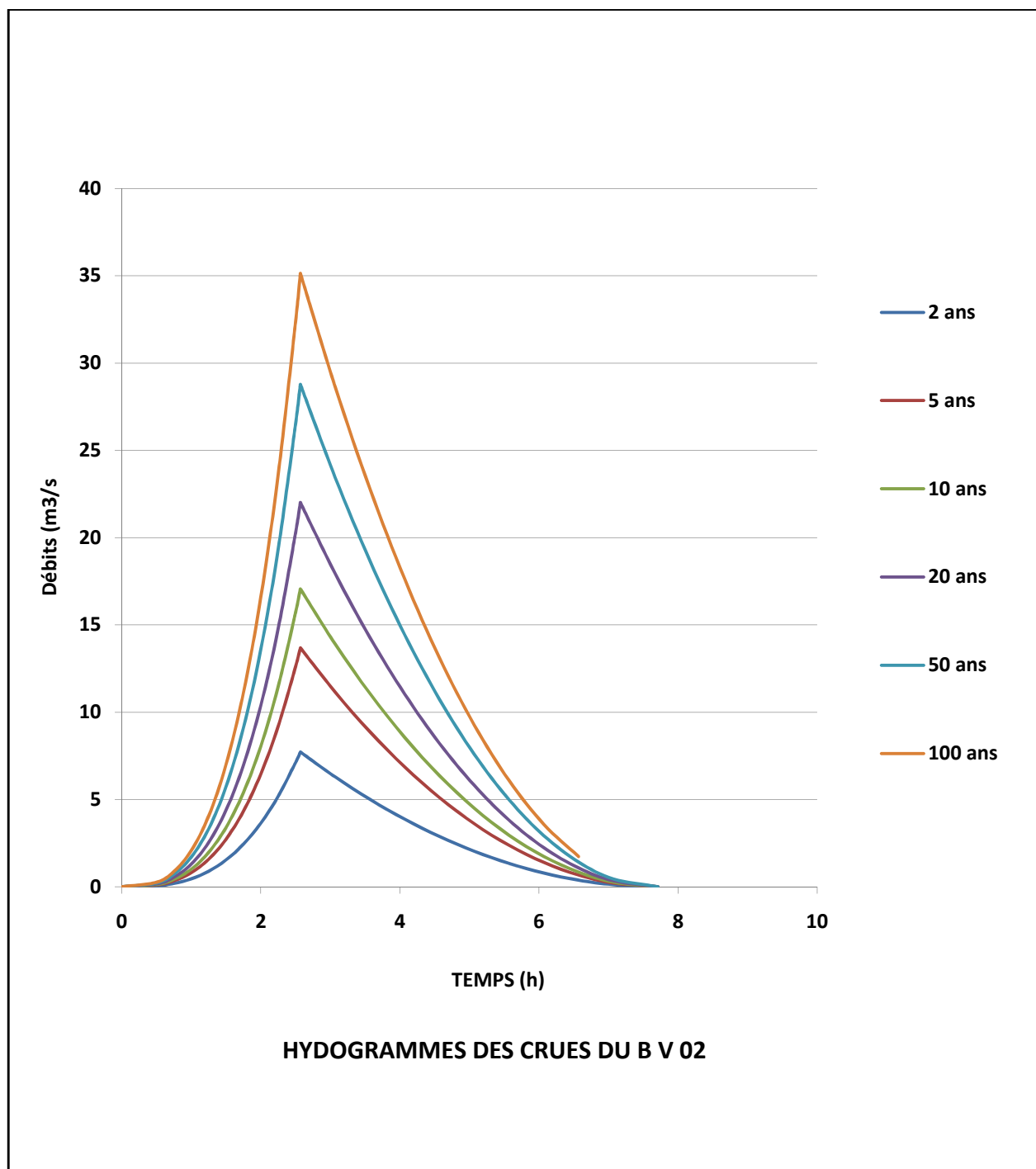


Figure III.11: Hydrographes des crues de différents périodes de retour bassin n°2

<i>Bassin Versant</i>	<i>Surface (Km²)</i>	<i>Q_{max}1% (m³/s)</i>	<i>Localisation</i>
<i>BV1</i>	28	47,100	
<i>BV2</i>	13	35,136	
<i>TOTAL</i>	41	82.236	OUED EL MAADHER

Conclusion :

Les Hydrogrammes des crues établis permettent de voir l'évolution des crues dans le temps. Finalement, une évaluation plus ou moins variée a permis de fixer les valeurs des crues qui traversant la ville de AIN MADHI ont permis de dimensionner les ouvrages proposés pour protéger cette ville contre les inondations.

Chapitre .IV

Etude des variantes

Etude des variantes

IV.1 : Introduction :

Sur la base des résultats obtenus à partir des chapitres précédents, composés de l'étude géologique et en fonction de l'analyse de la zone d'étude, des schémas seront proposés.

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

Mais aussi il faut que les solutions, soient réalisables du point de vue technique et économique et qu'elles soient, bien adaptées au terrain avec ses conditions aussi bien topographiques que géologiques.

IV.2 : Variantes proposées :

Pour cette étude, nous proposons deux variantes pour la protection contre les crues :

Première variante : Protection en canaux trapézoïdaux en béton armé.

Deuxième variante : Protection en murs en gabions.

Dans ce qui suit, il est fait une description détaillée de chaque variante.

IV.2.1 : Première variante : Protection en canaux trapézoïdaux en béton armé :

Cette variante, est constituée de canaux trapézoïdaux en béton armé, leur rôle est de contenir et de rediriger vers les endroits préférentiels la circulation des eaux. Au début de protection, on projette un canal d'amenée qui est composé d'un lit de pierres, pour protéger le canal lui-même contre les affouillements, qui peuvent se produire lors de l'entrée des eaux dans le futur canal; Le lit de pierres à une largeur de 12.00m et une longueur de 15.00m; et d'un convergent de dimension 20m ; ce convergent a une longueur de 20m. après le lit vient le canal, avec une hauteur de 1.50m, une largeur de 13.00m et un fruit de 0.5. Le canal est en béton armé de 20 cm d'épaisseur.

Pour empêcher la population de tomber dans le canal, nous proposons des protections en acier de hauteur 1.00m.

La protection s'allonge sur une distance de 1065m comme première partie et de 290m comme deuxième partie.

A la fin de la protection, nous proposons un lit de pierres de 7.00m de largeur et de 6.50m de longueur, pour limiter les affouillements à la sortie de la protection avec des murs en gabions. La forme des murs est en escalier des deux cotés de l'axe de l'oued.

IV.2.2 : Deuxième variante : Protection en murs en gabions :

Cette variante ressemble à la première, sauf qu'au lieu des canaux en béton, nous aurons des canaux en gabions. La forme des murs est en escalier des deux cotés de l'axe de l'oued, il est ancré de 0.50m. La hauteur des murs est de 3.00m. Nous gardons les ouvrages d'entrée et de sortie comme ceux de la première variante. La largeur de la protection sera de 20.00m.

Iv.3 Comparaison des variantes :

Tableau IV.1 Résume les avantages et les inconvénients de deux variantes

	Variante N°1	Variante N°2
avantages	-Assurance d'une propreté relative faute de ne pas être utilisé comme d'écharge. -en cas d'obstruction une facilité de nettoyage (a ciel ouvert). -simple à réaliser et économique.	-Une simplicité d'installation : les treillis rigides permettent de disposer les pierres aléatoirement sans que cela ne déforme la structure. -Une grande résistance mécanique et une adaptabilité à son lieu d'implantation en s'adaptant aux variations du sol (tassement, affaissement). -Le gabion est robuste, durable, modulable. -Drainage naturel, anticorrosion et harmonie avec la nature, car ce sont des pierres naturelles -montage rapide, ne nécessitant pas de compétence particulière. -la rigidité de chaque gabion, -ces techniques sont préférables lorsque des habitations sont très proches de la zone à conforter.

inconvenants	risque réel d'être considéré comme décharge par les riverains. inconvenants -insécurité relative si elle pas prise en considération (barrière de sécurité s'impose).	Le principal inconvénient de ces techniques est de modifier le régime hydraulique de la rivière le long du linéaire mis en place. L'écoulement est en effet accéléré car on a diminué la rugosité de la berge. -l'amont et l'aval sont les points les plus sensibles de la ligne d'enrochement, si l'eau arrive à passer d' derrière les blocs amont tout l'ouvrage est menacé par l'érosion et peut assez rapidement s'effondrer. -si on n'empêche pas l'implantation d'arbres, tels que les peupliers entre rochers, le déracinement de l'arbre lors de forts coups de vent ou de crues entraîne le déplacement des blocs dans la rivière et le reste de l'ouvrage n'est plus efficace.
---------------------	---	---

IV.4 Conclusion :

On a choisi la Première variante qui comporte les deux variantes proposées est la meilleure parce qu'elle simple à réaliser, les risques sont négligeable aussi ne pose pas de problème lors de l'entretien.

A/ Première partie :

En début de la protection de l'oued et jusqu'à la protection existant en béton armé c'est-à-dire sur une longueur de 1065 m, on fait la protection par des Béton armé.

B/ Deuxième partie :

Et on projette une deuxième variante aussi dans la deuxième partie en béton armé.

Qui s'étend de la protection existant en béton armé jusqu'à la sortie de l'oued sur une distance de 290m puis en le suivie par un lit d'enrochement.

Chapitre .V

Calcul Hydraulique

Calcul hydraulique

V.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

V.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.

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

- 1- le débit de l'eau dans chaque section des tronçons proposés est constant.
- 2- le canal est prismatique.
- 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.

V.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 suivante :

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

En utilisant le rapport suivant $Q = v * S$, on obtient

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

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.

V.2.3 :Détermination de coefficient de Chézy :

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

1-formule de PAVLOVSKI :

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

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 :

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

Soit d'après les égalités simplifiées :

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

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

2-formule d'AGROSKINE :

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

Avec :

C :coefficient de Chézy ($\text{m}^{0.5}/\text{s}$)

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

n :la rugosité

3- La formule de MANING-STRICKLER :

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

Avec

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

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 :

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

Où :

K :coefficient de rugosité de STRICKLER.

R_h : le rayon hydraulique (m).

I :la pente du radie

Remarque :

Dans notre étude onchoisi la formule de MANING-STRICKLER :

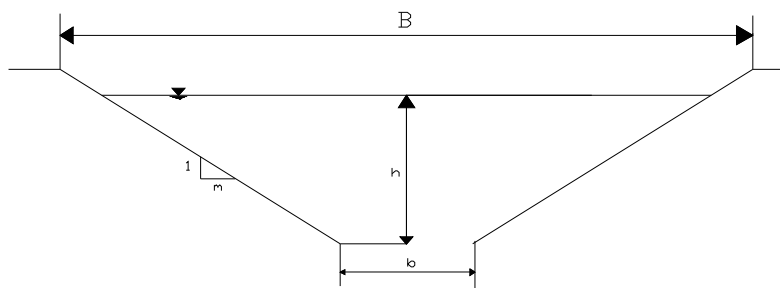
V.2.4 : Les paramètres géométriques :

V.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, dont les caractéristiques sont les suivantes :



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 :

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

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

V.2.4.2 : Calcul du rayon hydraulique maximal:

$$\text{On a:} \quad R_h = S / P \quad \dots\dots\dots (V.2.4.2.a)$$

Alors: Le rayon hydraulique sera max pour une valeur de P_{min} .

Le périmètre soit min pour $dP=0$.

On a :

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

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

Les équations 1 et 2 donnent :

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

Tableau V.1: 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	$\frac{S}{P}$

V.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.

V.2.5.1 :Méthode itérative :

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

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

Avec :

S :Section mouillée ;

C :coefficient de CHEZY ;

R :Rayon hydraulique ;

I :pente du canal ;

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

V.2.5.2 : Méthode D'AGROSKINE :

D'après la méthode d'agroskine on a

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

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

V.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.

V.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

$H_s = f(h)$ sachant que $H_s = E_p + E_c$

E_p : Energie potentielle et est égale à h ;

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

V.2.6.2 : Méthode itérative :

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

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

V.2.6.3 : Méthode analytique d'AGROSKINE :

La méthode d'AGROSKINE utilise la formule suivante :

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

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

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

Et d'autre part :

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

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

V.2.7: Calcul de la pente critique:

La pente critique correspondant à la profondeur critique.

La pente critique donne par la formule suivante :

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

Donc :

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

V.2.8: Calcul de la ligne d'eau

V.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 :

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

Et sur l'équation de la continuité :

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

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

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

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

On trouve :

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

V.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° V.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 « **CANAL 21** » dont le principe de calcul est basé sur la première méthode (La méthode par approximation successive).

V.2.8.3 : Définition du logiciel :

Le logiciel canal21 est l'interface sous Windows du logiciel canal9 (MSDOS) développé par le CEMAGREF de Lyon. C'est un outil de calcul simplifié d'écoulement à surface libre. Il permet de traiter les caractéristiques d'écoulement dans des sections simplifiées, les lois des ouvrages hydrauliques classiques et les calculs de courbes de remous en régime permanent, fluvial et torrentiel, sur des géométries simplifiées.

V.3 : Calcul des aménagements :

Dimensionnement des aménagements projetés sur l'oued maadher :

Les différents aménagements projetés ont été décomposés en plusieurs tronçons en chaque.

Chacun de ces tronçons a été étudié en fonction des conditions topographiques et hydrauliques. C'est sur ces bases qu'ont été arrêtées les conditions optimales d'évacuation.

A/Première partie :

Tronçon 1-7

$$Q=82.236\text{m}^3/\text{s}$$

Longueur du tronçon : 176.5m avec $b=13\text{m}$ et $h=1.5\text{m}$

Aménagement projeté : canal en béton armé

Tableau V.2 : Ligne d'eau du tronçon 1-7

Q (m ³ /s)	STRICKLER (m ^{1/3} /s)	I %	I _{cr} (%)	H _n (m)	H _C (m)	Régime	L bief (m)
82.236	71	0.6	0.204	1.119	1.565	T	176.5

Tableau V.3 : Résultats ligne d'eau à pas d'espace de 22m

	Abscisse (m)	Pas (m)	Y (m)	Nombre de Froude	H _s (m)	J (‰)	Type de courbe
Amont	0.0		1.56	1.0051	2.306	2.038	S ₂
1	22	22	1.33	1.2828	2.374	3.419	S ₂
2	44	22	1.27	1.3764	2.419	3.973	S ₂
3	66	22	1.23	1.4452	2.459	4.408	S ₂
4	88	22	1.20	1.5009	2.494	4.777	S ₂
5	110	22	1.18	1.5396	2.520	5.045	S ₂
6	132	22	1.17	1.5597	2.534	5.187	S ₂
7	154	22	1.16	1.5802	2.549	5.334	S ₂
aval	176	22	1.15	1.6226	2.58	5.644	S ₂

Tableau V.4: calcul des paramètres hydrauliques du tronçon 1-7

N° de section	Débit (m ³ /s)	Y (m)	P _m (m)	S _m (m ²)	L _m (m)	R _h (m)	Nombre de Froude	V (m/s)	Régime d'écoulemen t
Amont	82.236	1.56	16,488	21,496	14,56	1,303	1.0051	3,825	Torrentielle
1	82.236	1.33	15,974	18,174	14,33	1,137	1.2828	4,524	Torrentielle
2	82.236	1.27	15,839	17,316	14,27	1,09	1.3764	4,742	Torrentielle
3	82.236	1.23	15,750	16,746	14,23	1,063	1.4452	4,910	Torrentielle
4	82.236	1.20	15,683	16,32	14,20	1,040	1.5009	5,039	Torrentielle
5	82.236	1.18	15,638	16,036	14,18	1,025	1.5396	5,128	Torrentielle
6	82.236	1.17	15,616	15,616	14,17	1,017	1.5597	5,173	Torrentielle
7	82.236	1.16	15,593	15,593	14,16	1,010	1.5802	5,220	Torrentielle
Aval	82.236	1.15	15,571	15,571	14,15	1,002	1.6226	5,267	Torrentielle

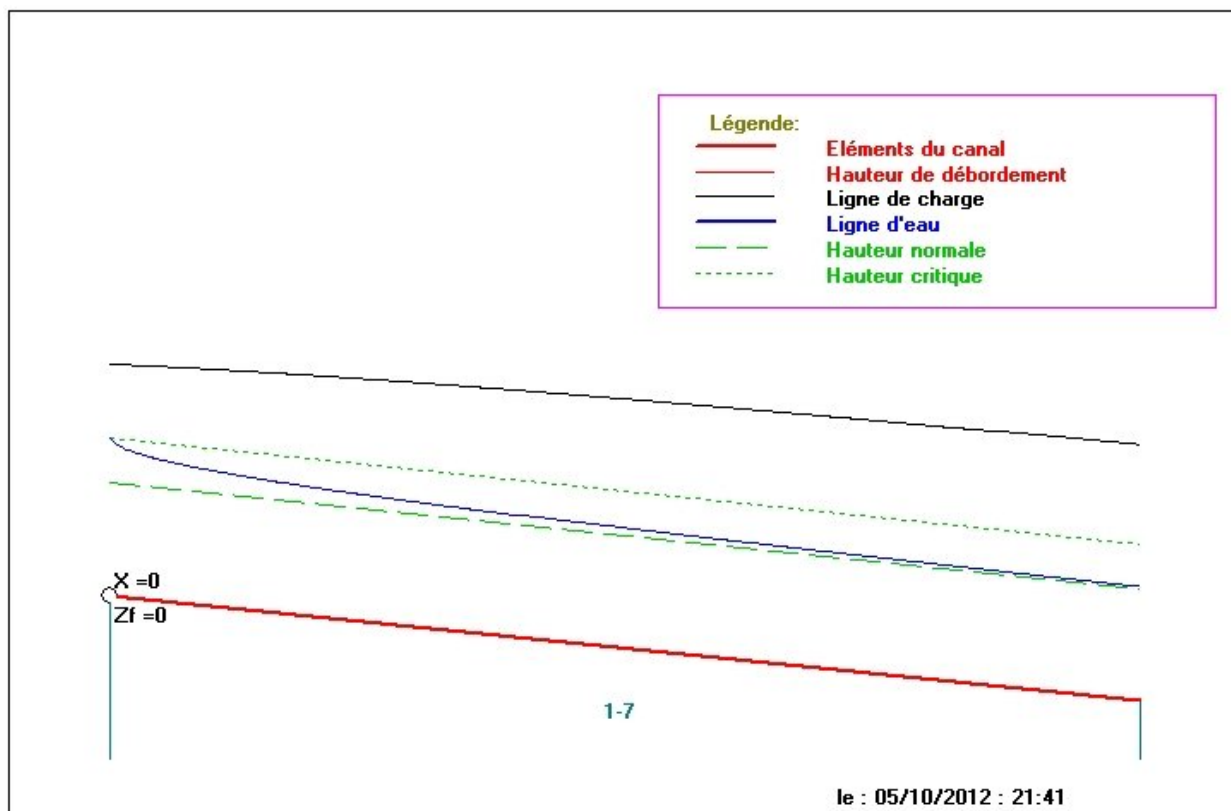
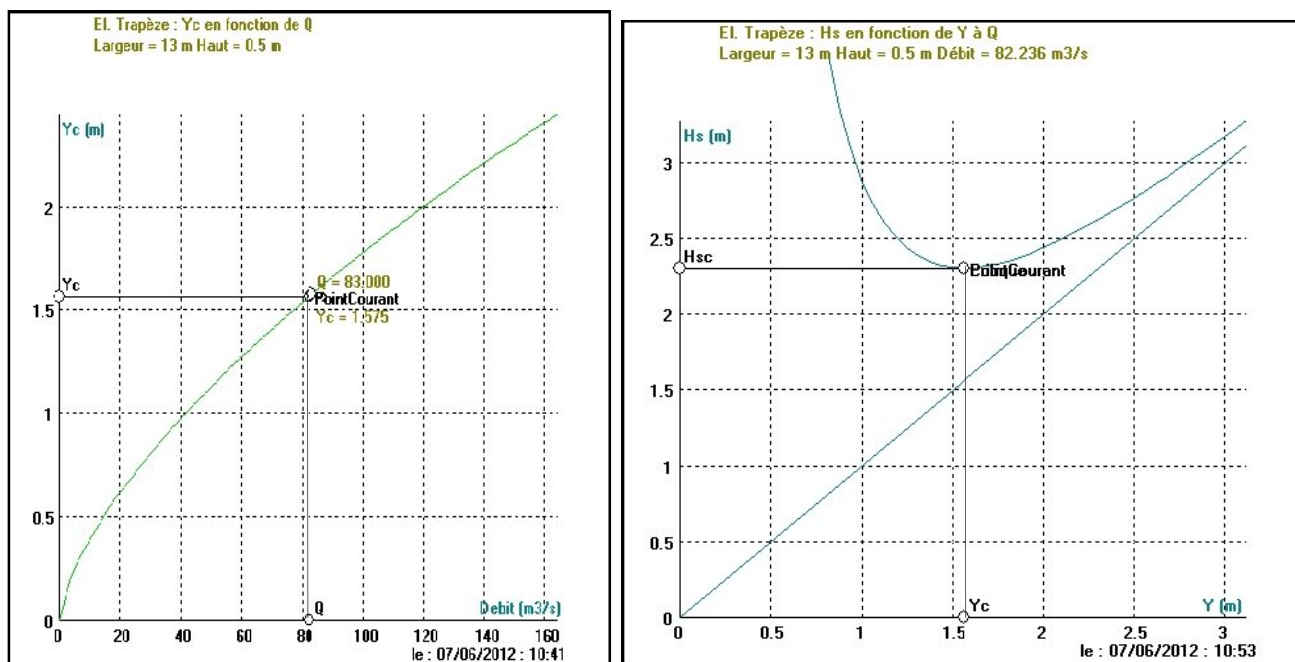
Figure V.1 : schémas de ligne d'eau type S_2 

Figure V.2 : Profondeur critique

Tronçon 7-40

$$Q=82.236\text{m}^3/\text{s}$$

Longueur du tronçon : 890m avec $b=13\text{m}$ et $h=1.5\text{m}$

Aménagement projeté : canal en béton armé

Tableau V.5 : Ligne d'eau du tronçon 7-40

Q (m ³ /s)	Strickler K (m ^{1/3} /s)	I %	I _{cr} (%)	H _n	H _C	Régime	L bief (m)
82.236	71	0.7	0.204	1.119	1.565	S ₂	890

Tableau V.6 : Résultats ligne d'eau à pas d'espace de 50m

N ° de section	Abscisse (m)	Pas (m)	Y (m)	Nombre de Froude	H _S (m)	J (°/∞)	Type de courbe
Amont	0.0		1.56	1.0051	2.306	2.038	S ₂
1	50	50	1.22	1.4633	2.470	4.527	S ₂
2	100	50	1.15	1.6012	2.564	5.486	S ₂
3	150	50	1.11	1.6898	2.633	6.156	S ₂
4	200	50	1.09	1.7373	2.671	6.532	S ₂
5	250	50	1.08	1.7618	2.692	6.731	S ₂
6	300	50	1.08	1.7618	2.692	6.731	S ₂
7	350	50	1.07	1.7869	2.713	6.938	S ₂
8	400	50	1.07	1.7869	2.713	6.938	S ₂
9	450	50	1.07	1.7869	2.713	6.938	S ₂
10	500	50	1.07	1.7869	2.713	6.938	S ₂
11	550	50	1.07	1.7869	2.713	6.938	S ₂
12	600	50	1.07	1.7869	2.713	6.938	S ₂
13	650	50	1.07	1.8126	2.72	7.153	S ₂
14	700	50	1.07	1.8126	2.72	7.153	S ₂
15	750	50	1.07	1.8126	2.72	7.153	S ₂
16	800	50	1.07	1.8126	2.72	7.153	S ₂
17	850	50	1.07	1.8126	2.72	7.153	S ₂
aval	900	50	1.07	1.8126	2.72	7.153	S ₂

Tableau V.7 : calcul des paramètres hydrauliques du tronçon 7-40

N° de section	Débit (m ³ /s)	Y (m)	P _m (m)	S _m (m ²)	L _m (m)	R _h (m)	Nombre de Froude	V (m/s)	Régime d'écoulement
Amon t	82.236	1.56	16,488	21,496	14,56	1,303	1.0051	3,82	Torrentielle
1	82.236	1.22	15,728	16,604	14,22	1,055	1.4633	4,952	Torrentielle
2	82.236	1.15	15,437	15,611	14,15	1,002	1.6012	5,267	Torrentielle
3	82.236	1.11	15,482	15,046	14,11	0,971	1.6898	5,465	Torrentielle
4	82.236	1.09	15,437	14,764	14,09	0,956	1.7373	5,57	Torrentielle
5	82.236	1.08	15,415	14,623	14,08	0,948	1.7618	5,623	Torrentielle
6	82.236	1.08	15,415	14,623	14,08	0,948	1.7618	5,623	Torrentielle
7	82.236	1.07	15,392	14,482	14,07	0,940	1.7869	5,678	Torrentielle
8	82.236	1.07	15,392	14,482	14,07	0,940	1.7869	5,678	Torrentielle
9	82.236	1.07	15,392	14,482	14,07	0,940	1.7869	5,678	Torrentielle
10	82.236	1.07	15,392	14,482	14,07	0,940	1.7869	5,678	Torrentielle
11	82.236	1.07	15,392	14,482	14,07	0,940	1.7869	5,678	Torrentielle
12	82.236	1.07	15,392	14,482	14,07	0,940	1.7869	5,678	Torrentielle
13	82.236	1.07	15,392	14,482	14,07	0,940	1.8126	5,678	Torrentielle
14	82.236	1.07	15,392	14,482	14,07	0,940	1.8126	5,678	Torrentielle
15	82.236	1.07	15,392	14,482	14,07	0,940	1.8126	5,678	Torrentielle
16	82.236	1.07	15,392	14,482	14,07	0,940	1.8126	5,678	Torrentielle
17	82.236	1.07	15,392	14,482	14,07	0,940	1.8126	5,678	Torrentielle
aval	82.236	1.07	15,392	14,482	14,07	0,940	1.8126	5,678	Torrentielle

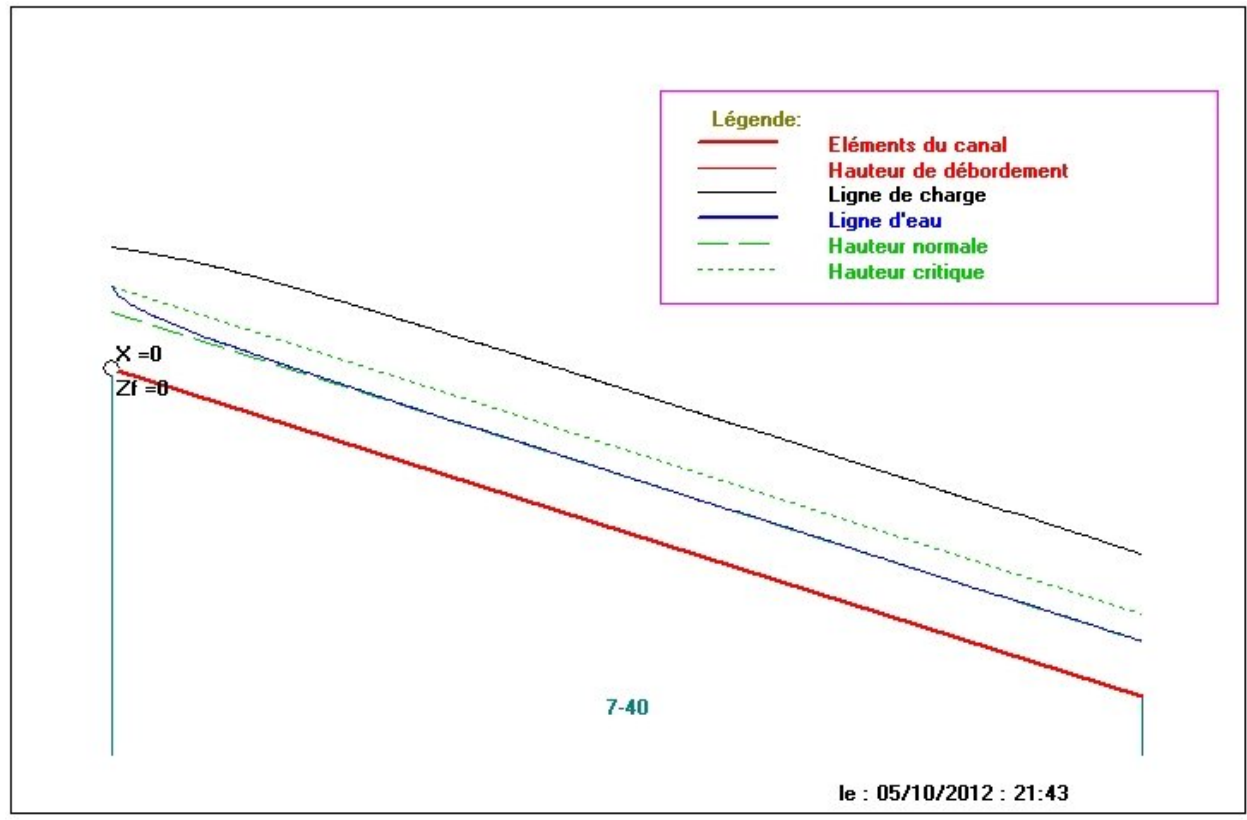
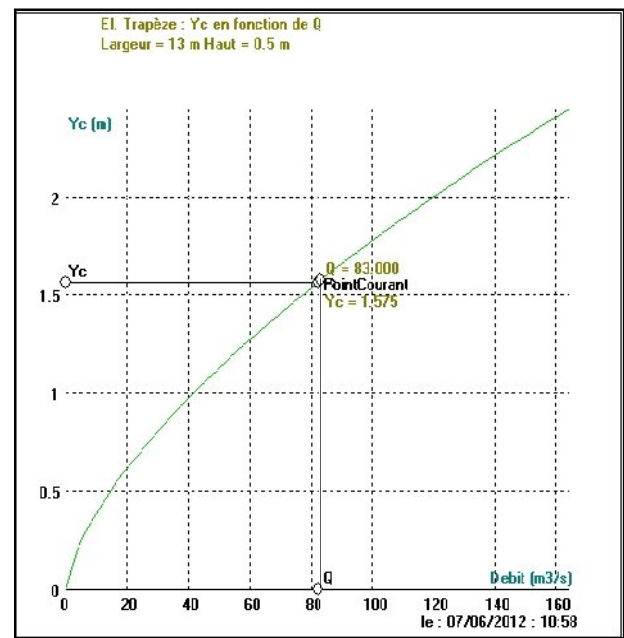
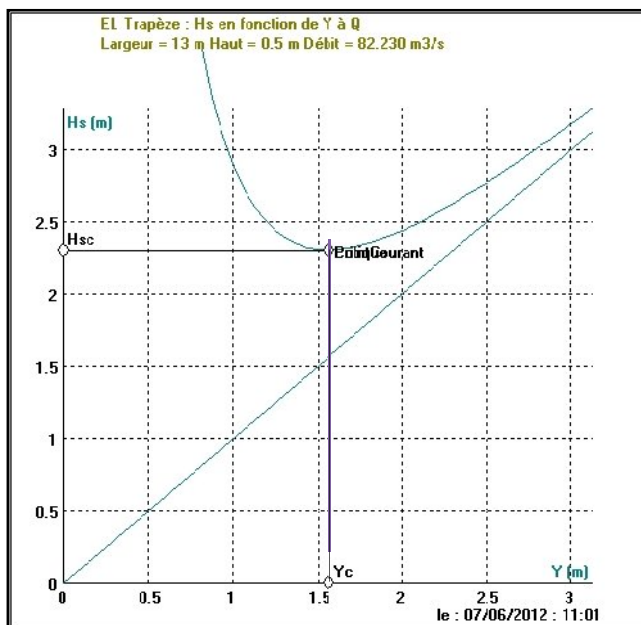
Figure V.3 : schémas de ligne d'eau type S_2 

Figure V.4 : Profondeur critique

B/ Deuxième partie :

Tronçon 1-13

$$Q=82.236\text{m}^3/\text{s}$$

Longueur du tronçon : 290m avec $b=13\text{m}$ et $h=1.5\text{m}$

Aménagement projeté : canal en béton armé

Tableau V.8: Ligne d'eau du tronçon 1-13

Q (m ³ /s)	StricklerK (m ^{1/3} /s)	I %	I _{cr} (%)	H _n	H _C	Régime	L bief (m)
82.236	71	0.73	0.204	1.053	1.565	S ₂	290

Tableau V.9 : Résultats ligne d'eau à pas d'espace de 29m

N° de section	Abscisse (m)	Pas (m)	Y (m)	Nombre de Froude	H _s (m)	J (mm/m)	Type de courbe
Amont	0.0		1.56	1.00519	2.306	2,038	S ₂
1	29	29	1.27	1.3764	2.419	3,973	S ₂
2	58	29	1.19	1.51995	2.507	4,908	S ₂
3	97	29	1.15	1.6012	2.564	5,486	S ₂
4	126	29	1.12	1.66697	2.614	5,979	S ₂
5	155	29	1.10	1.71332	2.652	6,340	S ₂
6	184	29	1.09	1.7373	2.671	6,532	S ₂
7	213	29	1.08	1.76183	2.692	6,731	S ₂
8	242	29	1.07	1.78695	2.713	6,938	S ₂
9	271	29	1.07	1.78695	2.713	6,938	S ₂
aval	290	29	1.06	1.81265	2.736	7,153	S ₂

Tableau V.10 : calcul des paramètres hydrauliques du tronçon 1-13

N ° de section	Débit (m ³ /s)	Y (m)	P _m (m)	S _m (m ²)	L _m (m)	R _h (m)	Nombre de Froude	V (m/s)	Régime d'écoulement
Amont	82.236	1.56	16,48	21,496	14,56	1,303	1.00519	3,825	Torrentielle
1	82.236	1.27	15,83	17,316	14,27	1,093	1.3764	4,549	Torrentielle
2	82.236	1.19	15,66	16,178	14,19	1,033	1.51995	5,083	Torrentielle
3	82.236	1.15	15,57	15,611	14,15	1,002	1.6012	5,267	Torrentielle
4	82.236	1.12	15,50	15,187	14,12	0,979	1.66697	5,414	Torrentielle
5	82.236	1.10	15,46	14,905	14,10	0,956	1.71332	5,517	Torrentielle
6	82.236	1.09	15,43	14,764	14,09	0,948	1.7373	5,57	Torrentielle
7	82.236	1.08	15,41	14,623	14,08	0,948	1.76183	5,623	Torrentielle
8	82.236	1.07	15,39	14,392	14,07	0,940	1.78695	5,678	Torrentielle
9	82.236	1.07	15,39	14,392	14,07	0,94	1.78695	5,678	Torrentielle
aval	82.236	1.06	15,37	14,341	14,06	0,933	1.81265	5,733	Torrentielle

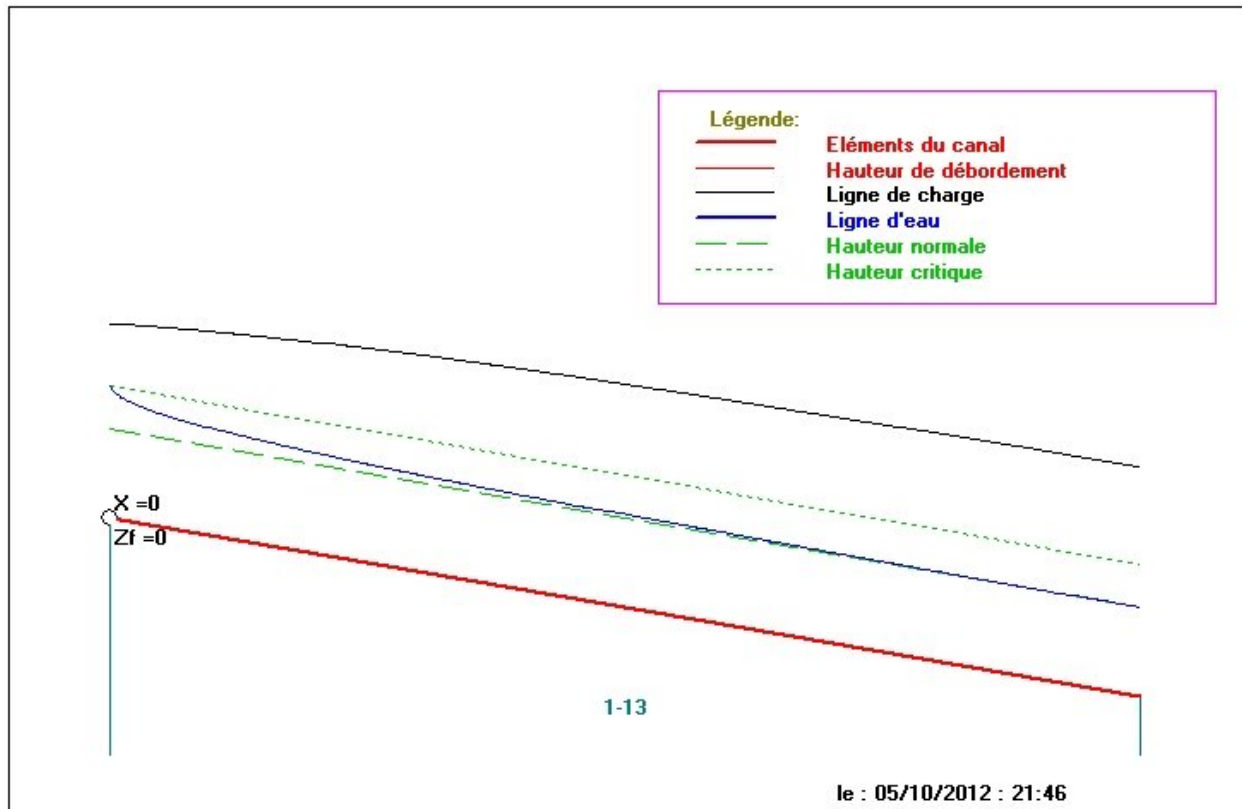
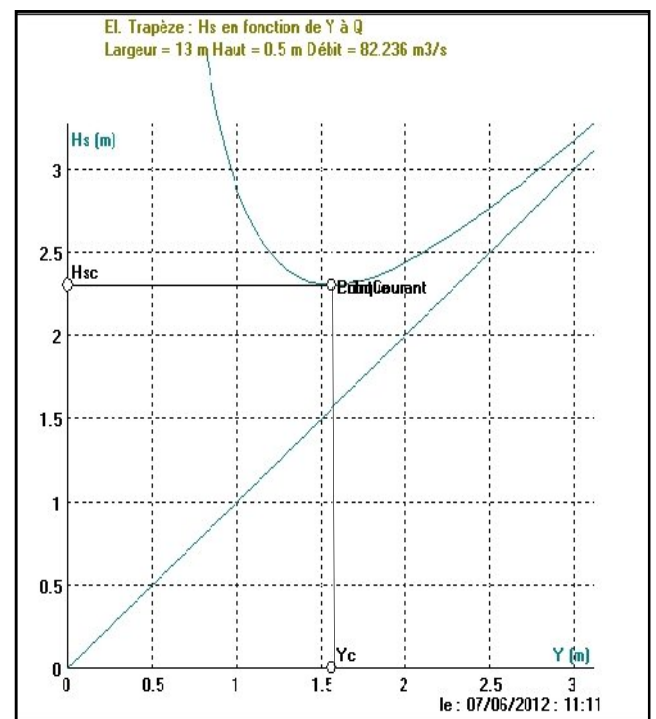
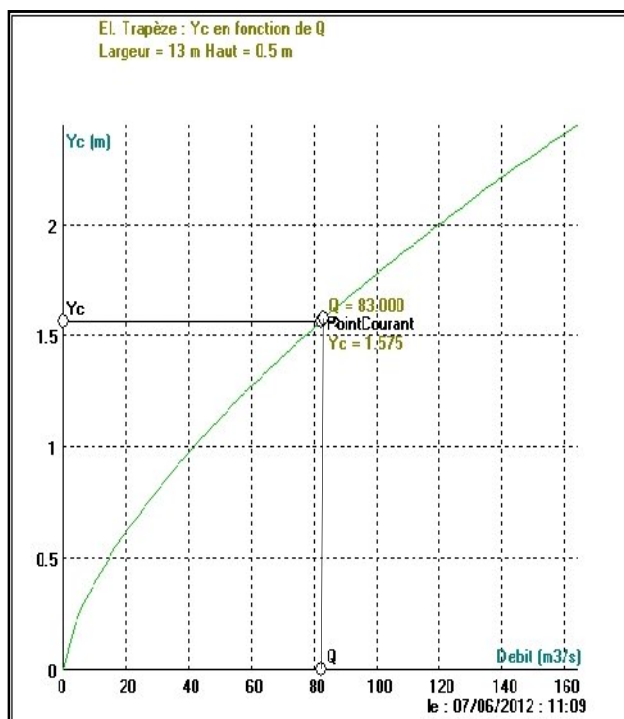
FigureV.5 : schémas de ligne d'eau type S_2 

Figure V.6 : Profondeur critique

V.4 : Vérification du passage du débit à travers le canal existant :

Pour s'assurer que le débit passe ou pas à travers le canal existant (14 m de largeur, 2m d'hauteur, pente de 0.6%), nous devons calculer avec le même débit la hauteur normale d'eau.

Tableau V.11 : Calcul de la hauteur d'eau (canal en béton arme)

Q (m ³ /s)	I (m/m)	K (m ^{1/3} /s)	YN(m)
82.236	0.006	71	1.0672

Tableau V.12: Caractéristiques de l'écoulement (canal en béton arme partie i)

Largeur au miroir (m)	Surface mouillée (m ²)	Périmètre mouillé (m)	Rayon hydraulique (m)	Débit (m ³ /s)	Vitesse (m/s)
15.56	23.05	17.48	1.31	152.46	6.61

D'après ce calcul, nous remarquons que le canal peut véhiculer le débit de crues.

Au niveau de pont il faut nettoyer le lit d'oued sous le pont pour atteindre la profondeur de 2.00m.

V.5 : Conclusion :

Le dimensionnement a été établi en tenant compte des différentes .on a ressorti un écoulement torrentiel tout le long du canal. Ceci engendre des vitesses importantes pour des hauteurs d'eau inférieures à la hauteur critique avec des nombres de FROUDE comprises entre 1 et 1.8.

Chapitre .VI

Etude de stabilité

Etude de stabilité

VI.1 : Introduction :

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.).

VI.2 : Actions à prendre en compte

Les actions à prendre en compte comprennent :

VI.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.

VI.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.

VI.2.3: Les actions accidentelles :

(Séismes, crues, chocs, etc.) qui sont normalement définies dans les documents particuliers

Poussée des terres :

VI.3 : Stabilité du canal :

On calcule la stabilité dans un 1 m linéaire

➤ **Poids propre de section de canal P_{ca} :**

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

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

S: section du canal $S=3.765m^2$.

On aura : $P_{ca}=9.41T$.

➤ **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 BLIGH 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 BLIGH: $L_R > L_{CD}$.

Ou : L_R : longueur réelle du contour souterrain $L_R=18.16m$

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

C : coefficient de proportionnalité qui dépend du type de sol : $C=4$

D'où $L_{CD}=8m$

Alors la condition est vérifiée.

Les sous pressions en chaque point du contour sont donnée par la formule suivante :

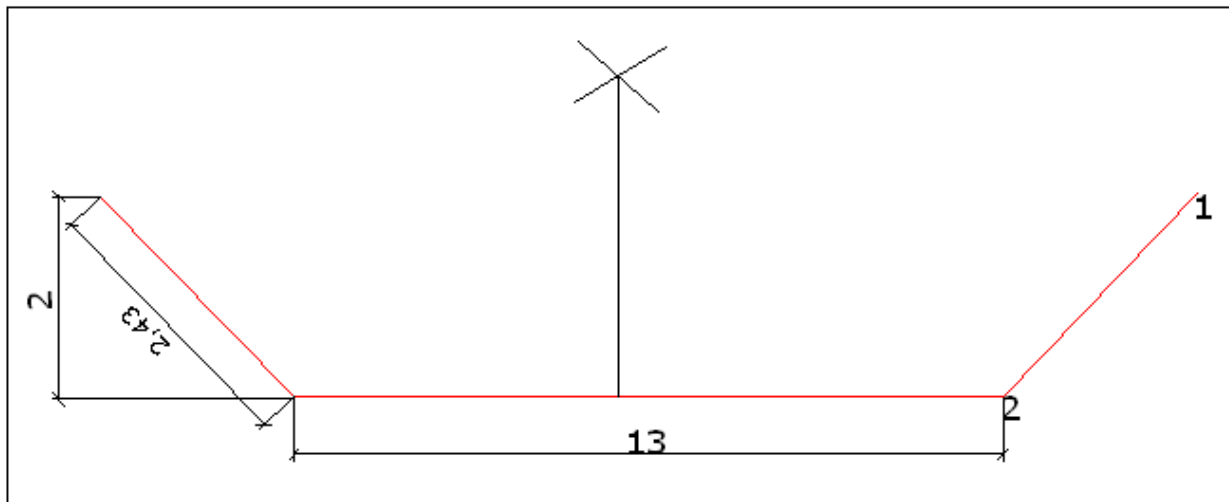
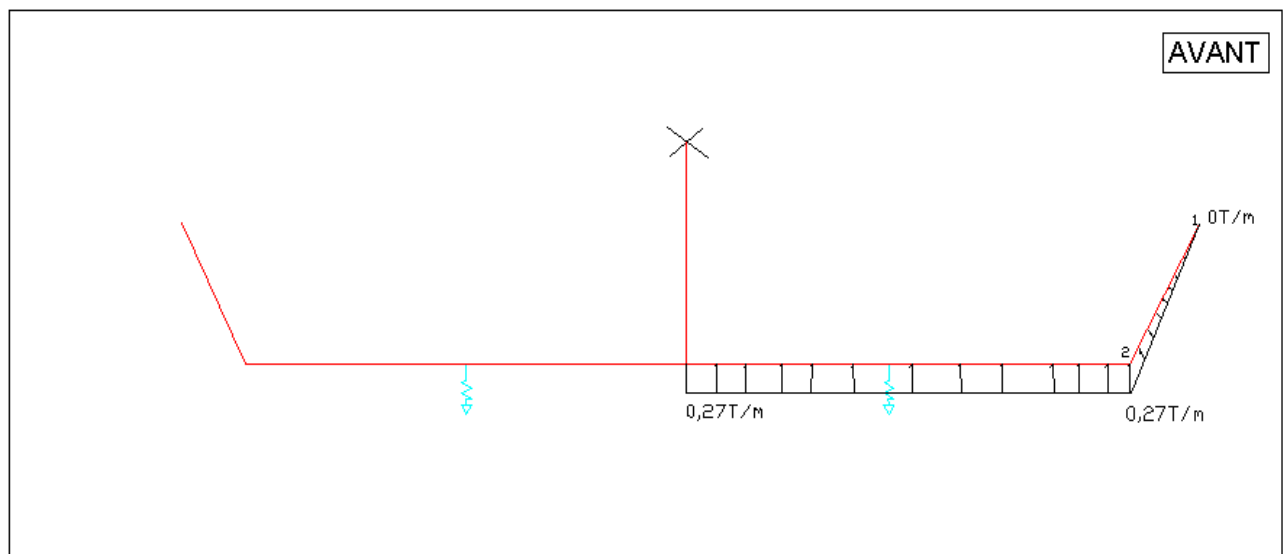


Fig : VI. 1 : Schéma du canal

Tableau : VI. 1 : Force de sous pression W_L :

N	cheminement surface	Cheminement efficace	Charge statique	Soulèvement
1	0	0	0	0
2	2.46	2.46	2.0	0,27

Fig : VI. 2 : Schéma donnant la Force de sous pression W_L

Donc :

$$W_L = S.L. \delta_{eau} \dots\dots\dots (VI.3.2)$$

Avec S : surface de l'épure des sous pressions hydrostatiques.

L : Longueur de cheminement

$$W_s = 4.96T$$

On a $P_{ca} > W_L$ donc la stabilité de canal est vérifiée.

VI.4: Les pressions agissant sur le canal :

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

- Les poussées de l'eau agissant de l'intérieur vers l'extérieur.
- Les pousses de l'eau agissant de l'intérieur 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 défavorable, c à d répondre la section maximale.

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

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

VI.4.1: canal vide avec poussées des terres

VI.4.1.1: Les poussées de terres : p



Fig : VI.3: Les poussées des terres agissant sur le canal

$$p = K \cdot \delta \cdot h \quad \text{.....} \quad (\text{VI.4.1.1})$$

Avec :

p : Pression due à la Poussée des terres (Tf/m²)

h : la hauteur des parois (m)

K : Coefficient de poussée [$=\tan^2 (\pi/4 - \varphi /2)$]

δ : Poids volumique des terres (1,8 Tf/m³)

- Calcul coefficient de poussée

On a $\varphi = 30^\circ$ (angle de frottement de sol),

On a $K = 0.333$

$p = 0$ si $h=0\text{m}$

$p = 1.08 \text{ Tf/m}^2$ si $h=2\text{m}$

La force p est appliquée à $\frac{h}{3}$

On pose une surcharge majeure

. q : la surcharge (1T/m²)

VI.4.2: canal plein d'eau sans poussées des terres

$$P_{eau} = \rho \cdot g \cdot h \quad \text{.....} \quad (\text{VI.4.2})$$

Avec :

P_{eau} : Pression due à l'eau (Tf/m²)

ρ : Poids volumique de l'eau

h : la charge d'eau (m)

Donc : $P_{eau} = 2Tf / m^2$

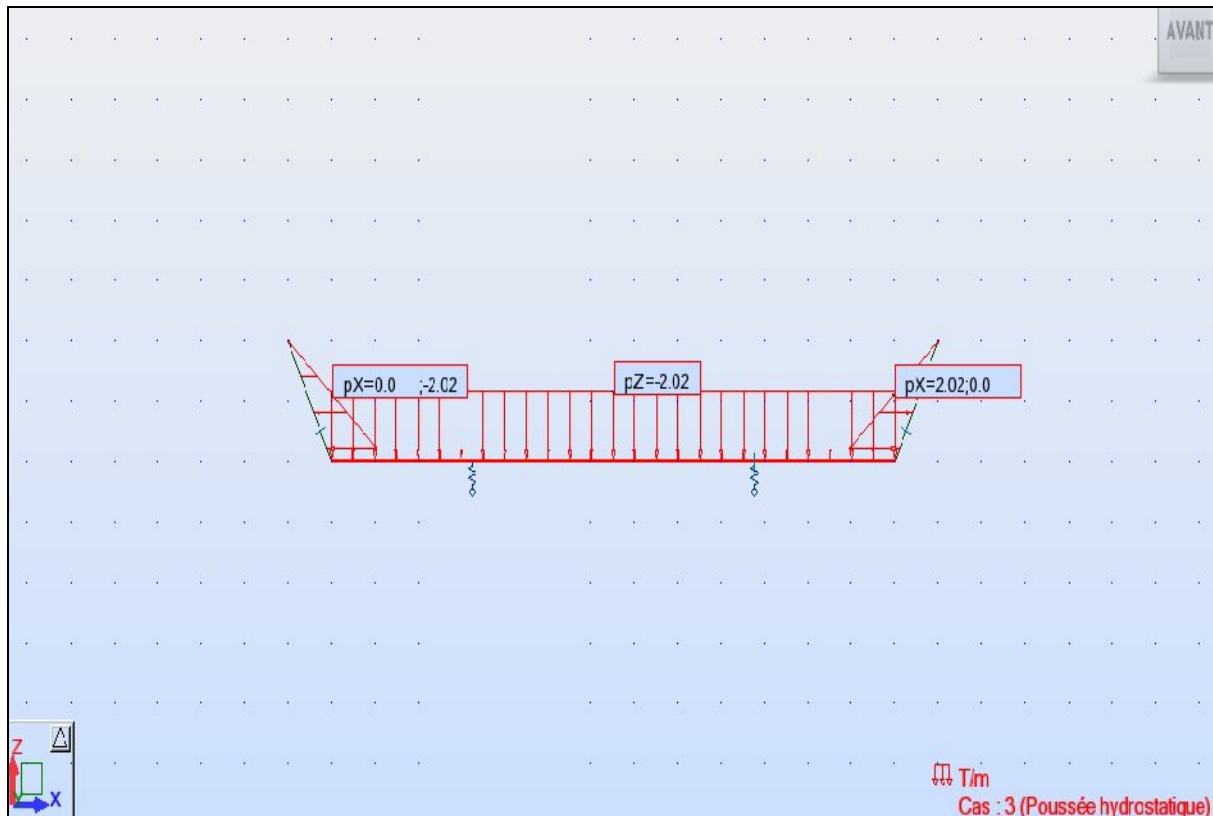


Fig : VI.4 : Poussée hydrostatique

VII.4.3: combinaison des deux cas

$$P_{ultime} = 1.35(p + p_p) + 1,5 p_{eau} \dots\dots\dots (VI.4.3)$$

Avec :

P_{ultime} : Pression ultime

p : Pression due à la Poussée de terre.

P_{eau} : Pression due à la Poussée d'eau.

P_{eau} : La pression hydrostatique.

Donc : $P_{ultime} = 13,09 Tf / m^2$

VII.5: calcul de ferrailage :

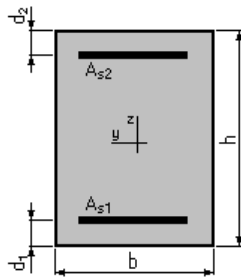
VII.5.1: calcul des moments

Le calcul a été effectué par le logiciel «Auto desk Robot Structurel Analysis 2010»



Fig : VII.5 : diagrammes des moments

VI.5.2: Calcul de ferrailage a flexion simple



$$b = 100,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 20,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 3,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 3,0 \text{ (cm)}$$

$$\mu < \mu_R$$

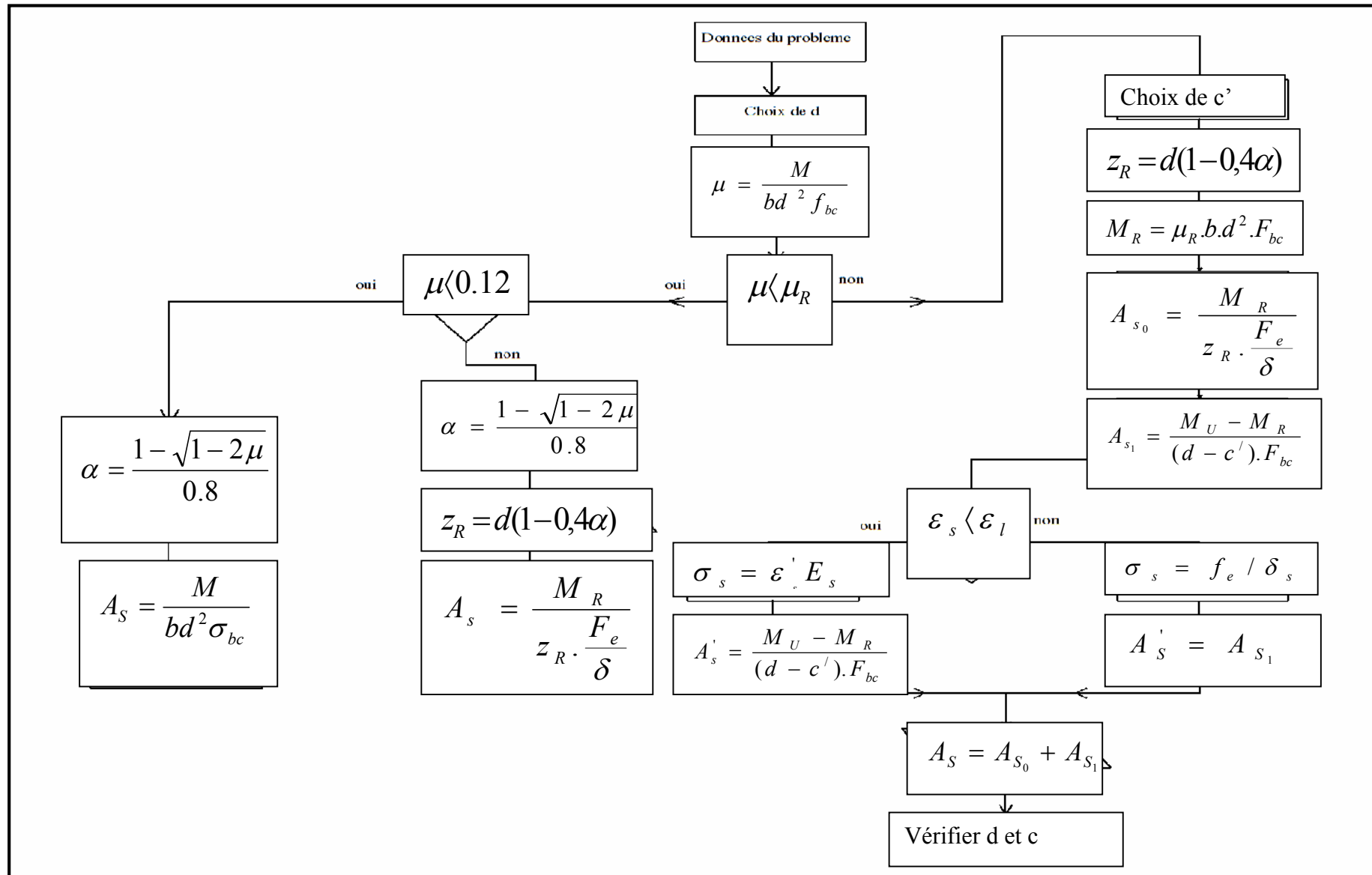


Fig : VI.6 : Organigramme du ferrillage à flexion simple

- Les étapes de calcul

$$\mu = \frac{M}{bd^2 f_{bc}} \dots\dots\dots (VI.5.2.1)$$

Donc $\mu = 0.100 \quad \mu < \mu_R \quad (\mu_R=0.186)$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} \dots\dots\dots (VI.5.2.2)$$

Donc $\alpha = 0.131$

$$z_R = 17 (1 - 0.4\alpha) = 16.1 \text{ cm} \dots\dots\dots (VII.5.2.3)$$

$$A_s = \frac{M_R}{z_R \cdot \frac{F_e}{\delta}} \dots\dots\dots (VI.5.2.4)$$

$$A_s = 7.30 \text{ cm}^2$$

- Pour $A_s = 5 T_{14}$

$$e = \frac{100}{N-1} = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

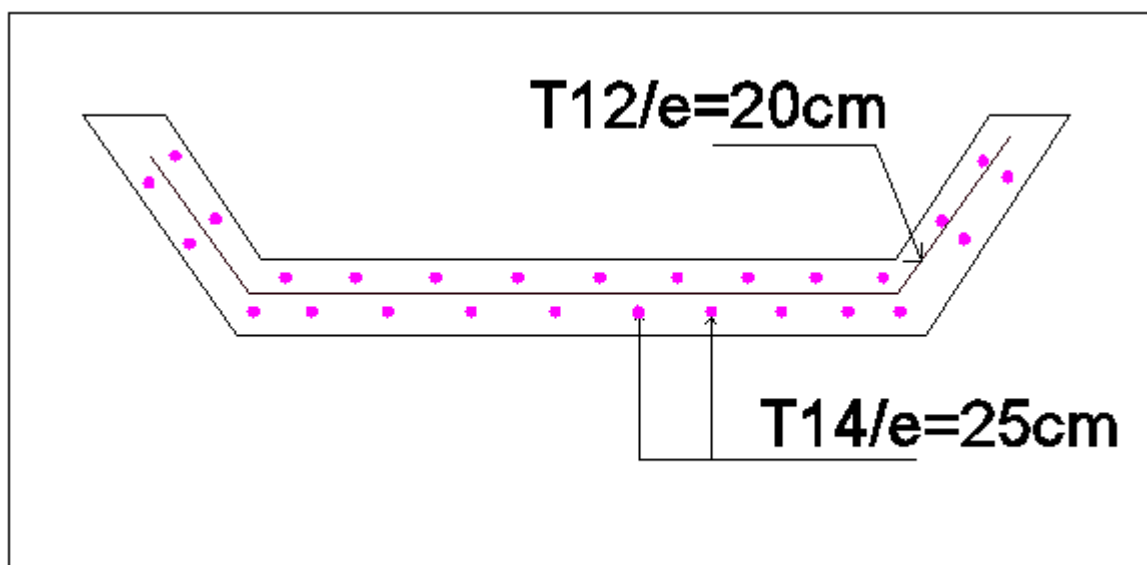


Fig : VI.7 : schéma de ferrailage

VI.6: Conclusion

A la fin ce chapitre, nous pouvons retenir comme conclusion d'après les calculs effectués sur la stabilité des canaux, qu'ils sont satisfaisants pour le canal à plus grande section.

Par ailleurs, les ferraillements sont effectués convenablement pour le canal principal (grande section).

Chapitre .VII

Organisation de chantier

organisation de chantier

VII.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.

VII.2 : Installations du chantier

VII.2.1 : Installations destinées au personnel :

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

VII.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...).

VII.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.

VII.2.4 : Installations pour la préfabrication :

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

VII.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 canaux

- Construction des digues en gabion;

VII.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 et des remblais nous utilisons des bulldozers;
- Pour le transport des terres nous utilisons des camions à benne;
- Pour les travaux de finition (régalage et compactage) nous utilisons les compacteurs à main

VII.5 : Calcul des volumes des travaux :**VII.5.1 : d'oued *EL MAADHER*:**

- Tableau VII.1 : Volume des travaux d'oued *EL MAADHER***

N°	Désignation des travaux	Unité	Quantité
01	Débroussaillage, décapage et nettoyage du lit d'oued.	M ³	4876
02	Terrassement en grande masse en terrain meuble (mécanique).	M ³	3486
04	Nivellement du lit d'oued	M ²	14448
05	Fourniture + Transport + Mise en œuvre d'un lit en TVO (tout -venant) épaisseur = 0,10 m	M ³	775
06	Fourniture + Transport + Mise en œuvre d'un lit en moellon épaisseur = 0,20 m	M ³	202
07	Remblai en TVO (tout -venant)	M ³	1348
08	Fourniture et mise en œuvre de gabionnage métallique à hauteur de caisse 3,00 m	M ³	13074
09	Réalisation des canaux en B-A. dose à 400 kg/m ³ , y compris coffrage et ferrillages et toutes sujétions, selon plan	M ³	9181

VII.6 : Devis des différents volumes des travaux :**Tableau VII.2 : Le devis des différents travaux :**

N°	Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Travaux de terrassement					
01	Débroussaillage, décapage et nettoyage du lit d'oued.	M ²	4876	200	975200
02	Terrassement en grande masse en terrain meuble (mécanique).	M ³	3486	150	522900
03	Nivellement du lit d'oued	M ²	14448	100	1444800
04	Fourniture + Transport + Mise en œuvre d'un lit en TVO (tout -venant) épaisseur = 0,10 m	M ³	775	1000	775000
05	Remblai en TVO (tout -venant)	M ³	1348	1150	1550200
Construction en béton armé					
01	Réalisation des canaux en B-A. dose à 400 kg/m ³ , y compris coffrage et ferrailages et toutes sujétions, selon plan	M ³	9181	25000	229525000
02	Fourniture + Transport + Mise en œuvre d'un lit en béton de propreté épaisseur = 0,10 m	M ³	704	1200	844800
Construction en gabion					
01	Fourniture et mise en œuvre de gabionnage métallique à hauteur de caisse 3,00 m	M ³	13074	3000	39222000
MONTANT H T					27485990.0
TOTAL TTC					32158608.3

VII.7 : Planification :

VII.7.1 : Définition :

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

- 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.

VII.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.

VII.7.2.1 : Méthodes basées sur le réseau :

VII.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 :

- **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**

- **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.

VII.7.2.1.2 : Construction du réseau :

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

1. 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.

2. Détermination des tâches antérieures :

Après avoir dressé 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.

3. Construction des graphes partiels ;**4. Regroupement des graphes partiels ;****5. Détermination des tâches de début de l'ouvrage et de fin de l'ouvrage ;****6. Construction du réseau.****VII.7.2.1.3 : Différentes méthodes basées sur le réseau :**

- **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.

- **Méthode 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.

- **Méthode P.D.M (Procedure 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).

- **Méthodes basées sur le graphique**

- **Méthode linéaire (ligne of balance technic)**

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

- **Méthode à barres**

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

VII.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 :

VII.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.

VII.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.

VII.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.

VII.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.**

VII.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.

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

VII.7.4.2 : 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 :

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

VII.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. Ces derniers sont les suivantes :

- | | |
|--------------------------------------|-----------|
| a) Décapage de la terre - A | 10 jours |
| b) Excavation de la tranchée - B | 30 jours |
| c) Remblai en TVO (tout -venant) – C | 10 jours |
| d) Compactage – D | 10 jours |
| e) Lit de béton propriété - E | 20 jours |
| f) Mise en œuvre de gabion - F | 45 jours |
| g) Le bétonnage – G | 150 jours |
| h) Compactage– H | 10 jours |

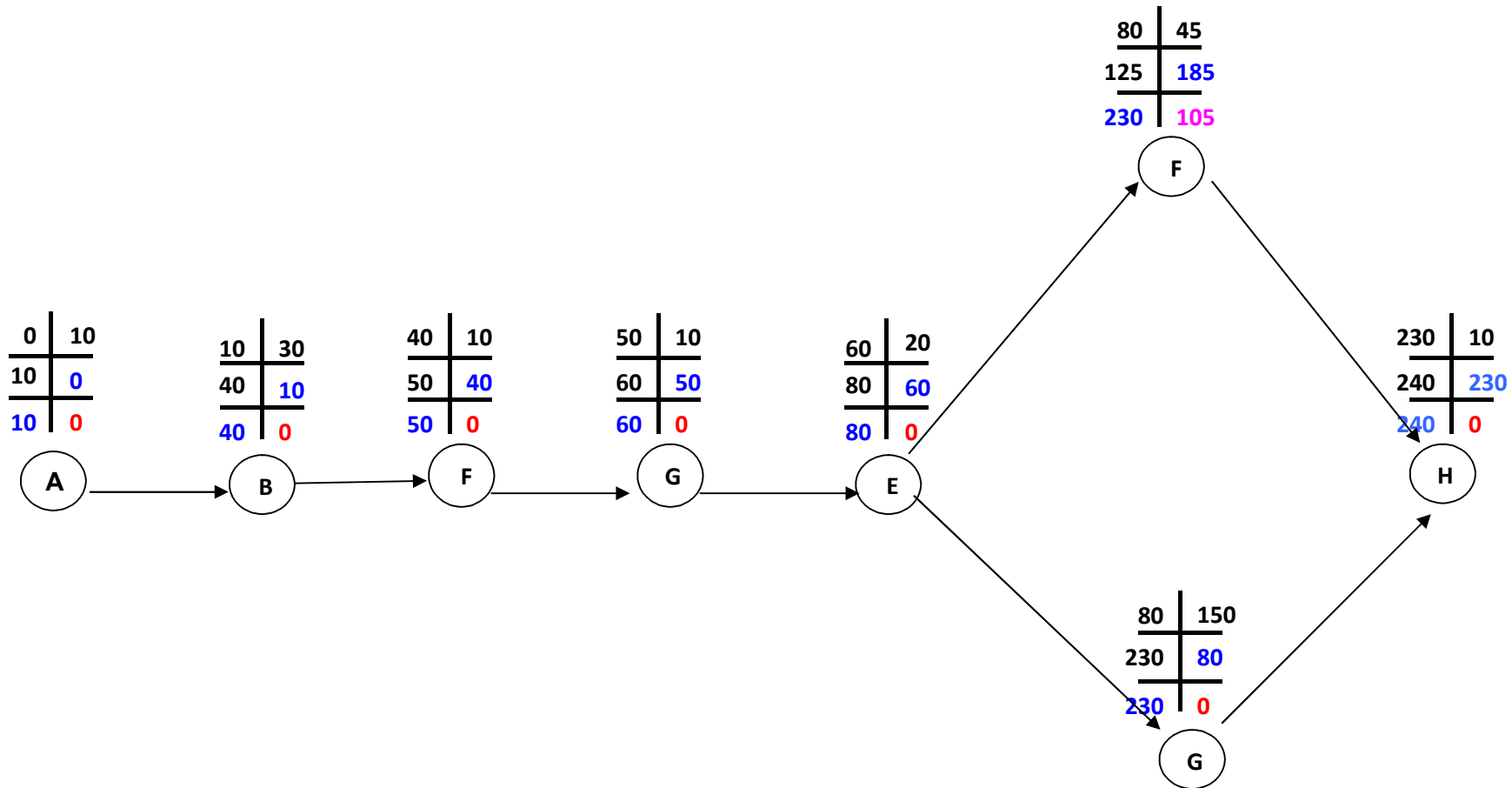


Figure VII.1 : Réseau à nœuds

VII.7.6 : Détermination des chemins critiques :

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

Ainsi on obtient les résultats consignés dans le tableau suivant :

Tableau VII.3 : Détermination des chemins critiques :

Opération	TR	D.P		D.F.P		M.T
		D.C.P	D.F.P	D.C.P.P	D.F.P.P	
A	10	0	10	0	10	0
B	30	10	40	10	40	0
C	10	40	50	40	50	0
D	10	50	60	50	60	0
E	20	60	80	60	80	0
F	45	80	125	185	230	105
G	150	80	230	80	240	0
H	10	230	240	230	240	0

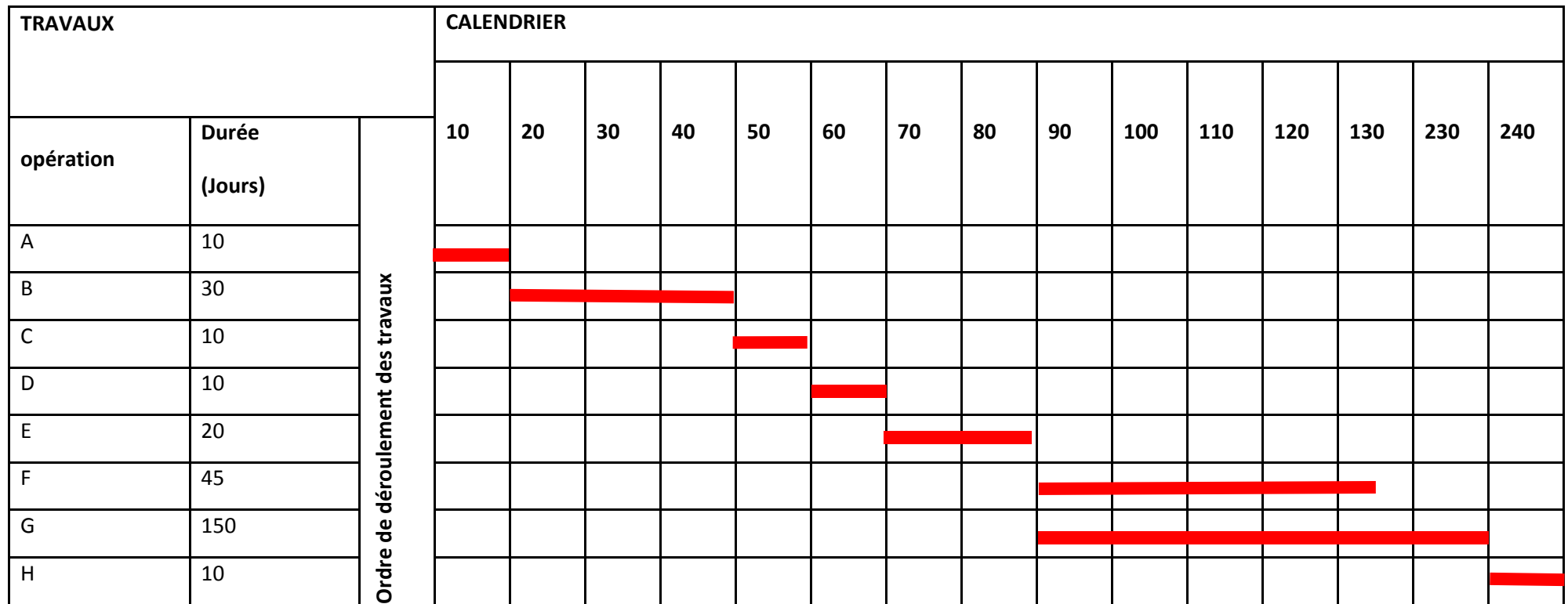


Figure VII.2 : Diagramme de GANTT

VII.8 : Conclusion :

D'après ce chapitre on peut conclure que l'organisation de chantier est nécessaire avant le commencement des travaux, car elle nous permet de définir tous les volumes des travaux nécessaires pour l'élaboration du chantier. D'autre part on peut avoir une information sur le coût total de projet ainsi que leur temps de réalisation. L'organisation de chantier définit aussi tous les engins que l'on peut utiliser dans le chantier et le choix final des engins sera basé sur une étude économique.

Conclusion générale

Consultation faite, l'aménagement d'un oued en majeure partie en milieu urbain diffère de ceux en milieu rural. Cette différence s'explique surtout par le contexte environnemental.

Pour notre projet, le calcul des débits de crue s'est fait par des méthodes empiriques avec une période de retour de 100 ans, notre choix s'est basé sur la méthode qui nous a donné un débit maximum pour assurer bien la protection.

Dans le but d'éviter des travaux de terrassement beaucoup trop importants, nous avons opté pour un tracé qui suit le cours d'eau naturelle et qui permet en même temps la collecte des eaux pluviales émanant du bassin voisin.

De plus et dans le but de donner une autonomie de fonctionnement au dispositif projeté, les pentes du fil d'eau ont été choisies de manière à assurer les vitesses d'entraînement des particules fines.

Ainsi et dans le cadre de cette étude, qui relève du cas exceptionnel (cas de crues) et au vu des vitesses engendrées par les pentes, la confection du béton devra se faire pour un dosage de 300 à 400 Kg/m³.

D'après les calculs qui ont été faits, nous avons conclu les points suivants :

- Aménagement de l'oued par la protection des talus et le fond de l'oued s'avère indispensable pour l'agrandissement des sections et par conséquent maîtriser l'écoulement des eaux.
- Démolition des passages existants et les remplacer par des nouvelles traversées qui peuvent évacuer les débits de crues.
- Un nettoyage périodique du canal projeté avant chaque saison pluviale pour extraire tous les objets indésirables.

Références bibliographiques

DEBREUIL.P, Initiation à l'analyse hydrologique ', Edition Masson et Cieorston .Paris .France . 1974.

LENCASTRE.A, hydraulique générale (Edition eyrolles).

Michel CARLIER, Hydraulique Générale et appliquée .Edition Eyrolles .Paris .France. 1972.

PIERRE CHARON, Calcul des ouvrages en béton armé suivant les règles B.A.E.L.83 .PARIS. 1986.

TOUAIBIA.B, Manuel Pratique d'Hydrologie .ENSH .Blida .Algérie . 2004

WILI H.HAGER –Anton j Schleiss, Construction hydrauliques Ecoulement stationnaire ; Volume 15 .L'Ecole polytechnique fédéral de Lausanne.

Annexes

SERIE DES PLUIE DE LA STATION au niveau de la station pluviométrique d'AIN MAHDI : X=463.7

Y=355.1 Z=980 et code station : 060202

ans	sept	oct	nov	dec	janv	fev	mars	avril	mai	juin	juil	aout	Pj max
1967	6,9	4,3	8	11,5	0	6,1	0,8	3,7	13,7	12,8	0	14,7	14,7
1968	0	0	5	7	28	10	0,6	5,5	7,5	0,3	2	7,8	28
1969	63,1	8,5	6,1	2,8	3,2	0	4,3	19	7,7	0,3	2,8	0	63,1
1970	1,5	1,1	0,5	0,3	1,4	0	31,9	2,7	5,7	0	9,9	0,8	31,9
1971	56	2,2	33,2	8,7	4,2	3,8	12,1	3	3,6	12,6	0,6	2	56
1972	13,6	18,9	12,2	0,5	0	8,1	7	7	5,3	8,9	0	6,3	18,9
1973	7,7	0,7	6,5	17,3	0	4,7	22,5	10,9	9,9	9,5	1,4	2,3	22,5
1974	9,1	3,2	1,5	0,5	6,3	12,7	0,9	27,3	18,1	0	0	0,5	27,3
1975	14,5	0	4,5	10	2,3	5,9	11,2	9,2	7,7	6,1	5,1	0	14,5
1976	25,7	7	15,4	2,9	4,9	0,8	5,1	5,8	12,1	0,8	0	2,2	25,7
1977	2,7	1,9	29,5	0,8	5,1	3,3	0	0	7,1	3,5	0	1,4	29,5
1978	0	11,8	0	0,6	36,8	6,1	0	2,6	2	12,8	0	8	36,8
1979	21	3,4	2,3	1,6	4	9,8	23,8	6,1	4,5	0	0	0	23,8
1980	22,8	3,7	22,9	0	7,8	0	0,5	18,2	0	26,6	0	0	26,6
1981	10,2	0,8	0	0	12,1	12,2	3,8	29,7	17,2	18,2	5,6	1	29,7
1982	3,5	17	9,2	5,5	0	10,5	0	7,8	29,5	3,2	1,7	22	29,5
1983	3	1,8	18	8	2,6	4,5	6	0	17,5	4,2	0	2,6	18
1984	0	18,4	1,8	0	8,8	2,1	1,1	0	14,7	0,7	2,1	2,8	18,4
1985	12,2	5	8,3	14,8	0,7	0,7	43	0,3	15,6	1,5	0,6	1,3	43
1986	28	16,8	16,1	3,6	4,5	1,1	6,1	0,7	6,3	0	2,3	0	28
1987	0,2	13,5	8	13	3,5	0,2	2,5	12,7	0,6	16	0	0	16
1988	1,5	34,1	6	0	17,1	3,1	2,7	4,4	1,5	18,6	4,2	13,8	34,1
1989	4,2	9,1	2,5	5,3	18,5	0	7	34,6	3,7	7,2	3,4	3,9	34,6
1990	9,3	2,5	10,1	4,5	5,8	22	5,9	3,8	16,9	0,7	14,5	8,6	22
1991	1,6	28,9	2,3	6,8	7,7	4,7	8,7	1,5	10,5	0,8	9,6	2,2	28,9
1992	0,5	0	5,8	0	0	1,4	5,3	1,5	13,3	1,2	6,6	2,8	13,3
1993	6,7	0,6	1,6	1,6	7,6	2,4	19,6	0	0,3	8,7	0,2	4,6	19,6
1994	27	105,1	3,8	1,3	0,5	6,2	5	3,1	0,7	8	0,7	3,3	105,1
1995	13,7	29,7	1,3	8,9	6,1	8,1	20,9	5,7	19,5	10,3	6,1	0	29,7
1996	20,4	0,2	0	4,8	4,8	0,3	4,8	13,1	4,7	0,2	4	27,6	27,6
1997	30,1	7,8	14,8	12,2	4,5	4,4	29,8	3,7	4,7	0	0	12,8	30,1
1998	2,3	0,3	0	0,2	31	5,6	10,4	0,5	0	10,8	4,2	7,8	31
1999	15,1	7,1	3,7	41,2	0	0	0,9	0,1	6,3	12	0,1	2,1	41,2
2000	13,1	24	0	0,2	4	2,3	0	0,2	1,3	0	0	2,7	24
2001	8,7	7,9	2,1	1,5	2,8	0,2	3,9	6	3,2	0	0	18,4	18,4
2002	0,4	5,1	7,5	0,1	11,3	1,8	0,6	1,3	1,3	4,5	2,1	5,7	11,3
2003	0,2	26,9	5,8	11,1	0	1,2	63,4	20,3	19,6	3,4	8,4	25	63,4
2004	10,5	5,7	0,2	17,3	0	7,6	0,8	0,1	0,4	26,8	0,7	0	26,8

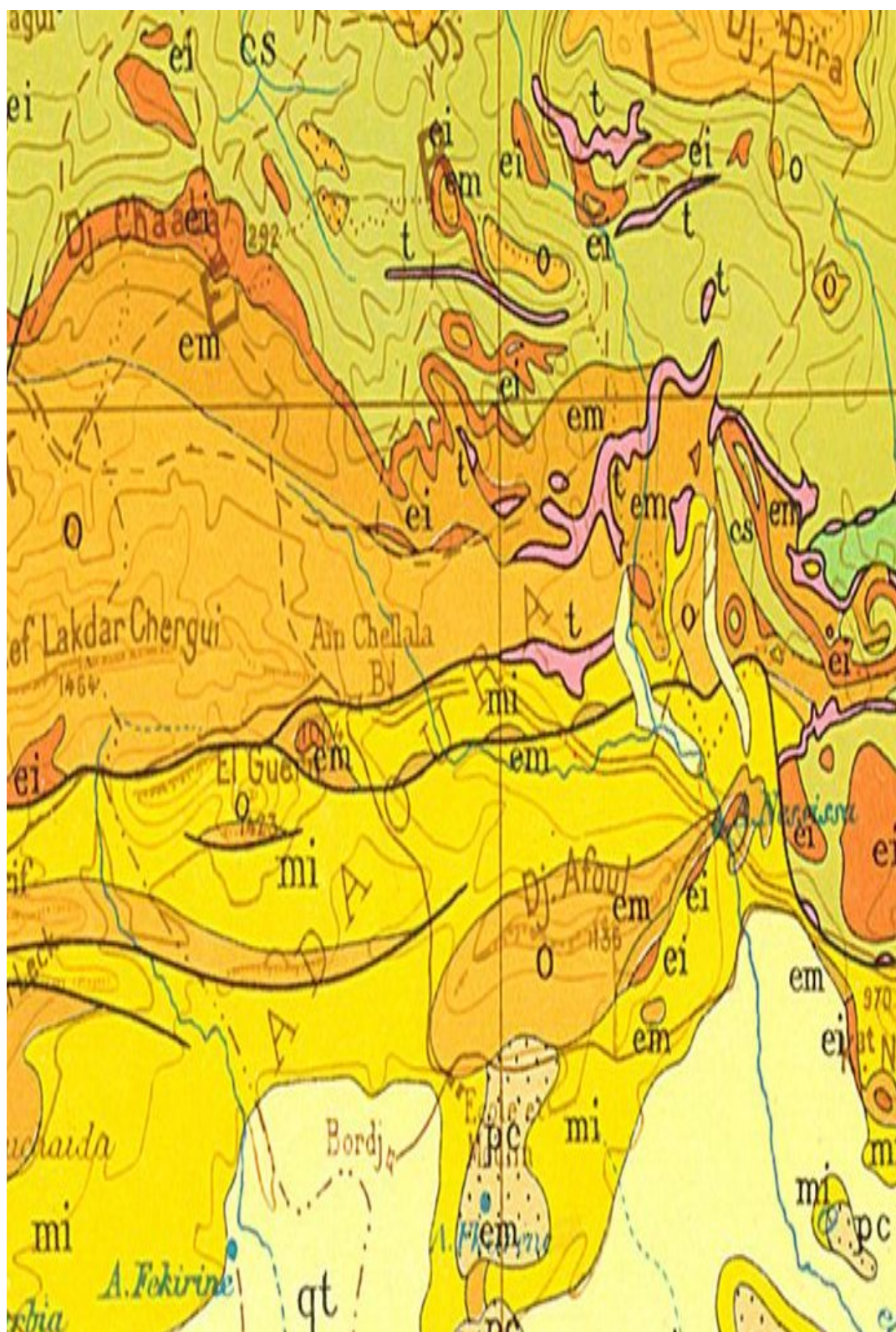


Figure 1 : Carte géologique de la région Echelle 1/20000

Figure 2 : Légende de la carte géologique.

qt	Quaternaire continental: <i>alluvions, regs, terrasses</i>
qm	Quaternaire marin: <i>plages anciennes et formations dunaires consolidées qui les accompagnent</i>
qC	Calabrien: <i>grès marins et formations dunaires associés</i>
qV	Villafranchien: <i>calcaires lacustres, argiles à lignite, couches rouges</i>
pV	Pliocène continental et Villafranchien non séparés (pV)
pc	Pliocène continental: <i>poudingues, calcaires lacustres</i>
p	Pliocène marin <i>conglomérats, marnes bleues, mollasses, grès et formations dunaires subordonnées</i>
mp	Pontien (localement équivalent du mc)
ms	Miocène terminal marin et lagunaire: <i>couches à Tripoli, marnes à gypse</i>
mm	Miocène supérieur marin: <i>calcaires, grès, argiles</i>
mc	Miocène continental antépontien
mi	Miocène inférieur marin (Burdigalien)
oa	Aquitainien continental (<i>pouvant inclure localement la base du Burdigalien</i>)
oc	Oligocène continental (<i>pouvant inclure localement l'Eocène sup^r continental</i>)
o	Oligocène marin incluant localement l'Eocène supérieur)
em	Eocène moyen marin
ec	ec Eocène moyen et inférieur continental
ei	Eocène inférieur marin
cs	cs Crétacé supérieur marin
csc	csc Crétacé supérieur continental
esm	esm Crétacé supérieur marin non subdivisé
cm	cm Crétacé moyen (marin ou lagunaire)
ct	divisé éventuellement en <u>ct</u> Turonien
en	<u>en</u> Cénomannien
c	c Crétacé marin non subdivisé
ci	Crétacé inférieur <i>ci faciès marins normaux</i>
cir	<i>cir " récifaux ou subrécifaux</i>
cic	<i>cic " continentaux ou lagunaires</i>
cj	Crétacé et Jurassique non séparés

Test de validité de l'ajustement à la loi normale et loi de Galton

➤ Test de Khi carrée

- ✓ On calcule $\chi^2_{\text{calculé}}$.
- ✓ On calcule le nombre de degré de liberté γ :
- ✓ On détermine $\chi^2_{\text{théorique}}$ sur la table de Pearson III (voir tableau III-4 ci après)

Avec : $\chi^2_{\text{théorique}} = g(\gamma, \alpha)$

La loi est adéquate pour une erreur $\alpha = 0.05$ si et seulement si : $\chi^2_{\text{calculé}} < \chi^2_{\text{théorique}}$.

Tableau III.5 : table du χ^2 .

α γ	0.9	0.5	0.3	0.2	0.1	0.05	0.02	0.01	0.001
1	0.016	0.455	1.074	1.642	2.705	3.841	5.412	6.635	10.827
2	0.211	1.386	2.408	3.219	4.605	5.991	7.824	9.210	13.815
3	0.584	2.366	3.665	4.642	6.251	7.815	9.837	11.345	16.266
4	1.064	3.357	4.878	5.989	7.779	9.488	11.668	13.277	18.467
5	1.610	4.351	6.064	7.289	9.236	11.070	13.388	15.086	20.515
6	2.204	5.348	7.231	8.558	10.645	12.592	15.033	16.812	22.457
7	2.833	6.346	8.383	9.83	12.017	14.067	16.622	18.475	24.322
8	3.490	7.344	9.524	11.030	13.362	15.507	18.168	20.090	26.125
9	4.168	8.343	10.656	12.242	14.684	16.919	19.679	21.666	27.877

D'après le logiciel HYFRAN on obtenu les résultats suivant:

Donc pour la GUMBEL.

$$\chi^2_{\text{calculé}}=9,49 \quad \gamma=5 \quad 0.3 < p(\chi^2_{\text{calculé}})=0.09 < 0.5$$

n'est pas vérifiée

D'après la table de Pearson du χ^2 on a :

$$\chi^2_{\text{théorique}} = 11.07$$

$$\chi^2_{\text{calculé}}=9.49 < \chi^2_{\text{théorique}}= 11.07$$

Donc l'ajustement est à considérer.

Donc pour le log normal.

$$\chi^2_{\text{calculé}}=10.54 \quad \gamma=5 \quad 0.3 < p(\chi^2_{\text{calculé}})=0.47 < 0.5 \quad \text{C'est vérifiée}$$

D'après la table de Pearson du χ^2 on a :

$$\chi^2_{\text{théorique}} = 11.07$$

$$\chi^2_{\text{calculé}}=10.54 < \chi^2_{\text{théorique}}= 11.07$$

Donc l'ajustement est à considérer.

D'après les valeurs du $P(\chi^2_{\text{calculé}})$, nous constatons que l'échantillon s'ajuste mieux à la loi log normale.

– Reconnaissance des protections existantes contre les crues :**- Premier site :**

Le premier site est situé à l'amont de la ville de AIN MADHI il concerne le premier oued est son S.B.V. BV 1 et le deuxième oued est son S.B.V. BV 2 qui ne sont disposent aucun aménagement d'évacuation des crues sauf quelques mètres de gabionnage qui sont réalisées dans le but de retenir la poussée des terres, ce qui constitue un danger sur les habitations voisines de ces deux oueds et surtout à l'intersection de ces derniers.

Dans le cas où les crues de premier oued ($Q=73.66\text{m}^3/\text{s}$), et les crues de deuxième oued ($Q=55.23\text{m}^3/\text{s}$) produit un danger au niveau de l'intersection des deux oueds donc il faut pense à projeter un aménagement hydraulique pour la protection des rives des oueds.



- Deuxième site :

Il est situé après l'intersection des deux oueds jusqu'au le canal en Béton

Dans le cas ou les crues de premier oued seront ajoutées aux celles de deuxième oued le danger d'inondation sera très élevé ($Q=128.89\text{m}^3/\text{s}$), et de largeur de oued varie de 8 à 26m qui ne dispose aucun aménagement d'évacuation des crues donc il est nécessaire de projeter un aménagement hydraulique dans cette partie.



- Troisième site :

Le canal trapézoïdal de dimension ($b=25$, et h varie de 1 à 1.5m), il est traversé par une passerelle et un pont. Le débit de calcul peut être véhiculé, sous réserve des pentes réelles, et le maintenu surtout au niveau des ouvertures sur les rives de l'oued à coté de passerelle.

Au niveau de pont il faut nettoyer le lit de oued sous le pont pur atteint la profondeur de 2.00m.



- Quatrième site :

Le site est situé à la sortie de la ville a la fin de deuxième site. La largeur de oued varie de 7 à 25m qui ne dispose aucun aménagement d'évacuation des crues donc il est nécessaire de projeter un aménagement hydraulique dans cette partie.



- Synthèse et diagnostic :

En conclusion nous dirons que seule la partie située au deuxième site, est protégée contre les inondations par l'ensemble du dispositif de protection (canal trapézoïdal).

Par contre toute La ville d'AIN MADHI est traversée par les grands oueds principaux suivant (premier OUED, deuxième OUED) sans aucune protection contre les inondations.

Le nombre de population risquant d'être touché par les éventuelles crues est d'autant plus important que :

- 1)-Les oueds concernés ne sont pas aménagés en conséquence.
- 2)-Le tracé naturel du lit des oueds sus cités est tortueux et présente des virages peuvent Provoquer des débordements à chaque changement de direction.
- 3)-Il en est de même pour les rétrécissements de la largeur des lits d'oueds qui peuvent conduire aux mêmes conséquences citées précédemment.
- 4)-Les traversées de routes et ponceaux ne sont pas adéquat et ne peuvent répondre aux exigences des crues éventuelles.

Cette situation se trouve aggravée par l'existence d'habitations qui se trouve soit sur le passage des oueds soit à leur proximité immédiate : résultat d'une densification de l'urbanisation de la ville beaucoup plus au sud rendant inopérant les quelques ouvrages de protection datant de l'époque coloniale déjà vétustes.