

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

DEPARTEMENT GENIE DE L'EAU

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : Conception Des Ouvrages Hydrotechniques

THEME :

ETUDE D'AMENAGEMENT DE L'OUED TIARA DE LA
VILLE D'ELOMARIA W.(MEDEA)

Présenté par :

M^r ZOUAOUI M^{ED} AKRAM

DEVANT LES MEMBRES DU JURY :

Nom et prénom	Grade	Qualité
M^r B.BENLAOUKLI	MC.B	Président
M^r A.ZEROUAL	MA.A	Examineur
M^{me} N.SAIL	MA.A	Examinatrice
M^{me} S.BERBACHE	MA.A	Examinatrice
M^{me} S.BENSAAD	MA.B	Examinatrice
M^r M.BACHIR CHERIF	MA.B	Promoteur

Septembre-2013

Dédicace

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

Ma mère

Mon père

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.

Remerciement

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

M^{er} BACHIR CHERIF (mon promoteur) 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 BENLAOUKLI, M^r ZEROUAL, M^{eme} SAIL, M^{eme} BERBACHE ,M^{eme} BENZAAD 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.

ملخص

قمنا في هذا العمل بانجاز دراسة واد تيارة بمدينة العمارية ولاية المدية 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 المتوقع

وأخيرا دراسة لتحديد أبعاد القناة التي يتم فيها جريان المياه. وكل ذلك من اجل حماية المنطقة من الفيضانات.

Résumé :

Le but de ce travail est de faire une étude sur l'oued TIARA qui se situe à la ville de d'ELOMARIA wilaya de MEDEA, dont le but est d'aménager l'oued pour la protection contre les inondations.

Notre travail s'appuie sur 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 our job is to study the TIARA River which is located in the city of d'ELOMARIA (MEDEA).in aim to protect this city 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	3
I-3 Réseau hydrographique dans la ville d'elomaria.... .	4
I.4 Conclusion	4
<u>Chapitre II : Etudes géologique</u>	
II.1 Introduction	5
II.2 Géologie du site	5
II.3 Tectonique et sismicité	6
II.4 La sismicité dans la région.....	6
II.5 Conclusion	9
<u>Chapitre III : Etude hydrologique</u>	
III.1 Introduction	10
III.2 Caractéristiques hydromorphométrique de bassins versant	10
III.2.1 Définition de bassins versant	10
III.2.2 Morphométrie	10
III.2.2.1 La surface	11
III.2.2.2 Le périmètre	11
III.2.2.3 Indice de capacité de Gaveluis	11
III.2.2.4 Rectangle équivalent	11
III.2.3 Le relief	12
III.2.3.1 Répartition et courbes hypsométriques	13
III.2.3.2 Les altitudes caractéristiques.....	14
III.2.3.3 Indice de pente globale	15
III.2.3.4 Pente moyenne des bassins versants	16
III.2.4 Le réseau hydrographique	16
III.2.4.1 La densité de drainage	16
III.2.4.2 Les profils en long des cours d'eau principale des bassins versants	17
III.2.4.3 La pente moyenne des cours d'eau principales	18
III.2.4.4 Le temps de concentration	19
III.2.4.5 La vitesse moyenne de ruissellement.....	21
III.3 Situation climatologique	23
III.3.1 La température	23
III.3.2 La vitesse de vent	23
III.3.3 La pluviométrie	24
III.3.3.1 Pluies moyenne annuelle	25
III.3.3.1.1 Paramètres statistiques de l'échantillon	26
III.3.3.1.2 Ajustement des pluies maximal journalière	27

III.3.3.2	Pluies des courtes durées	34
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	42
III.4.2	Evaluation des apports solide	44
III.5	Etude des crues	45
III.5.1	Différentes méthodes d'évaluation des crues	45
III.5.2	Application sur les bassins versants	46
III.5.2.1	Formule de Mallet Gauthier	46
III.5.2.2	Formule de Turzza	47
III.5.2.3	Formule de Giandotti	47
III.5.2.4	Formule de Sokolovski	48
III.5.3	Hydrogrammes des crues	49
III.6	Conclusion	52
<u>Chapitre IV : Etude des variantes</u>		
IV.1	Introduction	53
IV.2	Variante proposées	53
IV.2.1	Première variantes	53
IV.2.2	Deuxième variantes	54
IV.3	Comparaison des variantes.....	55
IV.4	Conclusion.....	57
<u>Chapitre V : Calcul hydraulique</u>		
V.1	Introduction	58
V.2	Calcul hydraulique des variantes choisies	58
V.2.1	Condition de l'écoulement uniforme	58
V.2.2	Les formules du calcul principal	58
V.2.3	Détermination de coefficient de Chézy	59
V.2.4	Les paramètres géométriques	60
V.2.4.1	Le choix de la section de meilleure conductivité	60
V.2.4.2	calcul du rayon hydraulique	60
V.2.5	Calcul de la profondeur normale	61
V.2.5.1	Méthode itérative	62
V.2.5.2	Méthode d'Agroskine	62
V.2.6	Calcul de la profondeur critique	62
V.2.6.1	Méthode graphique	62
V.2.6.2	Méthode itérative	63
V.2.6.3	Méthode analytique d'Agroskine	63
V.2.7	Calcul de la pente critique	63
V.2.8	Calcul de la ligne d'eau	64
V.2.8.1	Equation de la surface libre de la ligne d'eau	64
V.2.8.2	Calcul de la surface d'eau	65
V.2.8.3	Définition du logiciel.....	65
V.3	Calcul des aménagements	65
V.4	Conclusion.....	84

Chapitre VI : Calcul de stabilité

VI.1	Introduction	85
VI.2	Les actions à prendre en comptes	85
VI.2.1	Les actions permanentes	85
VI.2.2	Les actions variables	85
VI.2.3	Les actions accidentelles	86
VI.3	stabilité du canal	86
VI.4	La pression agissant sur le canal	88
VI.4.1	Canal vide avec poussée des terres	89
VI.4.2	Canal plein d'eau sans poussée des terres	90
VI.4.3	Combinaison des deux cas	92
VI.5	Calcul de ferrailage	92
VI.5.1	Calcul des moments	92
VI.5.2	Calcul de ferrailage à flexion simple	92
VI.6	Conclusion.....	94

Chapitre VII : Organisation de chantier

VII.1	Introduction	95
VII.2	Installation de chantier	95
VII.2.1	Installation destinée au personnel	95
VII.2.2	Installation destinée au stockage des matériaux	95
VII.2.3	Installation destinée à la réparation des engins	95
VII.2.4	Installation destinée à la préfabrication	95
VII.3	Succession de l'opération	95
VII.4	Technologie des principaux travaux	95
VII.5	Calcul du volume des travaux	96
VII.6	Devis des déferrièmes volumes des travaux	97
VII.7	Planification	98
VII.7.1	Définition	98
VII.7.2	Technique de la planification	98
VII.7.3	Les étapes de la planification	100
VII.7.4	Choix de la méthode de calcul	100
VII.7.5	Elaboration du réseau selon la méthode CPM	101
VII.8	Conclusion	106

LISTE DES TABLEAUX

Tableau III.1 : les paramètres morphométries du sous bassin	11
Tableau III.2: Répartition en % de la surface élémentaire de BV.....	12
Tableau III.3: les altitudes caractéristiques	13
Tableau III.4: Indice de pente globale Ig.....	14
Tableau III.5: Les pentes moyennes des cours d'eau principaux.....	17
Tableau III.6: Les temps de concentration.....	18
Tableau III.8: caractéristiques hydromorphométrique des bassins versants.....	19
Tableau III.9 : Température moyenne mensuelle.....	28
Tableau III.10 : Vitesse de vent.....	28
Tableau III 11: la station pluviométrique.....	29
TABLEAU III.12 : Répartition mensuelle et annuelle des pluies de la station d'Elomaria.....	29
Tableau III.13: Les paramètres statistiques.....	30
Tableau III.14: résultats d'ajustement a la loi de log normale	32
Tableau III.15: résultats d'ajustement a la loi de log normale.....	34
Tableau III.16: résultats d'ajustement a la loi de Gumbel.....	37
Tableau III.17 : <i>Pluies</i> et intensités maximales de durée t (h) et de période retour.....	41
TABLEAU III8 : Intensités et pluies de courtes durées correspondant au temps de concentration.....	42

LISTE DES TABLEAUX

Tableau III.19: apports moyens interannuels.....	44
Tableau III.20 : les caractéristiques d'écoulement	44
Tableau III.21 : l'apport fréquentiel du bassin versant.....	45
Tableau III.22 : les apports solides.....	47
Tableau III.23 : Valeur de coefficient de ruissellement C	49
Tableau III.22 : les apports solides	49
Tableau III.23 : valeur de coefficient de ruissellement α	49
Tableau III.24: Débits de crues au bassin versant n°2.....	50
Tableau III.25 : les débits de crues de la différente période de retour.....	50
Tableau IV.1 Résume les avantages et les inconvénients de deux variantes.....	51
Tableau V.1: paramètres géométriques d'un canal à section trapézoïdale.....	54
Tableau V.2 : Résultats ligne d'eau à nombre de pas 500.....	68
Tableau V.3: calcul des paramètres hydrauliques du tronçon A.....	69
Tableau V.4: Résultats ligne d'eau à nombre de pas 500.....	73
Tableau V.5: calcul des paramètres hydrauliques du tronçon c.....	75
Tableau V.6 : Résultats ligne d'eau à nombre de pas 500.....	78
Tableau V.7 : calcul des paramètres hydrauliques du tronçon D.....	80
Tableau V.8: Ligne d'eau du tronçon E.....	83
Tableau V.9 : calcul des paramètres hydrauliques du tronçon E.....	85
Tableau : VI. 1 : Force de sous pression W_L	91

LISTE DES TABLEAUX

Tableau VII.1 : Volume des travaux d'oued TIARA.....	100
Tableau VII.2 : Le devis des différents travaux	101
Tableau VII.3 : Détermination des chemins critiques	108

LISTE DES FIGURES

<i>Figure</i>	<i>Page</i>
Figure I-1 la ville d'Elomaria sur carte d'état major.....	2
Figure II-1 Carte régionale de degré de séisme.....	6
Figure II-2 Carte de zonage sismique du territoire national-RPA99.....	7
Figure III-1 Courbe hypsométrique du bassin versant	12
Figure III-2 Le profil en long du cours d'eau principal du BV.....	16
Figure III-3 résultats d'ajustement a la loi de lognormale.....	33
Figure III-4 résultats d'ajustement a la loi de Gumbel	35
Figure III-5 courbes des pluies de court durée fréquentielles.....	39
Figure III-6 courbes des intensités fréquentielles IDF.....	40
Figure III-7 Hydrogrammes des crues de différents périodes de retour bassin	51
Figure V-1 schémas de ligne d'eau type S ₂	72
Figure V-2 Profondeur critique	72
Figure V-3 schémas de ligne d'eau type S ₂	77
Figure V-4 Profondeur critique	78
Figure V-5 schémas de ligne d'eau type S ₂	82
Figure V-6 Profondeur critique	82

LISTE DES FIGURES

Figure	Schéma de ligne d'eau	87
V-7	
Figure	Profondeur	87
V-8	critique.....	
Figure	Schéma du	91
VI-1	canal.....	
Figure	Schéma donnant la force de sous pression w_1	91
VI-2		
Figure	Les poussées de terre agissant sur le canal.....	92
VI-3		
Figure	Poussée hydrostatique	94
VI-4	
Figure	Diagramme du moment.....	95
VI-5		
Figure	Schéma de ferrallige	97
VI-6		
Figure	Réseau à	96
VI-5	nœuds.....	
Figure	Diagramme de GANTT	98
VI-6	

Liste des planches

Planche N° 1	Plan d'aménagement (tranche 1)
Planche N° 2	Plan d'aaménagement (tranche 2)
Planche N° 3	Profil en long de canal réaménagement
Planche N° 4	Les profil en travers
Planche N° 5	Ferralliage de canal réaménagement

Introduction générale

L'inondation est une catastrophe naturelle dans le monde total qui détruit les constructions, les périmètres agricole et le plus grave de ça est la vie humaine, d'après une statistique international, les inondations sont responsables de plus de 60% de mortalité totale. Selon l'institut international de Stockholm (SIWI), pour la période 1996-2005, environ 80% des catastrophes naturelles étaient d'origine météorologique ou hydraulique.

L'Algérie est un des pays confronté aux phénomènes de crues et d'inondation qui se manifestent de façon catastrophique constituant ainsi une contrainte majeure pour le développement économique et social.

Plusieurs régions du pays menacées par ces catastrophes hydrologiques dont les effets sont souvent intensifiés par une urbanisation anarchique impliquant une occupation des terres inondées et même les rives des oueds.

Les risques d'inondation sont dues à l'interaction complexe de plusieurs composantes c'est le produit de la concomitance de facteur topographique, géologique, hydrologique et météorologique.

L'objectif de notre travail est d'aménager oued TIARA pour protéger la ville de D'ELOMARIA contre les crues, et de traiter les moyens de protection contre ce phénomène par un aménagement hydraulique de protection, qu'on va dimensionner selon les données de bases et l'étude hydrologique qu'on doit faire. Nous devons recourir à protéger davantage les agglomérations. Aussi, il faut assurer le bon fonctionnement de notre ouvrage une fois exécuté, ainsi que leur maintenance permanente.

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 :
Cartes d'état major projection LAMBERT : MEDEA feuille N° 86-B6-C16 au échelle 1/50000

I.2 : Situation géographique:

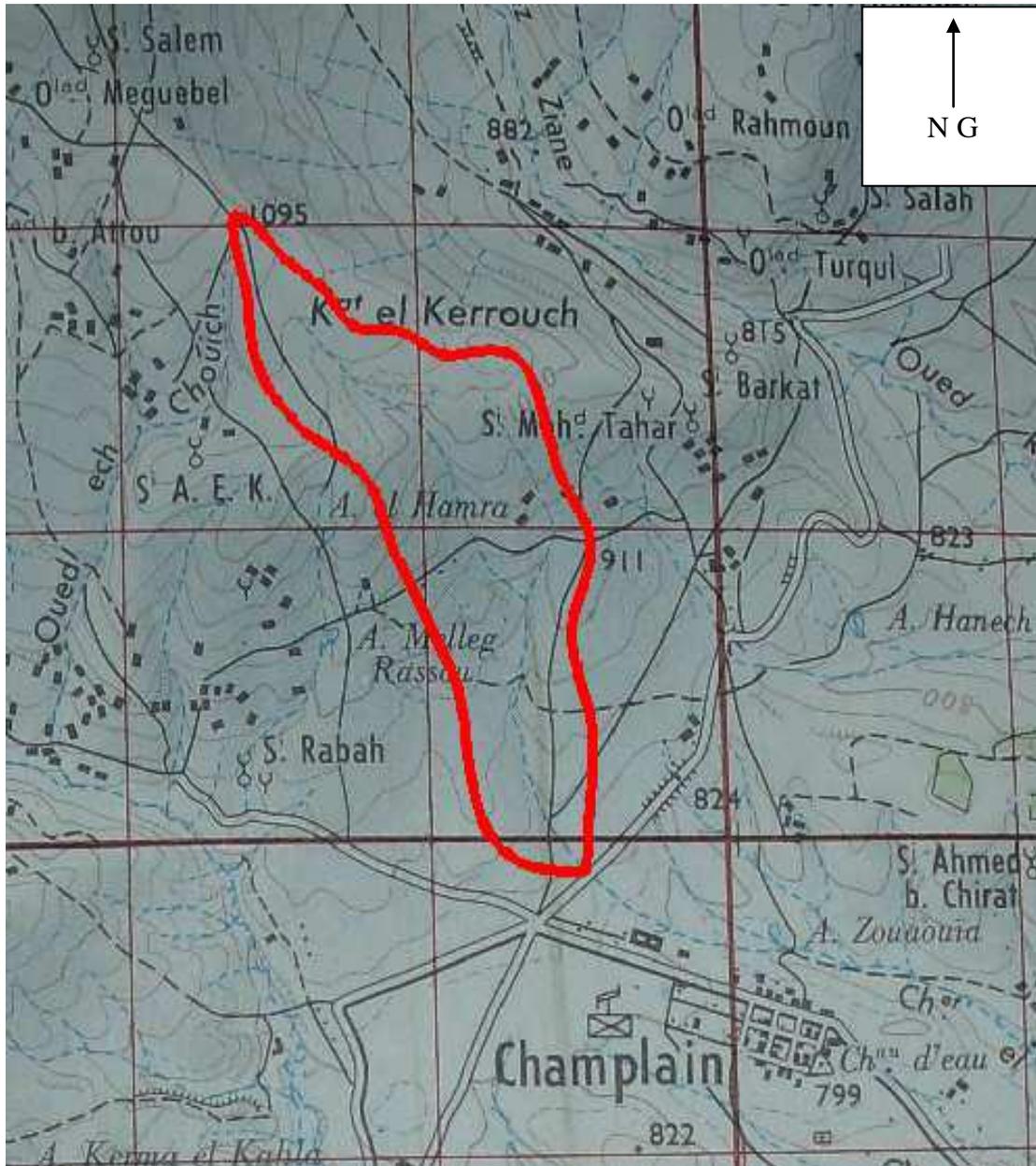
- La ville d' ELOMARIA est une commune dans la daïra d'ELOMARIA elle est limité au Nord par la wilaya de BLIDA , Est bouchrahil et baata , Sud sidi naamane et oulde brahim et en Ouest par la commune de ouezra et elhamdania , cette ville a une altitude de 940m en coordonnées LAMBERT :

$$X_{\min}= 521.256\text{Km}$$

$$X_{\max}=529.600\text{Km}$$

$$Y_{\min}= 323.625\text{Km}$$

$$Y_{\max}=329.850\text{Km}$$



**FIGURE I.1 : EXTRAIT DE CARTE D'ETAT MAJOR
FEUILLE N°86-B6-C16 ECHELLE 1/50000**

I.3 : 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'ELOMARIA contient le oued AZRO du nord, oued ELTLATHA au sud et aussi oued TIARA qui traverse la ville donc cette ville est menacée d'inondation chaque année

I.4 : 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 à la ville.

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 MEDEA, se trouve dans la zone « I » zone caractérisée par une faible activité sismique d'après **R.P.A(1988)** et qui correspond à une intensité égale à VII selon l'échelle de Mercalli.

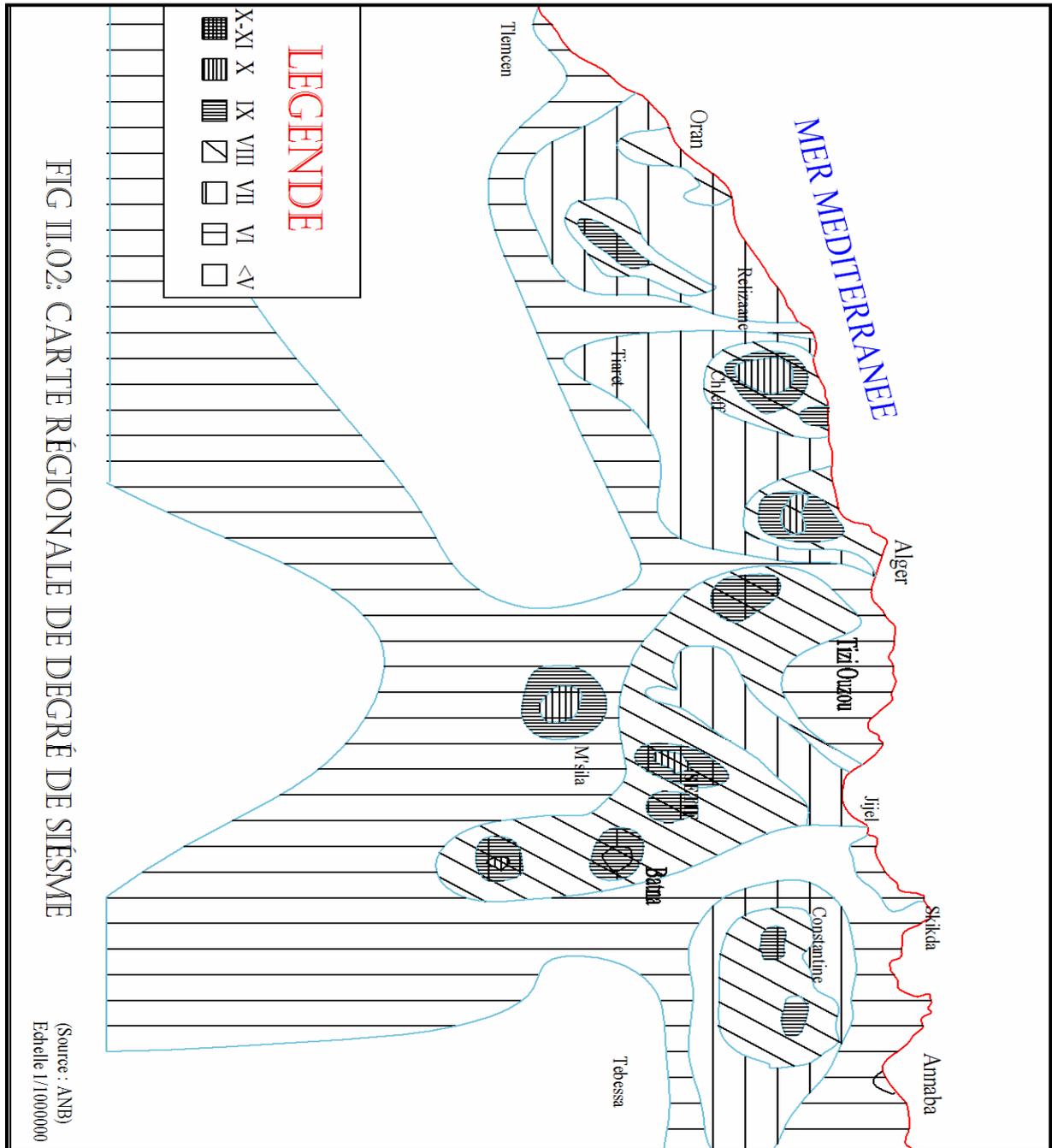


Figure II.1 : Carte régionale de degré de séisme

II .5 : Conclusion :

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

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 morpho métriques 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 « K_c » Appel aussi indice de forme, cet indice caractérise la forme du bassin, et exprime l'allongement des bassins versants.

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

Avec :

P_{BV} : Périmètre du bassin versant

S_{BV} : Surface du bassin versant

Si $k_c \geq 1.12$ donc le bassin aura une forme allongé ; si non le bassin aura une forme ramassée.

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 :

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

- 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 morphométries du bassin :

	<i>S (Km²)</i>	<i>P (Km)</i>	<i>Kc</i>	<i>L[Km]</i>	<i>l [Km]</i>
<i>bassin</i>	1.00	5.3	1.48	2.16	0.49

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 : REPARTITION 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 BV

Altitudes (m.)	Hi (m)	Surfaces				Si.Hi (m.Km2)
		Partielles		Cumulées		
		Si (Km2)	Si (%)	Si (Km2)	Si (%)	
1095-1080	1087	0.02	2	0.02	2	21.74
1080-1040	1060	0.122	12.2	0.142	14.2	129.32
1040-1000	1020	0.18	18	0.322	32.2	183.6
1000-960	980	0.14	14	0.462	46.2	137.2
960-920	940	0.130	13	0.592	59.2	122.2
920-880	900	0.166	16.6	0.758	75.8	149.4
880-840	860	0.19	19	0.948	94.8	163.4
840-820	830	0.052	5.2	1.00	100	4.316
La Somme						911.176

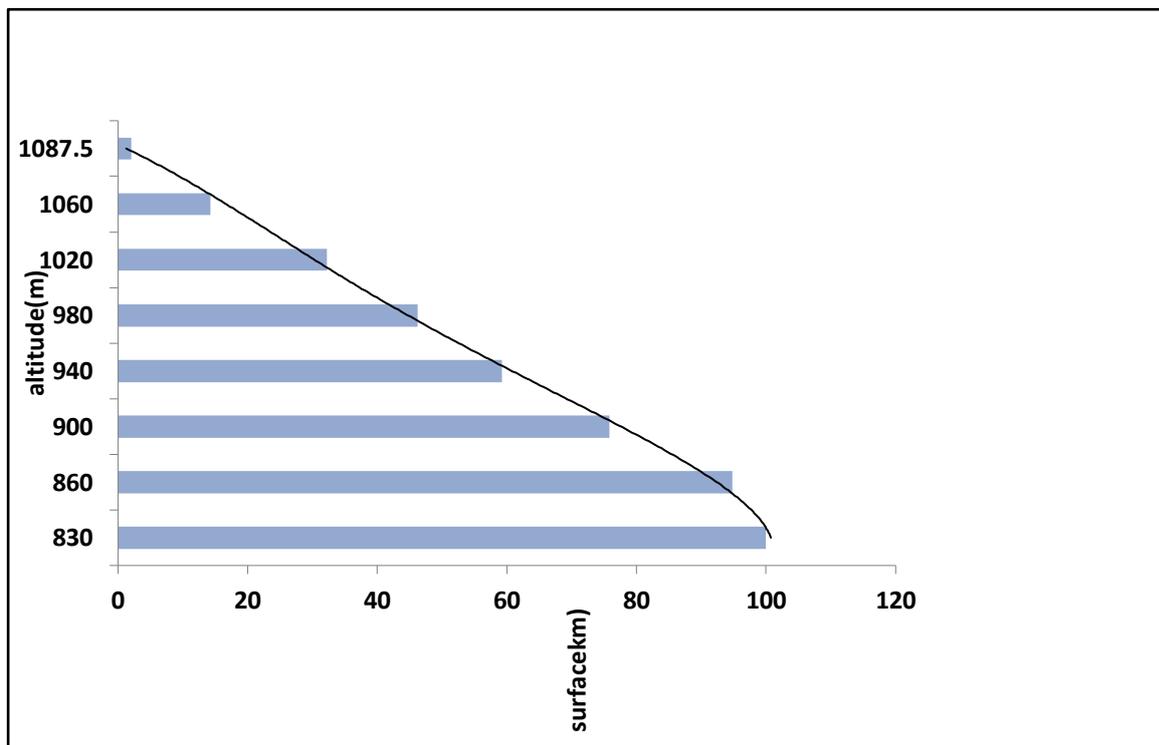


FIGURE III.1 COURBE HYPOMETRIQUE DU BASSIN VERSANT

III.2.3.2 : Les altitudes caractéristiques :

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

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

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

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

Avec :**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.3 :

Tableau III.3: les altitudes caractéristiques :

<i>Altitude</i>	<i>Valeur</i>
<i>Hmax (m)</i>	<i>1040</i>
<i>Hmin (m)</i>	<i>820</i>
<i>H_{50%}(m)</i>	<i>950</i>
<i>Hmoy(m)</i>	<i>950.03</i>

III.2.3.3 : Indice de pente globale Ig :

Il est définit comme étant le rapport entre l'altitude comprise entre 5%et95% de la surface du bassin et la longueur du rectangle équivalant .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 :

$$I_g = \frac{D}{L} = \frac{H_5 - H_{95}}{L} \dots\dots\dots (III.2.3.3)$$

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%}

Indice de pente globale **I_g** :

$$I_g = 10.46 \text{ m/km}$$

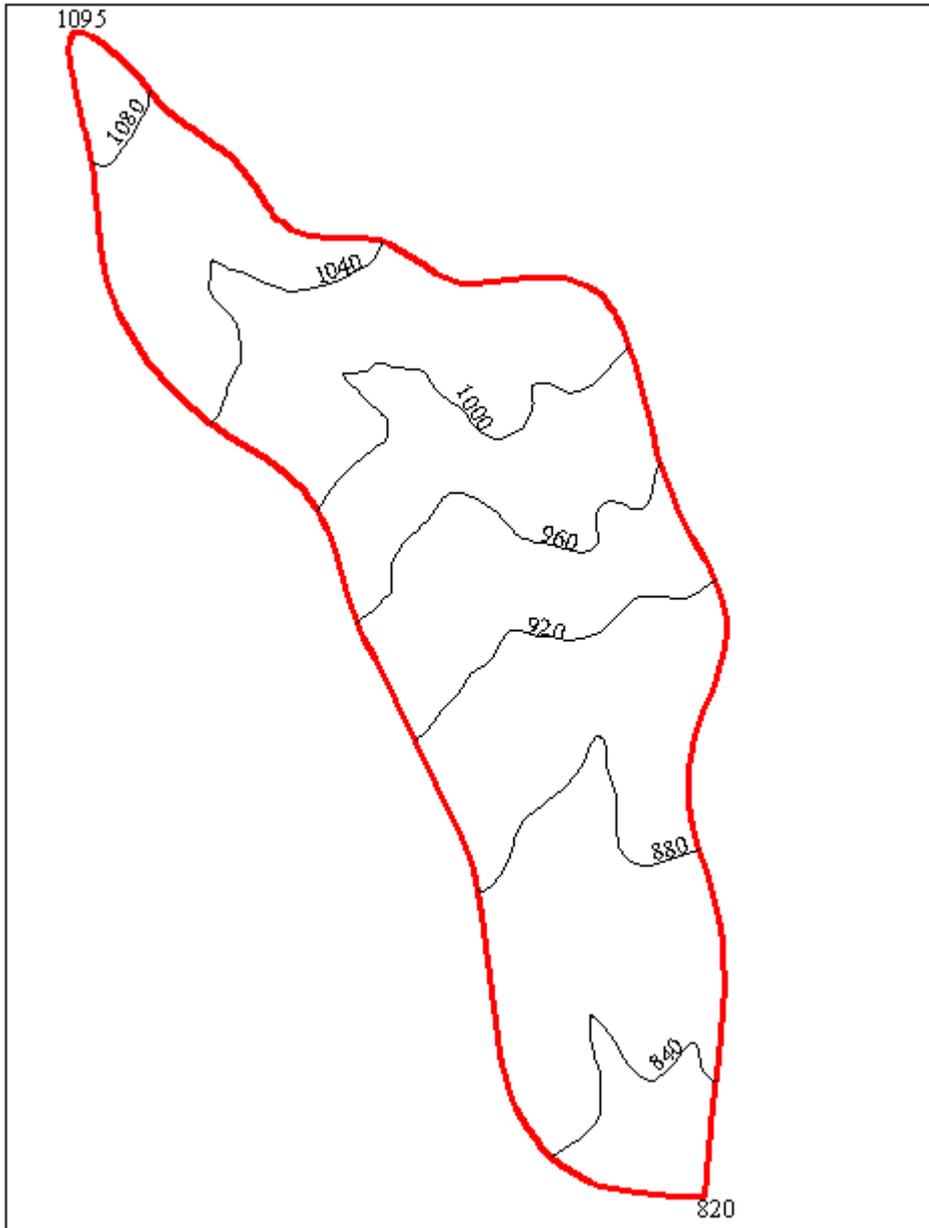


FIGURE III.1 : Courbe de niveau du bassin

III.2.3.4 : Pente moyenne des bassins versants I_m :

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

Elles donnée par la formule suivante :

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

Avec : ΔH :Dénivelée entre deux courbes de niveaux (m)

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

S :Surface du bassin versant (Km²)

pentés moyennes de bassin versant I_m :

$$I_m = 12.73 \%$$

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 / Km² .

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

Avec :

D_d :densité de drainage [km/km²] ;

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

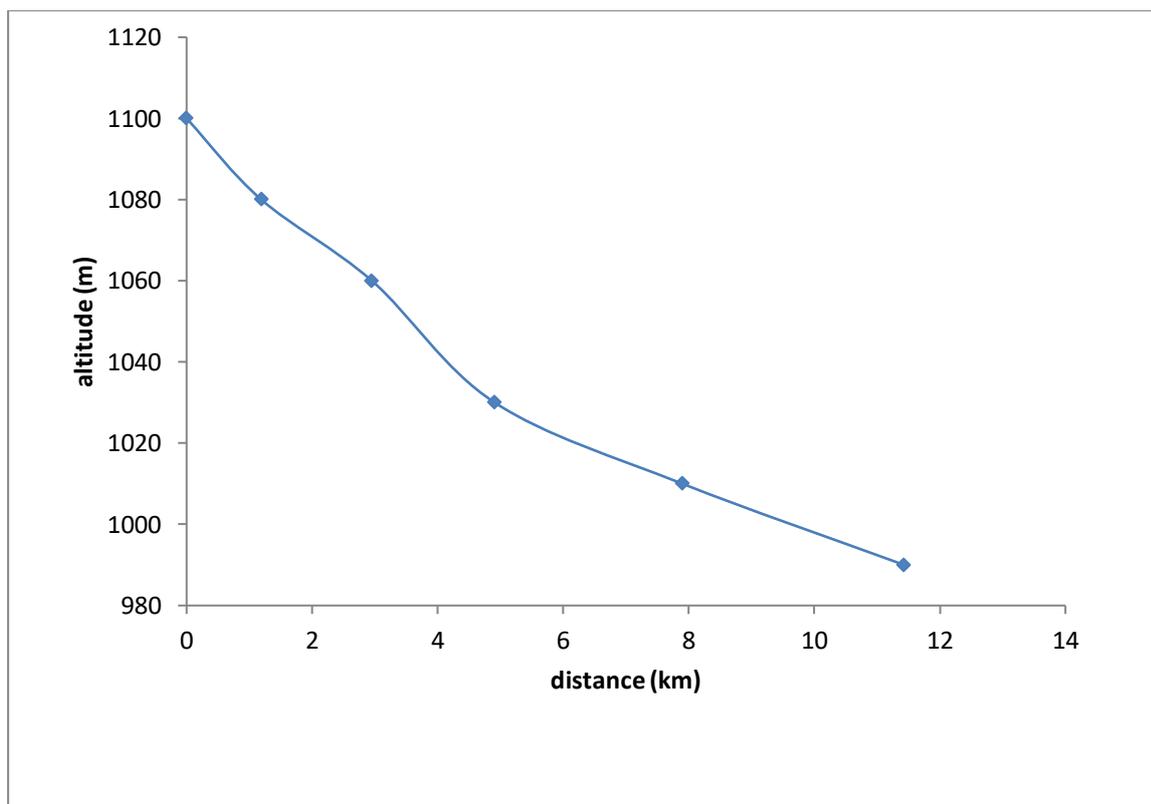
S :surface du bassin versant [km²].

La densité drainage :

$$Dd=3.26 \text{ km/km}^2$$

III.2.4.2 : Le profil 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.2 : PROFILE EN LONG DU COURS D'EAU PRINCIPAL****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

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

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*].

La pente moyenne de cour d'eau principale:

<i>P_{moy} (m/km)</i>	1.333
------------------------------------	-------

III.2.4.4 : Le temps de concentration :

concentration 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.4: Les temps de concentration :

<i>Formules</i>	<i>T_c</i>
<i>GIANDOTTI</i>	<i>0.85</i>
<i>CALIFORNIA</i>	<i>0.31</i>
<i>KIRPICH</i>	<i>0.60</i>
<i>VENTURA</i>	<i>0.36</i>

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 :

La vitesse de ruissellement :

$$V_R = 2.91 \text{ Km/h}$$

Les résultats de calcul sont présents dans le tableau suivant :

Tableau III.5: caractéristiques hydromorphométriques de bassin versant :

caractéristiques	Valeur
Surfaces (Km²)	<i>1</i>
Périmètres (Km)	<i>5.30</i>
Longueurs de R-E (Km)	<i>2.16</i>
Largeurs de R-E (Km)	<i>0.49</i>
Altitudes max (m)	<i>1095</i>
Altitudes moy (m)	<i>950.03</i>
Altitudes méd (m)	<i>950.00</i>
Altitudes min (m)	<i>820</i>
Altitudes 5 (m)	<i>1066</i>
Altitudes 95 % (m)	<i>840</i>
Indice de pente globale Ig (m/Km)	<i>10.46</i>
les pentes moyennes des BV Im (%)	<i>12.73</i>
la densité de drainage Dd (Km/Km²)	<i>3.26</i>
longueurs des cours d'eau principale (Km)	<i>2.42</i>
pentés moy des cours d'eau principal (%)	<i>13.33</i>
Temps de concentration (h)	<i>0.85</i>
vitesse moyenne du ruissellement (Km/h)	<i>2.91</i>

III.3 : Situation climatologique

III.3.1 : Température :

* Température moyenne mensuelle :

Température moyenne annuelle se situe au tour de 15°C avec un maximum de 35°C en été

Et en un minimum de 5°C en hiver, ainsi les gelées sont exceptionnelles.

Les valeurs moyennes mensuelles des températures de 1996-2005 (source ONM).

Tableau III.6 : Température moyenne mensuelle

Mois	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Juin	Jui	Aou	Sep	Oct	Nov	Dec
T (°c)	49.99	34.76	47.41	30.92	32.78	5.48	5.02	6.1	19.23	26.31	32.42	44.52

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 :

L'été montre la prédominance des vents de direction Nord et Nord-Ouest pour L'autonome, l'hiver et le printemps, elle est en faveur des vents du sud et du Sud-ouest (sourceONM), les variations mensuelles du vent dans la station la plus proche de la zone d'étude est située a EL OMARIA Les vitesses de vent sont indiquées dans le tableau suivant.

Tableau III.7 : Vitesse de vent.

Mois	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Juin	Jui	Aout	Sep	Oct	Nov	Dec	Moy
Vent (m/s)	22	26	39	42	42	33	37	29	36	44	38	37	36

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'ELOMARIA

Qui possède 38 années d'observation.

Tableau III 8: la station pluviométrique :

Station	Code	Source	Coordonnées			Années D'observation	N
			X (km)	Y (km)	Z (m)		
omaria	090205	A.N.R.H	533.05	327.45	659	1975-2013	38

TABLEAU III.9 : Répartition mensuelle et annuelle des pluies de la station d'Elomaria :

Mois	sept	oct	nov	dec	janv	fev	mars	avril	mai	juin	juil	aout	annuel
Pluie (mm)	19.23	26.31	32.42	44.52	49.99	34.76	47.41	30.92	32.78	5.48	5.02	6.10	334.92
Pluie (%)	5.74	7.85	9.68	13.29	14.93	10.38	14.16	9.23	9.79	1.63	1.50	1.82	100.00

ANRH DE BLIDA

III.3.3.1.1: Paramètres statistiques de l'échantillon :

Les résultats des paramètres statistiques dans le tableau suivant :

Tableau III.10: Les paramètres statistiques

Nombre d'observations	38
Minimum	5.02
Maximum	49.99
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 (auto corrélation 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 log normale :

$$XP\% = X_{\text{moy}} + \delta UP\%$$

.....(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.11: résultats d'ajustement a la loi de log normale :

Période de retour	Fréquence	Valeurs théoriques	écart type	Intervalle de confiance
T(ans)	q	XT	δ	95
100	0.9900	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

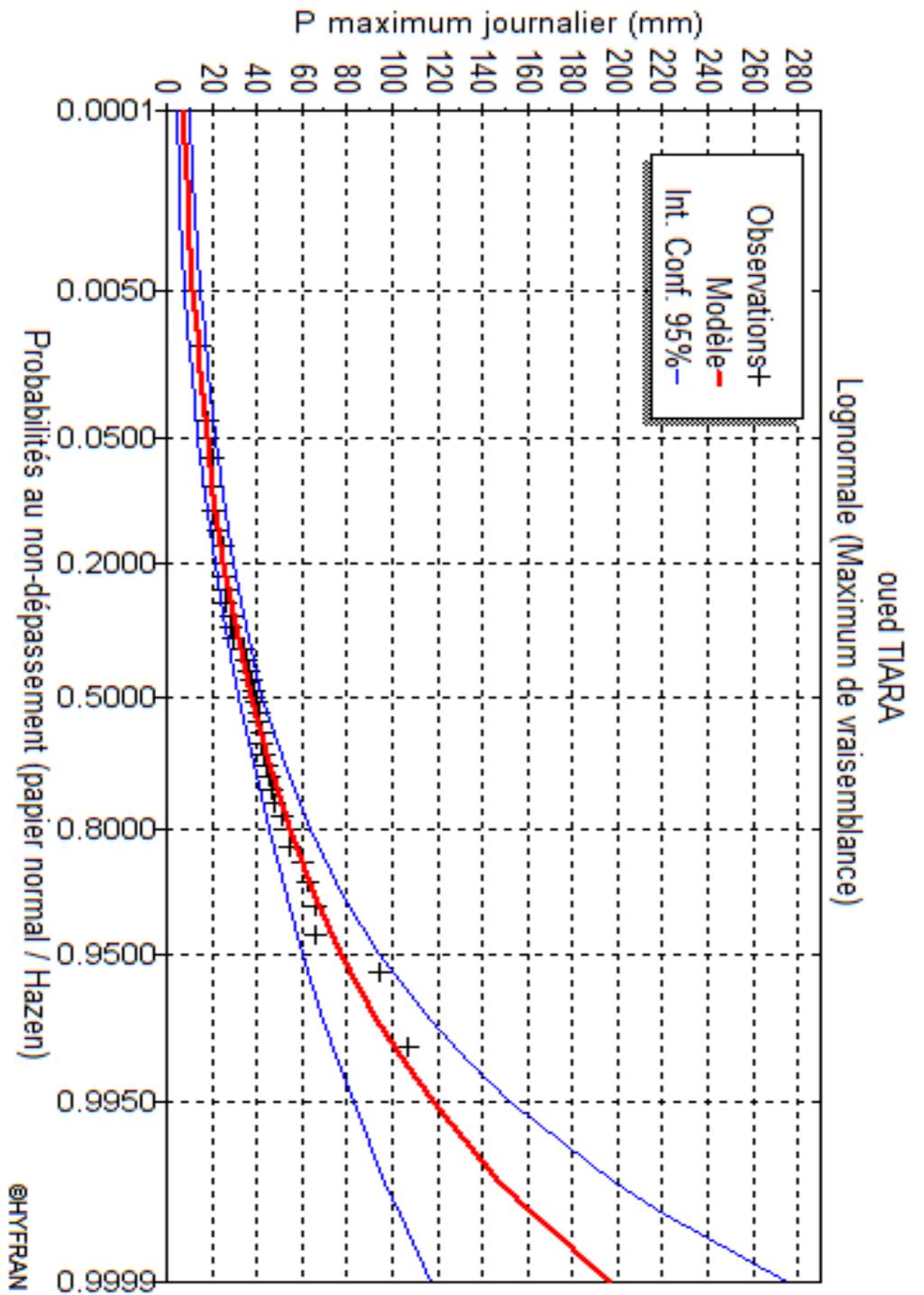


Figure III.3: résultats d'ajustement a la loi de lognormale

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.12: 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

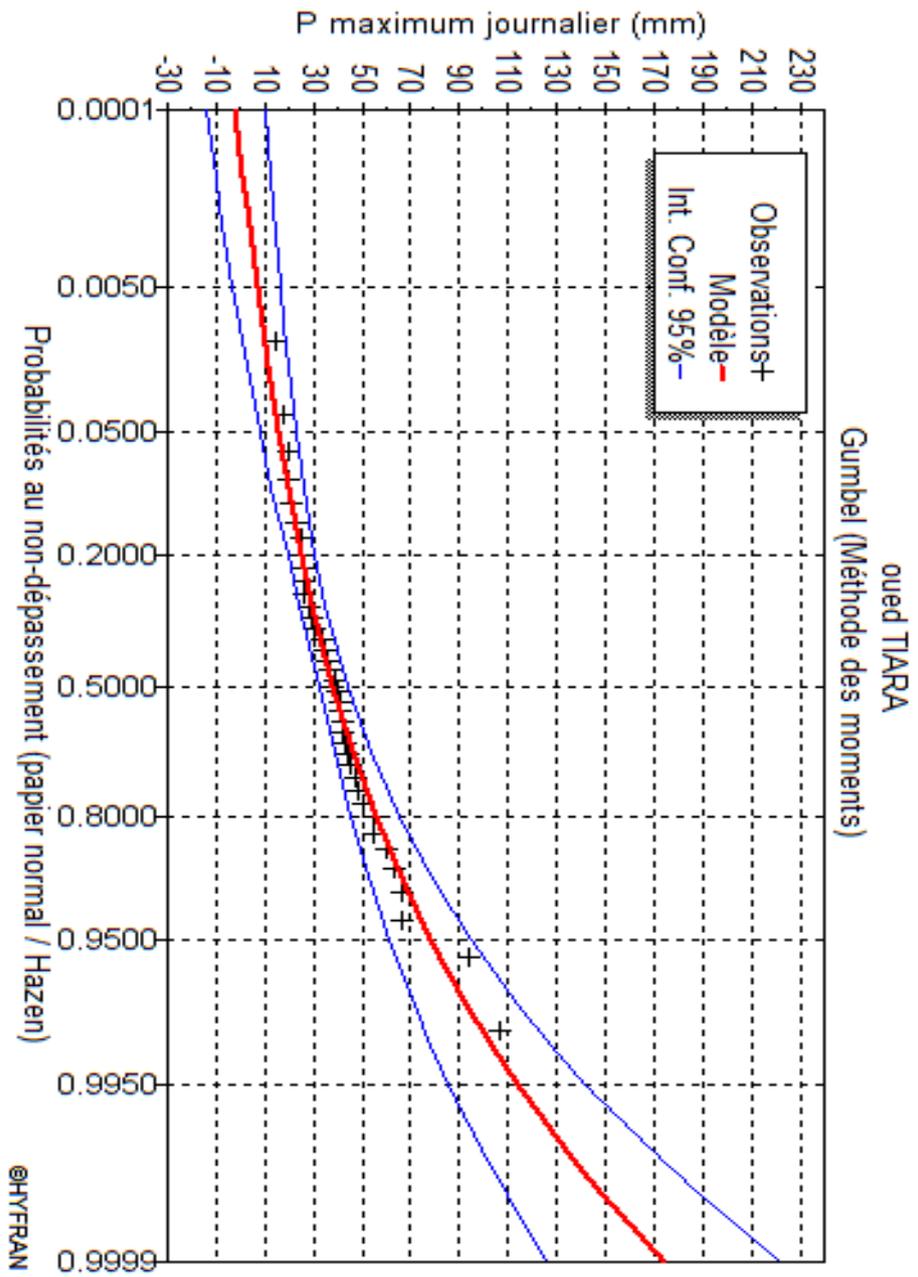


Figure III.4 résultats d'ajustement a la loi de Gumbel

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).

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

Avec : t :durée de l'averse

b :exposant climatique $b = 0.35$ 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

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

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

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

Tableau III.13 : *Pluies* et intensités maximales de durée *t* (h) et de période retour

Période de retour	1000		100		50		20		10		5	
	T (h)	Pct	It	Pct	It	Pct	It	Pct	It	Pct	It	Pct
0.85	46,425	54,617	33,589	39,517	29,705	34,947	24,521	28,848	20,516	24,136	16,896	19,878
1	49.302	49.302	35.671	35.671	31,546	31,546	26,040	26,040	21,787	21,787	17,914	17,914
2	63.715	31.858	46.099	23.05	40,768	20,384	33,653	16,827	28,157	14,079	22,991	11,496
3	74.028	24.676	53.561	17.854	47,367	15,789	39,101	13,034	32,715	10,905	26,605	8,868
4	82.343	20.586	59.577	14.894	52.687	13.172	43.492	10.873	36.389	9.097	29.508	7.377
5	89.430	17.886	64.704	12.941	57,221	11,444	47,235	9,447	39,521	7,904	31,976	6,395
6	95.671	15.945	69.220	11.537	61,215	10,202	50,532	8,422	42,279	7,046	34,145	5,691
7	101.286	14.469	73.282	10.469	64,807	9,258	53,498	7,643	44,760	6,394	36,093	5,156
10	115.575	11.557	83.621	8.362	73,950	7,395	61,045	6,104	51,075	5,107	41,039	4,104
12	123.640	10.303	89.456	7.455	79,111	6,593	65,305	5,442	54,639	4,553	43,823	3,652
15	134.282	8.952	97.155	6.477	85,920	5,728	70,926	4,728	59,342	3,956	47,488	3,166
16	137.527	8.595	99.503	6.219	87,996	5,500	72,640	4,540	60,776	3,798	48,604	3,038
17	140.647	8.273	101.761	5.986	89,992	5,294	74,287	4,370	62,155	3,656	49,677	2,922
20	149.363	7.468	108.067	5.403	95,570	4,778	78,891	3,945	66,007	3,300	52,670	2,633
21	152.084	7.242	110.036	5.240	97,310	4,634	80,329	3,825	67,209	3,200	53,603	2,553
22	154.725	7.033	111.946	5.088	99,000	4,500	81,723	3,715	68,376	3,108	54,509	2,478
23	157.291	6.839	113.803	4.948	100,642	4,376	83,078	3,612	69,510	3,022	55,388	2,408
24	159.787	6.658	115.609	4.817	102,239	4,260	84,397	3,517	70,613	2,942	56,243	2,343

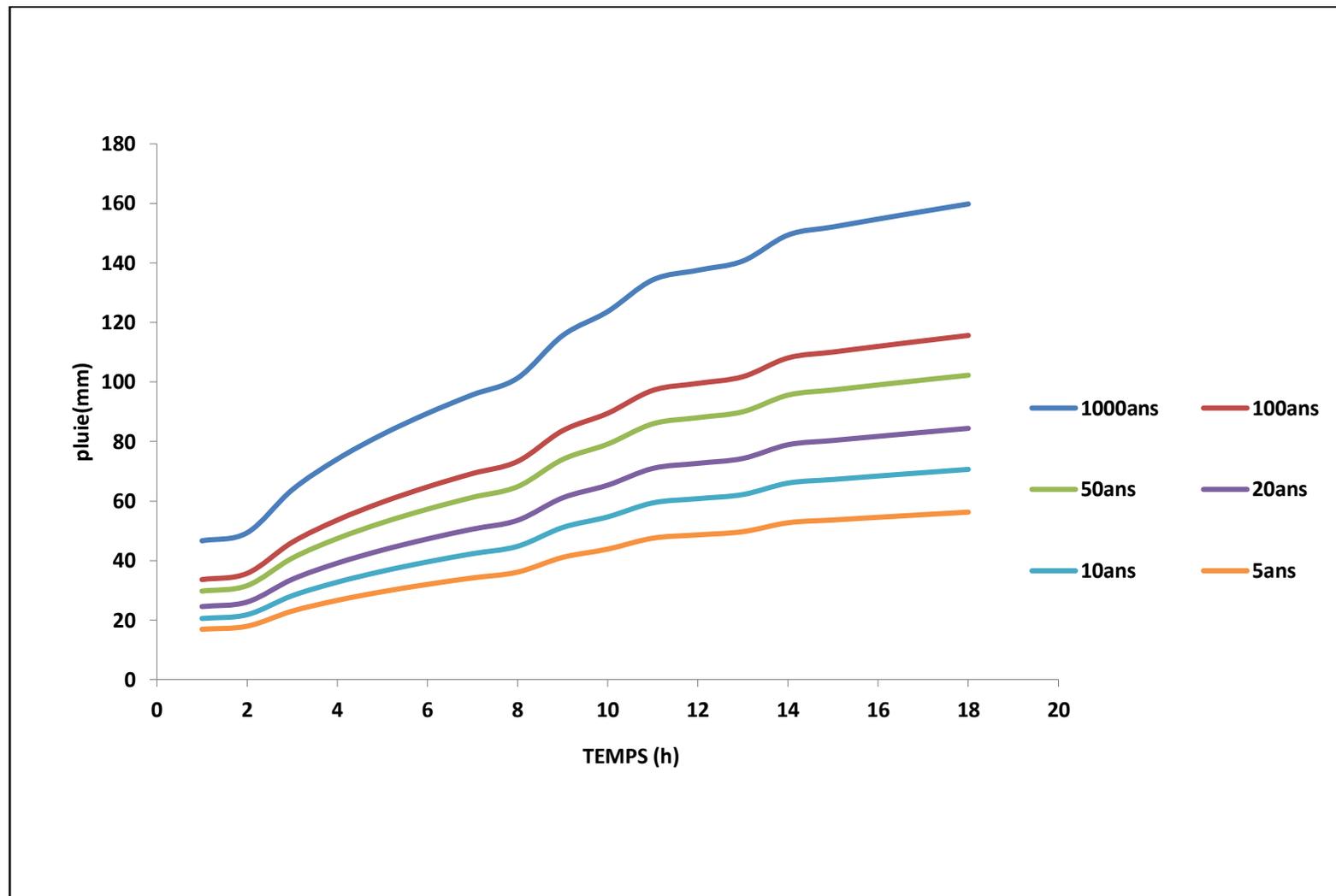


Figure III.5 : courbes des pluies de courte durée fréquentielles

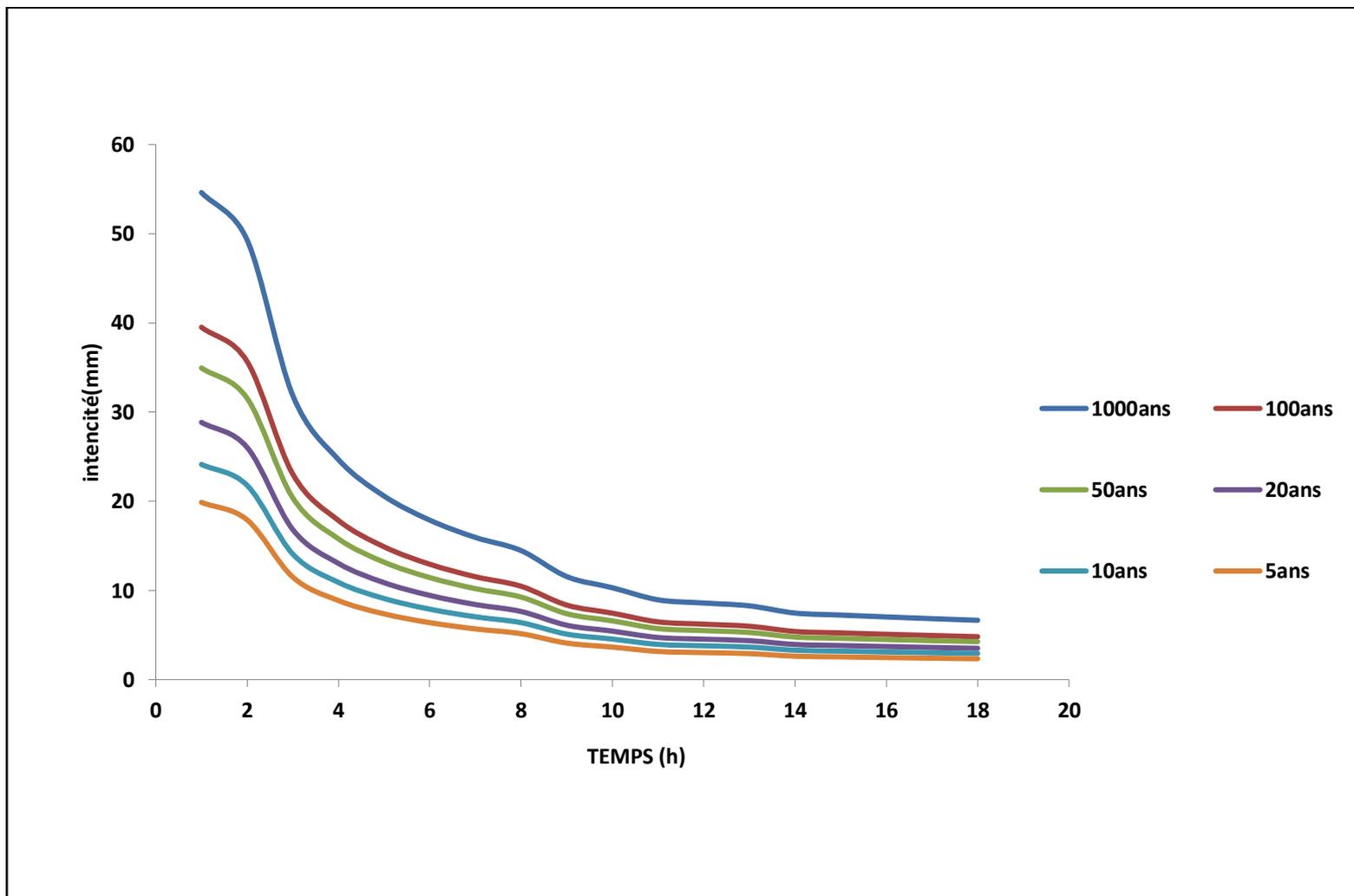


Figure III.6 : courbes des intensités fréquentielles IDF

TABLEAU III 14 : Intensités et pluies de courtes durées correspondant au temps de concentration

Période de retour		1000		100		50		20		10		5	
		Pct	It										
bassin	0.85	46,425	54,617	33,589	39,517	29,705	34,947	24,521	28,848	20,516	24,136	16,896	19,878

III.4 : Les apports :

III.4.1 : Apports liquides :

III.4.1.1 : Apport moyen interannuel (A₀) :

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

a) Formule de L’INRH

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

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

S : Superficie du bassin versant [Km²].

b) Formule de Derie II :

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

D_d : Densité de drainage (Km/.Km²)

S : Superficie du bassin versant [Km²]

P : Pluie moyenne annuelle [m].

c) Formule de Mallet – Gauthier :

$$L_e = 0.6 P_{\text{moy}} (1 - 10^{-0.36 P_{\text{moy}}^2}) \dots\dots\dots \text{(III.4.1.1.c.1)}$$

P: Pluie moyenne annuelle en [m] ;

P : Pluie moyenne annuelle [m].

L_e : Lame d'eau écoulée en [mm].

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 : Lamme d'eau écoulée en [mm].

Les résultats des apports moyens interannuels dans le tableau suivant :

Tableau III.15: apports moyens interannuels

sous bassin	bassin
Apport moy interannuel A₀	Mm³
formule de L'INRH	0.0485
formule de Derie II	0.049
formule de <i>Mallet – Gauthier</i>	0.0178
formule de SAMIE	0.0326

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) lame d'eau écoulée:

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

A₀ : Apport moyen annuel [litres].

S : Superficie du bassin.

d) Coefficient de l'écoulement :

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

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

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

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

M₀ : Module de l'écoulement relatif [l/s/km²].

- **Formule d'OURKGUIPROVODKHOZ :**

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

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

- **Formule de L'ANTONOV:**

On a : $C_v = \frac{0.7}{(S + 1000)^{0.097}} \dots\dots\dots \text{(III.4.1.2.e.3)}$

S : Superficie du bassin en [km²]

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

Tableau III.16 : les caractéristiques d'écoulement :

BV	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
	1	0.049	1.55	1.55	49	0.146	0.7	0.35	0.74

Conclusion :

On prend les valeurs de la formule de *F-SOKO* 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.17 : l'apport fréquentiel du bassin versant.

periode de retour(an)	4/5	10	50	100	1000
Fréquence (%)	80	10	2	1	0.1
le variable réduit "u"	-0,841	1,282	2,054	2,054	2,054
Apport (Mm ³)	0,027	0,074	0,107	0,122	0,176

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 $\gamma=1.4T/m^3$.

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

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

Tableau III.18 : les apports solides :

BV	S (km ²)	Le (mm)	Es (T/Km2/an)	Vs (m3/ans)
	1.00	49	627.48	448.2

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'hydro gramme unitaire :

Basée sur un travail de dépouillement averses – 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.

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

(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.

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

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.19 : Valeur de coefficient de ruissellement C :

Fréquence %	0.1	1	2	5
Période de Retour	1000	100	50	20
C	0.8	0.7	0.65	0.6

III.5.2.3 : Formule de Giandotti :

Le débit maximum probable est donné par la formule suivante :

$$Q_{\max, p\%} = \frac{C.S.h_{tc, p\%} \sqrt{h_{moy} - h_{\min}}}{4\sqrt{S} + 1,5L}$$

.....(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'un 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 :

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

..... (III.5.2.4.a)

α_{p%} :coefficient de ruissellement pour la crue probable

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

..... (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 :

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

.....(III.5.2.4.c)

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

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

Le coefficient de ruissellement est pris des valeurs suivantes :

Tableau III.20 : valeur de coefficient de ruissellement α

Fréquence %	0.1	1	2	5
Période de Retour	1000	100	50	20
$\alpha_{p\%}$	0,44	0,37	0,34	0,30

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

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

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

Tableau III.21: Débits de crues au bassin versant n°2 :

Période de retour	Formule de Mallet Gauthier	Formule de Turazza	Formule de Sokolovsky
an	(m³/s)	(m³/s)	(m³/s)
1000	3,38	12,13	6,86
100	3,14	7,70	3,89
50	2,80	6,30	3,05
20	2,52	4,80	2,08

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

III.5.3 : Hydro grammes des crues :

Les Hydro grammes de crues pour diverses fréquences sont évalués par la méthode de Turazza qui assimile l’hydro gramme à deux équations paraboliques

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

- **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 Hydro grammes correspondants.

Tableau III.22 : les débits de crues de la différente période de retour

T(h)	Q 0,1%	Q 1%	Q 2%	Q 5%
0	0	0	0	0
0,2	0,67	0,43	0,35	0,26
0,4	2,68	1,71	1,39	1,06
0,6	6,044	3,84	3,13	2,39
0,85	12,13	7,7	6,3	4,8
1,25	5,51	3,44	2,82	2,15
1,65	1,79	1,14	0,93	0,71
2,05	0,3	0,2	0,16	0,12
2,45	0	0	0	0
2,55	0	0	0	0

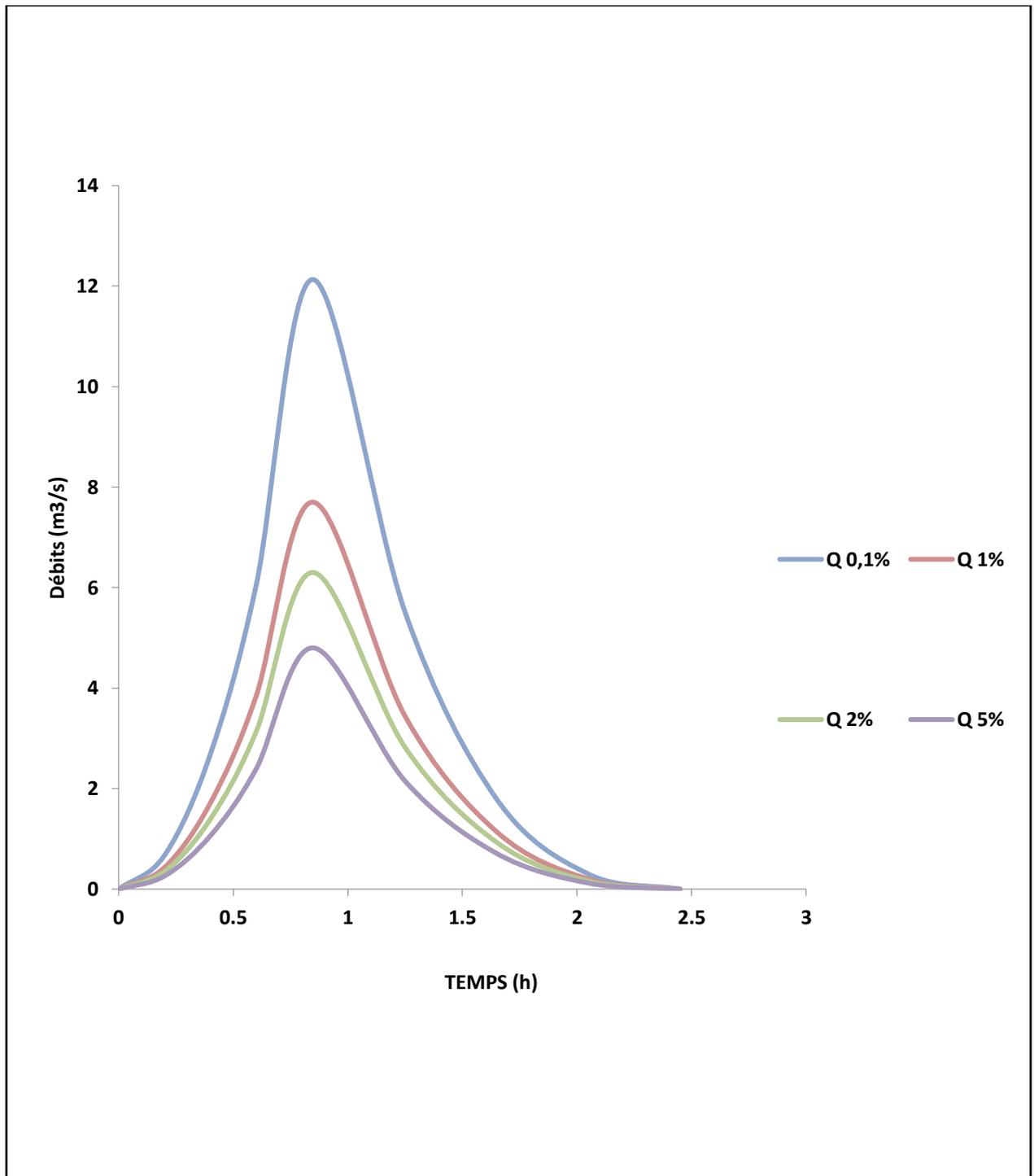


Figure III.7: Hydrogrammes des crues de différents périodes de retour bassin

Conclusion :

Les Hydro grammes 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 ELOMARIA ont permis de dimensionner les ouvrages proposés pour protéger cette ville contre les inondations.

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'ELOMARIA 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, 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; après le lit vient le canal, avec une hauteur de 1.50m, une largeur de 1.65m 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 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.

IV.3 Comparaison des variantes :

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

	Variante N°1	Variante N°2
<p>AVANTAGE</p> <p>avantages</p>	<ul style="list-style-type: none"> -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. 	<ul style="list-style-type: none"> -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.

<p>inconvénients</p>	<p>Risque réel d'être considéré comme décharge par les riverains Inconvénients. -insécurité relative si elle pas prise en considération (barrière de sécurité s'impose).</p>	<p>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'arrière 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.</p>
----------------------	--	--

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 on fait la protection par des Gabion.

B/ Deuxième partie :

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

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 (m²)

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 :

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

Avec :

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

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

n : la rugosité

3- La formule de MANING-STRICKLER :

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

Avec

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

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

n : la rugosité

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

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

Où :

K : coefficient de rugosité de STRICKLER.

R_h : le rayon hydraulique (m).

I : la pente du radie

Remarque :

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

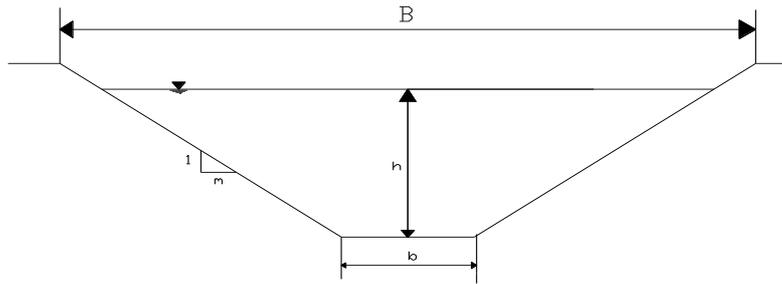
V.2.4 : Les paramètres géométriques :

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 :

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

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

V.2.4.2 :Calcul du rayon hydraulique maximal:

On a: $R_h = S / P \dots\dots\dots$
 (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 :

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

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

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'a 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

$$F = \frac{1}{4m_0} \frac{Q}{\sqrt{I}} \quad \text{avec : } m_0 = 2\sqrt{1+m^2} - m$$

.....

(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 :

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

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

V.2.7: Calcul de la pente critique:

La pente critique correspondant à la profondeur critique.

La pente critique donne par la formule suivante :

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

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 :

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

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

On trouve :

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

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 Tiara :

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 A

$$Q=7.7\text{m}^3/\text{s}$$

Longueur du tronçon : 265.23m avec $b= 2\text{m}$ et $h=1.5\text{m}$

Aménagement projeté : canal en gabion

Tableau V.2 : Résultats ligne d'eau à nombre de pas 500

N ° de section	Abscisse (m)	Y (m)	Nombre de Froude	H _s (m)	J (‰)	Type de courbe
Amont	0.00	0.804	1.705	1.973	0.055	S ₂
1	10.81	0.804	1.705	1.973	0.055	S ₂
2	21.62	0.804	1.705	1.973	0.055	S ₂
3	32.43	0.804	1.705	1.973	0.055	S ₂
4	37.84	0.804	1.705	1.973	0.055	S ₂
5	38.38	0.804	1.705	1.973	0.055	S ₂
6	38.92	0.804	1.705	1.973	0.055	S ₂
7	39.46	0.804	1.705	1.973	0.055	S ₂
8	40	0.804	1.705	1.973	0.055	S ₂
9	40	0.804	1.705	1.973	0.055	S ₂
10	42.67	0.815	1.670	1.952	0.0529	S ₂
11	53.34	0.843	1.589	1.906	0.0484	S ₂
12	64.02	0.853	1.560	1.891	0.0468	S ₂
13	74.69	0.857	1.551	1.886	0.0463	S ₂
14	76.30	0.857	1.550	1.886	0.0462	S ₂
15	76.83	0.857	1.550	1.886	0.0462	S ₂
16	77.36	0.857	1.549	1.886	0.0462	S ₂
17	77.90	0.857	1.549	1.886	0.0462	S ₂
18	78.43	0.857	1.549	1.885	0.0462	S ₂

19	78.43	0.857	1.549	1.885	0.0462	S ₂
20	84.83	0.865	1.529	1.875	0.0451	S ₂
21	95.50	0.870	1.515	1.868	0.0444	S ₂
22	106.16	0.872	1.510	1.866	0.0441	S ₂
23	116.3	0.872	1.509	1.865	0.0440	S ₂
24	116.83	0.872	1.509	1.865	0.0440	S ₂
25	117.36	0.872	1.509	1.865	0.0440	S ₂
26	117.90	0.872	1.509	1.865	0.0440	S ₂
27	118.43	0.872	1.509	1.865	0.0440	S ₂
28	118.43	0.872	1.509	1.865	0.0440	S ₂
29	126.94	0.881	1.486	1.854	0.0428	S ₂
30	137.58	0.886	1.475	1.849	0.0423	S ₂
31	148.22	0.887	1.471	1.847	0.0421	S ₂
32	158.85	0.887	1.470	1.847	0.0420	S ₂
33	169.49	0.888	1.470	1.847	0.0420	S ₂
34	180.13	0.888	1.470	1.847	0.0420	S ₂
35	190.77	0.888	1.470	1.847	0.0420	S ₂
36	201.4	0.888	1.470	1.847	0.0420	S ₂
38	212.04	0.888	1.470	1.847	0.0420	S ₂
39	222.68	0.888	1.470	1.847	0.0420	S ₂
40	233.32	0.888	1.470	1.847	0.0420	S ₂
41	243.95	0.888	1.470	1.847	0.0420	S ₂
42	250	0.888	1.470	1.847	0.0420	S ₂
aval	265.23	0.888	1.470	1.847	0.0420	S ₂

Tableau V.3: calcul des paramètres hydrauliques du tronçon A

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	7.7	0.804	3.608	1.608	2.00	0,445676	1.705	4.789	torr
1	7.7	0.804	3.608	1.608	2.00	0,445676	1.705	4.789	torr
2	7.7	0.804	3.608	1.608	2.00	0,445676	1.705	4.789	torr

3	7.7	0.804	3.608	1.608	2.00	0,445676	1.705	4.789	torr
4	7.7	0.804	3.608	1.608	2.00	0,4456762 7	1.705	4.789	torr
5	7.7	0.804	3.608	1.608	2.00	0,445676	1.705	4.789	torr
6	7.7	0.804	3.608	1.608	2.00	0,445676	1.705	4.789	torr
7	7.7	0.804	3.608	1.608	2.00	0,445676	1.705	4.789	torr
8	7.7	0.804	3.608	1.608	2.00	0,445676	1.705	4.789	torr
9	7.7	0.804	3.608	1.608	2.00	0,445676	1.705	4.789	torr
10	7.7	0.815	3.631	1.631	2.00	0,449187	1.670	4.722	torr
11	7.7	0.843	3.685	1.685	2.00	0,457259	1.589	4.568	torr
12	7.7	0.853	3.706	1.706	2.00	0,460334	1.560	4.513	torr
13	7.7	0.857	3.713	1.713	2.00	0,461621	1.551	4.495	torr
14	7.7	0.857	3.714	1.714	2.00	0,461497	1.550	4.493	torr
15	7.7	0.857	3.714	1.714	2.00	0,461497	1.550	4.493	torr
16	7.7	0.857	3.714	1.714	2.00	0,461497	1.549	4.492	torr
17	7.7	0.857	3.714	1.714	2.00	0,461497	1.549	4.492	torr
18	7.7	0.857	3.714	1.714	2.00	0,461497	1.549	4.492	torr
19	7.7	0.857	3.714	1.714	2.00	0,461497	1.549	4.492	torr
20	7.7	0.865	3.729	1.729	2.00	0,463663	1.529	4.453	torr
21	7.7	0.870	3.740	1.740	2.00	0,465240	1.515	4.426	torr
22	7.7	0.872	3.743	1.743	2.00	0,465669	1.510	4.417	torr
23	7.7	0.872	3.744	1.744	2.00	0,465811	1.509	4.414	torr
24	7.7	0.872	3.744	1.744	2.00	0,465811	1.509	4.414	torr
25	7.7	0.872	3.745	1.745	2.00	0,465954	1.509	4.414	torr
26	7.7	0.872	3.745	1.745	2.00	0,465954	1.509	4.414	torr
27	7.7	0.872	3.745	1.745	2.00	0,465954	1.509	4.414	torr
28	7.7	0.872	3.745	1.745	2.00	0,465954	1.509	4.414	torr
29	7.7	0.881	3.763	1.763	2.00	0,468509	1.486	4.368	torr
30	7.7	0.886	3.771	1.771	2.00	0,469636	1.475	4.347	torr
31	7.7	0.887	3.774	1.774	2.00	0,470058	1.471	4.340	torr
32	7.7	0.887	3.775	1.775	2.00	0,470198	1.470	4.338	torr
33	7.7	0.888	3.775	1.775	2.00	0,470198	1.470	4.338	torr
34	7.7	0.888	3.775	1.775	2.00	0,470198	1.470	4.338	torr

35	7.7	0.888	3.775	1.775	2.00	0,470198	1.470	4.337	torr
36	7.7	0.888	3.775	1.775	2.00	0,470198	1.470	4.337	torr
37	7.7	0.888	3.775	1.775	2.00	0,470198	1.470	4.337	torr
38	7.7	0.888	3.775	1.775	2.00	0,470198	1.470	4.337	torr
39	7.7	0.888	3.775	1.775	2.00	0,470198	1.470	4.337	torr
40	7.7	0.888	3.775	1.775	2.00	0,470198	1.470	4.337	torr
41	7.7	0.888	3.775	1.775	2.00	0,470198	1.470	4.337	torr
42	7.7	0.888	3.775	1.775	2.00	0,470198	1.470	4.337	torr
aval	7.7	0.888	3.775	1.775	2.00	0,470198	1.470	4.337	torr

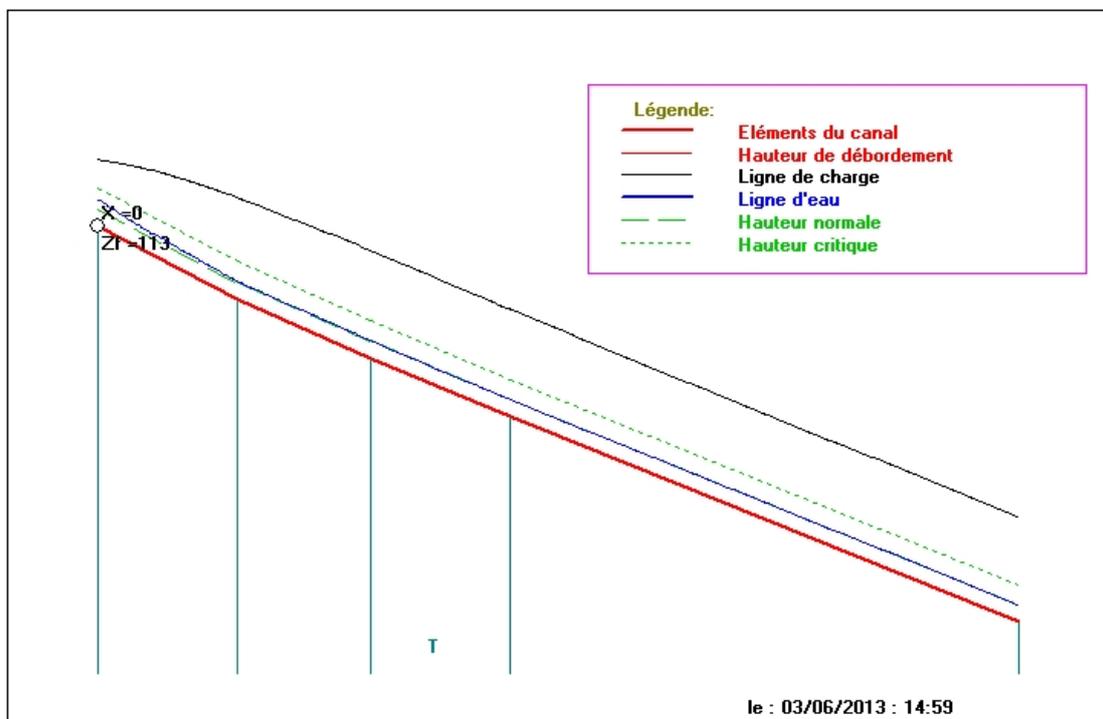


Figure V.1 : schémas de ligne d'eau type S₂

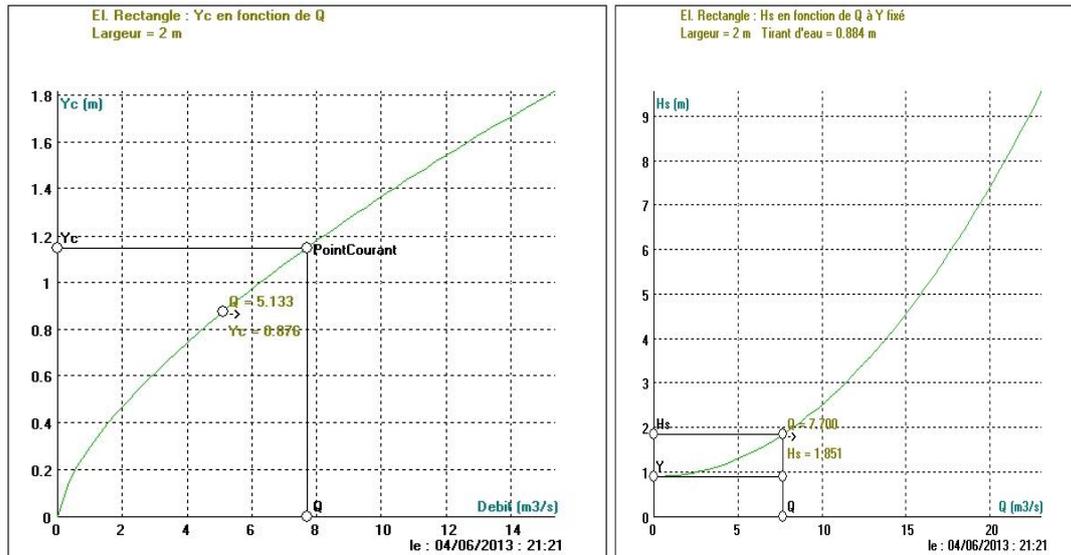


Figure V.2 : Profondeur critique

A/Deuxième partie :

Tronçon c

$Q=7.7\text{m}^3/\text{s}$

Longueur du tronçon : 329.60m avec $b= 1.65\text{m}$ et $h=1.5\text{m}$

Aménagement projeté : canal en béton armé

Tableau V.4: Résultats ligne d'eau à nombre de pas 500

N° de section	Abscisse(m)	Y(m)	Nbr de Froude	H_s (m)	$J(^{\circ}/\infty)$	Type de courbe
Amont	0.00	0.919	1.781	2.075	0.0490	S ₂
1	13.23	0.919	1.781	2.075	0.0490	S ₂
2	26.46	0.919	1.781	2.075	0.0490	S ₂
3	39.68	0.919	1.781	2.075	0.0490	S ₂
4	52.91	0.919	1.781	2.075	0.0490	S ₂
5	66.14	0.919	1.781	2.075	0.0490	S ₂
6	79.37	0.919	1.781	2.075	0.0490	S ₂
7	92.59	0.919	1.781	2.075	0.0490	S ₂
8	105.82	0.919	1.781	2.075	0.0490	S ₂
9	119.05	0.919	1.781	2.075	0.0490	S ₂

10	122.35	0.919	1.781	2.075	0.0490	S ₂
11	123.02	0.919	1.781	2.075	0.0490	S ₂
12	123.68	0.919	1.781	2.075	0.0490	S ₂
13	124.34	0.919	1.781	2.075	0.0490	S ₂
14	125.00	0.919	1.781	2.075	0.0490	S ₂
15	125.00	0.919	1.781	2.075	0.0570	S ₂
16	131.62	0.879	1.920	2.172	0.0642	S ₂
17	144.87	0.848	2.038	2.261	0.0667	S ₂
18	158.11	0.839	2.077	2.292	0.0676	S ₂
19	171.36	0.835	2.090	2.303	0.0678	S ₂
20	184.60	0.834	2.094	2.306	0.0679	S ₂
21	197.85	0.834	2.096	2.308	0.0680	S ₂
22	211.09	0.834	2.096	2.308	0.0680	S ₂
23	222.35	0.834	2.096	2.308	0.0680	S ₂
24	223.01	0.834	2.096	2.308	0.0680	S ₂
25	223.68	0.834	2.096	2.308	0.0680	S ₂
26	224.34	0.834	2.096	2.308	0.0680	S ₂
27	225.00	0.834	2.096	2.308	0.0680	S ₂
28	225.00	0.834	2.096	2.308	0.0680	S ₂
29	236.92	0.917	1.788	2.079	0.0494	S ₂
30	250.16	0.964	1.644	1.989	0.0417	S ₂
31	263.40	0.982	1.593	1.960	0.0392	S ₂
32	276.64	0.988	1.577	1.951	0.0384	S ₂
33	289.88	0.989	1.572	1.948	0.0381	S ₂
34	303.12	0.990	1.570	1.947	0.0380	S ₂
35	316.36	0.990	1.570	1.947	0.0380	S ₂
aval	329.60	0.990	1.570	1.947	0.0380	S ₂

Tableau V.5: calcul des paramètres hydrauliques du tronçon c

N° de section	Débit (m ³ /s)	Y (m)	P _m (m)	S _m (m ²)	L _m (m)	R _h (m)	Nbre de Froude	V (m/s)	Régime d'écoulement
Amont	7.7	0.919	3.355	1.617	2.219	0,48196721	1.781	4.762	torr
1	7.7	0.919	3.355	1.617	2.219	0,48196721	1.781	4.762	torr
2	7.7	0.919	3.355	1.617	2.219	0,48196721	1.781	4.762	torr
3	7.7	0.919	3.355	1.617	2.219	0,48196721	1.781	4.762	torr
4	7.7	0.919	3.355	1.617	2.219	0,48196721	1.781	4.762	torr
5	7.7	0.919	3.355	1.617	2.219	0,48196721	1.781	4.762	torr
6	7.7	0.919	3.355	1.617	2.219	0,48196721	1.781	4.762	torr
7	7.7	0.919	3.355	1.617	2.219	0,48196721	1.781	4.762	torr
8	7.7	0.919	3.355	1.617	2.219	0,48196721	1.781	4.762	torr
9	7.7	0.919	3.355	1.617	2.219	0,48196721	1.781	4.762	torr
10	7.7	0.919	3.355	1.617	2.219	0,48196721	1.781	4.762	torr
11	7.7	0.919	3.355	1.617	2.219	0,48196721	1.781	4.762	torr
12	7.7	0.919	3.355	1.617	2.219	0,48196721	1.781	4.762	torr
13	7.7	0.919	3.355	1.617	2.219	0,48196721	1.781	4.762	torr
14	7.7	0.919	3.355	1.617	2.219	0,48196721	1.781	4.762	torr
15	7.7	0.919	3.355	1.617	2.219	0,48196721	1.781	4.762	torr
16	7.7	0.879	3.265	1.529	2.179	0,46830015	1.920	5.037	torr
17	7.7	0.848	3.196	1.462	2.148	0,45744681	2.038	5.266	torr
18	7.7	0.839	3.175	1.442	2.139	0,45417323	2.077	5.340	torr

19	7.7	0.835	3.168	1.435	2.135	0,45296717	2.090	5.365	torr
20	7.7	0.834	3.166	1.433	2.134	0,4526216	2.094	5.374	torr
21	7.7	0.834	3.165	1.432	2.134	0,45244866	2.096	5.377	torr
22	7.7	0.834	3.165	1.432	2.134	0,45244866	2.096	5.378	torr
23	7.7	0.834	3.165	1.432	2.134	0,45244866	2.096	5.378	torr
24	7.7	0.834	3.165	1.432	2.134	0,45244866	2.096	5.378	torr
25	7.7	0.834	3.165	1.432	2.134	0,45244866	2.096	5.378	torr
26	7.7	0.834	3.165	1.432	2.134	0,45244866	2.096	5.378	torr
27	7.7	0.834	3.165	1.432	2.134	0,45244866	2.096	5.378	torr
28	7.7	0.834	3.165	1.432	2.134	0,45244866	2.096	5.378	torr
29	7.7	0.917	3.350	1.613	2.217	0,48149254	1.788	4.775	torr
30	7.7	0.964	3.455	1.717	2.264	0,49696093	1.644	4.484	torr
31	7.7	0.982	3.495	1.758	2.282	0,50300429	1.593	4.380	torr
32	7.7	0.988	3.508	1.771	2.288	0,50484607	1.577	4.347	torr
33	7.7	0.989	3.512	1.776	2.289	0,50569476	1.572	4.336	torr
34	7.7	0.990	3.514	1.777	2.290	0,50569152	1.570	4.333	torr
35	7.7	0.990	3.514	1.778	2.290	0,5059761	1.570	4.332	torr
aval	7.7	0.990	3.514	1.778	2.290	0,5059761	1.570	4.332	torr

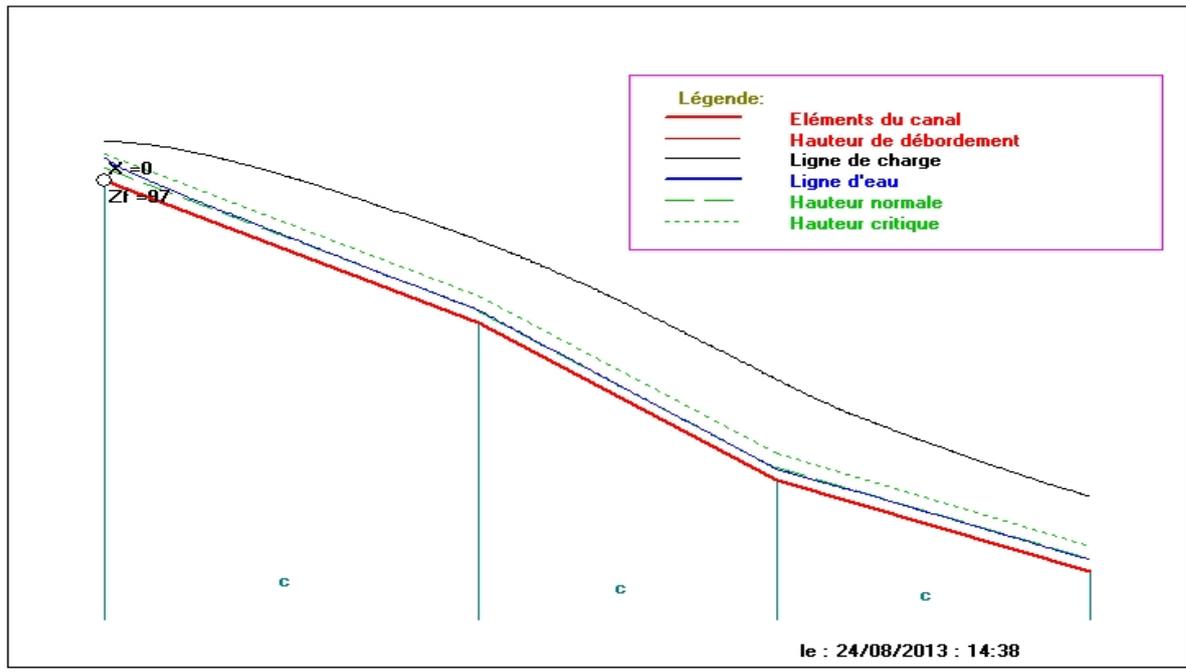


Figure V.3 : schémas de ligne d'eau

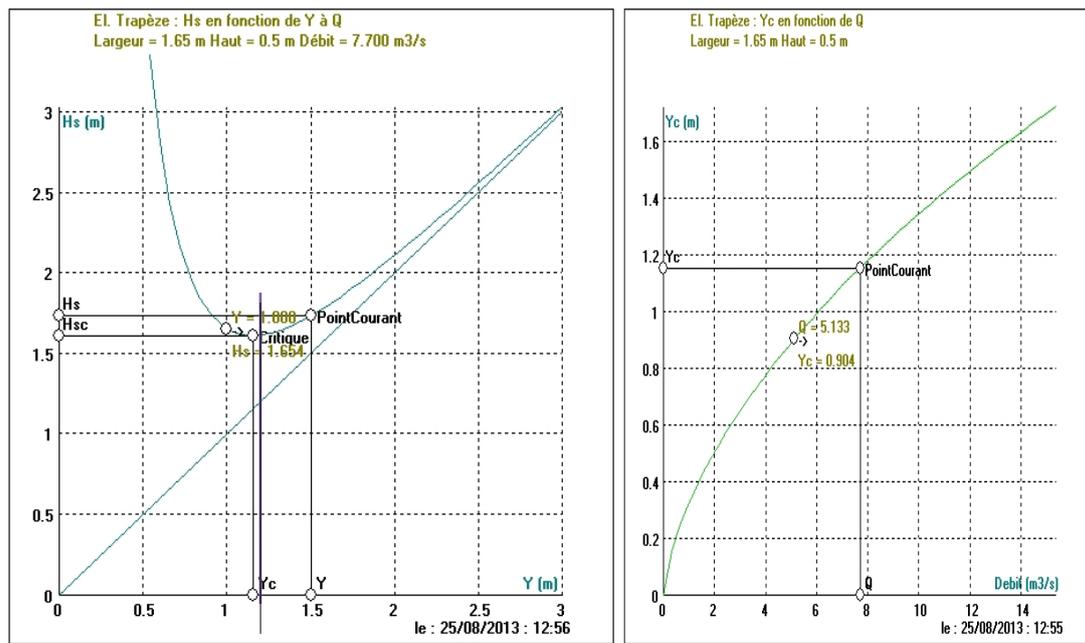


Figure V.4 :Profondeur critique

Tronçon D

$Q=7.7\text{m}^3/\text{s}$

Longueur du tronçon : 195.5m avec $b=1.65\text{m}$ et $h=1.5\text{m}$

Aménagement projeté : canal en béton armé

Tableau V.6 : Résultats ligne d'eau à nombre de pas 500

N°de	Abscisse	Y	Nombre	H _s	J	Type
------	----------	---	--------	----------------	---	------

section	(m)	(m)	de Froude	(m)	(mm/m)	de courbe
Amont	0.00	1.083	1.348	1.843	0.0280	S ₂
1	7.82	1.083	1.348	1.843	0.0280	S ₂
2	15.64	1.083	1.348	1.843	0.0280	S ₂
3	23.46	1.083	1.348	1.843	0.0280	S ₂
4	31.28	1.083	1.348	1.843	0.0280	S ₂
5	39.10	1.083	1.348	1.843	0.0280	S ₂
6	46.92	1.083	1.348	1.843	0.0280	S ₂
7	54.74	1.083	1.348	1.843	0.0280	S ₂
8	62.56	1.083	1.348	1.843	0.0280	S ₂
9	70.38	1.083	1.348	1.843	0.0280	S ₂
10	78.20	1.083	1.348	1.843	0.0280	S ₂
11	86.02	1.083	1.348	1.843	0.0280	S ₂
12	93.84	1.083	1.348	1.843	0.0280	S ₂
13	101.66	1.083	1.348	1.843	0.0280	S ₂
14	109.48	1.083	1.348	1.843	0.0280	S ₂
15	117.30	1.083	1.348	1.843	0.0280	S ₂
16	125.12	1.083	1.348	1.843	0.0280	S ₂
17	132.94	1.083	1.348	1.843	0.0280	S ₂
18	140.76	1.083	1.348	1.843	0.0280	S ₂
19	148.58	1.083	1.348	1.843	0.0280	S ₂
20	156.40	1.083	1.348	1.843	0.0280	S ₂
21	164.22	1.083	1.348	1.843	0.0280	S ₂
22	172.04	1.083	1.348	1.843	0.0280	S ₂
23	179.86	1.083	1.348	1.843	0.0280	S ₂
24	187.68	1.083	1.348	1.843	0.0280	S ₂
AVAL	195.50	1.083	1.348	1.843	0.0280	S ₂

Tableau V.7 : calcul des paramètres hydrauliques du tronçon D

N° de	Débit	Y	P _m	S _m	L _m	R _h	Nbr de	V	Régime
-------	-------	---	----------------	----------------	----------------	----------------	--------	---	--------

section	(m ³ /s)	(m)	(m)	(m ²)	(m)	(m)	Froude	(m/s)	d'écoulement
Amont	7.7	1.083	3.721	1.993	2.383	1,195684	1.348	3.863	torr
1	7.7	1.083	3.721	1.993	2.383	1,195684	1.348	3.863	torr
2	7.7	1.083	3.721	1.993	2.383	1,195684	1.348	3.863	torr
3	7.7	1.083	3.721	1.993	2.383	1,195684	1.348	3.863	torr
4	7.7	1.083	3.721	1.993	2.383	1,195684	1.348	3.863	torr
5	7.7	1.083	3.721	1.993	2.383	1,195684	1.348	3.863	torr
6	7.7	1.083	3.721	1.993	2.383	1,195684	1.348	3.863	torr
7	7.7	1.083	3.721	1.993	2.383	1,195684	1.348	3.863	torr
8	7.7	1.083	3.721	1.993	2.383	1,195684	1.348	3.863	torr
9	7.7	1.083	3.721	1.993	2.383	1,195684	1.348	3.863	torr
10	7.7	1.083	3.721	1.993	2.383	1,195684	1.348	3.863	torr
11	7.7	1.083	3.721	1.993	2.383	1,195684	1.348	3.863	torr
12	7.7	1.083	3.721	1.993	2.383	1,195684	1.348	3.863	torr
13	7.7	1.083	3.721	1.993	2.383	1,195684	1.348	3.863	torr
14	7.7	1.083	3.721	1.993	2.383	1,195684	1.348	3.863	torr

15	7.7	1.083	3.721	1.993	2.383	1,195684	1.348	3.863	torr
16	7.7	1.083	3.721	1.993	2.383	1,195684	1.348	3.863	torr
17	7.7	1.083	3.721	1.993	2.383	1,195684	1.348	3.863	torr
18	7.7	1.083	3.721	1.993	2.383	1,195684	1.348	3.863	torr
19	7.7	1.083	3.721	1.993	2.383	1,195684	1.348	3.863	torr
20	7.7	1.083	3.721	1.993	2.383	1,195684	1.348	3.863	torr
21	7.7	1.083	3.721	1.993	2.383	1,195684	1.348	3.863	torr
22	7.7	1.083	3.721	1.993	2.383	1,195684	1.348	3.863	torr
23	7.7	1.083	3.721	1.993	2.383	1,195684	1.348	3.863	torr
24	7.7	1.083	3.721	1.993	2.383	1,195684	1.348	3.863	torr
Aval	7.7	1.083	3.721	1.993	2.383	1,195684	1.348	3.863	torr

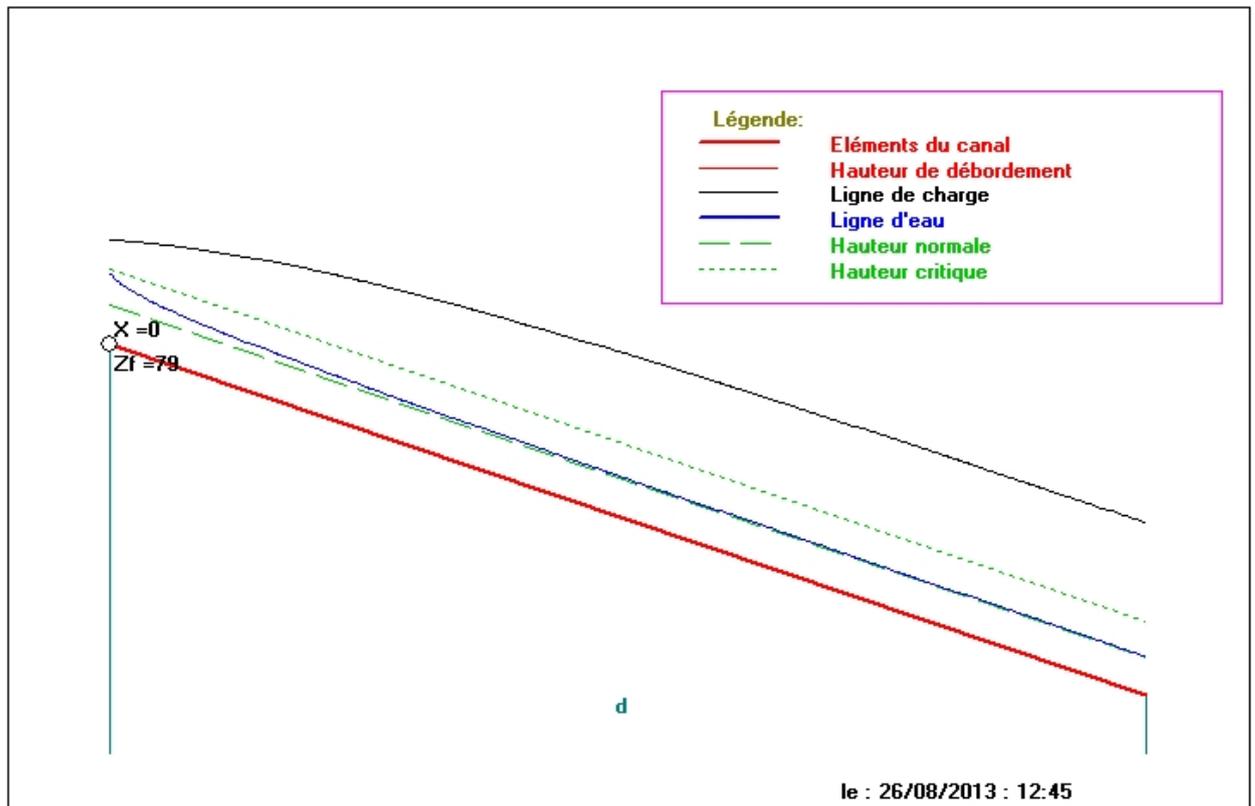


Figure V.5 : schémas de ligne d'eau type S₂

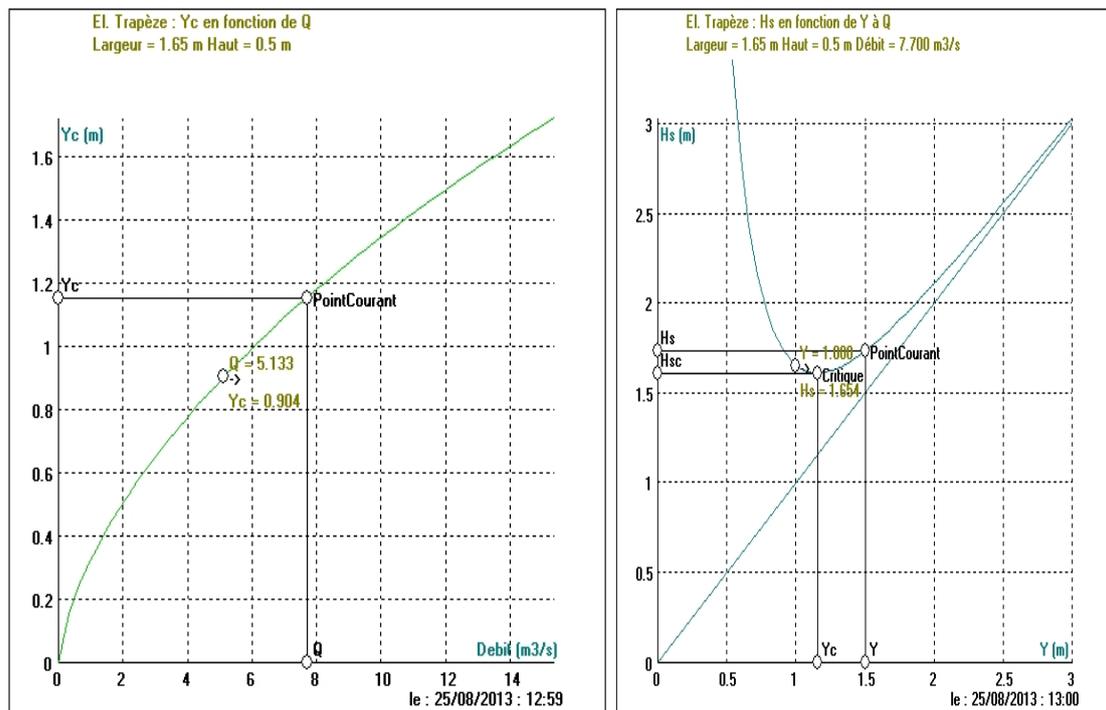


Figure V.6 : Profondeur critique

Tableau V.8: Ligne d'eau du tronçon E

N° de section	Abscisse (m)	Y (m)	Nombre de Froude	H _s (m)	J (mm/m)	Type de courbe
Amont	0.00	0.958	1.660	1.998	0.0425	S ₂
1	7.46	0.958	1.660	1.998	0.0425	S ₂
2	14.93	0.958	1.660	1.998	0.0425	S ₂
3	22.39	0.958	1.660	1.998	0.0425	S ₂
4	29.85	0.958	1.660	1.998	0.0425	S ₂
5	37.31	0.958	1.660	1.998	0.0425	S ₂
6	44.78	0.958	1.660	1.998	0.0425	S ₂
7	52.24	0.958	1.660	1.998	0.0425	S ₂
8	59.70	0.958	1.660	1.998	0.0425	S ₂
9	67.16	0.958	1.660	1.998	0.0425	S ₂
10	73.51	0.958	1.660	1.998	0.0425	S ₂
11	73.88	0.958	1.660	1.998	0.0425	S ₂
12	74.25	0.958	1.660	1.998	0.0425	S ₂
13	74.63	0.958	1.660	1.998	0.0425	S ₂
14	75.00	0.958	1.660	1.998	0.0425	S ₂
15	75.00	0.958	1.660	1.998	0.0425	S ₂
16	81.72	0.900	1.845	2.118	0.0526	S ₂
17	89.18	0.871	1.949	2.193	0.0587	S ₂
18	96.64	0.857	2.003	2.234	0.0620	S ₂
19	104.10	0.850	2.031	2.256	0.0638	S ₂
20	111.57	0.846	2.047	2.269	0.0648	S ₂
21	119.03	0.844	2.055	2.275	0.0653	S ₂
22	123.51	0.843	2.059	2.278	0.0655	S ₂
23	123.88	0.843	2.059	2.278	0.0656	S ₂
24	124.25	0.843	2.059	2.278	0.0656	S ₂
25	124.63	0.843	2.059	2.278	0.0656	S ₂
26	125.00	0.843	2.059	2.278	0.0656	S ₂
27	125.00	0.843	2.059	2.278	0.0656	S ₂
28	126.13	0.856	2.008	2.238	0.0623	S ₂

29	133.63	0.933	1.736	2.045	0.0465	S ₂
30	141.13	0.993	1.563	1.943	0.0377	S ₂
31	148.63	1.034	1.459	1.890	0.0328	S ₂
32	156.13	1.058	1.402	1.865	0.0303	S ₂
33	163.63	1.071	1.373	1.853	0.0290	S ₂
34	171.14	1.077	1.360	1.848	0.0285	S ₂
35	178.64	1.080	1.354	1.845	0.0282	S ₂
Aval	186.14	1.081	1.351	1.844	0.0281	S ₂

Tableau V.9 : calcul des paramètres hydrauliques du tronçon E

N° de section	Débit (m ³ /s)	Y (m)	P _m (m)	S _m (m ²)	L _m (m)	R _h (m)	Nbr de Froude	V (m/s)	Régime d'écoulement
Amont	7.7	0.958	3.443	1.705	2.258	0,495207	1.660	4.516	torr
1	7.7	0.958	3.443	1.705	2.258	0,495207	1.660	4.516	torr
2	7.7	0.958	3.443	1.705	2.258	0,495207	1.660	4.516	torr
3	7.7	0.958	3.443	1.705	2.258	0,495207	1.660	4.516	torr
4	7.7	0.958	3.443	1.705	2.258	0,495207	1.660	4.516	torr
5	7.7	0.958	3.443	1.705	2.258	0,495207	1.660	4.516	torr
6	7.7	0.958	3.443	1.705	2.258	0,495207	1.660	4.516	torr
7	7.7	0.958	3.443	1.705	2.258	0,495207	1.660	4.516	torr
8	7.7	0.958	3.443	1.705	2.258	0,495207	1.660	4.516	torr
9	7.7	0.958	3.443	1.705	2.258	0,495207	1.660	4.516	torr
10	7.7	0.958	3.443	1.705	2.258	0,495207	1.660	4.516	torr
11	7.7	0.958	3.443	1.705	2.258	0,495207	1.660	4.516	torr
12	7.7	0.958	3.443	1.705	2.258	0,495207	1.660	4.516	torr
13	7.7	0.958	3.443	1.705	2.258	0,495207	1.660	4.516	torr
14	7.7	0.958	3.443	1.705	2.258	0,495207	1.660	4.516	torr
15	7.7	0.958	3.443	1.705	2.258	0,495207	1.660	4.516	torr
16	7.7	0.900	3.312	1.575	2.200	0,475543	1.845	4.890	torr

17	7.7	0.871	3.248	1.512	2.171	0,465517	1.949	5.093	torr
18	7.7	0.857	3.216	1.481	2.157	0,460509	2.003	5.198	torr
19	7.7	0.850	3.200	1.466	2.150	0,458125	2.031	5.254	torr
20	7.7	0.846	3.191	1.457	2.146	0,45659668	2.047	5.284	torr
21	7.7	0.844	3.187	1.453	2.144	0,455914	2.055	5.300	torr
22	7.7	0.843	3.185	1.451	2.143	0,455573	2.059	5.306	torr
23	7.7	0.843	3.185	1.451	2.143	0,455573	2.059	5.306	torr
24	7.7	0.843	3.185	1.451	2.143	0,455573	2.059	5.307	torr
25	7.7	0.843	3.185	1.451	2.143	0,455573	2.059	5.307	torr
26	7.7	0.843	3.185	1.451	2.143	0,455573	2.059	5.307	torr
27	7.7	0.843	3.185	1.451	2.143	0,455573	2.059	5.307	torr
28	7.7	0.856	3.213	1.479	2.156	0,460317	2.008	5.208	torr
29	7.7	0.933	3.386	1.648	2.233	0,486709	1.736	4.672	torr
30	7.7	0.993	3.520	1.783	2.293	0,506534	1.563	4.317	torr
31	7.7	1.034	3.611	1.878	2.334	0,520077	1.459	4.100	torr
32	7.7	1.058	3.666	1.935	2.358	0,527823	1.402	3.979	torr
33	7.7	1.071	3.695	1.966	2.371	0,532070	1.373	3.917	torr
34	7.7	1.077	3.709	1.981	2.377	0,534106	1.360	3.888	torr
35	7.7	1.080	3.715	1.988	2.380	0,535127	1.354	3.874	torr
Aval	7.7	1.081	3.718	1.991	2.381	0,535502	1.351	3.868	torr

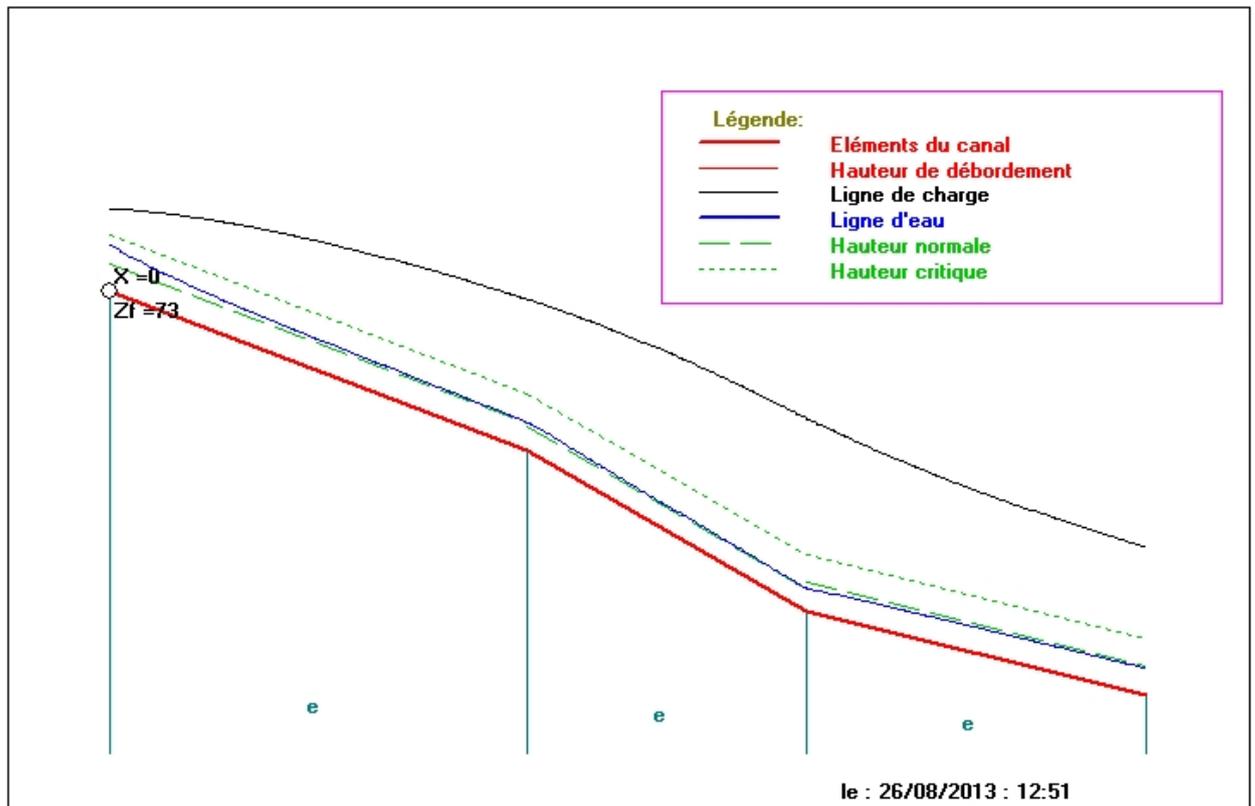


Figure.7 : schémas de ligne d'eau type S₂

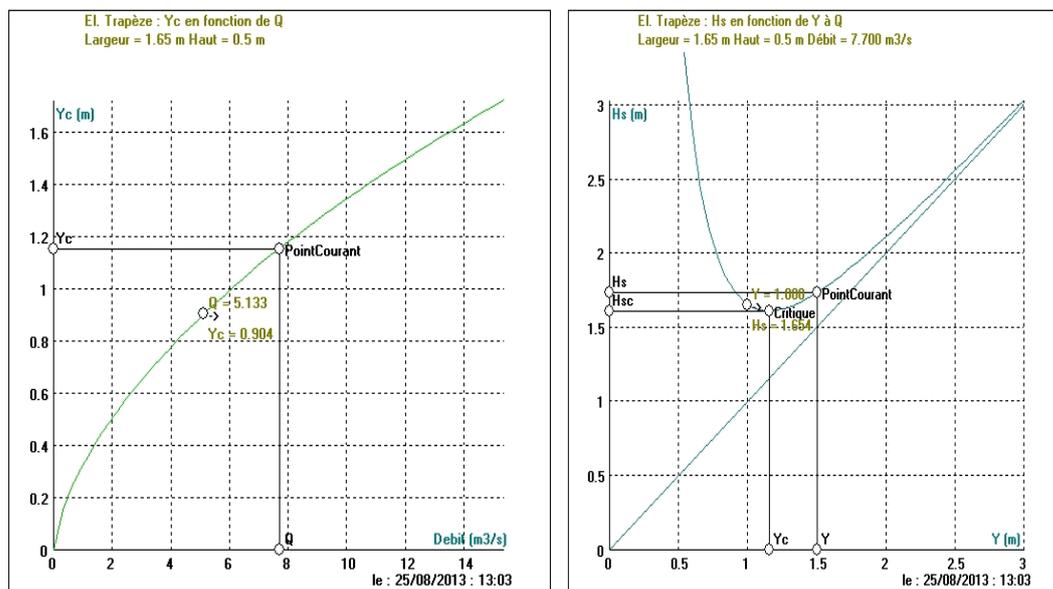


Figure V.8 : Profondeur critique

V.4 : Conclusion :

La protection des sites contre les crues et les inondations est une nécessité Indispensable afin de réduire les risques humains, matériels et économiques.

Il est important de signaler qu'un curage périodique doit être effectué avant la Saison des pluies.

En définitive, pour assurer la durabilité et le bon fonctionnement de l'ouvrage, Nous espérons que les travaux d'entretien et de maintenance seront pris en vigueur. Pour cela on a adopté le dimensionnement ce dessus.

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} :**

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

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 :

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

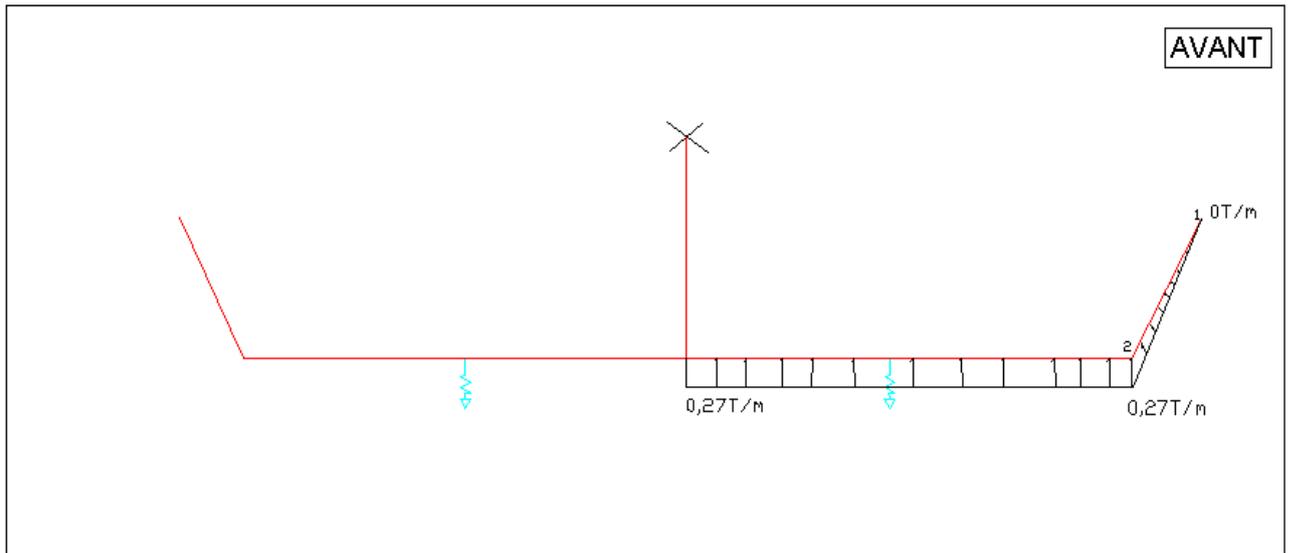


Fig : VI. 1 : Schéma donnant la Force de sous pression W_L

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

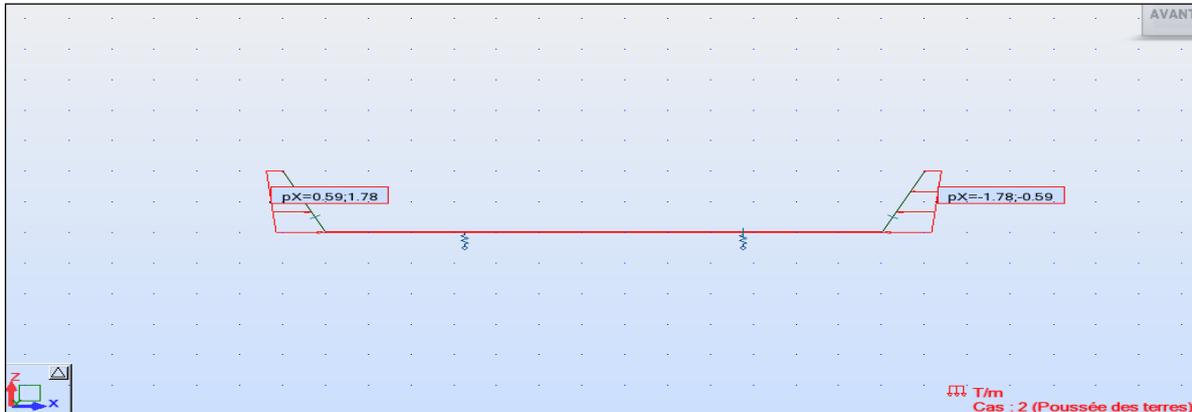


Fig : VI.2: Les poussées des terres agissant sur le canal

$$p = K \cdot \delta \cdot h \quad \dots\dots\dots (VI.4.1.1)$$

Avec :

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

h : la hauteur des parois (m)

K : Coefficient de poussée [=tan² (π/4 - φ /2)]

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

• Calcul coefficient de poussée

On a φ =30⁰ (angle de frottement de sol),

On a $K =0.333$

$p = 0$ **si h=0m**

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

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

On pose une surcharge majeure

. **q:** la surcharge (1T/m²)

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

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

Avec :

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

ρ : Poids volumique de l'eau

h : la charge d'eau (m)

Donc : $P_{eau} = 2Tf / m2$

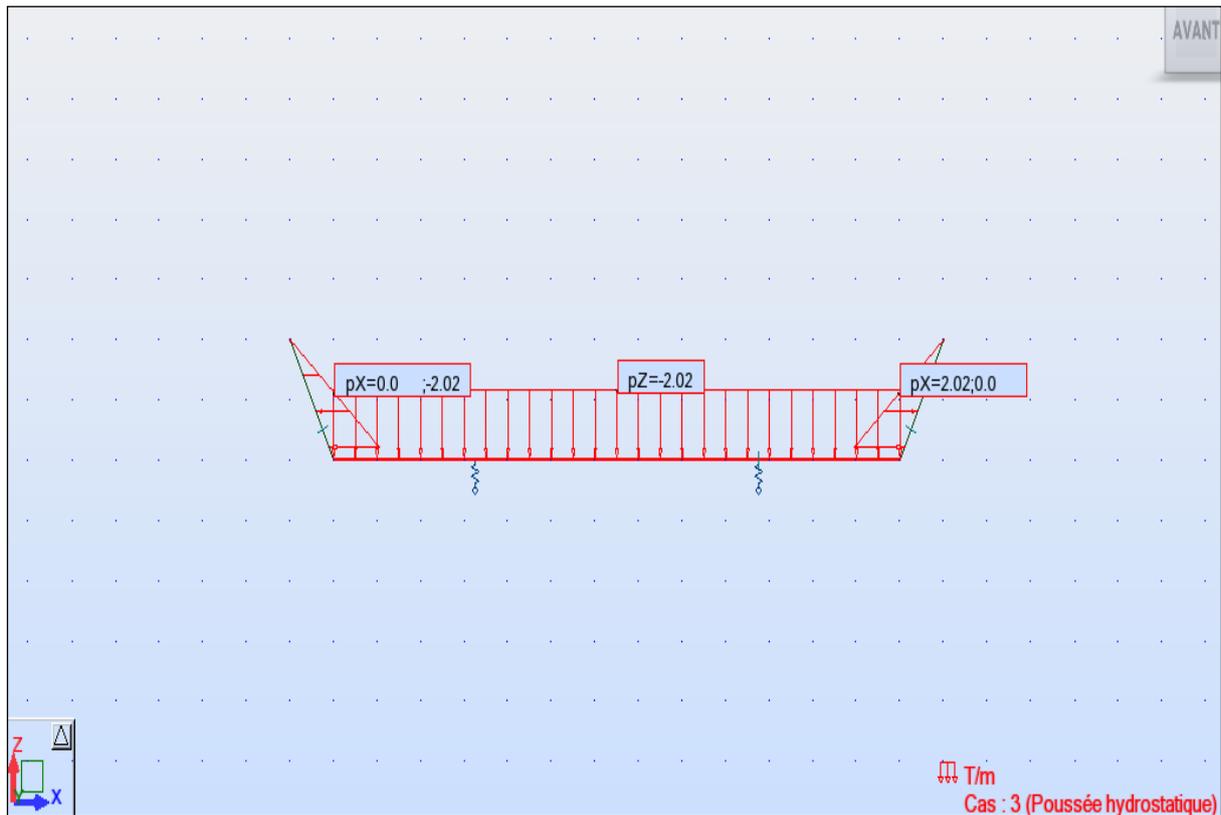


Fig : VI.3 : Poussée hydrostatique

VII.4.3: combinaison des deux cas

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

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 : $P_{ultime} = 13,09Tf / m2$

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»

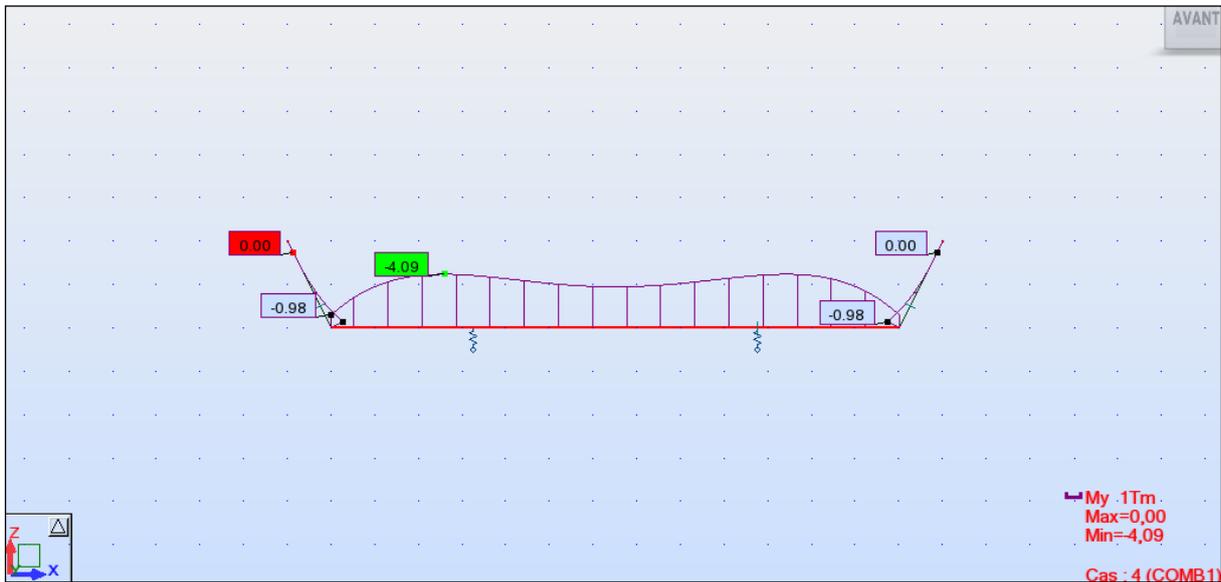
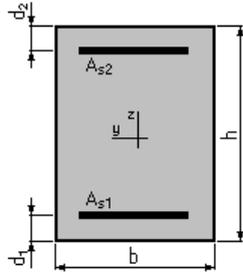


Fig : VII.4 : diagrammes des moments

VI.5.2: Calcul de ferrailage a flexion simple



b = 100,0 (cm)

h = 20,0 (cm)

d₁ = 3,0 (cm)

d₂ = 3,0 (cm)

- Les étapes de calcul

$$\mu = \frac{M}{bd^2 f_{bc}} \dots\dots\dots (VI.5.1)$$

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

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} \dots\dots\dots (VI.5.2)$$

Donc **$\alpha = 0.131$**

$$z_R = 17(1 - 0,4\alpha) = 16.1cm \dots\dots\dots (VI.5.3)$$

$$A_s = \frac{M_R}{z_R \cdot \frac{F_e}{\delta}} \dots\dots\dots (VI.5.4)$$

$$A_s = 7.30cm^2$$

- Pour $A_s = 5T_{14}$

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

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 ferrailages sont effectués convenablement pour le canal principal (grande section).

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 : oued TIARA:**

- **Tableau VII.1 : Volume des travaux de oued TIARA**

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 ferrailages 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	<i>Débroussaillage, décapage et nettoyage du lit d'oued.</i>	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.

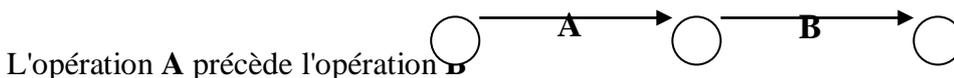
VII.7.2.1 : Méthodes basées sur le réseau :

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.



- **Réseau à nœuds :**

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



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

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.

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

ET :

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 :

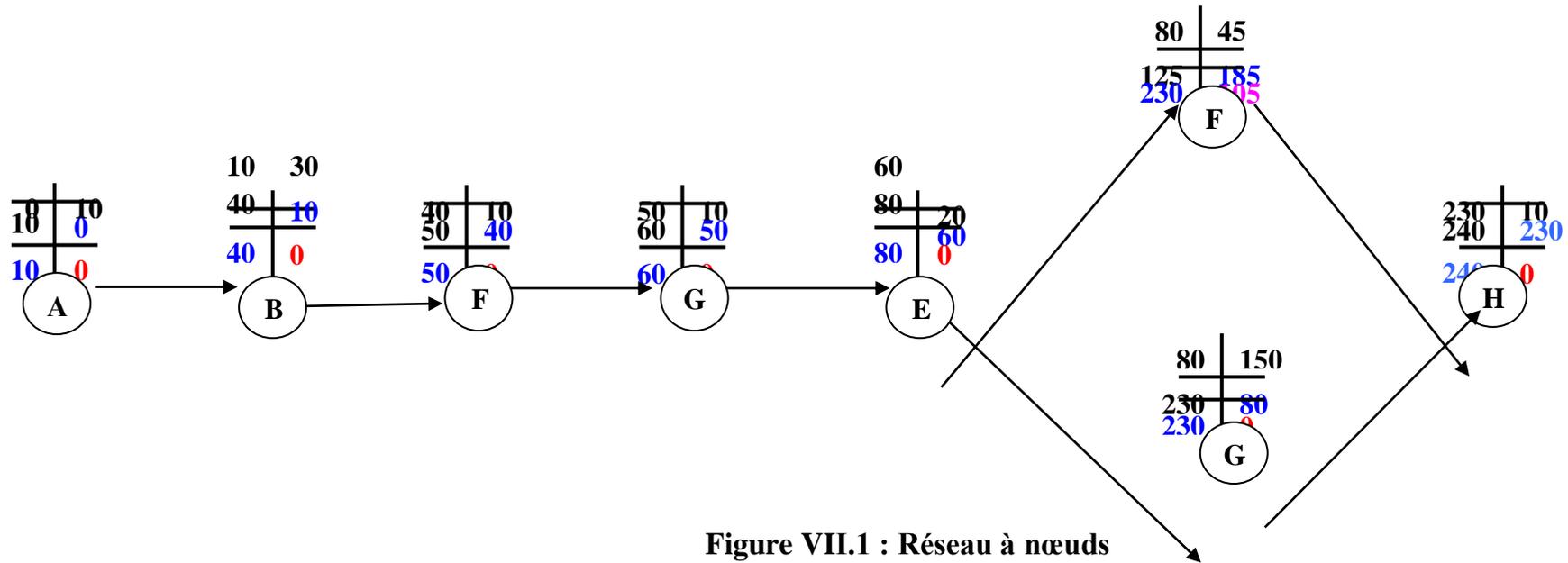


Figure VII.1 : Réseau à nœuds

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

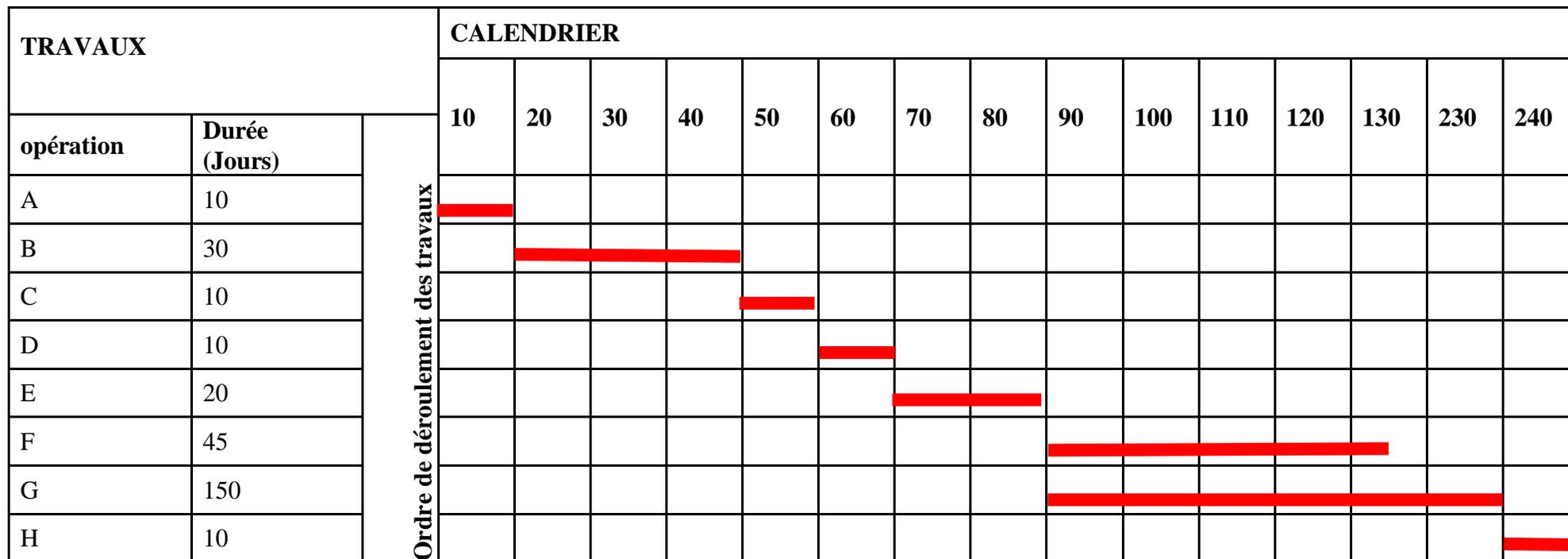


Figure VII.2 : Diagramme de GANTT

Conclusion générale

La protection des sites urbains contre les crues et les inondations est une nécessité indispensable afin de réduire les risques humains, matériels et économiques.

C'est pour ces multiples raisons que nous sommes occupés, tant que ELOMARIA, de cette question qui, pour la moindre négligence et pour un minimum d'inattention, risque de porter atteinte à l'homme et à l'environnement dans lequel il évolue.

A l'issue de notre étude, on a choisi une variante mixte pour assurer une meilleure protection de la ville d'ELOMARIA contre les crues de l'oued de TIARA de point de vue technique et économique (coût de l'ouvrage), ont été effectuées.

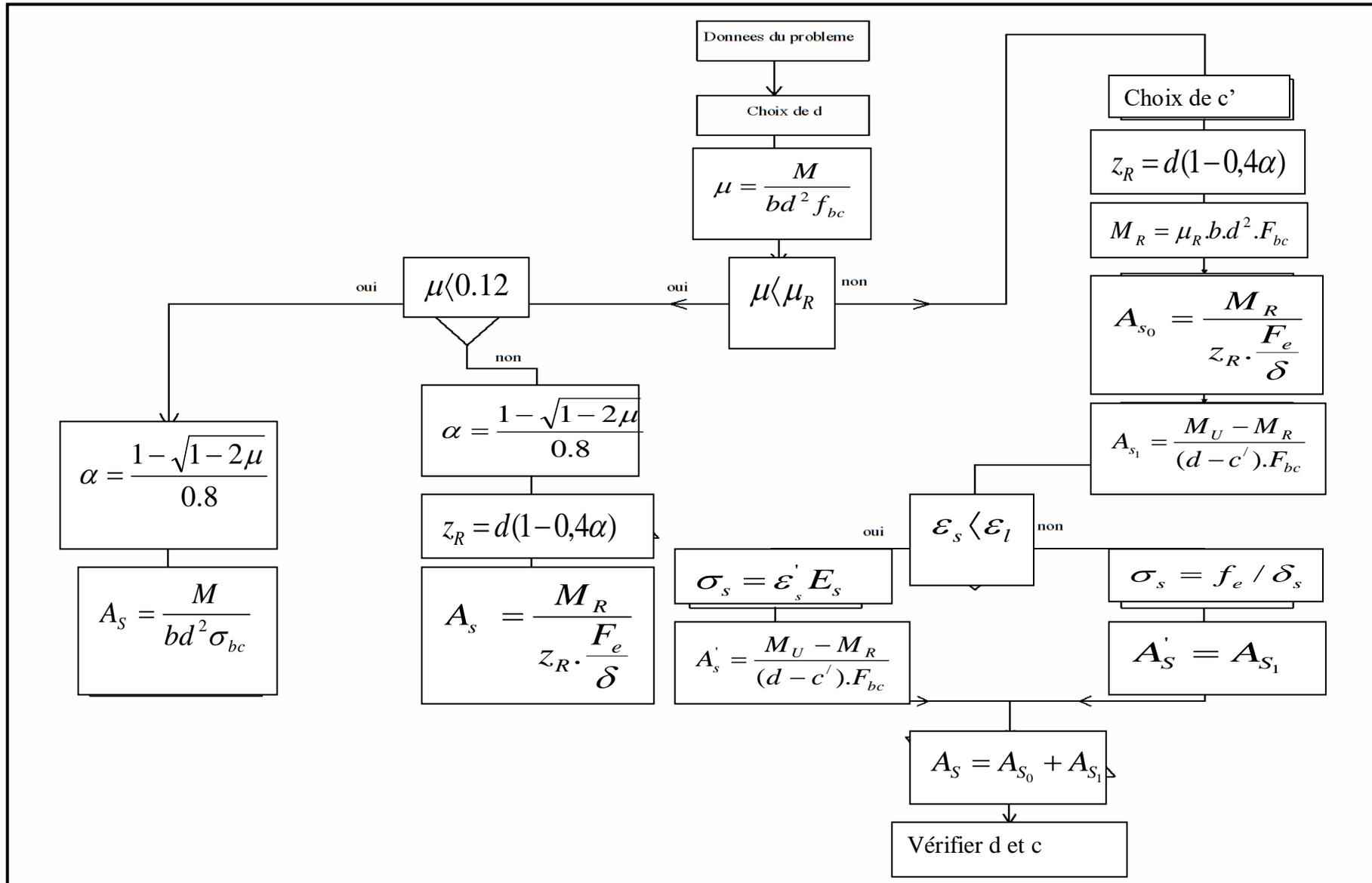
Suite à l'étude d'hydraulique, et en considérant le débit de crue estimé dans l'analyse hydrologique, nous avons opté pour une variante mixte à galerie et canal trapézoïdal qui s'adapte au lieu choisi, avec au départ démolition des protections qui existent, à savoir le gabionnage car nous ne choisissons pas l'ouvrage de gabionnage.

Nous avons convenu de refaire le dimensionnement de la section du pont N°02(place de souk) car la section n'est pas suffisante pour véhiculer le débit de dimensionnement.

A la fin de notre conclusion on peut dire que pour faire un dimensionnement :

- Il faut réunir plusieurs connaissances et paramètres et de les appliquer dans le bon sens en respectant les conditions exigées afin d'éviter tout risque de problèmes.
- On a fait appel aux lois de l'écoulement à surface libre qui occupe une place très importante dans l'hydraulique générale en tant que science.

$\mu < \mu_R$



Organigramme du ferrillage à flexion simple

Figure 2 : Bassin hydrographique

