

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche
Scientifique

Université Mohamed Boudiaf M'sila

Faculté de TECHNOLOGIE

DEPARTEMENT D'HYDRAULIQUE

OPTION : OUVRAGES HYDRAULIQUES

N° :



FILIERE : HYDRAULIQUE

Mémoire présenté pour l'obtention du diplôme de master
académique

Intitulé du mémoire

Calculs hydrologique et hydraulique pour les
ouvrages d'assainissement routier- Cas d'un
ouvrage sur oued Maafa, (w) de Batna.

Présenté par :

-Mohamed seghir ishak
-Oucif Amin

Encadré par :

-Mr. M. Hamidou

Année universitaire : 2021/2022

REMERCIEMENTS

Nous commençons par remercier dieu le tout puissant de nous avoir donné le courage, la volonté et l'amour du savoir pour pouvoir réaliser ce modeste travail.

*Nos plus vifs remerciements vont à Mr. **M. Hamidou** qui nous a permis de bénéficier de son encadrement Nous le remercions profondément pour son encouragement continue et aussi d'être toujours là pour nous écouter, nous aider et nous guider à retrouver le bon chemin par sa sagesse et ses précieux conseils.*

Ainsi que son soutien moral et sa preuve de compréhension, ce qui nous a donné la force et le courage d'accomplir ce projet.

Nous tenons à remercier également les membres de jury d'examiner ce travail.

Nos remerciements s'étendent également à tous nos enseignants durant les années d'études. Enfin, nous tenons à remercier tous ceux qui, de près ou de loin, ont contribué à la réalisation de ce travail.

DÉDICACE

A l'homme de ma vie, mon exemple éternel, mon soutien moral et source de joie et de bonheur, celui qui s'est toujours sacrifié pour me voir réussir, que dieu te garde dans son vaste paradis, à toi Mon Père.

A la lumière de mes jours, la source de mes efforts, la flamme de mon cœur, Ma vie et mon bonheur ; maman que j'adore.

À ma femme, qui m'a encouragé à terminer les études supérieures ; et mon fils ; Mohamed Kinan.

Aux personnes dont j'ai bien aimé la présence dans ce jour, à tous mes frères et mes sœurs, je dédie ce travail dont le grand plaisir leurs revient en premier lieu pour leurs conseils, aides, et encouragements.

Aux personnes qui m'ont toujours aidé et encouragé, qui étaient toujours à mes côtés, et qui m'ont accompagnaient durant mon chemin d'études supérieures, mon aimable amie, collègue d'étude.

OUCIF AMIN

MOHAMED SEGHIR ISHAK

Sommaire

Introduction générale	2
Chapitre I. les ouvrages d'assainissement routier	
I.1.Introduction	4
I.2. Les types d'ouvrages	4
I.2.1. caniveau	4
I.2.1.1 Types de caniveaux et fossés	4
I.2.2. les ponceaux	5
I.2.2.1 introduction	5
I.2.2.2 les types de ponceaux	6
I.2.2.3Matériaux utilisés	6
I.2.2.4 forme de ponceau	7
I.2.2.5 Forme de la canalisation hydraulique	7
I.2.2.5.1 Écoulement avec contrôle à l'entrée	8
I.2.2.5.2 Écoulement avec contrôle à la sortie	8
I.2.2.5.3 Écoulement critique	9
I.2.3 les ponts	10
I.2.3.1 Les différentes étapes à suivre pour construire un pont	10
I.2.3.1.1 La planification	10
I.2.3.1.2 La vérification sur le terrain	10
I.2.3.2.1.3 Les éléments à considérer dans le dimensionnement de l'ouvrage	11
I.2.3.2.3.1 Les considérations hydrauliques	11
I.2.3.2.3.2 Les considérations structurales	12
I.2.3.2.3.3 Les considérations géotechniques	12
I.2.3.2.3.4 Les considérations environnementales et fauniques	12
I.2.3.2.4 Le calcul et le dimensionnement du pont	13
I.2.3.2.5 Le choix définitif du type de pont à construire	13
I.2.3.2.6 Le choix des matériaux	13
I.2.3.2.7 Les plans et devis	13
I.2.3.3 La construction du pont	14

I.2.3.3.1 Les ponts temporaires	14
I.2.3.3.2 L'excavation	14
I.2.3.3.3 L'assèchement de la zone de travail	15
I.2.3.3.4 Les fondations	15
I.2.3.4 L'entretien des ponts	16
I.3. Calculs hydrologique et hydraulique	16

Chapitre II. Présentation de la région d'étude

II.1. Introduction	18
II.2. Présentation de la zone d'étude	18
II.2.1. Situation géographique du bassin versant MAAFA	18
II.2.2. Situation climatique du bassin versant Maafa	20
II.2.2.1. Données de base	20
II.2.2.2. Climatologie	20
II.2.2.3. Température	21
II.2.2.4 Les Vents	23
II.2.2.5 La Pluviométrie	24
II.3. Conclusion	26

Chapitre III : Etude hydrologique

III.1. Introduction	28
III.2 Pluviométrie moyenne annuelle	28
III.3 Pluies journalières maximales	29
III.4 Pluies de courte durée	30
III.5 Etude des crues	31
III.5.1 Débits maximal fréquentiels	31
III.6. Conclusion	36

Chapitre IV : Etude hydraulique

IV.1. Introduction	38
IV.2 Débit d'apport et débit capable de l'ouvrage hydraulique	38
IV.2.1 Estimation du débit de crue (rappel)	38
IV.2.2. Choix du coefficient de ruissellement	40
IV.2.3 Choix du période de retour T	40
IV.3 Dimensionnement de l'ouvrage hydraulique	41

IV.3.1 Calcul du débit de saturation	41
IV.3.2 Conception des ouvrages hydrauliques	42
IV.3.3 Protections des ouvrages hydrauliques	43
IV.4 calcul hydraulique des ouvrages traversant	43
IV.4.1 méthode de vérification hydraulique	44
IV.5 Application pour notre ouvrage (Oued Maafa)	45
IV.6 Conclusion	47

Chapitre V : Simulation par le logiciel Hec-Ras

Introduction	49
V.1-Principe d'utilisation de logiciel HEC-RAS	49
V.2.1-Projet	49
V -2-2-Géométrie des sections	50
V.2.3. Débit et conditions aux limites	51
V -2-4-Simulation hydraulique	53
V.3 Etape de la simulation par Hec-Ras	54
V.3.1 Editions de la géométrie des sections	55
V.3.2 Les conditions aux limites	57
V.3.3 Lancement de la simulation	57
V.3.4 Les résultats de la simulation	58
Conclusion générale	61

Liste des Tableaux

Chapitre II: Présentation de la région d'étude

Tableau II.1 : Température mini moyenne mensuelle	21
Tableau II.2 : Température maximale moyenne	22
Tableau II.3 : Température moyennes mensuelles et annuelles	22
Tableau II.4 : les variations concernant les vitesses moyennes mensuelles et annuelles des vents	24
Tableau II.5. Moyennes mensuelles et totales annuel des. précipitations	24
Tableau II.6. : L'évaporation mensuelle et totale annuel	25

Chapitre III : Etude hydrologique

Tableau III.1. Stations pluviométriques utilisées	28
Tableau III.2. Pluies Moyenne mensuelle de la station de Barika	29
Tableau III.3. Valeurs de la pluie maximale journalière	29
Tableau III.4. Pluies fréquentielles de courte durée	31
Tableau III.5. Les valeurs de coefficient (C)	31
Tableau III.6 Intensité de la pluie de fréquence (P%) pour une durée égale au temps de concentration Tc	32
Tableau III.7. Débits fréquents obtenus par la méthode Turraza	32
Tableau III.8 .Coefficient de forme.	33
Tableau III.9. Débits fréquents obtenus par la méthode Sokolovsky	33
Tableau III.10. Débits fréquents obtenus par la méthode Mallet–Gauthier	34
Tableau III.11. Débits fréquents arrêtés pour le calculs	34
Tableau III.12. Hiéogrammes de crues pour différentes périodes de retour BV. MAAFA..	35

Chapitre IV : Etude hydraulique

Tableau IV.1. (modèle) : Débit d'apport et débit capable de l'ouvrage hydraulique	43
Tableau IV.2. Résultats de calcul	46

Chapitre V : Présentation des logiciels HEC-RAS

Tableau V.1: Tableau récapitulés paramètres hydraulique dans la section de l'oued coupé par l'axe de la route	59
---	----

Liste des figures

Chapitre I: Les ouvrages d'assainissement routier

Figure I.1. caniveau drainage	4
Figure I.2 caniveau avec pente	5
Figure I.3. caniveau a ciel ouvert	5
Figure I.4 les types de ponceaux	6
Figure I.5 Stabilisation des ponceaux	7
Figure I.6 Formes de ponceau	7
Figure I.7. Photo d'un pont	10
Figure I.8 longitudinale d'un pont en maçonnerie	12
Figure I.9 Structure de pont	13
Figure I.10 pile de pont	14
Figure I.11 réalisation des appuis (pile et culée)	15

Chapitre II: Présentation de la région d'étude

Figure II.1. Situation géographique de la commune de Maafad'aira d'Ain touta wilaya de BATNA	18
Figure II.2. Localisation de la zone d'étude et les sous bassins versants (Ville d'AIN TOUTA wilaya de BATNA	19
Figure II.3. Température moyennes mensuelle et annuelles	23
Figure II.4. variations mensuelle des précipitations de la station de BARIKA	25

Chapitre III : Etude hydrologique

figure III.1. Ajustement à la loi de Gumbel	30
figure III.2. hydro grammes de crue BV Maafa	36

Chapitre V : Présentation des logiciels HEC-RAS

Figure V.1: Fenêtre New Project.	49
Figure V.2: Fenêtre Geometric Data.	50
Figure V.3 : Fenêtre Cross Section Data.	50
Figure V.4: Fenêtre Steady Flow Data.	51
Figure V.5: Fenêtre Reach Bondary Conditions.	52
Figure V.6: Fenêtre Unsteady Flow Data.	52
Figure V.7 : Fenêtre flow hydrograph.	53
Figure V.8: Fenêtre Steady Flow Analysis.	53
Figure V.9: Fenêtre Unseady Flow Analysis	54
Figure V.10: levé topographique de la zone d'implantation de l'ouvrage	54
Figure V.11: Données géométriques des sections de l'oued	56
Figure V.12: Conditions aux limites	57
Figure V.13: Lancement de la simulation instationnaire	57
Figure V.14: Profil du plan d'eau le long de la partie du oued étudiée	58
Figure V.15: Niveau du plan d'eau	58

Introduction générale

Introduction générale

L'assainissement routier a pour objectifs : le rétablissement des écoulements naturels ; la collecte et l'évacuation des eaux superficielles dans l'emprise de la route ; la collecte et l'évacuation des eaux internes c'est-à-dire le drainage et la lutte contre la pollution routière. Parmi les ouvrages les plus importants de l'assainissement routier, on cite les caniveaux, les ponceaux et les ponts.

L'étude hydrologique et hydraulique pour l'implantation d'un ouvrage routier traversant un oued du bassin versant a pour objectif de prendre en charge les risques d'inondations.

L'objectif principal de ces études est de déterminer la variation du niveau de remonté des eaux dans la section où l'ouvrage sera réalisé sur oued ; Autrement dit, l'objectif final est de déterminer la plus haute eau (PHE) sur cette section de l'oued à fin de la comparer à la hauteur naturelle des berges correspondant à la même section.

Cet objectif peut être atteint de deux manières à savoir : l'utilisation des formules de calcul hydraulique avec les données hydrologiques de la zone d'étude et l'utilisation en deuxième lieu des logiciels de simulation d'écoulements à surface libre. Dans notre étude on a choisi le logiciel Hec-ras qui est un outil robuste et à téléchargement gratuit.

Pour développer les étapes de cette étude, on choisit le cas d'un ouvrage projetée sur oued Maafa, située dans la wilaya de Batna, comme exemple de calcul.

Ce travail sera réparti sur cinq chapitres qui traitent les points suivants :

- Introduction aux ouvrages d'assainissement routier
- Présentation de la région d'étude
- Etude hydrologique
- Etude hydraulique
- Simulation par le logiciel Hec-ras

Et on clôture notre travail par une conclusion générale

CHAPITRE I

Les ouvrages d'assainissement routier

Chapitre I : Les ouvrages d'assainissement routier

I.1. Introduction

L'assainissement routier a pour objectifs : le rétablissement des écoulements naturels ; la collecte et l'évacuation des eaux superficielles dans l'emprise de la route ; la collecte et l'évacuation des eaux internes c'est-à-dire le drainage et la lutte contre la pollution routière. Parmi les ouvrages les plus importants de l'assainissement routier, on cite les caniveaux, les ponceaux et les ponts qui seront décrits dans ce chapitre.

I.2. Les types d'ouvrages :

On distingue trois types d'ouvrages dans l'assainissement routier

I.2.1. Les caniveaux (fossés)

Le caniveau est un dispositif hydraulique conçu pour évacuer eaux pluviales et eaux usées. Il se pose aussi bien en extérieur qu'en intérieur. Plusieurs critères sont à considérer à l'heure du choix : utilisation, débit d'eau à drainer, matériaux et configuration des lieux.



Figure I.1 caniveau drainage

I.2.1.1 Types de caniveaux et fossés

Il est prévu quatre types de caniveaux : béton rectangulaires et trapézoïdaux, fossés terre et naturels. Chaque type a son coefficient de rugosité. Le coefficient gamma de Bazin ou le coefficient K de Manning-Strickler : suivant le cas, la formule est différente, on a adopté la valeur gamma = 0.30 pour les caniveaux béton, le paramètre K=0.30 pour les fossés en terre (supposés entretenus) et le paramètre K=0.10 pour les fossés naturels.

Chaque type de caniveaux comporte la liste des dimensions utilisables. Cette liste est classée par ordre croissant en fonction du rayon hydraulique lorsque le caniveau est plein.

Contrairement aux tuyaux, le choix d'un caniveau ne dépend pas uniquement de son rayon hydraulique mais aussi de sa forme.



Figure I.2 caniveau avec pente



Figure I.3 caniveau a ciel ouvert

Cette liste peut être complétée éventuellement si besoin. A noter que la version complète du programme donne la possibilité de créer et de mettre à jour son propre catalogue. Chaque liste de dimensions (largeur en haut, largeur en bas et hauteur commence par "???" ce cas est à utiliser lorsque l'on désire que le programme calcule le caniveau suffisant le plus petit, compte tenu de la pente du caniveau et du débit à évacuer Le type de caniveau pris en compte par le calcul sera celui affiché dans la fenêtre, quelles que soient les dimensions éventuellement choisies pour d'autres types de caniveau. Cette méthode permet de faire des simulations très rapidement.

I.2.2. Les ponceaux

I.2.2.1 Introduction

Un ponceau est une structure hydraulique aménagée sous un remblai qui permet le passage de l'eau tout en permettant aux humains, animaux, machines et équipements de traverser le cours d'eau. Les ponceaux sont plus économiques à aménager que les ponts et c'est ce qui explique leur popularité.

Un ponceau est constitué d'une structure de canalisation hydraulique installée sur un radier et recouvert d'un remblai.

Il est à peu près impossible de bien planifier l'aménagement des cours d'eau en milieu rural, sans en même temps considérer l'influence des ponceaux ou des ponts de ferme sur les caractéristiques de l'écoulement des eaux de ruissellement [4].

I.2.2.2 les types de ponceaux

Les ponceaux sont caractérisés par leur forme, le type de matériaux utilisés et leur installation dans le remblai.



Figure I.4 les types de ponceaux [4].

I.2.2.3 Matériaux utilisés

Le matériel utilisé pour la canalisation hydraulique est la tôle d'acier galvanisé ondulé, le béton, le bois et le polyéthylène pour les ponceaux de petite taille. La base sur laquelle la canalisation hydraulique est installée est appelée le radier et elle est en béton ou utilise le matériel originel ou de remblai mais ce matériel doit être suffisamment stable pour recevoir la structure de canalisation et les charges du remblai et des véhicules y circulant.

Le remblai est généralement constitué de matériel grossier (gravier, concassé et pierres de différentes tailles. Dépendant de la hauteur du remblai, le matériel doit être compacté pour mieux résister à l'infiltration et à l'affouillement [4].



Figure I.5. Stabilisation des ponceaux [4].

I.2.2.4 Forme de ponceau

Il y'a plusieurs forme de ponceau : une forme rectangulaire, forme circulaire, forme elliptique, forme arqué, forme vouté [4].

I.2.2.5 Forme de la canalisation hydraulique

Les canalisations hydrauliques peuvent être à contour ouvert ou fermé. Les canalisations à contour ouvert sont principalement rectangulaires ou voutés. Les canalisations fermées sont de formes rectangulaire, circulaire, elliptique et arqué. Les canalisations rectangulaires sont principalement en béton et parfois en pièces de bois. Les formes circulaires utilisent des tuyaux en acier ondulé, en béton et pour les ponceaux de petite taille, en polyéthylène ondulé. Les formes elliptiques, arquées et voutées sont généralement en acier ondulé.

Pour les canalisations à contour ouvert, la base de la structure est installée sur une semelle ou un radier généralement en béton [4].

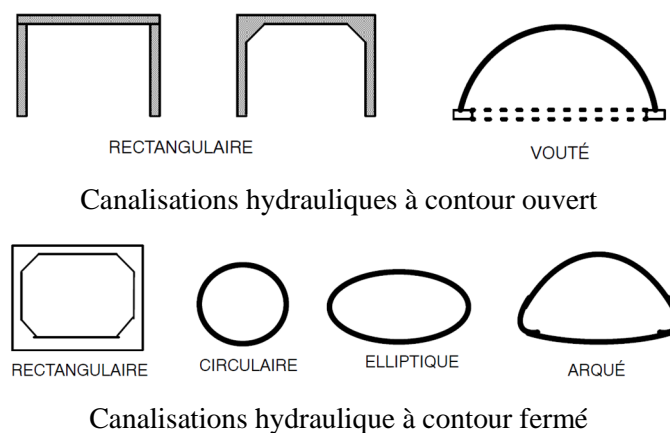


Figure I.6 Formes de ponceau

I.2.2.5.1 Écoulement avec contrôle à l'entrée :

L'expression "contrôle à l'entrée" signifie que la géométrie (forme du ponceau, dimensions, type d'entonnement) de l'entrée du ponceau détermine la capacité du ponceau pour une hauteur d'eau à l'entrée. Par définition, un écoulement est "avec contrôle à l'entrée" se rencontre lorsque la profondeur de l'eau à la sortie du ponceau est moindre que la profondeur critique d'écoulement. Pour cette condition, la hauteur de l'eau à l'amont H_{am} ne dépend que du débit et de la géométrie du ponceau et de son type d'entonnement.

La hauteur à l'amont H_{am} et la capacité du ponceau Q s'expriment :

$$H_{am} = f(Q, D, Te) \quad I.1$$

$$Q = f(H_{am}, D, Te) \quad I.2$$

H_{am} = Hauteur d'eau à l'entrée du ponceau (L) [m]

Q = Débit (L^3/T) [m^3/s]

D = Dimensions du ponceau (L) [m]

Te = Type d'entonnement

Pour ce type d'écoulement, il existe une série d'abaques produites donnant directement les hauteurs d'eau "amont" et ceci pour les ponceaux de type standard.

En général, les cours d'eau ayant une pente supérieure à 1% favorisent un écoulement avec contrôle à l'entrée pour les ponceaux qui y sont installés [4].

I.2.2.5.2 Écoulement avec contrôle à la sortie

Un écoulement est "avec contrôle à la sortie" lorsque la friction dans le ponceau contrôle l'écoulement. Dans ce cas, la hauteur d'eau à l'amont dépend non seulement des pertes provoquées par les conditions d'entrée mais également des pertes de charge dynamiques et des pertes de charge par friction à l'intérieur de la conduite, l'écoulement avec contrôle à la sortie peut être regroupé en quatre cas. Le premier cas (A) représente un écoulement où la sortie est submergée. Dans le deuxième cas (B), la conduite coule pleine malgré que la sortie soit non submergée car la profondeur critique de l'écoulement est supérieure à la hauteur libre du ponceau. Dans le troisième cas (C), la conduite coule partiellement pleine et la hauteur d'eau à la sortie se trouve à mi-chemin entre la profondeur critique d'écoulement et la hauteur libre du ponceau. Le quatrième cas (D) représente une conduite coulant partiellement pleine sur toute sa longueur mais où la profondeur d'eau est supérieure à la profondeur critique de l'écoulement.

Pour un écoulement avec contrôle à la sortie, la hauteur amont (H_{am}) s'exprime :

$$H_{am} = \Delta H + H_{av} - LS0 \quad \text{I.3}$$

ΔH = Perte de charge dans le ponceau (L)

H_{av} = Hauteur d'eau à la sortie du ponceau (L)

L = Longueur du ponceau (L)

$S0$ = pente du radier du ponceau (L/L)

$$Q = f(\Delta H) \quad \text{I.4}$$

$$\Delta H = \left(1 + Ke + \frac{19.63 n^2 L}{R^{1.33}}\right) \frac{V^2}{2g} \quad \text{I.5}$$

Ke = Coefficient de résistance à l'entrée

n = coefficient de rugosité

R = Rayon hydraulique du ponceau

V = Vitesse de l'eau dans le ponceau

Dans les conditions de contrôle à la sortie, la hauteur de l'eau à l'amont est influencée par les conditions de l'écoulement à la sortie. Des abaques permettent de calculer les pertes de charge totales dans les cas où la sortie est complètement submergée (cas A). Les abaques sont aussi considérées comme valables pour les cas B et C. D'une façon pratique, il faut s'attendre à retrouver une condition de contrôle à la sortie lorsque la pente du cours d'eau est inférieure à 0.5%. Dans le cas où la sortie est complètement submergée, la hauteur d'eau aval (H_{av}) correspond à la profondeur d'écoulement à l'aval du ponceau (y), ce qui correspond généralement à la profondeur normale d'écoulement dans le cours d'eau. Dans le cas B, la hauteur d'eau aval (H_{av}) correspond à la hauteur libre du ponceau (H). Dans le cas C, la hauteur d'eau aval (H_{av}) est à mi-chemin entre la profondeur critique d'écoulement (y_c) et la hauteur libre du ponceau; alors, la plus grande valeur entre ($(y_c + H) / 2$) et la profondeur d'écoulement à l'aval du ponceau (y) est utilisés. Dans le cas D, aucun abaque n'a été construit car il est plus simple de déterminer la hauteur à l'entrée du ponceau (H_{am}) à l'aide de la courbe de remous dans le ponceau [4].

I.2.2.5.3 Écoulement critique

La profondeur critique est associée à l'écoulement critique qui se produit lorsque le niveau d'énergie spécifique est minimum. Cette profondeur est la hauteur de la lame d'eau dans une conduite ou un canal qui est la limite entre un écoulement turbulent et un écoulement fluvial. Cette profondeur critique est fonction du débit et de la géométrie de la conduite [4].

I.2.3 Les ponts

Les ponts sont des ouvrages d'art aménagés pour franchir un cours d'eau ou un obstacle. Toutefois, les ponts sont généralement des ouvrages de portée supérieure, qui reposent sur des culées et peuvent comporter plus d'une travée, ce qui nécessite alors la construction d'une ou de plusieurs piles.



Figure I.7. Photo d'un pont [2].

I.2.3.1 Les différentes étapes à suivre pour construire un pont

a) La planification

À cette étape, on s'efforce surtout de rassembler toutes les données qui pourraient s'avérer utiles au concepteur. Ces informations tirées, notamment des cartes topographiques et forestières, des photographies aériennes et des cartes d'affectation permettront de faire les calculs hydrauliques et le dimensionnement préliminaire du pont. Il importe, en effet, d'évaluer, dès le point de départ, le débit de conception au site où l'on veut construire le pont.

Ce débit devra être ajusté afin de tenir compte à la fois d'une période de récurrence des crues, qui varie selon l'envergure du bassin vers, et de l'importance de l'ouvrage projeté. On suggère fortement de considérer une période de 25 ans.

Par la suite, on positionne la structure sur une carte topographique du site, en tenant compte du débit de conception, de l'ouverture à laisser entre les unités de fondation et du niveau des hautes eaux de conception [2].

b) La vérification sur le terrain

La conception du pont dépend, en bonne partie, des résultats de la visite sur le terrain, car c'est à ce moment que le responsable obtient les données nécessaires pour faire ses calculs et cerner les problèmes actuels et éventuels dont il devra tenir compte. Elle lui permet aussi de valider le positionnement de la structure, en tenant compte du niveau des plus hautes eaux

observé, de la navigabilité du cours d'eau ainsi que des glaces et des débris charriés, le cas échéant. La visite sur le terrain est donc toujours essentielle.

Les données cueillies sur le terrain peuvent être utilisées pour vérifier :

- les débits, si les résultats obtenus par les méthodes habituelles ne sont pas probants ;
- l'évaluation des débits de crue ;
- les dimensions proposées ;
- si l'emplacement retenu est adéquat et l'alignement prévu optimal.

C'est également lors de la visite sur le terrain qu'on peut :

- évaluer les risques de dégradation du lit du cours d'eau et d'érosion latérale ;
- vérifier la présence de castors ou de débris ;
- cerner les caractéristiques du bassin versant et du site qui peuvent influencer l'écoulement des eaux ;
- déterminer la période la plus propice pour construire l'infrastructure sans affecter l'environnement et la faune [2].

I.2.3.2 Les éléments à considérer dans le dimensionnement de l'ouvrage

a) Les considérations hydrauliques :

La construction d'un pont, permanent ou temporaire, modifie généralement le régime d'écoulement d'un cours d'eau et amène la création d'un nouvel équilibre que le concepteur doit prévoir pour assurer la stabilité de l'ouvrage. Par exemple, si l'ouverture est insuffisante, les terrains et les résidences situés en amont du pont pourraient être inondés et, si la granularité des matériaux utilisés n'est pas adéquate, l'ouvrage pourrait provoquer l'affouillement du lit et des berges du cours d'eau.

Les informations recueillies lors de la planification et de la vérification sur le terrain permettent de bien connaître les caractéristiques et le comportement du cours d'eau.

On est alors plus en mesure de choisir le type d'ouvrage indiqué et de concevoir la structure qui convient le mieux, compte tenu du site. Les données relatives à la morphologie du sol, la pente, la section type du cours d'eau de même que la composition de son lit et de ses berges servent de base aux équations d'écoulement.

Les données relatives à la pente du cours d'eau ont une influence directe sur la conception du pont. Elles sont saisies lors du relevé topographique du site ou estimées à partir des cartes topographiques. L'analyse du profil longitudinal du cours d'eau peut permettre de déceler d'éventuels problèmes.

On sait, par exemple, qu'une pente très forte se traduit habituellement par des vitesses d'écoulement élevées et qu'elle augmente les possibilités d'affouillement et d'érosion. Par contre, si l'ouvrage est aménagé dans un secteur où la pente est faible et où l'eau s'écoule lentement, on pourrait être confronté à des problèmes de sédimentation. Pour évaluer l'impact de l'ouvrage sur l'écoulement du cours d'eau, on doit choisir, sur le plan

topographique, une section représentative du cours d'eau dans le secteur considéré pour l'aménagement de l'ouvrage [2].

b) Les considérations structurales

Tout pont doit être conçu en fonction des charges et des forces qu'il devra supporter. Les charges permanentes sont le poids des composantes du pont et de tous les éléments permanents qu'on peut lui ajouter au cours de sa vie utile ainsi que les surcharges routières, que l'on évalue en se basant sur un camion de conception, c'est-à-dire sur un véhicule d'une

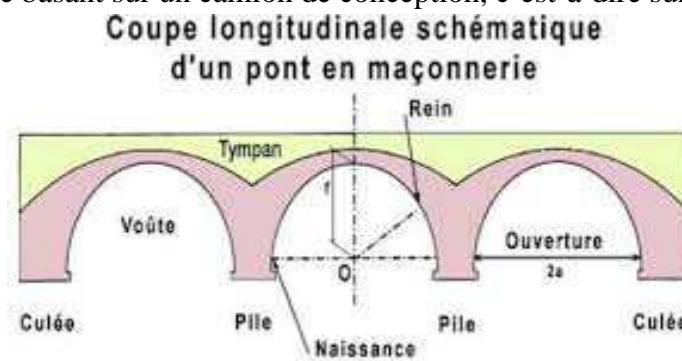


Figure I.8 coupe longitudinale d'un pont en maçonnerie [2].

configuration donnée. On doit aussi considérer d'autres charges, dont la force de freinage, la vitesse des vents (charges de vent), les efforts thermiques, la force du courant et la pression hydrostatique. Dans le cas d'un pont acierbois, on n'a pas à considérer toutes ces charges, en raison de la flexibilité de la structure, mais on doit tenir compte de la poussée des terres, qui tend à renverser les caissons ou à les déplacer latéralement. Soulignons toutefois que le poids des caissons et les forces verticales du tablier jouent un rôle stabilisateur.

c) Les considérations géotechniques

Avant de construire un pont, on doit analyser la nature et la capacité portante du sol en place, qui guideront le choix du type de structure et des méthodes de construction de l'ouvrage. Cette étude sera plus ou moins élaborée selon l'importance de l'ouvrage et la hauteur des remblais.

La capacité portante du sol varie considérablement selon sa nature : socle rocheux, matériaux granulaires (sable et gravier) ou matériaux fins, tels les argiles, les silts, les tills et les sols organiques [2].

d) Les considérations environnementales et fauniques

Quand on construit un pont, on doit s'efforcer de le faire aussi rapidement que possible afin de réduire les incidences environnementales et fauniques.

On doit aussi effectuer les travaux pendant les périodes où l'on risque moins de déranger la faune aquatique et en s'efforçant de réduire le bruit et l'impact visuel de l'ouvrage au minimum. Ainsi, il est interdit de perturber le cours d'eau pendant les périodes de montaison du poisson définies par le ministère de l'Environnement et de la Faune.

On doit également tenir compte de la période d'étiage, qui correspond habituellement aux mois de juillet et d'août, et qui est la plus propice pour la construction d'un ouvrage d'art [2].

I.2.3.2.4 Calcul et dimensionnement du pont

C'est à cette étape qu'on effectue la plupart des calculs et des vérifications liés au dimensionnement du pont [2].

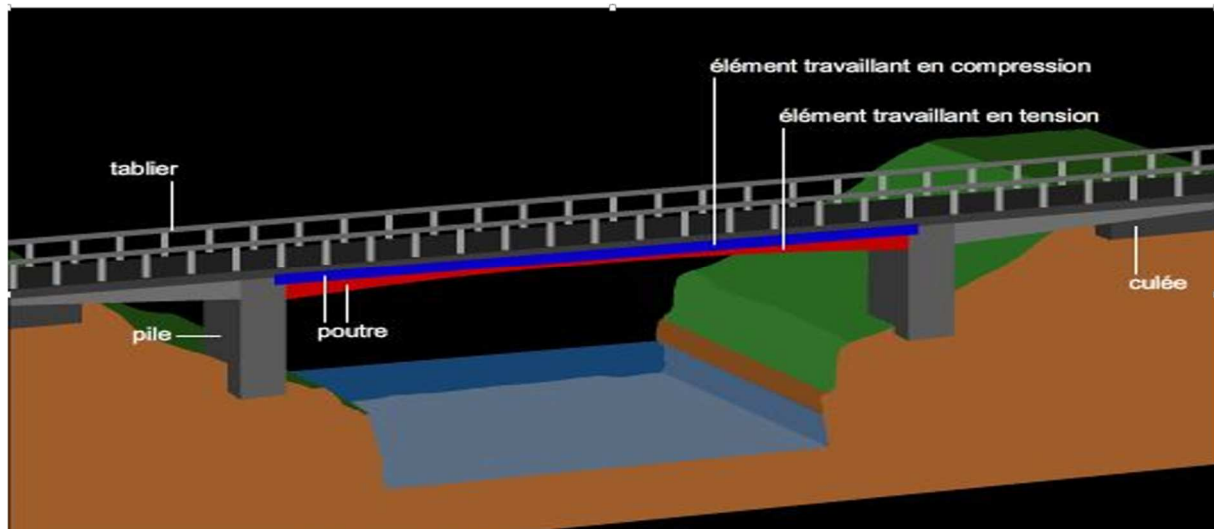


Figure I.9. Structure de pont [2].

I.2.3.2.5 Le Choix définitif du type de pont à construire

On choisit le type de pont en fonction de la portée que l'ouvrage devra avoir et de la capacité portante du sol qui servira d'appui aux unités de fondation. Si plusieurs types de ponts sont envisageables, le concepteur doit effectuer une analyse coûts-bénéfices et se fier à son expérience pour trancher la question.

Tous les ponts doivent satisfaire à deux exigences fondamentales : être suffisamment résistants pour ne pas s'effondrer et permettre l'usage prévu. Leur conception doit donc tenir compte des états limites ultimes, qui déterminent la sécurité de l'ouvrage, et des états limites d'utilisation, qui reflètent le comportement du pont en service [2].

I.2.3.2.6 Le choix des matériaux

Les deux principaux facteurs qui influencent le choix de l'acier pour construire la charpente sont la disponibilité des matériaux et les risques de corrosion inhérents au milieu aquatique.

I.2.3.2.7 Les plans et devis

Lorsqu'on projette de construire un pont, on doit notamment dresser le plan complet de la structure et préparer un devis dans lequel on précisera les exigences à respecter.

Le plan doit regrouper les éléments suivants :

- une vue de l'ouvrage en plan, de profil et en élévation ainsi qu'une coupe ou une section du tablier et toute figure utile pour comprendre la géométrie et la structure du pont ;
- la largeur et la longueur de la structure ;
- les dégagements ;
- les élévations ;
- les chaînages, angles et points de référence de l'ouvrage par rapport à la topographie.

À ce document, on joint généralement, le plan de localisation, la liste des feuillets, la description générale du futur ouvrage, le plan d'ensemble, la géométrie du pont, les plans des détails de la structure, l'étude géotechnique ainsi que le plan topographique du site. En fait, on doit joindre au plan tous les renseignements dont l'entrepreneur pourrait avoir besoin pour préparer sa soumission et construire l'ouvrage, y compris les matériaux à utiliser et la façon de les disposer.

Le devis spécial renferme les exigences à respecter lors de la réalisation d'un projet. Ce document, qui doit être aussi clair que précis, complète le cahier des charges et devis généraux [2].

I.2.3.3 La construction du pont

Quel que soit le type de pont à mettre en place, on doit suivre certaines étapes déterminantes pour la durée de vie de l'ouvrage : excavation, préparation du site, aménagement des approches, détournement du cours d'eau, si nécessaire, préparation de la fondation et remblayage de la structure [2].

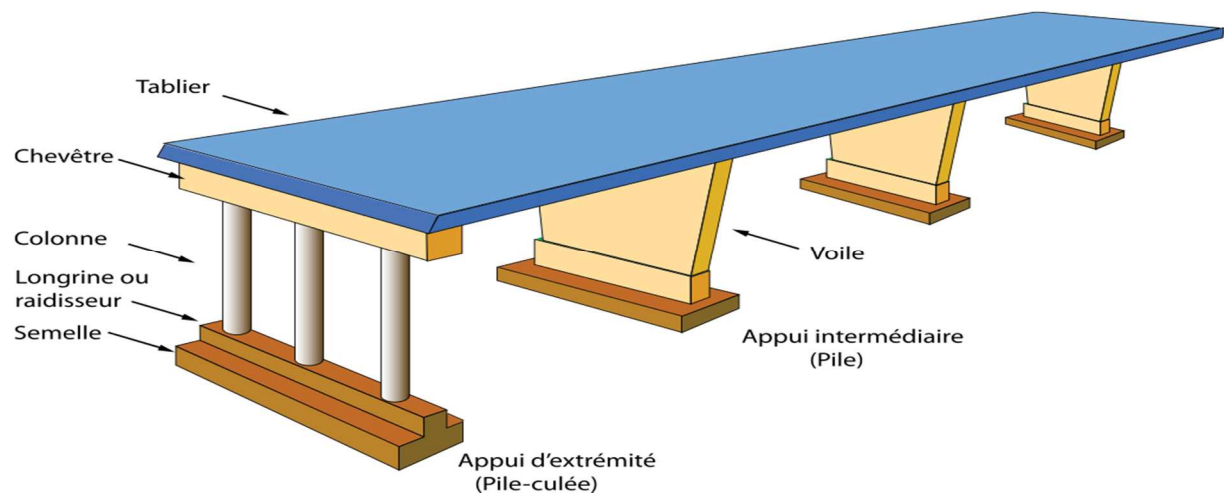


Figure I.10 pile de pont [2].

I.2.3.3.1 Les Ponts temporaires

On aménage généralement un pont temporaire pour donner accès à un site où l'on construit un pont permanent de grande envergure et on doit l'éliminer quand il n'est plus utile, car il n'est pas fait pour un usage prolongé.

Même si cet ouvrage n'est conçu que pour la durée de la construction du pont permanent, il doit avoir une ouverture suffisante pour ne pas entraver l'écoulement de l'eau. La construction des ouvrages temporaires est d'ailleurs soumise aux mêmes normes que celle des ponts permanents [2].

I.2.3.3.2 L'excavation

Lors de l'excavation, on doit respecter les normes relatives à la sécurité sur les chantiers.

Dans un sol très perméable, comme le sable, le gravier ou un roc très fracturé, on doit contrôler les infiltrations d'eaux souterraines et de surface [2].

I.2.3.3.3 L'assèchement de la zone de travail

Lorsqu'on doit creuser le lit d'une rivière pour aménager les culées et les fondations du pont, on ne peut le faire en eau vive. On est forcé d'isoler le chantier en construisant un batardeau ou en creusant un canal de dérivation des eaux afin de réduire au minimum le déversement de terre dans le cours de détourner toutes les eaux à la fois, on d'eau et installer l'ouvrage en terrain sec, comme il se doit. Comme il est habituellement impossible aménage des canaux de dérivation partielle à l'aide de batardeaux qui encerclent les aires de travail [2].

I.2.3.3.4 Les fondations

a / La préparation du site

- Pour minimiser les tassements différentiels, on doit s'assurer que le sol a une capacité portante uniforme au fond de l'excavation et, au besoin, remplacer les matériaux de plus faible capacité.
- La fondation de l'ouvrage ne doit renfermer ni pierres de diamètre supérieur à 100 mm, ni sol gelé ou organique.
- Si l'ouvrage doit être aménagé sur du roc, on peut être obligé d'installer un coussin de régilage en béton ou en matériaux granulaires de calibre 20-0, pour uniformiser la fondation.
- L'assise du pont permet de distribuer uniformément les forces que le sol exerce sur la fondation de l'ouvrage. Le remblayage des unités de fondation est une étape importante lors de la mise en place du pont [6].

b / Les fondations en béton armé

Si la surface rocheuse est jugée saine, on peut couler le radier directement dessus. On devra néanmoins prévoir certains ancrages que l'on choisira en fonction de la qualité du roc (fissuration) et de son angle d'inclinaison. Si l'ouvrage est aménagé dans un sol granulaire, de capacité portante élevée, le radier est coulé sur le sol densifié. On installe généralement des pieux de support pour donner plus de stabilité à l'ouvrage.

Soulignons qu'on doit éviter de construire un pont aux fondations de béton armé dans les sols fins ou organiques [6].

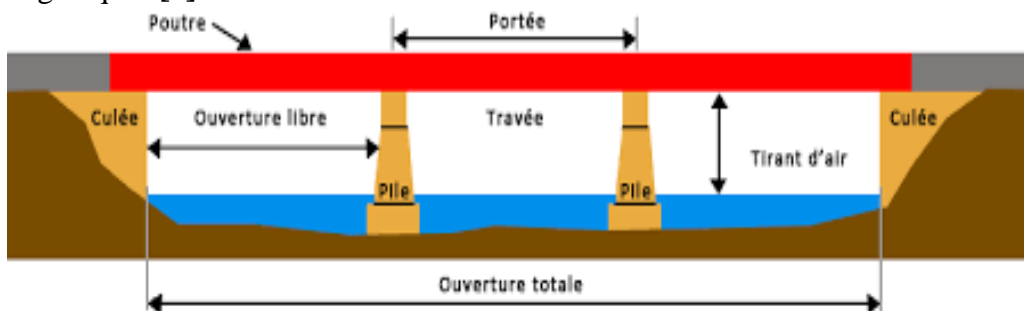


Figure I.11 réalisation des appuis (pile et culée) [6].

c / Les fondations de caissons à claire-voie

Si le pont est construit sur le roc, on peut déposer les caissons à claire-voie directement sur la surface rocheuse, en comblant les dénivellations avec un coussin de matériel granulaire.

On doit éviter de construire un pont avec fondations à caissons dans un sol organique [6].

d / La stabilisation des fondations

Lorsque la vitesse d'écoulement des eaux autour des unités de fondation dépasse celle que les matériaux du lit du cours d'eau peuvent supporter, en raison de leur granulométrie, on doit prévoir des mesures de protection. L'enrochement est une méthode efficace, du moins si les vitesses d'écoulement sont modérées : on incorpore au lit des pierres d'un diamètre suffisant pour résister à la force de l'eau. Il comporte aussi d'autres avantages appréciables : les roches sont généralement disponibles sur place ; elles se tassent bien et l'affouillement est modéré. De plus, il est facile de le rectifier s'il s'avère instable. Si l'on a du mal à trouver la pierre requise, on peut obtenir une protection équivalente en consolidant les unités de fondation avec des sacs de sable et de ciment, des blocs de béton préfabriqués, des gabions, etc. Si le sol s'érode très facilement, on doit disposer les pierres ou tout autre matériau utilisé sur une membrane géotextile, pour empêcher ou tout autre matériau utilisé sur une membrane géotextile, pour empêcher les particules fines d'être emportées par le courant [6].

I.2.3.4L'entretien des ponts

Les ponts sont les points névralgiques du réseau de chemins, car toute défaillance ou fermeture à la circulation a des conséquences fâcheuses, sinon graves. On doit donc tout mettre en œuvre pour éviter qu'ils ne se détériorent au point de compromettre la sécurité des usagers ou de nécessiter un détournement de la circulation, car cela implique toujours des inconvénients (pertes de temps, coûts inutiles, accidents, etc..) [2].

I.3. Calculs hydrologique et hydraulique

La conception des projets de route doit toujours respecter un principe fondamental qui est le maintien la chaussée hors d'eau. Elle est donc confrontée aux problèmes d'hydrologie et d'hydraulique.

Le calcul hydrologique consiste à déterminer les caractéristiques morphologiques et physiques du bassin versant d'une part, et d'autre part la pluie maximal et le débit maximal fréquentiel du cours d'eau au moyen de données hydrométriques par des ajustements statistiques.

Les calculs hydrauliques permettent de déterminer les ouvertures des ouvrages d'évacuation des eaux des crues ; la hauteur à l'entrée de l'ouvrage ; la profondeur et la vitesse d'écoulement à l'entrée et la sortie de l'ouvrage. La connaissance de la vitesse à la sortie de l'ouvrage permet de choisir la protection adéquate contre l'affouillement des berges et des lits du cours d'eau.

Le principe de ces calculs sera détaillé dans ce travail à travers l'exemple d'un ouvrage projeté sur oued Maafa de la commune de Maafa wilaya de Batna.

Chapitre II

Présentation de la région d'étude

Chapitre II. Présentation de la région d'étude

II.1. Introduction

Ce chapitre est consacré à une description générale du bassin versant MAAFA appartient au grand bassin de ChotMelghigh afin de donner les indications géographiques, géomorphologiques, géologique et hydrogéologiques, bases indispensables à la compréhension future des mécanismes hydrologiques. En effet l'altitude, les cours d'eau et la forme d'un bassin versant reliées à la lithologie renseignent sur le type de réponse hydrologique du bassin. Aussi, l'ensemble des principales caractéristiques physiographiques qui jouent un rôle capital dans le comportement hydrologique des cours d'eau, a une forte influence sur la répartition spatiotemporelle des précipitations et des écoulements au sein du bassin étudié.

II.2. Présentation de la zone d'étude

II.2.1. Situation géographique du bassin versant MAAFA

La commune de MAAFA est située à environ 45 km au Sud-ouest de la wilaya de BATNA à environ 80km au nord de Biskra, elle est limitée par :

- La commune AIN TOUTA au NORD.
- Les communes de TILATOU à l'OUEST.
- La commune de BENI FEDHALA EL HAKANIA à l'EST.
- La commune de ELKANTARA WILAYA DE BISKRA au SUD [5].



Figure II.1. Situation géographique de la commune de Maafa d'aira d'Ain touta wilaya de BATNA[5].

Le sous bassins versants, objet de cette étude, sont situés dans les communes de MAAFA et BENI FEDHALA EL HAKANIA wilaya de BATNA, appartient au grand bassin de Chot Melghigh numéroté 06 selon la nomenclature de l'ANRH.[7].

Les sous bassins versants délimitant la ville de l'Est et du Sud sont délimités (figure II.2) :

- Au Nord Est par DJEBEL TAFRENT ;
- A l'Est par les plateaux TAOURICHT et TAHENENT;
- Au Nord et au Nord Ouest par la ville d'AIN TOUTA ;
- Au Sud Dj GUEROUAOU [7].

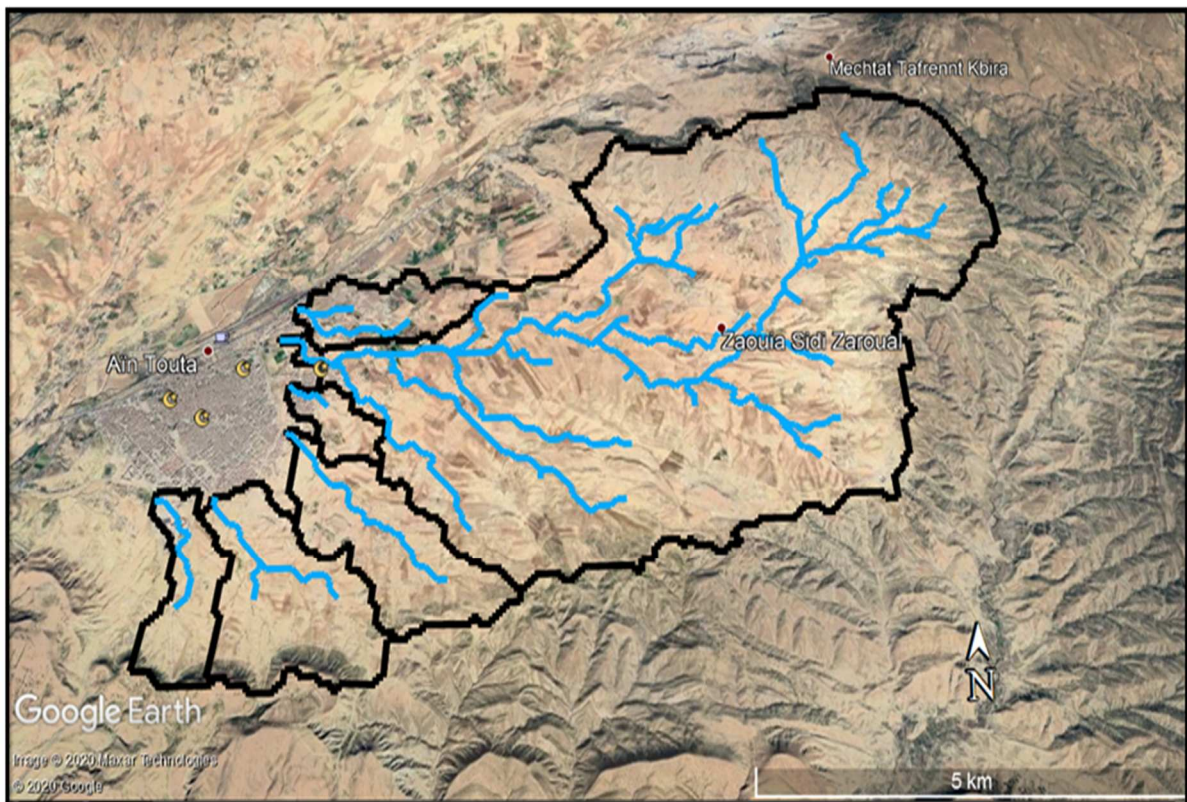


Figure II.2. Localisation de la zone d'étude et les sous bassins versants (Ville d'AIN TOUTA wilaya de BATNA)[7].

II.2.2. Situation climatique du bassin versant Maafa

II.2.2.1. Données de base

Les différents paramètres morpho métriques du bassin versant (forme, altitude, pente, relief etc...) interviennent souvent de façon combinée dans les modalités de l'écoulement. Ils sont l'avantage de se prêter à une analyse quantifiée. Cette analyse intéresse deux domaines :

- □ La surface topographique,
- □ Le réseau hydrographique. Pour quantifier ces paramètres, les documents cartographiques et moyens de mesures suivants ont été utilisés :
- □ Cartes topographiques
- □ Images satellite LandSat8.
- □ Logiciel Arc Gis et Auto CAD [5].

II.2.2.2. Climatologie

Pour fournir les caractéristiques climatiques au bassin étudié, nous avons utilisé les données météorologiques enregistrées à la station de Batna.

- La température de l'air
- La pluie
- Les vents
- L'humidité

Notre site est situé du côté nord et au piedmont des monts des Aurès. La station climatique de référence la plus proche prise en considération est la station de Batna (ferme). En effet, cette station jouie des mêmes caractéristiques du relief qui est à la continuité de celui du site de notre étude. La classification nationale de la région de Batna se situe dans la zone climatique des Aurès-Né émécha parmi les 09 zones que comporte la classification. Le palier pluviométrique de notre station est compris entre 300 et 400 mm ce qui nous permet de la classer dans le climat méditerranéen semi-aride, avec un hiver froid et un été moyennement chaud [7].

II.2.2.3. Température

- Les données concernant les températures relèvent toujours de la station de BARIKA (période D'observation 1984/1993), les tableaux en annexes 2et3 montrent des minima moyens mensuels oscillant entre **0 C°** en hiver (janvier) et **23.5C°** au mois D'août, les maximums moyens sont de **14.3C°** en hiver **37.9C°** été, l'amplitude est **15C°** environ.
- Station météo : (BARIKA)
- Paramètre : Température mini moyenne mensuelle
- Période : (1984-1993)[7].
-

Tableau II.1 : Température mini moyenne mensuelle

Années	Jan	Fév	Mar	Avr	mai	Juin	Juil	Août	Sep	Oct	Nov	Dec
1984	2,3	4	5,1	10,3	12,8	19,9	22,4	22,1	17,7	11,9	8,1	3,8
1985	1,4	6,2	5,3	10,6	14,2	21,7	23,7	23,5	18,1	13,1	9,5	2,8
1986	2,4	3,3	6,2	8,2	15,9	19,2	21	22,9	18,3	14,7	7,6	3,9
1987	2	4,1	7,3	11,3	14,5	20,4	24	22,8	20,4	15,9	8,1	5,9
1988	4,9	3,8	6,9	10,5	16,9	19,9	24	24,2	17,4	14,7	9,7	2,5
1989	2,3	4,4	8,2	9,3	14,6	17,8	21,4	23,3	18,4	13,1	8,3	6,7
1990	3,8	4,9	6,9	8,3	14,5	20,7	21,3	20,1	19,9	12,8	8	2
1991	1	2,3	7,6	8,2	9,7	17,3	22	21	18	11,9	4,7	2,3
1992	1,1	2,3	6	8	13,5	17,5	20,7	22	18,6	12,2	7,6	3,8
1993	0,8	3,5	5,6	8,3	14,6	20,9	22,6	22,8	16,9	14,4	8,7	4

Station météo : (BARIKA)

Paramètre : Température maximale moyenne

Période : (1984-1993)

Tableau II.2 Température maximale moyenne

Années	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	Sep	Oct	Nov	Dec
1984	12,5	13,5	17,3	23,1	25,7	32,2	36,7	35,8	30,3	21,9	18,7	14
1985	11,3	18,2	15,5	23,7	25,8	35,3	38,4	37,8	31,6	24	19,7	12,2
1986	12,4	14,2	16,6	22	30	33	35,7	31,8	31,3	24,5	17,3	13,3
1987	12,3	13,9	18,3	25	27,4	33,8	36,9	37,8	34,1	28,1	17,2	13,3
1988	15,1	15,4	19	23,6	29,6	31,9	39,2	37,1	30,4	27	18,8	12,3
1989	12,9	14,8	20,8	21,1	27,6	30,6	35,7	36,6	30,2	25,2	20,3	16,8
1990	12,5	19,9	19,3	20,6	25,9	35	36,3	34,4	34,6	26,4	18,1	12,2
1991	13,5	13,2	17,9	19,3	23,6	33,1	38	37,3	31,3	22,4	16,7	11,3
1992	11,6	14,4	16,5	20,5	16,5	30,5	35,1	37,2	32,2	25,6	19,5	14,9
1993	14,3	13,3	17,1	22,7	28,7	36,5	37,9	37,7	31	26,1	18,2	15,3

Le tableau suivant illustre les données sur les valeurs moyennes mensuelles et annuelles

Tableau II.3 : Température moyennes mensuelles et annuelles

Mois	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	Sep	Oct	Nov	Dec
Minimal	0,8	2,3	5,1	8	9,7	17,3	21	20,1	16,9	11,9	4,7	2
Maximal	15,1	19,9	20,8	25	30	36,5	39,2	37,8	34,6	28,1	20,3	16,8
Moyennes Mensuelles	7,9	11,7	12,9	16,5	19,8	26,9	30,1	28,9	25,7	20	12,5	9,4

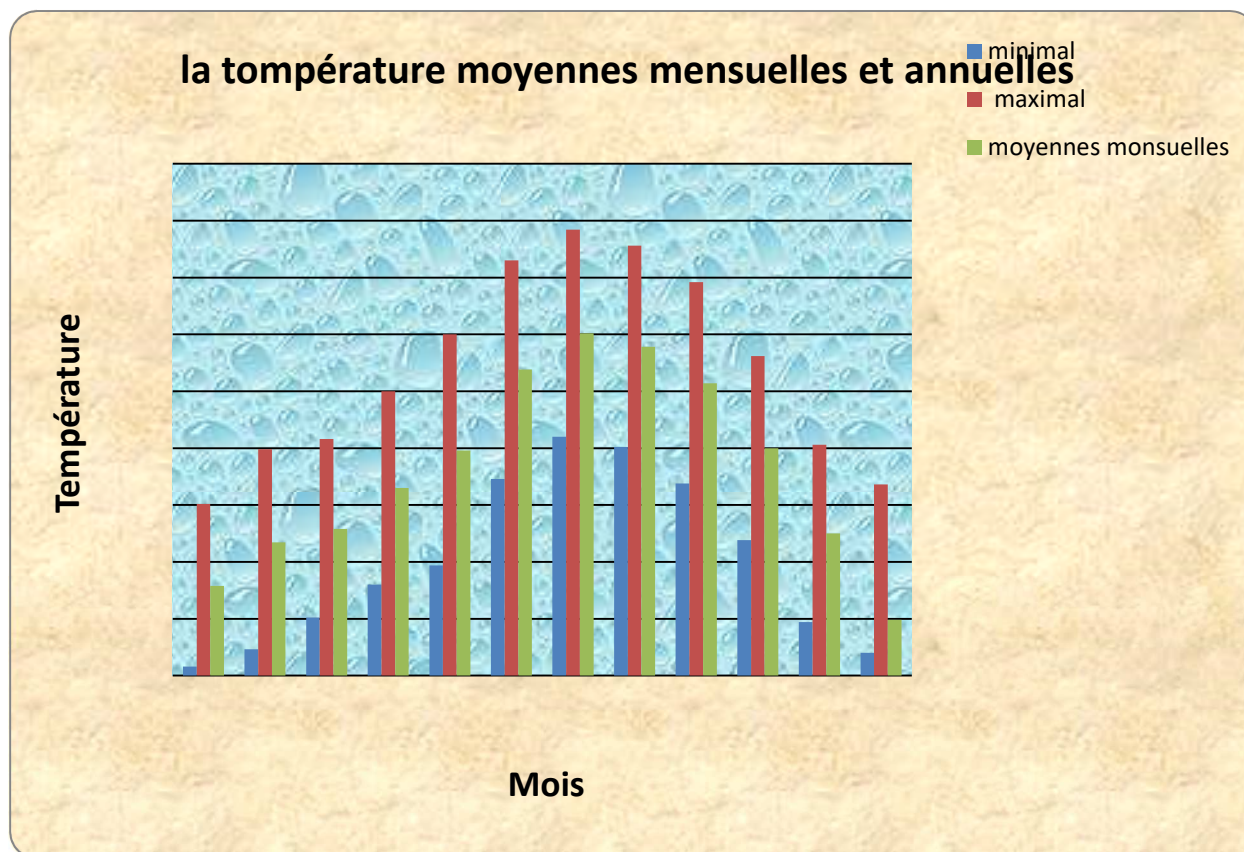


Figure II.3:Température moyennes mensuelle et annuelles [7].

L'analyse du tableau Ci- dessus nous renseigne sur :

Une période chaude s'étalant du mois de juin au mois de septembre, marquée par une température moyenne 27.9 C°

Le mois le plus chaud étant le mois de juillet.

Une période de froid s'étalant du mois d'octobre au mois d'avril avec une valeur moyenne de 12.9 C°

Le mois le plus froid étant le mois de janvier avec une température moyenne de 7.9 C° .

II.2.2.4 Les Vents

Les vents les plus dominants sont ceux provenant du NORD – OUEST et du SUD – EST la zone connaît le SIROCCO pendant les mois de JUILLET et AOUT avec une moyenne annuelle de 15 jours.

Le tableau suivant indique les variations concernant les moyennes mensuelles et annuelles.

Tableau II.4 : Les Variations concernant les vitesses moyennes mensuelles et annuelles des vents.

Mois	jan	fev	mar	avr	mai	juin	juil	aout	sept	oct	nov	dec	moye
VIM	6,0	7,1	6,6	6,7	6,9	6,5	5,9	5,5	3,7	5,3	5,2	7,0	6,2
DIV	SN	SN	SN	SN	ESW	SN	SN	SN	SN	SN	ESW	SN	SN
FREQU %	39	32	33	30	27	27	29	38	38	37	45	38	35,1

VIM = Vitesse du vent moyen en *m/s*

DIV = Direction du vent

MOY = Moyenne annuelle de la période (1980-1984).

FREQU = Fréquence moyenne mensuelle %

II.2.2.5 La Pluviométrie

Les moyennes mensuelles et totales annuel des précipitations en mm sont données par le tableau suivant :

Pour la Période (1984-1993)

Tableau II.5 : Les moyennes mensuelles et totales annuel des précipitations

Mois	jan	fév	mar	avr	mai	juin	juil	aout	sep	oct	nov	dec	total annuel
Moyenne mensuelle	26,4	19,1	22,5	16,6	14,4	15,2	1,6	4,7	24,8	29,8	25,3	22,3	222,7

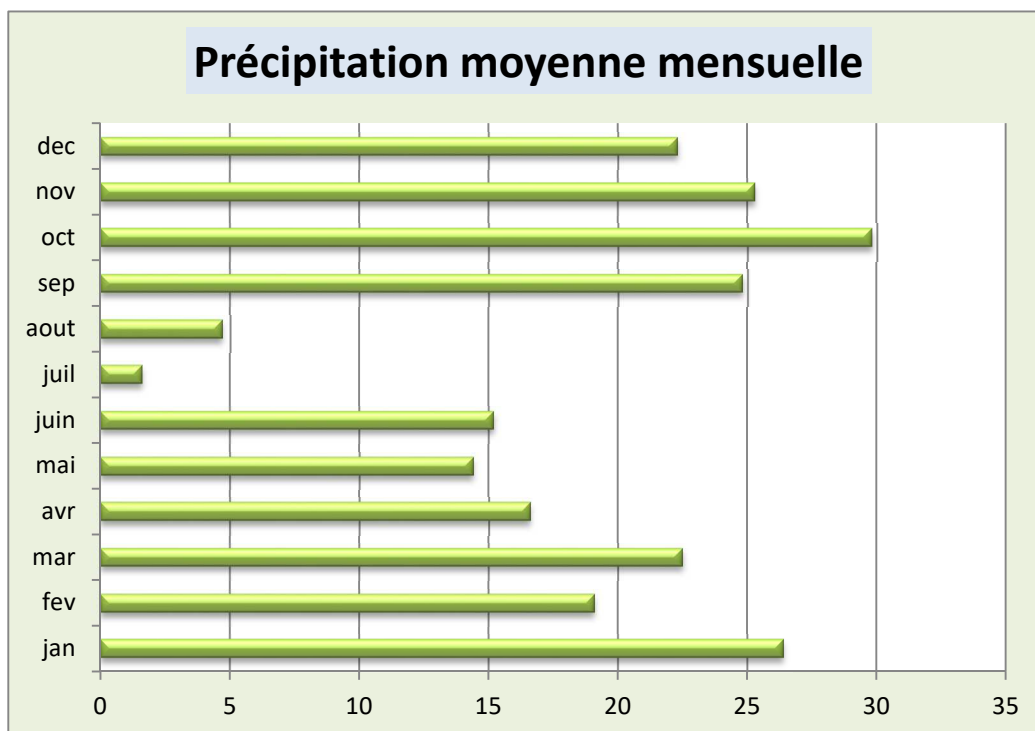


Figure II.4 : Variations mensuelle des précipitations de la station de BARIKA [7].

I.4.5. Répartition de l'évaporation (en %)

On utilise les données du barrage Foum El Guerza situé au Sud des Aurès

Tableau II.6: L'évaporation mensuelle et totale annuel

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	TL
Evap (mm)	58	67	124	172	210	298	310	270	241	144	87	55	2036
%	2.8	3.3	6.1	8.4	10.3	14.6	15.2	13.3	11.8	7.1	4.3	2.7	100
Source	Source ANB												

II.3.Conclusion

Dans ce chapitre nous avons essayé de représenter les sous bassins versants délimitant la commune de Maafa, connaître la topographie, les conditions climatiques et l'état actuel du réseau hydrographique de la région ainsi que les caractéristiques hydro morphologiques d'AIN TOUTA. La collecte des données consiste à rechercher toutes les informations disponibles dans la région à étudier. Cette étape constitue la phase la plus importante. Elle est basée sur la collecte des informations brutes, et aussi de vérifier sa fiabilité pour une prise de décision correcte. Nous allons donc, procéder dans le chapitre qui suit au calcul hydrologique.

Chapitre III

Etude hydrologique

Chapitre III : Etude hydrologique

III.1. Introduction

L'étude hydrologique consiste à déterminer le débit de crue de l'oued ou écoulement qui est destiné à être franchit par un tracé routier. Par conséquent, l'écoulement doit être rétabli par ouvrage hydraulique (Pont, dalots ou buses) pour notre cas, il s'agit d'un pont.

Les méthodes de calcul des débits de ruissellement utilisent généralement un modèle statique de la relation "pluie - ruissellement" ($Q = f(I)$) et leur application présente la difficulté d'apprécier les caractéristiques physiques et géomorphologiques du bassin versant tels que forme, pente, superficie, longueur du cours d'eau principal, temps de parcours; coefficient de ruissellement, etc.

III.2 Pluviométrie moyenne annuelle

Le bassin étant de taille réduite, il existe peu de pluviomètres situés directement à l'intérieur. Nous avons donc utilisé les mesures des pluviomètres localisés dans les sous bassins versants mitoyens à celui dans lequel s'intègre le bassin de Oueddjerrataiouaz. Nous avons utilisé la station positionnée sur le même versant que l'emplacement du sous bassin versant de l'oued djerrataiouaz, donc soumises au même régime climatique. Les paramètres pluviométriques la station sont regroupés dans le tableau iii.

Tableau III.1 : Stations pluviométriques utilisées [7].

REFERENCES A.N.R.H		COORDONNEES LAMBERT (M)		ALTITUDE (M)	PERIODE D'OBSERVATIO N
Code	Station	X	Y	Z	Années
050905	BARIKA	742,30	235	456	1975-1994

La pluviométrie moyenne annuelle pour la station de Barika est 222.7 mm.

Variations saisonnières des précipitations

La variation mensuelle des précipitations dans l'année conditionne, en relation avec les facteurs thermiques, l'écoulement saisonnier et par là même le régime des cours d'eau ainsi que celui des nappes aquifère [7].

Tableau III.2:Pluies Moyenne mensuelle de la station de Barika

Mois	jan	Fev	Mar	avr	mai	juin	juil	aout	sep	oct	nov	dec	total annuel
Moyenne mensuelle	26,4	19,1	22,5	16,6	14,4	15,2	1,6	4,7	24,8	29,8	25,3	22,3	222,7

III.3 Pluies journalières maximales

La série des pluies maximales journalières enregistrées à la station de Barika a été choisie car la plus représentative des maxims journaliers pouvant se produire dans le bassin versant de Oued Sidi Ali.

Cette série a été ajustée à différentes lois de probabilité, la loi de Gumbel s'est révélée la plus adéquate (figure III.1).

Les résultats apparaissent ci-dessous.

Moyenne	Ecart type	Minimum	Maximum
24,578	10,01	0	54,0

Nous reproduisons les valeurs de la pluie maximale journalière pour différentes périodes de retour[7].

Tableau III.3:Valeurs de la pluie maximale journalière[7].

Période de retour (ans)	500	200	100	50	20	10	5
Variable de Gauss	2.879	2.576	2.327	2.054	1.645	1.282	0.841
$\bar{P}_{\max j}$ (mm)	69.13	61.52	55.90	50.32	42.99	37.38	31.54

Ajustement à une loi de Gumbel

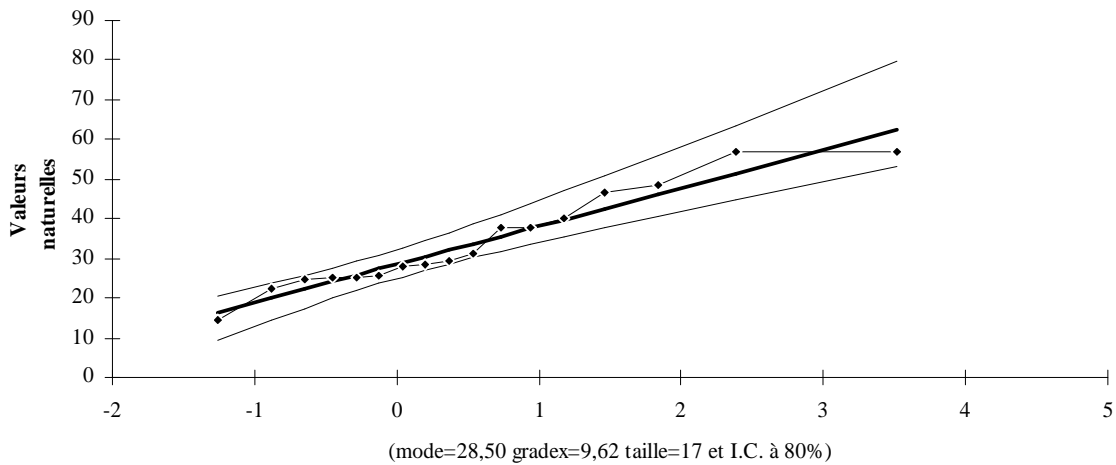


Figure III.1 : Ajustement à la loi de Gumbel

III.4 Pluies de courte durée

Les pluies de courte durée pour différentes fréquences ont été déterminées à l'aide de la relation préconisée par l'A.N.R.H (Body) :

$$P_{tc} = P_{j_{\max}} \left(\frac{t}{24} \right)^b \quad (\text{III.1})$$

Avec :

P_{tc} : Pluie de courte durée de fréquence égale à celle de $P_{j_{\max}}$ (mm)

$P_{j_{\max}}$: Pluie journalière maximale de fréquence voulue (mm)

t : Temps considéré en heures.

b : Exposant climatique (pour notre région, $b = 0.23$)[8].

Les résultats obtenus pour une durée égale au temps de concentration (T_c) et pour différents temps de retour sont reportés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.4:Pluies fréquentielles de courte durée

Période de retour (ans)	500	200	100	50	20	10	5
\bar{P}_{maxj} (mm)	69.13	61.52	55.90	50.32	42.99	37.38	31.54
P_{tc} (mm)	54.121	48.163	43.763	39.395	33.656	29.264	24.692

III.5 Etude des crues

III.5.1 Débits maximal fréquentiels

L'absence de données observées nous a contraints à utiliser les formules empiriques les plus adéquates.

L'une des formules les plus utilisées est celle de TURAZZA qui s'exprime de la manière suivante :

$$Q_{p\%} = \frac{1}{C} \times I_{p\%} \times S \quad \text{Équation 20}$$

Où : $Q_{p\%}$ = Débit maximum de fréquence (P%)

C = Coefficient de ruissellement lié à la probabilité d'occurrence

$I_{(P\%)}$ = Intensité de la pluie de fréquence (P%) pour une durée égale au temps de concentration T_c .

S = Superficie du bassin versant.

D'après son auteur, il est recommandé d'affecter les valeurs suivantes au coefficient (C)[8].

Tableau III.5 Les valeurs de coefficient (C).

Période de retour (ans)	500	200	100	50	20	10	5
P_{tc} (mm)	54.121	48.163	43.763	39.395	33.656	29.264	24.692
C	0,75	0,725	0,7	0,65	0,625	0,6	0,55

Rappelons que :

$$I_{p\%} = \frac{P_{tc(p\%)}}{T_c} \quad (\text{III.21})$$

Tableau III.6 Intensité de la pluie de fréquence (P%) pour une durée égale au temps de concentration Tc.

Période de retour (ans)	500	200	100	50	20	10	5
P _{tc} (mm)	54.121	48.163	43.763	39.395	33.656	29.264	24.692
I (P%)	6.536	5.817	5.285	4.758	4.065	3.534	2.982

Les résultats obtenus sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau III.7 Débits fréquents obtenus par la méthode Turraza

Période de retour (ans)	500	200	100	50	20	10	5
P _{tc} (mm)	54.121	48.163	43.763	39.395	33.656	29.264	24.692
I (P%)	6.536	5.817	5.285	4.758	4.065	3.534	2.982
Q _{p%}	432.352	384.757	349.609	314.710	268.867	233.781	197.257

La 2eme méthode celle de **SOKOLOVSKY**:

$$Q_{\max} = \frac{0,28 P_{tc(p\%)} C_e S}{t_m} * f \quad (\text{III.22})$$

f : coefficient de forme de la crue, $f = \frac{12}{4+3\gamma}$ (), on prend $\gamma=2,50$ d'où $f=1.04$ hydro gramme triangulaire

Tableau III.8. coefficient de forme

γ	2,0	2,5	3,0	4,0
f	1,20	1,04	0,92	0,75

t_m : temps de montée, en heures où $t_m = f(t_a)$

t_a : étant la durée de l'averse $t_a = t_c = t_m$ cas des petits bassins versants

C_e : Coefficient de ruissellement en fonction de la fréquence[8].

Tableau III.9: Débits fréquentiels obtenus par la méthode Sokolovsky

Période de retour (ans)	500	200	100	50	20	10	5
C_e	0,75	0,725	0,7	0,65	0,625	0,6	0,55
$P_{tcp\%}$ (mm)	54.121	48.163	43.763	39.395	33.656	29.264	24.692
$Q_{maxp\%}$ (m ³ /s)	453.243	389.904	342.068	285.928	234.882	196.062	151.645

La 3eme méthode celle de **Mallet–Gauthier**

$$Q_{max,p\%} = 2 K \log(1 + A P) \frac{S}{\sqrt{L_p}} \cdot \sqrt{1 + 4 \log T - \log(S)} \quad (\text{III. 23})$$

S : superficie du Bassin versant, (Km²);

P : pluie moyenne annuelle en (m);.

A : Coefficient régionale; A=20.

K : Constante du bassin Varie entre 1 et 3; K=2.

T : période de retour en années.

L_p : longueur du talweg principale en (km) [8].

Tableau III.10:Débits fréquentiels obtenus par la méthode Mallet–Gauthier

Période de retour (ans)	500	200	100	50	20	10	5
Ce	0,75	0,725	0,7	0,65	0,625	0,6	0,55
Ptcp%(mm)	54.121	48.163	43.763	39.395	33.656	29.264	24.692
Qmaxp% (m ³ /s)	1276.485	1162.04	1067.357	963.404	805.659	661.804	476.323

Choix du débit de crues (débit de dimensionnement)

D'après les résultats obtenus par les différentes méthodes de calcul de débit de crues, on remarque que les valeurs obtenues par la méthode de SOKOLOVSKY et celle de TURRAZA sont très proches l'une de l'autre et cela pour les différentes fréquences de calcul.

On remarque que les résultats obtenus par la méthode de MALLET GAUTHIER sont grandes par rapport aux autres valeurs.

Pour ces raisons, et pour ne pas faire un surdimensionnement ou sous dimensionnement, on opte pour les valeurs moyennes données par les quatre formules comme débits de dimensionnement.

Tableau III.11:Débits fréquentiels arrêtés pour les calculs

Période de retour (ans)	500	200	100	50	20	10	5
Qmaxp% (m ³ /s)	453.243	389.904	<u>342.068</u>	285.928	234.882	196.062	151.645

Tableau III.12. Hydro grammes de crues pour différentes périodes de retour BV. MAAFA

t (min)	500	200	100	50	20	10	5
0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
100	3.70	3.18	2.79	2.33	1.92	1.60	1.24
200	29.57	25.44	22.32	18.66	15.32	12.79	9.89
300	99.80	85.86	75.32	62.96	51.72	43.17	33.39
400	<u>498.47</u>	<u>428.81</u>	<u>376.21</u>	<u>314.46</u>	<u>258.32</u>	<u>215.63</u>	<u>166.78</u>
500	451.78	388.65	340.97	285.01	234.13	195.43	151.16
600	407.39	350.46	307.46	257.00	211.12	176.23	136.30
700	365.29	314.24	275.69	230.44	189.30	158.02	122.22
800	325.49	280.00	245.65	205.33	168.68	140.80	108.90
900	287.98	247.73	217.34	181.67	149.24	124.57	96.35
1000	252.76	217.44	190.76	159.46	130.99	109.34	84.57
1100	219.85	189.12	165.92	138.69	113.93	95.10	73.56
1200	189.22	162.78	142.81	119.37	98.06	81.85	63.31
1300	160.90	138.41	121.43	101.50	83.38	69.60	53.83
1400	134.87	116.02	101.79	85.08	69.89	58.34	45.12
1500	111.13	95.60	83.87	70.11	57.59	48.07	37.18
1600	89.69	77.16	67.69	56.58	46.48	38.80	30.01
1700	70.55	60.69	53.24	44.50	36.56	30.52	23.60
1800	53.70	46.19	40.53	33.88	27.83	23.23	17.97
1900	39.14	33.67	29.54	24.69	20.29	16.93	13.10
2000	26.89	23.13	20.29	16.96	13.93	11.63	9.00
2100	16.92	14.56	12.77	10.68	8.77	7.32	5.66
2200	9.26	7.96	6.99	5.84	4.80	4.00	3.10
2300	3.89	3.34	2.93	2.45	2.01	1.68	1.30
2400	0.81	0.70	0.61	0.51	0.42	0.35	0.27
2500	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

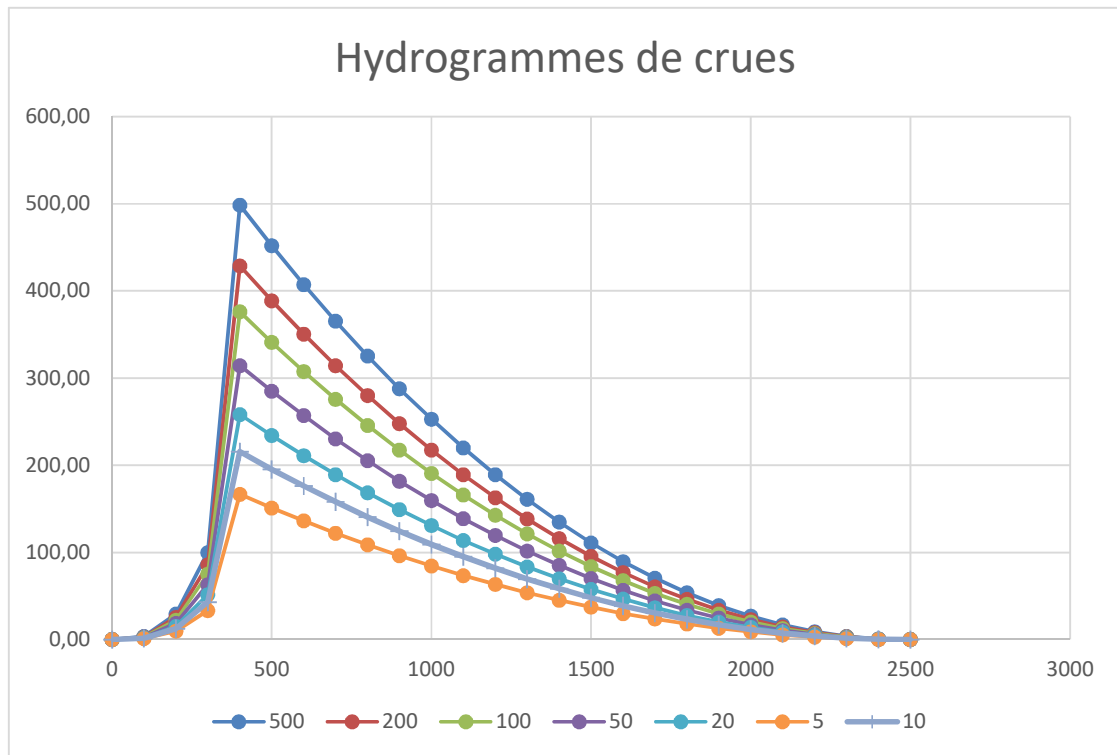


Figure III.2. Hydrogrammes de crues BV. MAAFA

III.6. Conclusion

L'estimation quantiles de débits et de volumes des crues est le résultat de l'analyse statistique des données (crues). Dans ce chapitre, est vue l'absence de ces données (crues), nous avons opté pour les formules emperruqués basées sur les précipitations extrêmes.

Pour cela une présentation de la théorie de l'analyse statistiques des données (de précipitations extrêmes) est nécessaire, puisque son utilisation avec différentes lois de probabilité théoriques dans l'ajustement des précipitations journalières maximales fréquentielle dans le but de déterminer le débit caractéristique de la crue des différents sous bassins versants délimitant la commune de Maafa. Aussi, le calcul des différents quantiles de débits est nécessaire dans l'établissement des hydrogrammes synthétiques mono-fréquence. Les débits maximas fréquentiels déterminés à l'aide de formules empiriques Turazza et SOKOLOVSKI sont assez proches, tan disque ceux trouvés par la formule de Mallet-Gauthier sont plus grands.

Chapitre IV

Etude hydraulique

Chapitre IV : Etude hydraulique

IV.1. Introduction

L'étude hydraulique consiste à dimensionner les ouvrages hydrauliques nécessaires pour faire traverser les écoulements et les oueds en dehors des zones urbaines et dimensionner les ouvrages de drainage en zones urbaines après avoir déterminé le débit de crue de chaque oued ou écoulement consterné.

L'objectif principal de cette partie d'études est de déterminer la plus haute eau (PHE) d'un oued qui sera traversé par un ouvrage qui est un pont au niveau de oued Sahel, en utilisant les formules empiriques qui tiennent compte des données hydrologiques de la région et en utilisant les résultats de l'étude hydrologique (calcul du débit du bassin versant).

IV.2 Débit d'apport et débit capable de l'ouvrage hydraulique

IV.2.1 Estimation du débit de crue (rappel) :

Le débit de projet correspond au débit de pointe pour une période de retour donnée, dimensionnant l'ouvrage hydraulique. Ce débit est calculé par les plusieurs méthodes (en fonction de la surface du bassin versant et sa situation géographique): Rationnelle, Crupédix, transition et Turazza.

Pour notre bassin versant d'une surface qui dépasse largement les 200 km², nous avons opté pour la formule de Turazza expliqué en chapitre 3.

a. Formule Rationnelle : Pour les bassins dont la surface ne dépasse pas 10km², nous adoptons cette formule :

$$Q_{(t)} = K \cdot C_{(t)} \cdot I_{(t)} \cdot A$$

Dont : Q(T) : Débit maximum d'eau pluviale de période de retour (m³/s).

C(T) : Coefficient de ruissellement pondéré pour la période de retour T.

I(T) : Intensité moyenne de pluie en mm/h pour la période de retour T

pendant
le temps de concentration t_c.

K : Coefficient de conversion des unités.

A : Aire du bassin d'apport (km²) [8].

b. Formule Crupédix : Pour les bassins versants de surfaces supérieures à 50km^2 , la formule de Crupédix sera retenue.

$$Q_{10} = R \cdot \left(\frac{P_{10}}{80}\right)^2 \cdot A^{0.8}$$

Dont : Q_{10} : Débit décennal, en (m^3/s).

R: Coefficient régional traduisant l'aptitude de ruissellement :

R=0.2 pour des terrains perméables

R=1.5 à 1.8 pour des terrains imperméables

R=1 pour des terrains intermédiaires

P_{10} : Pluie journalière de période de retour décennale en (mm).

A : Aire du bassin d'apport (km^2).

Le débit centennal est obtenu à partir de la corrélation :

$$Q_{100} = b \cdot Q_{10} \text{ à priori } 1.4 \leq b \leq 4$$

Jusqu'à 20km^2 ,

b est déterminé en appliquant la formule rationnelle (calcul de Q_{10} et Q_{100} comme si la formule rationnelle était applicable).

Au-delà de 20km^2 , b est déterminé à partir des données provenant des cours d'eau jaugés sur des bassins versants représentatifs à proximité du projet. A défaut,

$b = 2$ au minimum [8].

c. Formule de Transition : Entre les deux méthodes précédentes, une formule de transition est appliquée pour des surfaces comprises entre 10km^2 et 50km^2 .

$$Q_{\text{transition}} = \left(\frac{50-A}{40}\right) \cdot Q_{\text{rationels}} + \left(\frac{A-10}{40}\right) \cdot Q_{\text{crupédix}} [8].$$

d. Formule de Turazza :

Pour les bassins versants de superficie supérieure à 200 km^2 les temps de concentrations sont supérieures à 12 heures, la pluie continue de durée égale au temps de concentration présente une probabilité de retour quasi-nulle.

Le ruissellement est provoqué par une succession d'averses de plus en plus grande intensité.

Les débits de crues sont alors fonction des rythmes de succession des averses continues.

Le calcul de débit est obtenu en majorant ; par un coefficient variant de 1.5 à 4, le débit moyen de la crue définie par la hauteur d'eau ruisselée sur le bassin versant, divisée par le temps dit de concentration T_c .

$$Q = \frac{P(t) * cr * A * Ka}{3.6 * Tc} (m^3/s)$$

Q : débit du bassin versant (m³/s) ;

P (t) : pluie tombée pour une durée égale au temps de concentration du bassin versant en (mm) ;

Cr : coefficient de ruissellement ;

A : superficie du bassin versant en (km²).

Ka : coefficient d'abattement égale du rapport de pluie moyenne sur la pluie maximale et varie de 0.5 à 0.9

;

Tc : temps de concentration déterminé par la formule de GIONDOTTI en heures [8].

IV.2.2. Choix du coefficient de ruissellement

Le coefficient de ruissellement est défini comme le rapport de la hauteur d'eau ruisselée à la hauteur d'eau précipitée.

Il est choisi compte tenu de la nature du bassin versant en particulier de sa couverture du type de sol, de la pente, ainsi qu'en fonction du temps de retour de l'événement.

Le coefficient de ruissellement dépend des caractéristiques et conditions d'infiltration du sol, l'intensité de précipitation, de la proximité de la nappe phréatique, du degré de compactage du sol, de sa porosité, du couvert végétal, de la typologie d'occupation, de la pente du bassin, de la récurrence, etc....

Le coefficient de ruissellement est estimé par la méthode préconisée de KENESSEY qui est la somme de trois (03) coefficients partiels :

- C1 : dépendant de la pente du bassin versant.
- C2 : dépendant de la nature du sol (perméabilité).
- C3 : dépendant de la couverture végétale du bassin versant [6].

IV.2.3 Choix du période de retour T

Pour chaque type d'infrastructure, les conditions d'écoulement et l'effet d'une crue exceptionnelle doivent être appréciés.

Pour les buses en à la période de retour de T= 10 ans

Pour les dalots en à la période de retour de T= 50 ans

Pour les ponts en à la période de retour de T= 100 ans

IV.3 Dimensionnement de l'ouvrage hydraulique

IV.3.1 Calcul du débit de saturation

Le calcul des ouvrages ne peut se faire qu'après avoir disposé des contraintes de l'écoulement naturel en aval recueillies jusqu'à au moins 100 m de l'ouvrage hydraulique.

Par ailleurs, les ouvertures des ouvrages hydrauliques de rétablissement sont généralement inférieures à la section courante du ruisseau ou du thalweg pour des raisons de coûts.

Ce rétrécissement hydraulique n'est pas neutre pour son fonctionnement et notamment en période d'évacuation du débit de crue.

L'écoulement est entièrement conditionné par les caractéristiques de l'oued.

Le débit est calculé par la formule de MANNING - STRICKLER.

$$Q = K * S * Rh^{2/3} * I^{1/2}$$

S_m : section mouillée en (m²) ;

R_h : rayon Hydraulique en (m) ;

$$R_h = \frac{S_m}{P_m}$$

P_m : périmètre mouillé en (m) ;

I : pente moyenne de l'oued ;

K : coefficient de rugosité de Strickler.

Voici quelques ordres de grandeur du coefficient de Strickler

Nature des parois	Valeur de K en $m^{1/3} / s$
Béton lisse	75-90
Canal en terre, non enherbé	60
Canal en terre, enherbé	50
Rivière de plaine, sans végétation arbustive	35-40
Rivière de plaine, large, végétation peu dense	30
Rivière à berges étroites très végétalisées	10-15
Lit majeur en prairie	20-30
Lit majeur en vigne ou taillis	10-15
Lit majeur urbanisé	10-15
Lit majeur en forêt	<10

Nous avons adopté la valeur

- 30 pour les ponts
- 70 pour les dalots
- 80 pour les buses

De façon à contrôler les effets de l'érosion, la vitesse maximale de l'écoulement devra être limitée à 4.5 m/s.

Pour la hauteur utile, si la hauteur totale

- Pour $H_t \leq 2,5$ m \longrightarrow hauteur utile = 80 % hauteur totale.

- Pour $H_t > 2,5$ m \longrightarrow hauteur utile = hauteur totale - 0,50 m

IV.3.2 Conception des ouvrages hydrauliques

On distingue généralement 5 familles d'ouvrages :

Les buses circulaires, les dalots, les buses arches, les ouvrages à voûte cintrée, et les ouvrages d'art.

Dans la mesure du possible, les produits industrialisés seront à rechercher plutôt que des ouvrages coulés en place plus coûteux. Les ouvrages en béton armé, sous réserve de dispositions constructives soignées, présentent d'excellentes garanties de solidité et de longévité [1].

IV.3.3 Protections des ouvrages hydrauliques

Il peut être envisagé de caler le radier de l'ouvrage hydraulique à au moins 0,30 m sous le fond du lit du cours d'eau pour permettre la reconstitution d'un fond naturel dans l'ouvrage.

La surélévation du niveau amont des écoulements et l'accroissement des vitesses en sortie d'ouvrage nécessitent le plus souvent des protections en amont et en aval des ouvrages.

Toute rectification du tracé nécessitera :

- la continuité de l'écoulement hydraulique ;
- la protection efficace des berges aux changements de direction par des techniques pérennes relevant prioritairement du génie végétal.

Les techniques de renforcement par enrochements et gabions devront être réservées aux sections fortement sollicitées par la vitesse de l'écoulement, si les enjeux sont importants en terme de sécurité des personnes et des biens à fortes valeurs ajoutées ; Les écoulements en pente importante $p = 4\%$ posent des problèmes spécifiques (détermination de la hauteur d'eau amont, vitesse dans les ouvrages...[1].

Tableau IV.1 (modèle) : Débit d'apport et débit capable de l'ouvrage hydraulique

Surface du B.V (Km ²)	Débit de crue (m ³ /s)	Pente ouvrage(%)	Débit capable (m ³ /s)	Vitesse Maxde L'ouvrage (m/s)	Type d'ouvrage	Dimension
317.50	342.07	1	342.07	4	pont	

IV.4 Calcul Hydraulique Des Ouvrages Traversant

Les ouvrages hydrauliques sont dimensionnés par la méthode citée ci-dessous avec la valeur Q100, pour ce débit le dimensionnement devra respecter la condition suivante :

$$\frac{H_{am}}{H} \leq 1.2$$

Avec : H_{am} : hauteur d'eau amont, H : hauteur de l'ouvrage

Il est souhaitable d'avoir une revanche de :

- $R \geq 0.3\text{m}$ pour des OH où $H < 1.5\text{m}$,
- $R \geq 0.5\text{m}$ pour des OH où $1.5 < H < 2\text{m}$
- $0.7\text{m} < R < 1.5\text{m}$ au-delà.

IV.4.1 Méthode de vérification hydraulique

1. Le calcul de la section est effectué par la méthode de Manning Strickler :

$$Q = K * S * Rh^{2/3} * I^{1/2}$$

Avec :

I : Pente de pose de l'ouvrage (m/m).

S : Section mouillée (m²).

Rh : Rayon hydraulique moyen (m) avec :

$$Rh = \frac{\text{Section mouillée}}{\text{Périmètre mouillée}}$$

Avec : K : Coefficient de Manning Strickler donné par :

- K = 60 pour les structures en béton coulées sur place
- K = 70 pour les structures préfabriquées en B.A. et pour les collecteurs circulaires.

2. Le calcul du remous amont est effectué grâce au théorème de Bernoulli :

On peut obtenir par la formule Manning Strickler la hauteur normale (Hn) d'eau dans l'ouvrage ainsi que la hauteur critique (Hc). En fonction de leur rapport, le régime d'écoulement peut être fluvial ou torrentiel.

Si $H_n < H_c$, le régime d'eau est fluvial. On peut calculer Ham comme suit :

$$H_{am} = H_n + \frac{VN^2}{2g(1+ke)}$$

Si $H_n < H_c$, le régime d'eau est torrentiel ; la hauteur d'eau à l'entrée de l'ouvrage est critique

Selon le niveau d'eau et le régime d'écoulement en aval de l'ouvrage il peut y avoir formation d'un ressaut nécessitant une protection contre les affouillements (lit à enrocher par exemple).

La formule simplifiée fournissant la hauteur d'eau amont par excès s'écrit :

$$H_{am} = H_n + \frac{Vc^2}{2g(1+ke)}$$

Dont : K_e : Coefficient de perte de charge à l'entrée de l'ouvrage hydraulique (fonction du type de l'entée)

- $K_e=0.5$ pour l'extrémité avec mur de tête et murs en aile
- $K_e=0.7$ pour l'extrémité taillée en sifflet
- $K_e=0.9$ pour l'extrémité en saillie

V_N : Vitesse d'écoulement correspondant à la hauteur d'eau normale dans l'ouvrage

$V_N = Q / S_N$, S_N est calculé par la formule de Manning Strickler

V_C : Vitesse d'écoulement correspondant à la hauteur d'eau critique dans l'ouvrage

$V_c = Q / S_c$, S_c est calculé par la formule de Manning Strickler

3. V : Vitesse d'écoulement dans l'ouvrage hydraulique

$V = Q / S_N$

Dont : Q : Débit de charge (m^3/s)

S_N : Surface mouillée (m^2)[8].

IV.5 Application pour notre ouvrage (Oued Maafa)

Remarque : le résultat du débit de crue de notre projet est crue de projet pour une crue centennale de : $Q_{100} = 342.07 m^3/s$ (voir chapitre III)

a. Détermination de la cote des plus hautes eaux :(P.H.E)

Pour un ouvrage hydraulique de type pont et pour une finition correcte de la ligne rouge, il faut déterminer la côte correspondant au débit de crue centennial. Pour ce faire un calcul dérivant de la formule de Manning Strickler $V = K_{st} \times J^{1/2} \times R_h^{2/3}$, et $Q = V \times S$ permet d'obtenir avec une approximation acceptable, le niveau d'une crue, connaissant le débit hydrologique Q de la crue centennale et les caractéristiques géométriques du cours d'eau (section mouillée S et périmètre mouillé P).

La formule la plus utilisée est celle de Manning Strickler.

$V = K_{st} \times R_h^{2/3} \times I^{1/2}$ et $Q = V \times S$

Avec:

V : Vitesse moyenne d'écoulement (m/s)

R : Est le rayon hydraulique (en m)

J : La pente de l'écoulement (m/m)

$K_{st} = 1/n$ est le coefficient de Rugosité, et n varie en fonction de plusieurs facteurs :

- Nature des parois (terre, rocher, gravier fin, gravier grossier)
- Influence des variations, forme et de dimension de la section mouillée
- Influence des obstructions
- Influence de la végétation
- Importance des méandres

Dans le cas du franchissement d'Oued Maafa, nous prenons une valeur du coefficient de rugosité à $K_{st} = 30$.

b. Calcul de la pente longitudinale J du lit l'oued :

On a pris au niveau du lit d'oued quatre (04) pentes J1, J2, J3, J4

$$J1 = 989.03 - 989.26 / 60 = 0.003 \text{ m/m}$$

$$J2 = 989.26 - 989.31 / 45 = 0.001 \text{ m/m}$$

$$J3 = 989.31 - 989.25 / 55 = 0,001 \text{ m/m}$$

$$J4 = 989.25 - 989.6 / 70 = 0.004 \text{ m/m}$$

$$J \text{ moyen} = (J1 + J2 + J3 + J4) / 4 = 0.003 \text{ m/m}$$

Calculs des vitesses et débits au site de franchissement sur Oued Maafa (pour $K = 30$ et $J = 0,003 \text{ m/m}$)

Tableau IV.2 Résultats de calcul

Cote (m)	Hauteur d'eau (m)	Pm (m)	Sm (m ²)	Rh (m)	Debit (m ³ /s)	Vitesse d'écoulement (m/s)
990.3	1	21.20	15	0.7	19.589	1.31
990.8	1.5	27.2	27	1	44.096	1.63
991.3	2	33.3	42	1.3	80.512	1.92
991.8	2.5	39.4	60	1.5	130.467	2.17
992.3	3	45.5	81	1.8	195.511	2.41
993.2	3.90	55.7	123	2.2	342.823	2.8

d. Choix du tirant d'air

Un cours d'eau charrie souvent détritiques, corps flottants, branchages, etc.... Au passage sous un pont ces derniers s'accrochent et bouchent peu à peu la section d'écoulement mettant ainsi l'ouvrage en risque d'être en charge. C'est pourquoi, il est obligatoire de prévoir un tirant d'air pour diminuer ce risque d'obstruction partielle ou totale du pont. Pour des ponts de grandes longueurs le tirant d'air varie de 1,00 m à 2,50 m .. Le tirant d'air considéré est de $H = 1.20$ m

Le gabarit de l'ouvrage (ouverture verticale) est de : $3.9 + 1.20 = 5.10$ m.

IV.6 Conclusion:

Le dimensionnement d'un ouvrage hydraulique en général et de drainage en particulier est une grande responsabilité pour l'hydraulicien dont l'erreur n'est pas permise afin d'éviter des défaillances après réalisation. Pour cela le choix de la méthode et les formules adéquates doivent se faire convenablement, sans oublier le choix des données à utiliser. Pour notre cas, le calcul des plus hautes eaux (PHE) nous permet de poser l'ouvrage de traversé sans aucun risque de débordement de l'eau ou de déstabilisation de l'ouvrage.

Chapitre v

*Simulation par le logiciel
Hec-Ras*

Chapitre V : Simulation par le logiciel Hec-Ras

V.1. Introduction :

Dans ce chapitre nous allons décrire le fonctionnement du logiciel Hec-Ras, qu'on utilisera dans nos simulations. Nous allons d'abord présenter le fonctionnement du logiciel d'une manière générale, qu'on utilisera pour réaliser des simulations 1D instationnaires. Ensuite, on introduit dans ce logiciel les données géométriques de la partie de l'oued coupé par l'axe de la route, pour simuler la ligne d'eau correspondant au débit centenaire calculé dans le chapitre III.

V.2. Principe d'utilisation du logiciel HEC-RAS :

V.2.1. Projet :

Dans le menu File, choisir l'option *New Projet* pour obtenir une fenêtre similaire à celle illustrée plus bas (Figure V.1).

La première étape est de choisir le dossier de travail où le projet sera sauvegardé. Un nouveau répertoire peut d'ailleurs être créé avec le bouton *Create Folder*. Le titre du projet sera par la suite spécifié dans la ligne haute et un nom de fichier doit aussi être indiqué dans la case suivante, tout en conservant l'extension *.prj*.

Avant d'entrer les informations reliées à la géométrie et aux débits, il faut spécifier le système d'unité utilisé. Dans le menu Option, allez à *Units System* et choisissez *System International (Metric System)*.

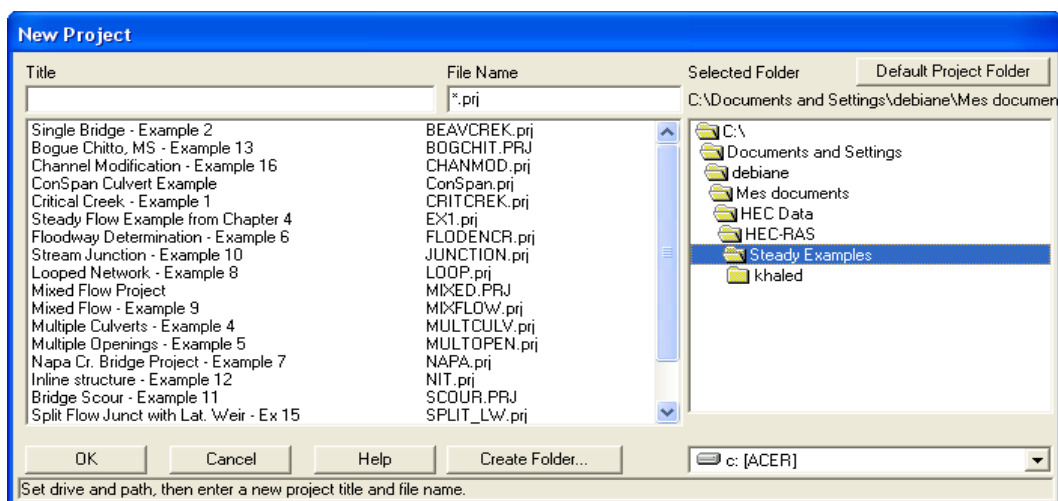


Figure V.1: Fenêtre New Project.

V.2.2. Géométrie des sections:

Sélectionnée Edit/Geometric Data....et la fenêtre Base Geometric Data apparaît (Figure V.2).

Pour représenter le tronçon à étudier, cliquez sur le bouton *River Reach*. Le curseur se transforme en crayon et vous pouvez alors dessiner le tronçon de rivière à l'aide d'une suite de points qui vont de l'amont vers l'aval, en suivant le centre de la rivière sur l'image de référence. Vous double-cliquez pour indiquer la fin du tronçon. A ce moment, une fenêtre apparaît vous demandant d'indiquer le nom de la rivière et le nom du tronçon.

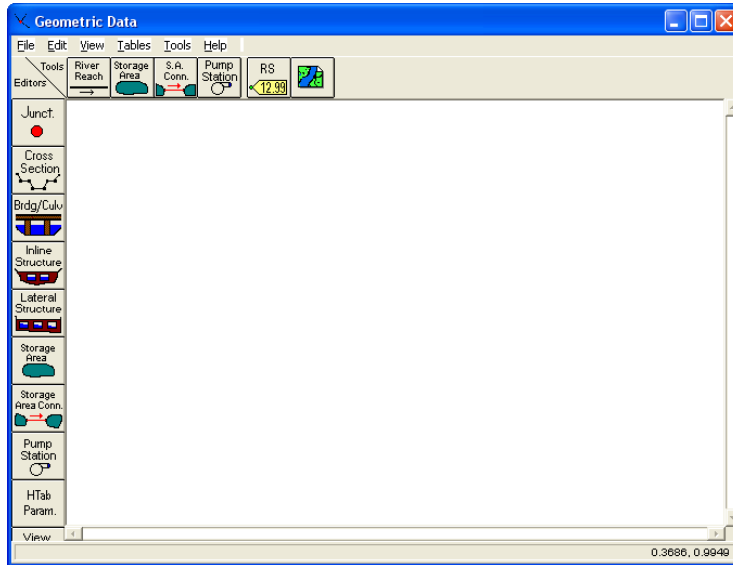


Figure V.2: Fenêtre Geometric Data.

Pour entrer les données, vous devez cliquer sur le bouton *Cross-Section* dans la partie gauche pour obtenir une fenêtre similaire (Figure V.3). Dans le menu Option, choisissez *Add a new Cross Section...* Il vous est alors demandé de définir la station (*River Station*) de cette section transversale qui est en fait un identificateur numérique. HEC-RAS place sur un tronçon de rivière les stations en ordre décroissant de la partie amont ver la partie aval. La signification de chacun des termes que l'on y retrouve est décrite ci-dessous :

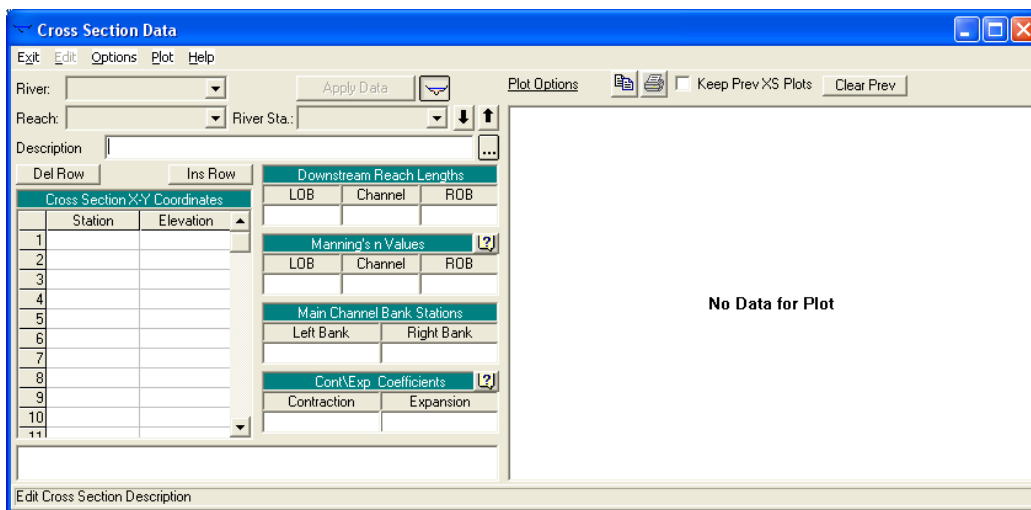


Figure V.3 : Fenêtre Cross Section Data.

- ✓ **River** : Nom de la rivière sur laquelle la nouvelle section sera ajoutée ;
- ✓ **Reach** : Nom du tronçon de la rivière sur laquelle la nouvelle section sera ajoutée ;
- ✓ **River station** : Identification numérique de la section transversale ;
- ✓ **Description** : Commentaire de l'utilisation sur cette section ;
- ✓ **Cross-section coordinates** : Coordonnées relatives dans le plan X-Y des points définissant la section transversale ;
- ✓ **Downstream Reach Lengths** : Distance en mètres jusqu'à la prochaine section transversale située en aval. LOB signifie la partie gauche de la plaine inondable et ROB sa partie droite, alors que Channel désigne le lit principal de la rivière ;
- ✓ **Manning's n values** : Coefficient de Manning de chaque portion de la section transversale ;
- ✓ **Main channel bank stations** : Coordonnées, dans le plan X seulement, des limites gauches et droite du lit principal de la rivière. Les valeurs fournies doivent correspondre à une valeur déjà présente dans la partie *Cross-section coordinates*.

Après avoir entré les données, cliquez sur *Apply Data*. Vous pouvez alors visualiser la section transversale que vous venez de définir dans la partie adjacente de la fenêtre

V.2.3. Débit et conditions aux limites :

Dans la fenêtre principale, cliquez sur le bouton *Steady Flow Data* (Figure V.4). Pour obtenir une fenêtre similaire à celle illustrée plus bas. Pour entrer les valeurs des débits, indiquées d'abord *Number of Profiles*. Par la suite, dans le menu *Options*, allez à *Edit Profil Names...* et indiquez les noms de profils appropriés.

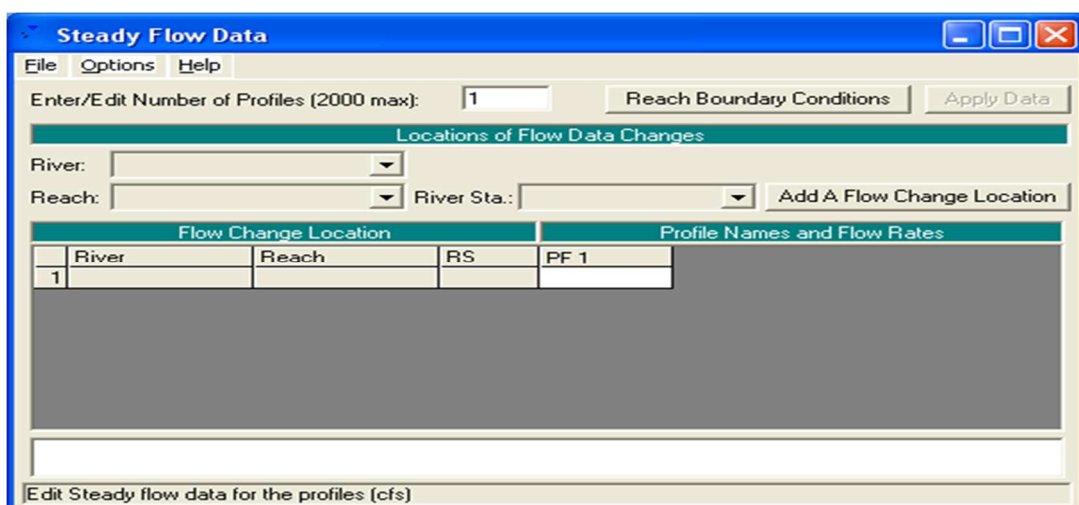


Figure V.4: Fenêtre Steady Flow Data.

Lorsque les débits correspondants aux différents profils devant être calculés sont spécifiés, il faut par la suite définir les conditions limites de l'écoulement en cliquant sur le bouton *Reach Boundary Conditions* (Figure V.5). Les conditions limites sont nécessaires pour calculer la hauteur d'eau initiale aux extrémités de chaque tronçon.

Pour un écoulement fluvial, seulement les conditions à l'aval sont nécessaires, tandis que pour un écoulement torrentiel, les conditions à l'amont seulement sont nécessaires. Selon le régime d'écoulement modélisé, une seule des deux conditions limites peut être indiquée. On a le choix entre trois conditions aux limites : hauteur critique, hauteur normale et hauteur connue. Avant de passer à l'étape suivante, sauvegardez ces données avec *File / Save Flow Data* as...Entrez le titre et quittez cette fenêtre pour revenir au menu principal de HEC-RAS.

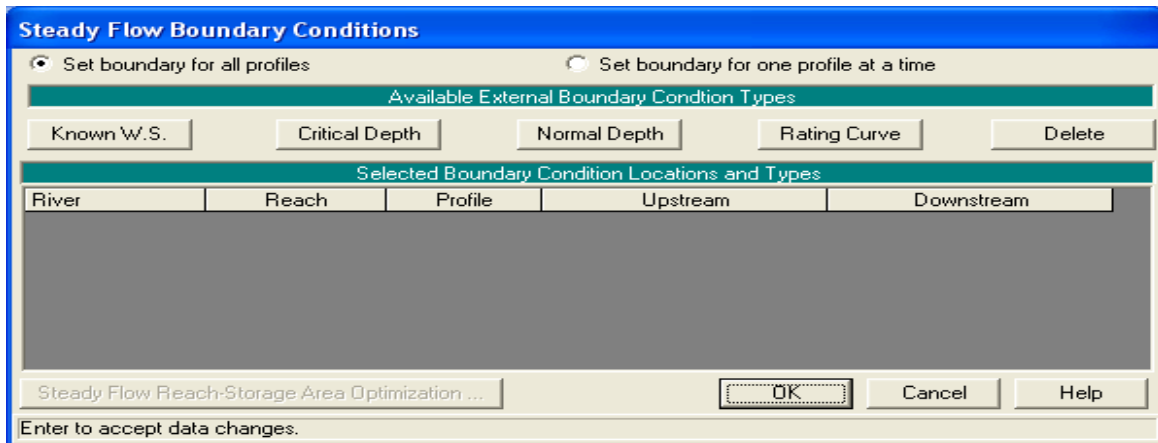


Figure V.5: Fenêtre Reach Bondary Conditions.

Dans le cas instationnaire *Unsteady flow*, on utilise la fenêtre *flow hydrograph* pour saisir l'hydrographe de crue (Figures V.6 et V.7).

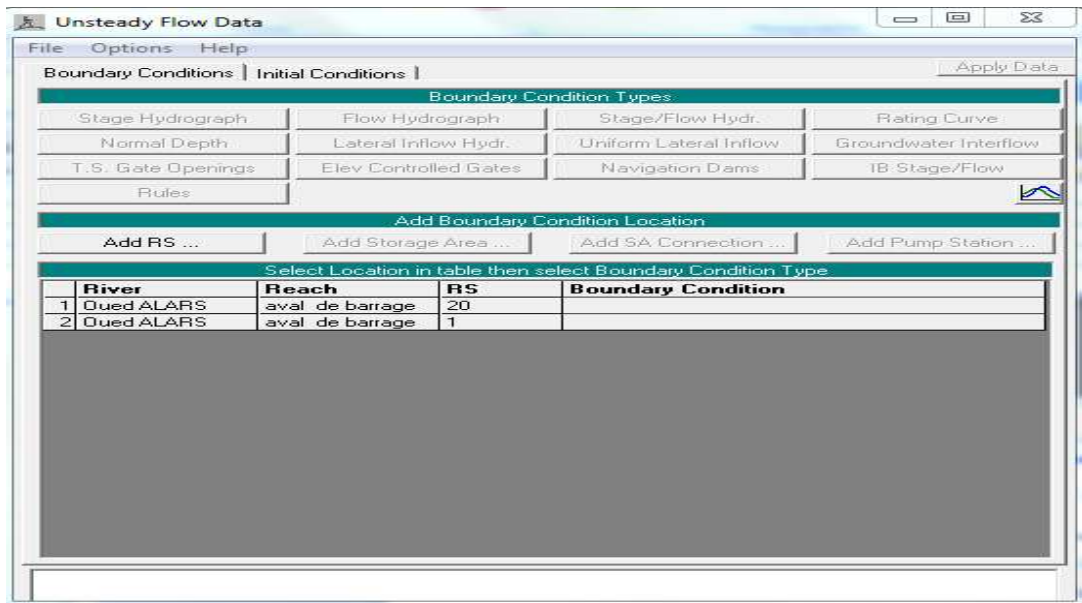


Figure V.6: Fenêtre Unsteady Flow Data.

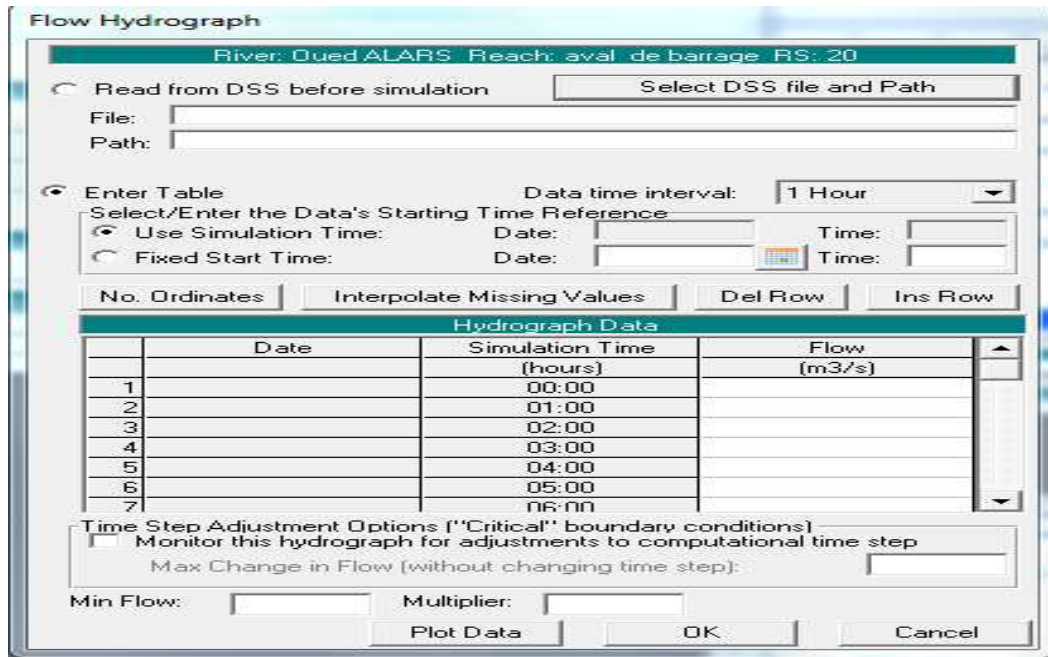


Figure V.7 : Fenêtre flow hydrograph.

V.2.4. Simulation hydraulique :

La dernière étape nécessaire à la modélisation avec HEC-RAS est de définir le plan utilisé. Cliquez sur le bouton *Perform a Steady Flow Analysis* pour obtenir la fenêtre présentée plus bas. Les fichiers *Geometry File* et *Steady Flow Analysis* que vous avez créés y sont indiqués. Dans le menu File, choisissez *New Plan*. Lorsque requis, entrez le titre et l'identificateur indiqué sur la figure V.8.

Choisissez le régime d'écoulement et appuyez sur *Compute* pour débiter la simulation. (Figure V.8).

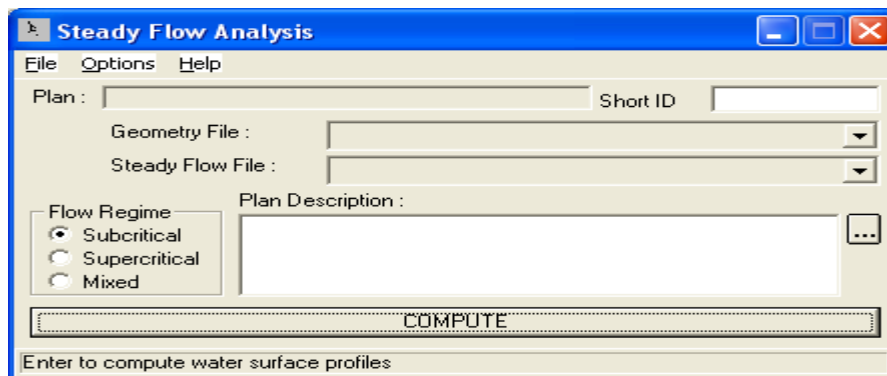


Figure V.8: Fenêtre Steady Flow Analysis.

En cas instationnaire "*Unsteady flow*", on utilise la fenêtre *Unsteady Flow Analysis* (Figure V.9). Il faut saisir les dates et heures du début et fin de simulation. Avant de cliquer sur *Compute*, il faut choisir le pas de simulation *Computation interval* et les intervalles de temps pour l'affichage des résultats.

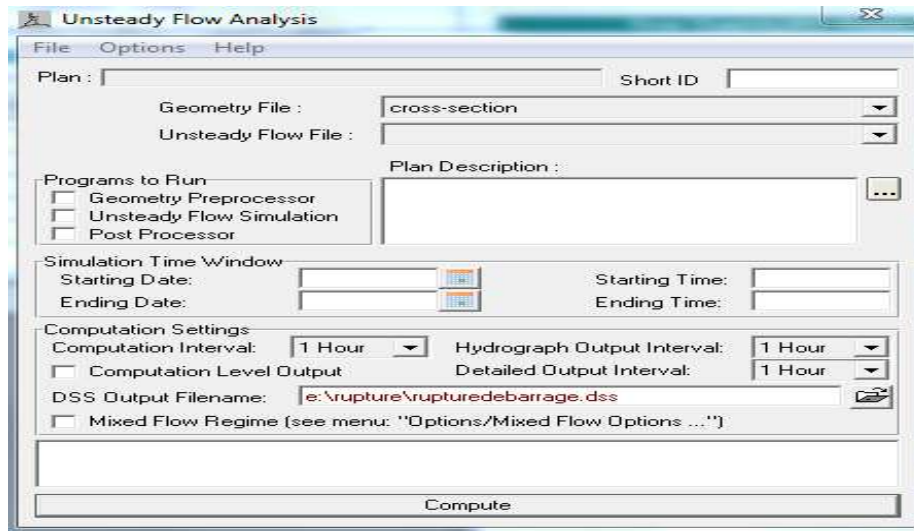


Figure V.9: Fenêtre Unseady Flow Analysis

V.3 Etape de la simulation par Hec-Ras:

On dispose d'un levé topographique de la zone d'implantation de l'ouvrage projeté avec l'axe de la route traversant l'oued Maafa (figure V.10).

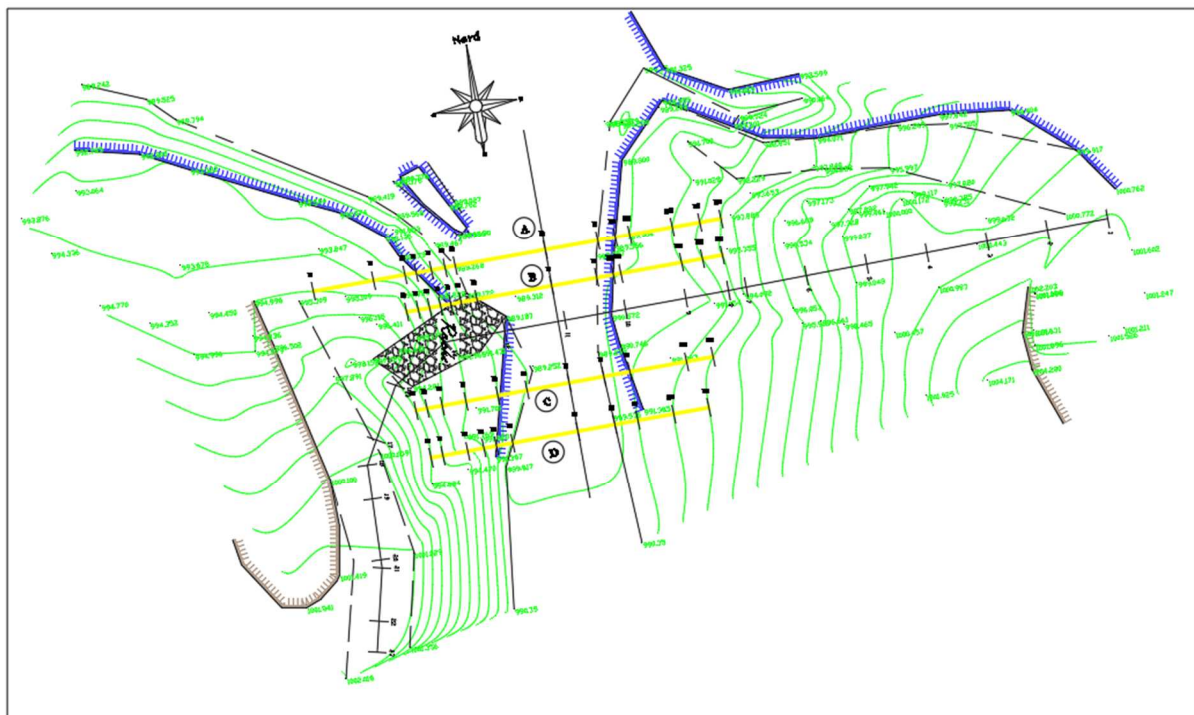


Figure V.10: levé topographique de la zone d'implantation de l'ouvrage

Pour déterminer la ligne d'eau dans l'oued correspondant à un débit centenaire calculé dans le chapitre III, on suit les étapes suivantes :

V.3.1 Editions de la géométrie des sections:

Dans la zone d'implantation de l'ouvrage on extrait cinq profils de sections d'écoulement en suivant l'axe de l'oued. Les données géométriques relatives à ces sections sont saies dans l'éditeur de géométrie du logiciel HEC-RAS.

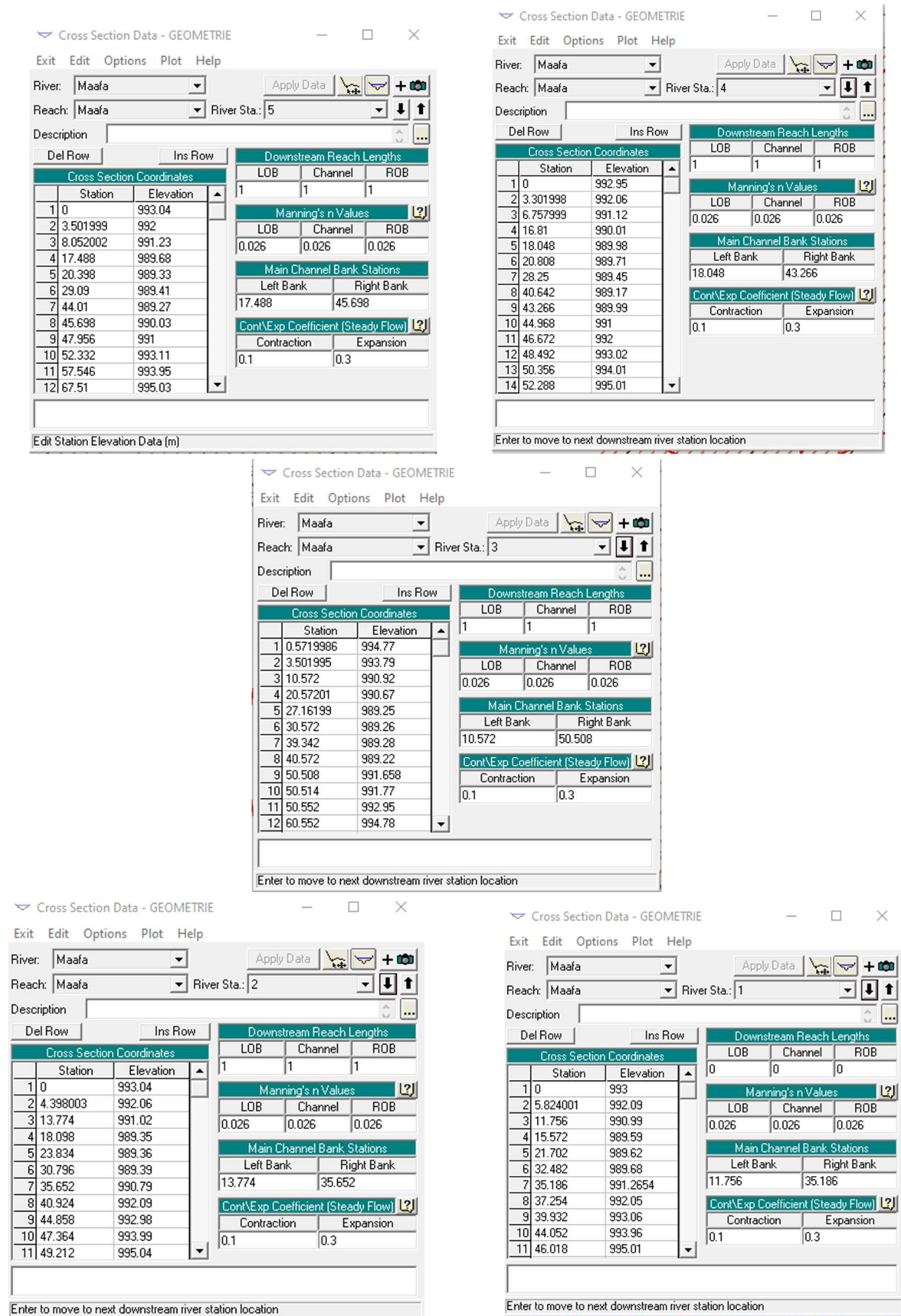


Figure V.11: Données géométriques des sections de l'oued

Pour augmenter la stabilité des calculs de niveau par le modèle. Il est recommandé d'avoir une distance raisonnable entre deux sections transversales. En assumant que la pente et les propriétés des sections varient de façon linéaire entre deux sections consécutives, la fonction *XS* interpolation dans le menu *Tools* permet d'ajouter par interpolation de nouvelles sections entre deux sections existantes.

V.3.2 Les conditions aux limites:

Dans la fenêtre les données d'un écoulement stationnaire on saisies les deux conditions suivant :

A l'amont on introduit la valeur du débit d'écoulement: $342 \text{ m}^3/\text{s}$

A l'aval: la valeur de la pente du lit du oued: 0.003

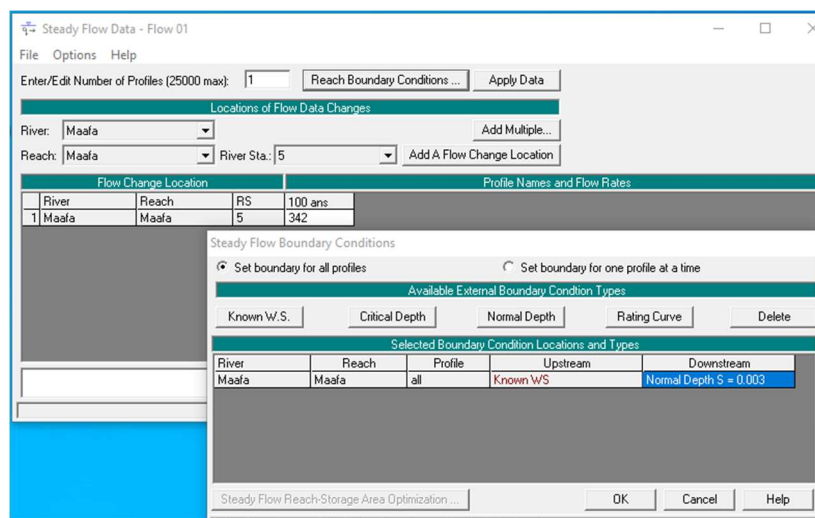


Figure V.12: Conditions aux limites

V.3.3 Lancement de la simulation

Une fois que on a saisi les données nécessaire, on choisit régime d'écoulement dans la fenêtre *Steady Flow Analysis* et on lance la simulation instationnaire en cliquant sur le bouton *Compute*

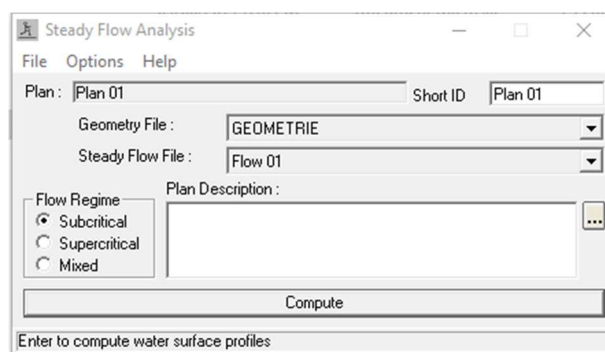


Figure V.13: Lancement de la simulation instationnaire

V.3.4 Les résultats de la simulation

Le profil du plan d'eau le long de la partie du oued étudiée est représenté sur la figure ci-dessous

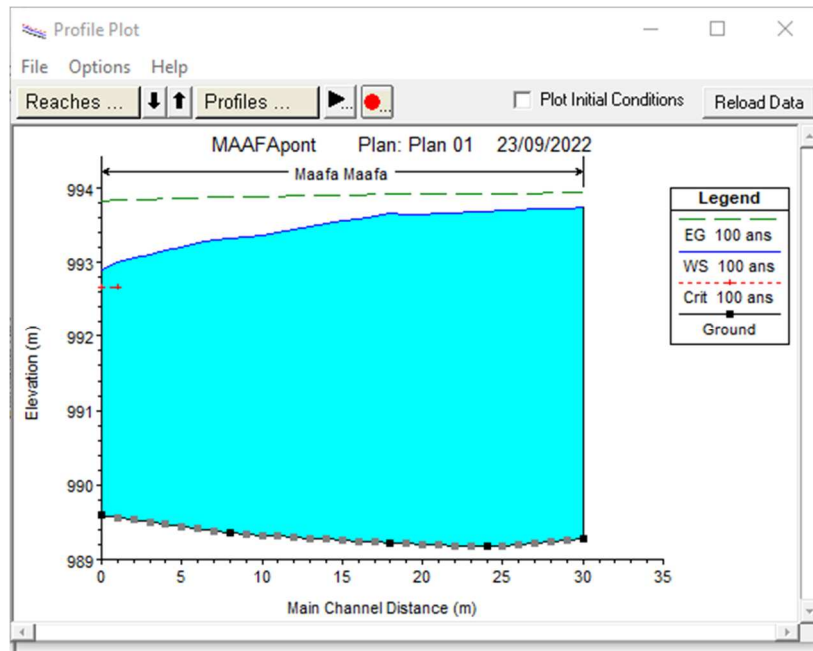


Figure V.14: Profil du plan d'eau le long de la partie du oued étudiée

Le niveau d'eau dans la section de l'oued traversé par l'axe de la route est représenté sur la figure ci-dessous

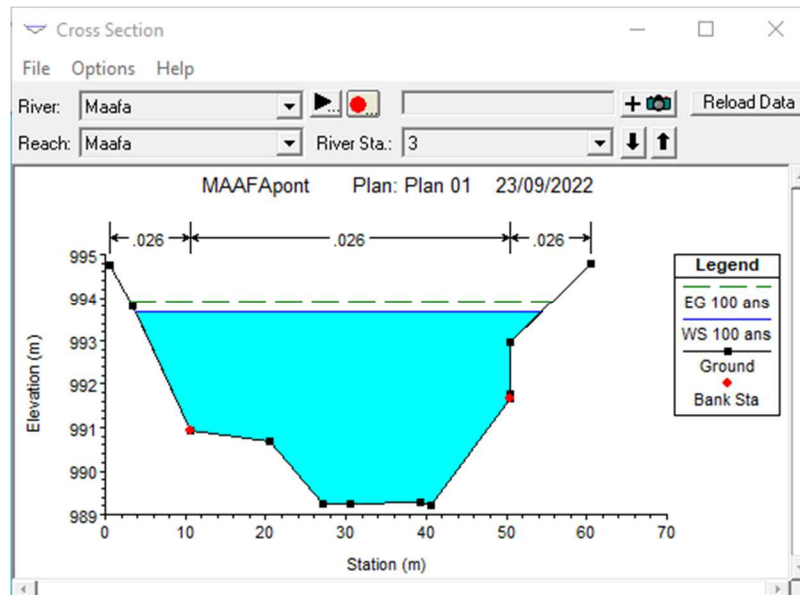


Figure V.15: Niveau du plan d'eau

Sur cette figure on constate que la cote du niveau du plan d'eau est égale à 993.65m

Les paramètres hydraulique de l'écoulement dans la section de l'oued coupé par l'axe de la route sont récapitulés le tableau ci-dessous

Tableau V.1: Tableau récapitulés paramètres hydraulique dans la section de l'oued coupé par l'axe de la route

Plan: Plan 01 Maafa Maafa RS: 3 Profile: 100 ans					
Element	Left DB	Channel	Right DB		
E.G. Elev (m)	993.92				
Vel Head (m)	0.26	Wt. n-Val.	0.026	0.026	0.026
W.S. Elev (m)	993.65	Reach Len. (m)	1.00	1.00	1.00
Crit W.S. (m)		Flow Area (m2)	9.20	143.73	1.41
E.G. Slope (m/m)	0.000659	Area (m2)	9.20	143.73	1.41
Q Total (m3/s)	342.00	Flow (m3/s)	10.64	330.78	0.59
Top Width (m)	50.56	Top Width (m)	6.73	39.94	3.89
Vel Total (m/s)	2.22	Avg. Vel. (m/s)	1.16	2.30	0.41
Max Chl Dpth (m)	4.43	Hydr. Depth (m)	1.37	3.60	0.36
Conv. Total (m3/s)	13322.8	Conv. (m3/s)	414.4	12885.7	22.8
Length Wtd. (m)	1.00	Wetted Per. (m)	7.27	40.39	5.20
Min Ch El (m)	989.22	Shear (N/m2)	8.18	23.00	1.76
Alpha	1.05	Stream Power (N/m s)	2899.10	0.00	0.00
Ficth Loss (m)	0.00	Cum Volume (1000 m3)	0.26	1.70	0.13
C & E Loss (m)	0.00	Cum SA (1000 m2)	0.21	0.49	0.13

À partir de ce tableau on tire les résultats suivants:

Cote du profil d'eau est 993.65m

La largeur du miroir est à 50.56m

La vitesse d'écoulement est 2.22m/s

La profondeur d'eau maximale est 4.43m

On remarque que ces résultats concordant avec ceux déterminés dans le chapitre précédent.

Conclusion générale

Conclusion générale

La conception d'un ouvrage d'assainissement routier doit passer par des études hydrologiques et hydrauliques.

L'étude hydrologique permet de déterminer les caractéristiques morphologiques et physiques du bassin versant d'une part, et d'autre part la pluie maximal et le débit maximal fréquentiel du cours d'eau au moyen de données hydrométriques par des ajustements statistiques.

L'objectif principal l'étude hydrauliques est de déterminer le niveau de la plus haute eau (PHE) de la section de l'oued traversée par l'axe de la route projetée.

Le développement de ces deux études sur le cas d'un ouvrage projeté sur oued Maafa de la wilaya de Batna nous a permet de prédire le débit d'une période de retour de 100 ans qui doit être transiter par la section du oued, et la côte d'eau maximale correspondante provoqué par ce débit.

Cette côte d'eau a été obtenue d'une autre manière par la simulation à l'aide du logiciel Hec Ras, d'un écoulement stationnaire transitant dans le tronçon d'oued traversée par la route projetée, avec les mêmes conditions de débit d'entrée que précédemment.

D'après les résultats de simulation par Hec-Ras et de calculs par des formules hydrauliques, les résultats de la PHE (plus haute eau) obtenus par les deux méthodes sont proches et satisfaisants.

Enfin, nous espérons avoir contribué avec ce modeste travail à donner un aperçu général sur les méthodes de calcul de remonté des eaux dans un tronçon et section d'un oued nécessaire au dimensionnement d'un ouvrage d'assainissement routier.

Liste bibliographique

Liste bibliographique

[1] : Sétra, service d'Etudes technique des routes et autoroutes, «Québec».

[2]: google,chapitre 09 on site [www.4genie](http://www.4genie.com) civil.com.

[3] : guide technique sur l'assainissement routier a été réalisé par un groupe de travail «canada».

[4]: l'aménagement des ponts et des ponceaux,«Québec».2001.

[5] : ANDRE, Musy. « Hydrologie générale », Bucarest, édition HGA, 1998

[6] : Bruno. « *La gestion du risque inondation* », 11 rue Lavoisier-Paris, Edition TEC et DOC, 2006.

[7] : ANRH ,Les données pluviométriques de la stationde Batna

[8] : Base de données, cours hydrologie univ-mohamed boudiaf msila.

[9]: Mnueal de logiciels HEC-RAS.

Summary

The design of a road sanitation structure must go through a hydrological study which determines the morphological and physical characteristics of the watershed on the one hand, and on the other hand the maximum rainfall and the maximum frequency flow of the watercourse; and a hydraulic study which determines the highest water level (PHE) of the section of the wadi crossed by the axis of the planned road.

The development of these two studies on the case of wadi Maafa of the wilaya of Batna has allowed us to predict the flow of a return period of 100 years which must be transited by the section of the wadi, and the maximum water coast correspondingly caused by this flow. This water level was obtained in another way by the simulation using the Hec-Ras software, of a stationary flow transiting in the section of wadi crossed by the planned road, with the same flow conditions. entry than before.

According to the results of simulation by Hec-Ras and calculations by hydraulic formulas, the results of the PHE (highest water) obtained by the two methods are close and satisfactory.

Résumé

La conception d'un ouvrage d'assainissement routier doit passer par une étude hydrologique qui détermine les caractéristiques morphologiques et physiques du bassin versant d'une part, et d'autre part la pluie maximal et le débit maximal fréquentiel du cours d'eau ; et une étude hydraulique qui détermine le niveau de la plus haute eau (PHE) de la section de l'oued traversée par l'axe de la route projetée.

Le développement de ces deux études sur le cas de oued Maafa de la wilaya de Batna nous a permet de prédire le débit d'un période de retour de 100 ans qui doit être transité par la section du oued, et la côte d'eau maximale correspondante provoqué par ce débit. Cette côte d'eau a été obtenue d'une autre manière par la simulation à l'aide du logiciel Hec-Ras, d'un écoulement stationnaire transitant dans le tronçon d'oued traversée par la route projetée, avec les mêmes conditions de débit d'entrée que précédemment.

D'après les résultats de simulation par Hec-Ras et de calculs par des formules hydrauliques, les résultats de la PHE (plus haute eau) obtenus par les deux méthodes sont proches et satisfaisants.

ملخص

يجب أن يمر تصميم هيكل الصرف الصحي للطرق بدراسة هيدرولوجية تحدد الخصائص المورفولوجية والفيزيائية لمستجمعات المياه من ناحية ، ومن ناحية أخرى الحد الأقصى لهطول الأمطار والحد الأقصى لتكرار تدفق المجرى المائي ؛ ودراسة هيدروليكية تحدد أعلى نسب مياه (PHE) لمقطع الوادي الذي يقطعه محور الطريق المخطط.

لقد سمح لنا تطوير هاتين الدراستين في حالة وادي عافا بولاية باتنة بالتنبؤ بتدفق فترة عودة تبلغ 100 عام والتي يجب أن يمر بها قسم الوادي ، والحد الأقصى للسائل المائي الناتج عن ذلك. هذا التدفق. تم الحصول على مستوى المياه هذا بطريقة أخرى عن طريق المحاكاة باستخدام برنامج Hec-Ras ، لتدفق ثابت يمر في مقطع الوادي الذي يعبره الطريق المخطط له ، مع نفس ظروف التدفق. الدخول أكثر من ذي قبل.

وفقاً لنتائج المحاكاة بواسطة Hec-Ras والحسابات بواسطة الصيغ الهيدروليكية ، فإن نتائج PHE (أعلى مستوى للمياه) التي تم الحصول عليها بالطريقتين تقاربة ورضية.