

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

Ecole Nationale Supérieure Polytechnique

Département d'Hydraulique



SOHER

PROJET DE FIN D'ETUDES
POUR L'OBTENTION DU DIPLOME
D'INGENIEUR D'ETAT EN HYDRAULIQUE
INTITULE

PROTECTION DE LA VILLE DE BOUDOUAOU
CONTRE LES INONDATIONS

Présenté par :

Mr. FAOUCI .Yacine

Dirigé par :

Dr.A.Bermad

Mr.E.Chaib

PROMOTION JUIN 2012

ملخص

ان حماية مدينة بودواو من الفيضانات يمر حتما عبر اعادة تعبير واد بودواو من مدخل المدينة جنوبا الى جسر السكة الحديدية شمالا.

في البداية قمنا بحساب تدفق المشروع و رسمنا بعدها المقاطع العرضية لواد بودواو و قمنا بإجراء المحاكاة الهيدروديناميكية.

للاوصول الى هذا الهدف استعملنا ادوات لازمة لإنجاز هذا العمل مثل Covadis و نموذج التضاريس الرقمية MNT

و النظام الهيدروليكي HEC RAS.

واد بودواو كلمات مفتاحية , MNT.HEC RAS

Résumé :

La protection de la ville de Boudouaou contre les inondations passe obligatoirement par le recalibrage du Oued Boudouaou de l'entrée de la ville jusqu'au pont de chemin de fer vers le Nord.

Nous avons d'abord estimé le débit de projet et tracé les sections en travers, puis nous avons procédé à la simulation hydrodynamique.

Pour atteindre notre objectif, des outils étaient nécessaires pour la réalisation de ce travail, notamment le logiciel COVADIS pour le Modèle Numérique de Terrain (MNT), ainsi que le module de calcul HEC RAS modélisation hydrodynamique.

Mots clés : Oued Boudouaou, HEC-RAS, Covadis, MNT.

Abstract :

Protecting the city against floods of Boudouaou must go with the recalibration of Oued Boudouaou the entrance to the city to the railway bridge to the north.

We first estimated the project rate and plotted the cross sections, and then we proceeded to the hydrodynamic simulation.

To achieve our goal, tools were needed to make this work, including software COVADIS for Digital Terrain Model (DTM) and the calculation module HEC RAS hydrodynamic modeling.

Key words: Oued Boudouaou, HEC-RAS, Covadis, MNT

REMERCIEMENT

Je m'incline et me prosterne devant mon Créateur, Créateur des cieux et de la terre, DIEU de l'orient et de l'occident, DIEU de tous les êtres, pour m'avoir guidé et appris tout ce que je sais.

Je tiens à adresser mes remerciements à mon promoteur **Mr .A.BERMAD** qui n'a pas hésité à m'encadrer et me suivre dans ce projet, et qui m'a accorder de son temps, de son savoir et de ces conseils.

Mes remerciements au président de jury ainsi qu'aux membres de jury pour avoir accepté d'examiner et de juger ce modeste travail

Un grand merci également à **Mr. Halimi Hacene** pour son aide important et remarquable dans ce travail.

Merci à **Mr. Amzal Amirouche** et à **Mr. Chaïb El Houssine** pour le temps qui m'ont consacrés.

Merci à toute personne a contribué de près ou de loin dans ce travail.

DEDICACE

A ceux qui étaient la cause de mon existence.

*A ceux qui sont la lumière de mes yeux, la lueur de mon chemin et, l'éclat de ma
réussite*

*A ma formidable mère qui m'a toujours soutenu, qui m'a toujours encouragé et qui
n'a jamais cessé de croire en moi.*

A mon père qui a toujours su me donner les meilleurs conseils pour ma réussite.

*A mes frères Aymene, M^{ed} Anis et Nour El Islem, mes sœurs Nour El Houda et
Boutheina qui ont complété ma vie.*

A toute ma famille.

*A la promotion d'Hydraulique 2012 à qui je rends hommage pour la formidable
ambiance qui a régné parmi nous durant ces trois merveilleuses années, et qui va
énormément me manquer.*

A tous mes amis.

Je dédie ce modeste travail.

SOMMAIRE

INTRODUCTION.....	1
I.1. LA VILLE DE BOUDOUAOU.....	2
I.1.1 Historique de la ville.....	3
I.1.2 Analyse du site.....	4
I.1.3. Analyse physique du site :	6
I.1.4. Industrie:	9
I.1.5 Infrastructures:	9
I.1.6. Situation hydraulique :	10
I.2. PRESENTATION DU BASSIN VERSANT D’OUED BOUDOUAOU.....	11
I.3.CALCUL DES CARACTERISTIQUES GEOMORPHOLOGIQUES DU BASSIN VERSANT	12
I.3.2 Caractéristiques du réseau hydrographique	15
I.3.4. La végétation du bassin versant	17
I.3.5. Caractéristiques géologiques du bassin versant.....	17
II.1. GENESE DES CRUES.....	20
II.1.1. Définition et origine des crues :	20
II.1.2. Crues d’averse :	20
II.1.3. Crues de fonte de neige :	20
II.1.4. Crues d’embâcle et débâcle de glace :	20
II.1.5. Autres causes accessoires de crues :	20
II.1.6. Caractéristiques des crues :	21
II.1.7. Crue de projet :	21
II.1.8. Crue de chantier :	21
II.1.9. Choix de la crue de projet :	21
II.2.METHODES DE PREDETERMINATION DES DEBITS DE CRUE	22
II.2.1. Cas où les données hydrométriques existent en nombre suffisant (Méthodes probabilistes)	22
II.2.2. Cas où les données hydrométriques sont insuffisantes (méthodes "hydrométéorologiques") :	27
II.2.3. Cas où il n’existe pas de données hydrométriques.....	34
(METHODES SOMMAIRES DE PREMIERE APPROXIMATION):.....	34
II.3. CALCUL DU DEBIT DE POINTE	42
II.3.1. Etude de la série de pluie de KEDDARA	43
II.3.2. L’étude de la série de débit de oued Boudouaou (1968-1978).....	46
II.4. CALCUL DES PLUIES ET INTENSITES DE COURTE DUREE ET ANALYSE DES AVERSES	48
II.5.1. La formule de Kripich	52

II.5.2. La formule de Passini	53
II.5.3. La formule de Temez	53
II.5.4. La formule de Ventura	53
II.7. Calcul des pluies et intensités de courtes durées du temps de concentration.....	55
III.1. NOTION DE BASE SUR LE MODELE NUMERIQUE DE	
	T
ERRAIN (MNT)	57
III.1.1. Définition du MNT	57
III.1.2. Types de MNT	57
III.1.3. Construction	58
III.1.4. Exploitation	59
III.1.5. Caractéristiques	59
III.2. PRESENTATION DU LOGICIEL UTILISE (COVADIS).....	59
III.2.1. MNT avec Covadis	60
III.2.2. Visualisation et analyse du relief	61
III.2.2.1. Courbes de niveaux	61
III.2.2.2. Calcul et édition des profils	61
III.3. PRESENTATION DU LOGICIEL UTILISE (HEC RAS).....	66
III.3.1. Introduction.....	66
III.3.2. Modèle utilisé par HECRAS.....	66
IV.1. ETATS DES LIEUX DE OUED BOUDOUAOU.....	68
IV.1.1. Oued Boudouaou :	68
IV.1.2. Ouvrages existant sur l'Oued.....	70
IV.1.3. Reportage photographique	71
IV.2. APPLICATION DU LOGICIEL HEC –RAS A LA ZONE D'ETUDE	75
IV.2.1. Données d'entrée	75
III.4.2. Interprétation des résultats	77
IV.3. L'AMENAGEMENT DE OUED BOUDOUAOU	77
IV.3.1. Nature des ouvrages proposés.....	77
IV.3.2. Ouvrages d'accumulation :	79
IV.3.3. Ouvrages de rejet :	79
IV.4. DIMENSIONNEMENT HYDRAULIQUE	79
IV.4.1. Détermination du coefficient de Chézy (C)	80
IV.4.2. La section proposée	81
IV.5. CALCUL GENIE CIVIL.....	82
IV.5.1. Matériaux utilisés.....	82
IV.5.2. Vérification a l'E.L.S.....	83
IV.5.3. Modules de déformation longitudinaux du béton	83
IV.5.4. Calcul des Armatures.....	84

V.1. INTRODUCTION	85
V.2.ORGANISATION DU CHANTIER	85
V.3.PLAN D'INSTALLATION DU CHANTIER	85
V.4. ROLE DE L'INSTALLATION DE CHANTIER.....	86
V.4.1. Organiser le déroulement du chantier	86
V.4.2. Ordonner le chantier.....	86
V.4.3. Positionner les éléments	86
V.5. LOCALISATION ET FONCTIONS DES DIFFERENTS POSTES.....	87
V.6. CONCLUSION	89

Les données pluviométriques de la station de keddara pour la période 1975 et 2011 et les caractéristique de la série.....	90
CONCLUSION GENERALE.....	90

LISTE DES FIGURES

Figure I-1 : Image de Boudouaou par Google Earth.....	3
Figure I-2 : Carte d'état majeur de la ville de Boudouaou.....	5
Figure I-3 : Répartition mensuelle de la pluviométrie	7
Figure I-4 : Bassin versant d'Oued Boudouaou.....	19
Figure II-1 : Evolution des débits moyens journaliers	24
Figure II-2 : Echantillonnage par le modèle de renouvellement.....	24
Figure II-3 : Interpolation des débits par modèle Agregée.....	30
Figure II-4 : Méthode des courbes enveloppe	36
Figure I-5 : Ajustement de la loi de Gumbel a la série de pluie	45
Figure I-6 : Ajustement de la loi de Gumbel a la série de débit	47
Tableau I-15 : Vitesse de ruissellement	55
Figure III-1 : Visualisation du MNT.....	60
Figure III-2 : Visualisation du relief	61
Figure III-3 : Elaboration du MNT avec Covadis	62
Figure III-4 : Calcul MNT	63
Figure III-5 : MNT de l'Oued Boudouaou	63
Figure III-6 : Elaboration des courbes de niveau	64
Figure III-7 : Elaboration des profils par des projets linéaires.....	64
Figure III-8 : Tabulation du l'axe de l'Oued	65
Figure III-9 : Dessin des profils en travers et le profil en long.....	65
Figure IV-2 : Passage busé.....	72
Figure IV-1 : Ouvrage de chemin de fer dans l'Oued.....	72
Figure IV-4 : Passage piéton.....	72
Figure IV-3 : Déchets solides qui occupent le passage busé.....	72
Figure IV-6 : Construction dans le lit moyen.....	73
Figure IV-5 : Les ripisylve dans les lits moyens et mineurs.....	73
Figure IV-8 : Bidonville dans le lit moyen.....	73
Figure IV-7 : Lit moyen assez large	73
Figure IV-10 : Ouvrage de la briqueterie qui traverse l'Oued	74
Figure IV-9 : l'Oued change sa direction et fait un arc de cercle	74
Figure IV-12 : Le stade communale construit dans l'Oued.....	74
Figure IV-11 : Matériaux solides apportés par la crue de mars 2012	74
Figure IV-13 : Profil en long de l'Oued simulé par logiciel HEC- RAS.....	76
Figure IV-14 : Simulation de la crue le long de l'Oued.....	76
Tableau IV-4 : Comparaison technique des matériaux	78
Figure IV-15 : Ouvrage d'accumulation.	79
Figure IV-16 : Section aménagée simulée par logiciel HEC-RAS.....	82
Figure IV-17 : Section type de calcul génie civil	83
Figure V-1 : L'éclairage est un élément essentiel dans le chantier	88
Figure IV-2 : Organigramme type d'un chantier	89

INTRODUCTION

Certaines inondations provoquant des dégâts humains et matériels qui peuvent être catastrophiques, surtout dans les zones urbaines, il faut réaliser certains aménagements pour amortir ces dégâts si on connaît que le risque zéro n'existe pas.

La ville de Boudouaou est un exemple parfait de ce phénomène, où tous les conditions (climatiques, hydrologiques, morphogéologiques et extension urbaine anarchique) se réunissent afin de donner un cas typique des inondations dans le Nord d'Algérie.

D'une façon générale la protection de la ville de Boudouaou doit prendre en considération Oued Boudouaou qui paraît le premier menaçant de la ville par les inondations.

Le diagnostic du site nous a montré que les ouvrages de protection mise en place sont insuffisants et incapables d'évacuer les débits liquides et solides portés par chaque crue.

L'objet de ce travail est de trouver une solution d'aménagement pour protéger la ville de Boudouaou contre les inondations, ainsi après une introduction générale où on a décrit le problème d'inondation qui menace la ville nous avons divisé notre travail en cinq chapitres :

- ❖ Le premier chapitre est consacré à la présentation de la zone d'étude ainsi que la présentation du bassin versant et ses caractéristiques.
- ❖ Dans le second chapitre on a présenté la genèse des crues et les méthodes de prédétermination des débits de crues, et comme application de ces méthodes on a pu calculer le débit de pointe en utilisant les méthodes statistique et les méthodes empiriques.
- ❖ Le troisième chapitre est réservé pour la présentation des outils informatiques et logiciels utilisés comme le MNT avec Covadis et le logiciel HEC-RAS.
- ❖ Le quatrième chapitre traite l'état de l'Oued avant aménagement ainsi que les résultats de simulation et le calcul hydraulique des aménagements proposés.
- ❖ Le cinquième et le dernier chapitre traite d'une manière générale la planification et organisation du chantier.
- ❖ Enfin, une conclusion où on va évaluer notre travail et le résultat final de cette étude.

CHAPITRE I

Présentation de la zone d'étude

I.1. la ville de Boudouaou

Boudouaou, chef-lieu de daïra qui porte le même nom, depuis le découpage administratif de février 1984, est situé à 10 km de chef-lieu de wilaya de Boumerdes et à environ 35 km de la capitale Alger.

Cette position lui confère une importance particulière qui se reflète sur une croissance démographique très élevée.

Elle est limitée par :

- ❖ Au Nord par la commune de Boudouaou El Bahri.
- ❖ Au Nord Est par la commune de Corso.
- ❖ A l'Est par la commune de Tidjellebine.
- ❖ Au Sud par les communes de Kherrouba et Keddara.
- ❖ A l'Ouest par les communes d' Ouled Moussa, Ouled Haddadj, et Réghaia.

Le territoire de Boudouaou se caractérise par sa situation géographique particulière qui fait de li une zone de transition vers la zone montagneuse.

La configuration du milieu physique de la commune de Boudouaou est constituée de deux zones physiques bien distinctes :

- ❖ Le Nord de la commune est constitué par la terminaison orientale de la plaine de la Mitidja.
- ❖ Le Sud de la commune est formé d'une série de collines qui constituent la transition avec les massifs montagneux de l'Atlas Blidéen.



Figure I-1 : Image de Boudouaou par Google Earth

I.1.1 Historique de la ville

A l'époque la ville de Boudouaou est connue par le nom d'ALMA

La fondation officielle de centre de population de l'ALMA date du 25 juillet 1856, ce nom fut donné en l'honneur de la victoire remportée par les français et les anglais le 20 septembre 1856 sur les russes après la bataille d'ALMA en UKRAINE.

Au bord du fleuve ALMA en Crimée et à laquelle des troupes algériennes (les zouaves) avaient puissamment contribué, le village fut d'abord annexe à celui de FONDOUK (Khemis el Khechna). Le 7 octobre 1856 ALMA fut érigé en commune en plein exercice.

Au début la commune englobait aussi les villages d'ALMA MARINE et CORSO.

En 1871, arrive un moment historique de la ville : la révolution kabyle avec EL MOKRANI a sa tête.

I.1.2 Analyse du site

La position par rapport aux axes routiers est l'un des principaux atouts de la commune, en effet, on dénombre quatre axes d'importance nationale :

- a- Réseau routier : la RN 5, la RN 61, la RN 29, la RN 29 A.
- b- Réseau ferroviaire : la ligne Alger Thénia (à doubles voies).

Boudouaou est une commune qui se caractérise par une population importante concentrée notamment au niveau de chef-lieu.

Cette population évaluée à 54 ,687 habitants selon le RGPH 98 est répartie sur une superficie de 42 km² dont 78% est concentrée au niveau de l'agglomération chef-lieu.

En effet, la croissance entre 1987 et 1998 se caractérise par un taux d'accroissement démographique de 2,8% et un taux d'agglomération de 78% qui dépasse la moyenne nationale enregistrée pour la même période ; ce qui révèle que la ville de Boudouaou est très attractif.

La zone d'étude s'étale dans la vallée de l'Oued Boudouaou au milieu de son cours à mi-chemin entre le barrage de Keddara et la mer.

L'ancienne ville occupe la terrasse rive gauche du lit de l'Oued, à la cote 20-30 m et les extensions actuelles se retrouvent sur les pentes ou sur le plateau jusqu'aux cotes 60-90 m.

On a donc une ville sur deux niveaux : partie ancienne dans la vallée et les extensions récentes généralement sur le plateau et parfois à l'aval.

Quelques petites agglomérations secondaires ont été rajoutées, telle que Benmerzougua, qui se trouve généralement sur les flancs de la vallée.

Le développement urbain, est malheureusement entrain de se faire principalement dans l'extension Nord et Ouest de l'agglomération chef-lieu, c'est-à-dire sur les terrains à haute valeur agricole de la plaine de la Mitidja (Hlaimia et le plateau), malgré les orientations et les interdictions définies par les différents instruments d'aménagement du territoire et d'urbanisme.

CHAPITRE I

La morphologie a généralement conditionnée le développement de la ville. Celle-ci s'étend sur un immense quadrilatère orienté sensiblement Nord Sud, avec l'ensemble des infrastructures (autoroute, route nationale, voie de chemin fer, gazoduc.....) orientées dans le sens Est-Ouest.

L'activité industrielle de la commune de Boudouaou est de faible ampleur comparativement aux communes limitrophes de Réghaia et Rouïba.



Figure I-2 : Carte d'état majeur de la ville de Boudouaou

I.1.3. Analyse physique du site :

I.1.3.1. Le climat :

Les paramètres climatiques qui décrivent un bassin versant sont nombreux à savoir le climat, les précipitations, l'évaporation, la température et on va détailler chacune de ces paramètres.

a/ La pluviométrie

Les données de la pluie moyenne de la station de Keddara (1951-1996) ont été recueillies auprès de la direction des ressources en eau de la wilaya de Boumerdes (DRE), La pluie moyenne interannuelle est de 851 mm, donnant un léger déficit pluviométrique par rapport à la carte des précipitations, éditée en 1993 par l'ANRH dont la pluviométrie de la dernière décennie n'a pas été prise en compte. Le coefficient de variation des précipitations annuelles a été estimé de l'ordre de 0.35.

Tableau I-1 : Pluie mensuelle de la station de Keddara

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Aut	Total
Pluie (mm)	46,4	65,7	99,8	117,6	103,1	117,6	102,2	92,0	48,5	18,0	3,5	5,1	851
en %	5,7	8,0	12,2	14,3	12,6	14,3	12,5	11,2	5,9	2,2	0,5	0,6	100

Ainsi, la répartition mensuelle de la pluviométrie montre que les mois les plus humides, en hiver et au printemps, renferment plus de 70 % du total interannuel avec un maximum au mois de décembre, janvier et février, et que les mois secs, moins de 3%, se situent en été avec des précipitations non significatives en juillet et aout (3,5 et 5 ,1 mm).

En matière d'intensité pluviale, les précipitations maximales quotidiennes sont moins remarquables, donnant quand même des maxima à caractère orageux. La moyenne des pluies. Quotidiennes annuelles est estimée à près de 60 mm par jour. De par ce paramètre enregistré à la station de Keddara sur une période très longue (1975-2011), il est évalué les intensités fréquentielles jusqu'au temps de retour de 1000 ans.

En matière d'intensité pluviale, les précipitations maximales quotidiennes sont moins remarquables, donnant quand même des maxima à caractère orageux. La moyenne des pluies

Quotidienne annuelle est estimée à près de 60 mm par jour. De par ce paramètre enregistré à la station de Keddara sur une période très longue (1975-2011), on a évalué les intensités fréquentielles jusqu'au temps de retour de 1000 ans.

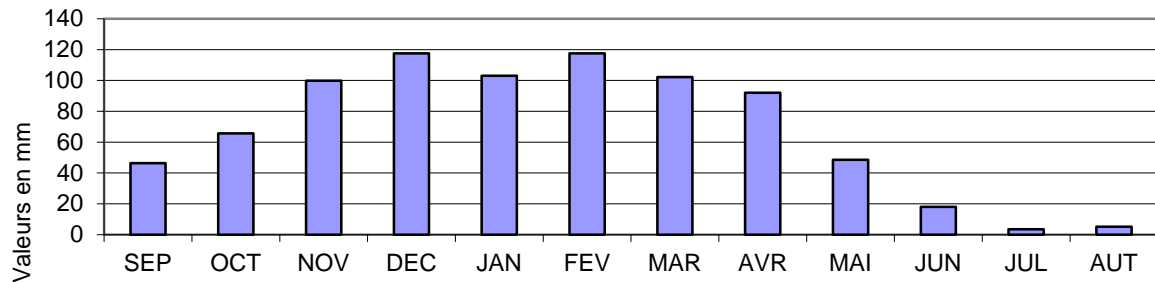


Figure I-3 : Répartition mensuelle de la pluviométrie

b. Température

La (D.R.E) nous a fournie aussi une série de température pour la période (1962-1995), recueillie à la station de Dar El Beida, station qui présente les mêmes caractéristiques climatiques que notre bassin étudié, sur plus de trente années observées, la température moyenne annuelle de 17.4°C. En terme saisonnier, les températures varient entre 11°C au mois de janvier, généralement allégé, par la proximité des effets régulateurs marins et 25.4 aux mois de juillet-août, dont les entrées marines envahissent pratiquement l'ensemble de la région en été.

Tableau I-2 : Répartition mensuelles de la température

mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Aut	An
T(c°)	23,1	19,4	15,1	12,1	11,0	11,5	12,8	14,4	17,7	21,3	24,6	25,4	17,4

Le climat est de type méditerranéen à tendance humide a deux saisons contractées s'étendant sur un semestre chacune :

- ❖ L'hiver s'étend de mois de Novembre au mois d'Avril.
- ❖ L'été s'étend du mois de Mai au mois d'Octobre.

c. Evapotranspiration potentielle

La série de la répartition mensuelle de l'évapotranspiration potentielle nous été fournie aussi par la D.R.E de la wilaya de Boumerdes, Sur la base des différentes études réalisées dans la région et compte tenu des observations enregistrées dans les côtières algérois, particulièrement à Alger Dar-El-Beida, et à Thénia, il a été évalué sur une période longue (30 années), l'évapotranspiration potentielle moyenne interannuelle à près de 1318 mm. Ce chiffre montre notamment à quel point la région est soumise au climat semi-aride. La répartition mensuelle donne plus de 50% de perte d'eau par évaporation sur les cinq mois les plus secs de l'année (mai à septembre).

Tableau I-3 : Répartition mensuelle de l'évapotranspiration potentielle

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Aut
Thénia	136	87	59	45	48	59	89	116	153	167	187	172
Alger	125	80	71	41	40	58	79	102	135	152	170	158
en %	10,3	6,6	4,5	3,4	3,6	4,5	6,8	8,8	11,6	12,7	14,2	13,1

d. Les vents :

Les directions des vents dominantes sont les vents du Sud-Ouest (26,6 %), ceux du Nord (20,3 %) et au Nord-Est est (18 %), en hiver rassemblant (64,96 %) du total.

Les autres variations se répartissent sur le long de l'année (surtout de Sud –Est).

1.1.3.2. Séismicité :

Le Nord de l'Algérie est associé à une activité sismique superficielle modérée, liée aux mouvements des plaques parasismiques algériennes, le territoire algérien est divisé en quatre zones sismiques:

- ❖ Zone O : sismicité négligeable
- ❖ Zone I : sismicité faible
- ❖ Zone II : sismicité moyenne
- ❖ Zone III : sismicité forte

La commune de Boudouaou est classée en zone III (sismicité forte). Après l'importante secousse tellurique qu'a subi notre pays le 21 mai 2003, le ministère de l'habitat et de

L'urbanisme a chargé le groupe technique spécialisé (GTS) pour procéder à la révision « à court terme » du RPA 99.

I.1.4. Industrie:

L'activité industrielle de la commune de Boudouaou est de faible ampleur comparativement aux communes limitrophes de Réghaia et Rouïba.

Elle se compose d'une dizaine d'unités activant principalement dans les domaines de l'agro-alimentaire et des matériaux de construction.

On dénombre sur la rive droite de l'oued d'amont en aval :

- ❖ Une unité de conditionnement de produits pharmaceutiques (LPA)
- ❖ Un abattoir
- ❖ Deux petites unités de transformation de textiles dans la zone d'activité

4 Briqueteries (EPRC)

En rive gauche, sur la route reliant Hlaimia à Bentorkia, on dénombre deux unités dont l'une est très importante:

- ❖ Une unité de lait et dérivés (ORLAC)
- ❖ Une chocolaterie (CHOCOLATERIE MEDITERRANEEN)

Par ailleurs, une micro zone d'activité est prévue le long de la RN5 sur le côté gauche avant d'arriver au plateau de Hlaimia.

Une unité de céramique est actuellement en projet face au LPA.

I.1.5 Infrastructures:

Plusieurs infrastructures importantes sont relevées. Elles modulent et orientent le développement de l'agglomération.

L'autoroute Est - Ouest dans la zone Sud de la ville

- ❖ La RN5 qui traverse l'agglomération.
- ❖ La voie de chemin de fer Alger - Constantine qui limite la ville vers le Nord.
- ❖ L'adduction Isser - Keddara qui limite la ville vers le Sud.
- ❖ Le Gazoduc à haute pression qui se trouve près de la gare.
- ❖ La ligne de haute tension qui se trouve également près de la gare.

I.1.6. Situation hydraulique :

I.1.6.1. Ressources en eau :

L'infrastructure de mobilisation en eau de Boudouaou est relativement réduite.

La ville tire ses ressources principalement des eaux souterraines des alluvions de l'Oued Boudouaou. Ces dernières années l'alimentation en eau de la ville a été renforcée à partir des eaux de surfaces provenant du barrage de Keddara.

a/ Eaux Souterraines:

Les terrasses de l'Oued Boudouaou renferment un niveau d'alluvions grossières d'une épaisseur variant entre 10 et 20 d'épaisseur et se trouvant à quelques mètres de profondeur.

Cet aquifère est exploité par une dizaine de forages d'une profondeur variant de 20 à 45 m.

A partir des eaux souterraines, la ville de Boudouaou ne tire qu'une quarantaine de litres par seconde de la nappe alluviale, ce qui ne peut jamais satisfaire les besoins d'une population de 83809 habitants.

b/ Les eaux de surface:

Le barrage de Keddara alimente en eau la région d'Alger. La station de traitement de ses eaux se trouve sur le territoire de la commune de Boudouaou. Une station de pompage a été construite à l'aval de la station de traitement. Elle permet de prélever un débit de 69.5 l/s à destination du réservoir surélevé de Hlaimia et un débit de 125 l/s à destination de Boumerdes.

I.1.6.2 Assainissement

- Situation actuelle :

Les seules agglomérations de la commune qui bénéficié d'un réseau d'assainissement fonctionnel ou en cours de réalisation sont l'agglomération chef-lieu et l'agglomération secondaire de Benmerzougua.

Les autres localités continuent à utiliser le système d'assainissement individuel (fosses septiques) ou à rejeté les eaux usées directement dans les chaabets avoisinantes.

- Réseaux existants :

Un réseau unitaire (\varnothing 300 à \varnothing 1000) dessert le centre colonial, les cités El-Djamel, 850, 605 logements et l'unité de production ORLAC.

La cité de la police est desservie par un canal à ciel ouvert dans l'Oued Boudouaou au niveau de la briqueterie.

La coopérative immobilière de Benadjel est dotée d'un réseau unitaire (\varnothing 400 à \varnothing 600).

Un diagnostic a été fait dans le cadre de cette étude afin de vérifier son état actuel et de faire par la suite des calculs hydrauliques nécessaires.

Après vérification ont été soulevés les points suivants :

- ❖ Tout le réseau existant ne supporte pas les quantités (Débits) écoulés à leurs travers .Des ouvrages de soulagement ont été projetés.
- ❖ des contres pentes ont été enregistrés avec un rétrécissement du diamètre allant de \varnothing 800 au \varnothing 600 mettant en cause le réseau à partir de ce point jusqu' _à l'exutoire.
- ❖ Dans leurs majorités les réseaux visités nécessitent des opérations de curage.

I.2. Présentation du bassin versant d'Oued Boudouaou

Le bassin versant de l'Oued Boudouaou est caractérisé par la diversité remarquable du relief qui varie entre la plaine et la montagne, ce versant alimente le cours d'eau principal qui porte le même nom.

Les limites géographiques de ce bassin sont :

- ❖ Au Sud par le bassin versant de l'Oued ISSER.
- ❖ Au Nord par la mer méditerranéenne.
- ❖ A l'Est par le village de KEDDARA et les autres villages avoisinants.
- ❖ A l'Ouest par le bassin versant de barrage d'EL HAMIZ.

Les coordonnées Lambert de ce bassin versant sont :

- ❖ Longitude X = 537,20 km
- ❖ Latitude Y = 1063,80 km
- ❖ Altitude Z = 1047 m

Il couvre une superficie de 137,5 km² et s'étend du Sud vers le Nord sous forme d'impluvium encaissé, son périmètre est de 63 km, l'Oued Boudouaou est le cours d'eau principale qui s'étend sur une longueur de 35,2 km.

Dans le cas de notre étude on prend la surface du bassin versant du barrage de Keddara qui appartient au bassin versant de Oued Boudouaou est égale à $S_1 = 93$ km² avec un thalweg de

25,5 km de longueur et la surface après le barrage est égale à $S_2 = 44,5 \text{ km}^2$ avec 10 km de longueur pour le thalweg.

Et pour cela on va calculer les caractéristiques morphologiques des trois bassins versant.

Pour le bassin versant principal les altitudes varient entre 10 m au niveau du centre-ville et 1047 m au sud du bassin et exactement au mont de Zima.

La ville de Boudouaou se trouve presque à l'exutoire de ce bassin ce dernier qui coïncide avec la ville au sud au niveau de la route nationale qui relie Alger à Constantine et au Nord au niveau du chemin de fer.

Au niveau de la ville le versant urbain se subdivise en sous bassins versant urbains tout dépend des lignes de crêtes et du tissu urbain et d'autres paramètres à déterminer.

I.3. Calcul des caractéristiques géomorphologiques du bassin versant

L'étude des caractéristiques de forme d'un bassin versant est très indispensable car elle donne une idée sur le comportement du versant vis-à-vis des écoulements des cours d'eau qu'ils soient soit principaux ou affluents.

La forme du bassin versant d'Oued Boudouaou qui est un impluvium encaissé favorise une réponse hydraulique beaucoup plus lente parce que tous les points du bassin n'ont pas la même distance de l'exutoire.

1.3.1.1. L'indice de compacité

Le contour d'un bassin versant enferme une superficie S , qui a une certaine forme, laquelle va avoir une influence sur l'écoulement global et sur l'allure de l'hydrogramme résultant d'une pluie donnée. Un bassin longiligne ne réagira pas de la même manière qu'un bassin de forme arrondie.

L'indice de compacité K_c caractérise cette forme. On compare le périmètre P du bassin versant à celui d'un cercle ayant la même surface.

$$K_c = \frac{0,282 P}{\sqrt{S}}$$

Dans notre cas le bassin versant du Oued Boudouaou est sous forme d'impluvium encaissé avec un $K_c = 1,45$.

1.3.1.2. Le relief

Le relief est caractérisé par la courbe hypsométrique, cette courbe est obtenue en portant :

-en abscisses, l'altitude considérée.

-en ordonnées, la surface partielle du bassin versant pour laquelle chaque point a une cote au moins égale à cette altitude.

A partir de la courbe hypsométrique on détermine :

-l'altitude a 95% de la surface.

-l'altitude a 5% de la surface.

-l'altitude médiane de la surface.

-l'altitude moyenne est ainsi définie par $\bar{H} = \frac{\sum SH}{S}$.

1.3.1.3 Le rectangle équivalent

Ce paramètre facilite la comparaison entre les bassins versant de point de vue de leur influence sur l'écoulement.

Il s'agit d'une transformation purement géométrique dans laquelle :

- ❖ Le contour du bassin devient un rectangle de même périmètre.
- ❖ Les courbes de niveau sont des droites parallèles à la largeur du rectangle.
- ❖ L'exutoire est un des petits côtés du rectangle.

La longueur et la largeur de rectangle équivalent sont données par les relations suivantes :

$$L = \frac{Kc\sqrt{S}}{1,12} \left(1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1,12}{Kc}\right)^2}\right)$$

$$l = \frac{Kc\sqrt{S}}{1,12} \left(1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1,12}{Kc}\right)^2}\right)$$

1.3.1.4. Le temps de concentration

a. La formule de Ventura

Cette formule est appliquée pour des bassins versant $> 10 \text{ km}^2$ et qui ont des pentes faible et moyenne :

$$T_c = 7,62 \sqrt{\frac{S}{I}}$$

Tel que :

S : surface du bassin versant en km^2 .

I : pente moyenne du bassin versant en %.

1.3.1.5. La vitesse de ruissellement

Cette vitesse est donnée par la relation suivante :

$$V_r = \frac{L_t}{T_c}$$

Tel que :

L_t : la longueur du thalweg principale (km).

T_c : temps de concentration (h).

1.3.1.5. Les indices de pente

a. Indice de pente de Roche

Si a_1, a_2, \dots, a_n sont les lignes de niveau croissant de l'exutoire au point le plus élevé, la pente moyenne entre deux lignes de niveau, cotées a_i et a_{i-1} , sera $(a_i - a_{i-1}) / x_i$ ou x_i = distance qui sépare les deux courbes de niveau sur le rectangle équivalent. L'indice de pente est défini par :

$$I_p = \frac{1}{\sqrt{L}} \sum_{i=1}^n \sqrt{\beta_i (a_i - a_{i-1})}$$

L et a_i sont exprimé en mètre et β_i est la surface du bassin versant en % comprise entre a_i et a_{i-1} .

b. L'indice de pente globale

La relation théorique de l'indice de pente globale est donné par : $I_g = A / L_r$. ou A : est la dénivelé totale, mais en réalité on prend : $A = H_{95} - H_5$.

c. Indice de pente moyenne :

$$I_m = A / L_r = (H_{\max} - H_{\min}) / L_r.$$

1.3.1.6. Dénivelée spécifique D_s :

La Dénivelée spécifique permet d'utiliser la classification de l'O.R.S.T.O.M (montrée dans le tableau) qui permet d'utiliser les différents types de relief des bassins versants soient leurs superficies. La dénivelée spécifique est définie comme suit :

$$D_s = I_g \sqrt{S}$$

Tableau I-4 : Les types de relief

R1	Relief très faible	$D_s < 10$ m
R2	Relief faible	$10 < D_s < 25$ m
R3	Relief assez faible	$25 < D_s < 50$ m
R4	Relief modéré	$50 < D_s < 100$ m
R5	Relief assez fort	$100 < D_s < 250$ m
R6	Relief fort	$250 < D_s < 500$ m
R7	Relief très fort	$D_s > 500$ m

1.3.2 Caractéristiques du réseau hydrographique

1.3.2.1. Le profil en long

Pour tracer le profil en long d'un Oued, on porte sur un graphique :

- ❖ En abscisse, la distance du point à l'exutoire.
- ❖ En ordonnées, l'altitude du même point.

1.3.2.1. Le tracé en plan

Le cours principal d'un Oued est alimenté par des affluents. Les plus importants sont ceux qui sont eux-mêmes alimentés par des affluents moins importants et ainsi de suite jusqu'au plus petit affluent, qui n'est alimenté que par les écoulements de surface ou les écoulements hypodermiques.

1.3.2.2. Les classifications de Horton

On classe de façon rationnelle les différents cours d'eau, selon leur importance :

Ordre 1 : ruisseau qui n'a pas de tributaire.

Ordre 2 : ruisseau ayant au moins un affluent d'ordre 1.

Ordre 3 : rivière qui a des tributaires du 2^{ème} ordre, et même du premier ordre.

1.3.2.3. Densité de drainage :

C'est le rapport entre la longueur totale de tous les cours d'eau et la superficie du bassin versant.

$$Dd = \frac{\sqrt{L}}{S}$$

La longueur totale de tous les cours d'eau peut être mesurée sur la carte du chevelu hydrographique, soit estimées par les formules empiriques.

Les caractéristiques du bassin versant sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau I-5 : Les caractéristiques du bassin versant

caractéristique	symbole	unité	valeur
Surface	S	Km ²	137,5
Périmètre	P	Km	63
Longueur équivalente	L	Km	24,15
Largeur équivalente	l	Km	5,5
Quotient des composants	Q	/	4,4
Altitude maximale	Hmax	m	1047
Altitude minimale	Hmin	m	7
Altitude moyenne	Hmoy	m	517,5
Indice de compacité	Kc	/	1,45
Longueur du thalweg principale	Lt	Km	35,2
Temps de concentration	Tc	h	7,74
Indice de pente globale	Ig	%	3,7
Indice de pente moyenne	Ip	%	4,41
Densité de drainage	D		0,17
Dénivelée spécifique	Ds		52 : relief modéré.
Longueur maximale du bassin	Lmax	Km	19,2
Somme des longueurs hydrographiques	L1	km	558
Vitesse de ruissellement	v	Km/h	4,54

I.3.4. La végétation du bassin versant

Ainsi, l'analyse de la végétation du bassin étudié semble présenter une bonne proportion surfacique dont le pourcentage est estimé à près de 75 % sous toutes les formes de couverture végétale ou presque la moitié représente le bois (anti érosif) et 35 % de type de broussailles. Il est à noter entre autres, que les cultures maraîchères et autres jardinages à vocation agricole ont constitué pratiquement la majeure partie des sols occupés.

I.3.5. Caractéristiques géologiques du bassin versant

La géologie d'un bassin versant est un facteur très important du régime des cours d'eau qui drainent ce bassin. En période de crue, les volumes écoulés seront d'autant plus grands que le bassin sera plus imperméable. En période de basses eaux, les débits seront d'autant plus forts que les nappes sont plus nombreuses et importantes.

On se contente généralement de caractériser la géologie d'après le comportement hydrogéologique du bassin.

CHAPITRE II

Afin de pouvoir classer la perméabilité du bassin versant étudié, nous nous basons sur le tableau ci-dessous :

Tableau I-6 : Classifications O.R.S.T.O.M. pour des bassins versants selon leurs caractéristiques géologiques.

Classe	Intitulé	Exemple
P1	Perméable à aquifère drainant ou non drainé	Formation gréseuse dont les exutoires sont à l'extérieur du bassin
P2	Perméable à aquifère drainé	Formation gréseuse dont les sources alimentent le réseau
P3	Perméabilité moyenne ou faible	Alternance de marnes et calcaires
P4	Karstique	Formation calcaire, perméabilité de fissures et développement d'un réseau souterrain
P5	Imperméable	Terrain marneux, cristallin, <i>etc.</i>

Les terrains dominants ont une couverture pédologique importante qui diffère entre les forêts et les champs ce qui peut ralentir le ruissellement et retarder les crues. En outre la formation géologique du bassin dans sa totalité est argileuse.

L'argile a ces propres caractéristiques parmi lesquelles, lorsqu'elle arrive à un certain seuil de saturation devienne imperméable et le coefficient de ruissellement augmente, or par ces notions on peut expliquer le taux de concentration élevé du bassin versant de Oued Boudouaou, avec tous ces paramètres le bassin est classé en P3.

Suite à des visites sur terrain on a remarqué qu'au chef-lieu de la ville de Boudouaou la nappe est très proche de la surface d'ailleurs les sous-sols de quelques bâtiments sont tous inondés ce qui favorise le ruissellement et rend le sol imperméable.

L'occupation de sol au niveau des agglomérations Benmerzougua, Nchit, Hlaimia, plateau, augmente le coefficient de ruissellement et diminue la perméabilité du sol.

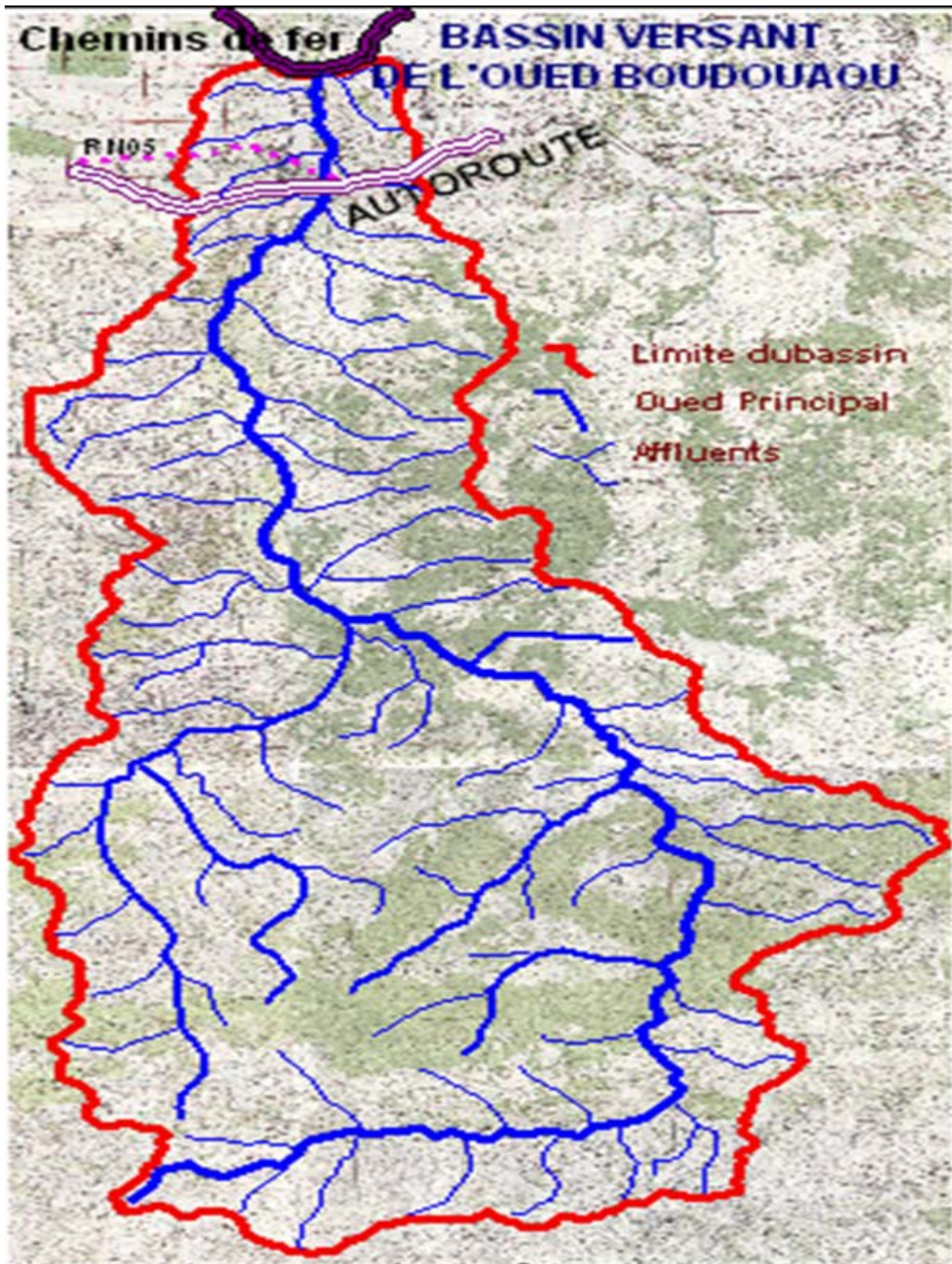


Figure I-4 : Bassin versant d'Oued Boudouaou

II.1. GENESE DES CRUES

Avant toute étude de crue, il est important de définir les points suivants :

II.1.1. Définition et origine des crues :

Une crue est un évènement comprenant une ou plusieurs augmentations rapides et fortes du débit d'un cours d'eau.

Pour certains hydrologues, la crue est un dépassement du débit moyen journalier par un facteur multiple de deux à trois fois.

Les crues sont généralement groupées en trois grandes classes :

- ❖ Crues d'averse ;
- ❖ Crues de fonte de neige ;
- ❖ Crues d'embâcle ou de débâcle de glace.

En Algérie, seule la première catégorie est présente en raison de notre climat où il neige rarement.

II.1.2. Crues d'averse :

Les grandes crues ont surtout pour origine des averses exceptionnelles, par leur intensité, leur extension, leur durée ou leurs successions rapprochées.

Les crues peuvent être causées aussi par des averses orageuses, de courtes durées, violentes et localisées sur des petits bassins.

II.1.3. Crues de fonte de neige :

Certains bassins montagneux de haute altitude sont couverts de neige dès le début de l'automne. Si la température subit une élévation, il peut en résulter une fusion rapide des neiges et production de grandes crues. Les facteurs prépondérants dans ce processus de fonte sont, hormis la température, l'insolation, les vents chauds et l'action mécanique de la pluie et du ruissellement superficiel.

II.1.4. Crues d'embâcle et débâcle de glace :

Dans les régions froides où les cours d'eau gèlent en hiver, le dégel printanier produit des crues qui emportent avec elles les blocs de glaces. Ceux-ci peuvent être arrêtés par divers obstacles, s'accumulent et forment des barrages, qui peuvent être brusquement emportés par le flot. Il en résulte des crues brutales qui s'étalent rapidement mais n'intéressent que des secteurs assez courts.

II.1.5. Autres causes accessoires de crues :

Des crues peuvent être engendrées par la rupture des barrages naturels ou artificiels, libérant brusquement les eaux accumulées derrière eux.

II.1.6. Caractéristiques des crues :

Les maximums instantanés de débit ou de hauteur atteints par une crue ne suffisent pas à caractériser celle-ci. On doit citer d'autres paramètres tel que :

- ❖ La durée de la crue et de ses principales phases (temps de montée, durée de la décrue) ;
- ❖ Le volume total écoulé ;
- ❖ Le tracé de l'hydrogramme.

Ce sont des paramètres indispensables pour l'établissement de la plupart des pluies de projets de protection contre les inondations.

Parmi les facteurs influant sur les crues nous citons :

- ❖ La pluie qui intervient par son intensité et sa durée ;
- ❖ Le bassin qui intervient par sa superficie, sa forme, sa pente et la nature de son sol.

II.1.7. Crue de projet :

La crue de projet correspond à un événement exceptionnel et doit être évacuée dans des conditions normales d'écoulement, sans provoquer aucun dommage et avec une marge de sécurité fixée par une revanche ultime.

II.1.8. Crue de chantier :

C'est la crue qu'il faudra évacuer lors de la construction d'un ouvrage sans dommages considérables pour le chantier. La nature du risque n'est pas du tout de même ordre que pour la crue de projet, même si l'aménagement doit comporter un grand réservoir. Il est rare qu'on laisse ce dernier se remplir durant cette période; le risque encouru à l'aval n'est donc pas sensiblement plus important que dans les conditions naturelles.

II.1.9. Choix de la crue de projet :

Le choix de la crue de projet est une fonction directe du degré de risque admis en cas de dépassement de celle-ci.

Le risque en question présente deux degrés :

- ❖ Un risque chiffrable de dégâts réparables sur l'ouvrage lui-même et sur l'aménagement des sites naturels à l'aval ;
- ❖ Un risque plus ou moins quantifiable de destruction totale du barrage et de dégâts irréparables (vies humaines, site historique).

Dans plusieurs pays, des directives précises ont été émises pour définir une relation entre la crue de projet à adopter et les risques encourus de rupture du barrage.

Généralement on doit considérer :

- ❖ La crue centennale pour le dimensionnement des ouvrages de protection contre les inondations

II.2.METHODES DE PREDETERMINATION DES DEBITS DE CRUE

La prédétermination des débits de pointe de crue est une pratique désormais courante en hydrologie. C'est en particulier une étape incontournable de la réalisation des plans de prévention des risques, documents réglementaires d'importance puisqu'ils délimitent les secteurs où les vies humaines pourraient être mises en danger en cas de crue. Ils s'imposent également aux plans d'occupation des sols et modifient donc à terme l'utilisation et la valeur des terrains et constructions situées dans les secteurs identifiés comme inondables.

Prédéterminer consiste à estimer, en un point d'un cours d'eau, un débit de pointe de crue de période de retour T donnée, ou pour être plus précis, c'est évaluer la probabilité d'occurrence qu'une crue ne dépasse pas une valeur critique pendant un durée de référence.

Selon la qualité des données hydrologiques, la surface du bassin versant, et les fréquences de crues à étudier, les hydrologues proposent plusieurs méthodes de prédétermination de débit de crue, qui peuvent être classées comme suit :

II.2.1. Cas où les données hydrométriques existent en nombre suffisant (Méthodes probabilistes)

Ces méthodes supposent une relation exacte entre le débit et une fonction de répartition.

II.2.1.1. La méthode des maxima annuels :

Quand on dispose de séries d'observations hydrométriques assez longues (généralement un nombre d'années $n > 20$ ans), on peut procéder à un ajustement graphique des débits de crues annuelles par les lois statistiques.

Le procédé à suivre est le suivant :

- ❖ L'échantillonnage : L'échantillon de travail sera constitué du débit max instantané de chaque année;
- ❖ Vérification des hypothèses d'indépendance, stationnarité et d'homogénéité de l'échantillon de travail ;
- ❖ Classement de l'échantillon ;
- ❖ Attribution à chacune des observations d'une fréquence empirique ;
- ❖ Estimation des paramètres des lois, dont les deux méthodes les plus fréquemment utilisées sont :

a. La méthode des moments :

Celle-ci consiste à vérifier que les premiers moments de la loi et les moments empiriques des observations coïncident autrement dit :

$$m(\alpha, \beta, \dots) = \int_{-\infty}^{+\infty} Q \frac{\partial F}{\partial Q} dQ \quad (\text{II-1})$$

$$\sigma^2(\alpha, \beta, \dots) = \int_{-\infty}^{+\infty} [Q - m(\alpha, \beta, \dots)]^2 \frac{\partial F}{\partial Q} dQ \quad (\text{II-2})$$

Le calcul des paramètres se déduit de la résolution de ce système, en prenant autant de moments que de paramètres.

b. La méthode du maximum de vraisemblance :

Considérons n variables aléatoires X_1, \dots, X_n indépendantes que l'on suppose identiquement distribuées selon une loi $F(X, \theta)$ donnée de fonction de probabilité $f(X, \theta)$. Soient x_1, \dots, x_n les réalisations de ces variables aléatoires qui forment l'échantillon observé.

La fonction de vraisemblance correspondante est donnée par :

$$f(x_1, x_2, \dots, x_n) = \prod_{i=1}^n f(x_i, \theta) = L(\theta_1, \theta_2, \dots, \theta_p) \quad (\text{II-3})$$

Où $\theta = (\theta_1, \theta_2, \dots, \theta_p)$ est le vecteur des paramètres. L'estimateur du maximum de vraisemblance (MV) du paramètre θ est celui pour lequel la fonction de vraisemblance L est maximale.

Une fois les paramètres estimés, on choisit parmi les lois classiques celle qui s'ajuste le mieux à l'échantillon des crues maxima annuelles observées.

La meilleure loi $F(Q)$ étant choisie, on pourra dire que pour une période de retour T donnée il lui sera associé une crue :

$$Q_T = F^{-1}\left(1 - \frac{1}{T}\right) \quad (\text{II-4})$$

On contrôlera la qualité de l'ajustement soit par l'un des tests d'adéquation (Khi deux, Kolmogorov - Smirnov ...), ou par le tracé de l'intervalle de confiance.

On admettra que cette même loi est valable en deçà et au-delà de la période d'observation.

III.2.1.2. La méthode du renouvellement :

Cette méthode est bien plus avantageuse que celle à échantillonnage fixe, car elle considère la totalité du processus des débits journaliers. Elle ne présente donc pas l'inconvénient de négliger toutes les fortes crues qui n'ont pas eu la "chance" d'être le maximum de l'année, et de tenir compte par ailleurs de certaines années dont la crue maximale annuelle n'a pas été forte. Ce type de crue faible n'a alors pas grand-chose à voir avec les crues importantes dont on veut connaître la probabilité: l'hypothèse d'homogénéité de l'échantillon est alors mal vérifiée.

Les étapes à suivre pour cette méthode sont les suivantes :

- ❖ L'échantillonnage :

CHAPITRE II

Considérons la série des débits moyens journaliers observés. On commence par ne retenir de ce processus que la partie qui contient de l'information utile pour la connaissance des fortes crues.

Pour cela on se fixe un seuil S et on conserve les débits supérieurs à celui-ci.

On obtient ainsi une série de « chapeau » d'hydrogramme dépassant le seuil S , dont on ne retient que le maximum.

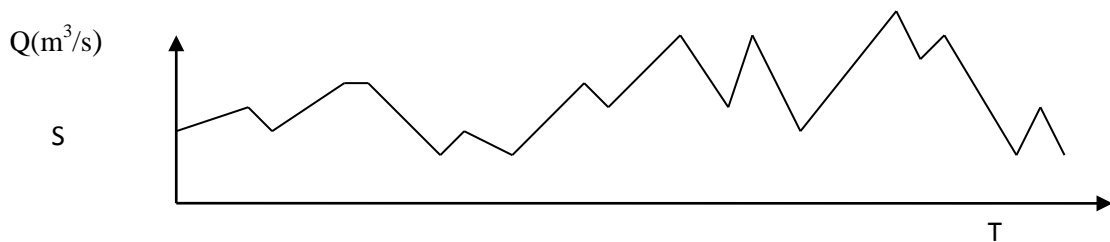


Figure II-1 : Evolution des débits moyens journaliers

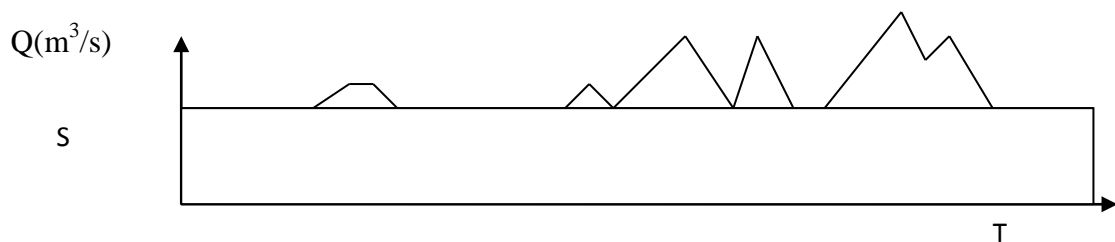


Figure II-2 : Echantillonnage par le modèle de renouvellement.

On élimine les points faisant visiblement partie de la même crue, car ils mettraient en défaut l'hypothèse d'indépendance. Cette construction étant faite on obtiendra deux échantillons :

Les débits maxima des crues supérieurs à S :

$\{q_i\}_{i=1, \dots, NC}$ (NC =nombre total de maxima de crue)

Les dates d'occurrence de ces maxima. En fait on va remplacer ce deuxième échantillon par la série des nombres de maxima observés chaque année.

$\{n_k\}_{k=1, \dots, NA}$ (NA =nombre d'années).

❖ Choix du seuil :

La valeur du seuil S est choisie de manière à satisfaire les critères d'indépendance et de stationnarité tout en essayant de préserver un bon échantillonnage, étant donné que :

- ❖ Plus S est élevé, plus les crues seront fortes et indépendantes, et plus l'échantillon sera homogène.
- ❖ Plus S est bas, plus nombreuses seront les crues retenues, ce qui améliore l'échantillonnage.

CHAPITRE II

En pratique l'étude de deux ou trois seuils suffit pour trouver la bonne valeur, en s'assurant qu'autour de cette valeur les estimations ne doivent pas varier de façon importante.

❖ Contrôle des hypothèses :

L'hypothèse d'indépendance se contrôle classiquement par le calcul du coefficient d'auto corrélation de pas 1. Autrement dit on vérifie que le coefficient d'auto corrélation des deux séries X et Y ci-dessous n'est pas significativement différent de 0:

$$X = \{q_1, q_2, \dots, q_{NC-2}, q_{NC-1}\}$$

$$Y = \{q_2, q_3, \dots, q_{NC-1}, q_{NC}\}$$

L'hypothèse de stationnarité peut être vérifiée par le test sur les moyennes (test de Student).

Construction du modèle de renouvellement :

- ❖ On veut déterminer $F(Q) =$ probabilité annuelle [$q < Q$], c'est-à-dire la probabilité que le débit le plus fort de l'année ne dépasse pas Q.
- ❖ On décompose cette probabilité en deux, celle de dépasser le seuil S un nombre de fois k dans l'année, et celle de ne pas dépasser le niveau Q, bien qu'ayant dépassé S.
- ❖ On applique simplement les règles de composition des probabilités d'événements indépendants :

$$\begin{aligned} \text{Prob}[q^* < Q] &= \text{Prob} [\text{Au cours de l'année, } \exists 0 \text{ crue} > S] \\ &+ \text{Prob} [\text{Au cours de l'année, } \exists 1 \text{ crue} > S \text{ et} < Q] \\ &+ \text{Prob} [\text{Au cours de l'année, } \exists 2 \text{ crues} > S \text{ et toutes} < Q] \\ &+ \text{Prob} [\text{Au cours de l'année, } \exists k \text{ crues} > S \text{ et toutes} < Q] \\ &\dots \dots \dots \infty \end{aligned} \tag{II-5}$$

On obtient :

$$\text{Prob}[q^* < Q] = \text{Prob} [\text{Au cours de l'année, } \exists k \text{ crues} > S \text{ et toutes} < Q] \quad k=0, \dots, \infty \tag{II-6}$$

Ou alors :

$$\text{Prob}[q^* < Q] = \sum_{k=0, \dots, \infty} P(k) \cdot G(Q)^k \tag{II-7}$$

Tel que :

$P(k)$ est la probabilité d'observer exactement k crues supérieures à S, en un an. Habituellement la loi de poisson s'ajuste bien aux observations sauf quelques cas rares où la loi binomiale négative peut la remplacer.

$$p(k) = e^{-\mu} (\mu^k / k!) \tag{II-8}$$

CHAPITRE II

La loi qui s'ajuste le mieux à l'ensemble de toutes les crues de l'échantillon qui ont dépassé S , est du type exponentiel :

$$G(Q) = 1 - e^{-\rho(Q-S)^p} \quad (\text{II-9})$$

Quand on s'intéresse à des crues rares, cela signifie que $G(Q)$ est proche de un, la formule précédente peut être approximée par une relation très simple.

$$F(Q) = \text{Prob}[q^* < Q] = \sum P(k) \cdot G(Q)^k \quad (\text{II-10})$$

$$F(Q) \approx \sum P(k) \cdot \{1 - k[1 - G(Q)]\} \quad (\text{II-11})$$

$$F(Q) \approx 1 - N \cdot [1 - G(Q)] \quad (\text{II-12})$$

N est le nombre moyen annuel de crues dépassant S ($N = \sum k \cdot P(k)$)

$G(Q)$ étant une loi exponentielle, en utilisant la méthode du Maximum de Vraisemblance, l'estimation des paramètres μ , ρ et p se fait en résolvant le système d'équations ci-dessous :

$$\mu = \frac{NC}{NA} \quad (\text{II-13})$$

$$\rho = \frac{NC}{\sum_1^{NC} (Q_i - S)^p} \quad (\text{II-14})$$

$$\frac{NC}{p} + \sum_1^{NC} \log(Q_i - S) - \frac{NC}{\sum_1^{NC} (Q_i - S)^p} \cdot \sum_1^{NC} (Q_i - S)^p \cdot \log(Q_i - S) = 0 \quad (\text{II-15})$$

Le jeu de paramètres étant fixé, il reste à vérifier que les lois choisies conviennent bien graphiquement.

On peut alors calculer le débit de crue de période de retour T :

$$Q_T = S + \left[\frac{\log(\mu T)}{\rho} \right]^{1/p} \quad (\text{II-16})$$

❖ Estimation des incertitudes :

Les paramètres μ , ρ solutions du système précédent ne sont que des estimations des vraies valeurs. Autrement dit, μ , ρ apparaissent comme des variables aléatoires, dont il est démontré qu'elles suivent une loi normale et que la variance de Q_T est :

$$\begin{aligned} \text{Var}(Q_T) = \sigma_q^2 = & \frac{(\hat{Q}_T - S)^2}{\hat{\rho}^2 \hat{\mu}^2} \text{var } \rho + \frac{(\hat{Q}_T - S)^{2(1-p)}}{\hat{\rho}^2 \hat{\mu}^2 \hat{p}^2} \text{var } \mu + \frac{(\hat{Q}_T - S)^2 \log^2(\hat{Q}_T - S)}{\hat{p}^2} \text{var } p + 2 \frac{(\hat{Q}_T - S)^2 \cdot \log(\hat{Q}_T - S)}{\hat{\rho} \hat{p}^2} \text{cov } \rho \ p \\ & - 2 \frac{(\hat{Q}_T - S)^{2-p}}{\hat{\rho}^2 \hat{\mu} \hat{p}^2} \text{cov } \rho \ \mu - 2 \frac{(\hat{Q}_T - S)^{2-p} \log(\hat{Q}_T - S)}{\hat{\rho} \hat{\mu} \hat{p}^2} \text{cov } \mu \ p \end{aligned}$$

(II-17)

Si on fait ensuite l'approximation que Q_T suit une loi Normale, on en déduit l'intervalle de confiance à 70%: [Q1; Q2] avec :

$$Q1 = Q_T - \sigma_q 1,04 \text{ et } Q2 = Q_T + 1,04 \sigma_q. \quad (\text{II-18})$$

II.2.2. Cas où les données hydrométriques sont insuffisantes (méthodes "hydrométéorologiques") :

Dans le cas où les données hydrométriques sont insuffisantes, on a recours aux méthodes hydrométéorologiques qui intègrent l'information pluviométrique.

II.2.2.1. La méthode du GRADEX

La méthode du Gradex, développée par GUILLOT et DUBAND (1967) de la DTG-EDF de Grenoble permet l'estimation de la crue de projet des grands barrages, dont la période de retour est d'au moins 1000 ans. Elle repose sur une analyse conjointe des séries hydrométriques et pluviométriques et s'appuie principalement sur trois hypothèses :

❖ Les Précipitations :

La fréquence de dépassement des moyennes des précipitations maximales sur une durée de quelques heures à quelques jours, est à décroissance exponentielle simple :

$$\text{Ln} [1-F(\rho)] = -P_0/a + \text{constante} \quad (\text{II-19})$$

a : Gradex des pluies extrêmes annuelles (gradient des valeurs extrêmes) ;

ρ : Précipitations maximales annuelles ;

P_0 : Paramètre de position.

Cette hypothèse implique que la fonction de répartition asymptotique des précipitations maximales annuelles est la loi de « Gumbel »

$$F(\rho) = \exp [-\exp -((\rho - P_0)/a)]. \quad (\text{II-20})$$

❖ Le ruissellement :

La capacité de rétention du sol n'est pas illimitée et sa distribution tend vers une distribution limite. Il en découle que la distribution des débits devient, pour les fortes périodes de retour,

asymptotiquement parallèle à celle des pluies. La période de retour à partir de laquelle la saturation est atteinte est appelée pivot.

Ce pivot dépend des conditions climatologiques, géologiques et de la superficie du bassin versant. Il varie de 10 ans pour des petits bassins versants, jusqu'à 100 ans pour de grands bassins versants à climat semi-aride.

❖ La forme des hydrogramme de crues :

La forme des hydrogrammes ne varie pas pour les crues importantes. Cela signifie que le rapport R reste constant

$$R = \frac{Q_i}{Q_{moy}} \quad (\text{II-21})$$

Q_i : est le débit instantané maximal ;

Q_{moy} : est le débit maximal sur une durée égale au temps de base

Le mode d'application de la méthode tel qu'il a été énoncé par M. Guillot et qui a été l'un des premiers à la développer :

1°- D'après l'examen des enregistrements de crues, on estime le temps de base de l'hydrogramme de ruissellement (t_b en heures).

Pour la commodité des calculs on retiendra une valeur très arrondie, par exemple 2, 4, 6...72 heures.

(Le résultat final, débit de pointe millénal, ou décamilienal dépend peu de t_b : il suffit de ne pas commettre d'erreur d'ordre de grandeur sur t_b).

2°- Etudier la variable aléatoire "pluie reçue par le bassin versant en t_b heures". Tracer sa fonction de répartition ($-\ln(-\ln F)$) c'est à dire sur un papier Gumbel et calculer son gradex (pente).

3°- A partir des observations de débits (débit moyen maximal annuel en t_b heures), on trace leur fonction de répartition jusqu'au débit (pivot). On exprime le débit en millimètre en divisant le volume écoulé par la surface du bassin S en km^2 .

4°- Extrapoler la fonction de répartition des débits au-delà du pivot par une droite de pente égale au gradex de la pluie.

5°- Calculer sur les hydrogrammes des crues observées le rapport R égal au rapport débit de pointe sur débit moyen en t_b heures et sa moyenne r sur quelques dizaines de crues. r est habituellement compris entre 1,2 et 1,7.

6°- Appliquer au débit moyen en t_b heures une affinité égale à r pour obtenir les débits de pointe.

II.2.2.2. Méthode du GRADEX "revue"

Le dernier résultat obtenu présente une forte incertitude due à l'absence d'observations pluviométriques et hydrométriques au pas de temps t_b (temps de base). Dans ce cas, et dans la mesure où des observations fiables sont disponibles, il serait intéressant de travailler au pas de temps journalier.

II.2.2.3. Le modèle Agregee :

La méthode du GRADEX fut initialement créée pour l'estimation des crues extrêmes ($T > 1000$ ans) subies par des grands barrages. Cette particularité fait que cette méthode adaptée aux extrêmes, a parfois tendance à surestimer les débits lorsqu'on l'applique aux crues rares seulement ($10 < T < 1000$ ans).

Le modèle Agregee, développée par le CEMAGREF de LYON s'inspire fortement de la méthode initiale. Cependant, il traduit une évolution sans doute plus proche de la réalité physique des phénomènes dans le domaine des fréquences rares.

Il permet le passage graduel d'un gradex des débits a_q à celui des pluies a_p . (absence de cassure dans la distribution des débits).

.

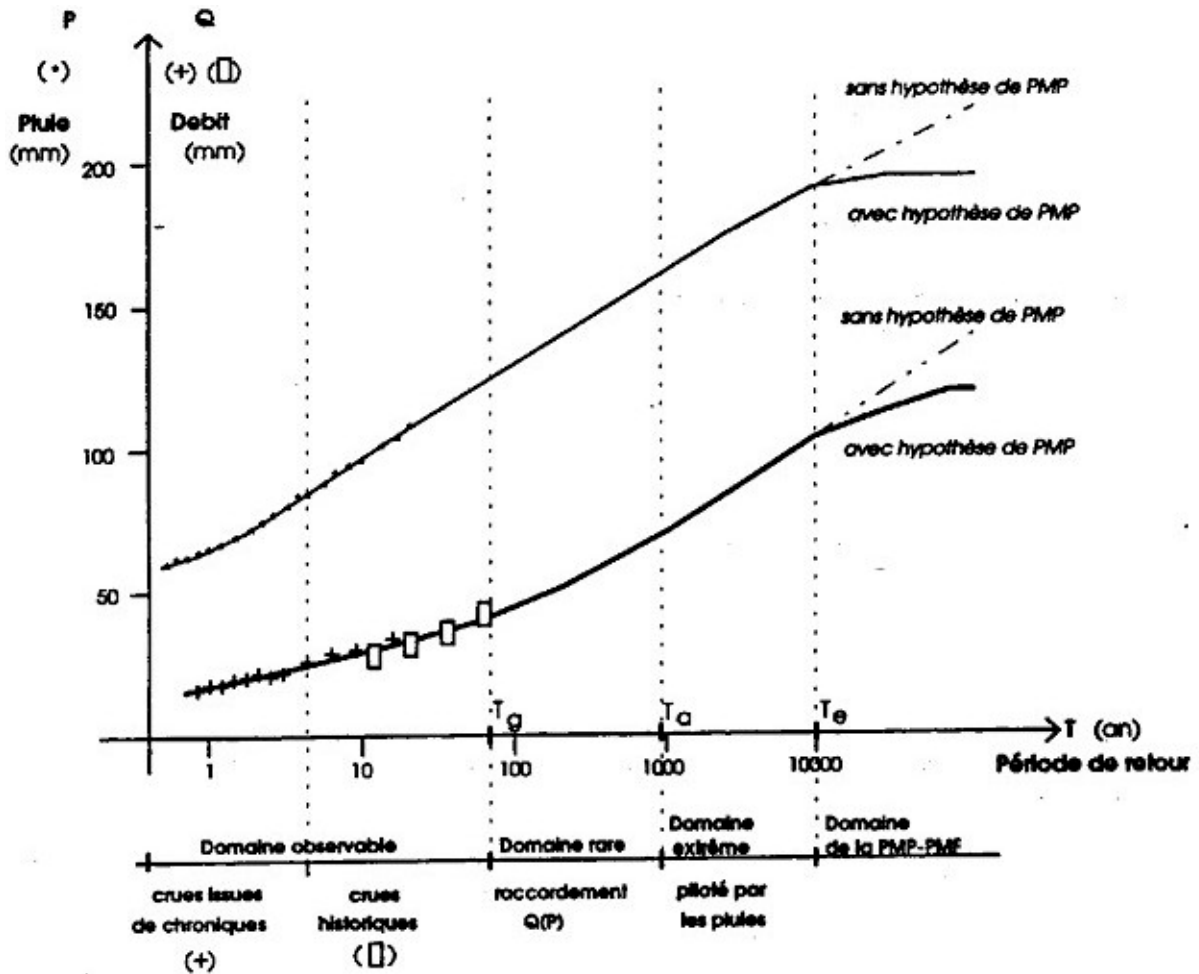


Figure II-3 : Interpolation des débits par modèle Agréee.

Avant d'expliciter le modèle, commençons par définir les notations suivantes :

P_g : La pluie de période de retour T_g , T_g étant le seuil à partir duquel on commence l'extrapolation des débits par la connaissance des pluies ;

T_e : La limite de validité du modèle Agréee ; dans tout ce qui suit, on prendra $T_e=10^4$ ans ;

a_p : Le pseudo-gradex des pluies il est fonction de la période de retour T ;

a_{pg} : Le pseudo-gradex des pluies au point $T=T_g(a_p(T=T_g)=a_{pg})$;

a_{qg} : le pseudo-gradex des débits au point $T=T_g(a_q(T=T_g)=a_{qg})$;

a_e : La limite (si elle existe) du pseudo-gradex des pluies quand la période de retour tend vers l'infini.

Les hypothèses du modèle sont les suivantes :

- ❖ La distribution des pluies a au moins un comportement asymptotiquement exponentiel :

$$a_e = \lim_{T \rightarrow \infty} a_p(T) \quad (\text{II-22})$$

- ❖ La distribution des débits devient, pour les fortes périodes de retour, asymptotiquement parallèle à celle des pluies. Nous retenons un raccordement progressif, à partir du seuil T_g , entre la distribution des débits et celle des pluies, qu'on peut exprimer par :

$$a_q(T) = a_p(T) \frac{T}{T + \alpha} \quad (\text{II-23})$$

Le modèle Agréee délimite trois domaines spécifiques (Voir Figure II-1)

- ❖ L'avant gradex ($T < T_g$) : C'est le domaine observable (crues issues de chroniques et crues historiques) ;
- ❖ Le domaine du progressif ($T_g < T < T_a$) : C'est celui des crues rares et le plus souvent où la capacité d'absorption devient faible ;
- ❖ Le domaine de la branche asymptotique ($T_g < T < T_e$) : C'est la branche pour laquelle le débit finit par avoir une distribution similaire à celle des pluies.

Estimation des débits par le modèle Agréee :

D'après les hypothèses citées ci-dessus

$$a_q(T) = a_p \frac{T}{T + \alpha} \quad (\text{II-24})$$

et si l'on considère la définition même du gradex :

$$a = \frac{dQ}{d \ln T} \quad (\text{II-25})$$

A partir des relations (II-24) et (II-25), on peut établir l'équation différentielle suivante :

$$dQ = a_p \frac{1}{T + \alpha} dT \quad (\text{II-26})$$

En intégrant l'équation (II-26), on obtient :

$$Q_T = \beta + a_p \ln(T + \alpha) \quad (\text{II-27})$$

L'estimation des paramètres α et β se fait en posant les deux conditions aux limites suivantes :

- 1- L'extrapolation par le gradex des pluies se fait à partir d'un pivot dont la période de retour est T_g . Pour le pivot, l'équation (III-27) donne : $Q_g = \beta + a_p \ln(T_g + \alpha)$ (II-28)

2- Pour la période de retour T_g , le gradex des débits est égal au gradex a .

D'après l'équation (II-24)
$$a_q = a_p \frac{T_g}{T_g + \alpha} \quad (\text{II-29})$$

A partir des équations (II-28) et (II-29), on obtient :

$$\beta = Q_g - a_p \ln(T_g + \alpha) \text{ et } \alpha = \frac{(a_p - a_q)T_g}{a_q} \quad (\text{II-30})$$

Finalement, on peut poser :

$$Q_T = Q_g + a_p \ln \left(1 + \frac{a_q(T - T_g)}{a_p T_g} \right) \quad (\text{II-31})$$

II.2.2.4. La méthode SHYPRE :

SHYPRE, acronyme de **S**imulation d'**HY**drogrammes pour la **PRE**détermination des crues, est une méthode développée au groupement d'Aix-en-Provence du Cemagref. Elle s'appuie sur les travaux de Cernesson (1993), Cernesson et al (1996), Arnaud (1997) et Arnaud et al (1999).

Elle associe un générateur aléatoire de pluies horaires et une transformation de la pluie en débit.

Les techniques de simulation permettent de générer de très longues chroniques de pluies horaires d'où se déduisent les hydrogrammes de crue par application d'une modélisation simple de la pluie en débit. Un simple classement des pluies et des débits simulés permet de tracer les distributions de fréquences empiriques des pluies et des débits de toutes durées et d'en déduire les quantiles pour une large gamme de périodes de retour, de 2 à 1000 ans.

Le modèle de génération de pluie est réalisé en deux étapes. La première est l'étude descriptive du phénomène. Elle est basée sur l'analyse de la structure temporelle interne des événements pluvieux observés au pas de temps horaire, un événement pluvieux étant défini par une hauteur journalière de pluie supérieure à 20 mm. Cette analyse aboutit au choix des lois de probabilité qui les caractérisent. La seconde étape est la reconstitution de la chronique de pluie par les variables descriptives, générées de façon aléatoire par une méthode de Monté Carlo.

Quant à la transformation pluie-débit, deux modèles peuvent être mis en œuvre par SHYPRE :

- ❖ Le modèle conceptuel GR3H défini par 3 paramètres (Edijatno et al. 1989).
- ❖ La fonction de production du Soil Conservation Service (SCS), associée à un hydrogramme unitaire.

Ce dernier est défini par deux paramètres: un pour la fonction de production et un autre qui représente le temps de montée de l'hydrogramme unitaire.

Pour un bassin versant jaugé, la méthode identifie le paramétrage du modèle qui reproduit au mieux les crues observées.

Après cette phase de calage, SHYPRE est utilisé en simulation. Des hyétogrammes horaires ont simulés et transformés en débit. La méthode fournit ainsi différents scénarios de crue. Le traitement statistique de ces informations permet aussi l'estimation des quantiles de débits de différentes durées sur l'ensemble de la plage des fréquences (du courant à l'exceptionnel).

II.2.2.5 .La méthode PMP-PMF (Probable Maximum Flood) :

Développée par l'école Nord-Américaine, cette méthode est d'usage courant surtout dans les pays anglo-saxons. Elle est exigée pour les dimensionnements d'ouvrages où la vulnérabilité à l'aval est la perte de vies humaines.

Cette méthode définit un débit maximal probable dont le risque d'occurrence est nul. Son estimation repose sur la connaissance de la pluie maximale probable (PMP). Elle consiste ensuite à transformer cette pluie en débit. Ce débit maximal probable sera le plus fort débit raisonnablement imaginable pour le bassin versant considéré.

Définition de la PMF :

La PMF critique est la crue qui peut être attendue de la plus sévère combinaison de conditions météorologiques physiquement possibles dans une région donnée et dont le passage dans la retenue, conduira au niveau maximum du plan d'eau.

Estimation de la PMP :

La PMP est la plus forte précipitation sur une durée déterminée, qui est physiquement possible sur un bassin donné. Son estimation consiste à maximiser les variables explicatives des précipitations (humidité, température, vent, conditions de précipitation), et à maximiser les scénarios temporels de précipitations (concomitances, précipitations successives,...).

Etant donné la difficulté d'estimation, certain pays ont proposé la méthode statistique suivante :

$$PMP=m+ks \quad (II-32).$$

m : Moyenne des précipitations maximales annuelles ;

s : Ecart type des précipitations maximales annuelles ;

k : Paramètre statistique qui dépend de la loi de probabilité des précipitations.

Transformation de la pluie en débit :

La transformation de la PMP en débit, se fait en premier lieu par la transformation de la PMP en pluie nette par l'intermédiaire d'une fonction de production (SCS). Puis en second lieu en convertissant la pluie en débit par l'intermédiaire d'une fonction de transfert (hydrogramme unitaire).

Remarques :

Il est intéressant de faire les remarques suivantes concernant la méthode de la PMP-PMF :

Garros-Berthet, ont comparé quelques estimations de crues de projet par la méthode de la PMP-PMF et par les autres méthodes, sur des retenues française et ont trouvé un rapport moyen de deux.

Théoriquement le PMF est systématiquement supérieur au débit de la crue de projet calculé par d'autres méthodes. Cependant des débits supérieurs au débit maximum probable ont déjà été observés sur des retenues existantes.

Enfin on peut reprocher à cette méthode, une complexité de mise en oeuvre qui génère beaucoup de choix difficiles et qui ne permet pas à la fin du calcul d'avoir une forme d'évaluation de l'incertitude.

II.2.3. Cas où il n'existe pas de données hydrométriques (Méthodes sommaires de première approximation):

II.2.3.1. La méthodologie QDF (Débit Durée Fréquence):

D'après Prudhomme (1995), il est possible de reconstituer la plupart des régimes de crue à partir de seulement trois modèles QDF régionaux calés respectivement sur les sites de Vandenesse, Florac et Soyans. Chaque modèle est représentatif d'une famille de bassins versants : continental, océanique et méditerranéen.

Pour les crues rares et extrêmes : $T > 10$ ans,

$$Q^*(T, d^*) = Q^*(10, d^*) + [x_7 + 1 / (x_8 d^* + x_9)] \text{Log} (1 + [x_4 + 1 / (x_5 d^* + x_6)] / [x_7 + 1 / (x_8 d^* + x_9)] (T - 10 / 10)) \quad (\text{II-33})$$

$$\text{Avec } Q^*(T, d^*) = Q(T, d/D) / Q_{i10} \quad (\text{II-34})$$

T : La période de retour ;

D : Le temps caractéristique de l'écoulement (temps de concentration) ;

d : La durée de l'averse.

Tableau II-1 : Paramètres du modèle QDF

Modèle régional	X ₁	X ₂	X ₃	X ₄	X ₅	X ₆	X ₇	X ₈	X ₉
Vandenesse	0,097	1,91	1,91	0,01	3,97	6,48	0,013	3,674	1,774
Florac	0,01	2,13	2,96	0	3,05	3,53	0,04	2,78	1,77
Soyans	0,05	2,1	2,1	0	2,57	4,86	0,017	1,49	0,66

Le choix d'un des trois modèles régionaux de référence s'effectue en comparant, pour différentes durées d , le rapport Gpd/Q_{i10} à deux limites $L_1 (d/D)$ et $L_2 (d/D)$:

$$L_1 (d/D) = 1/ (2.332 + 0.768 d/D) \text{ et } L_2 (d/D) = 1/ (1.580 + 0.419 d/D) \quad (\text{II-35})$$

Suivant la position de ce rapport (inférieur à L_1 ; compris entre L_1 et L_2 ; supérieur à L_2), on choisira respectivement le modèle de Vandenesse, Florac ou Soyans.

II.2.3.2. Méthode du SCS (Soil Conservation Service)

Cette méthode très employée en hydrologie permet de faire intervenir directement l'état du sol. Elle consiste à faire l'hypothèse suivante:

A un instant t donné, le rapport entre l'infiltration cumulée jusqu'à l'instant t et l'infiltration potentielle en début d'épisode est égal au rapport entre le ruissellement cumulé et la pluie cumulée, soit :

$$(P (t)-R (t)) / J = R (t) / P (t) \quad (\text{II-36})$$

$P (t)$: Hauteur de pluie tombée entre 0 et t ;

$R (t)$: lame nette écoulée entre 0 et t ;

J : Capacité maximale d'infiltration ;

$P(t)-R(t)$: Infiltration cumulée entre 0 et t .

Cependant, lorsque la pluie commence à tomber, il n'y a pas de ruissellement immédiat. Des études ont montré que l'on pouvait estimer cette rétention initiale à $0.2*J$. Il faut donc remplacer $P (t)$ par $P (t) - 0.2J$. On a donc :

$$R (t) = (P (t)-0.2 J)^2 / (P (t) + 0.8J) \quad (\text{II-37})$$

Fonction dite de production.

Avec $J = 25.4 (1000/CN - 10)$

CN (Curve Number) est un coefficient de ruissellement. Ce coefficient est fonction de la nature du sol et de l'antécédent pluviométrique.

II.2.3.3. Méthode d'estimation dérivée du SCS (Cemagref Lyon)

Cette méthode, dérivée de la fonction de production du SCS, permet d'estimer le débit décennal de pointe de petits bassins versants dont la superficie ($S < 15 \text{ km}^2$).

La différence par rapport à la méthode SCS réside dans le calcul de J :

$$\ln (J) = 0.232 \ln(S) + 3.509 \quad (\text{II-38})$$

Le reste du calcul reste valable.

II.2.3.4. Méthode des "courbes-enveloppes :

Cette méthode est un procédé graphique qu'on utilise à l'aide de tous les renseignements disponibles sur les crues, sur un ensemble de bassins autant que possible homogène.

Elle nous montre bien la dispersion naturelle et l'ordre de grandeur des résultats (FigureIII-4) extraite du livre hydrologie générale (**Remanieras**).

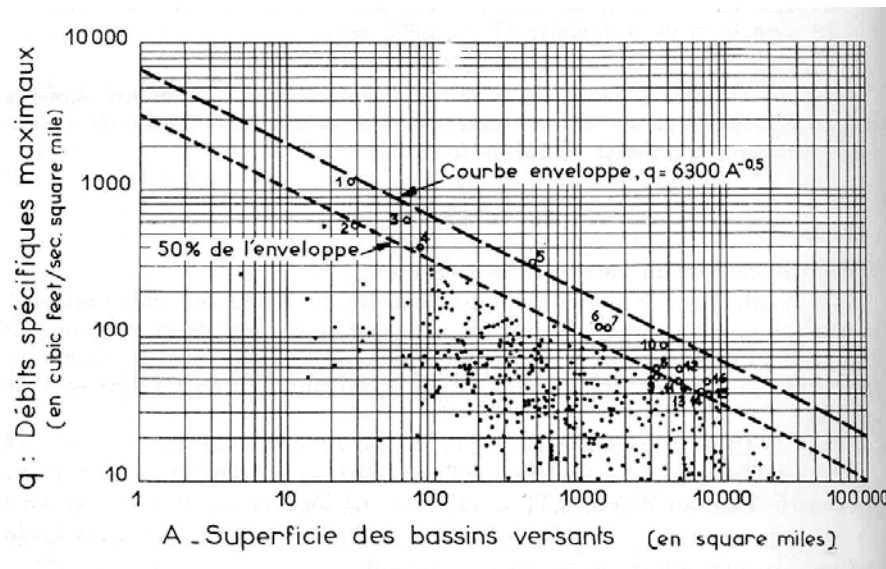


Figure II-4 : Méthode des courbes enveloppe

On porte les débits spécifiques q_m des plus fortes crues sur un graphique à échelle logarithmique (Figure III-4), pour une région hydrologiquement homogène en fonction de l'aire du bassin versant. L'ensemble des points ainsi représentés, ne dépassent pas une certaine zone de plan que l'on peut limiter du côté supérieur par une courbe enveloppe. Cette dernière constitue souvent une droite, avec le système de coordonnées logarithmique choisi.

En ajustant une formule algébrique sur cette courbe enveloppe, on pourra avoir les débits spécifiques absolus de la crue maximale observée en fonction de la superficie du bassin versant. Pour des rivières sur lesquelles on ne possède aucune information, on trouvera dans de tels graphiques une première estimation de la valeur maximale probable de la crue par référence à des bassins présumés analogues.

Mais l'emploi de cette méthode, et généralement de toutes les formules de la forme : $Q=f(A)$, soulèvent beaucoup de critiques, du fait qu'elles ne prennent en compte aucun des autres paramètres qui sont loin d'être non influents.

Enfin, il arrive qu'au fur et à mesure que les années passent, des crues catastrophiques d'une ampleur encore jamais observée, surviennent et nous obligent ainsi à déplacer la "courbe – enveloppe" sans que l'on puisse savoir si l'on a ainsi atteint la "limite supérieure absolue" des cataclysmes hydrologiques possibles.

II.2.3.5. Méthode des "stations-années"

Si l'on désire faire une étude de crue sur une station d'un cours d'eau, on rencontre généralement toutes sortes de difficultés sur le terrain. Mais le plus souvent, c'est l'absence d'observations de durées assez longues, qui constitue la difficulté majeure.

Certains hydrologues anglo-saxons ont tenté de pallier cette difficulté par la méthode dite des "stations années". Elle consiste essentiellement en la combinaison des relevés disponibles de deux ou plusieurs stations pour obtenir une série unique d'observations que l'on admet équivalente à celle qui aurait été effectuée à une seule station pendant une durée deux ou plusieurs fois plus longue. En pratique, ceci paraît imprudent, l'analyse statistique du problème montre que la méthode des stations années repose sur l'hypothèse que les crues survenues à une station déterminée, auraient pu, tout aussi bien, se présenter à l'une quelconque des autres stations du même groupe. Mais cette hypothèse n'est acceptable que si les deux conditions suivantes sont remplies :

- ❖ Indépendance, c'est-à-dire absence de corrélation entre les relevés provenant des diverses stations ;
 - ❖ Bonne homogénéité climatique et géologique des bassins alimentant ces stations.
- Ces deux conditions, quelque peu contradictoires, limitent le champ d'application de la méthode des « stations-années » qui ne devra être mise en œuvre qu'avec discernement et par des hydrologues avertis.

II.2.3.6. Méthodes empiriques (déterministes)

Les méthodes présentées ci-dessous ne sont pas du tout adaptées aux bassins versants sur lesquels elles n'ont pas été calées. Elles ne sont donc qu'une aide à la décision.

Leur utilisation brutale, sans une réflexion sur le fonctionnement du bassin versant est très risquée.

II.2.3.6.1. Formule d'Iskowski

Iskowski, chef de service hydrologique autrichien a tiré en 1884, de l'analyse des crues observées sur quelques 300 cours d'eau européens la formule suivante :

$$Q = \lambda * m * \bar{H} * A \quad (\text{II-39})$$

\bar{H} : La moyenne des précipitations tombées chaque année sur le bassin ;

m : Coefficient dépendant de A , qui passe de 10 à 1 Lorsque l'étendue du bassin passe de 1 à 25000 km² ;

λ : Coefficient caractérisant la morphologie du bassin.

II.2.3.6.2. Formule de Possenti :

En étudiant des rivières de bassins montagneux italiens, Possenti a établi la formule suivante :

$$Q = \frac{\lambda * H_m * (A_m + \frac{A_p}{3})}{L} \quad (\text{II-40})$$

H_m (mm) : La hauteur maximale des précipitations en 24h ;

L (km) : La longueur de thalweg principal ;

A_m (km²) : L'aire de la partie montagneuse de bassin versant ;

A_p (km²) : L'aire de la partie en plaine du bassin ;

λ : Coefficient compris entre 700 et 800, et il est d'autant plus grand que L est plus petit.

II.2.3.6.3. Formule de Turazza :

Turazza a établi une formule, adoptée en Italie, qui est la suivante :

$$Q = \frac{C * H * A}{3.6 * t_c} \quad (\text{II-41})$$

C : Coefficient de ruissellement de bassin pour la crue considérée;

H : La hauteur totale maximale de pluie relevée pendant une durée

Égale au temps de concentration t_c du bassin (exprimé en heures.);

A : Superficie du bassin en km².

II.2.3.6.3. Chow 1964 :

$$Q = K * C * \sqrt{A} \quad (\text{II-42})$$

Q : Débit de pointe en m³/s ;

A : Aire du bassin en km²;

C : Coefficient ;

K : Constante de conversion.

II.2.3.6.4. Beable & MC. Kerchar (1982) :

$$Q_T = C * P_t * \frac{A}{3.6} \quad (\text{II-43})$$

Q_T : Débit de pointe de période de retour T , en m^3/s ;

P_t : Taux de précipitation (en mm/h) d'un orage de période de retour T et

D'une durée t égale au temps de concentration du bassin

A : Superficie du bassin versant en km^2 ;

C : Coefficient empirique, reflétant l'effet des pertes du bassin et les effets d'emmagasinage

II .2.3.6.5. Formule de Fuller

Fuller avait introduit, dès 1913 la notion de fréquence de retour pour les crues. Sa formule initiale est la suivante :

$$q(T)=q_1*(1+0.8*\log_{10}T) \quad (II-45)$$

Avec :

q_1 : la moyenne de débits maxima de chaque année (crue annuelle.) ;

T : est la période de retour.

Les débits précédents q_1 et q sont, en fait, des débits journaliers. Pour passer de ces derniers aux débits instantanés de pointe correspondants q_i , Fuller propose la formule :

$$q_i = q * \left(\frac{2.66}{A^{0.3}} + 1 \right) \quad (II-46)$$

A : Superficie du bassin en km^2 .

De nombreuses formules de même type que celle de Fuller ont été proposées, dans lesquelles généralement, le coefficient 0.8 est remplacé par un coefficient de crue β , variable d'un bassin à l'autre ; ces coefficients sont obtenus en étudiant graphiquement la corrélation entre $q(T)$ et $\log(T)$.

Selon Coutagne, hydrologue français, le coefficient β est généralement de l'ordre de 0,7 à 0,8, et il est d'autant plus grand que le bassin est plus petit, et plus irrégulièrement arrosé, et il peut dépasser 2 pour les régions semi-arides.

Moyennant un choix convenable de β , les formules de type Fuller sont assez satisfaisantes pour dimensionner de petits ouvrages tels que ponceau, caniveau, etc.

II.2.3.6.6. Formule de Giandotti :

Cette formule utilise les caractéristiques topographiques du bassin versant ainsi que la précipitation pour une durée égale au temps de concentration.

$$Q_{\max T} = \frac{C.A.H_T \sqrt{H_{\text{moy}} - H_{\text{min}}}}{4\sqrt{A} + 1.5L} \quad (\text{II-47})$$

- A : Surface du bassin versant en km^2 ;
- L : Longueur du cours d'eau principal en Km ;
- H_{moy} : Altitude moyenne du bassin versant en m ;
- H_{min} : Altitude minimale du bassin versant en m ;
- C : Coefficient qui dépend de la topographie du bassin et qui varie entre 66 et 166 ;
- H_T : Lamme d'eau précipitée de période de retour T
Pendant une durée égale au temps de concentration.

II.2.3.6.7. Formule de MALLET- GAUTHIER :

Dans leurs études sur «les problèmes de l'eau en Algérie» Mallet et Gauthier ont établi une formule exprimant le débit maximum en fonction des précipitations, de la surface du bassin, des caractéristiques géographiques, climatiques et de la période de retour T.

$$Q_{\max T} = 2k \cdot \ln(1 + 20H) \cdot A \cdot \sqrt{\frac{1 + 4 \ln T - \ln A}{L}} \quad (\text{II-48})$$

- k : Constante comprise entre 1 et 3 ;
- H : Précipitation moyenne interannuelle (m) ;
- L : Longueur du cours d'eau principale (Km) ;
- A : Surface du bassin versant (km^2) ;
- T : Période de retour (ans).

Il est important de préciser que les formules données plus haut ne sont applicables qu'aux bassins versants qui s'identifient aux descriptions citées. De plus ces formules ne représentent qu'une adaptation mathématique des données recueillies pendant une période limitée sur une région climatique donnée. Ce qui, nous conduit à dire, que leurs extrapolations inconsidérées pourront certainement être dangereuses.

II.2.3.6.8. Méthode CRUPEDIX :

La méthode CRUPEDIX (1980-1982) permet l'estimation du débit de pointe décennal (Q_{i10}). La formulation ci-après a été obtenue par une analyse statistique de 630 bassins versants de moins de 2000 km².

$$Q_{i10} = S^{0.8} (P_{j10} / 80)^2 \quad (\text{II-49})$$

Q_{i10} : Débit instantané maximal annuel décennal ;

P_{j10} : Pluie journalière maximale annuelle décennale en mm ;

R : Coefficient régional ;

S : Superficie du bassin versant en km².

L'incertitude de la méthode pour l'échantillon considéré est grande. L'intervalle de confiance à 70% est $[2/3Q, 3/2Q]$.

II.2.3.6.9. Méthode SOCOSE :

Cette méthode est le résultat d'une synthèse menée à partir de l'observation de 5000 crues sur 194 bassins versants de 2 à 200 km². Elle utilise un modèle simple de transformation de la pluie en débit.

Elle s'intéresse à deux variables pour décrire la crue: le débit instantané maximal annuel décennal et la durée caractéristique de crue D_s du bassin versant.

Les données nécessaires sont les suivantes: la superficie S du bassin (km²), la longueur L du chemin hydraulique le plus long (km), la pluie journalière maximale annuelle décennale P_{j10} (mm) et la pluie moyenne annuelle P_a (mm).

Pour le calcul du débit instantané décennal, il faut auparavant déterminer D_s , J , K et r .

D_s : Durée caractéristique de crue du bassin versant (h).

$$\ln(D_s) = -0.69 + 0.32 \ln(S) + 2.2 (P_a / (P_{j10} \cdot T_a))^{1/2}.$$

J : Interception potentielle (mm)

$$J = 260 + 21 \ln(S/L) - 54 (P_a / P_{j10})^{1/2}$$

K : Indice volumétrique

$$K = 24^b P_{j10} / 21 (1 + S^{1/2} / 30 D_s^{1/3})$$

r : Nombre intermédiaire.

$$r = 1 - J / 5K (1.25 D_s)^{3-b}.$$

Q_{i10} : débit instantané décennal

$$Q_{i10} = [KS / (1.25Ds) b] [r^2 / (15-12r)]$$

L'intervalle de confiance à 70% est $[Q/2, 2Q]$

Après étude et analyse des différentes méthodes de prédétermination des débits de crue, on peut tirer les conclusions suivantes :

Les modèles à base déterministe (empirique) restent des méthodes de première approximation.

Certes ils sont intéressants du fait qu'ils modélisent plus ou moins correctement le processus de transformation de la pluie en débit, mais ils sont confrontés aux problèmes de validation dans le domaine d'extrapolation. De plus, ils ne sont applicables que sur les bassins versants où ils ont été calés, et prennent en compte des variables difficilement quantifiables. Ces méthodes sont donc à éviter.

Les méthodes hydrométéorologiques sont fiables et opérationnelles pour les bassins versants limités et homogènes. Elles ont également l'avantage d'analyser les événements générateurs, et d'être ainsi plus proches de la physique des phénomènes. Par contre, pour les grands bassins versants ($>20.000 \text{ km}^2$), ou en cas de mécanismes hydrométéorologiques complexes, les difficultés de combinaisons des événements élémentaires conduisent actuellement à des incertitudes encore beaucoup trop grandes. Donc dans le cas de grands bassins versants ($>20.000 \text{ km}^2$) elles ne sont plus applicables.

Quant à la méthode PMP-PMF, son utilisation est déconseillée, à cause de son incapacité d'associer à ces PMP ou à ces PMF une probabilité. En effet, la probabilité de la crue de projet n'est pas estimée, or les maximisations effectuées pour son estimation sont basées sur les observations, qui peuvent être très réduites en certains endroits: il s'en suit un faux sentiment de sécurité. À l'inverse des estimations très importantes quand les informations sont riches surdimensionnement exagérément les ouvrages, ce qui conduit les projeteurs à corriger par un coefficient d'abattement non moins risqué.

Reste alors les méthodes probabilistes dont le domaine de validité, est plutôt celui des grands bassins versants ($>20.000 \text{ km}^2$). En effet leurs estimations sont fondées sur des événements courants, dont le hasard des combinaisons est bien représenté par les lois retenues.

Elles ne conviennent pas pour les petits bassins versants où des effets tout à fait locaux (orages par exemple), parfois jamais mesurés aux points d'étude, peuvent devenir influençant.

II.3. Calcul du débit de pointe

Pour le calcul du débit de pointe on va suivre cette méthodologie :

On utilise en premier lieu la méthode des maxima annuels et cela par une étude de la série du pluie et du débit :

II.3.1. Etude de la série de pluie de KEDDARA

Une série de pluie a été recueillie auprès de l'Agence Nationale des Ressources Hydrique de la station de Keddara pour la période de (1975-2011), cette série est indépendante, homogène et stationnaire d'après les tests faits en utilisant un logiciel statistique HYFRAN.

Il existe plusieurs lois d'ajustement des séries d'observations qui sont soit des séries pluviométrique ou de mesure de débits, notre série de pluie s'ajuste à toutes les lois de statistique et puisque on a des pluies maximale journalières les méthodes qui conviennent avec notre cas c'est la loi de Gumbel.

Tableau I-2 : Les paramètres de la série de pluie

paramètres	valeurs
Taille de la série	37
Minimum	25,5
Maximum	91,5
Moyenne	55,4
Ecart type	16,9
Médiane	56,7
Coefficient de variation (cv)	0,30
Coefficient d'aplatissement (ck)	2,12
Coefficient d'asymétrie (cs)	0,165

La taille de l'échantillon et ses caractéristiques jouent aussi un rôle dans le choix de la loi.

II.3.1.1. Ajustement par la loi de Gumbel

Pour l'étude des pluies extrêmes, on constitue un échantillon de N valeurs, chacune d'elles représentant la précipitation journalière la plus forte d'une des N années.

On parvient généralement à ajuster à cet échantillon la loi de Gumbel ou la loi de Galton (log-normale).

La fonction de répartition de la loi de Gumbel est :

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

D'où: $F(x)$ = la fréquence au non dépassement FND.

CHAPITRE I

α = coefficient d'ajustement.

X = précipitation maximale journalière (mm).

X0 = ordonnée à l'origine en (mm).

y = variable réduite de Gumbel.

1/ α = la pente de la droite de Gumbel.

Donc la droite de Gumbel s'écrit :

$$X = 1/\alpha y + x_0$$

Par un changement de variable $y = \alpha(x - x_0)$ la loi de Gumbel s'écrit :

$$F(x) = FND = e^{-e^{-y}}$$

Avant de commencer l'ajustement on doit calculer les paramètres de la loi α , x_0 et le variable réduite y.

En utilisant logiciel HYFRAN l'ajustement de la série de pluie de la station de Keddara entre 1975 et 2011 on obtient les résultats suivantes :

Avec un niveau de confiance de 95% on obtient les deux paramètres de la loi de Gumbel tel que : $x_0 = 47,77$ mm et $\alpha = 13,19$.

Tableau I-3 : Les résultats d'ajustement de la loi de Gumbel a la série de pluie

Période de retour T(ans)	Probabilité au non dépassement q	Le quantile XT(mm)	Ecart type (mm)	Intervalle de confiance (mm)
1000	0,9990	139	16,1	107 -170
100	0,9900	108	10,9	87,1-130
50	0,9800	99,2	9,37	80,9-118
20	0,9500	87,0	7,34	72,6-101
10	0,9000	77,5	5,81	66,1-88,3
5	0,8000	67,6	4,30	59,1-76,0
2	0,5000	52,6	2,55	47,6-57,6

Le logiciel peut donner n'importe période de retour que l'en veut mais on se limite par ces périodes cité dans le tableau précédent parce que notre but est de déterminer le débit centennal.

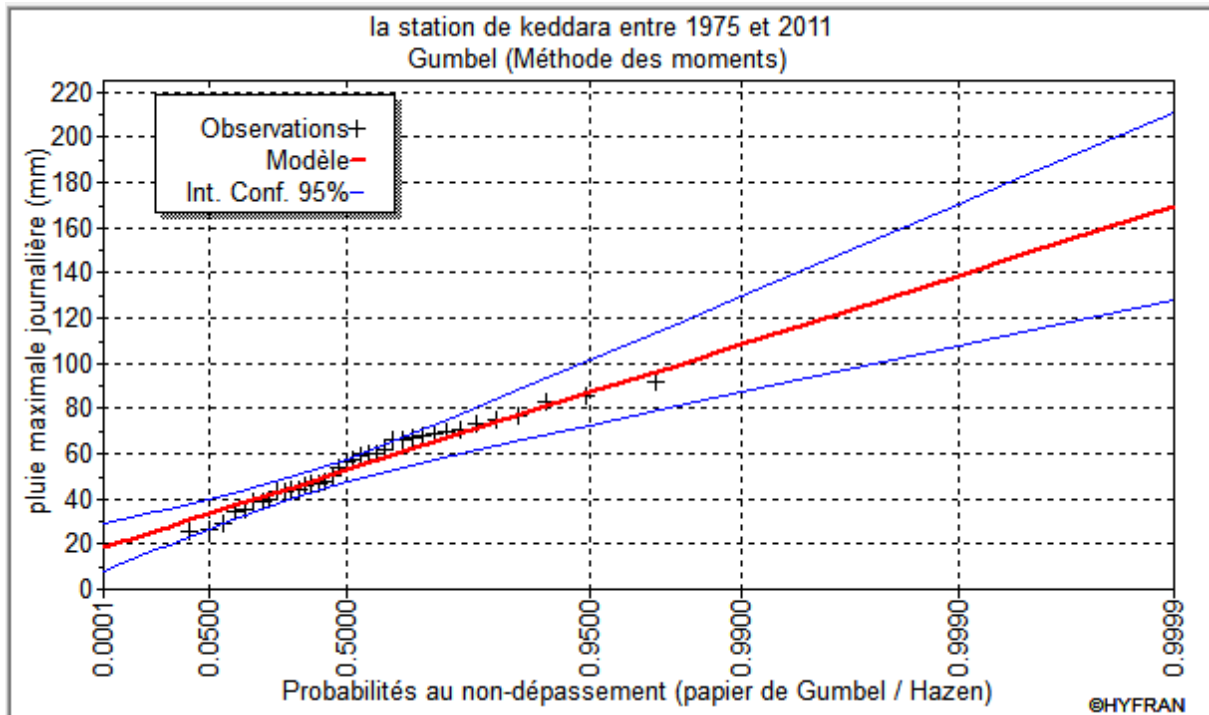


Figure I-5 : Ajustement de la loi de Gumbel a la série de pluie

II.3.1.2. Test du khi carré

On vérifie l'ajustement de la loi de Gumbel aux pluies maximales journalières à Keddara grâce au test du **khi carré**.

On a $\Sigma^2 = 6.46$.

On cherche maintenant sur la table du χ^2 le $\chi^2_{\alpha, v}$ théorique

Ou :

V : nombre de degré de liberté = k-1-r

K : nombre de classe = 8

r : nombre de paramètres qui définissent exactement la loi théorique = 2

D'où $v = 8 - 1 - 2 = 5$

α : niveau de signification ou niveau de risque c'est-à-dire la probabilité que le χ^2 dépasse une valeur donnée, ce qui équivaut à la surface sous la courbe qui se trouve à droite de la valeur du χ^2 . Notons que la table du χ^2 donne le niveau de confiance $FND = 1 - \alpha = 0,95$.

Pour $v= 5$ et $1-\alpha= 0,95$ la table donne $\chi^2_{5,0,95}= 11,1$.

Comme $\Sigma\chi^2 = 6,46 < 11,1$ on conclut que le χ^2 est situé dans la zone favorable et qu'il y a 95% de chance que la loi de Gumbel représente notre échantillon.

II.3.2. L'étude de la série de débit de oued Boudouaou (1968-1978)

La station de mesure de débit d'Oued Boudouaou placé après le barrage de Keddara a donné les débits suivants dans la période entre 1968 et 1978 fournie par l'Agence Nationale des Barrages et Transferts, cette série est homogène, stationnaire et indépendante, testée aussi par le logiciel HYFRAN :

Tableau I-4 : La série de débit de station de keddara

Année	Débit m ³ /s
1968/69	134
1969/70	212
1970/71	79.5
1971/72	195
1972/73	254
1973/74	134
1974/75	84
1975/76	85
1976/77	65
1977/78	61
1978/79	106

La détermination des paramètres statistiques se fera à l'aide du logiciel HYFRAN et donne les résultats suivants :

Tableau I-5 : Les caractéristiques de la série de débit

Taille de l'échantillon	11
Minimum	61
Maximum	254
La moyenne	128
L'écart type	65,2
La médiane	106
Le coefficient de variation cv	0,509
Le coefficient d'aplatissement	1,85
Le coefficient d'asymétrie	0,896

II.3.2.1. L'ajustement de la série par la loi de Gumbel

Pour les mêmes raisons pour la série de pluie on utilise l'ajustement par la loi de Gumbel au moyen du logiciel HYFRAN.

Ce tableau résume les quantiles correspondent aux différents périodes de retour ainsi que leurs probabilités au non dépassement et leurs écarts type et les intervalles de confiance pour chaque période.

Tableau I-6 : Les résultats d'ajustement de la loi de Gumbel a la série de débit

Période de retour T(ans)	Probabilité au non dépassement q	Le quantile XT(m3 /s)	Ecart type (m3 /s)	Intervalle de confiance (m ³ /s)
1000	0,9990	450	114	227-673
100	0,9900	333	77,2	181-484
50	0,9800	297	66,3	167-427
20	0,9500	250	51,9	148-352
10	0,9000	213	41,1	133-294
5	0,8000	175	30,4	115-235
2	0,5000	117	18,1	82,0-153

Avec un $x_0 = 98,77 \text{ m}^3/\text{s}$ et $\alpha = 50,87$

Le graphique donné après ajustement par la même loi est le suivant :

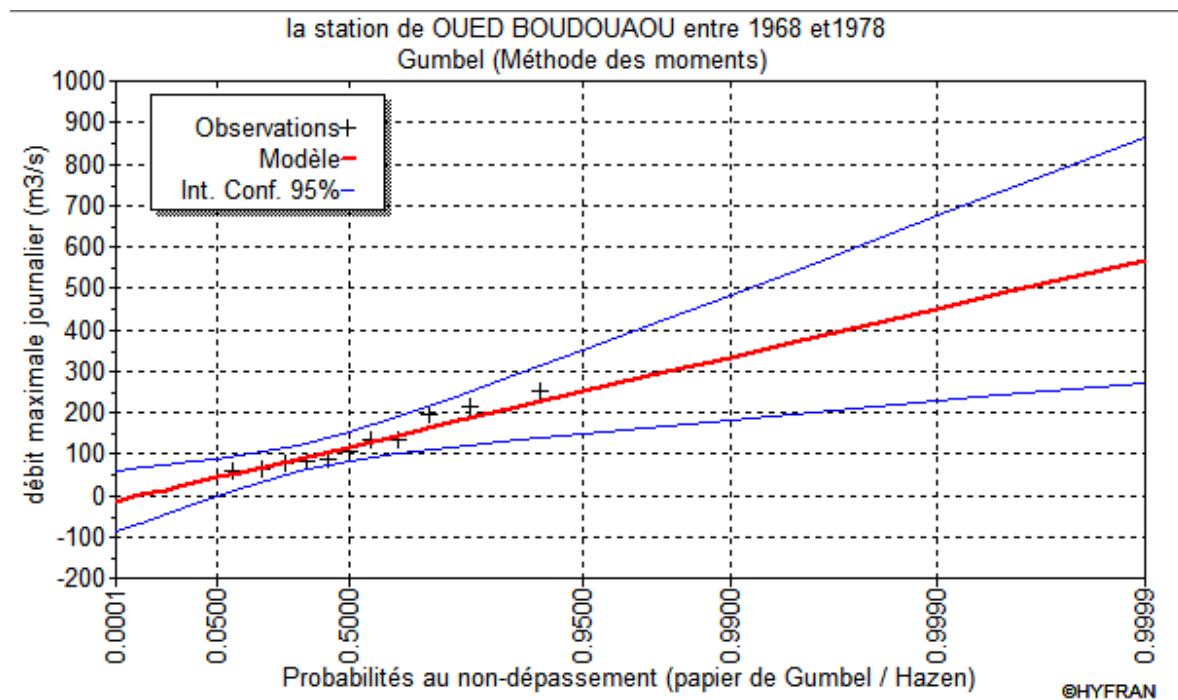


Figure I-6 : Ajustement de la loi de Gumbel a la série de débit

II.3.2.2. Le test du khi carré

On vérifie l'ajustement de la loi de Gumbel aux débits maximaux de la station de Keddera grâce au test du khi carré.

On a $\Sigma\chi^2 = 1.27$

On cherche maintenant sur la table du χ^2 le $\chi^2_{\alpha, v}$ théorique

Ou :

V : nombre de degré de liberté = k-1-r

K : nombre de classe = 5

r : nombre de paramètres qui définissent exactement la loi théorique = 2

D'où $v = 5 - 1 - 2 = 2$

α : niveau de signification ou niveau de risque c'est-à-dire la probabilité que le χ^2 dépasse une valeur donnée, ce qui équivaut à la surface sous la courbe qui se trouve à droite de la valeur du χ^2 . Notons que la table du χ^2 donne le niveau de confiance FND = $1 - \alpha = 0,95$.

Pour $v = 2$ et $1 - \alpha = 0,95$ la table donne $\chi^2_{2, 0,95} = 5,99$

Comme $\Sigma\chi^2 = 1,27 < 5,99$ on conclut que le χ^2 est situé dans la zone favorable et qu'il y a 95% de chance que la loi de Gumbel représente notre échantillon.

II.4. Calcul des pluies et intensités de courte durée et analyse des averses

On désigne généralement par averse un ensemble de pluies associées à une même perturbation météorologique bien définie. Ainsi une averse pourra durer quelques minutes ou, au contraire, se prolonger sur plusieurs heures ; elle pourra intéresser quelques kilomètres carré ou quelques milliers de kilomètres carrés et devenir une pluie cyclonique qui provoquant les crues des grandes fleuves.

Pour dimensionner certains ouvrages hydrauliques comme les réseaux d'assainissement, les drains agricoles, les canaux d'évacuation des eaux pluviales, il est nécessaire de connaître la précipitation la plus intense pouvant survenir au cours d'une durée indéfinie.

On se protège contre une averse type de probabilité déterminée, et non contre n'importe quelle averse de probabilité très faible ou ayant une très grande période de retour

CHAPITRE I

Par contre pour les grands ouvrages, l'analyse se tourne vers les averses de plus longue durée. Le choix de l'averse se fait selon plusieurs critères, parmi lesquels les plus importants sont les critères économiques. Toute protection coûte à la communauté. Ce coût et les risques doivent être déterminés et choisis avant de faire le dernier choix hydrologique.

Après ajustement de la série de pluie de la station de Keddara avec la loi de Gumbel on a obtenu les résultats suivants :

Tableau I-7 : Les pluies maximales journalières (mm)

Période de retour (ans)	2	5	10	20	50	100
Pluie max journalière (mm)	52,6	67,6	77,5	87	99,2	108

Pour calculer les pluies de courte durée on utilise la formule de K. body (ANRH 1984).

$$P_{tc} = P_{Jmax} \left(\frac{t}{24}\right)^b$$

Avec :

t : durée de l'averse (h).

b : l'exposant climatique $b = 0,41$.

On calcule aussi les intensités de courte durée correspondent aux durées d'averses et aux périodes de retour par la formule suivante :

$$I_{tc} = \frac{P_{tc}}{t}$$

D'où :

I_{tc} : intensité maximale de période d'averse (h).

P_{tc} : pluie de courte durée (mm).

t : durée d'averse (h).

CHAPITRE I

En deuxième lieu On utilise les méthodes empiriques de Giandotti, Mallet Gauthier, Turazza et la méthode rationnelle car ces méthodes conviennent avec les caractéristiques du bassin versant.

On calcule d'abord le débit de pointe du bassin versant complet par les différents méthodes citées avant, en ignorant l'existence du barrage, et on va voir l'effet de cette crues sur les agglomérations qui se trouvent sur le trajet du cours et l'étendue de la crue.

En deuxième on tient compte du débit centennale qui traverse l'évacuateur de crue $Q=100 \text{ m}^3/\text{s}$. et le débit du vidange de fond qui est égale a $Q=55 \text{ m}^3/\text{s}$, on ajoute ces deux débits au débit de pointe calculé dans le bassin versant qui se trouve après le barrage, on obtient un débit de pointe qui arrive à l'exutoire du bassin versant complet au niveau du chemin de fer de Boudouaou.

Les résultats obtenus pour chaque bassin versant et pour les différentes méthodes sont résumés dans les tableaux suivants :

Pour le bassin versant complet on a :

BV: bassin versant complet. ($S= 137, 5 \text{ km}^2$, $L= 35, 2 \text{ km}$)

Tableau II-8 : Les débits de pointe du BV (m^3/s)

Période de retour (an)	2	5	10	20	50	100
fréquence	0,50	0,80	0,90	0,98	0,995	0,999
Mallet-Gauthier	49,34	250,74	329,53	392,83	463,41	510,40
Méthode rationnelle	-	-	171,23	192,22	208,17	238,42
La formule de turazza	-	-	165,65	182,22	231,92	265,05
Giandotti	259,04	333,76	386,07	433,39	494,17	538,01

CHAPITRE II

BV1 : bassin versant avant le barrage. ($S1 = 93 \text{ km}^2$, $L = 25,5 \text{ km}$).

Tableau II-9 : Les débits de pointe du BV1 (m^3/s)

Période de retour (an)	2	5	10	20	50	100
fréquence	0,50	0,80	0,90	0,98	0,995	0,999
Mallet-Gauthier	62,09	172,91	222,7	263,24	308,77	339,17
Méthode rationnelle	-	-	110,30	137,98	176,87	224,94
La formule de turazza	-	-	90,11	111,27	161,47	200,91
Giandotti	145,39	187,33	216,70	243,26	277,37	301,99

BV2 : bassin versant après le barrage. ($S2 = 44,5 \text{ km}^2$, $L = 10 \text{ km}$)

Tableau II-10 : Les débits de pointe du BV2 (m^3/s)

Période de retour (an)	2	5	10	20	50	100
fréquence	0,50	0,80	0,90	0,98	0,995	0,999
Mallet-Gauthier	80,43	158,12	197,53	230,30	267,52	292,55
Méthode rationnelle	-	-	87,24	110,43	152,65	197,78
La formule de turazza	-	-	53,39	65,93	95,67	119,02
Giandotti	169,37	218,22	250,17	283,36	323,10	351,77

Dans le tableau suivant on résume les résultats du calcul du débit centennal pour les trois bassins versants :

Tableau II-11 : Les débits de pointe des trois bassins (m^3/s)

	BV	BV1	BV2
Gumbel	x	333	x
Mallet-Gautier	510,40	339,17	292,55
Giandotti	538,01	301,99	351,77
Turazza	238,42	224,94	197,78
rationnelle	265,05	200,91	119,02

Si on admet que l'évacuateur de crues du barrage de Keddara peut passer une crue maximale centennale de $100 \text{ m}^3/\text{s}$ et que le débit de la vidange de fond est de $55 \text{ m}^3/\text{s}$ donc la somme des deux est de $155 \text{ m}^3/\text{s}$ ce qui confirme le débit centennal trouvé par la loi de Gumbel ou

par les deux lois de Giandotti et Mallet-Gautier , donc pour déterminer le débit qui arrive à l'exutoire de la ville de Boudouaou au niveau de chemin de fer

On ajoute le débit de bassin versant BV2 aux débits de l'évacuateur et de la vidange en tenant compte que ces derniers ne fonctionnent pas à chaque fois qu'il y aura pluie mais sauf dans les cas extrêmes et ça c'est l'un des avantages de barrage de Keddara qui représente le premier ouvrage de protection des villes de Boudouaou et Kherrouba .

Le débit qui arrive à l'exutoire du bassin versant est égale a $Q= 506,77 \text{ m}^3/\text{s}$ et c'est avec ce dernier on va dimensionner les ouvrages de protection.

II.5. Le temps de concentration

Le temps de concentration T_c est considéré comme un temps caractéristique de l'écoulement sur un bassin versant. Il est défini comme le temps que met l'eau tombée au point le plus éloigné en amont du bassin versant pour arriver à l'exutoire.

Le temps de concentration est influencé par diverses caractéristiques morphologiques dont principalement :

- ❖ La taille (la surface).
- ❖ La forme (surface et longueur).
- ❖ Le relief du bassin (longueur et pente).

A ces facteurs s'ajoutent encore le type de sol, le couvert végétal et les caractéristiques du réseau hydrographique.

Ce temps peut être estimé de différentes manières à partir du :

- ❖ temps minimal qui sépare la fin de la pluie homogène et la fin d'écoulement.
- ❖ Temps qui sépare le centre de gravité du hyétogramme, du centre de la gravité de l'hydrogramme correspondant.
- ❖ Le temps de montée des crues simples.

Il existe plusieurs méthodes pour déterminer le temps de concentration :

II.5.1. La formule de Kripich

Cette formule est applicable sur des bassins versants dont la superficie est comprise entre 2000 ha et 10000 ha.

$$T_c = 3,97 \cdot L \cdot S^{-0,1} \cdot I^{-0,2}$$

Ou :

I : pente moyenne du thalweg principal en m/m.

S : surface du bassin versant (km²).

L : longueur du thalweg principal (km).

II.5.2. La formule de Passini

Cette formule est applicable sur des grands bassins versant dont la superficie > 40 km².

$$Tc = 6,48 \left(\frac{\sqrt[3]{S \cdot L}}{\sqrt{I}} \right)$$

Ou :

I : pente moyenne du thalweg principale(%).

L : longueur du thalweg principale (km).

S : surface du bassin versant (km²).

II.5.3. La formule de Temez

$$Tc = 0,3 \left(\frac{L}{I^{1/4}} \right)^{0,76}$$

Ou :

I : la pente du thalweg principale (%).

L : longueur du thalweg principale (km).

II.5.4. La formule de Ventura

Cette formule est appliquée pour des bassins versant > 10 km² et qui ont des pentes faible et moyenne :

$$Tc = 7,62 \sqrt{\frac{S}{I}}$$

Tel que :

S : surface du bassin versant en km².

I : pente moyenne du bassin versant en %.

CHAPITRE II

Les données des trois bassins versants étudiés :

BV: bassin versant complet. (S= 137, 5 km², L= 35, 2 km)

BV1 : bassin versant avant le barrage. (S1 = 93 km², L = 25,5 km)

BV2 : bassin versant après le barrage. (S2 = 44,5 km², L = 10 km)

L'application des méthodes citées auparavant donne les résultats suivantes :

Tableau I-12 : Temp de concentration

Tc (h)	Ventura	Kripich	Temez	Passini
BV 1(S1, L1)	6,36	2,82	1,34	7,47
BV2 (S2, L2)	4,40	1,38	2,71	4,29
BV (S, L)	7,74	3,65	3,50	9,51

Tableau I-13 : La moyenne des temps de concentration

	La moyenne des Tc (h)
BV 1(S1, L1)	4,49
BV2 (S2, L2)	3,19
BV (S, L)	6,10

On opte pour le temps de concentration le plus proche de la moyenne donc on choisit la formule **Ventura** comme formule principale pour calculer **Tc** donc :

Tableau I-14 : Temps concentration choisi

	Tc en heure par Ventura
BV 1(S1, L1)	6,36
BV2 (S2, L2)	4,40
BV (S, L)	7,74

II.6. La vitesse de ruissellement

Cette vitesse est donnée par la relation suivante :

$$V_r = \frac{L_t}{T_c}$$

Tel que :

L_t : la longueur du thalweg principale (km).

T_c : temps de concentration (h).

Tableau I-15 : Vitesse de ruissellement

	Vitesse km/h
BV 1(S1, L1)	4,00
BV2 (S2, L2)	2,27
BV (S, L)	4,54

II.7. Calcul des pluies et intensités de courtes durées du temps de concentration

Après calcul du temps de concentration on calcul maintenant les pluies de courte durée du temps de concentration des trois bassins versant et on rappelle que :

BV: bassin versant complet. (S= 137, 5 km², L= 35, 2 km) (Total).

Tableau I-16 : Pluie et intensité de courte durée du BV

	Période (an)	2	5	10	20	50	100
	PND	0,50	0,80	0,90	0,98	0,995	0,999
Tc= 7,74 h	P _{Jmax} (mm)	52,60	67,60	77,50	87,00	99,20	108,00
	P _{tc} (mm)	32,70	42,03	48,18	54,09	61,67	67,14
	I _c (mm/h)	4,23	5,43	6,23	6,99	7,57	8,67

BV1 : bassin versant avant le barrage. (S1 = 93 km², L = 25, 5 km)(Avant barrage keddara).

Tableau I-17 : Pluie et intensité de courte durée du BV1

	Période (an)	2	5	10	20	50	100
	PND	0,50	0,80	0,90	0,98	0,995	0,999
Tc= 6,36 h	P _{Jmax} (mm)	52,60	67,60	77,50	87,00	99,20	108,00
	P _{tc} (mm)	30,11	38,70	44,37	49,81	56,79	61,83
	I _c (mm/h)	4,73	6,08	6,98	7,83	8,93	9,72

BV2 : bassin versant après le barrage. (S2 = 44, 5 km², L = 10 km) (Après barrage keddara)

Tableau I-18 : Pluie et intensité de courte durée du BV2

	Période (an)	2	5	10	20	50	100
	PND	0,50	0,80	0,90	0,98	0,995	0,999
Tc= 4,40 h	P _{Jmax} (mm)	52,60	67,60	77,50	87,00	99,20	108,00
	P _{tc} (mm)	25,80	33,15	38,01	42,67	48,65	52,96
	I _{tc} (mm/h)	5,86	7,53	8,64	9,70	11,06	12,04

CHAPITRE II

Dans ce chapitre on a pu déterminer le débit de projet ainsi que le temps de concentration et la vitesse de ruissellement ce qui construit une base pour la proposition des aménagements.

CHAPITRE III

Présentation des logiciels utilisés

III. Introduction

Après calcul du débit de projet et avant qu'il sera exploité avec le logiciel HEC-RAS on doit passer par une étape intermédiaire mais nécessaire c'est l'élaboration des du modèle numérique du terrain MNT, le profil en long et les profil en travers qui vont par la suite utilisée dans le logiciel HEC-RAS, et pour cela on utilise le logiciel Covadis

III.1. NOTION DE BASE SUR LE MODELE NUMERIQUE DE TERRAIN (MNT)

III.1.1. Définition du MNT

Un MNT (Modèle Numérique de Terrain) est une représentation topographique de la surface du sol adaptée à une utilisation informatisée.

En cartographie les altitudes sont habituellement représentées par des courbes de niveaux et des points cotés. Suivant la taille de la zone couverte la plupart des MNT utilisent, pour les petites zones, un maillage régulier carré ou, pour les grandes zones, un maillage pseudo carré dont les côtés sont des méridiens et des parallèles.

Il permet ainsi de :

- ❖ Reconstituer une vue en images de synthèse du terrain.
- ❖ Déterminer une trajectoire de survol du terrain.
- ❖ Calculer des surfaces ou des volumes.
- ❖ Tracer des profils topographiques.

III.1.2. Types de MNT

On peut distinguer les MNT selon le type de maillage utilisé :

- ❖ Maillage carré/rectangulaire ;
- ❖ Maillage hexagonal ;
- ❖ Maillage triangulaire régulier ;
- ❖ Maillage triangulaire quelconque.

De tous ces types l'on distingue les 2 les plus utilisés qui sont :

- ❖ MNT raster (maillage carré régulier)
- ❖ MNT TIN (maillage triangulaire irrégulier)

III.1.2.1. *Modèle numérique de terrain raster*

Un MNT raster est une matrice d'altitudes. Il s'agit d'un ensemble de valeurs numériques, régulièrement espacées. Chaque valeur d'altitude représente une moyenne d'un élément de surface de terrain. Cette distribution définit un maillage de la surface, la dimension de la maille définit la résolution planimétrique du MNT. Chaque point est au centre de la maille. Plus la résolution est grande plus le MNT est riche en détails topographiques. Les

MNT raster peuvent être produit par différentes méthodes et à partir de source de données diverses :

A partir de courbes de niveau : On numérise des courbes de niveau d'une carte papier qui donnent un ensemble d'arcs. On détermine ensuite les intersections de ces arcs avec le maillage du MNT à produire. On obtient un ensemble de points cotés. Cet ensemble sert de point de départ à une interpolation des altitudes en chaque point du maillage afin de produire l'ensemble du MNT recherché.

A partir de photographies aériennes : Il s'agit d'un long travail de photo-interprétation à l'aide de couples d'images stéréoscopiques et d'un stéréo-restituteur.

A partir d'images numériques, satellitaires : Il s'agit de méthodes automatiques de traitement d'images permettant de calculer l'altitude à partir d'un couple d'images stéréoscopiques numériques.

III.1.2.2. Modèle numérique de terrain vecteur

Ce type de MNT utilise des données vectorielles et se développe selon un maillage triangulaire irrégulier. Le MNT TIN (Triangulated Irregular Network) se compose donc de sommets (lieu de la donnée topographique) et de triangles vectoriels. Les MNTs TIN sont, à priori les meilleurs fonds topographiques pour les modèles d'hydraulique (Kreis, 2004) mais les fichiers TIN sont beaucoup plus volumineux en taille que les fichiers raster. Ils permettent d'avoir un maillage discontinu et notamment plus dense aux endroits les plus intéressants topographiquement.

III.1.3. Construction

L'acquisition peut se faire de plusieurs manières :

- ❖ Par interférométrie radar ;
- ❖ Par stéréoscopie à partir de couples d'images aériennes ou prises par satellite ;
- ❖ Par numérisation des courbes de niveau d'une carte ;
- ❖ Par saisie directe des coordonnées (x, y, z) des points du terrain, mesurées par triangulation (par des géomètres) ou laser grammétrie (technique permettant de capturer les coordonnées d'un point en x, y, z au moyen d'un laser) ;
- ❖ Par système laser aéroporté (LIDAR).

Dans les trois premiers cas, le maillage sera dépendant du maillage utilisé pour les images initiales, généralement un maillage régulier rectangulaire, plus rarement un maillage régulier triangulaire ou hexagonal.

Dans les deux derniers cas, le maillage est généralement triangulaire quelconque, la technique de sélection des points caractéristiques du terrain ne garantit pas leur répartition régulière dans le plan (x, y).

III.1.4. Exploitation

On construit, à partir de la liste des points du maillage, un modèle de surface constituée de triangles collés bord à bord. Dans le cas de maillages non triangulaires, une étape de sélection des points à relier en triangles s'ajoute.

Dans le cas de la synthèse d'image, les triangles sont habillés d'une texture, restituant ainsi l'aspect général du terrain, d'une image satellitaire ou d'une carte.

Dans le cas d'une trajectographie en rase-mottes, on établit le chemin le plus court et le moins exposé en vérifiant que chaque point de la trajectoire se trouve au-dessus de la surface définie par le maillage du MNT.

Les systèmes d'information géographiques (SIG) intègrent de plus en plus la troisième dimension sous forme d'un MNT, bien que les coûts liés à l'acquisition de l'information d'altitude soient relativement élevés. Cela permet d'utiliser ces SIG pour des applications comme le calcul d'implantation d'infrastructures de transport (conduites souterraines, voies terrestres, lignes électriques aériennes, antennes GSM...). Dans ce cas, et en fonction de la résolution du MNT, on y intègre les informations liées à la couverture du terrain par des bâtiments ou des végétaux, pour additionner leur hauteur à l'altitude du terrain sur lequel ils sont situés. Les modèles numériques de terrain trouvent également une application en sciences de la terre, pour l'analyse quantitative de la morphologie, qui peut renseigner le chercheur sur la présence d'un signal tectonique, climatique ou lithologique.

III.1.5. Caractéristiques

Trois caractéristiques principales permettent d'avoir un aperçu rapide d'un modèle numérique de terrain et de juger de son adéquation à un besoin particulier :

- ❖ Sa résolution, c'est-à-dire la distance entre deux points adjacents du MNT
- ❖ Sa couverture géographique : les zones géographiques pour lesquelles des données sont disponibles
- ❖ La qualité des données : elle dépend de l'application ou non de traitements de correction des données après leur récupération. En effet, certaines méthodes d'acquisition laissent des artefacts dans les données (des zones brouillées sur des lignes côtières du fait de l'écume des vagues qui fausse les échos radar, les «trous» lorsque des nuages étaient présents lors d'un relevé satellitaire...)

III.2. Présentation du logiciel utilisé (Covadis)

COVADIS représente l'applicatif d'Auto CAD dédié aux géomètres, aux bureaux d'études VRD, aux entreprises de BTP et aux collectivités locales et territoriales. Il regroupe, en un seul logiciel, l'ensemble des fonctionnalités suivantes :

- ❖ Topographie
- ❖ Dessin assisté
- ❖ Projets de lotissements
- ❖ Modèle Numérique de terrain

- ❖ Conception 3D
- ❖ Terrassement multi plates-formes
- ❖ Projets linéaires (voirie, route)
- ❖ Réseaux d'assainissement
- ❖ Réseaux divers
- ❖ Giratoires et épures de giration
- ❖ Métrés et bordereaux
- ❖ Rendu 3D

III.2.1.MNT avec Covadis

Lors de la conception d'un projet en 3D, le Modèle Numérique de Terrain (M.N.T.) sert de base au calcul. Il représente l'état initial du site à aménager, ou un état intermédiaire résultant d'une phase précédente de calcul. Il s'appuie sur des points levés, des points connus en XYZ, des points digitalisés ou sur des courbes de niveaux.

COVADIS permet la génération automatique d'un modèle numérique de terrain à partir d'un semis de points, d'un contour délimitant la zone à modéliser et d'éventuelles lignes de rupture imposées. La méthode de calcul utilisée, la triangulation, construit les triangles les plus équilatéraux possibles. Le modèle numérique obtenu est parfaitement représentatif du terrain modélisé. Il permet le calcul de projets 3D et l'analyse du relief.

Dans le cas d'un projet de réfection de voirie par exemple, le MNT représentera la voie existante. Il prendra en compte les points levés et les lignes de rupture imposées caractérisant les fils d'eau, les bordures, les seuils, etc.

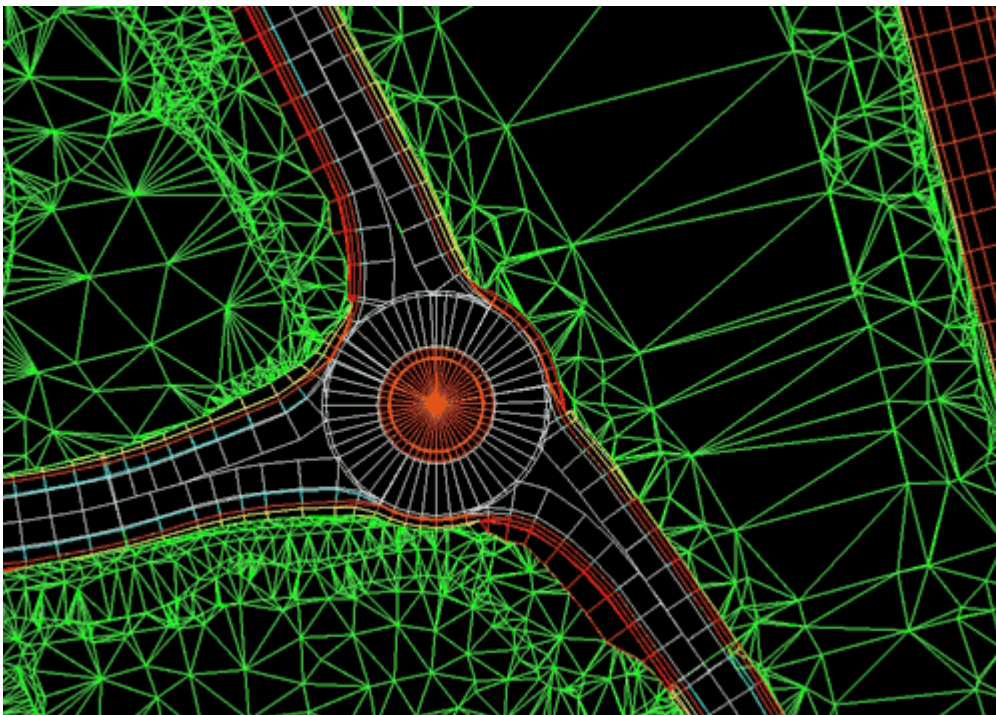


Figure III-1 : Visualisation du MNT

III.2.2. Visualisation et analyse du relief

Le MNT calculé peut être visualisé sous forme d'un maillage triangulaire, rectangulaire ou d'une suite de sections. Le relief est mis en valeur grâce à des fonctions de coloriage thématique par altitude ou par pente.

L'opérateur peut afficher les coordonnées d'un point ou la pente d'une face en déplaçant simplement le curseur sur le MNT.

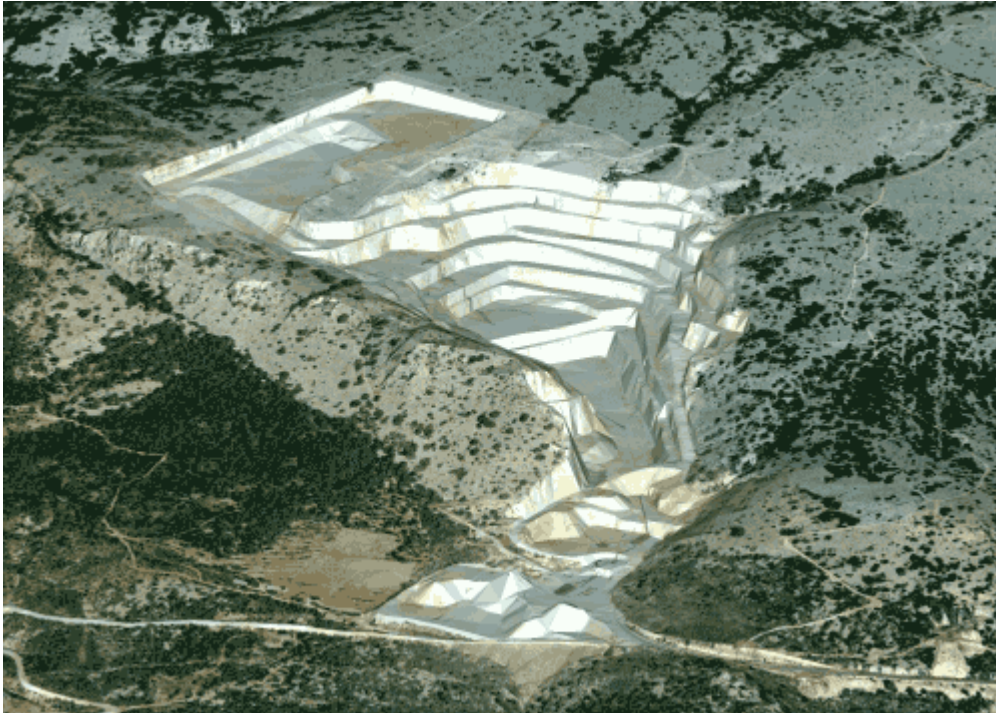


Figure III-2 : Visualisation du relief

III.2.2.1. Courbes de niveaux

COVADIS interpole, dessine et lisse automatiquement les courbes de niveaux à partir du MNT. La plage altimétrique, l'équidistance, la méthode de lissage et la représentation graphique des courbes restent entièrement paramétrables. L'opérateur peut également choisir la méthode de cotation des courbes.

III.2.2.2. Calcul et édition des profils

COVADIS permet de calculer et de dessiner automatiquement un profil à partir d'une simple poly ligne 3D de la vue en plan. Les deux objets sont alors liés entre eux, c'est-à-dire que le profil est mis à jour suite à une modification de la poly ligne 3D et vice versa. Le dessin, la mise en page et l'impression des profils sont entièrement paramétrables par l'opérateur. Plusieurs poly lignes 3D décrivant par exemple l'axe de la chaussée et les deux fils d'eau peuvent être représentées sur un même profil en long.

Après élaboration du levé topographique sur terrain, ce levé est présent chez nous sous forme d'un fichier AUTOCAD pour tracer le MNT de ce levé il faut suivre les étapes suivantes :

CHAPITRE III

Dans la barre d'outils du logiciel Covadis choisissant l'icône Covadis 3D puis l'icône calcul de MNT pour élaborer le modèle numérique du terrain.

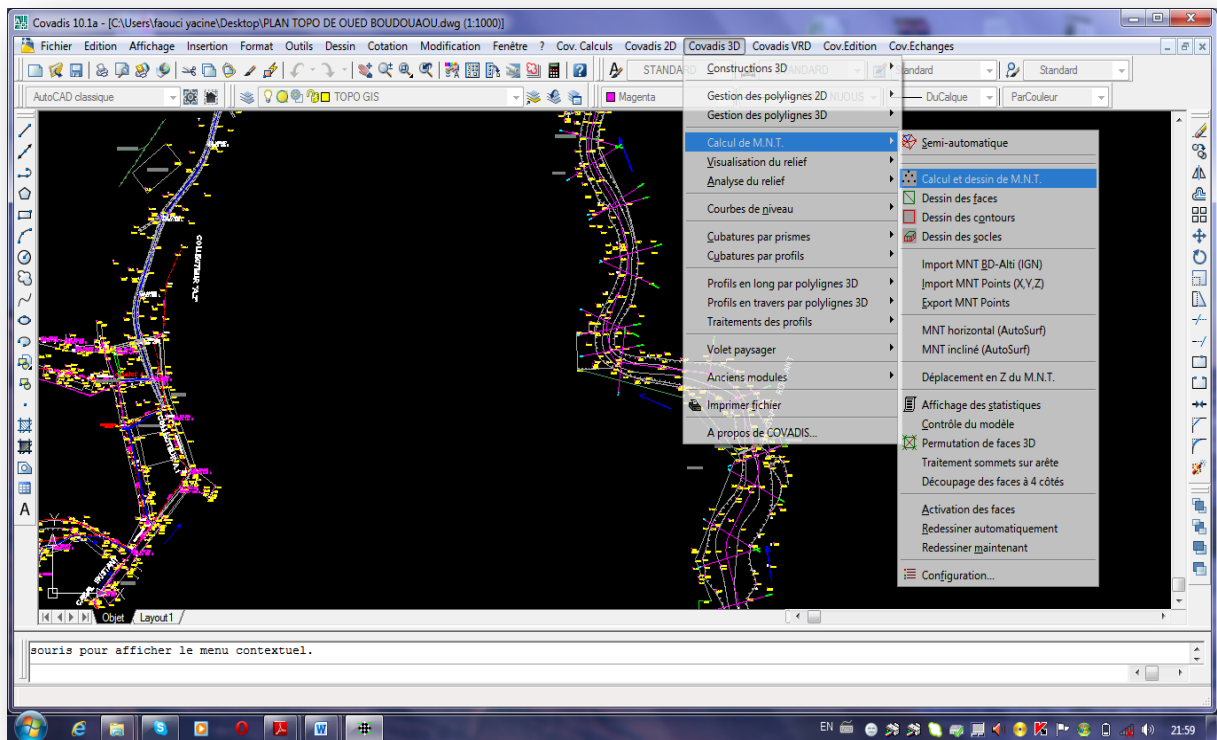


Figure III-3 : Elaboration du MNT avec Covadis

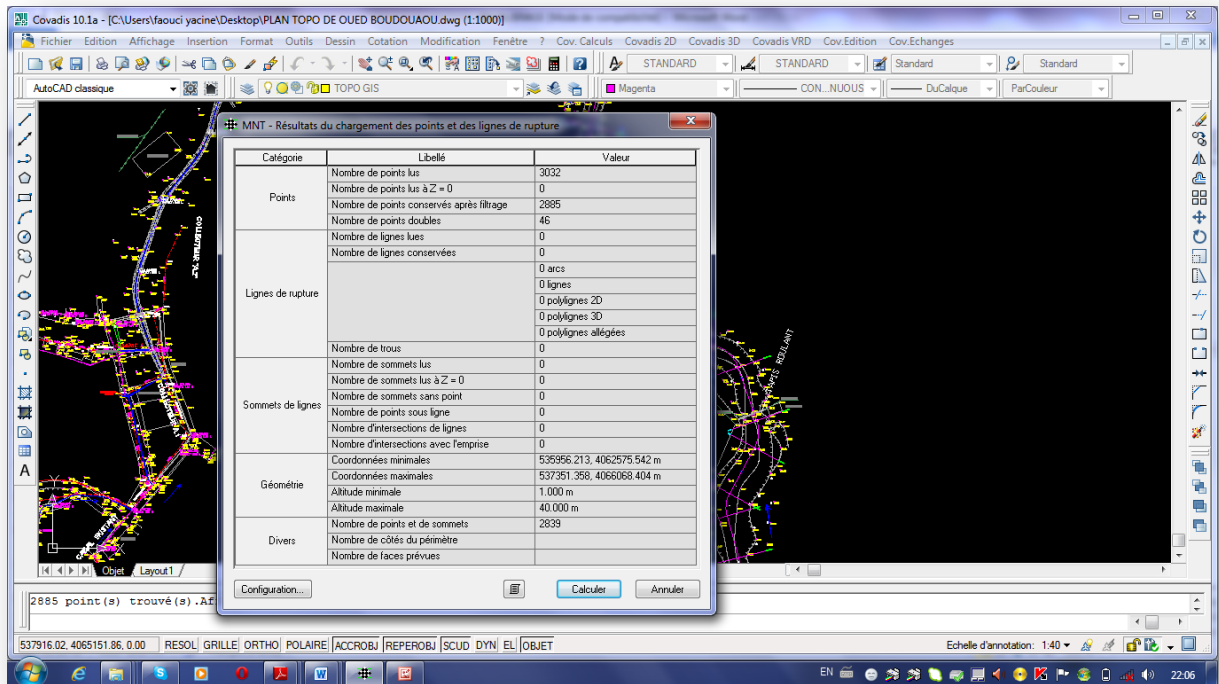


Figure III-4 : Calcul MNT

Après calcul du MNT le logiciel affiche un rapport de calcul que l'on peut enregistrer sous Word ou Excel.

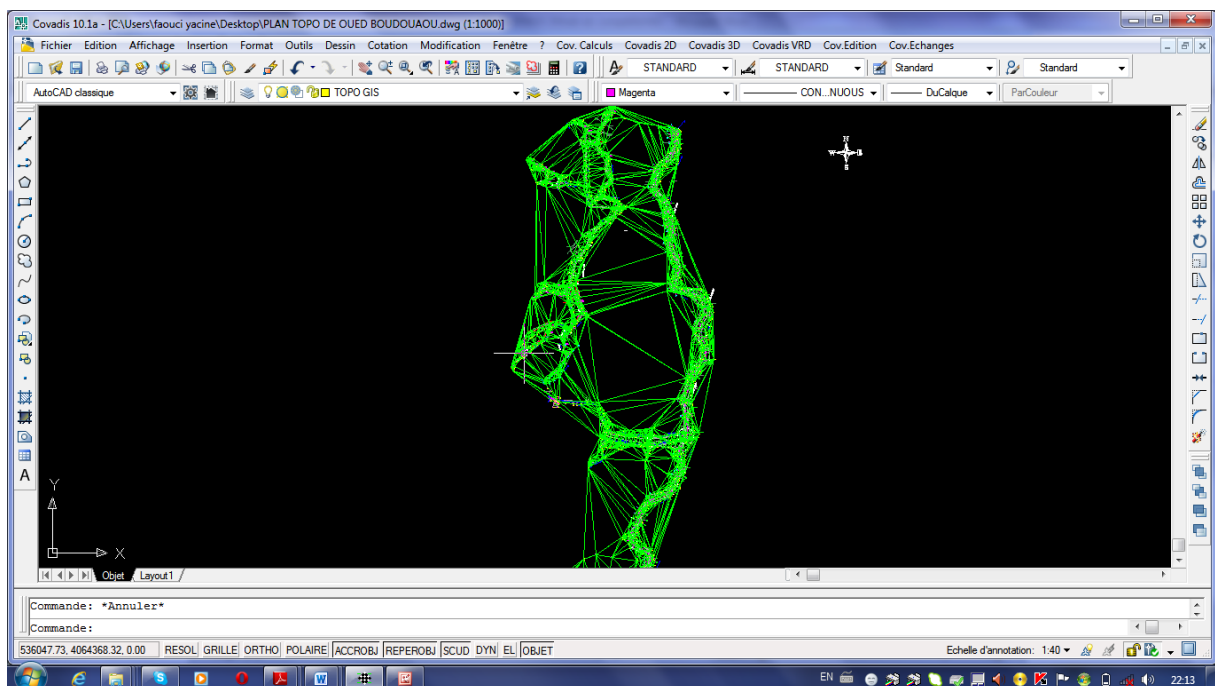


Figure III-5 : MNT de l'Oued Boudouaou

Les lignes vertes représentent le MNT de l'Oued Boudouaou, l'avantage du MNT c'est qu'il peut donner une cote inconnue entre deux côtes connues.

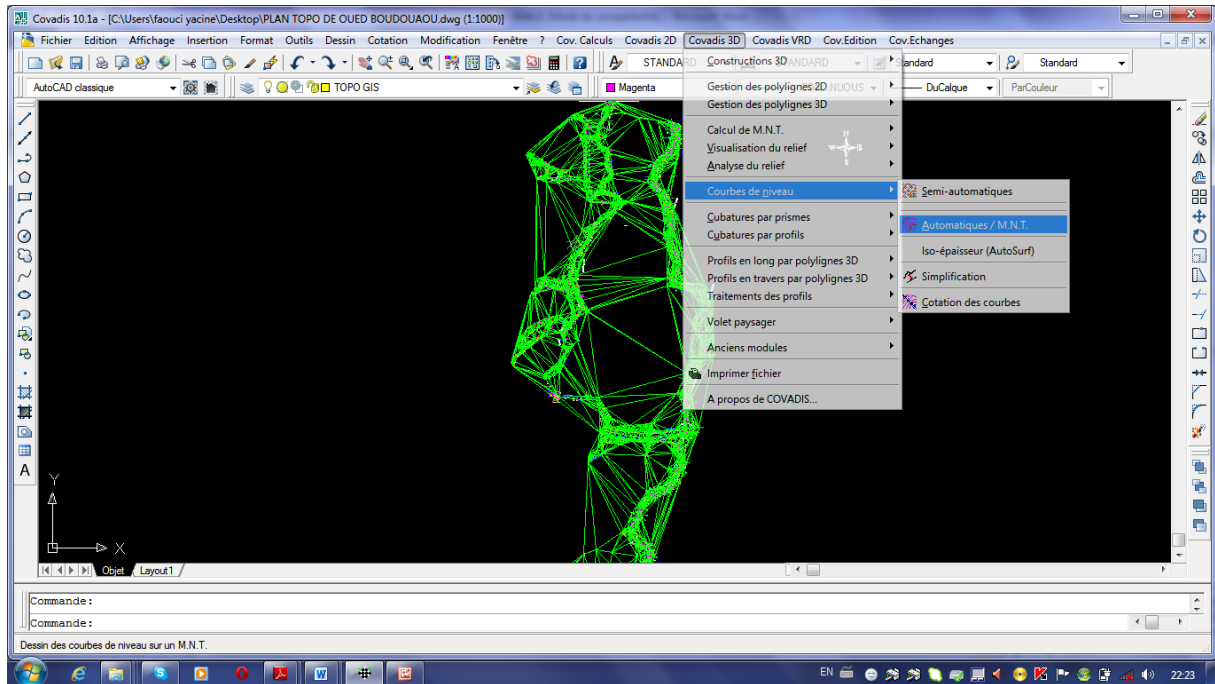


Figure III-6 : Elaboration des courbes de niveau

Covadis permet aussi de tracer les courbes de niveaux dans l'icône de **Covadis 3D**.

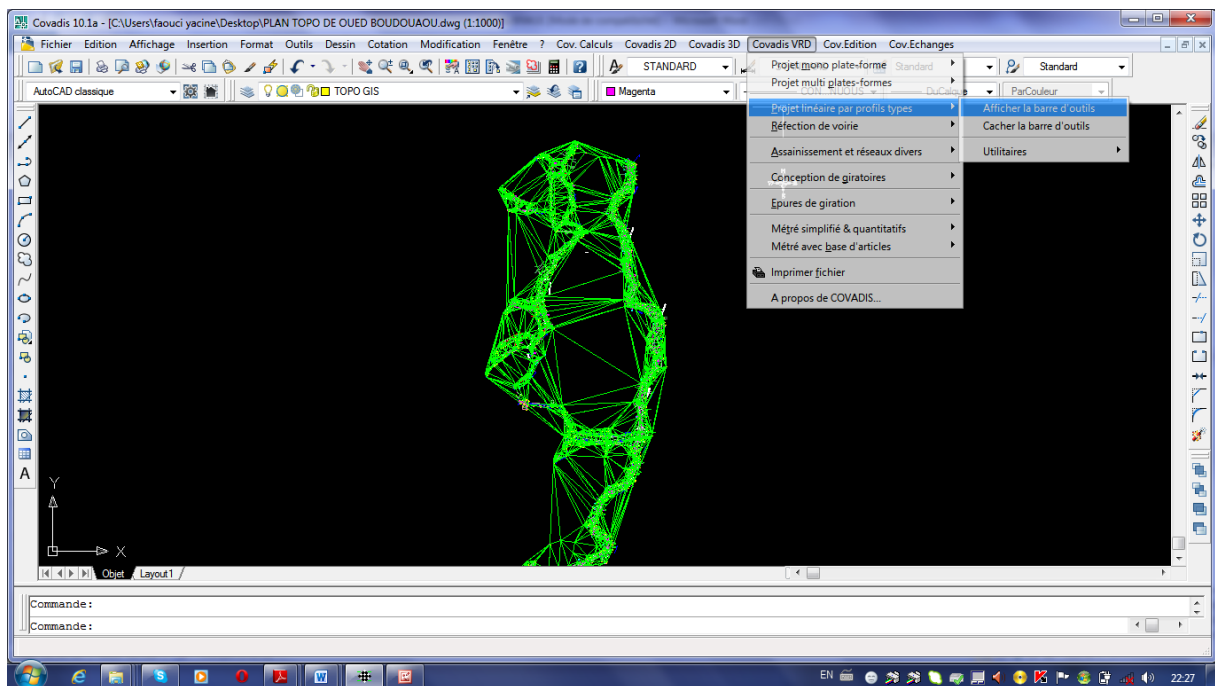


Figure III-7 : Elaboration des profils par des projets linéaires

Le profil en long donne une idée sur la forme du cours d'eau et sa pente on élabore le profil en long dans le menu **Covadis VRD** et puis l'icône **profils type par projets linéaire**.

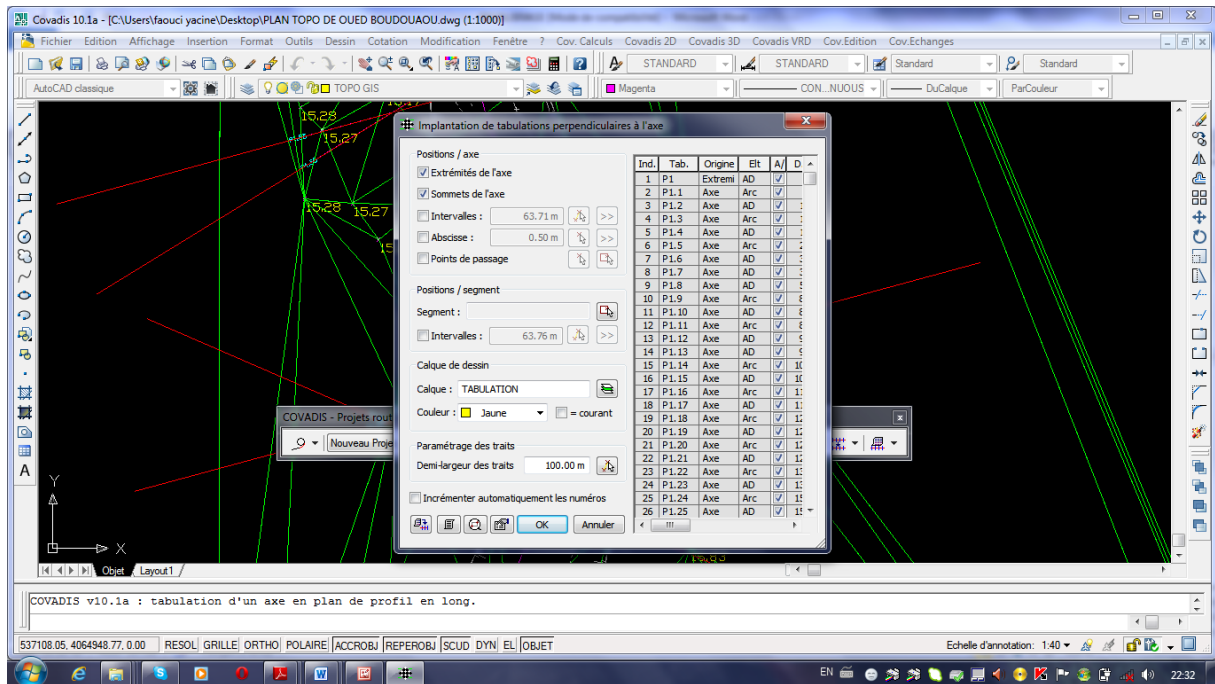


Figure III-8 : Tabulation de l'axe de l'Oued

La tabulation de l'axe permet aussi de tracer les profils en travers de l'Oued.

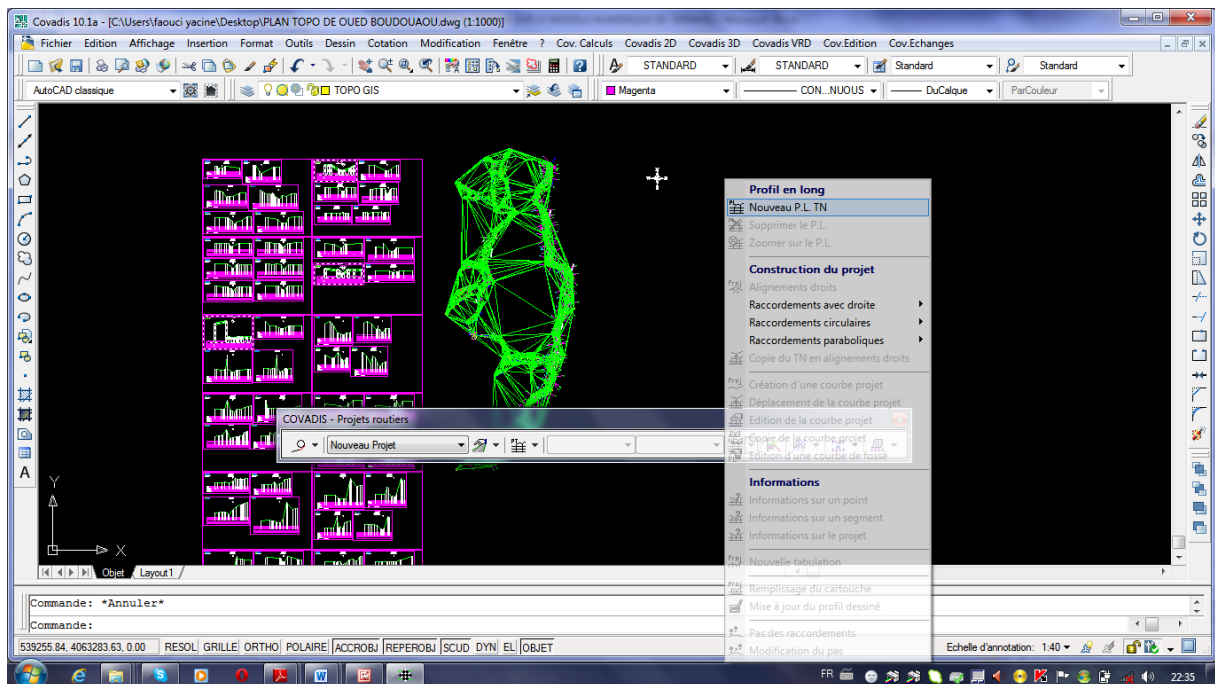


Figure III-9 : Dessin des profils en travers et le profil en long

L'élaboration des sections en travers nous permet de tracer les aménagements proposés.

A l'aide du logiciel Covadis et le Modèle Numérique du Terrain MNT installés sous AUTOCAD on peut :

- ❖ Etablir le modèle numérique du terrain MNT.
- ❖ Calcul des aires et des surfaces.
- ❖ Dessin des profils en travers.
- ❖ Dessin des profils en long.
- ❖ Dessin des aménagements.

III.3.Présentation du logiciel utilisé (HEC RAS)

III.3.1. Introduction

Nous nous intéressons dans ce travail au code HEC-RAS c'est une abréviation de « HYDROLOGIC ENGINEERING CENTER'S RIVER ANALYSIS SYSTEM ». C'est un code 1D permanent ou non-permanent de calcul de ligne d'eau en graduellement varié. Il résout « l'équation de l'énergie unidimensionnelle », les pertes étant évaluées par la formule de frottement au fond de Manning-Strickler et par des formules de contraction/expansion de l'écoulement. Pour les cas de régimes rapidement variés tels que les ressauts hydrauliques, les écoulements à proximité des ponts, et les confluences de rivière, l'équation de l'énergie est remplacée par l'équation de quantité de mouvement. Pour les écoulements débordants, la section totale est divisée en sous sections homogènes en terme de forme et de rugosité, et chaque débit partiel Q_i est calculé selon la Divided Channel Method à l'aide de la formule de Manning-Strickler.

III.3.2. Modèle utilisé par HECRAS

Si l'on considère deux sections 1 et 2 séparées d'un pas d'espace Δx , E_1 et E_2 étant les énergies spécifiques de l'écoulement à ces mêmes points, il vient d'après l'équation (39),

Qui se réduit au modèle de Bernoulli utilisé dans le programme HEC-RAS pour calculer les

$$E_2 - E_1 = (\sin(\alpha) - J) \cdot \Delta x \quad (40)$$

hauteurs d'eau lorsque la pente du canal est faible ($\sin(\alpha) \approx \tan(\alpha) \approx I$ et $\cos(\alpha) \approx 1$).

Concernant le calcul de la ligne d'eau, il s'effectue suivant la Standard Step Method qui est une procédure itérative de résolution de l'équation (40) et de l'équation donnant la pente d'énergie J . Cette dernière est supposée égale à la somme de pertes de charge par frottement J_f , et la perte par contraction ou expansion de la section, soit :

$$J = J_f + \frac{C}{\Delta x} \left| \beta_2 \frac{U_2^2}{2g} - \beta_1 \frac{U_1^2}{2g} \right| \quad (41)$$

Le programme divise la section mouillée en trois sous sections. Le coefficient de forme β sur la section totale est calculé de la manière suivante :

$$\beta = \frac{S_t^2}{D_t^3} \cdot \left(\frac{D_{lob}^3}{S_{lob}^2} + \frac{D_{ch}^3}{S_{ch}^2} + \frac{D_{rob}^3}{S_{rob}^2} \right) \quad (42)$$

Où les indice **lob**, **ch**, **rob** et **t** désignent les lits gauche, mineur, droit, et total respectivement; D_i est la débitance de la sous-section i.

Pour notre cas, on suppose les coefficients β par sous-section ont supposés égaux à 1.

D'autre part, le pas d'espace Δx est calculé, comme suit :

$$\Delta x = \frac{\Delta x_{lob} \cdot Q_{lob} + \Delta x_{ch} \cdot Q_{ch} + \Delta x_{rob} \cdot Q_{rob}}{Q_{lob} + Q_{ch} + Q_{rob}} \quad (43)$$

Enfin, la perte de charge par frottement entre les sections 1 et 2 (J_f) est calculée dans le HEC-RAS par:

$$J_f = \frac{\lambda}{D_h} \cdot \frac{U^2}{2g} \quad (44)$$

$$\lambda = \frac{Re^{\frac{1}{3}}}{8gn^2} \quad (45)$$

La méthode utilisée par le logiciel pour calculer le coefficient de Manning équivalent est la suivante :

$$n_c = \left[\frac{\sum_{i=1}^N P_i \cdot n_i^{\frac{1}{5}}}{P} \right]^{\frac{2}{3}} \quad (46)$$

Avec $N=3$ puisque le logiciel nécessite l'entrée des trois coefficients de Manning, pour le lit mineur et pour chaque rive.

CHAPITRE IV

Aménagement de l'Oued Boudouaou

IV.1. Etats des lieux de oued Boudouaou

IV.1.1.Oued Boudouaou :

Il s'agit d'un Oued important qui délimite l'Est de la ville de Boudouaou où presque la majorité des eaux pluviales de surface recueillies sur le bassin versant sont drainées par cet affluent.

En période coloniale le propriétaire de la briqueterie qui avoisine le cours d'eau et en coordination avec la mairie de Boudouaou à dévier l'Oued pour protéger son usine et en même temps la ville et gagner un peu d'espace pour son unité de production.

La même personne a planté des arbres d'Eucalyptus qui absorbe de l'eau (200 l/j) et tient les berges aussi.

L'Oued Boudouaou a un style **divagant** ou le lit est moyennement large et les bancs de sable sont nombreux et larges aussi, ce style est intermédiaire entre en **tresses** et à **méandres**.

Plusieurs constructions et bidonvilles ont été édifiés sur la périphérie de cet Oued surtout à l'entrée du chef-lieu de la commune et se trouvent de fait menacées par les inondations.

Les terrains formant les flancs de l'Oued sont des terrains argileux (l'existence des briqueteries exploitants les carrières argileuses) Les formations formant le lit de l'Oued sont de toute taille ce qui traduit l'agressivité des crues.

L'allure de l'Oued donne l'impression qu'il est assez grand pour faire circuler des quantités énormes d'eau mais il faut faire attention à certains points où des recalibrages de l'oued sont recommandés.

Les points noirs de l'Oued sont mentionnés au niveau du reportage photographique.

Le trajet de l'Oued diffère entre des lignes droites et des arcs de cercles ce qui présente une difficulté lors de réalisation des aménagements proposés, ce qui rend la longueur du tronçon à aménager $L = 4346,67$ m comme longueur réelle alors que la longueur à vol d'oiseau ne dépasse pas les deux (02) km.

En utilisant le logiciel AUTOCAD on peut calculer les longueurs partielles des lignes droites et des arcs des cercles et on va résumer les différents résultats dans le tableau suivant :

Tableau IV-1 : Les longueurs partielles de l'Oued Boudouaou

	nombre	longueur
Lignes droites	50	3524,91 m
Arcs de cercles	33	821,76 m
Longueur de l'oued	83	4346,67 m

CHAPITRE IV

Comme il est clair dans le tableau précédent les longueurs des tronçons droits sont importants par rapport aux tronçons sous formes d'arc de cercle, elles représentent environ 81% de la longueur totale de l'Oued.

Tout au long de l'oued on rencontre des ripisylves sur les rive gauche et droite de l'Oued qui ont des rôles sur :

- ❖ La faune et la flore.
- ❖ Sur le paysage.
- ❖ L'écoulement des crues.
- ❖ La tenue des berges.
- ❖ Diminution de la vitesse des crues dans le lit majeur.

Mais aussi des inconvénients sur les cours d'eau on cite :

- ❖ Alimentation de la rivière de bois arraché par les crues susceptible de créer des embâcles, d'obstruer les ponts et d'aggraver les crues localement.
- ❖ Forte consommation d'espace pour une valeur économique assez faible.
- ❖ Augmentation de débordement locale des crues.

Les Oueds coulent généralement dans des plaines alluviales constituées des matériaux apportés par les eaux à des époques plus ou moins anciennes, mais elles continuent souvent à transporter vers l'aval.

Le caractère très variable de ces apports liquides en période de crues ou de basse eau et les possibilités d'érosion des lits ne permettront pas aux oueds de conserver un tracé parfaitement stable à moins, de revêtir le fond et les berges par une protection non érodable, on constatera toujours des modifications des lits plus ou moins importantes.

Généralement on parle de dégradation des berges :

- Soit par arrachement des particules constituant la berge lorsque la vitesse de l'eau est élevée.

Cette érosion sera d'autant, plus rapide que la crue est violente (durée, vitesse) et que la berge est érodable.

- Soit par fluage du talus au moment de la décrue.

CHAPITRE IV

Dans certains terrains argileux une baisse rapide du niveau de l'Oued peut engendrer des glissements du talus dans le lit lorsque le niveau d'eau dans le terrain, ne peut pas suivre avec la même vitesse la baisse du niveau d'eau dans l'Oued.

Pour cela il faut tenir compte lors de la proposition des aménagements de ce problème d'érosion.

Les coordonnées UTM au point névralgique, sont : X = 537064 ; Y = 4066110.

IV.1.2.Ouvrages existant sur l'Oued

Tableau IV-2 : Caractéristiques des ouvrages existant dans l'Oued

	UTM X	UTM Y	caractéristiques	Fonctionnement hydraulique	Etat de l'ouvrage
Traversée de chemin de fer	537064	4066110	Pont métallique	Fonctionne bien	bon
Passage busé	537006	4065481	4x1500	Ne fonctionne pas bien	moyen
Traversée de RN 29	537002	406469	Pont métallique	Fonctionne bien	bon
Traversée de RN 5	537 008	406489	Pont en béton	Fonctionne bien	bon
Passage de conduite de gaz	537089	4065012	B=30m H=6 m	Fonctionne bien	bon

Tableau IV-3 : Caractéristiques hydrauliques des ouvrages existants dans l'Oued

N°	ouvrage	dimensions		Vérifications hydraulique			recommandations
		L(m)	H(m)	Q10	I(m /m)	Qc(m ³ /s)	
1	Pont de chemin de fer	15	10	256	0,0130	1270,6	A maintenir
2	Pont de RN 29	20	6	256	0,0030	873	A maintenir
3	Pont de RN 5	30	8	256	0,0021	2363	A maintenir
4	Passage busée	6x1500 + 4x1000		256	0,0048	420	A projeter

Le passage busé qui se trouve avant le chemin de fer c'est le point noir le plus important au niveau de Oued Boudouaou d'ailleurs c'est le premier point de débordement , les six buses de diamètre 1500 mm et les quatre de 1000 mm ne sont pas suffisantes pour évacuer les quantités d'eau importantes portée dans chaque crues et sans parler du volume solide qui cause des embouchures et provoque le débordement, comme c'était passé le 12 mars 2012 ou la route vers la zone industrielle et l'agglomération voisines ou habitent près de 150 familles est restée coupée pendant 5 jours donc il est recommandé de projeter un autre ouvrage qui répond aux besoin hydraulique et économique et on va arriver aux détails dans le chapitre de génie civil .

Les autres ouvrages restent capables de gérer la situation et évacue les crues donc, ils sont à maintenir.

IV.1.3.Reportage photographique

Après une visite tout au long de l'Oued on a pu prendre quelques photos qui semblent être importantes pour éclairer l'étude et élargir le champ de vision sur le problème posé.



Figure IV-1 : Ouvrage de chemin de fer dans l'Oued



Figure IV-2 : Passage busé



Figure IV-3 : Déchets solides qui occupent le passage busé



Figure IV-4 : Passage piéton



Figure IV-5 : Les ripisylve dans les lits moyens et mineurs



Figure IV-6 : Construction dans le lit moyen



Figure IV-7 : Lit moyen assez large



Figure IV-8 : Bidonville dans le lit moyen

CHAPITRE IV



Figure IV-9 : l'Oued change sa direction et fait un arc de cercle



Figure IV-10 : Ouvrage de la briqueterie qui traverse l'Oued



Figure IV-11 : Matériaux solides apportés par la crue de mars 2012



Figure IV-12 : Le stade communale construit dans l'Oued

IV.2. Application du logiciel HEC –RAS a la zone d'étude

IV.2.1. Données d'entrée

Les données nécessaires pour réaliser la simulation sont :

- ❖ Le débit : $Q= 506,77 \text{ m}^3/\text{s}$.
- ❖ La forme du cours d'eau : à l'aide d'une image importé de logiciel COVADIS ou une carte d'état majeur on peut tracer la forme de Oued Boudouaou.
- ❖ Les sections en travers les 108 sections en travers ont été entrées dans la base de données du logiciel.
- ❖ Les longueurs entre les sections en travers varient ente 20 m et 50 m.
- ❖ Les coefficients de contraction (0.1) et d'expansion (0.3) fixé par le manipulateur au début de la modélisation.
- ❖ Les coefficients de rugosité pour les rives gauche et droite et pour le canal tout dépendent des matériaux utilisé, pour le béton $n=0.133$ et pour la pierre maçonné $n=0.0142$ alors que pour le sol ordinaire de l'Oued $n= 0.025$.
- ❖ Les dimensions et le nombre de dalots à mettre en place au niveau de chaque gué submersible : pour notre projet les ouvrages qui se trouvent sur le chemin de l'Oued ne sont pas submersible sauf le passage busé indiqué auparavant.
- ❖ Les limites du lit mineur sont fixées après chaque section en travers entrée.

Les images suivantes représentent les étapes de la modélisation :

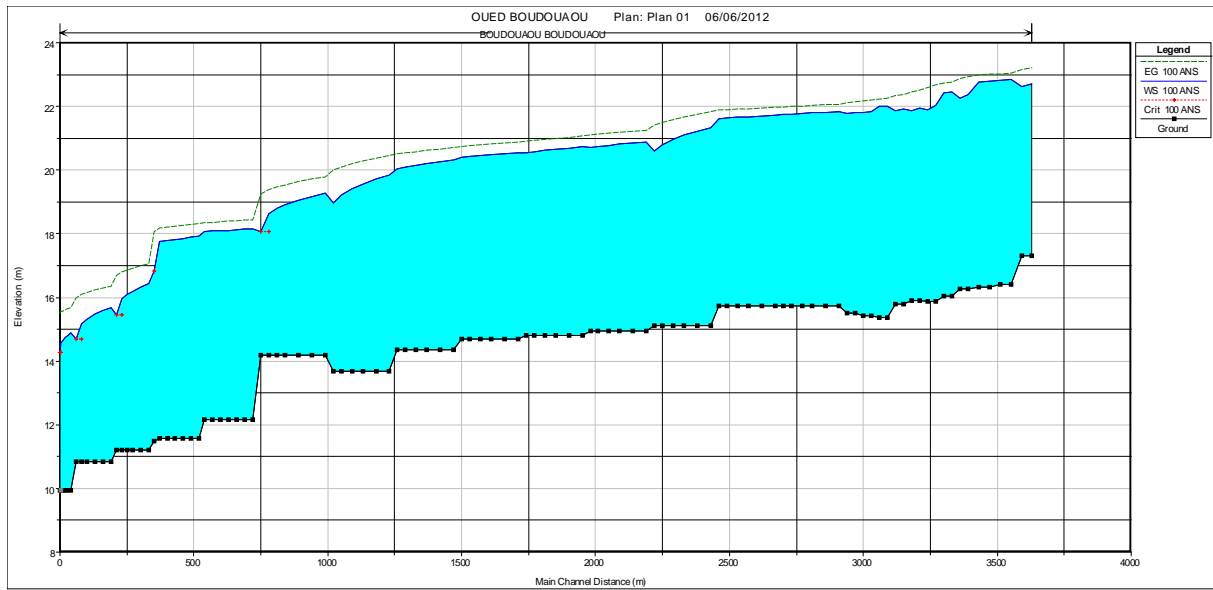


Figure IV-13 : Profil en long de l'Oued simulé par logiciel HEC- RAS

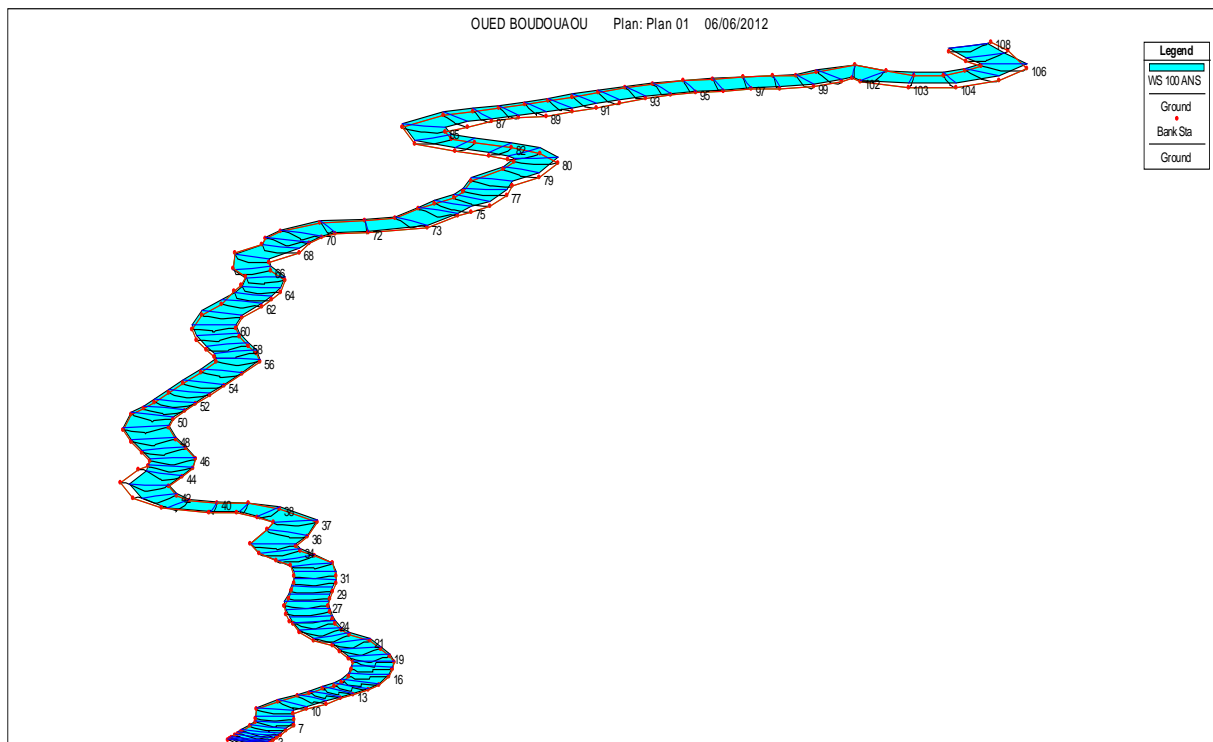


Figure IV-14 : Simulation de la crue le long de l'Oued

III.4.2. Interprétation des résultats

Les résultats de la simulation de la crue centennale sont présentés dans l'annexe.

On a proposé un débit constant le long de l'Oued, la hauteur d'eau varie à chaque tronçon et dépend des sections en travers autrement dit du levé topographique ce dernier est limité par les rives droites et gauche du l'Oued ce qui ne permet que de déterminer les hauteurs d'eau dans l'Oued et non pas les zones inondables.

On remarque d'après la simulation que tout au long du cours d'eau il y a un débordement ce qui veut dire que l'aménagement sera tout l'Oued.

La simulation a donné une hauteur moyenne de la lame d'eau de **Hmoy= 3.98 m** qui est une hauteur raisonnable si on voit la nature topographique du terrain ce qui nous permet n'importe quelle ménagement.

IV.3. L'aménagement de Oued Boudouaou

D'après les résultats de la modélisation et en utilisant le logiciel HEC-RAS qui nous permet de déterminer la hauteur de la ligne d'eau dans chaque section, on choisit la nature de protection à projeter pour réaliser l'objectif à travers cette étude.

La nature de protection diffère par rapport aux différents facteurs et critères mais dans la plupart des cas c'est technico-économique donc c'est le coté de bon fonctionnement hydraulique ou la susceptibilité d'évacuer les crues et le coté financière d'où on choisit les matériaux les moins couteux soit en transport ou en exploitation, ces derniers qui commande notre étude.

IV.3.1. Nature des ouvrages proposés

La section proposée pour l'aménagement, est de type trapézoïdal, car elle est la plus répandue, la plus usuelle, et aussi pour ses divers avantages dont la réalisation et l'exploitation facile. Mais la nature des matériaux utilisés nécessitent une comparaison pour choisir les matériaux le plus répandus.

Un canal en béton présente la solution la plus favorable par rapport à un canal en pierres maçonnées. Il présente les avantages suivants :

- Vitesse d'écoulement conséquente
- Résistance au choc
- Rapidité de réalisation et maintenance, mais un coût élevé.

Dans le tableau qui suit, on résume les principales caractéristiques des différents revêtements des canaux :

Tableau IV-4 : Comparaison technique des matériaux

Variantes	Espérance de vie	Autres caractéristiques importantes
Canal en Béton	Estimée à 50 ans	Convient à toutes les dimensions de canaux et à toutes les conditions topographiques climatiques, et d'exploitation, coulage dans un usine pourrait être plus économique. Prix de revient relativement élevé.
Canal en Pierres Maçonnées	Peut- être la même que le béton, si toute fois il est convenablement construit et entretenu.	Méthodes nécessitant beaucoup de main d'œuvres, il est essentiel que les matériaux de construction soient disponibles sur place ou au voisinage.

D'après les avantages et les inconvénients de chaque matériaux on propose un couplage entre le béton et la pierre maçonnée, car premièrement la pierre est disponible dans au voisinage de la zone d'étude (max 5 km), elle sera dans les côtés du trapèze par contre le béton sera utilisé dans la base parce qu'il convient à tous les changements topographique.

Un autre avantage favorise l'utilisation du béton c'est l'existence d'un usine de béton tout près du lieu de projet.

Donc les côtés du trapèze en pierre maçonnée et la base en béton, on va proposer une autre section trapézoïdale au milieu de la base qui permet l'auto curage du cours d'eau et cela pendant la période d'étiage.

On va détailler les dimensions dans le paragraphe qui suit en utilisant un logiciel de dimensionnement.

D'autres ouvrages sont proposés :

IV.3.2. Ouvrages d'accumulation :

A l'entrée de chaque canal, on dresse un ouvrage d'accumulation, afin de protéger les parois des canaux et éviter le passage des apports solides, sera réaliser en gabionnage ou en béton.



Figure IV-15 : Ouvrage d'accumulation.

IV.3.3. Ouvrages de rejet :

L'ouvrage de rejet permet de protéger les parois des canaux et déversé les eaux collectées dans l'Oued.

Tout comme l'ouvrage d'accumulation l'ouvrage de rejet sera aussi dimensionner en gabionnage et curé après chaque crue importante.

IV.4. Dimensionnement hydraulique

Pour le dimensionnement hydraulique on se base sur la formule principale de Chézy d'où :

La vitesse moyenne du courant est donnée par la formule suivante :

$$V = C \cdot \sqrt{R \cdot I}$$

Sachant que la formule du débit est donnée par la relation :

$$Q = V \cdot S$$

On obtient :

$$Q = C \cdot S \cdot \sqrt{R \cdot I}$$

D'où :

C : coefficient de Chézy. ($m^{1/2}/S$)

R: rayon hydraulique (m).

S : section mouillée (m^2).

I : Pente du fond du canal (m/m).

IV.4.1.Détermination du coefficient de Chézy (C)

Il existe plusieurs formules empiriques pour la détermination du coefficient de Chézy mais on opte pour la formule de Manning- Strickler

$$C = \frac{1}{n} R^{1/6}$$

Avec :

C : coefficient de Chézy. ($m^{1/2}/S$)

R: rayon hydraulique (m).

n: la rugosité.

- ❖ $n= 0.04$ (lit naturel, terrain friable).
- ❖ $n= 0.025$ (enrochement et gabionnage des lits).
- ❖ $n= 0.013$ (béton).

En utilisant la formule de Manning -Strickler on peut transformer la formule de Chézy et on obtient :

$$V= K.R^{3/2} . I^{1/2}$$

Ou :

K : coefficient de rugosité de Strickler.

R: rayon hydraulique (m).

I : Pente du fond du canal (m/m).

Pour un canal de section trapézoïdale on a :

- ❖ La section mouillée : $S_m = h (b+ mh)$
- ❖ Le périmètre mouillé : $P_m = b+2h\sqrt{1 + m^2}$
- ❖ Fruit du talus : $m=0,66$ pour $h < 1,5$ m $m=1$ pour $h > 1,5$ m
- ❖ Tel que : $b=$ la largeur du fond et h c'est la hauteur d'eau
- ❖ Nombre de Froude : $Fr= \frac{V}{\sqrt{gh}}$
- ❖ V : la vitesse en m/s.
- ❖ g : l'accélération de la pesanteur m/s^2 .

IV.4.2. La section proposée

Le débit centennal qui traverse l'Oued Boudouaou est $Q_{100} = 506,77 \text{ m}^3/\text{s}$, La simulation a donné une hauteur moyenne de la lame d'eau de $H_{moy} = 3.98 \text{ m}$ et par mesure de sécurité on ajoute 0.5 m de revanche alors lors du calcul génie civil et dimensionnement des ouvrages on prend la hauteur du canal égale à 4.5 m .

Prenant en compte une seule donnée c'est le débit donc c'est une équation et trois inconnues la base b , la hauteur d'eau h et le fruit m fixant $m = 1$ et cherchons les dimensions de la base et la hauteur qui peuvent évacuer le débit en utilisant une macro sur Excel on arrive aux résultats présentées dans le tableau.

On utilisant les lois citées auparavant on va proposer une section hydraulique capable d'évacuer ce débit et toutes les caractéristiques du canal vont être résumées dans le tableau suivant :

Tableau IV-5 : Caractéristique géométriques et hydraulique du canal aménagé

Débit à évacuer en (m^3/s)	506,77
Longueur du canal (m)	4346,67
La pente du canal (m/m)	0,0057
Le coefficient de Manning Strickler (K)	75 Béton et maçonnerie.
La hauteur du canal (m)	4,5
La largeur du canal (m) (la base)	7
Le fruit du canal($^\circ$)	45
La section mouillée (m^2)	51,750
Le périmètre mouillé (m)	19,728
Le rayon hydraulique (m)	2,623
Le débit capable d'évacuer (m^3/s)	557,350
Remarque	Canal suffisant.

Tableau IV-6 : Caractéristiques géométriques et hydraulique de la cunette

Débit à évacuer en (m^3/s)	2
La pente du canal (m/m)	0,0057
Le coefficient de Manning Strickler (K)	75
La hauteur du canal (m)	0,5
La largeur du canal (m) (la base)	1
Le fruit du canal($^\circ$)	45
La section mouillée (m^2)	0,750
Le périmètre mouillé (m)	2,414
Le rayon hydraulique (m)	0,311

D'après les dimensions mesuré dans l'Oued, le calcul du débit à évacuer par la cunette donne un débit de $Q = 1,95 \text{ m}^3/\text{s}$ donc on propose une section qui peut évacuer un débit de $Q = 2 \text{ m}^3/\text{s}$

On va garder ces aménagement sur tout la longueur du l'Oued car il n'y pas un changement remarquable du débit si on connaît que le centre de la ville de Boudouaou est traversé par un autre canal qui n'est pas notre sujet d'étude et que la simulation par le logiciel HEC-RAS a montré qu'il y a un débordement le long de l'Oued.

En utilisant le logiciel HEC-RAS on vérifie le bon fonctionnement de la section aménagée par cette image qui représente le résultat de la simulation dans une section en travers :

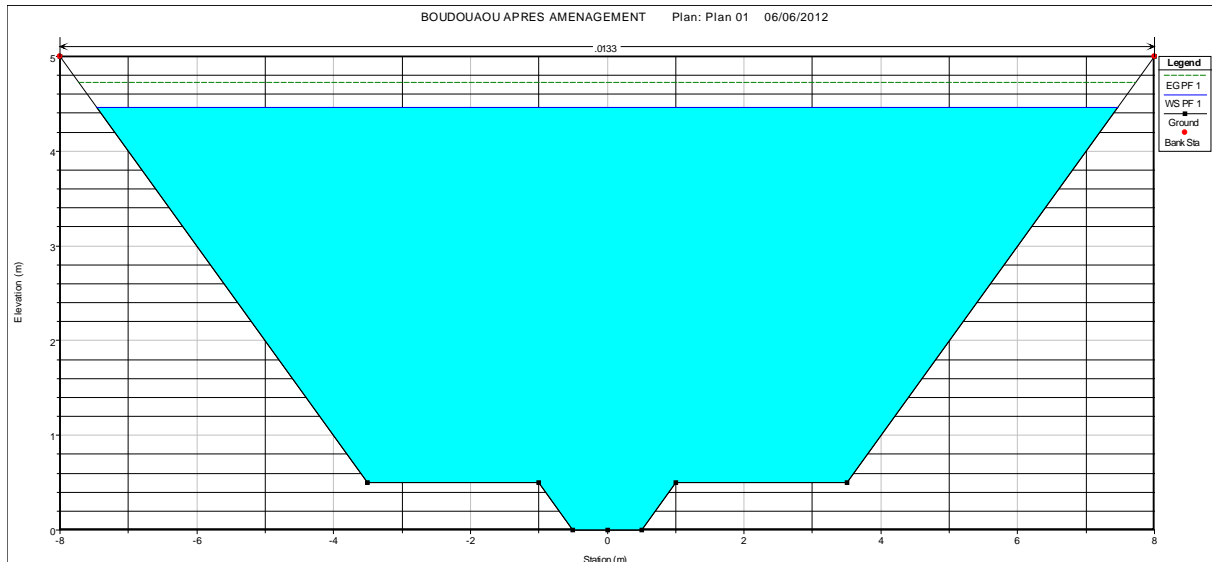


Figure IV-16 : Section aménagée simulée par logiciel HEC-RAS

IV.5. Calcul génie civil

Dans cette étape de calcul on va utiliser les normes françaises et en s'appuyant sur les règles de calcul des ouvrages en béton armé (BAEL) et les règles parasismiques algériennes (RPA 99 addenda 2003).

Notre ouvrage est sollicité à deux actions :

- poids propre de chaque élément.
- Les charges d'exploitations.

IV.5.1. Matériaux utilisés

La réalisation de ce projet est basée sur trois principaux matériaux qui sont : le béton, l'acier, la pierre maçonnée.

IV.5.1.1. Béton

Le Béton composé de ciment C.P.J. 45 dosé à 400 Kg/m^3 . La résistance à la compression est de 25 MPa pour un chantier faisant l'objet d'un contrôle régulier

La résistance à la traction $f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.10 \text{ MPa}$.

IV.5.1.2. Acier

Les aciers utilisés sont :

- ❖ Acier à haute adhérence de nuance FeE400 de limite d'élasticité nominale $f_e = 400$ MPa.
- ❖ Acier rond lisse, de nuance 215 de limite d'élasticité nominale $f_e = 215$ Mpa.

IV.5.2. Vérification à l'E.L.S.

$$\sigma_s = f_e / \gamma_s \quad \text{pour fissuration peu nuisible.}$$

$$\sigma_s = \min. (2/3 f_e ; 110 \sqrt{\mu} f_{tj}) \quad \text{pour fissuration préjudiciable.}$$

$$\mu : \text{Coefficient de fissuration} \begin{cases} (1,0 \text{ pour R. L}) \\ (1,6 \text{ pour H. A}) \end{cases}$$

IV.5.3. Modules de déformation longitudinaux du béton

IV.5.3.1. Cas de contraintes instantanées :

$$E_i = 11003^3 \sqrt{f_{c28}} = 32.16 \text{ KN/mm}^2.$$

IV.5.3.2. Cas de contraintes à longue durée :

$$E_v = 3700^3 \sqrt{f_{c28}} = 10.82 \text{ KN/mm}^2.$$

Pour le calcul, on prendra un canal type, de forme trapézoïdale, de largeur variable et d'épaisseur de 15 cm (Radier et paroi) l'inclinaison de la paroi est de 45° soit une pente de 1%, une couche de 5cm de béton de propreté (dosage 150kg/m^3) est à prévoir pour la protection des armatures (Voir Figure ci-dessous)

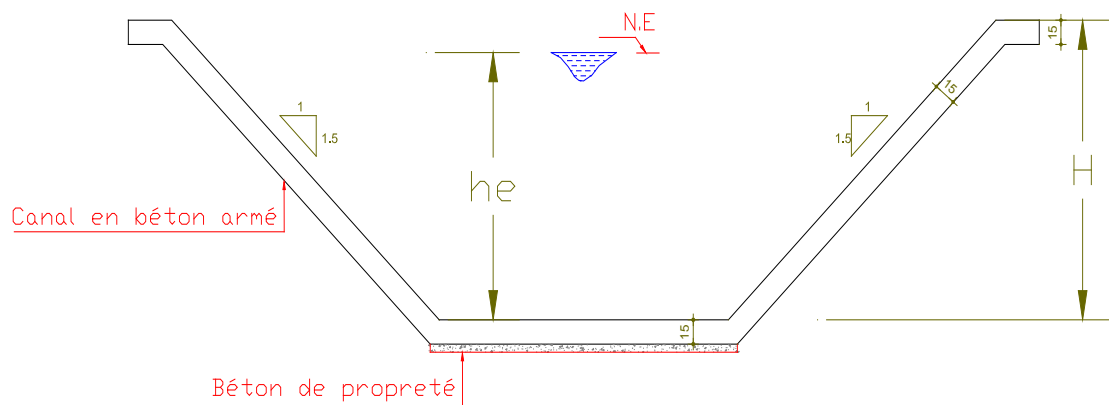


Figure IV-17 : Section type de calcul génie civil

IV.5.4. Calcul des Armatures

IV.5.4.1. Armatures longitudinales :

Poussée sur la paroi :

$$P = \gamma \cdot H^2/2$$

γ : Poids volumique de l'eau : 10kN/m³

H: hauteur d'eau

Moment d'encastrement:

$$M = P \cdot H/3 \cdot (\cos \alpha).$$

α : l'inclinaison de la paroi

$$f_{c28} = 25 \text{ MPA} \quad \gamma_s = 1.15 \quad \sigma_s = 348 \text{ MPA}$$

$$f_e = 400 \text{ MPA} \quad \gamma_b = 1.15$$

$$\mu = M / \sigma_{bc} \cdot b \cdot d^2$$

$$\alpha = 1.25 (1 - (1 - 2\mu)^{1/2})$$

$$\beta = (1 - 0.4 \alpha)$$

$$A = M / \sigma_s \cdot \beta \cdot d$$

IV.5.4.2. Armatures de répartition:

Les armatures de répartition seront prises égales au quart des armatures longitudinales

Tel que T10/20 cm pour les armatures longitudinales et T8/20cm pour les armatures de répartition.

Lors de l'aménagement de l'Oued Boudouaou on a pris en considération la nature du terrain, la topographie, et les matériaux disponibles sur site.

CHAPITRE V

Planification et organisation du chantier

V.1. Introduction

Après la phase d'étude qui a été effectuée beaucoup plus au bureau qu'au terrain arrive une phase très importante dans le but de résoudre le problème posé c'est la réalisation des ouvrages donc la conception, et pour assurer le bon déroulement des travaux sur terrain une étape intermédiaire sera effectuée pour donner une flexibilité aux travaux c'est l'organisation du chantier.

V.2. Organisation du chantier

Pour une entreprise de génie civil ou de travaux publics, l'activité essentielle se passe sur les chantiers. C'est là que se produit la quasi-totalité de la valeur ajoutée et que se trouve une large majorité du personnel. Il est donc capital pour l'entreprise de savoir organiser ces lieux de travail pour en tirer la productivité maximale. Un chantier est caractérisé par son emplacement et la nature de l'ouvrage qu'on y réalise.

L'ouvrage est unique. Il peut avoir des ressemblances avec des ouvrages déjà réalisés par l'entreprise, mais il est rarement identique. Par contre, il est souvent totalement nouveau. En effet, un ouvrage étant, par définition, immobile et situé en un emplacement géographique donné, il ne peut être reproduit en un autre emplacement sans adaptation à ce nouveau site. Cette adaptation porte non seulement sur les conditions d'appui sur le sol, mais aussi sur les modifications de ses caractéristiques pour optimiser ses performances dans le nouveau site. Il est rare, dans les autres industries, que les produits soient réalisés un par un et qu'ils soient tous différents les uns des autres.

L'entreprise doit donc organiser son activité dans des lieux qu'elle ne choisit pas et qui ne sont utilisés qu'une seule fois, où elle réalise un ouvrage spécifique dont les caractéristiques sont imposées par le client et dans une période calendaire bien définie.

Un autre aspect spécifique des chantiers est leur grande variété. Cette variété est flagrante sur le plan de l'importance : un chantier de réfection de trottoir nécessitant trois hommes, un peu d'outillage et une semaine de délai est un chantier comme celui de construction d'un barrage employant mille personnes, mobilisant un énorme potentiel en matériel et durant quatre ans. Sur le plan de la technicité, on trouve des chantiers très éloignés les uns des autres : tel pont d'une finesse et d'une audace admirables est le fruit d'une recherche savante et créative des ingénieurs du bureau d'Études et du bureau des Méthodes, alors que son importance, mesurée à la quantité de béton employé, est la même que celle d'un dallage de parking dont la réalisation n'a pas mobilisé beaucoup de matière grise. Cette grande variété des chantiers ne les empêche pas d'avoir beaucoup de points communs, comme nous allons le voir.

V.3. Plan d'installation du chantier

Un plan d'installation de chantier (P.I.C.) est généralement établi à partir d'un plan de masse et définit les matériels « fixes » nécessaires à la réalisation des ouvrages et les cantonnements pour accueillir le personnel du chantier.

Il sert aussi à obtenir:

- les autorisations d'installations de grues, de survol des grues sur les terrains ou les bâtiments voisins, de travaux sur la voie publique, de déviation de vois, etc.,

- les autorisations d'installer le chantier suivant les règles d'hygiène et de sécurité des services de l'inspection du travail.

V.4. Rôle de l'installation de chantier

V.4.1. Organiser le déroulement du chantier

- ❖ à étudier lors de la préparation au bureau des méthodes,
- ❖ prévoir les différentes phases de réalisation en déplaçant le moins possibles les hommes, les matériels, les matériaux (y compris lors du repliement du chantier),
- ❖ faciliter la cohabitation et le dialogue entre les différents corps d'états,
- ❖ utiliser du mieux possible l'espace disponible notamment en chantier urbain

V.4.2. Ordonner le chantier

- ❖ gain de temps : diminue les temps unitaires (T.U.),
- ❖ évite les pertes (matériaux) et double emplois (matériels),
- ❖ améliore la sécurité : humaine + matériel (clôture + gardiennage + alarme),
- ❖ améliore la qualité (réussir du premier coup au moindre coût),
- ❖ « vitrine » pour la maîtrise d'œuvre et les entreprises

V.4.3. Positionner les éléments

- ❖ humains : rendez-vous, accident,
- ❖ matériels : livraison, déplacements,
- ❖ réseaux : fuites, pannes, raccordements utilisation de grillages avertisseurs et tubes de couleurs normalisées

Tableau V-1 : Couleur des conduites dans le chantier

couleur	Conduite ou câble
Bleu	Eau
Jaune	Gaz
Rouge	Electricité
Vert	Courants faibles et téléphone
Ocre	Assainissement
Marron	Télédistribution
Blanc	Eclairage public

V.5. Localisation et fonctions des différents postes

Tableau V-2 : Fonctions et localisation des postes d'un chantier

N°	Désignation	Localisation	Fonctions
1	Engins de levage (grue à tour, grue à tour à montage rapide, grue automotrice...)	L'aire de balayage doit couvrir les bâtiments, le poste de bétonnage, les aires de préfabrication, armatures et stockage Eviter le survol des riverains.	Manutentionner les matériaux, les matériels, des divers postes aux lieux de mise en œuvre
2	Poste de bétonnage (centrale à béton, malaxeur de mortier...)	Proche de l'accès principal, accessible aux camions de livraison (granulats, ciment, silos, trémies)	Fabriquer le mortier et le béton
3	Aire de préfabrication	Près des bâtiments à construire	Préfabriquer des ouvrages élémentaires (acrotères, poteaux, poutres, prédalles non précontraintes...) Fabrication de coffrages (bois)
4	Aire de ferrailage	Proche des bâtiments à construire et de l'aire de préfabrication	Découper et façonner les armatures
5	Aire de stockage	Proche des accès Aire protégée (vols de matériaux) Sur le bâtiment	Stocker les matériaux, éléments préfabriqués et matériels avant leur utilisation. Stocker la terre végétale.
6	Cantonnements (bureaux, réfectoire, sanitaires, hébergements, magasin, caravanes)	A proximité d'un accès du chantier Si possible hors de l'aire de balayage de la grue Les éléments peuvent être superposables ou se trouver dans le	Accueillir le personnel du chantier et les intervenants (réunion de chantier) dans des conditions

		bâtiment réalisé	d'hygiène et de sécurité Favoriser les communications entre les intervenants Stocker les matériaux et matériels sensibles
7	Réseaux: eau, gaz, électricité, téléphone, air comprimé, égout	Enterrés ou aériens, à la périphérie des bâtiments. Stockage eau.	Alimenter les postes de travail (armoires de distribution) Evacuer les eaux
8	Clôture ou palissade (éventuellement balises et TS proscrit)	A la périphérie du chantier	Isoler le chantier de la voie publique (intrusion, vols, accidents)



Figure V-1 : L'éclairage est un élément essentiel dans le chantier

Un plan d'installation de chantier doit faire apparaître en plus des postes principaux définis ci-dessus,

La position :

- ❖ des obstacles naturels (végétation, roche) et industriels (poteaux, regards),

- ❖ du panneau de chantier (N° permis de construire, noms des maîtres d'œuvre et d'ouvrage, Noms et qualités des entreprises, délais, coûts...),
- ❖ des accès et des voies de circulation,
- ❖ de la benne à gravas
- ❖ du poste de lavage éventuel des camions...

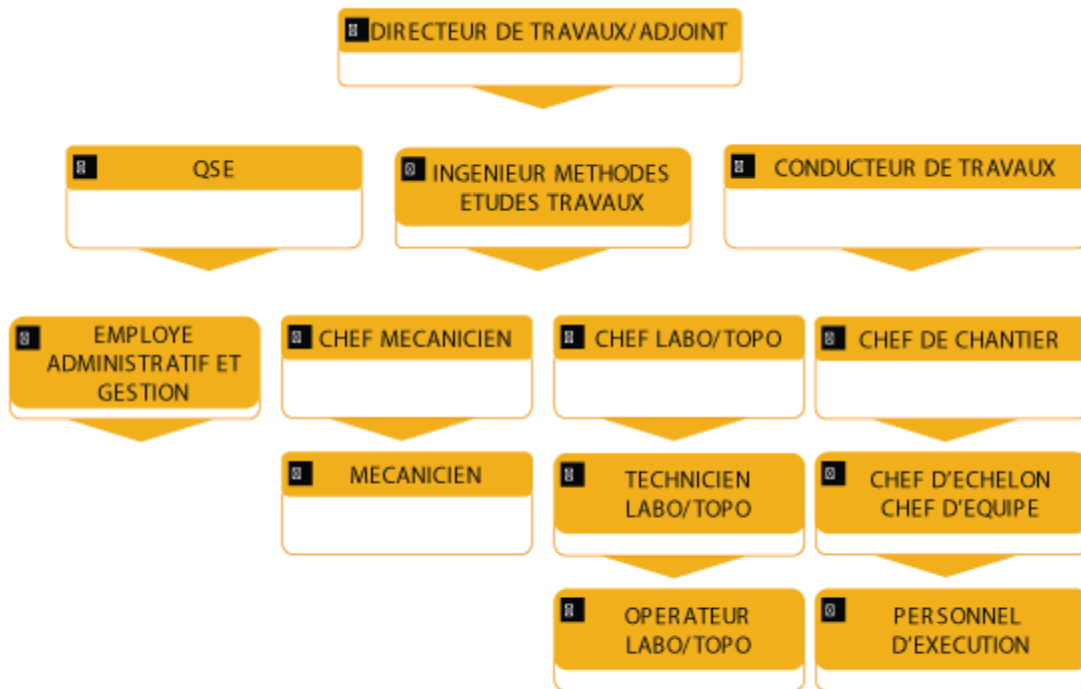


Figure IV-2 : Organigramme type d'un chantier

V.6. Conclusion

Un chantier planifié et organisé dans les normes assure toujours des travaux de bonne qualité qui répond aux exigences du client ou du maître de l'ouvrage

CONCLUSION GENERALE

La ville de Boudouaou a connaît depuis des décennies des inondations catastrophiques qui ont engendrés des perds en vie humaine et en matériel (1960, 1965, 1972, 1973, 2003, 2007, 2012)

En vue d'endiguer ce phénomène et apporter une solution à ce problème nous avons entamé une étude des lieux afin de cibler les zones noires et proposer un aménagement adéquat.

Nous avons commencé notre étude par récupérer les données hydrologiques et topographiques nécessaire à ce genre d'étude.

Nous avons ensuite déterminés à partir des différentes méthodes de prédétermination des débits de crues les quantiles centennaux et choisir le débit de projet pour lequel un aménagement de l'Oued est nécessaire.

En troisième étape, nous avons sortis sur terrain pour voir l'état des lieux et faire un diagnostic pour mieux apprendre le problème et proposer la solution adéquate.

Nous avons utilisés les données topographiques pour établir le Modèle Numérique du Terrain qui sera utilisé par le modèle HEC-RAS afin de déterminer les lignes d'eau au niveau de chaque section de l'Oued dans le but de proposer l'aménagement propice.

Au dernier de ce travail, nous pensons avoir contribué à la problématique des inondations dans la ville de Boudouaou vu que les résultats obtenus par simulation du modèle HEC-RAS montrent qu'avec les aménagements proposés, la crue centennale passe sans causer des dégâts majeurs.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUE

Salhi, A.A. (2004). « Etude de l'évacuateur de crue du barrage de transfert du Chéouli ».

Mémoire de fin d'étude, ENP- Algérie.

Chapitre III sur les méthodes de prédétermination des débits de crues.

Goudjil.S &Kaci .D, (2004) « Recalibrage de l'Oued M'zab »

Rahai.A , (2007) « Délimitation des zones inondables-application a l'Oued ALLALAH-bassin versant de Ténès »

Mahdi .H,(2008) « contribution à la mise en œuvre d'une méthode d'analyse du risque d'inondation et de prévision du solution d'aménagement »

Webographie:

<http://hmf.enseeiht.fr/travaux/CD0001/travaux/optsee/hym/13/vasi.htm>

<http://www.sciences.univ->

nantes.fr/physique/perso/aloui/m_numeri/51innume/51innume.htm#1

www.univ-mlv.fr/lpmdi/RHE/Ercb/cours%20Suspensions%20coloidales.pdf

www.sciences.univ-nantes.fr\animation\Mesures in situ en hydraulique à surface libre -

<http://www.tmis-conseil.com>

Techniques de l'ingénieur.htm.



ANNEXES

ANNEXES

Les données pluviométriques de la station de keddara pour la période 1975 et 2011 et les caractéristique de la série.

Code de la station : 020646													
Nom de la station : station de keddara													
X : 564 ,34													
Y : 372,25													
Z : 151													
	SEPT	OCT	NOV	DEC	JAN	FEV	MAR	AVR	MAI	JUI	JUL	AOU	annuel
1975													
PJmax	8	9,1	30,6	27,3	35,7	32,4	6	10,8	27	7,2	8,4	12,4	35,7
1976													
PJmax	8	9,1	30,6	27,3	35,7	32,4	6	10,8	27	7,2	8,4	12,4	35,7
1977													
PJmax	6,9	6,8	34,2	3,5	28,8	20,7	29,5	60	42,3	4,3	0	0	60
1978													
PJmax	7,3	26,5	25,8	14,7	16	39,4	75	12,4	3	0,5	0	7	75
1979													
PJmax	46	18,5	27	41,9	32,4	21,6	44,9	56,7	24,6	2,3	0	0	56,7
1980													
PJmax	0,4	12,7	19,9	59,1	22,8	20,5	22,3	13,6	38	0,9	0	14	59,1
1981													
PJmax	5,3	26,8	7,4	39,2	36,9	24,6	4,9	10	17,5	24,2	0	0	39,2
1982													
PJmax	37	29,5	39,3	24,4	1,2	27,4	14,5	9,2	2,4	0	13,5	0,4	39,3
1983													
PJmax	0	19,3	7,6	27	55,4	67	12,8	19,7	32,3	15,3	0	0	67
1984													
PJmax	15,2	47,8	19,8	36,8	26,5	18,5	42,5	4,3	37,4	3,4	0	0	47,8
1985													
PJmax	32,8	14,7	70,3	15,7	17,2	41,9	56,4	13,4	0,3	15,8	8,8	1,2	70,3
1986													
PJmax	8,8	14,9	14,2	68,6	19,9	37,5	5,3	-999	-999	17,5	0	0	68,6
1987													
PJmax	10,5	17,5	23	21,5	17	8,3	34,8	10,3	25,2	15,6	0,2	0	34,8
1988													
PJmax	34	3,5	43	73	15,2	18	16,3	27,8	9,4	3,5	3	4,9	73
1989													
PJmax	4,9	22,5	7,5	24	19,5	0	8	15,5	25,5	3,5	15	0	25,5
1990													
PJmax	1	10	28	29	22,5	29	25,3	10,3	21,5	3	0	3,8	29
1991													
PJmax	-999	-999	-999	2,3	76,6	18	27,5	42	41,5	16	2	0	76,6
1992													
PJmax	9,5	37	86	18	16	39	6,5	21	17	0	0	1,5	86

ANNEXES

année	PJmax	année	PJmax	année	PJmax	année	PJmax	année	PJmax
1975	35,7	1984	47,8	1993	60	2002	83,2	2011	43
1976	35,7	1985	70,3	1994	68	2003	57		
1977	60	1986	68,6	1995	62	2004	46,5		
1978	75	1987	34,8	1996	45,5	2005	70		
1979	56,7	1988	73	1997	44	2006	43		
1980	59,1	1989	60	1998	65,8	2007	91,5		
1981	39,2	1990	29	1999	65,8	2008	39,2		
1982	39,3	1991	76,6	2000	44	2009	50		
1983	67	1992	86	2001	26,5	2010	47		

Rang (n)	Valeur (Xi)	fréq.absolu (Fi)	fréq.relatif (Fr)	cumilé.croi
1	25,5	1	0,027027027	0,027027027
2	26,5	1	0,027027027	0,054054054
3	29	1	0,027027027	0,081081081
4	34,8	1	0,027027027	0,108108108
5	35,7	2	0,054054054	0,135135135
6	39,2	2	0,054054054	0,189189189
7	39,3	1	0,027027027	0,243243243
8	43	2	0,054054054	0,27027027
9	44	2	0,054054054	0,324324324
10	45,5	1	0,027027027	0,378378378
11	46,5	1	0,027027027	0,405405405
12	47	1	0,027027027	0,432432432
13	47,8	1	0,027027027	0,459459459
14	50	1	0,027027027	0,486486486
15	56,7	1	0,027027027	0,513513514
16	57	1	0,027027027	0,540540541
17	59,1	1	0,027027027	0,567567568
18	60	2	0,054054054	0,594594595
19	62	1	0,027027027	0,648648649
20	65,8	2	0,054054054	0,675675676
21	67	1	0,027027027	0,72972973
22	68	1	0,027027027	0,756756757
23	68,6	1	0,027027027	0,783783784
24	70	1	0,027027027	0,810810811
25	70,3	1	0,027027027	0,837837838
26	73	1	0,027027027	0,864864865
27	75	1	0,027027027	0,891891892
28	76,6	1	0,027027027	0,918918919
29	83,2	1	0,027027027	0,945945946
30	86	1	0,027027027	0,972972973
31	91,5	1	0,027027027	1
SOMME		37	1	

ANNEXES

Tableau : les pluies de courte durée (mm)

Période de retour (ans)	2	5	10	20	50	100
PND	0,5	0,8	0,9	0,98	0,995	0,999
PJmax (mm)	52,60	67,60	77,50	87,00	99,20	108,00
Durée d'averse						
5 min	4,87	6,26	7,17	8,05	9,18	9,99
10 min	6,58	8,45	9,69	10,88	12,41	13,51
15 min	7,73	9,94	11,40	12,79	14,59	15,88
30 min	10,35	13,30	15,25	17,12	19,52	21,25
45 min	12,27	15,77	18,08	20,29	23,14	25,19
1 h	13,85	17,79	20,40	22,90	26,11	28,43
1h 30 min	16,42	21,10	24,19	27,15	30,96	33,70
2 h	18,52	23,81	27,29	30,64	34,93	38,03
3 h	21,96	28,23	32,63	36,33	41,42	45,09
4 h	24,78	31,85	36,52	40,99	46,47	50,89
5 h	27,22	34,98	40,10	45,02	51,33	53,89
6 h	29,38	37,76	43,29	48,60	55,42	60,33
7 h	31,35	40,29	46,19	51,85	59,12	64,37
8 h	33,16	42,61	48,86	54,84	62,53	68,08
9 h	34,84	44,78	51,33	57,63	65,71	71,53
10 h	36,42	46,80	53,66	60,23	68,68	74,77
11 h	37,90	48,71	55,85	62,69	71,48	77,83
12 h	39,31	50,53	57,93	65,03	74,14	80,72
13 h	40,66	52,25	59,91	67,25	76,68	83,48
14 h	41,94	53,91	61,80	69,38	79,10	86,12
15 h	43,18	55,49	63,62	71,41	81,43	88,65
16 h	44,36	57,61	65,36	73,38	83,67	91,09
17 h	45,51	58,49	67,05	75,27	85,82	93,44
18 h	46,61	59,91	68,68	77,20	87,91	95,71
19 h	47,68	61,28	70,26	78,87	89,93	97,91
20 h	48,72	62,62	71,79	80,59	91,89	100,04
21 h	49,73	63,91	73,27	82,26	93,79	102,11
22 h	50,71	65,17	74,72	83,88	95,64	104,12
23 h	51,67	66,40	76,13	85,46	97,44	106,09
24 h	52,60	67,60	77,50	87,00	99,20	108,00

ANNEXES

Tableau : Les intensités de courtes durées

Période de retour (ans)	2	5	10	20	50	100
PND	0,5	0,8	0,9	0,98	0,995	0,999
PJmax (mm)	52,60	67,60	77,50	87,00	99,20	108,00
Durée d'averse						
24 h	2,19	2,82	3,23	3,63	4,13	4,50
23 h	2,25	2,89	3,31	3,72	4,24	4,61
22 h	2,31	2,96	3,40	3,81	4,35	4,73
21 h	2,37	3,04	3,49	3,92	4,47	4,86
20 h	2,44	3,13	3,59	4,03	4,59	5,00
19 h	2,51	3,23	3,70	4,15	4,73	5,15
18 h	2,59	3,33	3,82	4,28	4,88	5,32
17 h	2,68	3,44	3,94	4,43	5,05	5,50
16 h	2,77	3,56	4,09	4,59	5,23	5,69
15 h	2,88	3,70	4,24	4,76	5,43	5,91
14 h	3,00	3,85	4,41	4,96	5,65	6,15
13 h	3,13	4,02	4,61	5,17	5,90	6,42
12 h	3,28	4,21	4,83	5,42	6,18	6,73
11 h	3,45	4,43	5,08	5,70	6,50	7,08
10 h	3,64	4,68	5,37	6,02	6,87	7,48
9 h	3,87	4,98	5,70	6,40	7,30	7,95
8 h	4,14	5,33	6,11	6,86	7,82	8,51
7 h	4,48	5,76	6,60	7,41	8,45	9,20
6 h	4,90	6,29	7,22	8,10	9,24	10,06
5 h	5,44	7,00	8,02	9,00	10,27	11,18
4 h	6,20	7,96	9,13	10,25	11,68	12,72
3 h	7,32	9,42	10,97	12,12	13,81	15,03
2 h	9,26	11,90	13,65	15,32	17,47	19,02
1h30 min	10,94	14,06	16,12	18,10	20,64	22,47
1h	13,85	17,79	20,40	22,90	26,11	28,43
45 min	16,36	21,02	24,10	27,06	30,85	33,59
30 min	20,70	26,60	30,49	34,23	39,03	42,49
15 min	30,94	39,76	45,58	51,17	58,35	63,52
10 min	38,69	49,73	57,01	64,00	72,97	79,45
5 min	58,65	75,37	86,41	97,00	110,60	120,41

ANNEXES : résultats de la simulation par HEC-RAS

Reach	River Sta	Profile	Q Total	Min Ch El	W.S. Elev	E.G. Elev	E.G. Slope	Vel Chnl	Flow Area	Top Width	Froude # Chl	Hydr Depth
			(m3/s)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m2)	(m)		(m)
BOUDOUAOU	108	100 ans	507	17.32	22.7	23.23	0.001335	3.23	157.09	43.87	0.54	3.58
BOUDOUAOU	107	100 ans	507	17.32	22.61	23.17	0.001426	3.3	153.45	43.54	0.56	3.52
BOUDOUAOU	106	100 ans	507	16.41	22.84	23.04	0.000318	2	253.99	46.7	0.27	5.44
BOUDOUAOU	105	100 ans	507	16.41	22.82	23.03	0.000321	2	253.34	46.7	0.27	5.42
BOUDOUAOU	104	100 ans	507	16.31	22.78	23.01	0.000365	2.11	239.89	44.22	0.29	5.43
BOUDOUAOU	103	100 ans	507	16.31	22.77	23	0.000368	2.12	239.18	44.22	0.29	5.41
BOUDOUAOU	102	100 ans	507	16.26	22.36	22.93	0.00167	3.36	150.82	48.29	0.61	3.12
BOUDOUAOU	101	100 ans	507	16.26	22.27	22.88	0.001836	3.46	146.4	48.29	0.63	3.03
BOUDOUAOU	100	100 ans	507	16.04	22.45	22.76	0.000579	2.47	205.32	44.6	0.37	4.6
BOUDOUAOU	99	100 ans	507	16.04	22.43	22.74	0.000587	2.48	204.41	44.6	0.37	4.58
BOUDOUAOU	98	100 ans	507	15.88	22.04	22.68	0.002021	3.55	142.78	47.75	0.66	2.99
BOUDOUAOU	97	100 ans	507	15.88	21.9	22.61	0.002335	3.72	136.46	47.75	0.7	2.86
BOUDOUAOU	96	100 ans	507	15.91	21.94	22.51	0.001588	3.32	152.66	47.55	0.59	3.21
BOUDOUAOU	95	100 ans	507	15.91	21.86	22.45	0.001725	3.41	148.72	47.55	0.62	3.13
BOUDOUAOU	94	100 ans	507	15.8	21.91	22.37	0.001166	3.03	167.06	46.3	0.51	3.61
BOUDOUAOU	93	100 ans	507	15.8	21.85	22.34	0.001219	3.08	164.72	46.3	0.52	3.56
BOUDOUAOU	92	100 ans	507	15.37	22.01	22.24	0.000371	2.14	236.54	43.9	0.29	5.39
BOUDOUAOU	91	100 ans	507	15.37	22	22.23	0.000374	2.15	235.99	43.9	0.3	5.38
BOUDOUAOU	90	100 ans	507	15.41	21.83	22.2	0.000837	2.71	187.12	44.36	0.42	4.22
BOUDOUAOU	89	100 ans	507	15.41	21.8	22.18	0.000856	2.73	185.75	44.36	0.43	4.19
BOUDOUAOU	88	100 ans	507	15.52	21.8	22.14	0.00073	2.6	194.82	45.83	0.4	4.25
BOUDOUAOU	87	100 ans	507	15.52	21.77	22.12	0.000744	2.62	193.59	45.83	0.41	4.22
BOUDOUAOU	86	100 ans	507	15.72	21.84	22.07	0.000391	2.14	236.99	44.93	0.3	5.27
BOUDOUAOU	85	100 ans	507	15.72	21.82	22.05	0.000396	2.15	236.02	44.93	0.3	5.25
BOUDOUAOU	84	100 ans	507	15.72	21.79	22.03	0.000401	2.16	235.04	44.93	0.3	5.23

ANNEXES : résultats de la simulation par HEC-RAS

BOUDOUAOU	83	100 ans	507	15.72	21.78		22.01	0.000405	2.16	234.24	44.93	0.3	5.21
BOUDOUAOU	82	100 ans	507	15.72	21.76		22	0.00041	2.17	233.43	44.93	0.3	5.2
BOUDOUAOU	81	100 ans	507	15.72	21.74		21.99	0.000413	2.18	232.82	44.93	0.31	5.18
BOUDOUAOU	80	100 ans	507	15.72	21.73		21.97	0.000427	2.21	229.86	44.54	0.31	5.16
BOUDOUAOU	79	100 ans	507	15.72	21.7		21.95	0.000433	2.22	228.8	44.54	0.31	5.14
BOUDOUAOU	78	100 ans	507	15.72	21.68		21.93	0.000439	2.23	227.73	44.54	0.31	5.11
BOUDOUAOU	77	100 ans	507	15.72	21.66		21.91	0.000444	2.23	226.85	44.54	0.32	5.09
BOUDOUAOU	76	100 ans	507	15.72	21.64		21.89	0.00045	2.24	225.97	44.54	0.32	5.07
BOUDOUAOU	75	100 ans	507	15.72	21.62		21.88	0.000454	2.25	225.27	44.54	0.32	5.06
BOUDOUAOU	74	100 ans	507	15.11	21.33		21.83	0.001369	3.15	161.16	46.74	0.54	3.45
BOUDOUAOU	73	100 ans	507	15.11	21.22		21.76	0.001515	3.25	156.09	46.74	0.57	3.34
BOUDOUAOU	72	100 ans	507	15.11	21.09		21.67	0.001716	3.38	150.05	46.74	0.6	3.21
BOUDOUAOU	71	100 ans	507	15.11	20.96		21.6	0.00195	3.52	144.12	46.74	0.64	3.08
BOUDOUAOU	70	100 ans	507	15.11	20.8		21.5	0.002327	3.72	136.33	46.74	0.7	2.92
BOUDOUAOU	69	100 ans	507	15.11	20.61		21.42	0.002874	3.97	127.58	46.74	0.77	2.73
BOUDOUAOU	68	100 ans	507	14.95	20.89		21.24	0.000653	2.63	192.52	40.02	0.38	4.81
BOUDOUAOU	67	100 ans	507	14.95	20.85		21.21	0.000669	2.66	190.96	39.99	0.39	4.77
BOUDOUAOU	66	100 ans	507	14.95	20.81		21.18	0.000687	2.68	189.35	39.96	0.39	4.74
BOUDOUAOU	65	100 ans	507	14.95	20.78		21.15	0.000701	2.7	188.02	39.94	0.4	4.71
BOUDOUAOU	64	100 ans	507	14.95	20.74		21.12	0.000717	2.72	186.66	39.92	0.4	4.68
BOUDOUAOU	63	100 ans	507	14.95	20.72		21.1	0.000729	2.73	185.63	39.9	0.4	4.65
BOUDOUAOU	62	100 ans	507	14.8	20.73		21.06	0.000676	2.55	198.71	44.4	0.38	4.48
BOUDOUAOU	61	100 ans	507	14.8	20.69		21.03	0.000696	2.57	196.9	44.4	0.39	4.43
BOUDOUAOU	60	100 ans	507	14.8	20.65		20.99	0.000717	2.6	195.03	44.4	0.4	4.39
BOUDOUAOU	59	100 ans	507	14.8	20.61		20.96	0.000735	2.62	193.48	44.4	0.4	4.36
BOUDOUAOU	58	100 ans	507	14.8	20.58		20.93	0.000754	2.64	191.89	44.4	0.41	4.32
BOUDOUAOU	57	100 ans	507	14.8	20.55		20.91	0.000769	2.66	190.67	44.4	0.41	4.29
BOUDOUAOU	56	100 ans	507	14.7	20.55		20.88	0.000622	2.52	201.26	44.68	0.38	4.5

ANNEXES : résultats de la simulation par HEC-RAS

BOUDOUAOU	55	100 ans	507	14.7	20.52		20.85	0.000638	2.54	199.6	44.68	0.38	4.47
BOUDOUAOU	54	100 ans	507	14.7	20.48		20.81	0.000655	2.56	197.89	44.68	0.39	4.43
BOUDOUAOU	53	100 ans	507	14.7	20.45		20.79	0.00067	2.58	196.48	44.68	0.39	4.4
BOUDOUAOU	52	100 ans	507	14.7	20.42		20.76	0.000686	2.6	195.03	44.68	0.4	4.37
BOUDOUAOU	51	100 ans	507	14.7	20.39		20.74	0.000698	2.61	193.92	44.68	0.4	4.34
BOUDOUAOU	50	100 ans	507	14.36	20.32		20.71	0.000876	2.77	182.79	46.54	0.45	3.93
BOUDOUAOU	49	100 ans	507	14.36	20.26		20.66	0.000918	2.82	180.1	46.54	0.46	3.87
BOUDOUAOU	48	100 ans	507	14.36	20.2		20.62	0.000965	2.86	177.24	46.54	0.47	3.81
BOUDOUAOU	47	100 ans	507	14.36	20.15		20.58	0.001008	2.9	174.8	46.54	0.48	3.76
BOUDOUAOU	46	100 ans	507	14.36	20.09		20.53	0.001056	2.94	172.22	46.54	0.49	3.7
BOUDOUAOU	45	100 ans	507	14.36	20.05		20.5	0.001095	2.98	170.21	46.54	0.5	3.66
BOUDOUAOU	44	100 ans	507	13.67	19.84		20.45	0.001458	3.44	147.21	40.36	0.58	3.65
BOUDOUAOU	43	100 ans	507	13.67	19.72		20.37	0.001608	3.56	142.24	39.96	0.6	3.56
BOUDOUAOU	42	100 ans	507	13.67	19.57		20.28	0.001814	3.72	136.35	39.48	0.64	3.45
BOUDOUAOU	41	100 ans	507	13.67	19.42		20.19	0.002053	3.88	130.57	39	0.68	3.35
BOUDOUAOU	40	100 ans	507	13.67	19.22		20.09	0.002445	4.13	122.86	38.36	0.74	3.2
BOUDOUAOU	39	100 ans	507	13.67	18.98		20	0.003077	4.46	113.59	37.7	0.82	3.01
BOUDOUAOU	38	100 ans	507	14.18	19.28		19.79	0.001313	3.16	160.22	45.91	0.54	3.49
BOUDOUAOU	37	100 ans	507	14.18	19.17		19.71	0.001444	3.26	155.45	45.91	0.57	3.39
BOUDOUAOU	36	100 ans	507	14.18	19.05		19.63	0.001621	3.38	149.86	45.91	0.6	3.26
BOUDOUAOU	35	100 ans	507	14.18	18.9		19.54	0.001883	3.55	142.93	45.91	0.64	3.11
BOUDOUAOU	34	100 ans	507	14.18	18.78		19.48	0.002122	3.68	137.63	45.89	0.68	3
BOUDOUAOU	33	100 ans	507	14.18	18.63		19.4	0.0025	3.88	130.62	45.75	0.73	2.86
BOUDOUAOU	32	100 ans	507	14.18	18.08		19.26	0.004921	4.81	105.44	45.22	1.01	2.33
BOUDOUAOU	31	100 ans	507	12.15	18.15		18.44	0.000507	2.35	215.63	42.61	0.33	5.06
BOUDOUAOU	30	100 ans	507	12.15	18.14		18.42	0.000513	2.36	214.89	42.61	0.34	5.04
BOUDOUAOU	29	100 ans	507	12.15	18.12		18.41	0.000518	2.37	214.15	42.61	0.34	5.03
BOUDOUAOU	28	100 ans	507	12.15	18.1		18.39	0.000524	2.38	213.4	42.61	0.34	5.01

ANNEXES : résultats de la simulation par HEC-RAS

BOUDOUAOU	27	100 ans	507	12.15	18.1	18.37	0.00048	2.29	221.82	44.56	0.33	4.98
BOUDOUAOU	26	100 ans	507	12.15	18.09	18.35	0.000485	2.29	221.1	44.56	0.33	4.96
BOUDOUAOU	25	100 ans	507	12.15	18.07	18.34	0.00049	2.3	220.35	44.56	0.33	4.94
BOUDOUAOU	24	100 ans	507	11.56	17.92	18.31	0.000849	2.79	181.57	43.41	0.44	4.18
BOUDOUAOU	23	100 ans	507	11.56	17.88	18.29	0.000869	2.81	180.17	43.41	0.44	4.15
BOUDOUAOU	22	100 ans	507	11.56	17.85	18.26	0.000891	2.84	178.74	43.41	0.45	4.12
BOUDOUAOU	21	100 ans	507	11.56	17.82	18.23	0.000914	2.86	177.25	43.41	0.45	4.08
BOUDOUAOU	20	100 ans	507	11.56	17.78	18.21	0.000939	2.89	175.72	43.41	0.46	4.05
BOUDOUAOU	19	100 ans	507	11.56	17.74	18.18	0.000967	2.91	174.1	43.41	0.46	4.01
BOUDOUAOU	18	100 ans	507	11.5	16.82	18.06	0.005335	4.92	103.03	41.74	1	2.47
BOUDOUAOU	17	100 ans	507	11.2	16.42	17.06	0.001903	3.53	143.59	41.74	0.61	3.44
BOUDOUAOU	16	100 ans	507	11.2	16.32	16.99	0.002096	3.64	139.24	41.74	0.64	3.34
BOUDOUAOU	15	100 ans	507	11.2	16.19	16.92	0.002369	3.79	133.95	41.74	0.67	3.21
BOUDOUAOU	14	100 ans	507	11.2	16.09	16.87	0.002634	3.91	129.53	41.74	0.71	3.1
BOUDOUAOU	13	100 ans	507	11.2	15.95	16.8	0.003049	4.1	123.69	41.74	0.76	2.96
BOUDOUAOU	12	100 ans	507	11.2	15.45	16.69	0.00544	4.92	103.12	41.74	1	2.47
BOUDOUAOU	11	100 ans	507	10.83	15.69	16.36	0.001796	3.62	140.13	39.25	0.61	3.57
BOUDOUAOU	10	100 ans	507	10.83	15.59	16.3	0.00196	3.72	136.27	39.25	0.64	3.47
BOUDOUAOU	9	100 ans	507	10.83	15.47	16.23	0.002183	3.85	131.66	39.25	0.67	3.35
BOUDOUAOU	8	100 ans	507	10.83	15.32	16.15	0.002521	4.03	125.75	39.25	0.72	3.2
BOUDOUAOU	7	100 ans	507	10.83	15.18	16.09	0.002897	4.21	120.31	39.25	0.77	3.07
BOUDOUAOU	6	100 ans	507	10.83	14.69	15.98	0.005045	5.02	100.94	39.25	1	2.57
BOUDOUAOU	5	100 ans	507	9.95	14.88	15.67	0.002504	3.94	128.63	42.23	0.72	3.05
BOUDOUAOU	4	100 ans	507	9.95	14.82	15.64	0.002676	4.03	125.95	42.23	0.74	2.98
BOUDOUAOU	3	100 ans	507	9.95	14.74	15.61	0.002907	4.13	122.7	42.23	0.77	2.91
BOUDOUAOU	2	100 ans	507	9.95	14.64	15.57	0.003263	4.29	118.31	42.23	0.82	2.8
BOUDOUAOU	1.5*	100 ans	507	9.95	14.57	15.55	0.003506	4.38	115.65	42.23	0.85	2.74
BOUDOUAOU	1	100 ans	507	9.95	14.28	15.51	0.005021	4.91	103.31	42.23	1	2.45

ANNEXES : résultats de la simulation par HEC-RAS
