



MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : AMENAGEMENT ET GENIE HYDRAULIQUE

THEME :

Etude de l'aménagement du cours d'eau d'oued El KHANDAK
de la commune de Dellys (W.BOUMERDES).

Présenté par :

LOUNNAS Elhadj Houssam Eddine

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
B. BENLAOUKLI	Maître de Conférences (A)	Président
S.TOUMI	Maître de Conférences (B)	Examineur
A.ADDOU	Maître Assistante (A)	Examineur
M.BOUZIANE	Maître Assistant (A)	Examineur
M. K. MIHOUBI	Professeur	Promoteur

Session Septembre 2019

Remerciement

Je remercie tout d'abord ALLAH le tout puissant de m'avoir donné le courage de surmonter les moments les plus difficiles de ma vie et la volonté de mener à terme ce travail.

Je tiens à remercier vivement tous ceux qui m'ont aidé pour l'élaboration de ce mémoire de fin d'étude, particulièrement ma mère et mon père.

Toute ma gratitude pour mon promoteur Pr. M.K.MIHOUBI , pour ses judicieux conseils ainsi que sa générosité du savoir, transmise tout au long de l'élaboration de ce travail.

Mon respect s'adresse aux membres de jury qui me feront l'honneur d'apprécier ce travail.

Merci à toute personne qui a contribué de près ou de loin à l'élaboration de ce projet, que ce soit par son amitié, ses conseils ou son soutien moral.

Dédicace

الحمد لله أولا و أخيرا

*Ma mère ERREBEH et Mon père ALI
Pour leurs sacrifices, leur confiance en moi ainsi leurs
soutiens tout au long de mon parcours du primaire jusqu'à
l'universitaire*

Je le dédie également à :

Mes frères : OUSSAMA et CHOAYB.

Ma soeur : RADHIA .

Ma fiancée : NOUSSAIBA , A ma grande famille

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

HOUSSAM

Sommaire

I.	Chapitre I Présentation de la zone d'étude	3
I.I	Situation géographique.....	4
I.I.I	Limites administratives :	5
I.II	AGGLOMÉRATION URBAINES.....	5
I.III	Agglomération Chef-lieu.....	6
I.IV	Situation climatique.....	8
I.V	Hydrogéologie	8
I.V.I	Formations peu perméables Miocène marneux	8
I.V.II	Socle métamorphique.....	8
I.V.III	Massif du Djurdjura	9
I.V.IV	Le remplissage quaternaire.....	9
I.VI	Aléas naturels	9
I.VII	Données physiques de la Commune :.....	9
I.VIII	Notion de bassin versant.....	10
I.VIII.I	Etude hydromorphologique du bassin versant :	12
I.IX	Caractéristiques des altitudes :	16
I.IX.I	L'altitude minimale et maximale :	16
I.IX.II	L'altitude moyenne :.....	16
I.IX.III	L'altitude médiane :	17
I.IX.IV	Indice de pente globale :.....	17
I.IX.V	Indice de pente de Roche :	18
I.IX.VI	Dénivelée spécifique :	20
I.IX.VII	Pente moyenne du cours d'eau principal :	20
I.IX.VIII	Temps de concentration :.....	20
I.IX.IX	Vitesse moyenne de ruissellement :	21
I.X	Conclusion :.....	21

<u>II</u>	<u>Chapitre II Etude hydrologique</u>	23
	<u>Introduction</u>	24
<u>II.I</u>	<u>Précipitations</u>	24
<u>II.I.I</u>	<u>Echelle spatio-temporelle de l'étude hydrologique</u>	24
<u>II.II</u>	<u>Etude des pluies maximales journalières</u>	25
<u>II.II.I</u>	<u>Paramètres statistiques de la série des pluies maximales journalières :</u>	26
	<u>La moyenne arithmétique :</u>	26
<u>II.III</u>	<u>Choix de la loi d'ajustement :</u>	27
<u>II.III.I</u>	<u>Ajustement des séries pluviométriques à la loi de GALTON :</u>	28
<u>II.III.II</u>	<u>Ajustement des séries pluviométriques à la loi de GUMBEL</u>	30
<u>II.III.III</u>	<u>Ajustement à la loi de GEV (Distribution des valeurs extrêmes généralisées)</u>	31
<u>II.III.IV</u>	<u>Le test d'adéquation :</u>	32
<u>II.III.V</u>	<u>Test d'adéquation du χ^2 (Pearson) :</u>	33
<u>II.III.VI</u>	<u>Le Test visuel :</u>	33
<u>II.IV</u>	<u>Pluies de courte durée</u>	34
<u>II.IV.I</u>	<u>Calcul de l'intensité de pluie de courte durée :</u>	36
<u>II.V</u>	<u>Estimation des débits de crues des cours d'eau</u>	37
<u>II.V.I</u>	<u>Formule de Turazza :</u>	38
<u>II.V.II</u>	<u>Méthode de Sokolovsky :</u>	39
<u>II.V.III</u>	<u>Méthode Superficielle de caquot :</u>	42
<u>II.V.IV</u>	<u>Choix de la méthode de calcul :</u>	45
	<u>Conclusion :</u>	45

III	Etude des variantes d'aménagement.....	46
III.I	Description détaillée de cours d'eau :	47
III.II	Généralités sur les écoulements.....	48
III.II.I	Écoulement à surface libre :.....	48
III.II.II	Canaux à ciel ouvert :.....	48
III.II.III	Différents types de Canaux	48
III.II.IV	Les canaux naturels	48
III.III	Types d'écoulements	49
III.III.I	Variabilité dans le temps	49
III.III.II	Variabilité dans l'espace	50
III.III.III	Les régimes d'écoulement.....	50
III.IV	Principe d'aménagement :	51
III.V	Dimensionnement des canaux	52
III.V.I	Les formules de calcul	52
III.VI	La modélisation de l'écoulement sans aménagement :	57
III.VI.I	Présentation du logiciel HEC-RAS :.....	57
III.VI.II	Simulation :	59
I.I.I	Résultats de simulation :.....	61
III.VII	Etude des variantes d'aménagement.....	61
III.VII.I	Proposition d'aménagement.....	62
III.VII.II	Comparaison technique des deux variantes d'aménagement	64
III.VII.III	Critères d'évaluation :	64
III.VIII	Choix de la variante :	65
	Conclusion :	65

V	Organisation et ordonnancement des travaux de chantier	75
V.I	Généralités :.....	76
V.I.I	Rôles et responsabilités des intervenants sur chantier :.....	76
V.II	Installation du chantier	77
V.II.I	Installations destinées au personnel	77
V.II.II	Installations destinées au stockage des matériaux	78
V.II.III	Installations destinées à la réparation des engins	78
V.II.IV	La préfabrication	78
V.III	Rôle de l'installation de chantier	78
V.III.I	Organiser le déroulement du chantier	78
V.III.II	Ordonner le chantier.....	78
V.III.III	Positionner les éléments.....	79
V.III.IV	Localisation et fonctions des différents postes.....	79
V.IV	Succession des opérations du chantier.....	81
V.IV.I	Travaux préparatoires.....	81
V.IV.II	Exécution de l'ouvrage	81
V.IV.III	La Planification	81
V.V	Techniques de planification.....	82
V.V.I	Méthodes basées sur le réseau	82
V.V.II	Construction du réseau	82
V.V.III	Méthodes basées sur le graphique.....	83
V.VI	Les étapes de la planification.....	83
V.VII	Estimation de la durée des tâches	84
V.VII.I	Les paramètres de la méthode C.P.M.....	85
V.VII.II	Chemin critique (C.C).....	85
V.VIII	Elaboration du réseau selon la méthode CPM (<i>Critical Path Method</i>)	85
V.IX	Causes des accidents de travail dans un chantier hydraulique	87
V.IX.I	Mesures préventives pour éviter les causes des accidents	88
	Conclusion	89

IV Etude des variantes d'aménagement.....	66
IV.I Introduction	67
IV.II Dimensionnements des canaux.....	67
IV.II.I La pente de projet.....	67
IV.II.II Coefficient de rugosité	67
IV.II.III Fruit de talus.....	67
IV.II.IV Résultats de dimensionnement par la méthode itérative avec une marge de sécurité ($1/4 \cdot h$) (Section trapézoïdale)	68
IV.II.V Les paramètres d'écoulement	68
IV.III Etude de la stabilité du canal :	70
IV.IV Estimation du coût de la variante	73
Conclusion	74

Listes des figures

Figure I-1: Situation de la zone d'étude (APC Dellys)	5
Figure I-2carte de situation de Dellys	7
Figure I-3classification des zones sismiques (RPA , 2003)	10
Figure I-4modèle de bassin versant	11
Figure I-5Délimitation et réseau hydrographique des bassins versant	12
Figure I-6 Courbe hypsométrique du bassin de oued Elkhandak	16
Figure II-I Extrait de la carte du réseau hydro climatologique et de la surveillance de la qualité des eaux ANRH	26
Figure II-II: Représentation graphique de l'ajustement à la loi Log-Normal (Galton)	30
Figure II-III Représentation graphique de l'ajustement à la loi de Gumbel	32
Figure II-IV Représentation graphique de l'ajustement à la loi GEV	34
Figure II-V Débits de crues (Oued Elkhandak)	43
Figure III-I Etat actuel d'Oued Elkhandak (APC Dellys)	47
Figure III-II Canal naturel	48
Figure III-III Eléments géométriques pour des sections ouvertes diverses	54
Figure III-IV Création de nouveau projet HEC-RAS	58
Figure III-V Affichage de profil en long	61
Figure IV-I Section transversal d'Oued Elkhandak amont aménagé en canal trapézoïdal en béton	68
Figure IV-II Efforts tangentiel critique pour des matériaux non cohésifs (Chaudhry, 2014).	72
Figure V-I Diagramme des barres de tâches de GANTT	86
Figure V-II Diagramme PERT	86
Figure V-III schématique du réseau à nœud	87

Liste des tableaux

Tableau I-I Délimitation et réseau hydrographique des bassins versant	14
Tableau I-II Courbe hypsométrique du bassin versant de oued Elkhandak	15
Tableau I-III Courbe hypsométrique du bassin de oued Elkhandak	17
Tableau I-IV Classification du relief. (In Bonnard et Gardel, 1996)	18
Tableau I-V : Calcul de l'indice de pente de ROCHE du Elkhandak:	19
Tableau I-VI tableau récapitulatif :	21
Tableau II-III Paramètres statistiques de la série	28
Tableau II-IV: Quantiles théoriques de Galton	31
Tableau II-III Résultats du Test de χ^2	35
Tableau II-IVII : Calcul des quantiles	36
Tableau II-VIII: Pluies et intensités de courtes durées	37
Tableau II-VI Débits de crues (Oued Elkhandak)	43
Tableau III-I Les valeurs estimées pour les différents coefficients	56
Tableau III-II Résultat de la simulation d'oued Elkhandak à l'état naturel	59
Tableau IV-I Pente du radier du canal	67
Tableau IV-II Les caractéristiques hydrauliques du chenal.....	68
Tableau IV-III Paramètres d'écoulement d'oued Elkhandak	69
Tableau IV-IV résultats des contraintes tractrices.	72
Tableau IV-V Devis quantitatif et estimatif du projet	73
Tableau V-I Couleur des conduites dans le chantier	79
Tableau V-II Fonctions et localisation des postes d'un chantier	79
Tableau V-III Elaboration d'un réseau selon la méthode CPM	86

Listes des planches

Planche n°1 Levé topographique de cours d'eau

Planche n°2 Vue en plan de l'aménagement de cours d'eau d'oued Elkhandak

Planche n°3 Délimitation des zones inondables de cours d'eau d'oued Elkhandak

Planche n°4 Profil en long d'oued Elkhandak

Planche n°5 Coupe types de cours d'eau aménagée

Introduction Générale

Le problème des inondations n'est pas une nouveauté. De tout temps il constitue un risque majeur sur le territoire national. D'après une statistique internationale, les inondations sont responsables de plus de 60 % pertes humaines qui concernent les catastrophes naturelles. Selon l'institut international de Stockholm (SIWI), elles font environ 20 000 victimes par an.

L'inondation est le débordement d'un cours d'eau hors de son lit habituel entraînant la submersion d'espace habituellement exondés. Il s'applique aussi au remplissage d'une cuvette topographique par les eaux de ruissellement local. On parle alors d'inondation pluviale. Ces phénomènes se distinguent par la vitesse de l'eau, le volume d'eau écoulé et sa hauteur ainsi que l'onde générer par la variation des paramètres hydrauliques du chenal.

L'Algérie est l'un des pays confrontés aux phénomènes de crues et d'inondations qui se manifestent de façon catastrophique constituant ainsi une contrainte majeure pour le développement économique et social. Les régions du Nord Algérien sont plus particulièrement exposées aux crues. En effet, ces dernières années les perturbations météorologiques et les changements climatiques sont provoqué des phénomènes de crues et d'inondations quasi-systématiques d'un certains nombres des oueds dans de nombreuses régions du pays. Dans les zones urbaines, et en absence d'aménagements adéquats, les crues peuvent constituer un danger potentiel pour les populations.

La ville de Dellys, classée en zone à haut risque d'inondation et qui a connu, ces dernières années, de nombreux épisodes de crues occasionnant d'importants préjudices matériels et humains (ruissellement urbain, débordements et défoncement des voiries, détérioration des infrastructures).

Face à cette situation alarmante, la protection de la ville et de sa population s'avère indispensable. Le présent travail a, donc, pour objet de proposer un aménagement adéquat d'oued ELKHANDAK qui est l'origine d'inondations récurrentes à l'est de la ville de Dellys.

Notre travail commence par une présentation de la zone d'étude suit à une étude hydrologique, étude des variantes et calcul hydraulique et se termine par le chapitre d'organisation de chantier.

I. Présentation de la zone d'étude

Introduction :

L'étude du site présente une étape nécessaire avant tout projet d'aménagement d'un Oued à fin d'avoir et connaître les différentes données et les caractéristiques du lieu, ainsi que

l'ensemble des facteurs déclenchant les inondations afin de l'élaboration de notre étude et pour la protection contre les risques de ce phénomène et prévoir ces catastrophes.

I.I Situation géographique

La commune de Dellys est située à l'extrême Est de la wilaya de Boumerdès, entre 1,69° et 1,89° longitude Est et 40°9' et 41°3° latitude Nord. Le territoire de la commune s'étend sur une superficie de 5.132 Ha pour une population estimée à 32 954 habitants (RGPH de 2008) avec une densité de 651 hab/km² et un parc logement de 4837 unités (selon le RGPH 2008).

L'accessibilité à la commune se fait grâce à un réseau routier satisfaisant à savoir :

- La route nationale RN 24 qui relie la commune de Dellys à Alger et Boumerdès du côté Ouest ainsi qu'à Tizirt et Bejaïa du côté Est.
- La route nationale RN 25 qui relie Dellys à Naciria, Tizi-Ouzou et Bouira du côté Ouest.
- Le chemin de wilaya CW 154 qui relie la commune de Dellys à l'arrière-pays.
- Le port de commerce et de pêche qui lui permet une relation par voie maritime.

Positionné entre la Mitidja orientale et le haut de la Kabylie le port de Dellys est le seul qui soit protégé au Nord-Ouest par le cap venant d'un prolongement rocheux formant Sidi Abdelkader sur 200 Km de côte délimité par Alger et Bejaïa.



Figure I-1: Situation de la zone d'étude (APC Dellys)

I.I.I Limites administratives :

Issue du dernier découpage administratif de 1984, elle occupe le statut de chef-lieu de Daira et compte les trois communes suivantes : Dellys , Afir et Benchoud

Elle est limitée :

- Au Nord : par la mer Méditerranéen
- Au Sud : par la commune de Benchoud
- A l'Est : par la commune d' Afir
- A l'Ouest : par la commune de Sidi Daoud

I.II AGGLOMÉRATION URBAINES

La bande du littoral du territoire communal est composée d'une zone urbanisée qui couvre une surface de 290 Ha, soit plus de 20,68% de la surface totale de la commune. Cette zone est constituée :

D'une agglomération principale (chef lieu) : Dellys

Deux agglomérations secondaires : Takdempt et Azrou

Quelques hameaux répartis à travers l'ensemble du territoire dont les plus importants sont :

- Thouabet
- Kimia et Brarat Tizeghouine
- Bouafia et Boukemache
- Benamara
- Chegga
- Assouaf et Beni azroual
- Houasma

I.III Agglomération Chef-lieu

Située au Nord-Ouest de la commune (de part et d'autre de la route nationale RN 24), l'agglomération Chef-lieu de Dellys occupe une superficie de 266,50 Ha, soit 5,19% de la surface totale de la commune et regroupe une population de 19.453 habitants (RGPH 1998).

La ville de Dellys s'est développée d'une manière linéaire (présence de contraintes physiques : la mer d'un côté et la forte pente de l'autre, elle s'étend de Takdempt (entrée Ouest de la ville) jusqu'à la ZHUN de Boumedès. Son tissu comprend des équipements d'accompagnement de l'habitat collectif, semi collectif, individuel, traditionnel (type Casbah) et une zone d'activité à l'état embryonnaire.

Agglomération secondaire Takdempt

L'agglomération secondaire de Takdempt marque l'entrée Ouest de la ville de Dellys, située dans le domaine du littoral, cette agglomération à caractère semi urbanisé avec des constructions illicites occupe une superficie de 21.59 Ha, soit 0,42% de la surface totale de la commune et regroupe de l'habitat collectif, individuel et des équipements d'accompagnement (salle de soins, agence PTT, école).

Agglomération secondaire Azrou

Elle abrite 246 constructions avec les équipements (Salle de soins, école primaire, CEM, PTT et mosquée) qui se greffent soigneusement sur le site pour constituer un village. Le CW 154 lui assure la liaison avec le Chef lieu, mais elle reste isolée et marginalisée.

I.IV Situation climatique

Climat

La région de Dellys bénéficie d'un climat méditerranéen avec une période froide et humide allant de Novembre à Mai et une période chaude et sèche qui s'étend de juin à Septembre.

Température (station météorologique Tizi-Ouzou, 2016)

Données enregistrées par la station de Tizi- Ouzou montrent que la région de Dellys est caractérisée par une température moyenne annuelle de l'ordre de 17.7 °C (2016). Le mois le plus froid de l'année est celui de Janvier avec 10°25 (2016) et le plus chaud est le mois d'Aout, avec une température qui atteint les 26°74 (2016).

Pluviométrie

La moyenne de précipitations qui tombent sur la zone d'étude est en général supérieure 700mm /an. Cependant 112,6mm ont été enregistrées pour l'année 2001.

Humidité

La ville de Dellys est une région humide en hivers avec un pourcentage de 98% tandis qu'en été descend jusqu'à 57%.

Les forêts

Le patrimoine forestier au niveau de la zone d'étude de Dellys s'étend sur 233,17 Ha toute formation confondue (forets, maquis et broussailles) le taux de boisement est faible vu que la forêt est en perpétuelle dégradation plus ou moins irréversible d'où l'importance de sa protection.

I.V Hydrogéologie

D'après les caractéristiques hydrogéologiques des différentes formations du bassin versant du dellys , il est possible d'établir les classifications suivantes :

I.V.I Formations peu perméables Miocène marneux

Elles constituent le substratum imperméable dans la nappe alluviale de la vallée du Sébaou. Elles ne présentent aucun intérêt hydrogéologique.

I.V.II Socle métamorphique

Quoique altéré et fracturé, il demeure un réservoir modeste. Il existe quelques sources dans les schistes et gneiss à très faible débit.

I.V.III Massif du Djurdjura

C'est un réservoir important dans la région de la Kabylie. L'oued d'Elkhandak et ses affluents prennent leur source dans ce massif.

I.V.IV Le remplissage quaternaire

Essentiellement fluviatile, il constitue en raison de l'importance de son développement et de ses caractéristiques hydrogéologiques le réservoir le plus important.

Les eaux de cette nappe sont bicarbonatées, calciques et magnésiennes à tendance chlorurée et sodique. Malgré son caractère dure, cette eau présente une bonne qualité.

I.VI Aléas naturels

Les zones présentant des aléas naturels se résument comme suit :

Zone de glissement :

celle-ci se localise dans la partie Nord-est de L'agglomération, elle impose le respect de la réglementation en vigueur pour ce type de zone.

Zone instable :

celle-ci se localise à l'Est de la Zhun, elle impose aussi le respect de la réglementation.

Zone inondable :

il s'agit des zones limitrophes des berges de l'oued Elkhandak et d'oued Oubay, ainsi que les autres cours d'eau. Toute construction édifiée dans ces zones est subordonnée à l'accord des services de l'hydraulique de la ville de Dellys.

Zone sismique :

le séisme du 21 Mai 2003 a occasionné beaucoup de dégâts dans la commune de Dellys autant sur le plan humain que sur le bâti

I.VII Données physiques de la Commune :**Relief :**

Le relief de la commune de Dellys est accidenté et coupé de collines dans la partie Sud-est. Il revêt un aspect semi-montagneux. Au Sud l'altitude atteint 550m à 600m et environ 744 à l'Est.

A l'Est, les versants de la crête descendent vers l'oued Oubay, tandis qu'à l'Ouest les collines s'effacent progressivement jusqu'à la vallée d'Oued Sebaou.

Sismicité :

La ville de Dellys est l'une des villes qui appartiennent au Nord algérien, connu par sa forte sismicité souvent liée à la collision des plaques africaines et euro-asiatiques.

Selon le Règlement Parasismiques Algériennes (RPA) en vigueur, la commune de Dellys est classée zone III, c'est-à-dire en forte sismicité

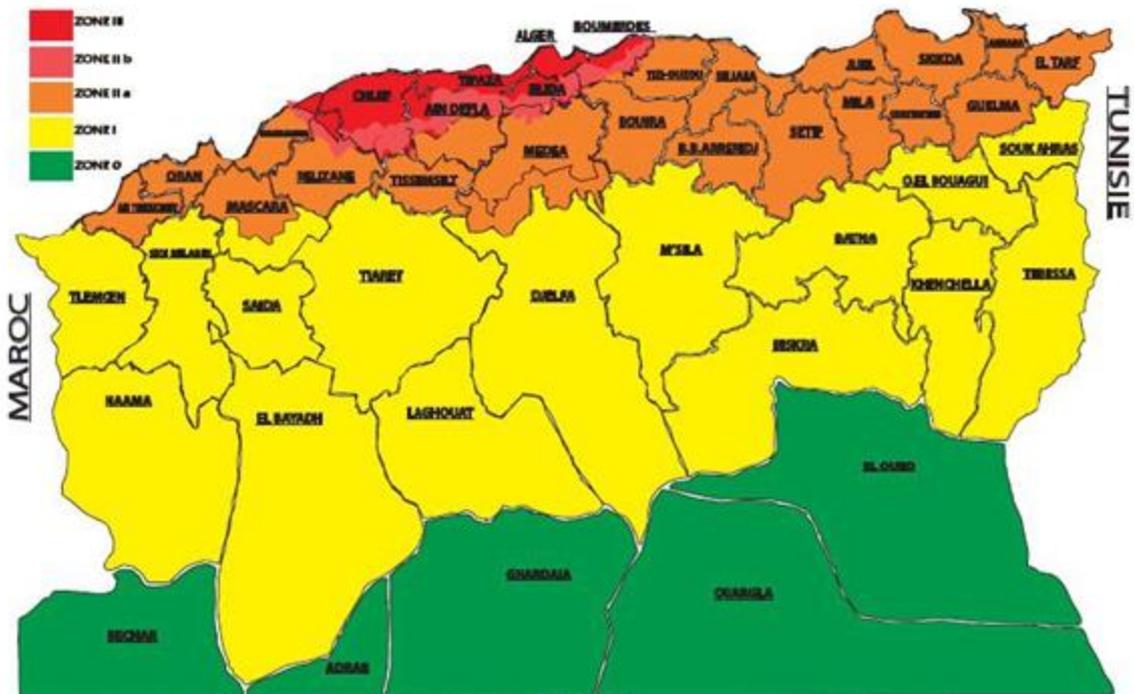


Figure I-2 classification des zones sismiques (RPA , 2003)

I.VIII Notion de bassin versant

Un bassin versant est une unité topographique tel que chaque goutte d'eau tombée non évaporée ou absorbé par infiltration est acheminée et s'écoulée en un seul point qui est la section droite du cours d'eau appelée l'exutoire qui peut être : un site de barrage, une confluence, une embouchure. Le bassin versant est limité par des frontières naturelles : lignes de crêtes ou lignes de partage des eaux.

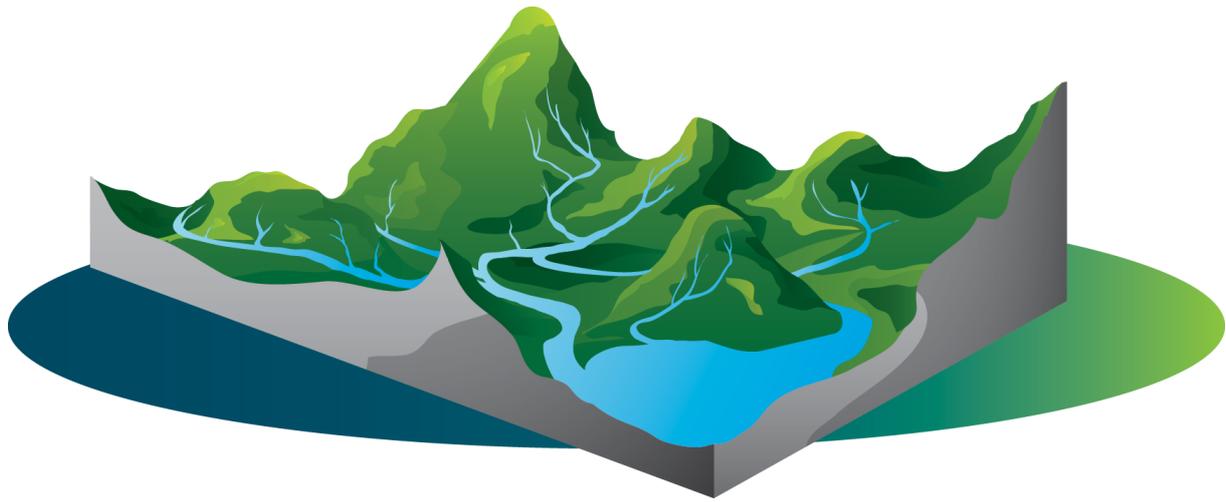


Figure I-3 modèle de bassin versant

Selon la nature des terrains, nous serons amenés à considérer deux définitions :

Bassin versant topographique

Si le sous-sol est imperméable, le cheminement de l'eau ne sera déterminé que par la topographie. Le bassin versant sera alors limité par des lignes de crêtes et des lignes de plus grande pente.

Bassin versant hydrogéologique

Dans le cas d'une région au sous-sol perméable, il se peut qu'une partie des eaux tombées à l'intérieur du bassin topographique s'infilte puis sorte souterrainement du bassin (ou qu'à l'inverse des eaux entrent souterrainement dans le bassin).

Dans ce cas, nous serons amenés à ajouter aux considérations topographiques des considérations d'ordre géologique pour déterminer les limites du bassin versant. Cette distinction entre bassin topographique et hydrogéologique se justifie surtout pour les petits bassins. En effet, lorsque la taille du bassin augmente, les apports et les pertes souterraines ont plus de chance de se compenser.

N.B : pour notre cas on a pris en considération seulement la topographie, vue d'une part la grandeur de notre bassin, d'autre part l'absence des données géologiques

I.VIII.I Etude hydromorphologique du bassin versant :

Les caractéristiques morphologiques d'un bassin versant sont les paramètres les plus importants dans une étude hydrologique, ils permettent la détermination des différents comportements du régime hydrologique. Ils sont obtenus par le logiciel MAPINFO sur la carte d'état majeure échelle 1/25000 (Boumerdes).

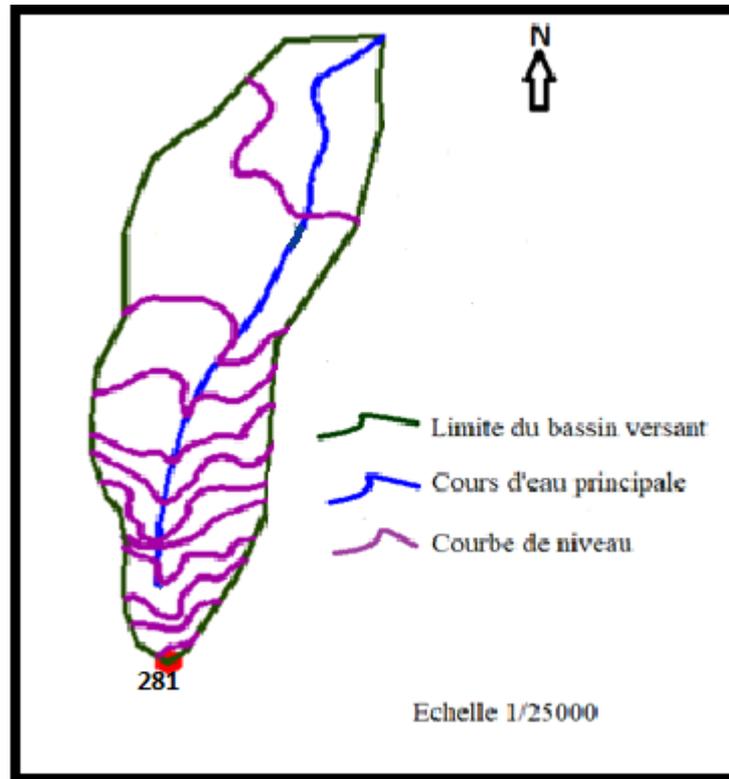


Figure I-4 Délimitation et réseau hydrographique des bassins versant

Paramètres morphométriques :**La surface S :**

La surface topographique est le paramètre le plus important. Il permet de contrôler l'intensité de plusieurs phénomènes hydrologiques (apports solide et liquide, lame d'eau ruisselée, lame d'eau infiltrée, ...).

Le périmètre P :

Le périmètre correspond à la limite extérieure du bassin. Il sert uniquement à calculer l'indice de compacité.

Longueur du cours d'eau principale L_p :

Le choix de longueur et on va considérer que Ce longueur égale à la longueur de cours d'eau qui a l'ordre le plus élevé dans le réseau hydrographique

La longueur du cours d'eau principale est exprimée généralement en Km.

Indice de compacité de Gravelius k_c :

C'est la caractéristique de forme la plus utilisée. Il se définit comme le rapport du périmètre du bassin versant au périmètre du cercle ayant la même surface (appelée aussi coefficient de capacité), il caractérise la forme du bassin et exprime son allongement.

$$k_c = \frac{p}{2\sqrt{\pi \cdot S}} \approx 0.28 \frac{p}{\sqrt{S}} \quad (I.1)$$

Avec :

P : Périmètre du sous bassin (Km).

S : Surface du sous bassin (Km²).

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

Facteur de forme R_f

Le facteur de forme est défini comme le rapport entre la superficie du bassin et le carré de la longueur du bassin. La valeur du facteur de forme serait toujours inférieure à 0,754 (pour un bassin versant parfaitement circulaire). Plus la valeur du facteur de forme est petite varie de 0.54, plus le bassin versant sera allongé

$$R_f = \frac{S}{L_p^2} \quad (I.2)$$

avec ,

L_p : Longueur du cours d'eau principal (Km). ; S : Surface totale du bassin versant (Km²).

Le rectangle équivalent

On définit le rectangle équivalent comme le rectangle de longueur « L » et de largeur « l »

qui a la même surface et le même périmètre que le bassin versant, soit à l'aide de :

$$P = 2 * (L + l) \quad (I.3)$$

et

$$S = L * l \quad (I.4)$$

On l'utilise également pour caractériser la forme d'un bassin, même il nous permet de comparer les sous bassins entre eux du point de vue écoulement.

Dans cette schématisation on considère que les caractéristiques de l'écoulement sont les mêmes que le bassin versant, et les courbes de niveaux sont des droites parallèles aux petites côtes du rectangle et l'exutoire est l'un de ces petites côtes.

Sa longueur « L » est donnée par :

$$L = \frac{K_c \cdot \sqrt{S}}{1.128} \cdot \left(1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1.128}{K_c}\right)}\right) \quad (I.5)$$

Sa largeur « l » est donnée par :

$$l = \frac{K_c \cdot \sqrt{S}}{1.128} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1.128}{K_c}\right)}\right) \quad (I.6)$$

Tableau I-I Délimitation et réseau hydrographique des bassins versant

N°	Paramètres		Symbole	Unité	Valeurs
01	Surface du bassin versant		S	Km ²	0.526
02	Périmètre du bassin versant		P	Km	3.556
03	Indice de compacité de GRAVELIUS		Kc	/	1.373
04	<i>Rectangles Equivalent</i>	Longueur équivalente	L	Km	1.571
05		Largeur équivalente	l	Km	0.420
06	Longueur de thalweg principal		Lp	m	1488
07	Facteur de forme		Rf	/	0.238

Interprétation

Le bassin d'oued Elkhandak à une surface modérée avec un « $K_c = 1.373$ » et un « $R_f = 0.238$ », signifiant que sa forme est allongée et le temps de concentration sera long c.-à-d. l'eau de ruissèlement arrive progressivement dans la zone urbaine,

Répartition de surface et courbes hypsométriques

Cette courbe donne la surface S (en km² ou en % de la surface totale) où les altitudes sont supérieures à une cote h donnée, elle fournit une vue synthétique de la pente du bassin, donc du relief.

Le relief influence indirectement sur la formation des écoulements de surface. Il détermine l'aptitude au ruissellement des terrains l'infiltration et l'évaporation. La courbe caractéristique nous donne le taux de surface correspondant aux différentes altitudes. Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux et les graphes suivants :

Tableau I-II Courbe hypsométrique du bassin versant de oued Elkhandak

Courbe de niveau (m)	Hmoy (m)	Superficie partielle (Km2)	Superficie partielle (%)	Superficie cumulée (Km2)	Superficie cumulée (%)	HS
300-275	287,5	0,023	4,30	0,023	4,30	6,61
275-250	262,5	0,031	5,80	0,054	10,10	6,25
250-225	237,5	0,036	6,90	0,09	17,00	8,14
225-200	212,5	0,039	8,70	0,129	24,40	8,55
200-175	187,5	0,046	9,40	0,175	33,10	8,28
175-150	162,5	0,049	10,80	0,224	42,50	7,96
150-125	137,5	0,057	10,50	0,281	53,30	7,83
125-100	112,5	0,055	10,40	0,336	63,80	6,19
100-75	87,5	0,055	10,40	0,391	74,20	4,81
75-50	62,5	0,055	10,40	0,446	84,60	3,44
50-25	37,5	0,052	9,80	0,498	94,40	1,95
25-0	12,5	0,029	5,60	0,526	100,00	0,36

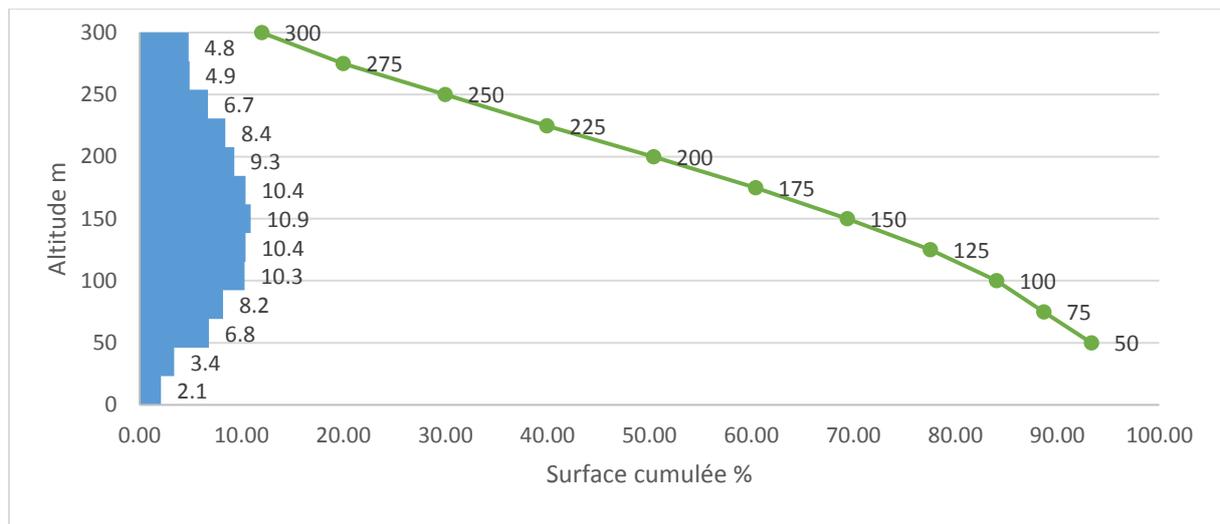


Figure I-5 Courbe hypsométrique du bassin de oued Elkhandaq

I.IX Caractéristiques des altitudes :

I.IX.I L'altitude minimale et maximale :

Elles sont obtenues par le logiciel AUTOCAD. L'altitude maximale représente le point le plus élevé du bassin tandis que l'altitude minimale considère le point le plus bas.

$$H_{\max} = 281 \text{ m NGA}$$

$$H_{\min} = 0 \text{ m NGA}$$

I.IX.II L'altitude moyenne :

Elle est donnée par la formule :

$$H_{\text{moy}} = \frac{\sum S_i H_i}{S} \quad (\text{I.7})$$

Avec :

S_i : Surface partielle entre deux courbes de niveaux successives en (Km²) ;

S : Surface totale du bassin versant en (Km²) ;

H_i : Altitude moyenne entre deux courbes de niveaux successives en (m) ;

$$H_{\text{moy}} = 188,32 \text{ m};$$

I.IX.III L'altitude médiane :

L'altitude médiane correspond à l'altitude lue au point d'abscisse 50% de la surface totale du bassin sur la courbe hypsométrique. Cette grandeur se rapproche de l'altitude moyenne dans le cas où la courbe hypsométrique du bassin concerné présente une pente régulière. D'après la courbe hypsométrique, on a :

$$H_{50\%} = 130 \text{ mNGA}$$

I.IX.IV Indice de pente globale :

L'indice de pente globale est donné en % par la relation :

$$I_g = \frac{D}{L} = \frac{H_{5\%} - H_{95\%}}{L} \quad (I.8)$$

Avec :

H5% : Altitude correspondante à 5% de la surface du bassin Versant (m) ;

H95% : Altitude correspondante à 95% de la surface du bassin versant (m) ;

L : Longueur du rectangle équivalent (Km) ;

Les résultats de l'indice de pente globale (I_g) calculé dans notre bassin versant est résumé dans le tableau suivant.

Tableau n° I.3 :

Tableau I-III Courbe hypsométrique du bassin de oued Elkhandak

Bassins	H_{5%} (m)	H_{95%} (m)	H_{5%} - H_{95%}	L (km)	I_g(m/ km)
Elkhandak	270	20	250	1,571	159,13

Tableau I-IV Classification du relief. (In Bonnard et Gardel, 1996)

R1	Relief très faible	$I_g \leq 0,002$
R2	Relief faible	$0,002 \leq I_g \leq 0,005$
R3	Relief assez faible	$0,005 \leq I_g \leq 0,01$
R4	Relief modéré	$0,01 \leq I_g \leq 0,02$
R5	Relief assez fort	$0,02 \leq I_g \leq 0,05$
R6	Relief fort	$0,05 \leq I_g \leq 0,1$
R7	Relief très fort	$0.1 \leq I_g$

Pour notre cas : Oued Elkhandak $I_g=0,16$ donc notre relief d'après le tableau ***** est classé type R7 c'est-à-dire un relief très fort.

I.IX.V Indice de pente de Roche :

L'indice de pente de ROCHE tient compte de la répartition hypsométrique, il se calcule d'après la relation :

$$I = (1/\sqrt{Lr}) \sum \sqrt{Si(Hi - Hi - 1)} \quad (I.9)$$

Si : surface entre deux courbes de niveaux compris entre H1 et H2 en pourcentages.

Hi - Hi-1 : Distance (largeur) qui sépare les deux courbes de niveau du bassin, versant considéré comme rectangle, égale au produit de Lr par le pourcentage de la surface intéressée)

Lr : longueur du rectangle équivalent (en mètres).

Les données du tableau ci-dessous ont servi à calculer l'indice :

Tableau I-V : Calcul de l'indice de pente de ROCHE du Elkhandak:

Courbes de niveau Hi (m)	Dénivelée hi-hi-1	Surfaces partielles Si %	Largeur Hi-Hi-1 M	$\sqrt{Si(Hi - Hi - 1)}$
300-275	25	4,30	67,55	17,04
275-250	25	5,80	91,12	22,99
250-225	25	6,90	108,40	27,35
225-200	25	7,40	116,25	29,33
200-175	25	8,70	136,68	34,48
175-150	25	9,40	147,67	37,26
150-125	25	10,80	169,67	42,81
125-100	25	10,50	164,96	41,62
100-75	25	10,40	163,38	41,22
75-50	25	10,40	163,38	41,22
50-25	25	9,80	153,96	38,84
25-0	25	5,60	87,98	22,20
Totale	-	100	-	396,36

$$I_r = (1/\sqrt{1,571*1000}) * 396,36$$

$$I_r = 10.0$$

I.IX.VI Dénivelée spécifique :

La dénivelée spécifique est donnée par la formule suivante :

$$D_s = I_g * \sqrt{S} \quad (\text{I.10})$$

$$D_s = 7,62 \text{ m}$$

I.IX.VII Pente moyenne du cours d'eau principal :

Elle exprime le rapport entre la dénivelée et la longueur comprise entre 2 points suffisamment éloignés sur le cours d'eau principale. Elle est donnée par la formule suivante :

$$I_c = \Delta H / \Delta L \quad (\text{I.11})$$

ΔH : dénivelée entre 2 points suffisamment distants en m ;

ΔL : distance entre ces 2 points en Km ;

I.IX.VIII Temps de concentration :

Le temps de concentration est considéré comme étant le temps mis par une particule d'eau pour parcourir le bassin versant du point hydrauliquement le plus éloigné jusqu'à l'exutoire. Il existe de nombreuses formules empiriques permettant de connaître le temps de concentration. Néanmoins, nous retenons les formules de Kirpich qui nous semblent convenables pour de petits bassins.

Formule de KIRPICH :

$$I_c = \frac{0.00325 L_p^{0.77}}{I^{0.385}} \quad (\text{I.12})$$

Avec

L_p : longueur du cours d'eau principale en (m) ;

I : Dénivelée = $(H_{\max} - H_{\min}) / L_p$ (m/m);

T_c : temps de concentration en (m) ;

I.IX.IX Vitesse moyenne de ruissellement :

$$V_r = \frac{L_p}{T_c} \quad (I.13)$$

Où : L_p : Longueur du talweg principal en km.

T_c : Temps de concentration en h.

Tableau I-VI tableau récapitulatif :

Les bassins versants	Oued Elkhandak
Surface S (Km ²)	0 ,526
Longueur du cours d'eau « Lcp » (Km)	1,488
Pente moyenne du cours d'eau « Ic » (m/m)	0,189
H moy (m)	149,61
H min (m)	0
H max (m)	281
Temps de concentration t_c KIRPICH (heure)	0,17
V_r (m/s)	0,608

I.X Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons dégagé et analysé toutes les informations et les caractéristiques géographiques, climatologiques, topographiques, géologiques, hydrogéologiques et hydro morphologiques de la région d'étude pour une présentation faible de la zone et afin d'estimer la crue.

Etude hydrologique

Introduction

L'hydrologie est la science qui étudie l'eau sous ses aspects quantitatif et qualitatif durant les différentes phases de son cycle dans la nature. Cette science joue un rôle primordial dans les sciences d'ingénieurs en particulière, dont le gestionnaire et le projecteur doivent faire appel à ses modèles mathématiques pour prévoir ou prédire les différents phénomènes hydrologiques dans le but de gérer les ressources hydrique (hydrologie déterministe) et faire la conception des ouvrages hydrauliques (hydrologie statistique).

Dans l'étape de conception de l'ouvrage, le dimensionnement doit être fait en fonction des apports pour toute la durée de vie utile des ouvrages, durée qui peut atteindre, voire dépasser, cent ans. Les données météorologiques n'étant pas connues pour cet horizon, on doit les prédire en utilisant une méthode purement statistique, nommée l'analyse fréquentielle.

I.I Précipitations

I.I.I Echelle spatio-temporelle de l'étude hydrologique

En hydrologie, l'un des critères essentiels est certainement l'échelle spatio-temporelle.

Dans notre étude, l'analyse des pluies est basée sur les relevés pluviométriques effectués dans la station de Baghlia. Les pluies maximales journalières de rares fréquences sont des pluies génératrices des crues d'importants débits, contre lesquels il faut protéger l'ouvrage ou l'agglomération

les caractéristiques de la station de Baghlia représenter ci-dessous :

Tableau 0-1 Caractéristiques de la station pluviométrique

Station pluviométrique de Baghlia	Code	X km	Y km	Cote Zm, NGA	Période d'observation	Nombre d'années
	02-20-02	603,65	39	30	1968 - 2011	44

Source : ANRH BLIDA

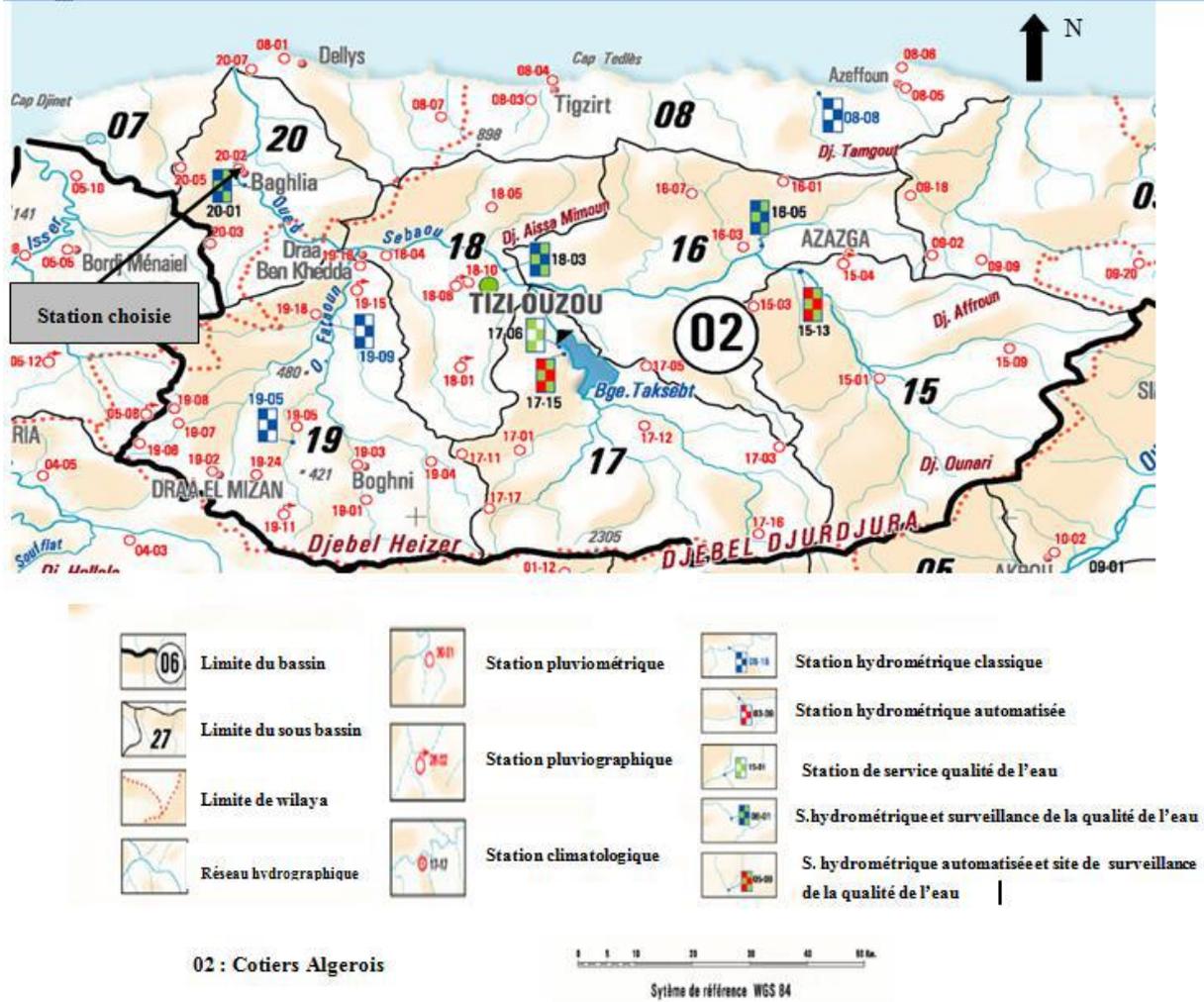


Figure 0-I Extrait de la carte du réseau hydro climatologique et de la surveillance de la qualité des eaux ANRH

I.II Etude des pluies maximales journalières

Tableau 0-II Série des pluies maximales journalières :

Année	Sept	Oct	Nov	Déc	Jan	Févr	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Pmaxj
1968	0,00	0,00	97,00	46,60	21,80	28,80	32,90	50,70	4,40	48,20	0,00	1,20	97,00
1969	10,60	85,60	24,90	47,40	21,20	20,40	15,50	42,40	38,30	8,90	1,20	2,40	85,60
1970	0,00	32,30	21,10	51,60	34,20	10,80	45,70	24,80	0,40	2,90	2,30	0,00	51,60
1971	57,80	68,20	174,90	53,30	77,80	47,40	17,60	20,70	59,70	20,40	1,40	31,10	174,90
1972	20,00	48,00	44,30	67,50	42,40	70,20	25,00	31,80	0,00	11,80	0,00	3,00	70,20
1973	128,90	54,10	10,40	54,50	10,70	54,80	165,70	27,10	2,10	4,50	0,20	3,50	165,70
1974	27,40	23,90	23,60	10,90	21,40	33,00	21,90	9,60	28,20	14,10	0,00	18,10	33,00
1975	6,90	22,20	80,40	13,30	35,10	90,40	20,80	20,90	28,80	10,80	18,00	21,60	90,40
1976	7,60	20,20	23,70	74,30	26,70	9,80	14,70	35,50	10,00	3,60	0,40	11,60	74,30
1977	3,90	12,90	35,10	4,30	36,40	12,20	19,10	63,20	42,80	1,20	0,70	0,00	63,20

1978	2,10	30,90	23,30	28,30	15,20	38,70	22,80	12,50	4,80	0,50	2,40	3,90	38,70
1979	33,70	31,00	33,30	19,90	36,80	35,20	45,00	33,80	6,30	0,30	0,00	0,00	45,00
1980	0,80	13,40	22,90	49,50	22,40	9,70	18,80	16,10	22,80	2,90	0,00	15,20	49,50
1981	2,90	29,00	14,30	33,30	33,50	20,10	8,00	3,90	11,90	7,60	0,00	8,30	33,50
1982	26,20	19,20	47,50	27,40	1,60	27,20	23,80	7,60	10,50	0,00	3,20	37,40	47,50
1983	3,40	17,90	21,00	21,40	35,70	33,10	9,60	8,30	24,40	10,10	0,00	0,00	35,70
1984	17,60	17,90	12,80	21,10	29,20	12,70	50,30	5,30	34,40	0,00	0,00	0,00	50,30
1985	50,90	37,30	28,90	11,90	16,90	49,10	62,00	18,10	1,90	11,10	4,80	0,40	62,00
1986	6,40	14,80	17,60	48,50	37,10	49,50	17,70	2,80	9,30	31,80	0,00	0,80	49,50
1987	80,40	24,30	26,80	15,70	26,70	11,30	34,60	20,00	12,30	8,60	2,90	0,00	80,40
1988	32,20	2,60	45,90	75,70	13,70	11,70	22,30	20,30	3,20	12,70	3,90	4,40	75,70
1989	17,40	16,40	30,60	21,40	20,90	0,00	9,00	17,90	17,00	6,30	32,70	0,00	32,70
1990	1,40	25,30	20,90	57,40	32,70	34,00	19,80	21,70	24,80	2,10	0,00	1,30	57,40
1991	10,50	78,60	18,40	4,40	57,40	21,90	17,80	36,30	29,50	23,40	2,30	0,00	78,60
1992	5,60	43,40	67,30	61,40	19,10	43,40	7,50	24,30	16,10	0,00	0,00	3,90	67,30
1993	11,70	22,60	27,30	36,50	27,90	33,50	0,00	18,80	2,90	0,00	0,00	0,00	36,50
1994	17,70	18,90	10,80	40,90	41,60	22,60	26,60	15,00	0,20	5,80	0,00	30,40	41,60
1995	3,10	6,80	12,70	30,30	42,90	52,40	20,50	51,30	16,70	5,20	2,70	7,80	52,40
1996	17,90	44,60	12,60	22,20	12,40	15,20	10,10	38,20	6,10	4,40	1,30	12,60	44,60
1997	47,70	30,70	50,90	67,80	32,60	36,70	27,10	51,20	91,00	1,10	0,00	0,80	91,00
1998	16,50	19,20	23,90	34,50	36,30	32,30	31,00	10,40	8,70	0,00	0,00	2,40	36,30
1999	10,60	13,40	39,70	62,70	8,70	7,00	5,60	10,40	15,40	2,90	0,00	0,00	62,70
2000	20,60	18,70	19,30	19,80	68,40	15,60	0,70	15,80	12,40	0,00	0,00	7,80	68,40
2001	5,80	0,00	43,60	24,90	38,00	12,60	28,50	38,20	7,90	2,70	0,00	5,10	43,60
2002	9,60	24,90	73,00	82,00	38,80	18,80	30,40	34,20	28,80	0,00	1,40	0,00	82,00
2003	14,50	14,30	20,50	25,60	30,30	16,50	40,50	32,50	91,00	0,30	0,00	9,20	91,00
2004	12,70	27,00	58,30	51,30	36,60	31,40	6,10	29,30	2,50	0,00	1,40	0,00	58,30
2005	19,60	21,50	22,50	37,90	18,00	40,10	8,60	8,30	58,20	2,20	1,90	1,90	58,20
2006	7,80	16,40	1,60	74,40	7,90	11,60	56,90	60,70	14,30	2,60	5,30	28,20	74,40
2007	29,40	94,90	97,40	19,10	1,70	6,10	38,30	33,50	18,50	3,10	8,30	0,00	97,40
2008	11,90	15,10	67,50	30,40	32,50	7,90	27,00	20,40	85,10	0,00	0,00	3,90	85,10
2009	33,10	31,40	25,90	29,50	28,10	9,70	61,20	82,20	16,00	15,50	0,60	17,20	82,20
2010	8,20	31,50	61,90	30,90	21,70	34,00	20,00	32,10	61,40	27,50	0,00	0,00	61,90
2011	6,60	12,30	89,30	38,60	29,00	42,30	21,20	58,00	17,10	2,30	0,00	2,30	89,30

ANRH Blida

I.II.I Paramètres statistiques de la série des pluies maximales journalières :

La moyenne arithmétique :

$$\bar{X} = \frac{\sum_{i=1}^{45} x_i}{n} ; \bar{X} = 67,4 \text{ mm} \quad (\text{II.1})$$

La variance :

$$\sigma_X^2 = \frac{\sum_{i=1}^{45} (x_i - \bar{X})^2}{(n-1)} ; \sigma_X^2 = 894,01 \quad (\text{II.2})$$

L'écart type :

$$\sigma_X = \sqrt{\sigma_X^2} \quad ; \quad \sigma_X = 29,9 \quad (\text{II.3})$$

Coefficient de variation :

$$Cv = \frac{\sigma_X}{\bar{X}} \quad ; \quad Cv = 0,443 \quad (\text{II.4})$$

Coefficient d'asymétrie :

$$Cs = \frac{\sum_{i=1}^{44} (xi - \bar{x})^3}{(n-1)\tau^3}; Cs = 1,82 \quad (\text{II.5})$$

Les résultats des paramètres statistiques de l'échantillon sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 0-III Paramètres statistiques de la série

Nombre d'observations	44
Maximum	174.9
Minimum	32.7
Moyenne	67.4
Ecart-type	29.9
Médiane	62.4
Coefficient de variation C_v	0.443
Coefficient d'asymétrie C_s	1.82

I.III Choix de la loi d'ajustement :

Les lois d'ajustement sont nombreuses et ne peuvent être appliquées à un échantillon que si les conditions homogénéité - stationnarité sont réunies.

- **Loi de GUMBEL.**
- **Loi de GALTON (loi log normal)**
- **Loi GEV**

Les critères de choix d'une loi sont liés à un ajustement graphique d'abord et ensuite à un test de dispersion. L'allure des points sur du papier à probabilité permet à prime abord d'accepter ou de rejeter la loi (Toute sinuosité, mauvaise courbure ou cassure de pente est considérée

comme un mauvais ajustement). L'ajustement des pluies maximales journalières sera traité par logiciel «Hyfran ». Dans notre cas on applique les trois lois suivantes : la loi de « Gumbel », la loi de Galton (loi Log normale) et la loi GEV , a l'aide de logiciel Hyfran.

I.III.I Ajustement des séries pluviométriques à la loi de GALTON :

Cette loi d'ajustement est identique à celle établie par la loi de GUMBEL, seule la représentation graphique change où elle est faite sur du papier log-normale. La loi de GALTON a une fonction de répartition qui s'exprime selon la formule suivante :

$$F(X) = \frac{1}{\sqrt{2\Pi}} \int_u^{+\infty} e^{-\frac{1}{2}u^2} du \quad (\text{II.5})$$

Avec :

$$u = \frac{X_i - \bar{X}}{\sigma_x} \quad (\text{variable réduite de GAUSS}) \quad (\text{II.6})$$

$$\text{Log } x (p \%) = \overline{\text{Log } x} + \sigma \text{Log } u (p \%)$$

C'est l'équation d'une droite sur papier gauss-logarithmique avec en abscisse l'échelle gaussienne et en ordonnée l'échelle logarithmique.

$$\log x = \frac{\sum_{i=1}^{44} \overline{\log x}}{N} \quad (\text{II.7})$$

Procédé d'ajustement :

- 1- Classement des valeurs par ordre décroissant (fréquence au non dépassement) ;
- 2- Calcul de la fréquence expérimentale par la formule de Henri;
- 3- Calcul des caractéristiques empiriques de la série initiale ;
- 4- Calcul des caractéristiques de la série transformée en $\overline{\text{Ln } x}$
- 5- Report des valeurs sur papier gauss-logarithmique ;
- 6- Détermination de la droite de Galton $\text{Ln } x(p\%) = \overline{\text{Ln } x} + \sigma_{\text{Ln } x} \cdot \mu_{(p\%)}$

Nombre d'observations : 44

Quantiles :

$q = F(X)$ (probabilité au non dépassement)

$T = 1 / (1-q)$

Log normale (Maximum de vraisemblance)

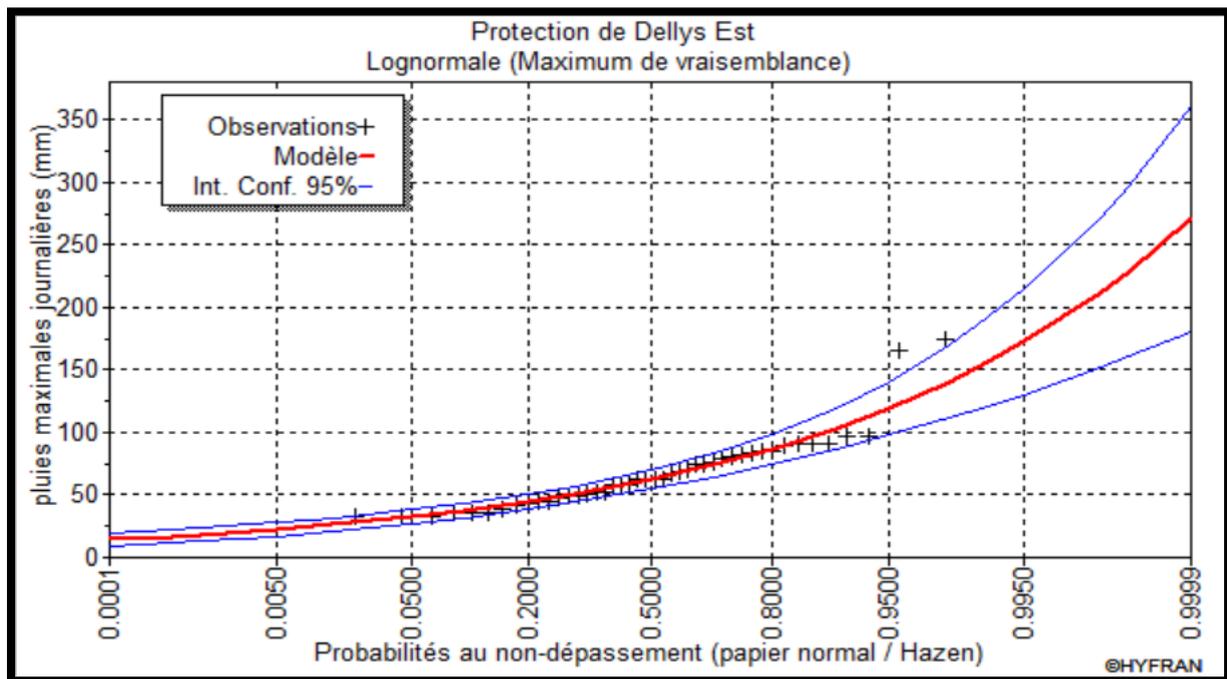


Figure 0-II: Représentation graphique de l'ajustement à la loi Log-Normal (Galton)

- **Les résultats de l'ajustement :**

Tableau 0-IIV: Quantiles théoriques de Galton

Période de retour	Fréquence	Valeurs théoriques	Ecart-type
T (ans)	q	X_t (mm)	σ
100	0.99	156	18.1
50	0.98	140	14.8
20	0.95	119	11.0
10	0.90	103	8.35
5	0.80	86.8	6.03

I.III.II Ajustement des séries pluviométriques à la loi de GUMBEL

$$F(x) = e^{-e^{-\alpha(x-x_0)}} \quad (II.8)$$

Avec :

F(x) : Fréquence au dépassement de la valeur de x ;

α , x_0 : Coefficients d'ajustement ;

- **x_0** est le paramètre de position (mode) ;

- **α** est le paramètre d'échelle différent de zéro et positif appelé aussi « gradex » quand il se trouve sous forme $1/\alpha$.

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

$$F(x) = e^{-e^{-y}} \quad (II.9)$$

$y = \alpha (x-x_0)$ est la variable réduite de Gumbel. L'avantage d'utiliser la variable réduite est que l'expression d'un quantile est alors linéaire.

Et l'équation de la droite de Gumbel est $x = (1/\alpha) y + x_0$.

✓ La fréquence expérimentale en utilisant la formule de Hazen qui s'applique pour les lois normales et quasi normales :

$$F(x) = \frac{m-0.5}{n} \times 100$$

- **m** : le rang dans la série de données classée par valeurs croissantes ;

- **n** : la taille de l'échantillon ;

✓ La variable de Gumbel pour chaque valeur observée ;

$$y = -[Ln(-LnF(x))]$$

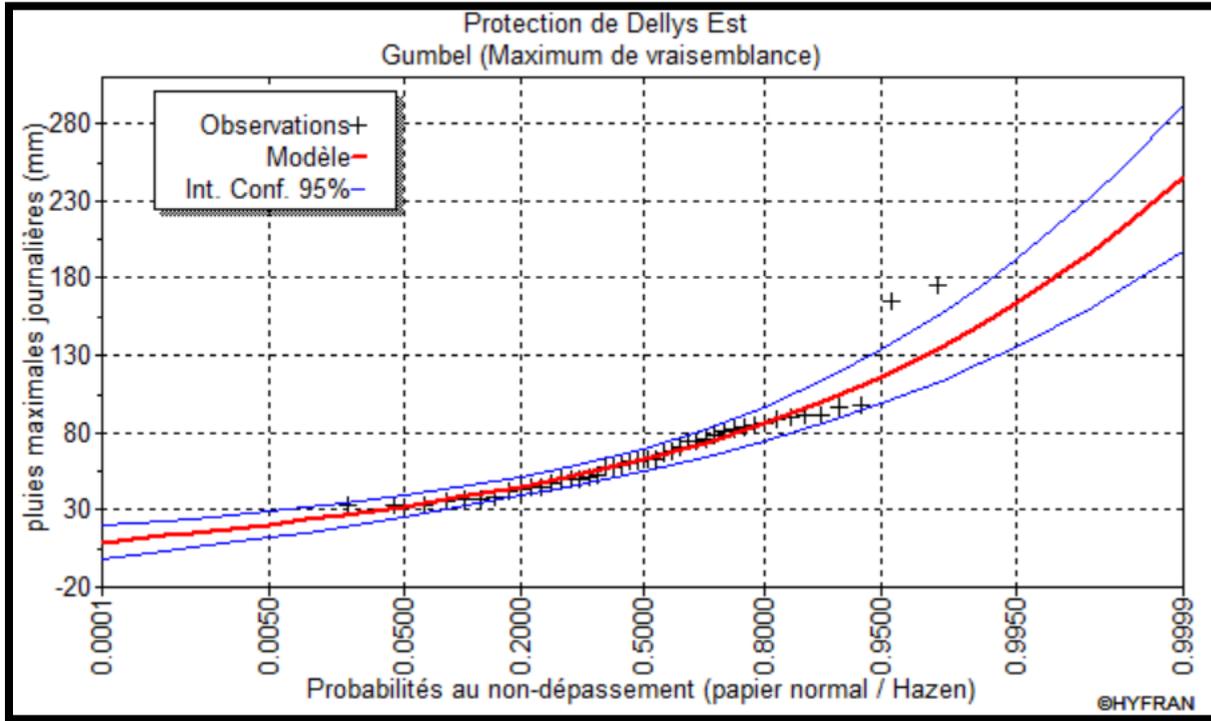


Figure 0-III Représentation graphique de l'ajustement à la loi de Gumbel

- Les résultats de l'ajustement :

Tableau II.5 : Quantiles théoriques de Gumbel

Période de retour	Fréquence	Valeurs théoriques	Ecart-type
T (ans)	q	X_t (mm)	σ
100	0.99	150	12.7
50	0.98	135	11.1
20	0.95	116	8.88
10	0.90	101	7.25
5	0.80	85.8	5.63

I.III.III Ajustement à la loi de GEV (Distribution des valeurs extrêmes généralisées)

La loi des extrêmes généralisée (GEV) est une loi à trois paramètres qui peut être grossièrement considérée comme une généralisation de la loi de Gumbel.

La fonction de répartition est donnée comme suit :

$$F(x) = \exp \left[- \left(1 - c \frac{x-a}{b} \right)^{\frac{1}{c}} \right] \tag{II.8}$$

a : Paramètre de position ;

b : Paramètre de dispersion ;

c : Paramètre de forme.

- Les résultats de l'ajustement :

Tableau 0-V Quantiles théoriques de GEV

Période de retour	Fréquence	Valeurs théoriques	Ecart-type
T (ans)	q	X_t (mm)	σ
100	0.99	181	40.6
50	0.98	155	27.9
20	0.95	125	16.1
10	0.90	104	10.3
5	0.80	85.1	6.51

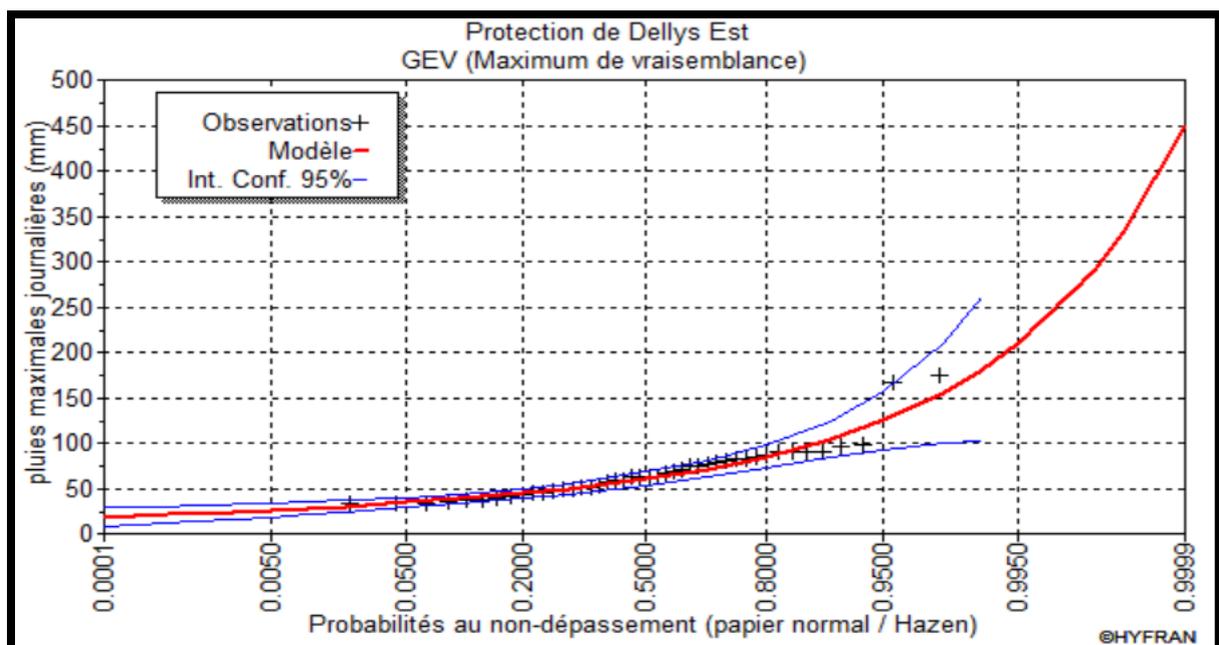


Figure 0-IV Représentation graphique de l'ajustement à la loi GEV

I.III.IV Le test d'adéquation :

Lorsqu'on a procédé à un ajustement d'une loi de probabilité théorique, le problème qui se pose est de savoir si cette loi s'adapte adéquatement. L'examen graphique ne peut suffire, il faut pouvoir tester par le calcul la qualité de l'ajustement réalisé. Ce test d'adéquation

consiste à prendre une règle de décision concernant la validité d'une hypothèse relative à l'accord global d'une distribution théorique spécifique à priori ou ajustée sur les observations.

I.III.V Test d'adéquation du χ^2 (Pearson) :

Afin de trancher sur la loi à choisir on va comparer les variables, $\chi^2_{\text{Théorique}}$ et $\chi^2_{\text{calculé}}$ à un risque $\alpha = 5\%$ autrement dit à un seuil de signification de 95% et un nombre degré de liberté γ

Tableau 0-III Résultats du Test de χ^2

Lois statistiques	Degré de liberté γ	$\chi^2_{\text{calculé}}$	$\chi^2_{\text{Théorique}}$	Observations	Remarques
Gumbel	6	6.73	12.592	$\chi^2_{\text{calculé}} < \chi^2_{\text{théorique}}$	Ajustement valide
Log-normale	5	10.00	11.07	$\chi^2_{\text{calculé}} < \chi^2_{\text{théorique}}$	Ajustement valide
GEV	5	10.00	11.07	$\chi^2_{\text{calculé}} < \chi^2_{\text{théorique}}$	Ajustement valide

Remarque :

On remarque que les trois lois d'ajustement sont adéquates.

I.III.VI Le Test visuel :

D'après les graphes représentés dans les figures (II2, II3, II4), on voit des valeurs négatives dans l'intervalle de confiance de la loi de Gumbel ce qui n'a aucune signification physique. Pour les lois de log-normal et GEV, on peut conclure que la pluie maximale journalière suit la loi de GEV tous les points de la loi sont plus proche de la droite d'ajustement théorique que le nuage des points ajusté par loi log-normal.

On prendra donc les quantiles calculés par la loi de GEV :

Tableau 0-IVII : Calcul des quantiles

T (ans)	F	Quantiles (mm)
5	0.8	85.1
10	0.9	104.0
20	0.95	125.0
50	0.98	155.0
100	0.99	181.0

I.IV Pluies de courte durée

Pour une période donnée la quantité de pluie tombée dans un temps donnée "t" est donnée par la formule de Body (ANRH 1984) :

$$P_{ct} = P_{\max j} \left(\frac{t}{24} \right)^b \quad (\text{II.10})$$

Avec :

t : durée de l'averse.

b : exposant climatique (**b = 0.37**, selon l'ANRH).

Les intensités maximales de période t (h) et période de retour T=100 (ans) sont calculées par la relation :

$$I_t = \frac{P_{ct}}{t} \quad (\text{II.11})$$

Avec :

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

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

D'où :

P : Pluies de courte durée (mm).

I : Intensité maximale (mm/h).

Tableau 0-VIII: Pluies et intensités de courtes durées

Quantiles	181		155		125		104		85.1	
T(années)	100		50		20		10		5	
Durée(h)	Pct(mm)	It(mm/h)								
0.25	33.44	133.75	28.63	114.54	23.09	92.37	19.21	76.85	15.72	62.89
1	55.85	55.85	47.82	47.82	38.57	38.57	32.09	32.09	26.26	26.26
2	72.17	36.09	61.81	30.90	49.84	24.92	41.47	20.74	33.93	16.97
3	83.86	27.95	71.81	23.94	57.91	19.30	48.18	16.06	39.43	13.14
4	93.27	23.32	79.88	19.97	64.42	16.10	53.59	13.40	43.85	10.96
5	101.30	20.26	86.75	17.35	69.96	13.99	58.21	11.64	47.63	9.53
6	108.37	18.06	92.80	15.47	74.84	12.47	62.27	10.38	50.95	8.49
7	114.73	16.39	98.25	14.04	79.24	11.32	65.92	9.42	53.94	7.71
8	120.54	15.07	103.23	12.90	83.25	10.41	69.26	8.66	56.68	7.08
9	125.91	13.99	107.83	11.98	86.96	9.66	72.35	8.04	59.20	6.58
10	130.92	13.09	112.11	11.21	90.41	9.04	75.22	7.52	61.55	6.16
11	135.62	12.33	116.14	10.56	93.66	8.51	77.92	7.08	63.76	5.80
12	140.05	11.67	119.94	9.99	96.72	8.06	80.47	6.71	65.85	5.49
13	144.26	11.10	123.54	9.50	99.63	7.66	82.89	6.38	67.83	5.22
14	148.27	10.59	126.98	9.07	102.40	7.31	85.20	6.09	69.71	4.98
15	152.11	10.14	130.26	8.68	105.05	7.00	87.40	5.83	71.52	4.77
16	155.78	9.74	133.41	8.34	107.59	6.72	89.51	5.59	73.24	4.58
17	159.32	9.37	136.43	8.03	110.03	6.47	91.54	5.38	74.91	4.41
18	162.72	9.04	139.35	7.74	112.38	6.24	93.50	5.19	76.51	4.25
19	166.01	8.74	142.16	7.48	114.65	6.03	95.39	5.02	78.05	4.11
20	169.19	8.46	144.89	7.24	116.85	5.84	97.22	4.86	79.55	3.98
21	172.27	8.20	147.53	7.03	118.97	5.67	98.99	4.71	81.00	3.86
22	175.27	7.97	150.09	6.82	121.04	5.50	100.71	4.58	82.40	3.75
23	178.17	7.75	152.58	6.63	123.05	5.35	102.38	4.45	83.77	3.64
24	181.00	7.54	155.00	6.46	125.00	5.21	104.00	4.33	85.10	3.55

I.IV.I Calcul de l'intensité de pluie de courte durée :

Pour le calcul de l'intensité moyenne de précipitation ; nous utilisons la formule de Montana :

$$I_t(t_c)(p\%) = I_{24}(p\%)\left(\frac{t_c}{24}\right)^{(b-1)} \quad \text{(II.12)}$$

Pour une averse de fréquence (p%) :

I₂₄ (p%) : Intensité moyenne de précipitation pour une journée de fréquence (p%) donnée

t : Durée de l'averse en heures.

b : Exposant climatique de la région (b = 0.37) qui est donné par l'ANRH.

Pour l'estimation de l'intensité moyenne des précipitations, nous admettons qu'une averse ayant lieu une fois tous les 10 ans ; durant son temps de concentration. Nous aurons donc :

$$I_t(tc)(10\%) = I_{24}(10\%)\left(\frac{tc}{24}\right)^{(b-1)} \quad \text{(II.13)}$$

D'après la loi de Galton on a :

$$P_{24}(10\%) = 104 \text{ mm}$$

$$I_t(10\text{min})(10\%) = \frac{104}{24} \left(\frac{0.17}{24}\right)^{(0.37-1)} \quad I_t(10\text{min})(10\%) = 97.99 \text{ mm/h}$$

Pour l'estimation de l'intensité moyenne des précipitations pour un cours d'eau, nous admettons qu'une averse ayant lieu une fois tous les 50 ans ; durant son temps de concentration, peut-être la valeur optimale. Nous aurons donc :

$$I_t(tc)(2\%) = I_{24}(2\%)\left(\frac{tc}{24}\right)^{(b-1)}$$

D'après la loi de Galton on a :

$$P_{24}(2\%) = 146 \text{ mm}$$

$$I_t(10\text{min})(2\%) = \frac{155}{24} \left(\frac{0.17}{24}\right)^{(0.37-1)} \quad I_t(8\text{min}) = 146.04 \text{ mm/h}$$

Pour l'estimation de l'intensité moyenne des précipitations pour un cours d'eau, nous admettons qu'une averse ayant lieu une fois tous les 100 ans ; durant son temps de concentration, peut-être la valeur optimale. Nous aurons donc :

$$I_t(tc)(1\%) = I_{24}(1\%) \left(\frac{tc}{24}\right)^{(b-1)}$$

D'après la loi de Galton on a :

$$P_{24}(1\%) = 181 \text{ mm}$$

$$I_t(10\text{min})(1\%) = \frac{181}{24} \left(\frac{0.17}{24}\right)^{(0.37-1)} \quad I_t(8\text{min}) = 170.54 \text{ mm/h}$$

Tableau 0-IX: Intensité moyenne de précipitation

Fréquence %	1%	2%	10%
Période de retour	100 ans	50 ans	10 ans
I_{tc} (mm/h)			
	170.54	146.02	97.99

L'étude de la série pluviométrique de notre zone d'étude montre qu'elle s'ajuste très bien à la loi des extrême généralisée GEV. Ainsi elle nous a permis de calculer les pluies et les intensités de courtes durées pour les différentes périodes de retours

I.V Estimation des débits de crues des cours d'eau

La problématique pose principalement sur l'évacuation des débits des crues exceptionnelles en conjonction avec des autres facteurs qui contribuent à augmenter les risques. Ces facteurs sont :

- Urbanisation anarchique implantée sur les lits de oued et sur le réseau hydrographique du bassin versant,
- Couvert végétal dense dans le lit de oued,
- érosion des berges,
- manque d'opérations de curage et de nettoyage du cours d'eau,
- pluies généralement brèves et torrentielles.

Les techniques utilisées pour l'estimation des débits de crues de différents temps de retour dépendent pour une grande part des données disponibles (morphologiques, pluviométriques, occupation du sol, etc.). Dans notre travail, on a opté de travailler avec trois approches

différentes et de choisir celle qui conviendra le mieux à notre contexte. Les méthodes utilisées sont les suivantes :

- Formule de Turazza
- Méthode de Sokolovsky
- Méthode Superficielle de Caquot

I.V.I Formule de Turazza :

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

$$Q_{\max, P\%} = \frac{C \cdot \bar{i}_{tc} \cdot S}{3.6} \quad (\text{II.14})$$

\bar{i}_{tc} : Intensité moyenne maximale des précipitations pendant une durée égale au temps de concentration en mm/h. Ce paramètre est calculé dans le Tableau II.10.

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

S : Aire de bassin versant en km²

Cette formule est bien adaptée pour les cas d'études sur les petits bassins (de même que pour des réseaux d'assainissement urbains ou ruraux). La notion de fréquence (ou encore de période de retour) du débit de crue apparaît implicitement dans cette formule. En effet, on suppose ici que la fréquence du débit déterminé est égale à celle de la pluie maximale observée sur une durée équivalente au temps de concentration. C'est pourquoi l'on dit qu'il s'agit en fait d'une formule de type rationnelle,

Tableau 0-X valeur de coefficient de ruissellement C

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

Tableau 0. XI Résultats de calcul de débit de crue par la formule de Turazza

T (ans)	I _{tc} (mm/h)	Q _{max,p%} (m ³ /s)
10	97.99	8.59
50	146.02	14.93
100	170.54	17.44

I.V.II Méthode de Sokolovsky :

Il considère que l'hydrogramme de crue présente deux branches de courbe : l'une pour la montée et l'autre pour la décrue. Modélisé par les équations suivantes :

Pour la montée :

$$Q_m = Q_{\max p\%} \left(\frac{t}{t_m} \right)^n \quad (\text{II.15})$$

Pour la descente :

$$Q_d = Q_{\max p\%} \left(\frac{t_d - t}{t_m} \right)^m \quad (\text{II.16})$$

t_m : Temps de montée pris égal au temps de concentration du bassin versant ;

t_d : Temps de descente ;

Avec n=2 et m= 3 ;

Le débit maximal probable Q_{max p%} est donné par la formule de Sokolovsky :

$$Q_{\max p\%} = 0.28 \frac{(P_{p\%,t_c} - H_0) \alpha_{p\%} S f}{t_c} \quad (\text{II.17})$$

H₀ : Pertes initiales en (mm) ;

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

S : Surface du bassin versant en km² ;

F : Coefficient de forme de la crue ;

t_c : Temps de concentration du bassin versant en h ;

P_{p%, t_c} : Précipitation en (mm) de probabilité p% correspondant une durée t_c ;

0.28 : Coefficient de changement d'unité ;

Le coefficient f peut être calculé par la formule :

$$f = \frac{12}{4+3\gamma} \quad (\text{II.18})$$

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

Pour des petits bassins non boisés, sol peu perméable, on a $\gamma = 2 : 2.5$;

Pour des bassins versant boisés, sol peu perméable, on a $\gamma = 3 : 4$;

Le temps de base $T_b = t_m + t_d$ avec $t_d = \gamma t_m$;

$$\alpha = \frac{\sqrt{P_{p\%,t_c} - H_0}}{\sqrt{P_{p\%,t_c} + H_0}} \quad (\text{II.19})$$

Dans notre cas, nous avons plusieurs petits sous bassins, pour lesquels on appliquera la formule précédente en prenant :

- Le déficit initial $H_0 = 7 \text{ mm}$ (au Nord de l'Algérie)
- Le coefficient $\gamma = 2$ bassin $< 50 \text{ km}^2$
- Le temps de concentration calculé par la formule de Kirpich.
- Les pluies de périodes de retour 100, 50 et 10 ans.
- $t_m = t_c = 0.17$
- $t_d = 0.34$
- $t_b = 0.51$

Les résultats sont résumés dans les deux tableaux suivants :

Tableau 0-XII Détermination du débit maximal probable pour différentes périodes de retours :

	Période de retour (ans)								
	100			50			10		
Bassin versant	$P_{p\%,t_c} - H_0$ (mm)	$\alpha_{p\%}$	$Q_{\max,p\%}$ (m /s)	$P_{p\%,t_c} - H_0$ (mm)	$\alpha_{p\%}$	$Q_{\max,p\%}$ (m /s)	$P_{p\%,t_c} - H_0$ (mm)	$\alpha_{p\%}$	$Q_{\max,p\%}$ (m /s)
Elkhandak	23	0.34	8.16	17.83	0.31	5.68	9.66	0.21	2.14

Tableau 0-VI Débits de crues (Oued Elkhandak)

T (heure)	Période de retour (ans)		
	100	50	10
0	0	0	0
0.034	0.3264	0.2272	0.0856
0.068	1.3056	0.9088	0.3424
0.102	2.9376	2.0448	0.7704
0.136	5.2224	3.6352	1.3696
0.17	8.16	5.68	2.14
0.204	0.52224	0.36352	0.13696
0.238	0.22032	0.15336	0.05778
0.272	0.06528	0.04544	0.01712
0.306	0.00816	0.00568	0.00214
0.34	0	0	0

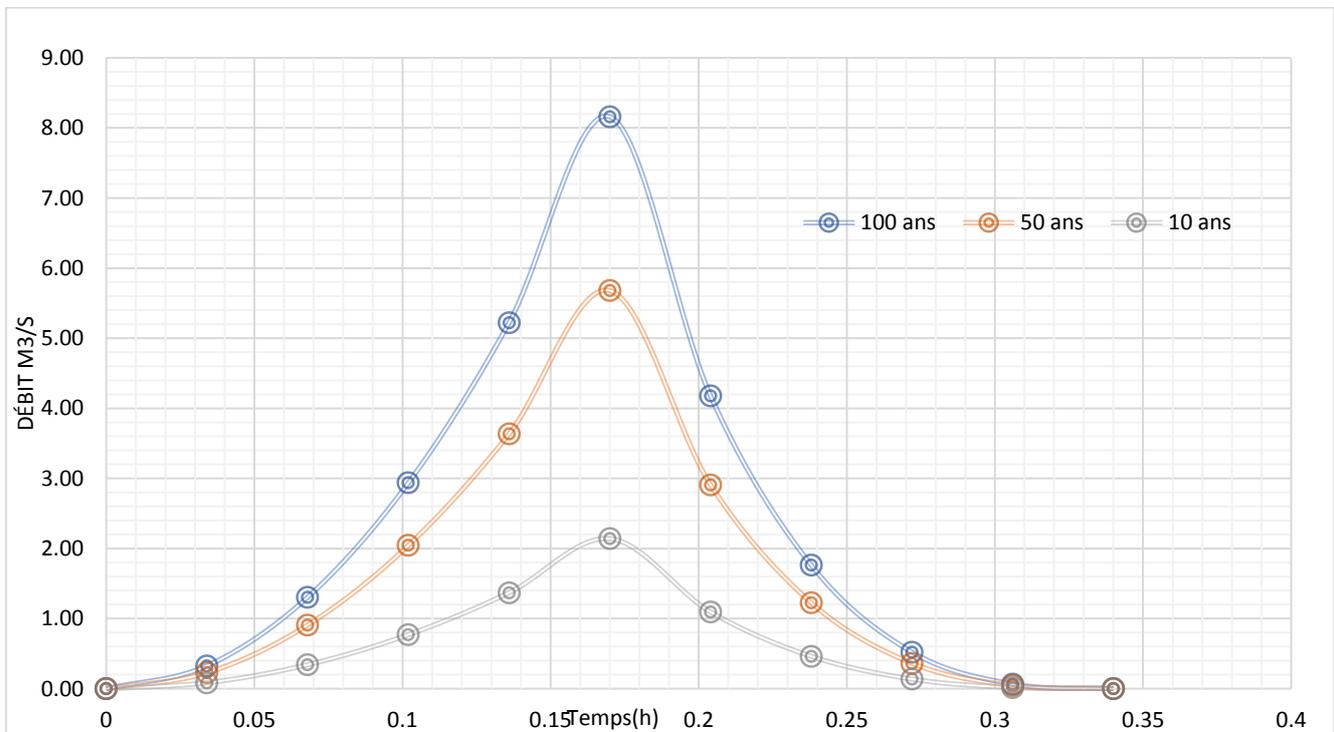


Figure 0-V Débits de crues (Oued Elkhandak)

I.V.III Méthode Superficielle de Caquot :

Ce modèle établit le bilan hydraulique du débit Q précipité sur le bassin versant urbanisé (Caquot, 1949) pour une fréquence F donnée. Les études les plus récentes, confirmées par des vérifications expérimentales, ont permis de fixer la valeur numérique des coefficients de cette expression.

La formule superficielle du débit de fréquence de dépassement F prend l'aspect suivant :

$$Q_f = K^{\frac{1}{U}} \times I^{\frac{V}{U}} \times C^{\frac{1}{U}} \times A^{\frac{W}{U}} \quad (\text{II.20})$$

Avec :

$Q(f)$: débit pluvial en (m^3 / s).

I : pente moyenne du collecteur du sous bassin considéré (m / m).

C : coefficient de ruissellement.

A : surface du bassin considéré (ha).

Les paramètres de la relation :

- ✓ K : coefficient d'expression : $K = \frac{0.5^{b(f)} \times a(f)}{6.6}$
- ✓ U : coefficient d'expression : $1 + 0,287 \cdot b(f)$.
- ✓ V : coefficient d'expression : $- 0,41 \cdot b(f)$.
- ✓ W : coefficient d'expression : $0,95 + (0,507 \cdot b(f))$.

La formule de Caquot est donnée pour $M=2$ et pour des valeurs de $M \neq 2$, le débit de pointe donné par la formule doit être corrigé par m .

$$Q_p \text{ corrigé} = m \cdot Q_p \text{ brute} \quad (\text{II.21})$$

m : coefficient d'influence donnée par l'expression qui suit :

$$m = \left(\frac{M}{2}\right)^{0.7b(f)} \quad (\text{II.22})$$

M : coefficient d'allongement $M = \frac{L}{\sqrt{A}} \geq 0.8$

L : longueur des plus longs parcours hydraulique en (m).

A : surface du bassin considéré en (m²).

Pour $M \geq 0.8$, les valeurs de m représenté dans le tableau suivant :

Tableau 0-XII. Valeurs de coefficient de correction du débit [2]

$M = \frac{L}{\sqrt{A}}$	1	1.25	1.5	2	2.5	3	4
M	1.5	1.3	1.2	1	0.9	0.8	0.67

Pour les zones fortement urbanisées, le débit trouvé pour la période décennale sert de base pour la détermination des débits pluviaux correspondant aux périodes de retour supérieures en multipliant le premier par un coefficient correctif « m ».

Quelques formules de la méthode superficielle :

$$T= 10 \text{ ans} \implies Q = 1.430 \times I^{0.29} \times C^{1.2} \times A^{0.78}$$

$$T= 5 \text{ ans} \implies Q = 1.192 \times I^{0.3} \times C^{1.25} \times A^{0.78}$$

$$T= 2 \text{ ans} \implies Q = 0.834 \times I^{0.31} \times C^{1.22} \times A^{0.77}$$

$$T= 1 \text{ ans} \implies Q = 0.682 \times I^{0.31} \times C^{1.23} \times A^{0.77}$$

Le débit qu'on trouve dans la période décennale utilisé pour la détermination des débits pluviaux au période de retour supérieur, en multipliant ce débit par un coefficient correctif n :

n= 1.25 pour T= 20 ans

n= 1.6 pour T= 50 ans

n= 2 pour T= 100 ans

1.1. Validité de la méthode superficielle :

Elle est valable pour les limites d'application suivantes :

- Une superficie totale < 200 ha
- Le coefficient de ruissellement ($0.2 < Cr < 1$)
- Le coefficient d'allongement ($M > 0.8$)

Dans notre cas on a :

$$S= 52.6 \text{ ha} < 200 \text{ ha} \dots\dots(1)$$

$$M=2 > 0.8 \dots\dots(2)$$

Coefficient de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation :

Le coefficient de ruissellement augmente avec l'accroissement de la population car on aura une augmentation de la surface couverte par rapport à celle perméable. Ce qui donne un ruissellement important

Tableau 0-XIII : Coefficients de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation

Catégorie d'urbanisation	Cr
Habitations très denses	0.90
Habitations denses	0.60-0.70
Habitations moins denses	0.40-0.50
Quartiers résidentiels	0.20-0.30
Square – garde – prairie	0.05-0.20

Source : guide d'assainissement de Guerre et Gomella

On a une habitation dense dans notre bassins versant pour cela on prend

$$Cr = 0.6 \dots\dots (3)$$

D'après (1), (2) et (3) la méthode superficielle est validée pour les deux bassins versant.

Tableau 0-XIV Résultats de calcul de débit de crue par la formule superficielle

Période de retour (ans)	Q _f (m ³ /s)
10 ans	10.51
50 ans	16.82
100 ans	21.02

Les débits de crues de bassin versant étudié par les différentes formules dans le Tableau II.XV

Tableau 0-XV Débits de crues de oued Elkhandak

Période de retour	Formule de Turazza	Formule Superficielle	Formule de Sokolovsky
Ans	m ³ /s	m ³ /s	m ³ /s
10	8.59	10.51	2.14
50	14.93	16.82	5.68
100	17.44	21.02	8.16

I.V.IV Choix de la méthode de calcul :

En tenant compte les résultats obtenus par les méthodes Turazza, Sokolovsky et Superficielle, on choisit ce dernier, car on voit bien une variabilité plus ou moins importante entre les trois formules, selon la règle générale qui préside au choix de l'ampleur de la crue de projet consiste à réduire le risque d'inondation (menace pour des vies humaines), on cherche à s'assurer du maximum de protection et on adopte habituellement comme crue de projet la crue maximale probable.

Conclusion :

Dans ce chapitre on a déterminé le modèle fréquentiel le plus adéquat pour notre série pluviométrique présenté par la loi GEV. Ensuite, nous avons estimé les débits des crues par différentes méthodes afin de choisir un résultat représentatif qui est la méthode superficielle. A la fin, on a établi les hydrogrammes des crues pour voir l'évolution des crues dans le temps. Cette évaluation permis de fixer les valeurs des crues qui traversent la zone d'étude qui nous permettront de faire le dimensionnement et le calcul hydraulique des ouvrages de protection contre les risques des inondations pour la ville de Dellys

Etude des variantes d'aménagement

Introduction :

Dans ce chapitre, différentes variantes d'aménagements seront proposées sur la base des résultats obtenus à partir des chapitres précédents et en fonction de l'analyse de notre zone d'étude afin de rétablir les disfonctionnements observés au niveau du cours d'eau.

Avant de proposer les différentes variantes d'aménagement qu'il faut qu'on présente l'état actuel d'Oued Elkhandak.

I.I Description détaillée de cours d'eau :

Oued Elkhandak se présente comme un oued très important, vu qu'il traverse le centre-ville de Dellys en passant par des ouvrages très importants. Les quantités d'eau qui peuvent affluer sont considérables, vu que ce cours d'eau traverse un bassin versant dont le relief topographique, est très accidenté. Il est donc très important à signaler que cet Oued constitue un vrai danger, et expose la zone traversée au risque d'inondation, surtout avec l'incapacité de la section du canal qui remplace l'oued pour évacuer les crues exceptionnelles.



Figure 0-1 Etat actuel d'Oued Elkhandak (APC Dellys)

I.II Généralités sur les écoulements

I.II.I Ecoulement à surface libre :

Il est défini comme un écoulement de liquide avec une surface qui est en contact avec l'air libre. La pression atmosphérique, ce cas d'écoulement se fait sous l'action de la force de gravité à cause de l'existence de la pente.

I.II.II Canaux à ciel ouvert :

On appelle canal, un système de transport dans lequel l'eau s'écoule et dont la surface libre est soumise à la pression atmosphérique. Le profil de meilleure conductivité est le profil qui véhicule le débit maximum. Pour un canal de pente " i " et de coefficient de rugosité " n ",

La section qui véhicule le débit maximum est celle où le rayon hydraulique est maximum, et la section est minimale.

I.II.III Différents types de Canaux

On distingue deux catégories de canaux :

- 1) Canaux naturels,
- 2) Canaux artificiels,

I.II.IV Les canaux naturels

Ce sont les cours d'eau qui existent naturellement sur (ou sous) terre ; tels que les ruisselets, torrents, rivières, fleuves et estuaires. Les propriétés géométriques et hydrauliques des canaux naturels sont généralement assez irrégulières. L'application de la théorie hydraulique ne donne que des résultats approximatifs obtenus moyennant certaines hypothèses.

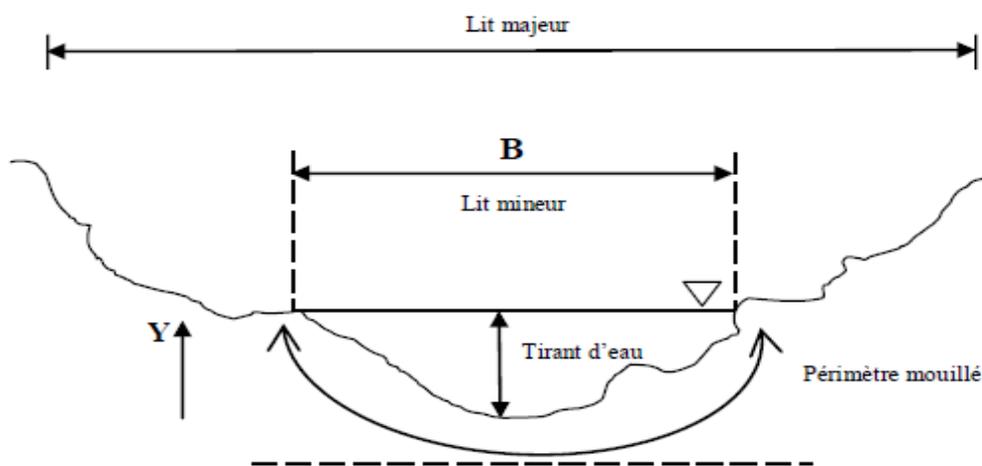


Figure 0-II Canal naturel

Section d'écoulement (ou section mouillée) S_m

Partie de la section du canal limitée par les parois et la surface libre.

- **Périmètre mouillé P_m**

Longueur de la surface d'écoulement en contact avec le lit (fond + berges), c'est-à-dire le périmètre de la section d'écoulement moins la largeur au miroir.

- **Largeur au miroir B**

Largeur de la section d'écoulement au niveau de la surface libre. La pression du fluide à cette interface est égale à celle de l'atmosphère.

- **Tirant d'eau**

Profondeur maximale d'une section d'écoulement ;

Les canaux artificiels

Ce sont des cours d'eau réalisés par l'homme sur (ou sous) terre tels que : les canaux découverts construits au ras du sol (canaux de navigation, d'adduction et d'évacuation, d'irrigation et de drainage) ou les canaux couverts dans lesquels les liquides ne remplissent pas toute la section (tunnels hydrauliques, aqueducs, drains, égouts). Les propriétés hydrauliques des canaux artificiels sont généralement assez régulières. L'application de la théorie hydraulique donne souvent des résultats satisfaisants.

I.III Types d'écoulements**I.III.I Variabilité dans le temps**

- **Écoulement permanent**

On dit un écoulement permanent si les paramètres suivants : vitesse, débit et profondeur restent invariables dans le temps en grandeur et en direction.

C'est à dire :

$$\frac{\partial v}{\partial t} = \frac{\partial Q}{\partial t} = \frac{\partial h}{\partial t} = \frac{\partial u}{\partial t} = 0 \quad (\text{III.1})$$

- **Écoulement non permanent**

On dit un écoulement permanent lorsque les paramètres suivants : vitesse, débit et profondeur se varient dans le temps en grandeur et en direction.

C'est à dire :

$$\frac{\partial v}{\partial t} \neq \frac{\partial Q}{\partial t} \neq \frac{\partial h}{\partial t} \neq \frac{\partial u}{\partial t} \neq 0 \quad (\text{III.2})$$

I.III.II Variabilité dans l'espace

L'écoulement est dit uniforme si les propriétés de l'écoulement restent invariables dans les diverses sections du canal. Ce qui convient à dire que la ligne de la pente du canal est parallèle à la surface libre de l'eau. $J_f = J_w$.

Lorsque les propriétés de l'écoulement varient graduellement, la profondeur et la vitesse entre deux sections ne changent que lentement. On peut donc admettre que l'écoulement est quasi uniforme le long d'un petit tronçon.

I.III.III Les régimes d'écoulement

L'écoulement d'un fluide dans un canal à surface libre engendre des forces d'inerties, de gravités et de frottements (viscosité et rugosité).

Les équations réduites du mouvement font intervenir des coefficients ou des nombres adimensionnels qui définissent les différents régimes d'écoulement :

✓ **Le nombre de Reynolds :** (Degoutte, 2006)

C'est le rapport des forces de frottements et les forces d'inerties et qui permet le classement des écoulements comme suit :

- | | |
|--|---|
| <input type="checkbox"/> $Re < 500$ | <input type="checkbox"/> Ecoulement laminaire |
| <input type="checkbox"/> $Re > 2000$ | <input type="checkbox"/> Ecoulement turbulent |
| <input type="checkbox"/> $500 < Re < 2000$ | <input type="checkbox"/> Ecoulement transitoire |

Dans la pratique, on ne rencontre en générale que les écoulements turbulents, souvent rugueux.

✓ **Le nombre de Froude**

C'est le rapport entre les forces de pesanteur et les forces d'inerties. Et qui permet le classement des écoulements comme suit :

- | | |
|-----------------------------------|--|
| <input type="checkbox"/> $Fr < 1$ | <input type="checkbox"/> Ecoulement fluvial |
| <input type="checkbox"/> $Fr > 1$ | <input type="checkbox"/> Ecoulement torrentiel |
| <input type="checkbox"/> $Fr = 1$ | <input type="checkbox"/> Ecoulement critique |

Par conséquent, la combinaison des nombres de Reynolds et Froude donne quatre régimes d'écoulement :

- Fr < 1 et Re < 500
- Fr < 1 et Re > 2000
- Fr > 1 et Re < 500
- Fr > 1 et Re > 2000

- Ecoulement fluvial laminaire
- Ecoulement fluvial turbulent
- Ecoulement torrentiel laminaire
- Ecoulement torrentiel turbulent

Régime uniforme

Un écoulement est uniforme si les paramètres suivants : vitesse, pente, rugosité, profondeur et section restent invariables dans l'espace.

C'est à dire :

$$\frac{\partial v}{\partial x} = \frac{\partial i}{\partial x} = \frac{\partial h}{\partial t} = \frac{\partial s}{\partial x} = 0 \quad (\text{III.3})$$

Régime non uniforme

Un écoulement est non uniforme si les paramètres suivants : vitesse, pente, rugosité, profondeur et section se varient dans l'espace.

C'est à dire :

$$\frac{\partial v}{\partial x} \neq \frac{\partial i}{\partial x} \neq \frac{\partial h}{\partial t} \neq \frac{\partial s}{\partial x} \neq 0 \quad (\text{III.4})$$

I.IV Principe d'aménagement :

Les différents types d'aménagements envisageables :

Curage :

Qui permet une nette amélioration des conditions d'écoulement suite d'élimination de tous les obstacles et les dépôts entravant l'écoulement des eaux dans le cours d'eau pour diminuer la rugosité et accroître la débitante.

Recalibrage :

Qui permet d'élargir et d'approfondir les sections des cours d'eau pour augmenter leur capacité d'évacuation des eaux et assurer une section mouillée répondant aux critères de protections désirées.

Réalisation des canaux :

Permet de régénérer le couloir initial de l'oued. Cette solution est indispensable dans le cas où le lit de l'oued et son domaine hydraulique ont été complètement occupé des bâtiments ou par la voirie.

Protection des berges :

Qui comprend tout ouvrage visant à maintenir la stabilité des terres en dépit de l'action de l'eau. Les berges sont en effet attaquées par des courants perturbateurs générés par les crues. De même, les terres glissent par suite de l'infiltration de l'eau après le retrait de la crue. La protection des berges est également nécessaire au voisinage de certains ouvrages tels que les ponts.

Création des canaux périphériques :

De dérivation des eaux vers les oueds permettant de les restituer vers des zones situées en dehors des aires à protéger. Cette déviation pourrait concerner une partie ou la totalité des eaux d'un oued vers un autre.

I.V Dimensionnement des canaux

L'écoulement véritablement uniforme est très rare dans les canaux naturels et assez rare dans les canaux artificiels. Bien qu'il soit rare, on l'utilise souvent comme écoulement standard pour l'étude de base pour tous les autres types d'écoulement. (*Graf Altinakar, 2000*)

I.V.I Les formules de calcul

- **La formule de Chézy**

La vitesse moyenne du courant sous la forme suivante :

$$V = C \times \sqrt{R \times I} \quad (\text{III.5})$$

En utilisant la relation suivante : $Q = V \times S$ on obtient :

$$Q = C \times S \times \sqrt{R \times I} \quad (\text{III.6})$$

Avec :

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

S : section mouille (m^2) ;

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

I : pente de fond du canal (mm/mm) ;

- **La formule de MANNING-STRICKLER**

C'est la formule la plus utilisée, appelée en bref la formule de Manning.

$$Q = K \times S \times R_h^{2/3} \times I^{1/2} \quad (\text{III.7})$$

Avec

K : coefficient de rugosité de STRICKLER, dépend de la nature du matériau du canal et $n = 1/K$ ($\text{m}^{-1/3} \text{s}$);

- **Formule de BAZIN**

$$c = \frac{87}{1 + \frac{m_b}{\sqrt{R_h}}} \quad (\text{III.8})$$

m_b : Coefficient de BAZIN.

m_b : il est entre 0,06 et 1.75 $\text{m}^{1/2}$

Dans notre dimensionnement, on utilisera la formule de Manning-Strickler

La formule utilisée pour le dimensionnement est celle de Manning Strickler, elle donnée par

la relation suivante :

$$Q = \frac{1}{n} R_h S_m \sqrt{I} \quad (\text{III.9})$$

Où les différents paramètres sont :

Q : débit de dimensionnement (m^3/s).

n : rugosité du canal.

S_m : section mouillée du canal en (m^2).

I : pente du tronçon de cours d'eau (pente du fond) en (m/m).

R_h : rayon hydraulique en (m) tel que :

$$R_h = \frac{S_m}{P_m} \quad (\text{III.10})$$

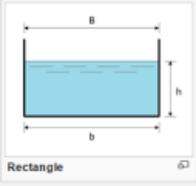
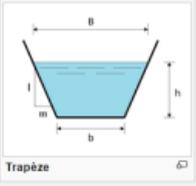
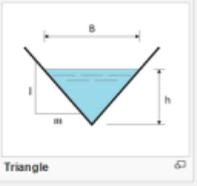
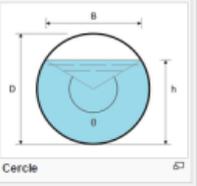
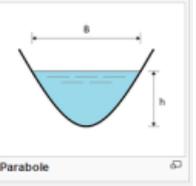
					
Largeur, B	b	$b + 2 \times mh$	$2 \times mh$	$(\sin \frac{\theta}{2}) \cdot D$ ou $2\sqrt{h \cdot (D - h)}$	$\frac{3S}{2h}$
Surface, S	$b \times h$	$(b + mh) \cdot h$	$m \times h^2$	$\frac{1}{8}(\theta - \sin \theta) \cdot D^2$	$\frac{2}{3}Bh$
Périmètre mouillé, P	$b + 2h$	$b + 2 \cdot h \cdot \sqrt{1 + m^2}$	$2h \cdot \sqrt{1 + m^2}$	$\frac{1}{2} \theta \cdot D$	$B + \frac{8h^2}{3}$
Rayon hydraulique, R_h	$\frac{bh}{b + 2h}$	$\frac{(b + mh) \cdot h}{b + 2h \cdot \sqrt{1 + m^2}}$	$\frac{mh}{2 \cdot \sqrt{1 + m^2}}$	$\frac{1}{4} \left[1 - \frac{\sin \theta}{\theta} \right] D$	$\frac{2B^2h}{3B^2 + 8h^2}$
Profondeur hydraulique, D_h	h	$\frac{(b + mh)h}{b + 2 \times mh}$	$\frac{1}{2}h$	$\left[\frac{\theta - \sin \theta}{\theta} \right] D$	$\frac{2}{3}h$

Figure 0-III Eléments géométriques pour des sections ouvertes diverses (Guy B. Fasken)

Choix des paramètres de dimensionnement :

- **Estimation de la rugosité n de Manning**

Les valeurs de la rugosité choisit sont généralement considérées biaisées (avec une certaine marge d'erreur). Le choix d'une valeur de n est considéré comme un art plutôt qu'une science et il n'existe pas une règle solide et précise permettant de définir ce paramètre avec exactitude.

Le coefficient de rugosité « n » est influencé par plusieurs facteurs dont voici une description sommaire :

Rugosité du lit et des parois :

La granulométrie du lit du cours d'eau ou de son périmètre mouillé influence le coefficient de rugosité. Plus la granulométrie est grossière, plus la rugosité est élevée.

Irrégularités dans le lit :

Les irrégularités dans le fond du cours d'eau telles que les dépressions, les lames de sable occasionnées par l'envasement, l'ensablement ou de l'affouillement dans le cours d'eau. Le matériel transporté dans le fond du cours d'eau par l'écoulement contribue à augmenter la rugosité.

Changement dans la section :

Des changements graduels et peu fréquents dans la section du cours d'eau ont peu d'influence sur la rugosité générale du cours d'eau. Par contre, des changements fréquents et brusques influent sur l'écoulement d'une façon équivalente à une augmentation de la rugosité du cours d'eau.

Obstacles : La présence d'obstacles, tels que les grosses pierres, ponceaux, freinent l'écoulement et amènent une augmentation équivalente de la rugosité.

Végétation : La présence de végétation sur les berges (talus) et dans le fond du cours d'eau accroître la rugosité. Lorsque cette végétation est plus basse que la demi hauteur de l'écoulement.

L'une des méthodes les plus utilisées pour l'estimation de n est celle de Cowan, ce dernier a établi une formule qui prend l'influence de plusieurs paramètres séparément

$$N = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_3 + n_4).m \quad (\text{III.11})$$

Avec

n_0 : Coefficient valable pour un cours d'eau rectiligne ou les parois et le fond sont homogènes ;

n_1 : Traduit l'influence des irrégularités de surface du fond et des parois.

n_2 : Traduit l'influence des variations de la forme et des dimensions de la section mouillée ;

n_3 : Traduit l'influence des obstructions de la section mouillée par des dépôts d'ordures, racines apparentes, souches d'arbres, blocs de pierre ;

n_4 : Traduit l'influence de la végétation ;

m : Ce facteur correctif traduit l'importance des méandres qui peut être estimé par le coefficient de sinuosité.

Les valeurs estimées pour chaque coefficient sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau 0-I Les valeurs estimées pour les différents coefficients

Facteur	Caractéristique	Valeur
n ₀	Terre	0.02
	Roche	0.025
	Gravier	0.024
	Gravier grosse	0.028
n ₁	Parois lisses	0.001
	Parois présentant une légère irrégularité	0.005
	Parois présentant une irrégularité modérée	0.01
	Parois présentant une irrégularité importante	0.02
n ₂	Variations progressives du profil en travers	0.00
	Variations altérées du profil en travers	0.005
	Variations altérées fréquentes du profil en travers	0.001 à 0.0015
n ₃	Obstruction négligeable	0.00
	Obstruction faible	0.01 à 0.015
	Obstruction appréciable	0.03 à 0.04
	Obstruction importante	0.06
n ₄	Végétation faible	0.005 à 0.01
	Végétation modérée	0.01 à 0.025
	Végétation importante	0.025 à 0.05
	Végétation très importante	0.05 à 0.10
m	Influence des méandres modérée	1.00
	Influence des méandres appréciable	1.25
	Influence des méandres importante	1.3

Pour notre étude, on a estimé une valeur moyenne du coefficient de rugosité pour notre cours d'eau, nous prenons le coefficient de Manning égale à

0.045 pour le lit mineur et 0.025 pour les berges gauches et droite.

- **Le débit Q :**

Le choix de la crue de projet est une décision très importante dans l'étude de protection d'une ville contre les eaux de crues qui sont généralement brusques et violentes.

L'aménagement des oueds en Algérie est projeté généralement avec les débits centennaux car les débits centennaux sont l'origine de la majorité des inondations dans notre pays et il existe plusieurs études prouvant ça et l'autre raison c'est l'obligation de mettre l'étude dans le cadre technico-économie.

Donc on prend $Q = 21.02 \text{ m}^3/\text{s}$

I.VI La modélisation de l'écoulement sans aménagement :

I.VI.I Présentation du logiciel HEC-RAS :

HEC-RAS est un logiciel intégré pour l'analyse hydraulique qui permet de simuler les écoulements à surface libre et d'évaluer les débits et hauteurs d'eau sur l'ensemble des sections d'une rivière. Il a été conçu par *Hydrologic Engineering Center's River Analysis System* du *U.S Army Corps of Engineers*. Ce logiciel englobe plusieurs aspects hydrologiques et hydrauliques : analyse du ruissellement des précipitations, hydraulique fluviale, analyse des dommages d'inondation, simulation des écoulements permanents et non permanents, le transport de sédiments, analyse de la qualité d'eau et certaines fonctions facilitant la conception d'ouvrages hydrauliques.

Ce logiciel utilise des équations d'hydrauliques à surface libre (Saint-Venant 1D, Manning-Strickler...) pour le calcul des différents paramètres hydrauliques qui nous permettons d'analyser de la capacité de cours d'eaux (risques de débordement, inondations).

Etapas de simulation par HEC-RAS :

La simulation de l'écoulement d'eau par HEC-RAS passe par les étapes suivantes :

- Création du projet HEC-RAS.
- Préparation des données géométriques de l'Oued.
- Choix des paramètres hydrométriques et conditions aux limites.
- Simulation hydraulique.

Création d'un nouveau projet :

Cette étape consiste à choisir un nom et un titre de projet ainsi que l'emplacement des fichiers.

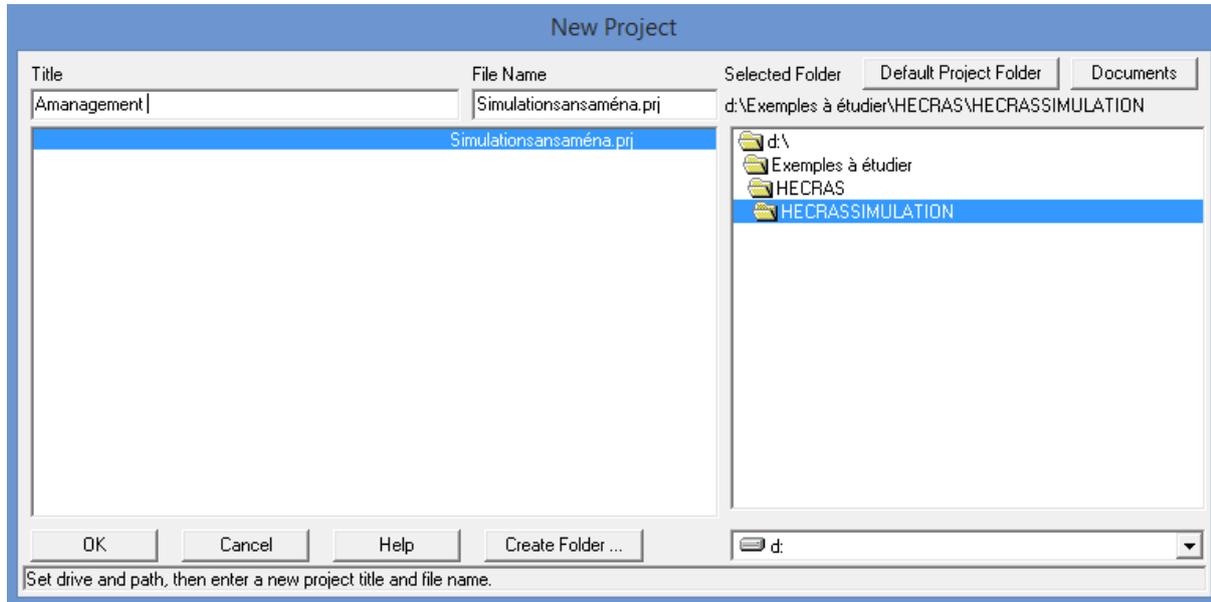


Figure 0-IV Création de nouveau projet HEC-RAS.

Données géométriques :

Dans cette étape on va définir les données géométriques du l'oued tel que : les sections transversales et les données d'ouvrages hydrauliques à partir d'un levé topographique du cours d'eau a aménagé

Pour la génération des profils en travers représentatifs de la géométrie d'Oued Elkhandak , nous avons utilisé le logiciel AutoCad Civil 3D afin de les charger ces profils sur le logiciel HEC-RAS version 4.1.0.

Dans cette démarche, le profil en travers est l'élément géométrique primordial. Il doit respecter certaines règles pour qu'il soit représentatif à savoir :

- Les profils doivent être perpendiculaires à la direction de l'écoulement des eaux.
- Ils ne doivent pas se croiser, recouper toute la plaine d'inondation et décrire le profil en long du cours d'eau (cela n'est pas toujours facile à réaliser dans le cas d'un cours méandrique avec une large plaine d'inondation).
- Ils doivent encadrer les ouvrages structurants du cours d'eau (ponts, seuils...).

Données hydrométriques et conditions aux limites :

Après avoir saisi les données géométriques de chaque section, l'étape suivante de la modélisation hydraulique par HEC-RAS est de spécifier les débits d'entrée et toutes les conditions aux limites nécessaires pour pouvoir exécuter le calcul des profils de la surface de l'eau en chaque section du l'Oued.

Pour les données de débit, on utilise directement les résultats obtenus à partir de la méthode superficielle pour la période de retour de 100 ans.

I.VI.II Simulation :

Les calculs peuvent être effectués pour plusieurs débits simultanément, soit en régime torrentiel, soit en régime fluvial, ou pour les deux régimes d'écoulements. Dans ce dernier cas, HEC-RAS utilise l'équation de quantité de mouvement pour déterminer les changements de régime torrentiel fluvial, caractérisés par un ressaut.

Tableau 0-II Résultat de la simulation d'oued Elkhandak à l'état naturel

Station	Débit	Cote du fond	N.L eau	La profondeur	N.L énergie	Vitesse	Surface mouillée	Froude
	(m ³ /s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/s)	(m ²)	
47	21.02	139.94	141.74	1.8	142.11	2.28	8.26	0.67
46	21.02	138.93	140.45	1.52	141.91	5.49	3.99	1.95
45	21.02	135.58	136.73	1.15	139.36	7.32	2.99	3.12
44	21.02	131.53	132.79	1.26	135.39	7.15	2.94	2.87
43	21.02	128.47	129.98	1.51	131.74	5.88	3.58	2.16
42	21.02	126.98	128.43	1.45	129.70	5.03	4.21	1.82
41	21.02	119.25	120.02	0.77	123.96	8.96	2.45	4.38
40	21.02	115.15	115.77	0.62	119.51	4.35	2.69	2.07
39	21.02	113.13	114.43	1.3	116.18	5.85	3.60	2.31
38	21.02	112.02	113.32	1.3	114.33	4.44	4.73	1.58
37	21.02	112.00	113.39	1.39	113.90	2.01	7.52	0.69
36	21.02	108.31	109.35	1.04	112.44	7.79	2.70	2.94
35	21.02	107.19	108.30	1.11	109.04	3.81	5.51	1.44
34	21.02	105.20	106.41	1.21	107.37	4.35	4.83	1.52
33	21.02	103.59	104.93	1.34	105.78	4.02	5.16	1.58
32	21.02	102.06	103.6	1.6	104.58	4.26	4.93	1.38
31	21.02	101.12	102.63	1.51	103.74	4.66	4.51	1.54
30	21.02	100.47	102.40	1.93	102.88	3.15	6.87	1.00
29	21.02	99.90	100.71	0.81	101.96	3.53	4.68	1.44
28	21.02	99.03	100.1	1.16	101.39	4.35	4.43	1.68
27	21.02	97.13	98.92	1.79	100.15	4.91	4.27	1.74
26	21.02	96.26	98.20	1.94	98.90	3.70	5.67	1.14

25	21.02	94.67	95.95	1.28	97.92	6.22	3.40	2.26
24	21.02	93.15	94.47	1.32	95.77	5.08	4.26	1.93
23	21.02	89.84	90.81	0.97	92.29	5.38	3.91	2.01
22	21.02	88.88	90.71	1.83	91.15	2.96	7.28	0.90
21	21.02	88.18	89.44	1.26	90.27	4.06	5.31	1.38
20	21.02	86.09	86.91	0.82	88.88	5.92	3.40	2.73
19	21.02	85.51	86.31	0.8	86.82	2.48	7.02	1.13
18	21.02	83.99	85.33	1.34	86.00	3.66	5.82	1.49
17	21.02	83.77	85.17	1.4	85.35	1.73	11.26	0.59
16	21.02	84.10	84.87	0.77	85.15	1.68	9.81	0.66
15	21.02	82.54	83.83	1.29	84.75	2.71	5.57	1.44
14	21.02	80.42	81.52	1.1	82.45	4.31	4.92	1.88
13	21.02	80.06	81.18	1.12	81.46	1.66	10.16	0.62
12	21.02	75.80	77.02	1.22	79.93	7.57	2.78	3.10
11	21.02	74.98	76.85	1.87	77.57	3.80	5.62	1.07
10	21.02	71.68	72.63	0.95	75.10	6.95	3.02	2.81
09	21.02	69.40	71.04	1.64	71.78	3.84	5.56	1.33
08	21.02	68.44	69.90	1.46	71.00	4.66	4.52	1.47
07	21.02	65.72	67.24	1.52	68.56	5.10	4.12	1.57
06	21.02	64.87	67.96	3.09	68.01	1.00	20.44	0.22
05	21.02	63.15	67.97	4.82	68.00	0.55	34.64	0.10
04	21.02	63.56	67.97	4.41	67.99	0.65	31.84	0.12
03	21.02	66.24	67.62	1.38	67.95	2.58	8.25	0.90
02	21.02	59.00	59.93	0.93	64.41	9.37	2.24	4.17
01	21.02	56.00	57.70	1.7	58.43	3.78	5.58	1.45

I.I.I Résultats de simulation :

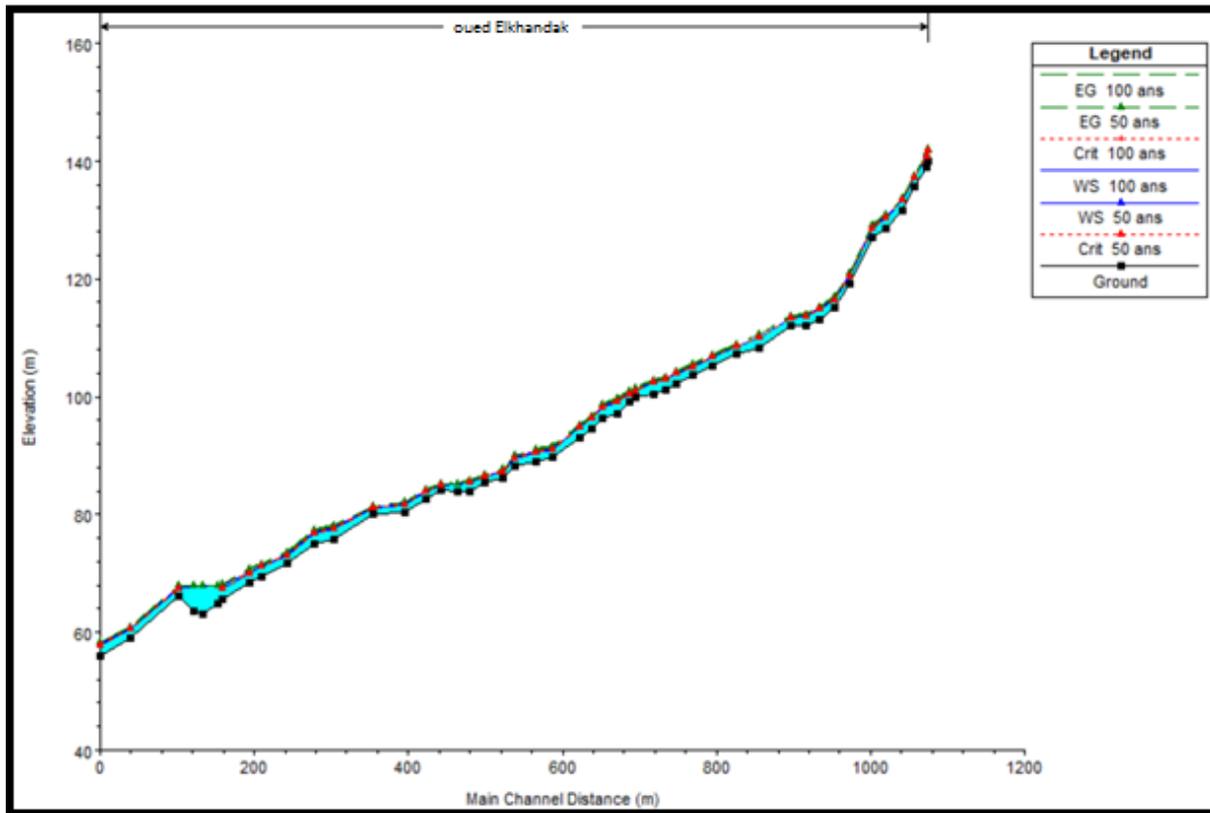


Figure 0-V Affichage de profil en long

Interprétation :

D'après les résultats de simulation, on remarque que la capacité de cour d'eau est insuffisante pour permettre le passage de la crue centennale ce qui est justifier par les débordements observés le long de oued. Par ailleurs, les vitesses varient d'un tronçon à l'autre, très élevé sur certains tronçons, cette notable fluctuation met en évidence la variation du régime d'écoulement le long des Oueds.

I.VII Etude des variantes d'aménagement

différentes variantes d'aménagements seront proposées sur la base des résultats obtenus à partir des chapitres précédents et en fonction de l'analyse de notre zone d'étude afin de rétablir les disfonctionnements observés au niveau du cours d'eau.

I.VII.I Proposition d'aménagement

Les variantes proposées doivent se basant sur la reconnaissance du lieu et l'étude hydrologique de la zone d'étude, et quelque critère simple permettront de distinguer deux ou trois variantes.

Première variante : Protection en canaux en béton armé

Cette variante, est constituée de canaux de forme rectangulaires ou trapézoïdaux en béton armé

Le rôle de ces canaux est de contenir et de rediriger vers les endroits préférentiels la circulation des eaux. Surtout dans les zones internes de la ville. Au début de chaque protection on projette un canal d'amenée qui est composé d'un lit de pierres, pour protéger le canal lui-même contre les affouillements, qui peuvent se produire lors de l'entrée des eaux dans le futur canal et d'un convergent de dimension favorable.

Pour empêcher la population de tomber dans le canal, nous proposons des protections en acier de hauteur 1.00m, dans les endroits où se trouve des habitations.

Avantages

- Le rendement hydraulique est efficace.
- Les résultats de calcul sont réalistes.
- La durée de vie est importante.
- Les matériaux de constructions sont disponibles.
- Entretien très facile.
- La forme étroite est adaptée à la ville.
- La durée de réalisation très courte par rapport à un revêtement en gabion.
- Assure un bon écoulement hydraulique en exploitant la section économique du canal.
- Très répandu dans la protection contre les inondations.
- Gagner de l'espace.
- Assurer la protection des riverains surtout dans le cas où le canal traverse une zone urbanisée.
- Un aspect esthétique.

Inconvénients

- Le cout de génie civil est peu élevé pour le revêtement en béton
- Risque réel d'être utilisé comme décharge par les riverains (ce problème peut être évité tout en procédant au curage périodique et l'entretien de l'ouvrage).
- Volume très important du béton, surtout dans le cas des dalles.
- Risque d'affouillement entre les parois verticaux et le terrain naturel.

Deuxième variante : Gabionnage

Pour cette variante il sera proposé un canal en gabion comme solution d'aménagement, au début de la protection nous projetons un ouvrage d'entrée sous forme d'un lit de pierres, afin de protéger le futur canal d'aménagement contre les affouillements qui peuvent se produire lors d'entrée des eaux dans le canal. L'aménagement proposé est un canal trapézoïdal à ciel ouvert en gabion, son rôle est d'assurer l'évacuation des eaux vers les endroits préférentiels.

La forme des talus en gabion, est en escalier des deux côtés de l'axe du canal.

Avantage

- Utilisation de la matière locale (cout faible).
- La mise en œuvre est facile.
- Bonne protection contre l'érosion.
- Le gabion est robuste, durable et modulable.
- Assure un drainage naturel et forme une belle harmonie avec la nature car les matériaux utilisés sont des pierres naturelles.
- Résiste à des crues importantes.

Transport et stockage aisé, cout moins élevé.

Inconvénients

- Faible stabilité surtout aux périodes des crues.
- L'insuffisance des cailloux de diamètres demandés.
- Modification du régime hydraulique le long du linéaire mis en place.
- L'écoulement est en effet accéléré car on a diminué la rugosité de la berge.

- L'amont et l'aval sont les points les plus sensibles de la ligne d'enrochement, si l'eau arrive à passer derrière les blocs amont tout l'ouvrage est menacé par l'érosion et peut assez rapidement s'effondrer.
- Si on n'empêche pas l'implantation d'arbres, tels que les peupliers entre rochers, le déracinement de l'arbre lors de forts coups de vent ou de crues entraîne le déplacement des blocs dans la rivière et le reste de l'ouvrage n'est plus efficace.

I.VII.II Comparaison technique des deux variantes d'aménagement

Pour la première variante, la stabilité sera relativement assurée et la durée de vie sera importante pour les ouvrages en béton armé. Contrairement à la protection en gabionnage qui a un coût faible, une durée de vie réduite et demande une main d'œuvre qualifiée pour sa bonne exécution.

Vu que les vitesses de nos cours d'eau sont très élevées ainsi que le risque d'érosion, le gabionnage a de faible chance de supporter.

La première variante garde le tracé original de l'oued, avec une durée de vie importante. La projection du canal à ciel ouvert garantira la continuité de l'écoulement en cas de crues exceptionnelles

I.VII.III Critères d'évaluation :

Le choix de la variante se fera en fonction de plusieurs critères :

- **Efficacité hydraulique** : correspond au potentiel d'amélioration de la capacité hydraulique

que peuvent apporter les mesures.

- **Coût** : correspond à l'appréciation du coût de construction

I.VIII Choix de la variante :

Après avoir donné une comparaison technico-économique des deux variantes d'aménagement, notre choix est fait sur un canal trapézoïdal en béton, au début de protection on projette un canal d'amenée qui est composé d'un lit de pierres, nous

soumettons le choix de cette variante qui présente beaucoup plus d'avantages liés surtout à la facilité de réalisation et de sa gestion durable.

Conclusion :

Au niveau de ce chapitre, on a décrit l'état naturel d'Oued Elkhandak et on a proposé deux variantes d'aménagement et on a choisis un aménagement avec un canal trapézoïdal en béton pour la protection de la ville de Dellys contre les inondations et pour assurer une évacuation rapide du flux de la crue.

Etude des variantes d'aménagement

Introduction :

Dans ce chapitre, différentes variantes d'aménagements seront proposées sur la base des résultats obtenus à partir des chapitres précédents et en fonction de l'analyse de notre zone d'étude afin de rétablir les disfonctionnements observés au niveau du cours d'eau.

Avant de proposer les différentes variantes d'aménagement qu'il faut qu'on présente l'état actuel d'Oued Elkhandak.

I.I Description détaillée de cours d'eau :

Oued Elkhandak se présente comme un oued très important, vu qu'il traverse le centre-ville de Dellys en passant par des ouvrages très importants. Les quantités d'eau qui peuvent affluer sont considérables, vu que ce cours d'eau traverse un bassin versant dont le relief topographique, est très accidenté. Il est donc très important à signaler que cet Oued constitue un vrai danger, et expose la zone traversée au risque d'inondation, surtout avec l'incapacité de la section du canal qui remplace l'oued pour évacuer les crues exceptionnelles.



Figure 0-1 Etat actuel d'Oued Elkhandak (APC Dellys)

I.II Généralités sur les écoulements

I.II.I Ecoulement à surface libre :

Il est défini comme un écoulement de liquide avec une surface qui est en contact avec l'air libre. La pression atmosphérique, ce cas d'écoulement se fait sous l'action de la force de gravité à cause de l'existence de la pente.

I.II.II Canaux à ciel ouvert :

On appelle canal, un système de transport dans lequel l'eau s'écoule et dont la surface libre est soumise à la pression atmosphérique. Le profil de meilleure conductivité est le profil qui véhicule le débit maximum. Pour un canal de pente " i " et de coefficient de rugosité " n ",

La section qui véhicule le débit maximum est celle où le rayon hydraulique est maximum, et la section est minimale.

I.II.III Différents types de Canaux

On distingue deux catégories de canaux :

- 1) Canaux naturels,
- 2) Canaux artificiels,

I.II.IV Les canaux naturels

Ce sont les cours d'eau qui existent naturellement sur (ou sous) terre ; tels que les ruisselets, torrents, rivières, fleuves et estuaires. Les propriétés géométriques et hydrauliques des canaux naturels sont généralement assez irrégulières. L'application de la théorie hydraulique ne donne que des résultats approximatifs obtenus moyennant certaines hypothèses.

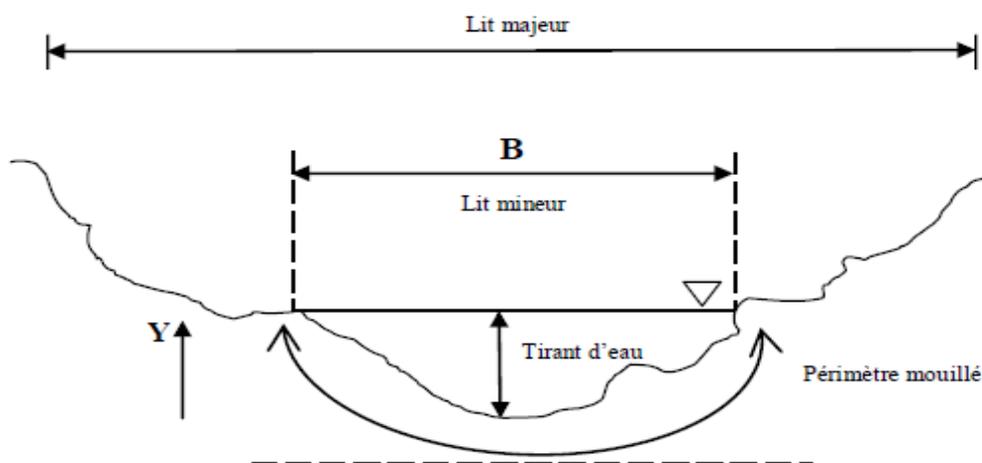


Figure 0-II Canal naturel

Section d'écoulement (ou section mouillée) S_m

Partie de la section du canal limitée par les parois et la surface libre.

- **Périmètre mouillé P_m**

Longueur de la surface d'écoulement en contact avec le lit (fond + berges), c'est-à-dire le périmètre de la section d'écoulement moins la largeur au miroir.

- **Largeur au miroir B**

Largeur de la section d'écoulement au niveau de la surface libre. La pression du fluide à cette interface est égale à celle de l'atmosphère.

- **Tirant d'eau**

Profondeur maximale d'une section d'écoulement ;

Les canaux artificiels

Ce sont des cours d'eau réalisés par l'homme sur (ou sous) terre tels que : les canaux découverts construits au ras du sol (canaux de navigation, d'adduction et d'évacuation, d'irrigation et de drainage) ou les canaux couverts dans lesquels les liquides ne remplissent pas toute la section (tunnels hydrauliques, aqueducs, drains, égouts). Les propriétés hydrauliques des canaux artificiels sont généralement assez régulières. L'application de la théorie hydraulique donne souvent des résultats satisfaisants.

I.III Types d'écoulements**I.III.I Variabilité dans le temps**

- **Écoulement permanent**

On dit un écoulement permanent si les paramètres suivants : vitesse, débit et profondeur restent invariables dans le temps en grandeur et en direction.

C'est à dire :

$$\frac{\partial v}{\partial t} = \frac{\partial Q}{\partial t} = \frac{\partial h}{\partial t} = \frac{\partial u}{\partial t} = 0 \quad (\text{III.1})$$

- **Écoulement non permanent**

On dit un écoulement permanent lorsque les paramètres suivants : vitesse, débit et profondeur se varient dans le temps en grandeur et en direction.

C'est à dire :

$$\frac{\partial v}{\partial t} \neq \frac{\partial Q}{\partial t} \neq \frac{\partial h}{\partial t} \neq \frac{\partial u}{\partial t} \neq 0 \quad (\text{III.2})$$

I.III.II Variabilité dans l'espace

L'écoulement est dit uniforme si les propriétés de l'écoulement restent invariables dans les diverses sections du canal. Ce qui convient à dire que la ligne de la pente du canal est parallèle à la surface libre de l'eau. $J_f = J_w$.

Lorsque les propriétés de l'écoulement varient graduellement, la profondeur et la vitesse entre deux sections ne changent que lentement. On peut donc admettre que l'écoulement est quasi uniforme le long d'un petit tronçon.

I.III.III Les régimes d'écoulement

L'écoulement d'un fluide dans un canal à surface libre engendre des forces d'inerties, de gravités et de frottements (viscosité et rugosité).

Les équations réduites du mouvement font intervenir des coefficients ou des nombres adimensionnels qui définissent les différents régimes d'écoulement :

✓ **Le nombre de Reynolds :** (Degoutte, 2006)

C'est le rapport des forces de frottements et les forces d'inerties et qui permet le classement des écoulements comme suit :

- | | |
|--|---|
| <input type="checkbox"/> $Re < 500$ | <input type="checkbox"/> Ecoulement laminaire |
| <input type="checkbox"/> $Re > 2000$ | <input type="checkbox"/> Ecoulement turbulent |
| <input type="checkbox"/> $500 < Re < 2000$ | <input type="checkbox"/> Ecoulement transitoire |

Dans la pratique, on ne rencontre en générale que les écoulements turbulents, souvent rugueux.

✓ **Le nombre de Froude**

C'est le rapport entre les forces de pesanteur et les forces d'inerties. Et qui permet le classement des écoulements comme suit :

- | | |
|-----------------------------------|--|
| <input type="checkbox"/> $Fr < 1$ | <input type="checkbox"/> Ecoulement fluvial |
| <input type="checkbox"/> $Fr > 1$ | <input type="checkbox"/> Ecoulement torrentiel |
| <input type="checkbox"/> $Fr = 1$ | <input type="checkbox"/> Ecoulement critique |

Par conséquent, la combinaison des nombres de Reynolds et Froude donne quatre régimes d'écoulement :

- Fr < 1 et Re < 500
- Fr < 1 et Re > 2000
- Fr > 1 et Re < 500
- Fr > 1 et Re > 2000

- Ecoulement fluvial laminaire
- Ecoulement fluvial turbulent
- Ecoulement torrentiel laminaire
- Ecoulement torrentiel turbulent

Régime uniforme

Un écoulement est uniforme si les paramètres suivants : vitesse, pente, rugosité, profondeur et section restent invariables dans l'espace.

C'est à dire :

$$\frac{\partial v}{\partial x} = \frac{\partial i}{\partial x} = \frac{\partial h}{\partial t} = \frac{\partial s}{\partial x} = 0 \quad (\text{III.3})$$

Régime non uniforme

Un écoulement est non uniforme si les paramètres suivants : vitesse, pente, rugosité, profondeur et section se varient dans l'espace.

C'est à dire :

$$\frac{\partial v}{\partial x} \neq \frac{\partial i}{\partial x} \neq \frac{\partial h}{\partial t} \neq \frac{\partial s}{\partial x} \neq 0 \quad (\text{III.4})$$

I.IV Principe d'aménagement :

Les différents types d'aménagements envisageables :

Curage :

Qui permet une nette amélioration des conditions d'écoulement suite d'élimination de tous les obstacles et les dépôts entravant l'écoulement des eaux dans le cours d'eau pour diminuer la rugosité et accroître la débitante.

Recalibrage :

Qui permet d'élargir et d'approfondir les sections des cours d'eau pour augmenter leur capacité d'évacuation des eaux et assurer une section mouillée répondant aux critères de protections désirées.

Réalisation des canaux :

Permet de régénérer le couloir initial de l'oued. Cette solution est indispensable dans le cas où le lit de l'oued et son domaine hydraulique ont été complètement occupé des bâtiments ou par la voirie.

Protection des berges :

Qui comprend tout ouvrage visant à maintenir la stabilité des terres en dépit de l'action de l'eau. Les berges sont en effet attaquées par des courants perturbateurs générés par les crues. De même, les terres glissent par suite de l'infiltration de l'eau après le retrait de la crue. La protection des berges est également nécessaire au voisinage de certains ouvrages tels que les ponts.

Création des canaux périphériques :

De dérivation des eaux vers les oueds permettant de les restituer vers des zones situées en dehors des aires à protéger. Cette déviation pourrait concerner une partie ou la totalité des eaux d'un oued vers un autre.

I.V Dimensionnement des canaux

L'écoulement véritablement uniforme est très rare dans les canaux naturels et assez rare dans les canaux artificiels. Bien qu'il soit rare, on l'utilise souvent comme écoulement standard pour l'étude de base pour tous les autres types d'écoulement. (*Graf Altinakar, 2000*)

I.V.I Les formules de calcul

- **La formule de Chézy**

La vitesse moyenne du courant sous la forme suivante :

$$V = C \times \sqrt{R \times I} \quad (\text{III.5})$$

En utilisant la relation suivante : $Q = V \times S$ on obtient :

$$Q = C \times S \times \sqrt{R \times I} \quad (\text{III.6})$$

Avec :

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

S : section mouille (m^2) ;

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

I : pente de fond du canal (mm/mm) ;

- **La formule de MANNING-STRICKLER**

C'est la formule la plus utilisée, appelée en bref la formule de Manning.

$$Q = K \times S \times R_h^{2/3} \times I^{1/2} \quad (\text{III.7})$$

Avec

K : coefficient de rugosité de STRICKLER, dépend de la nature du matériau du canal et n = 1/K (m^{-1/3} s) ;

- **Formule de BAZIN**

$$c = \frac{87}{1 + \frac{m_b}{\sqrt{R_h}}} \quad (\text{III.8})$$

m_b : Coefficient de BAZIN.

m_b : il est entre 0,06 et 1.75 m^{1/2}

Dans notre dimensionnement, on utilisera la formule de Manning-Strickler

La formule utilisée pour le dimensionnement est celle de Manning Strickler, elle donnée par

la relation suivante :

$$Q = \frac{1}{n} R_h S_m \sqrt{I} \quad (\text{III.9})$$

Où les différents paramètres sont :

Q : débit de dimensionnement (m³/s).

n : rugosité du canal.

S_m : section mouillée du canal en (m²).

I : pente du tronçon de cours d'eau (pente du fond) en (m/m).

R_h : rayon hydraulique en (m) tel que :

$$R_h = \frac{S_m}{P_m} \quad (\text{III.10})$$

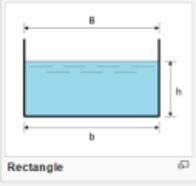
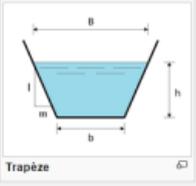
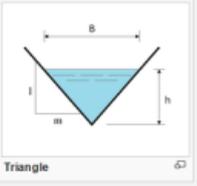
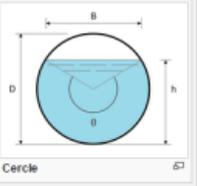
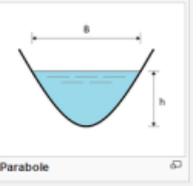
					
Largeur, B	b	$b + 2 \times mh$	$2 \times mh$	$(\sin \frac{\theta}{2}) \cdot D$ ou $2\sqrt{h \cdot (D - h)}$	$\frac{3S}{2h}$
Surface, S	$b \times h$	$(b + mh) \cdot h$	$m \times h^2$	$\frac{1}{8}(\theta - \sin \theta) \cdot D^2$	$\frac{2}{3}Bh$
Périmètre mouillé, P	$b + 2h$	$b + 2 \cdot h \cdot \sqrt{1 + m^2}$	$2h \cdot \sqrt{1 + m^2}$	$\frac{1}{2} \theta \cdot D$	$B + \frac{8h^2}{3}$
Rayon hydraulique, R_h	$\frac{bh}{b + 2h}$	$\frac{(b + mh) \cdot h}{b + 2h \cdot \sqrt{1 + m^2}}$	$\frac{mh}{2 \cdot \sqrt{1 + m^2}}$	$\frac{1}{4} \left[1 - \frac{\sin \theta}{\theta} \right] D$	$\frac{2B^2h}{3B^2 + 8h^2}$
Profondeur hydraulique, D_h	h	$\frac{(b + mh)h}{b + 2 \times mh}$	$\frac{1}{2}h$	$\left[\frac{\theta - \sin \theta}{\theta} \right] D$	$\frac{2}{3}h$

Figure 0-III Eléments géométriques pour des sections ouvertes diverses (Guy B. Fasken)

Choix des paramètres de dimensionnement :

- **Estimation de la rugosité n de Manning**

Les valeurs de la rugosité choisit sont généralement considérées biaisées (avec une certaine marge d'erreur). Le choix d'une valeur de n est considéré comme un art plutôt qu'une science et il n'existe pas une règle solide et précise permettant de définir ce paramètre avec exactitude.

Le coefficient de rugosité « n » est influencé par plusieurs facteurs dont voici une description sommaire :

Rugosité du lit et des parois :

La granulométrie du lit du cours d'eau ou de son périmètre mouillé influence le coefficient de rugosité. Plus la granulométrie est grossière, plus la rugosité est élevée.

Irrégularités dans le lit :

Les irrégularités dans le fond du cours d'eau telles que les dépressions, les lames de sable occasionnées par l'envasement, l'ensablement ou de l'affouillement dans le cours d'eau. Le matériel transporté dans le fond du cours d'eau par l'écoulement contribue à augmenter la rugosité.

Changement dans la section :

Des changements graduels et peu fréquents dans la section du cours d'eau ont peu d'influence sur la rugosité générale du cours d'eau. Par contre, des changements fréquents et brusques influent sur l'écoulement d'une façon équivalente à une augmentation de la rugosité du cours d'eau.

Obstacles : La présence d'obstacles, tels que les grosses pierres, ponceaux, freinent l'écoulement et amènent une augmentation équivalente de la rugosité.

Végétation : La présence de végétation sur les berges (talus) et dans le fond du cours d'eau accroître la rugosité. Lorsque cette végétation est plus basse que la demi hauteur de l'écoulement.

L'une des méthodes les plus utilisées pour l'estimation de n est celle de Cowan, ce dernier a établi une formule qui prend l'influence de plusieurs paramètres séparément

$$N = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_3 + n_4).m \quad (\text{III.11})$$

Avec

n_0 : Coefficient valable pour un cours d'eau rectiligne ou les parois et le fond sont homogènes ;

n_1 : Traduit l'influence des irrégularités de surface du fond et des parois.

n_2 : Traduit l'influence des variations de la forme et des dimensions de la section mouillée ;

n_3 : Traduit l'influence des obstructions de la section mouillée par des dépôts d'ordures, racines apparentes, souches d'arbres, blocs de pierre ;

n_4 : Traduit l'influence de la végétation ;

m : Ce facteur correctif traduit l'importance des méandres qui peut être estimé par le coefficient de sinuosité.

Les valeurs estimées pour chaque coefficient sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau 0-I Les valeurs estimées pour les différents coefficients

Facteur	Caractéristique	Valeur
n ₀	Terre	0.02
	Roche	0.025
	Gravier	0.024
	Gravier grosse	0.028
n ₁	Parois lisses	0.001
	Parois présentant une légère irrégularité	0.005
	Parois présentant une irrégularité modérée	0.01
	Parois présentant une irrégularité importante	0.02
n ₂	Variations progressives du profil en travers	0.00
	Variations altérées du profil en travers	0.005
	Variations altérées fréquentes du profil en travers	0.001 à 0.0015
n ₃	Obstruction négligeable	0.00
	Obstruction faible	0.01 à 0.015
	Obstruction appréciable	0.03 à 0.04
	Obstruction importante	0.06
n ₄	Végétation faible	0.005 à 0.01
	Végétation modérée	0.01 à 0.025
	Végétation importante	0.025 à 0.05
	Végétation très importante	0.05 à 0.10
m	Influence des méandres modérée	1.00
	Influence des méandres appréciable	1.25
	Influence des méandres importante	1.3

Pour notre étude, on a estimé une valeur moyenne du coefficient de rugosité pour notre cours d'eau, nous prenons le coefficient de Manning égale à

0.045 pour le lit mineur et 0.025 pour les berges gauches et droite.

- **Le débit Q :**

Le choix de la crue de projet est une décision très importante dans l'étude de protection d'une ville contre les eaux de crues qui sont généralement brusques et violentes.

L'aménagement des oueds en Algérie est projeté généralement avec les débits centennaux car les débits centennaux sont l'origine de la majorité des inondations dans notre pays et il existe plusieurs études prouvant ça et l'autre raison c'est l'obligation de mettre l'étude dans le cadre technico-économie.

Donc on prend $Q = 21.02 \text{ m}^3/\text{s}$

I.VI La modélisation de l'écoulement sans aménagement :

I.VI.I Présentation du logiciel HEC-RAS :

HEC-RAS est un logiciel intégré pour l'analyse hydraulique qui permet de simuler les écoulements à surface libre et d'évaluer les débits et hauteurs d'eau sur l'ensemble des sections d'une rivière. Il a été conçu par *Hydrologic Engineering Center's River Analysis System* du *U.S Army Corps of Engineers*. Ce logiciel englobe plusieurs aspects hydrologiques et hydrauliques : analyse du ruissellement des précipitations, hydraulique fluviale, analyse des dommages d'inondation, simulation des écoulements permanents et non permanents, le transport de sédiments, analyse de la qualité d'eau et certaines fonctions facilitant la conception d'ouvrages hydrauliques.

Ce logiciel utilise des équations d'hydrauliques à surface libre (Saint-Venant 1D, Manning-Strickler...) pour le calcul des différents paramètres hydrauliques qui nous permettons d'analyser de la capacité de cours d'eaux (risques de débordement, inondations).

Etapes de simulation par HEC-RAS :

La simulation de l'écoulement d'eau par HEC-RAS passe par les étapes suivantes :

- Création du projet HEC-RAS.
- Préparation des données géométriques de l'Oued.
- Choix des paramètres hydrométriques et conditions aux limites.
- Simulation hydraulique.

Création d'un nouveau projet :

Cette étape consiste à choisir un nom et un titre de projet ainsi que l'emplacement des fichiers.

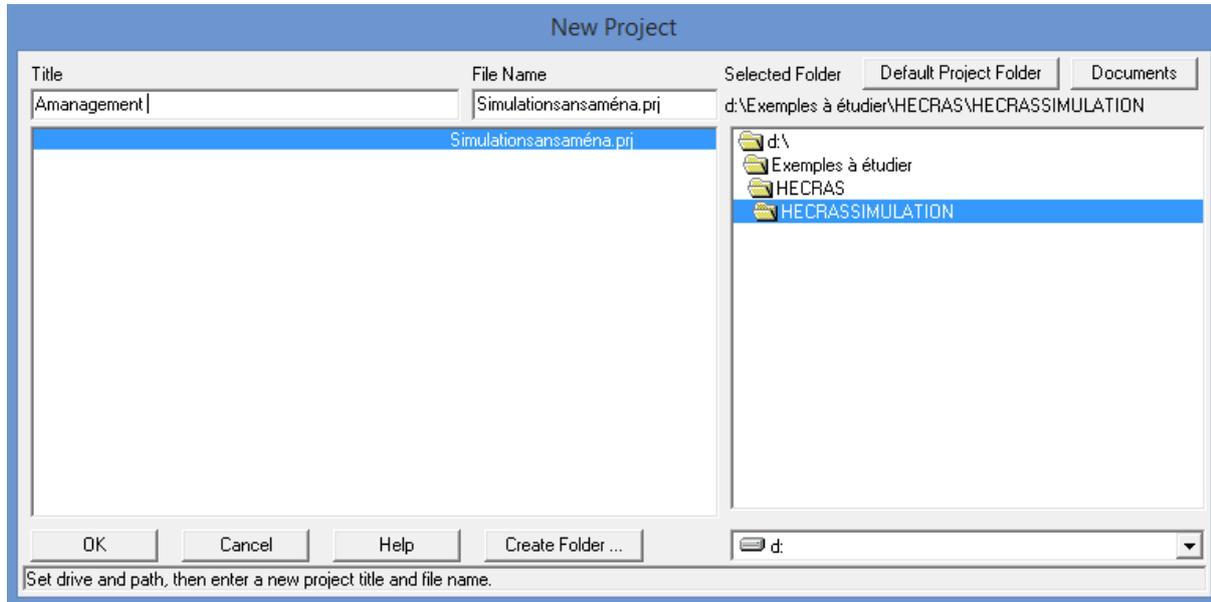


Figure 0-IV Création de nouveau projet HEC-RAS.

Données géométriques :

Dans cette étape on va définir les données géométriques du l'oued tel que : les sections transversales et les données d'ouvrages hydrauliques à partir d'un levé topographique du cours d'eau a aménagé

Pour la génération des profils en travers représentatifs de la géométrie d'Oued Elkhandak , nous avons utilisé le logiciel AutoCad Civil 3D afin de les charger ces profils sur le logiciel HEC-RAS version 4.1.0.

Dans cette démarche, le profil en travers est l'élément géométrique primordial. Il doit respecter certaines règles pour qu'il soit représentatif à savoir :

- Les profils doivent être perpendiculaires à la direction de l'écoulement des eaux.
- Ils ne doivent pas se croiser, recouper toute la plaine d'inondation et décrire le profil en long du cours d'eau (cela n'est pas toujours facile à réaliser dans le cas d'un cours méandrique avec une large plaine d'inondation).
- Ils doivent encadrer les ouvrages structurants du cours d'eau (ponts, seuils...).

Données hydrométriques et conditions aux limites :

Après avoir saisi les données géométriques de chaque section, l'étape suivante de la modélisation hydraulique par HEC-RAS est de spécifier les débits d'entrée et toutes les conditions aux limites nécessaires pour pouvoir exécuter le calcul des profils de la surface de l'eau en chaque section du l'Oued.

Pour les données de débit, on utilise directement les résultats obtenus à partir de la méthode superficielle pour la période de retour de 100 ans.

I.VI.II Simulation :

Les calculs peuvent être effectués pour plusieurs débits simultanément, soit en régime torrentiel, soit en régime fluvial, ou pour les deux régimes d'écoulements. Dans ce dernier cas, HEC-RAS utilise l'équation de quantité de mouvement pour déterminer les changements de régime torrentiel fluvial, caractérisés par un ressaut.

Tableau 0-II Résultat de la simulation d'oued Elkhandak à l'état naturel

Station	Débit	Cote du fond	N.L eau	La profondeur	N.L énergie	Vitesse	Surface mouillée	Froude
	(m ³ /s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/s)	(m ²)	
47	21.02	139.94	141.74	1.8	142.11	2.28	8.26	0.67
46	21.02	138.93	140.45	1.52	141.91	5.49	3.99	1.95
45	21.02	135.58	136.73	1.15	139.36	7.32	2.99	3.12
44	21.02	131.53	132.79	1.26	135.39	7.15	2.94	2.87
43	21.02	128.47	129.98	1.51	131.74	5.88	3.58	2.16
42	21.02	126.98	128.43	1.45	129.70	5.03	4.21	1.82
41	21.02	119.25	120.02	0.77	123.96	8.96	2.45	4.38
40	21.02	115.15	115.77	0.62	119.51	4.35	2.69	2.07
39	21.02	113.13	114.43	1.3	116.18	5.85	3.60	2.31
38	21.02	112.02	113.32	1.3	114.33	4.44	4.73	1.58
37	21.02	112.00	113.39	1.39	113.90	2.01	7.52	0.69
36	21.02	108.31	109.35	1.04	112.44	7.79	2.70	2.94
35	21.02	107.19	108.30	1.11	109.04	3.81	5.51	1.44
34	21.02	105.20	106.41	1.21	107.37	4.35	4.83	1.52
33	21.02	103.59	104.93	1.34	105.78	4.02	5.16	1.58
32	21.02	102.06	103.6	1.6	104.58	4.26	4.93	1.38
31	21.02	101.12	102.63	1.51	103.74	4.66	4.51	1.54
30	21.02	100.47	102.40	1.93	102.88	3.15	6.87	1.00
29	21.02	99.90	100.71	0.81	101.96	3.53	4.68	1.44
28	21.02	99.03	100.1	1.16	101.39	4.35	4.43	1.68
27	21.02	97.13	98.92	1.79	100.15	4.91	4.27	1.74
26	21.02	96.26	98.20	1.94	98.90	3.70	5.67	1.14

25	21.02	94.67	95.95	1.28	97.92	6.22	3.40	2.26
24	21.02	93.15	94.47	1.32	95.77	5.08	4.26	1.93
23	21.02	89.84	90.81	0.97	92.29	5.38	3.91	2.01
22	21.02	88.88	90.71	1.83	91.15	2.96	7.28	0.90
21	21.02	88.18	89.44	1.26	90.27	4.06	5.31	1.38
20	21.02	86.09	86.91	0.82	88.88	5.92	3.40	2.73
19	21.02	85.51	86.31	0.8	86.82	2.48	7.02	1.13
18	21.02	83.99	85.33	1.34	86.00	3.66	5.82	1.49
17	21.02	83.77	85.17	1.4	85.35	1.73	11.26	0.59
16	21.02	84.10	84.87	0.77	85.15	1.68	9.81	0.66
15	21.02	82.54	83.83	1.29	84.75	2.71	5.57	1.44
14	21.02	80.42	81.52	1.1	82.45	4.31	4.92	1.88
13	21.02	80.06	81.18	1.12	81.46	1.66	10.16	0.62
12	21.02	75.80	77.02	1.22	79.93	7.57	2.78	3.10
11	21.02	74.98	76.85	1.87	77.57	3.80	5.62	1.07
10	21.02	71.68	72.63	0.95	75.10	6.95	3.02	2.81
09	21.02	69.40	71.04	1.64	71.78	3.84	5.56	1.33
08	21.02	68.44	69.90	1.46	71.00	4.66	4.52	1.47
07	21.02	65.72	67.24	1.52	68.56	5.10	4.12	1.57
06	21.02	64.87	67.96	3.09	68.01	1.00	20.44	0.22
05	21.02	63.15	67.97	4.82	68.00	0.55	34.64	0.10
04	21.02	63.56	67.97	4.41	67.99	0.65	31.84	0.12
03	21.02	66.24	67.62	1.38	67.95	2.58	8.25	0.90
02	21.02	59.00	59.93	0.93	64.41	9.37	2.24	4.17
01	21.02	56.00	57.70	1.7	58.43	3.78	5.58	1.45

I.I.I Résultats de simulation :

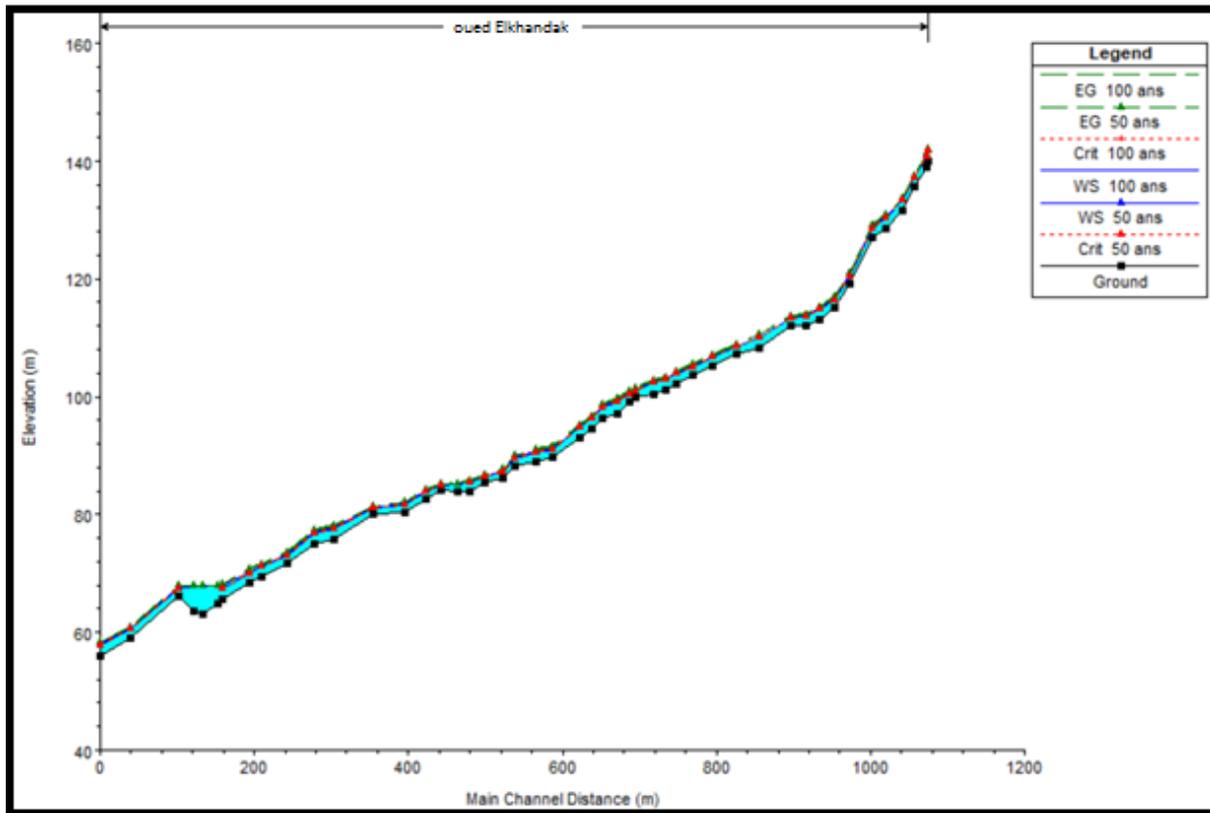


Figure 0-V Affichage de profil en long

Interprétation :

D'après les résultats de simulation, on remarque que la capacité de cour d'eau est insuffisante pour permettre le passage de la crue centennale ce qui est justifier par les débordements observés le long de oued. Par ailleurs, les vitesses varient d'un tronçon à l'autre, très élevé sur certains tronçons, cette notable fluctuation met en évidence la variation du régime d'écoulement le long des Oueds.

I.VII Etude des variantes d'aménagement

différentes variantes d'aménagements seront proposées sur la base des résultats obtenus à partir des chapitres précédents et en fonction de l'analyse de notre zone d'étude afin de rétablir les disfonctionnements observés au niveau du cours d'eau.

I.VII.I Proposition d'aménagement

Les variantes proposées doivent se basant sur la reconnaissance du lieu et l'étude hydrologique de la zone d'étude, et quelque critère simple permettront de distinguer deux ou trois variantes.

Première variante : Protection en canaux en béton armé

Cette variante, est constituée de canaux de forme rectangulaires ou trapézoïdaux en béton armé

Le rôle de ces canaux est de contenir et de rediriger vers les endroits préférentiels la circulation des eaux. Surtout dans les zones internes de la ville. Au début de chaque protection on projette un canal d'amenée qui est composé d'un lit de pierres, pour protéger le canal lui-même contre les affouillements, qui peuvent se produire lors de l'entrée des eaux dans le futur canal et d'un convergent de dimension favorable.

Pour empêcher la population de tomber dans le canal, nous proposons des protections en acier de hauteur 1.00m, dans les endroits où se trouve des habitations.

Avantages

- Le rendement hydraulique est efficace.
- Les résultats de calcul sont réalistes.
- La durée de vie est importante.
- Les matériaux de constructions sont disponibles.
- Entretien très facile.
- La forme étroite est adaptée à la ville.
- La durée de réalisation très courte par rapport à un revêtement en gabion.
- Assure un bon écoulement hydraulique en exploitant la section économique du canal.
- Très répandu dans la protection contre les inondations.
- Gagner de l'espace.
- Assurer la protection des riverains surtout dans le cas où le canal traverse une zone urbanisée.
- Un aspect esthétique.

Inconvénients

- Le cout de génie civil est peu élevé pour le revêtement en béton
- Risque réel d'être utilisé comme décharge par les riverains (ce problème peut être évité tout en procédant au curage périodique et l'entretien de l'ouvrage).
- Volume très important du béton, surtout dans le cas des dalles.
- Risque d'affouillement entre les parois verticaux et le terrain naturel.

Deuxième variante : Gabionnage

Pour cette variante il sera proposé un canal en gabion comme solution d'aménagement, au début de la protection nous projetons un ouvrage d'entrée sous forme d'un lit de pierres, afin de protéger le futur canal d'aménagement contre les affouillements qui peuvent se produire lors d'entrée des eaux dans le canal. L'aménagement proposé est un canal trapézoïdal à ciel ouvert en gabion, son rôle est d'assurer l'évacuation des eaux vers les endroits préférentiels.

La forme des talus en gabion, est en escalier des deux côtés de l'axe du canal.

Avantage

- Utilisation de la matière locale (cout faible).
- La mise en œuvre est facile.
- Bonne protection contre l'érosion.
- Le gabion est robuste, durable et modulable.
- Assure un drainage naturel et forme une belle harmonie avec la nature car les matériaux utilisés sont des pierres naturelles.
- Résiste à des crues importantes.

Transport et stockage aisé, cout moins élevé.

Inconvénients

- Faible stabilité surtout aux périodes des crues.
- L'insuffisance des cailloux de diamètres demandés.
- Modification du régime hydraulique le long du linéaire mis en place.
- L'écoulement est en effet accéléré car on a diminué la rugosité de la berge.

- L'amont et l'aval sont les points les plus sensibles de la ligne d'enrochement, si l'eau arrive à passer derrière les blocs amont tout l'ouvrage est menacé par l'érosion et peut assez rapidement s'effondrer.
- Si on n'empêche pas l'implantation d'arbres, tels que les peupliers entre rochers, le déracinement de l'arbre lors de forts coups de vent ou de crues entraîne le déplacement des blocs dans la rivière et le reste de l'ouvrage n'est plus efficace.

I.VII.II Comparaison technique des deux variantes d'aménagement

Pour la première variante, la stabilité sera relativement assurée et la durée de vie sera importante pour les ouvrages en béton armé. Contrairement à la protection en gabionnage qui a un coût faible, une durée de vie réduite et demande une main d'œuvre qualifiée pour sa bonne exécution.

Vu que les vitesses de nos cours d'eau sont très élevées ainsi que le risque d'érosion, le gabionnage a de faible chance de supporter.

La première variante garde le tracé original de l'oued, avec une durée de vie importante. La projection du canal à ciel ouvert garantira la continuité de l'écoulement en cas de crues exceptionnelles

I.VII.III Critères d'évaluation :

Le choix de la variante se fera en fonction de plusieurs critères :

- **Efficacité hydraulique** : correspond au potentiel d'amélioration de la capacité hydraulique

que peuvent apporter les mesures.

- **Coût** : correspond à l'appréciation du coût de construction

I.VIII Choix de la variante :

Après avoir donné une comparaison technico-économique des deux variantes d'aménagement, notre choix est fait sur un canal trapézoïdal en béton, au début de protection on projette un canal d'amenée qui est composé d'un lit de pierres, nous

soumettons le choix de cette variante qui présente beaucoup plus d'avantages liés surtout à la facilité de réalisation et de sa gestion durable.

Conclusion :

Au niveau de ce chapitre, on a décrit l'état naturel d'Oued Elkhandak et on a proposé deux variantes d'aménagement et on a choisis un aménagement avec un canal trapézoïdal en béton pour la protection de la ville de Dellys contre les inondations et pour assurer une évacuation rapide du flux de la crue.

Calcul hydraulique

I.I Introduction

D'après les résultats à partir des chapitres précédents et l'analyse de l'état de l'oued sans aménagement il est indispensable de faire un aménagement choisissant une variante qui est un canal trapézoïdal en béton, afin de limiter la progression de l'oued vers les habitations et d'éviter ensuite le débordement des eaux.

I.II Dimensionnements des canaux

I.II.I La pente de projet

Le choix de la pente est très important avant de procéder au calcul hydraulique, car elle a une influence directe sur la vitesse et le régime d'écoulement, donc il faut choisir une pente d'une façon à avoir des vitesses inférieures à la vitesse admissible d'érosion.

Choix de la pente :

Tableau 0-I Pente du radier du canal

N° tronçon	Altitude maximale (m)	Altitude minimale (m)	Longueur (m)	Pente I (%) (m/m)
1	139.94	108.31	179.12	0.17
2	108.31	56.00	925.37	0.057

I.II.II Coefficient de rugosité

La valeur du coefficient de Strickler lorsqu'il s'agit d'un canal en béton et de ($K_s=75\text{m}^{1/3}/\text{s}$). Est donc on prend ($n=0.013 \text{ s/m}^{1/3}$).

I.II.III Fruit de talus

Dans notre cas, nous prenons $m=1$, (La section la plus avantageuse).

Tableau 0-II Les caractéristiques hydrauliques du chenal

Q (m ³ /s)	21.02
Coefficient de rugosité (n)	0.013
Longueur de chenal (m)	1er tronçon 179.12; 2 ^{ème} tronçon 925.37
Pente moyenne I du terrain naturel (m/ml)	1er tronçon 0.17 ; 2 ^{ème} tronçon 0.057

I.II.IV Résultats de dimensionnement par la méthode itérative avec une marge de sécurité (1/4*h) (Section trapézoïdale)

1. 1^{er} tronçon P47-P36

Largeur du fond : $b = 3.5\text{m}$;

Hauteur normale : $h = 1.75\text{m}$;

2. 2^{ème} tronçon P36-P1

Largeur du fond : $b = 4\text{m}$;

Hauteur normale : $h = 1.8\text{m}$;

I.II.V Les paramètre d'écoulement

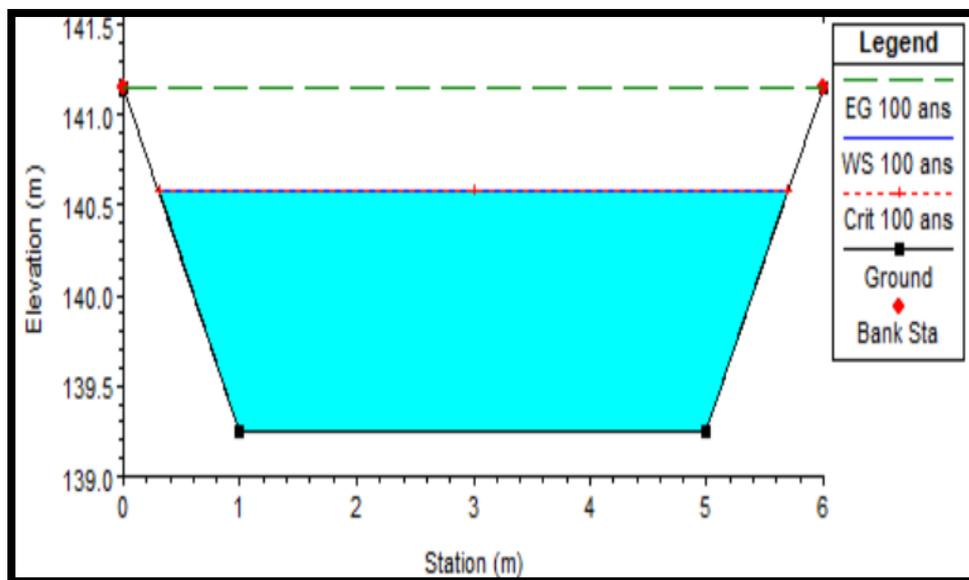


Figure 0-I Section transversal d'Oued Elkhandak amont aménagé en canal trapézoïdal en béton

Tableau 0-III Paramètres d'écoulement d'oued Elkhandak

Station	Q Total (m ³ /s)	Fond du canal (m)	Plan d'eau (m)	Énergie (m)	Vitesse (m/s)	Froude
47	21.02	139.40	140.82	141.42	3.43	1.29
46	21.02	138.33	139.79	139.95	3.58	1.42
45	21.02	134.70	136.20	136.69	3.72	1.52
44	21.02	130.93	132.40	133.02	3.67	1.48
43	21.02	127.00	128.38	129.03	3.45	1.31
42	21.02	124.16	125.58	126.21	3.38	1.24
41	21.02	118.95	120.35	120.96	3.36	1.21
40	21.02	115.87	117.21	117.78	3.25	1.10
39	21.02	112.53	113.89	114.49	3.42	1.28
38	21.02	111.44	112.83	113.53	3.52	1.41
37	21.02	110.30	111.76	112.43	3.47	1.35
36	21.02	107.81	109.23	109.86	3.35	1.20
35	21.02	106.11	107.43	108.05	3.44	1.30
34	21.02	104.33	105.69	106.29	3.39	1.25
33	21.02	102.84	104.13	104.71	3.34	1.19
32	21.02	101.61	102.96	103.51	3.46	1.33
31	21.02	100.75	102.13	102.64	3.31	1.17
30	21.02	99.79	101.14	101.63	3.37	1.22
29	21.02	98.35	99.62	100.13	3.41	1.27
28	21.02	97.79	99.11	99.68	3.27	1.12
27	21.02	96.88	98.18	98.81	3.57	1.41
26	21.02	95.30	96.64	97.29	3.17	1.01
25	21.02	94.05	95.41	95.99	3.86	1.29
24	21.02	92.52	93.84	94.39	3.74	1.53
23	21.02	89.37	90.69	91.2	3.58	1.34
22	21.02	88.32	89.69	90.18	3.32	1.17
21	21.02	86.99	88.29	88.82	3.68	1.50
20	21.02	84.87	86.19	86.76	3.61	1.43
19	21.02	84.06	85.35	85.94	3.52	1.41

18	21.02	83.52	84.79	85.42	3.47	1.35
17	21.02	83.10	84.35	84.93	3.39	1.37
16	21.02	82.44	83.71	84.24	3.32	1.17
15	21.02	81.60	82.88	83.45	3.36	1.21
14	21.02	80.29	81.62	82.22	3.54	1.44
13	21.02	78.23	79.54	80.17	3.47	1.35
12	21.02	75.40	76.72	77.31	3.47	1.35
11	21.02	73.68	75.03	75.54	3.39	1.25
10	21.02	71.23	72.60	73.15	3.43	1.29
09	21.02	68.59	69.93	70.52	3.61	1.43
08	21.02	67.46	68.78	69.39	3.64	1.46
07	21.02	64.71	66.01	66.64	3.76	1.55
06	21.02	64.24	65.51	66.08	3.84	1.62
05	21.02	62.76	64.02	64.53	3.77	1.56
04	21.02	62.32	63.60	64.14	3.71	1.51
03	21.02	61.35	62.66	63.25	3.67	1.49
02	21.02	59.10	60.43	60.98	3.51	1.39
01	21.02	55.60	56.95	57.53	3.57	1.41

Commentaire

Le régime d'écoulement le long de l'oued est de type torrentiel avec un nombre de Froude >1 , qui assure l'évacuation rapide de la crue vers l'exutoire (la mer). On remarque que la vitesse d'écoulement varie entre 3 et 4 m/s ces vitesses sont inférieures au vitesses limites d'érosion qui sont de l'ordre de 14 à 20 m/s.

D'après les résultats de simulation par le logiciel Hec-Ras, La différence entre l'altitude de la ligne d'eau et celle du radier donne la hauteur d'eau en chaque section du canal, en comparant cette hauteur avec la profondeur du canal nous montre l'absence de débordement et la suffisance de la section projetée pour évacuer la crue vers l'exutoire.

I.III Etude de la stabilité du canal :

Le dimensionnement d'un canal où le fond est nu et constitué par des matériaux non cohérents nécessite de garantir la stabilité, afin d'éviter les érosions provoquées par les forces

hydrodynamiques engendrées par l'écoulement. Les conditions dans lesquelles les particules du matériau non cohérent qui constituent le

fond d'un canal commencent à se déplacer, appelées conditions critiques, peuvent s'exprimer en fonction des vitesses de l'écoulement (vitesses critiques), ou des tensions tangentielle exercées sur les particules (forces tractrices critiques).

Dans notre démarche, on va s'intéresser au tronçon où la vitesse est importante, et on va se baser sur le critère de la tension critique pour l'étude de la stabilité du fond.

Les étapes de l'étude de stabilité du fond du canal suivant cette méthode sont comme suit :

- Détermination de la contrainte tangentielle admissible à partir du diamètre moyen des grains et avec l'utilisation de l'abaque présenté dans la figure
- Calculer la contrainte tangentielle au fond par la formule suivante :

$$\tau_0 = \gamma_w R i \quad [\text{N/m}^2] \quad (\text{IV.1})$$

avec,

τ_0 : tension tangentielle critique exercée sur le fond (N/m^2).

R : rayon hydraulique (m).

γ_w : poids volumique de l'eau (N/m^3).

i : pente du fond (-)

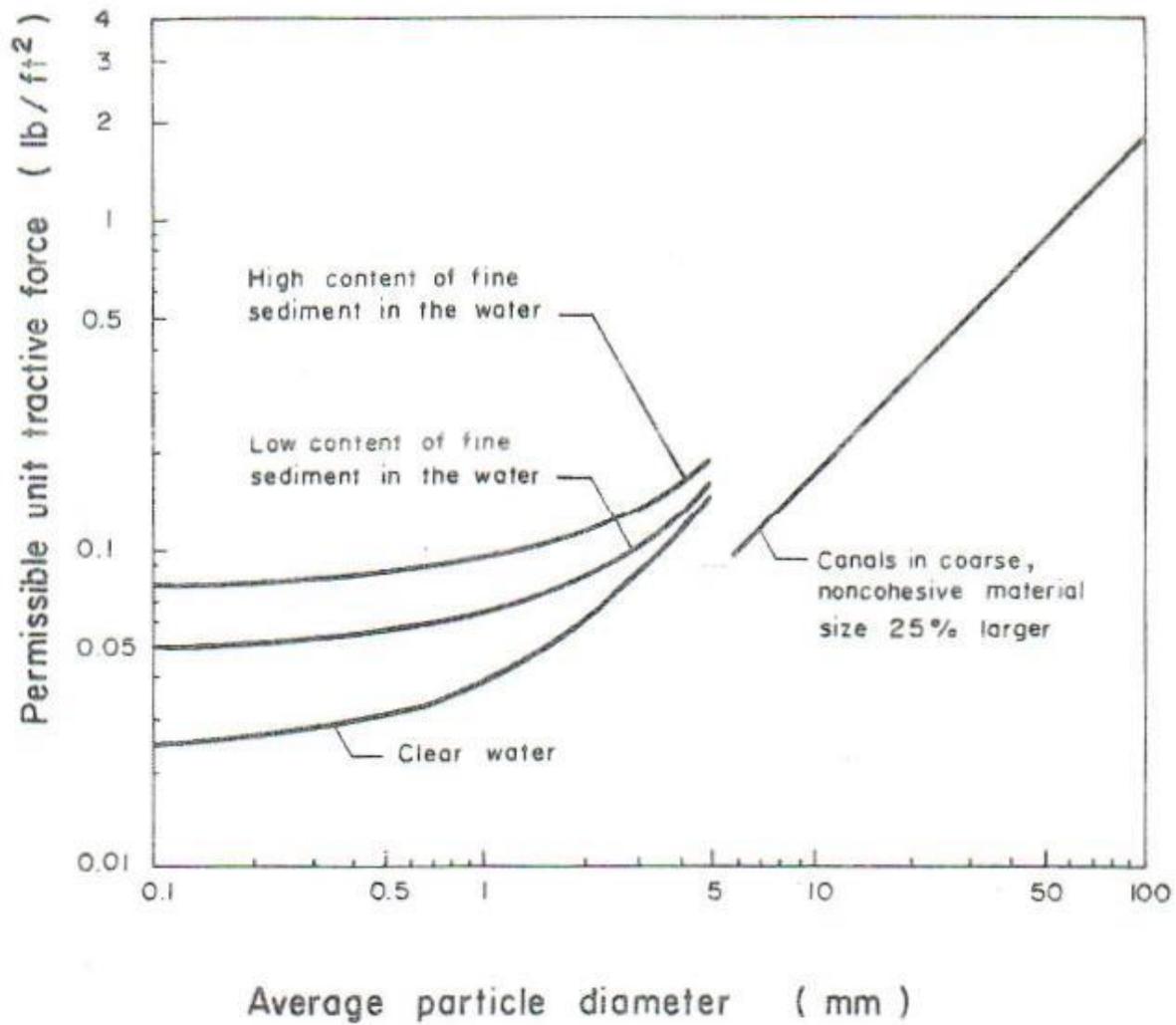


Figure 0-II Efforts tangentiel critique pour des matériaux non cohésifs (Chaudhry, 2014).

Pour notre cas, on a un sol avec un diamètre d50% de 2 mm. Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 0-IV résultats des contraintes tractrices.

Contrainte tractrice	τ_0	τ_{adm}
Valeur (N/m ²)	0.17	0.28

Interprétation : vu que la contrainte tangentielle au fond τ_0 est inférieure à la contrainte admissible, la stabilité du fond est bien vérifiée et la réalisation d'un tel aménagement est possible.

I.IV Estimation du coût de la variante

Déblais :

Ce prix rémunère au mètre cube le déblai en terrain meuble pour différentes profondeurs (selon profil en long) et le Transport des terres excédentaires à la décharge publique, y compris toutes sujétions de bonne exécution.

Remblais :

Ce prix rémunère au mètre cube la mise en place du Remblai le long de l'oued, y compris toutes sujétions de bonne exécution

Béton de propreté :

Ce prix rémunéré au mètre cube la mise en place du béton de propreté N°1 dosé à 150 kg/m³ de ciment CPA325.

Béton armé :

Ce prix rémunéré au mètre cube la mise en place du béton N°3 dosé à 350 kg/m³ de ciment CPA325.

Tableau 0-V Devis quantitatif et estimatif du projet

N°	Désignation Des Travaux	U	Quantité (m ³)	Prix /U (DA)	Montant (DA)
Elkhandak					
Terrassement					
1	Déblais en terrain de toute nature	m ³	8435.00	1000.00	8 435 000.00
2	Remblai compacté	m ³	287.00	250.00	71 750.00
Génie civil					
4	Béton de propreté N°1 dosé à 150 kg/m ³ de ciment CPA425	m ³	1414.00	7 000.00	9 898 000.00
5	Béton armé N°3 dosé à 350 kg/m ³ de ciment CPA425	m ³	3890.00	60 000.00	145 920 000.00
TOTAL					251 804 750.00
TVA 19%					47842902.50
TTC					299647653.00

Le devis du projet est estimé à : 299 647 653,00 DA

Conclusion

Cette étape nous a permis de bien connaître la situation de notre zone d'étude, sa réponse vis-à-vis des inondations et de localiser les différentes zones envahies par l'inondation occasionnée par la crue centennale ainsi la stabilité du canal dans le cas de crue puis l'estimation du cout de la variante .

Organisation et ordonnancement des travaux de chantier

Introduction :

L'organisation de chantier est une démarche visant à rechercher constamment, la meilleure façon d'utiliser économiquement la main d'œuvre et les autres moyens mis en œuvre pour gérer le chantier. Elle permet d'organiser les travaux et de choisir les engins nécessaires influençant sur les coûts et le délai d'exécution du projet.

I.I Généralités :**I.I.I Rôles et responsabilités des intervenants sur chantier :**

L' équipe de réalisation d' un projet est composée principalement par :

Maître de l'ouvrage :

C'est une personne physique ou morale pour laquelle s'exécutent les travaux, il définit le but à atteindre et assure le financement. Le maître de l'ouvrage doit assumer certaines responsabilités, par exemple :

- Gérer la réalisation du projet.
- Transmettre l'information pertinente relative au projet.
- Remplir les obligations établies par les documents contractuels.
- Assurer la coordination et la cohésion de l'équipe de projet, la bonne conduite des contrats et la réalisation des travaux.
- Prendre possession du projet.

Maître d'œuvre :

C'est une personne physique ou morale désignée par le maître d'ouvrage pour concevoir l'ouvrage tout en assurant le contrôle de l'exécution. Le maître d'œuvre d'un chantier est celui qui détient la responsabilité réelle de l'exécution des travaux et qui exerce une autorité réelle sur le chantier.

L'entreprise :

Personne physique ou morale, titulaire d'un marché de travaux conclu avec le maître d'ouvrage, chargé de :

- Réaliser un ouvrage de qualité par le contrôle de la qualité de son travail.
- Gérer les coûts et les travaux.
- Elaborer le planning d'exécution des travaux.
- Répondre aux obligations établies par les documents contractuels
- Réaliser les travaux définis dans son contrat.
- Respecter les délais.

VI.1.2 Définitions des engins utilisés :

Le matériel utilisé est le matériel classique des chantiers de travaux publics. L'utilisation de gros engins mécaniques va réduire considérablement le prix et le temps des terrassements

Tableau V. 2 : Liste des engins utilisés dans les travaux de réalisation

Tache	Engins	Actions
Travaux de préparation	Dozers	Enlever les obstacles et les herbes
	Chargeurs	
	Pelles	
	Camions	
Terrassement	Pelles	Donner la forme exacte du canal
	Chargeurs	
	Dozers	
	Niveleuse	
	Camions	
Compactage	Tous types de compacteurs à rouleaux lisses	Consolider les berges de l'oued pour éviter l'affaissement
	Compacteurs à pieds de mouton	Compacter le fond de l'oued
Coulage	Bétonneuse	Produire du béton
	Pompe à béton	Couler le béton

I.II Installation du chantier

I.II.I Installations destinées au personnel

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

I.II.II Installations destinées au stockage des matériaux

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

Les aciers doivent être stockés dans des endroits loin de la forte humidité (Baraquements, hangars...).

I.II.III Installations destinées à la réparation des engins

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

I.II.IV La préfabrication

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

I.III Rôle de l'installation de chantier

I.III.I 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

I.III.II 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 ;

I.III.III Positionner les éléments

- Humains : rendez-vous, accident ;
- Matériels : livraison, déplacements ;
- Réseaux : fuites, pannes, raccordements utilisation de grillages avertisseurs et tubes de couleurs normalisées ;

Tableau 0-I 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

I.III.IV Localisation et fonctions des différents postes

Tableau 0-II 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 bâtiment réalisé	Accueillir le personnel du chantier et les intervenants (réunion de chantier) dans des conditions 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)

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 ;

- Du poste de lavage éventuel des camions...

I.IV Succession des opérations du chantier

I.IV.I Travaux préparatoires

- Aménagement des pistes de circulation des engins et des aires de stockage de matériaux de construction ;
- L'abattage des arbres.
- La démolition et / ou le démontage des constructions et / ou clôtures.

I.IV.II Exécution de l'ouvrage

Ils consistent essentiellement en :

1. Le piquetage d'implantation pour le terrassement ;
2. L'exécution des déblais et des remblais ;
3. Exécution de la couche du gravier ;
4. Exécution de la couche du béton de propreté ;
5. Exécution de béton armé ;

I.IV.III La Planification

C'est sans doute l'opération la plus importante du processus de réalisation d'un projet. Elle intervient en tout début de la réalisation du projet et conditionne la qualité du résultat final.

Ces finalités sont :

- Pour l'équipe de projet, de traduire une stratégie de projet en logique de déroulement, formalisée sous forme de tâches à réaliser dans un ordre précis (ordonnancement) ;
- Pour le chef de projet, identifier, décrire finement et distribuer tout le travail à produire et construire son support de pilotage opérationnel par les délais,

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

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

- ✓ La stabilisation des postes de travail.

L'opération d'analyse des tâches est considérée comme la plus importante dans la planification, elle se fait en deux grandes phases :

- Une première exclusivement dédiée au recensement des tâches et de leurs relations d'enchaînement dont il sort le premier réseau logique,
- Une seconde consacrée à la vérification du réseau et au renseignement des informations relatives aux tâches.

I.V Techniques de planification

Il existe deux principales méthodes de planification à savoir :

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

I.V.I Méthodes basées sur le réseau

Définition du réseau

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

Réseau à flèches :

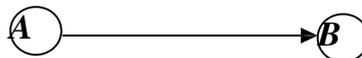
L'opération est représentée par une flèche et la succession des opérations par des nœuds.



L'opération A précède l'opération B

Réseau à nœuds :

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



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

I.V.II Construction du réseau

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

- **Etablissement d'une liste des tâches :**

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

- **Détermination des tâches antérieures :**

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

- **Construction des graphes partiels**
- **Regroupement des graphes partiels.**
- **Détermination des tâches de début de l'ouvrage et de fin de l'ouvrage.**
- **Construction du réseau.**

I.V.III Méthodes basées sur le graphique

Méthode linéaire (*ligne of balance technico*)

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

Méthode à barres

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

I.VI Les étapes de la planification

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

Collection des informations :

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

Décomposition du projet :

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

Relations entre les tâches :

Il existe deux relations essentielles entre les tâches lors de la réalisation. L'une porte sur un

I.VII Estimation de la durée des tâches

L'estimation de la durée des tâches ne se fait que lorsque les tâches ont été analysées. L'opération d'estimation des durées a un impact important sur la qualité du planning final et elle doit être conduite dans le respect de principes rigoureux.

Au préalable, il faut faire admettre les hypothèses suivantes qui simplifient l'estimation : Toutes les tâches se réaliseront, dans des conditions normales ;

Cette hypothèse consiste à estimer les durées des tâches sans présupposer une quelconque "criticité" ou pression particulière sur les délais. Ce sont les conditions habituelles de travail qui doivent servir d'étalon à l'estimation des durées. Cela suppose aussi que chaque durée de tâche est estimée sans qu'on se soucie de toutes les perturbations imaginables qui pourraient en déranger le bon déroulement. Par contre, "conditions normales" veut bien dire que l'environnement dans lequel la tâche se déroulera de façon tout-à-fait prévisible est bien pris en compte.

Chaque tâche se réalisera avec les moyens habituels ;

Cela signifie que la durée de la tâche est estimée sur la base des moyens habituellement affectés à ce type de tâche (qualité et quantité). Donc ne pas faire de supposition sur toute mise en œuvre de moyens exceptionnels que la criticité de la tâche pourrait justifier.

Les moyens nécessaires à l'ensemble des tâches sont infinis ;

Elle résulte tout simplement de la considération que chaque tâche est estimée en durée sans qu'on puisse à ce stade savoir si les moyens à y affecter seront indisponibles puisque déjà affectés à une autre tâche. Et par voie de conséquence, supposer que chaque tâche disposera des moyens nécessaires revient à considérer provisoirement qu'ils sont illimités.

Choix de la méthode de calcul

Le choix de la méthode de calcul repose essentiellement sur le type d'ouvrage construire. Il est préférable dans le cas où les opérations se suivent comme dans notre cas d'opter pour la méthode **C.P.M.**

I.VII.I Les paramètres de la méthode C.P.M

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

DCP	TR
DFP	DCPP
DFPP	MT

avec ,

DCP : date de commencement au plus tôt ;

TR : temps de réalisation ;

DFP : date de finition au plus tôt ;

DCPP : date de commencement au plus tard ;

DFPP : date de finition au plus tard ;

MT : marge totale ;

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{DFP} = \text{TR} \\ \text{DCPP} = \text{DFPP} - \text{TR} \end{array} \right.$$

I.VII.II Chemin critique (C.C)

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

Donc, pour retrouver un chemin critique il suffit de vérifier la double condition suivante :

$$\text{C.C} \iff \begin{array}{l} \text{MT} = 0 \\ \Sigma T_R = \text{DTP} \end{array}$$

I.VIII Elaboration du réseau selon la méthode CPM (*Critical Path Method*)

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

des travaux. Ces derniers sont reportés dans le tableau suivant :

Tableau 0-III Elaboration d'un réseau selon la méthode CPM

Les travaux	Opération	Durée
Installation de chantier	A	15 jours
Travaux de terrassement	B	60 jours
Compactage	C	20 jours
Lit de béton propreté	D	30 Jours
Travaux de bétonnage	E	75 Jours
Travaux de finitions	F	15 jours

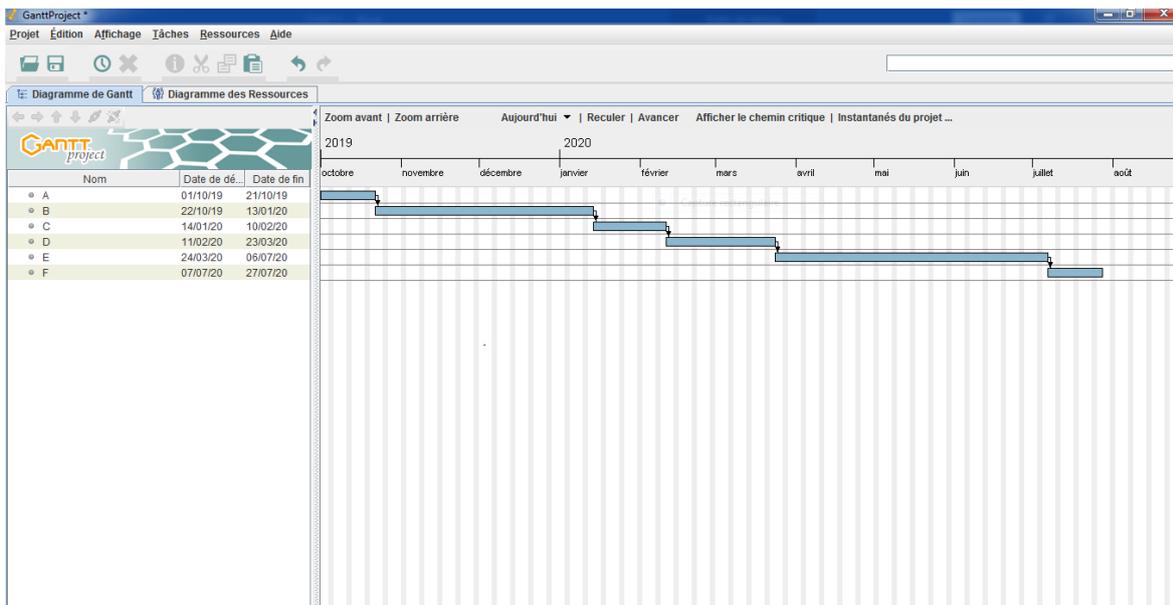


Figure 0-I Diagramme des barres de tâches de GANTT

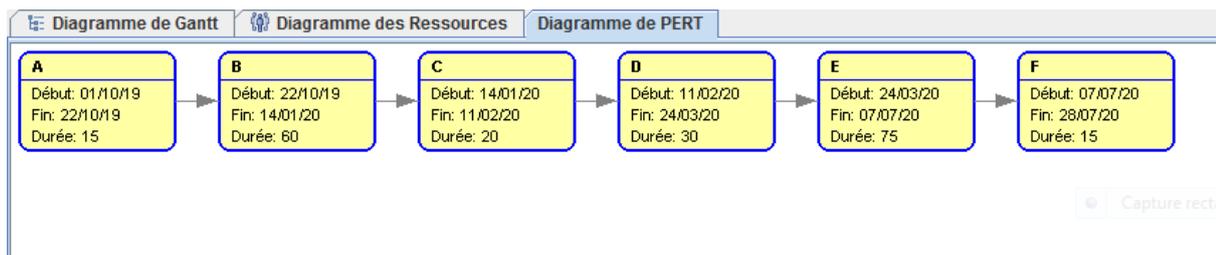


Figure 0-II Diagramme PERT

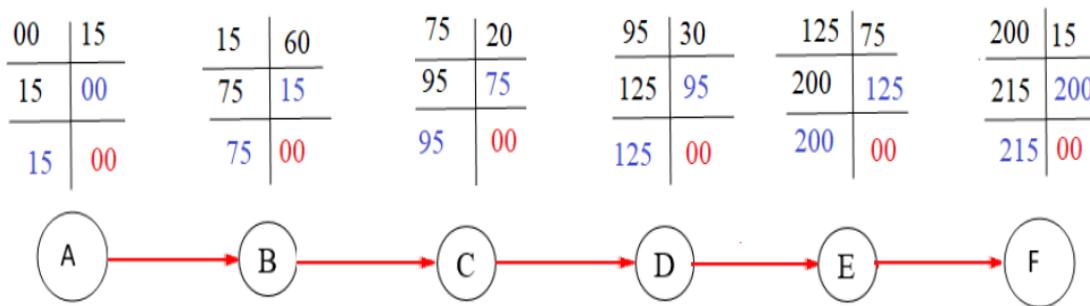


Figure 0-III schématique du réseau à nœud

I.IX Causes des accidents de travail dans un chantier hydraulique

Généralement les accidents de travail imputables à des conditions dangereuses et actions dangereuses sont causés par deux facteurs :

Facteurs humains

- Manque de contrôle et négligence.
- La fatigue des travailleurs, manque de maîtrise et de responsable.
- Encombrement dans les différentes phases d'exécution des travaux.
- Erreurs de jugement ou de raisonnement.
- Importance durant les différentes phases de réalisation.
- Suivre un rythme de travail inadapté.

Facteurs matériels

- Outillage, engins, et machines de travail.
- Nature des matériaux mis en œuvre.
- La difficulté posée lors de l'exécution du travail.
- Les installations mécaniques et électriques.

Durant chaque phase de la réalisation d'un projet d'aménagement, le risque de produire un accident est éventuel soit dans la phase des travaux de terrassement ou dans la réalisation des travaux de bétonnage.

I.IX.I Mesures préventives pour éviter les causes des accidents

Protection individuelle

Pour mieux protéger contre les dangers pendant l'exercice de certaines professions, il est indispensable d'utiliser les dispositifs de protection individuelle (casques, gants, chaussures, lunette protectrice etc.).

Protection collective

✓ Equipement de mise en œuvre du béton

L'entrepreneur ou bien le chef chantier doit mettre en évidence les points suivants :

- Application stricte des règlements de sécurité.
- Affectation rigoureuse du personnel aux commandes des points clés d'une installation moderne.

✓ Engin de levage

La grue, pipe layée et autres engins par leurs précisions et possibilité de manutention variés, constituent la pose de travail où la sécurité n'admet pas la moindre négligence, alors le technicien responsable veillera à :

- Affecter des personnes qui comptent.
- Procéder aux vérifications périodiques des engins selon la notice du constructeur.
- Délimiter une zone de sécurité autour des engins de levage et en particulier à éviter tout stationnement sous une charge levée.

✓ Appareillage électrique

Pour éviter les risques des appareils électriques, il faut absolument proscrire le bricolage car une ligne ou une installation électrique doit être placée que par des électriciens qualifiés.

✓ Autres protections

- Toute tranchée creusée en agglomération ou sous route sera protégée par une clôture visiblement signalée de jour comme de nuit (chute de personnes et d'engins).
- Prévenir les concernés avant d'entreprendre des travaux d'excavations des tranchées et vérifier la stabilité du sol.
- Les travailleurs œuvrant à la pioche ou la pelle sont tenus à laisser une distance suffisante entre eux.

Conclusion

A la fin de ce chapitre, une étude globale sur le déroulement des travaux nécessaires a été élaboré pour permettre l'enchaînement le plus logique et économique des travaux d'aménagement de oued Elkhandak, toute en assurant une utilisation rationnelle des ressources mises en œuvre (personnels et matériels).

Conclusion Générale

Ce travail qui a eu pour objectif de protéger la ville Dellys contre tout risque d'inondation et sélectionner les meilleures solutions d'aménagements compte tenu des conditions naturelles.

A travers cette étude, on a pris conscience de la nécessité d'entretenir l'Oued Elkhandak qui longent l'est de la ville de Dellys et qui débordent en différentes endroits, pour empêcher ce problème d'inondation et protéger leurs biens. On a englobé tous les points qui touchent à la réalisation de ce projet.

Nous avons d'abord présenté la zone d'étude, puis estimé le débit de crue maximal à évacuer par ces cours d'eau. Et afin de choisir l'aménagement adéquat nous avons effectué une analyse technique pour choisir la variante qui répond à notre objectif d'étude.

On a utilisé le logiciel **HEC-RAS** pour la simulation de l'écoulement dans l'oued concerné et la détermination des zones inondables, Ceci en passant par le logiciel **AutoCad Civil 3D**

Alors, il a été constaté, que beaucoup d'endroits de la région d'étude sont susceptibles d'être inondées après l'adoption du scénario du crue centennale, telles que les habitations proches du cours d'eau ; ce qui a permis de proposer des solutions à la mesure du problème. Les aménagements proposés sont, donc Protection en canaux en béton armé. Un débroussaillage, décapage de la végétation et abattage et déracinement des arbres ;

Le projet de réalisation des aménagements s'étale sur un délai de 215 jours,

Références bibliographiques

ARMONDO LENCASTRE. (1996) Hydraulique Générale, édition Paris.

BALADES J.-D., LEROUX J. (1993) La maîtrise des eaux pluviales. Éditions du STU, page 63.

Degoutte.G,(2006) Diagnostique aménagement et gestion des rivières-hydraulique et morphologie fluviale appliquées. Collection Tec & Doc. Paris. France. 394p

G.J. Arcement Jr. and V.R. Schneider: Guide for Selecting Manning's Roughness Coefficients)

Graf W.H, altinakar M.S(2000): Hydraulique fluvial: écoulement et phénomènes de transport dans les canaux à géométrie, Volume 16, Traité de Génie Civil, Ecole polytechniques Fédérale de Lausanne, Presse polytechnique et universitaire romane. 628p.

Guy B. Fasken : Guide for selecting roughness coefficient n value for channels. Soil Cnservation service USDA. 1963

MARC SATI et BECHIR SELMI, Livre Guide technique de l'assainissement

MEDD (Ministère de l'écologie et du développement durable « France », direction de la prévention des pollutions et des risques, sous la direction de la prévention des risques majeurs. 2004. Risques naturels majeurs : Les inondations, Aout 2004. 20p.

Richard H. McQueen, Peggy A. Johnson. (2002) Highway Hydrology, edition (NHI) USA, page 50.

Touaïbia.B (2004) : Manuel pratique d'hydrologie. Edition Madani. Blida. Algérie.166p.

Annexes

Figures de simulation de l'Oued Elkhandak à son état naturel

