

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

DEPARTEMENT AMENAGEMENT ET GENIE HYDRAULIQUE

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

En vue de l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'Etat en Hydraulique

THEME DU PROJET :

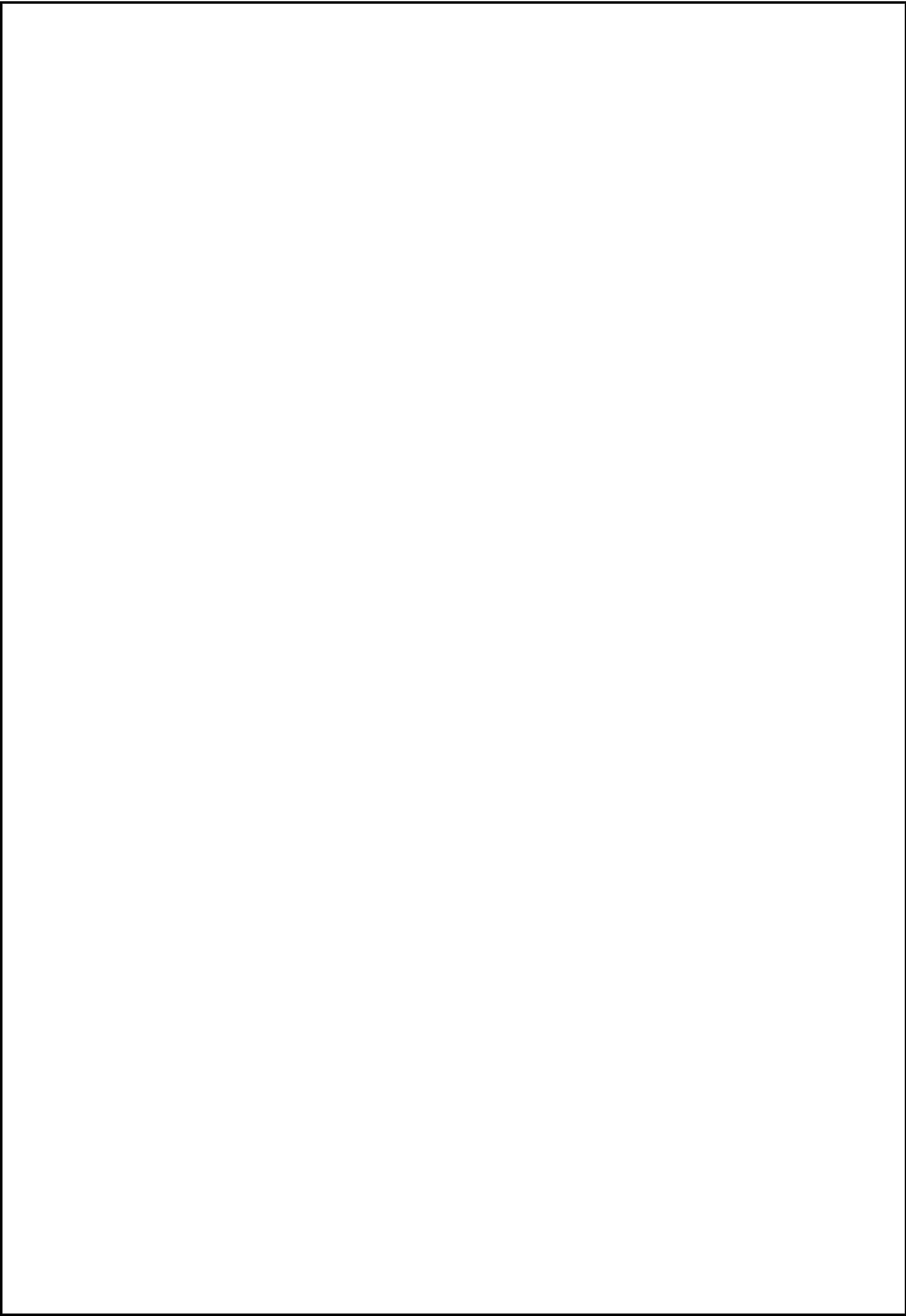
**ETUDE DE PROTECTION DU CENTRE DE KHELLIL
(CONTRE LES INONDATIONS)
WILAYA DE BORDJ BOU ARRERIDJ**

PRESENTE PAR :
Melle BENYAHIA Assia

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
M ^r M.K.MIHOUBI	Professeur	Président
M ^r S. TOUMI	M.C.B	Examineur
M ^r M.BOUZIANE	M.A.A	Examineur
M ^r M.BOUKHELIFA	M.A.B	Examineur
M ^r B.BENLAOUAKLI	M.C.A	Promoteur

Session - 2015



Dédicace

A chaque fois qu'on achève une étape importante dans notre vie, on fait une pose pour regarder en arrière et se rappeler toutes ces personnes qui ont partagés avec nous tous les bons moments de notre existence, mais surtout les mauvais. Ces personnes qui nous ont aidés sans le leur dire, soutenus sans réserve, aimé sans compter, ces personnes à qui notre bonheur devient directement le leur, à qui un malheur en nous, en eux se transforme en pleur.

Je dédie ce modeste travail à tous ceux que j'aime mais surtout :

A mes parents qui ont toujours été les étoiles de mon ciel et ont illuminé mon chemin depuis ma naissance, je ne les remercierai jamais assez

Je le dédie également :

A mon meilleur ami

A ma belle amie Meriem Ramdini, mes sœurs et mon frère.

A mes amis de l'ENSH :Khayra, Nari ,Sarah ,Adel,Yesser et Rania ;

A mon amie d'enfance Tomi Asma

A tous les enseignants de l'ENSH qui m'ont accompagné durant mes études ;

A toute personne utilisant ce document pour un bon usage.

Benyahia Assia

Remerciements

Tout travail réussi dans la vie nécessite en premier lieu la bénédiction de Dieu, et ensuite l'aide et le support de plusieurs personnes. Je tiens donc à remercier et à adresser ma reconnaissance à toute personne qui m'a aidé de loin ou de près afin de réaliser l'un de mes rêves...

Tout d'abord, je tiens à remercier très vivement mon directeur du mémoire, pour ses qualités humaines et scientifiques. Je ne pourrai jamais oublier sa gentillesse, sa générosité, son esprit de recherche et ses commentaires efficaces. Un grand merci de m'avoir donné la chance de réaliser ce modeste travail.

Je remercie tous les professeurs et les enseignants de mon cursus universitaire qui ont Contribué à ma formation.

Je remercie vivement les membres du jury pour le soutien et l'intérêt qu'ils ont portés à ce travail.

Je remercie fortement et de tout mon cœur mes vifs remerciements vont également à mon meilleur ami pour l'appui moral qu'ils m'ont témoigné,

Pour terminer, j'adresse mon grand amour à mes parents, mon père pour son sacrifice ma mère pour sa tendresse, mon frère, mes sœur et Meriem Ramdini, C'est grâce à leur amour et leurs sacrifices que ce mémoire a été mené à bonne fin. Mon plus grand souhait dans cette vie, c'est de les voir toujours à côté de moi, en bonne santé, heureux et que la paix soit avec eux.

Grand merci à vous tous.

Asie

Sommaire

Introduction générale

Chapitre 1 : Présentation de la zone d'étude

Introduction.....	01
1. Situation géographique	01
2. Situation climatique	02
2.1. Pluviométrie	02
2.2. Evaporation	03
2.3. Température	04
2.4. Humidité relative.....	04
2.5. Régime des vents	05
3. Situation Géologique	05
3.1. Géologie sommaire.....	05
3.2. Tectonique et stratigraphie.....	07
4. Démographie	07
5. Description des cours d'eau et ouvrages existants	07
Conclusion	10

Chapitre 2: Généralité sur les inondations

Introduction.....	11
1. Définitions	11
2. Mécanisme des inondations.....	11
3. Les différents Types d'inondations.....	12
3.1. Les inondations des plaines.....	12
3.2. Les inondations par ruissellement en secteur urbain.....	12
3.3. Inondation par remontées de nappe.....	13
3.4. Par débordement direct	13
3.5. Par débordement indirect	14
3.6. Inondation par rupture d'une protection.....	14
4. L'impact des inondations.....	14
4.1. Impact sociaux.....	14
4.2. Impact économique.....	15
4.3. Impact socio-économique.....	15
Conclusion	15

Chapitre 3 : Etude hydrologique

Introduction.....	16
-------------------	----

1. Caractéristiques morphologiques.....	16
1.1. Caractéristique géométriques.....	17
1.1.1. Indice de compacité de Horton (K_h)	17
1.1.2. Indice de compacité de Gravelius	17
1.1.3. Coefficient d'allongement C_a	17
1.1.4. Rectangle équivalent.....	18
1.2. Le relief	18
1.2.1. Répartition et courbe hypsométrique.....	19
1.2.2. Altitude caractéristiques	20
1.2.2.1. Altitude maximale et minimal	20
1.2.2.2. L'altitude médiane.....	20
1.2.2.3. L'altitude moyenne.....	21
1.2.3. Les indices de pente	21
1.2.3.1. Indice de pente globale (I_g).....	21
1.2.3.2. Pente moyenne des bassins versants (I_m).....	22
1.2.3.3. Indice de pente de roche (I_p).....	22
1.3. Réseau hydrographique	22
1.3.1. Densité de drainage	23
1.3.2. Profil en long de la cours d'eau principale.....	23
1.3.3. Pente moyenne du cours d'eau principal	24
1.3.4. Le temps de concertation	25
1.3.4.1. Formule de SCS : (Soil Conservation Service, USA)	25
1.3.4.2. Formule de TURAZZA	25
1.3.4.3. Formule de GIANDOTTI.....	26
1.3.4.4. Formule de VENTURA	26
1.3.4.5. Formule de KIRPICH.....	26
1.3.5. Vitesse moyenne de ruissellement.....	27
2. Analyse des données pluviométriques.....	29
2.1. Pluie moyenne annuelle.....	29
2.2. Pluies maximales journalières.....	29
2.3. Les précipitations maximales journalières	30
2.3.1. Ajustement à la loi de GUMBEL.....	31
2.3.2. Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GALTON.....	32
3. Pluie de courte durée	34
Conclusion	37

Chapitre 4 : calcul de débit de dimensionnement

Introduction.....	38
1. Etude de crues	38
1.1. Différentes méthodes d'évaluation des crues.....	38
1.2. Méthode empirique.....	39
1.2.1. Calcul de débit	39
1.2.1.1. Formule de Mallet – Gauthier.....	39
1.2.1.2. Formule de TURAZZA	40

1.2.1.3. Formule de Sokolovski	40
1.2.2. Hydrogramme des crues.....	42
2. Modélisation pluie débit	46
2.1. Les étapes de la modélisation avec HEC HMS	47
2.1.1. Pour le bassin versant	47
2.1.2. Pour le modèle météorologique	48
2.1.3. Pour le contrôle des spécifications	49
2.1.4. Pour le lancement de la simulation	49
Conclusion	51

Chapitre 5 : Etude des variantes

Introduction.....	52
1. Variante proposé pour l'étude.....	52
1.1. Première bassin	52
1.1.1. Première variante.....	52
1.1.2. Deuxième variante	52
1.2. Deuxième bassin	52
1.2.1. Première variante.....	52
1.2.2. Deuxième variante	53
2. Avantage et inconvénients	53
2.1. Galerie rectangulaire en béton armée	53
2.2. Canal trapézoïdale	53
3. Etude technique économiques des variantes	55
Conclusion	55

Chapitre 6 : calcul hydraulique

Introduction.....	56
1. Généralités.....	56
1.1. Les canaux à ciel ouvert.....	56
1.2. Les différents types de Canaux	56
1.2.1. Les canaux naturels.....	56
1.2.2. Les canaux artificiels.....	57
1.3. L'écoulement à surface libre.....	58
1.4. Classification des écoulements à surface libre	58
1.4.1. Variabilité dans le temps	58
1.4.2. Variabilité dans l'espace.....	59
1.4.3. Le nombre de Reynolds	59
1.4.4. Le nombre de Froude	59
2. Dimensionnement des canaux.....	60
2.1. Les conditions de l'écoulement uniforme	60
2.2. La formule de Chézy.....	60
2.3. Détermination de coefficient de Chézy	61
2.3.1. formule de MANING-STRICKLER	61
2.4. Les paramètres géométriques	61

2.4.1. Le choix de la section de meilleure conductivité.....	61
2.4.2. Canal à section trapézoïdale	62
2.4.3. Canal à section rectangulaire	65
2.5.Calcul de la profondeur normal h_n	65
2.5.1. Méthode graphique	66
2.5.2. Méthode itérative.....	66
2.6.Calcul de la profondeur critique h_{cr}	66
2.6.1. la méthode graphique.....	66
2.6.2. la méthode d'AGROSKINE.....	68
2.6.3. la méthode itérative.....	66
2.7.Calcul de la pente critique	68
2.8.Nombre de Froude	68
2.9.la ligne d'eau.....	68
2.9.1. Equation de la ligne d'eau.....	68
2.9.2. Les différentes formes de courbe de remous	69
2.10. Calcul de la surface d'eau.....	70
3. Calcul du ressaut	70
4. Calcul des aménagements	72
4.1.Détermination des paramètres optimums et hydrauliques.....	72
4.1.1. Bassin $n=1$	76
4.1.2. Bassin $n=2$	74
4.2.Calcul de la pente critique	76
4.3.Les courbes de remous	76
4.4.La ligne d'eau	77
4.5.Calcul de ressaut après chaque chute	79
4.6.Bassin d'amortissement	81
Conclusion	82

Chapitre 7 : Organisation de chantier

Introduction.....	82
1. Généralités.....	82
1.1.Rôles et responsabilités des intervenants sur chantier.....	82
1.1.1. Le maître de l'ouvrage	82
1.1.2. Le maître d'œuvre	82
1.1.3. L'entreprise	82
1.1.4. L'entrepreneur	83
2. Les moyens de chantier.....	83
2.1.Les moyens humains	83
2.2.Les moyens matériels	83
2.2.1. Le matériel de terrassement	83
2.2.2. Le matériel de bétonnage	85
3. Installations du chantier	85

3.1.Installations destinées au personnel	85
3.2.Installations destinées au stockage des matériaux	85
4. Succession des opérations du chantier.....	85
4.1.Travaux préparatoires.....	85
4.2.Exécution de l'ouvrage	86
5. Détermination des différents volumes	86
5.1.Volume des déblais des tranchées	86
5.2.Volume des remblais des tranchées	87
5.3.Volume du lit de sable	87
5.4.Volume du lit du béton de propreté	87
5.5.Volume du béton armé	88
5.6.Volume des roches des bassins d'amortissements	88
6. Devis des différents volumes des travaux.....	90
7. Planification.....	90
7.1.Collection des informations	90
7.2.Décomposition de projet en taches.....	91
7.3.Prévoir la relation entre les opérations	91
7.4.Attribution des durées	91
7.5.Construction de réseau	91
7.5.1. méthodes basées sur le réseau	91
7.5.2. différent méthode basées sur le réseau.....	92
7.5.2.1.Méthode C.P.M (critical path netlog).....	92
7.5.2.2.Méthode P.E.R.T (Program Evaluation and Review Technical	92
7.5.2.3.Choix de la méthode de calcul	92
8. les paramètres de la méthode C.P.M	92
9. Elaboration du réseau selon la méthode CPM	93
10. Diagramme de Gantt	95
Conclusion	95

Conclusion générale

Liste des tableaux :

Chapitre 1 : présentation de la zone d'étude

Tableau 1.1 : Répartition mensuelle de la pluie moyenne annuelle.....	03
Tableau 1.2 : Répartition mensuelle de l'évaporation (1963/64-1992/93).....	03
Tableau 1.3 : Répartition mensuelle de la température (1980-1995).....	04
Tableau 1.4 : Répartition mensuelle de l'humidité relative (1990-2002).....	05
Tableau 1.5 : Répartition mensuelle de la vitesse des vents (1981-1984).....	05

Chapitre 3 : étude hydrologique

Tableau 3.1 : Récapitulatif des caractéristiques géométriques du bassin versant.....	18
Tableau 3.2 : Coordonnées de la courbe hypsométrique pour (S1)	19
Tableau 3.3 : Coordonnées de la courbe hypsométrique pour (S2)	20
Tableau 3.4 : Altitudes caractéristiques.....	21
Tableau 3.5 : Indice de pente global.....	21
Tableau 3.6 : Pente moyen des bassins versant.....	22
Tableau 3.7 : Indice de pente de roche.....	22
Tableau 3.8 : Densité de drainage.....	23
Tableau 3.9 : Pente moyenne du cours d'eau principal.....	25
Tableau 3.10 : Temps de concentration.....	27
Tableau 3.11 : Vitesse de ruissellement.....	27
Tableau 3.12 : Caractéristiques hydromorphométriques des bassins versant.....	28
Tableau 3.13 : La station pluviométrique.....	29
Tableau 3.14 : Pluies maximales journalières de la station pluviométrique de Bir Kasdali	29
Tableau 3.15 : Caractéristiques de la série avec N=45ans.....	31
Tableau 3.16 : Résultat de l'ajustement à la loi de Gumbel.....	31
Tableau 3.17 : Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon.....	32
Tableau 3.18 : Résultat de l'ajustement à la loi de log normal.....	32
Tableau 3.19 : Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon	33
Tableau 3.20 : Les précipitations et les intensités maximales pour différentes durées	35

Chapitre 4 : calcul de débit de dimensionnement

Tableau 4.1 : Valeur de coefficient de ruissellement C.....	40
Tableau 4.2 : Valeur de coefficient de ruissellement α	41
Tableau 4.3 : Débits de crues du sous bassin n°1.....	41
Tableau 4.4 : Débits de crues du sous bassin n°2.....	41
Tableau 4.5 : Temps des bassins versant.....	43
Tableau 4.6 : Hydrogramme de crues pour différentes période de retour -S1-.....	43
Tableau 4.7 : Hydrogramme de crues pour différentes période de retour -S1-.....	44

Tableau 4.8: Débit de crue calculé pour une période de retour de 100 ans.....	45
Tableau 4.9: Les résultats de simulation pour le sous bassin n=°1.....	49
Tableau 4.10 : Les résultats de simulation pour le sous bassin n=°2.....	50

Chapitre 5: Etude des variantes

Tableau 5.1: Estimation des couts pour les différentes variantes.....	55
--	-----------

Chapitre 6 : Calcul hydraulique

Tableau 6.1 : Paramètres géométriques d'un canal à section trapézoïdale.....	63
Tableau 6.2: Quelques ordres de grandeur de fruit de talus.....	64
Tableau 6.3 : Paramètres géométriques d'un canal à section rectangulaire	65
Tableau 6.4 : les différents types des courbes de remous.....	69
Tableau 6.5 : les différents types de ressaut.....	72
Tableau 6.6 : description des tronçons de premier bassin	72
Tableau 6.7 : Calcul des paramètres optimums de la galerie R0-R18.....	73
Tableau 6.8 : Calcul des paramètres hydraulique du tronçon 1.....	73
Tableau 6.9 : Calcul des paramètres optimums de la galerie R18- R32.....	73
Tableau 6.10: Calcul des paramètres hydraulique de tronçon 2.....	74
Tableau 6.11: description des tançant de deuxième bassin.....	74
Tableau 6.12: Calcul des paramètres optimums de la galerie P0-P41	75
Tableau 6.13: Calcul des paramètres hydraulique du tronçon 1(P0-P41).....	75
Tableau 6.14 : Calcul des paramètres optimums de la galerie (P41-P60).....	75
Tableau 6.15 : Calcul des paramètres hydraulique du tronçon 1(P41-P60).....	76
Tableau 6.16 : Calcul de la pente critique pour tous les tronçons.....	76
Tableau 6.17 : les types des courbes de remous pour tous les tronçons.....	77
Tableau 6.18 : Paramètre de la ligne d'eau du premier bassin (R0-R32).....	77
Tableau 6.19 : Paramètre de Ligne d'eau du deuxième bassin (P0-P60).....	78
Tableau 6.20 : les démentions final des aménagements projeté.....	78
Tableau 6.21 : les caractéristiques du ressaut hydraulique.....	81
Tableau 6.22 : les caractéristiques du bassin d'amortissement.....	82

Chapitre 6 : Organisation de chantier

Tableau 7.1 : volume des travaux du projet du centre de Khellil	89
Tableau 7.2: Le devis des différents travaux de projet du centre de Khellil.....	90
Tableau 7.3 : Temps de réalisation de chaque tache	93
Tableau 7.4 : relations entre les différentes taches	94

Liste des figures :

Chapitre 1 : Présentation de la zone d'étude

Figure 1.1: Situation géographique de la zone d'étude.....	01
Figure 1.2 : Extrait de la carte pluviométrique de l'ANRH au niveau de la zone d'étude.....	02
Figure 1.3 : Répartition mensuelle des pluies.....	03
Figure 1.4 : Répartition mensuelle de l'évaporation.....	04
Figure 1.5 : Extrait de la carte géologique de BOU SELLAM au niveau de la zone d'étude.....	06
Figure 1.6 : Canal mal réalisé.....	08
Figure 1.7 : Dépôt du déchet dans un canal.....	08
Figure 1.8 : L'oued sans aménagement.....	08
Figure 1.9 : L'oued sans aménagement.....	08
Figure 1.10 : L'oued sans aménagement.....	09
Figure 1.11 : L'oued traverse l'agglomération.....	09
Figure 1.12 : L'oued sans aménagement coup la ville.....	09
Figure 1.13 : stagnation de l'eau au milieu de l'agglomération.....	09

Chapitre 2 : Généralités sur les inondations

Figure 2.3 : Inondations par ruissellement en secteur urbain.....	12
Figure 2.4 : Inondation par remontée de nappe phréatique.....	13
Figure 2.5 : Inondation par débordement direct.....	13
Figure 2.6 : Inondation par débordement indirect.....	14
Figure 2.7 : Inondation par rupture d'une protection.....	14

Chapitre 3 : Etude hydrologique

Figure 3.1: Délimitation des sous bassin 1 et 2.....	16
Figure 3.2 : Courbe hypsométrique du sous bassin n=°1.....	19
Figure 3.3 : Courbe hypsométrique du sous bassin n=°1.....	20
Figure 3.4 : Profil en long du cours d'eau principal du sous bassin n=°1.....	24
Figure 3.5 : Profil en long du cours d'eau principal du sous bassin n=°2.....	24
Figure 3.6 : Ajustement avec loi de GUMBEL.....	33
Figure 3.7: Ajustement avec loi LOG NORMAL.....	34
Figure 3.8: Précipitation maximal pour des différentes durées.....	36
Figure 3.9: Intensité maximal pour des différentes durées.....	36

Chapitre 4 : Calcul de débit de dimensionnement

Figure 4.1: Hydrogrammes de crue pour le sous bassin 1.....	44
Figure 4.2 : Hydrogramme de crue pour le sous bassin 2.....	45
Figure 4.3 : Fenêtre du logiciel HEC HMS.....	46

Figure 4.4 : Introduction des données du bassin.....	47
Figure 4.5 : Introduction des données de la perte.....	47
Figure 4.6 : Introduction du lag time.....	48
Figure 4.7 : Introduction de la méthode qui définit la précipitation.....	48
Figure 4.8 : Introduction des caractéristiques de la précipitation.....	48
Figure 4.9 : Introduction des paramètres de la simulation.....	49
Figure 4.10 : L'Hydrogramme de crue du sous bassin N=°1.....	50
Figure 4.11 : L'hydrogramme de crue du sous bassin N=°2.....	51

Chapitre 5 : Etude des variantes

Figure 5.1: Photo représente les dépôts dans un ancien canal.....	54
Figure 5.2 : Photo représente la situation de l'oued.....	54
Figure 5.3 : Photo au milieu de la ville	54

Chapitre 6 : calcul hydraulique

Figure 6.1: Canal naturel.....	57
Figure 6.2: Canal artificiel.....	57
Figure 6.3: Ecoulements a surface libre.....	58
Figure 6.4 : Passage du régime fluvial au torrentiel.....	60
Figure 6.5: Canal à forme trapézoïdale.....	64
Figure 6.6: Canal à forme rectangulaire.....	65
Figure 6.7: La relation entre le tirant d'eau et le débit normal	67
Figure 6.8: L'énergie spécifique en fonction de profondeur.....	71
Figure 6.9: Les différentes formes de courbes de remous.....	71
Figure 6.10: Schéma d'un ressaut hydraulique.....	73
Figure 6.11: Typologie des ressauts.....	74
Figure 6.12 : Schéma hydraulique complet du tronçon R0-R18.....	75
Figure 6.13: Schéma hydraulique complet du tronçon R18-R32.....	76
Figure 6.14: Schéma hydraulique complet du tronçon P0-P41.....	78
Figure 6.15: Schéma hydraulique complet du tronçon P41-P60.....	79
Figure 6.16: Graphe de la ligne d'eau de type S2 du tronçon R0-R32.....	78
Figure 6.17: Graphe de la ligne d'eau de type S2 du tronçon P0-P60.....	79
Figure 6.18: Schéma explicatif de ressaut après chaque chute.....	80

Chapitre 7 : Organisation de chantier

Figure 7.1: pelle à chenilles avec godet à position rétro.....	83
Figure 7.2: bulldozer.....	84
Figure 7.3: chargeur pneumatique.	84
Figure 7.4: camion à benne.	85
Figure 7.5: calcul de déblai	86

Figure 7.6: calcul de remblai	87
Figure 7.7: Réseau à nœuds	94
Figure 7.8: Diagramme de Gantt	95

Liste des planches

<i>Planche 1 :</i>	Plan d'aménagement du centre de Khellil W .BBA
<i>Planche 2:</i>	Profil en long de la galerie du centre de Khellil W.BBA
<i>Planche 3 :</i>	Profil en long du canal du centre de Khellil W.BBA
<i>Planche 4 :</i>	Profil en long de la galerie du centre de Khellil W.BBA
<i>Planche 5 :</i>	Profil en long du canal du centre de Khellil W.BBA
<i>Planche 6 :</i>	Profil en travers des aménagements du centre de Khellil W.BBA
<i>Planche 7 :</i>	Schéma du bassin d'amortissement du centre de Khellil W.BBA

ملخص:

يتمركز هدف عملنا على دراسة مفصلة لمنطقة خليل المتواجدة ببرج بوعريريج من أجل حمايتها من الفيضانات حيث تطرقنا في مشروعنا هذا الى احاطة شاملة بالفيضانات و دراسة هيدرولوجية للحوض وذلك لتحديد منسوب الفيضانات المتوقعة باستخدام طريقتين الأولى نظرية والتي تتمثل في العلاقات التجريبية و الثانية نموذجية باستخدام النموذج hms hec مع تحديد ابعاد المجاري و اخيرا قمنا بتقدير مدة و تكلفة انجاز هذا المشروع

Résumé :

Notre travail consiste à dimensionner un ouvrage de protection contre les inondations du centre de Khellil, situé au niveau de la wilaya de Bordj Bou Arreridj. Pour ce faire, une présentation de la problématique de la zone d'étude a été consacrée, appuyée par une étude hydrologique du bassin versant. Le débit de crues probables a été déterminé avec deux méthodes : les formules empiriques et une modélisation pluie-débit à l'aide du logiciel de calcul HEC HMS, suivi d'un dimensionnement des aménagements à projeter sur le cours d'eau pour dresser ensuite une estimation de la durée et du coût des travaux de réalisation dudit projet.

Abstract:

Our work consist, design a protection structure against flood, in the village of Khellil situated in Bordj Bou Arreridj. We began our project with a presentation of our zone .After that we moved to generalities about flood, and a hydrological study of our watershed to determine water flow of probable growth with two methods. In the first one we used empirical formulas, in the other we used a rain-flow modelisation with HEC HMS, a projected development dimensioning of the watercourse. Finally we estimated the duration and the cost of our project.

Introduction générale

Le problème des inondations n'est pas une nouveauté. De tout temps il constitue un risque majeur sur le territoire national, mais également en Europe et dans le monde entier. D'après une statistique internationale, les inondations sont responsables de plus de 60% de mortalité totale.

L'Algérie, de sa part est confrontée aux phénomènes de crues et d'inondations qui sont plus fréquents que les séismes. Ces phénomènes provoquent des catastrophes plus destructrices et occasionnent d'importants dégâts humains et matériels, Comme le cas de Bâb-el-oued et Ghardaïa.

Les inondations ont à leur origine des événements météorologiques-hydrologiques qui, à cause de leur nature stochastique, sont très difficiles à prévoir quant à leur période de retour et leur intensité. Elles sont d'autant plus à redouter lorsqu'elles se produisent en ville, là où se situe une forte concentration des activités humaines. Par conséquent, les activités économiques sont fortement perturbées et les coûts pour la société deviennent exorbitants d'où la nécessité de prévoir et d'empêcher le retour de ces catastrophes.

L'examen des événements catastrophiques survenus dans notre pays montre que sur l'ensemble des bassins versant algériens, des superficies important des terres agricoles, des plaines et des agglomérations sont fréquemment envahies par les eaux de la crue.

Le centre de Khellil est soumis à chaque événement pluvial à des inondations. L'agglomération se trouvant en un point d'accumulation des eaux des crues venant du Nord, l'écoulement superficiel venant dans le sens de cette dernière, provoque à chaque fois des dégâts au niveau des habitations et des terrains agricoles.

Pour notre travail nous avons pris comme région d'étude cette ville vue quelle est touchée par ce phénomène d'inondation de type torrentiel qui est dues à des fortes averses de pluies ou des orages violents sur un petit bassin versant.

L'objectif de notre travail est de traiter les moyens de protection contre ce phénomène par un aménagement hydraulique de protection, qu'on va dimensionner selon les études géologiques, géotechniques, hydrologique et hydrauliques qu'on doit les faire.

Chapitre 1 : présentation de la zone d'étude

Introduction

Dans cette partie nous allons définir les données nécessaires concernant notre région du point de vue topographique, géologique, démographique ainsi que la situation hydraulique. Ces données nous serviront à proposer une solution pour la protection de la ville de Khellil et la réalisation d'un aménagement.

1. Situation géographique

La commune est située dans la région des Hauts-Plateaux, entre les monts Bibans au nord et la chaîne du Hodna au sud, d'une superficie de 223 km² est la plus grande commune de la daïra de Bir Kasd Ali qui a une superficie totale de 422 km², avec un bassin agricole situé à 975,53 mètres d'altitude moyenne. Elle se trouve à 27 km au nord-est de Bordj Bou Arreridj, à environ 33 km à l'ouest de Sétif et à environ de 270 km au sud-est d'Alger. Khellil est surplombée par la chaîne de montagne dite Draa el Haddad à 1000 mètres d'altitude de moyenne dont le pic est Ras el Kef.

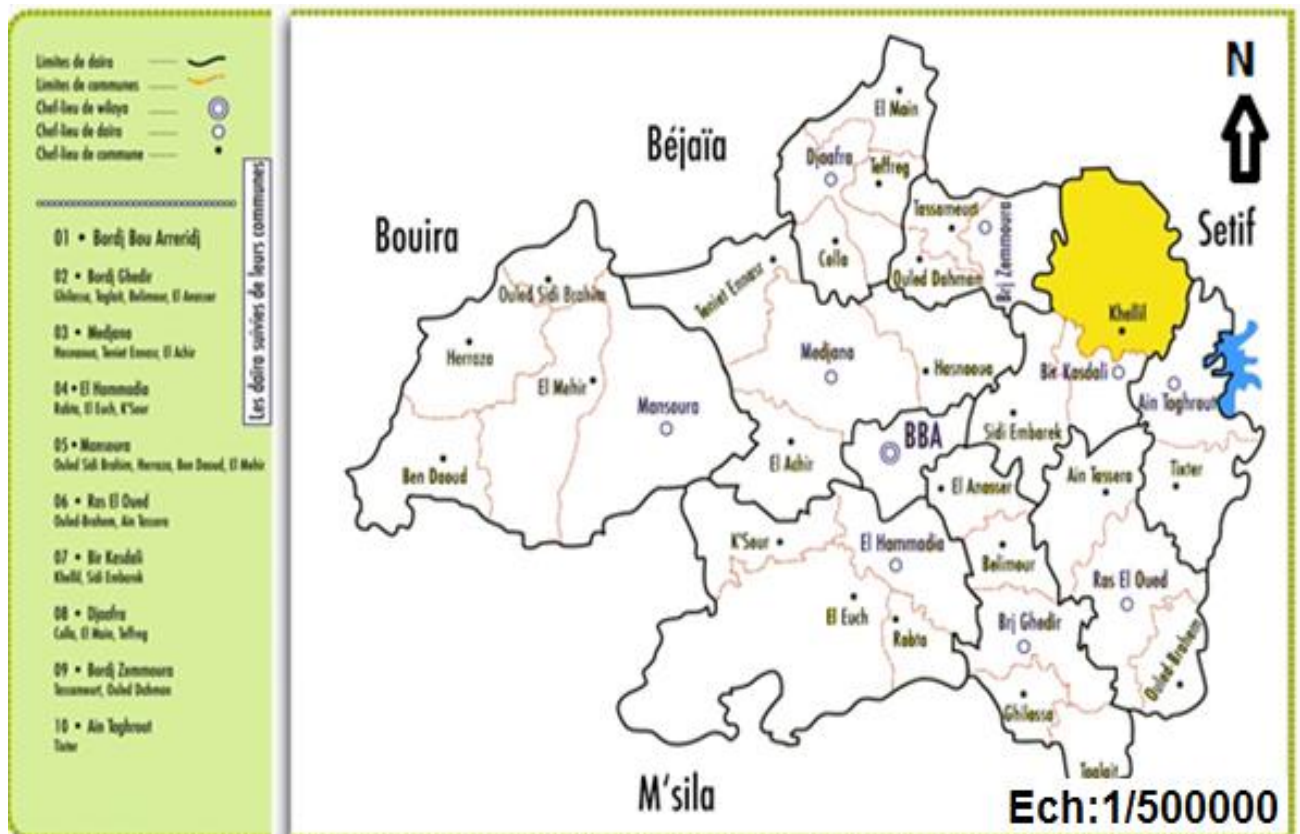


Figure 1.1: Situation géographique de la zone d'étude (DRE de BBA).

Pour les autres paramètres climatologiques nous utilisons les données de la station de Sétif (ONM, Longitude : 5.41667 Latitude : 36.1833) qui la plus représentative de cette région.

La répartition mensuelle des précipitations est présentée dans le tableau et la figure ci-dessous

Tableau 1.1: Répartition mensuelle de la pluie moyenne annuelle

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	Total
P (mm)	35,3	25,1	41,5	44,2	41,2	36,7	45,9	48,6	41,2	18,5	8,9	14,4	401,6

La station de Sétif (ONM, Longitude : 5.41667 Latitude : 36.1833)

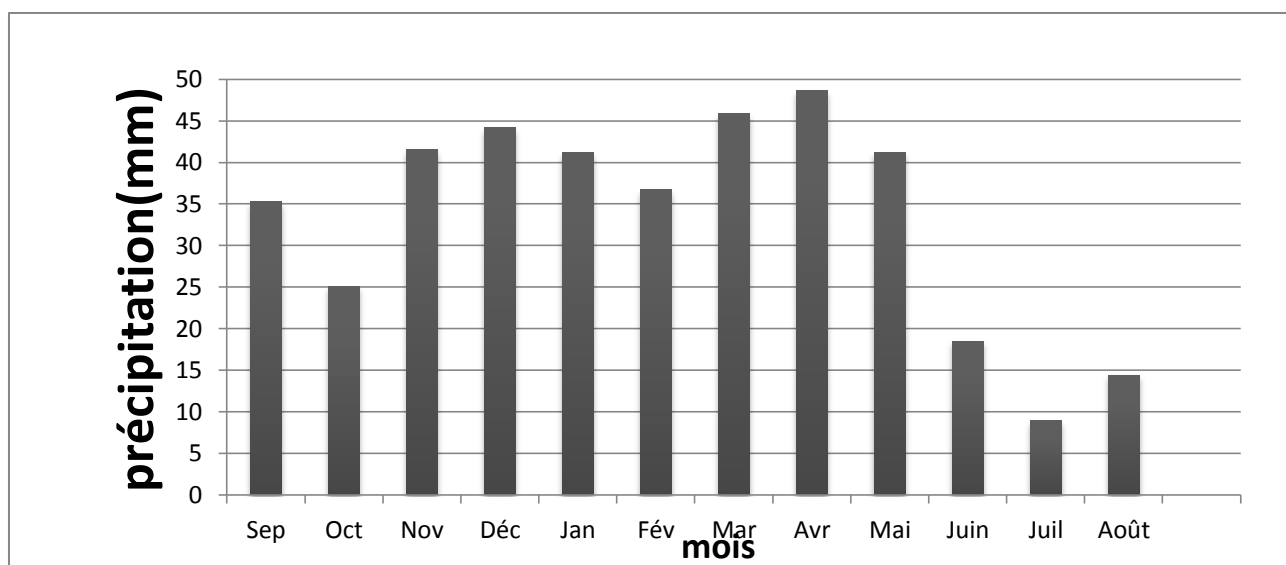


Figure 1.3: répartition mensuelle des pluies

2.2. Evaporation

L'évaporation intervient dans le moment où les précipitations atteignent la surface du sol. C'est un facteur essentiel pour établir le bilan hydro-climatique d'un bassin versant

Tableau 1.2 : Répartition mensuelle de l'évaporation (1963/64-1992/93).

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Année
Ev (mm)	163	87,9	56,4	34,7	18,7	33,5	75,5	90,4	131	196	263	253	1403

La station de Sétif (ONM, Longitude : 5.41667 Latitude : 36.1833)

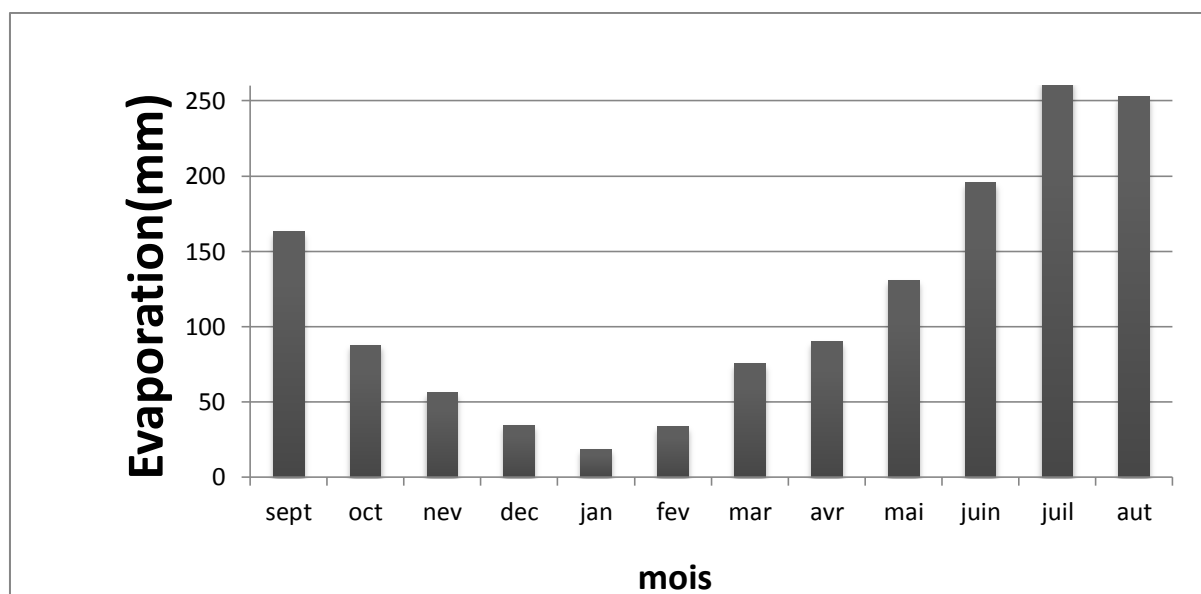


Figure 1.4: répartition mensuelle de l'évaporation

L'évaporation moyenne annuelle retenue est donc de **1403mm**, comme on le remarque dans le tableau précédent, Elle est minimale durant les mois d'hiver (**Janvier et Février**), alors qu'elle est maximale pour les mois d'été (**Juillet et Août**).

2.3. Température

Tout comme les facteurs, la température à un rôle très important dans le phénomène de l'évapotranspiration et de l'établissement du bilan hydrique, ainsi que dans la détermination des critères climatiques d'une région. Le tableau ci-dessous nous donne la température moyenne mensuelle de la région (période 1980-1995)

Tableau 1.3 : Répartition mensuelle de la température (1980-1995).

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Moy
Temp Min (°C)	15,3	10,8	6,3	2,7	1,5	2,1	3,8	6,1	10,4	15,1	19,2	19,2	9,38
Temp Max (°C)	27,3	20,8	14,8	10,3	9,4	11,1	13,3	16,7	22,3	28,6	33,1	32,8	20,05
Temp Moy (°C)	21,3	15,8	10,5	6,5	5,45	6,6	8,5	11,4	16,3	21,8	26,1	26	14,7

La station de Sétif (ONM, Longitude : 5.41667 Latitude : 36.1833)

2.4. Humidité relative

Il est à noter que l'humidité relative est un élément climatique très important dans le cycle hydrologique contrôlant entre autre l'évaporation du sol et le couvert végétal.

Elle représente le rapport entre la pression partielle de la vapeur d'eau dans l'air et la pression de saturation à la même température.

Tableau 1.4 : Répartition mensuelle de l'humidité relative (1990-2002).

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Moy
H (%)	55	66	75	79	76	76	72	66	61	50	39	41	63

La station de Sétif (ONM, Longitude : 5.41667 Latitude : 36.1833)

L'humidité relative moyenne est de 63%. Elle présente un maximum en Décembre (79 %) et un minimum en Juillet (39 %)

L'humidité se manifeste durant sept mois dans l'année soit du mois d'octobre au mois d'avril où les valeurs sont toutes supérieures à la moyenne annuelle. Le reste de l'année, notamment la période qui coïncide avec les fortes températures, l'humidité ne s'abaisse pas au-dessous de 39 %.

2.5. Régime des vents

Tableau 1.5 : Répartition mensuelle de la vitesse des vents (1981-1984).

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Année
V _{moy} (m/s)	2,8	3,2	3,5	3,5	3,1	3,2	3,1	3	2,9	2,7	2,9	2,9	2,8

La station de Sétif (ONM, Longitude : 5.41667 Latitude : 36.1833)

Les vents dominants sont de secteur nord (NE 22%, N 12%, NO 27%). Les vitesses moyennes mensuelles sont de 3 m/s environ, sans grandes variations d'un mois sur l'autre (les minimales à 2,5 m/s et les maximales à 3,2 m/s) d'après les mesures de la station Sétif pour la période 1981 – 1984.

3. Situation Géologique

3.1. Géologie sommaire

Du point de vue géologique la région d'étude fait partie de la zone sud tellienne. Il s'agit d'un édifice à structure complexe, formé par des séries secondaires et tertiaires du sillon tellien chevauchant l'avant pays néritique du Crétacé et de l'Eocène des monts du Hodna.

Il est renferme les formations géologiques suivantes :

- Quaternaire

«A» : Alluvions actuelles et récentes.

«Q» : Terres arables, formation de pente, alluvions anciennes et Quaternaire indéterminé

- Mio-Pliocène continental

«mp» : argiles et conglomérats, calcaire lacustres.

- Campanien :

«C_{DA}» : marnes jaunes ou grises à bancs lenticulaire de micrites noires ou grises et à boules jaunes abondantes.

- Yprésien-Lutétien inférieur

«e_s⁴⁻⁵» : calcaires massifs bitumineux blancs à cassure noire et silex noirs.

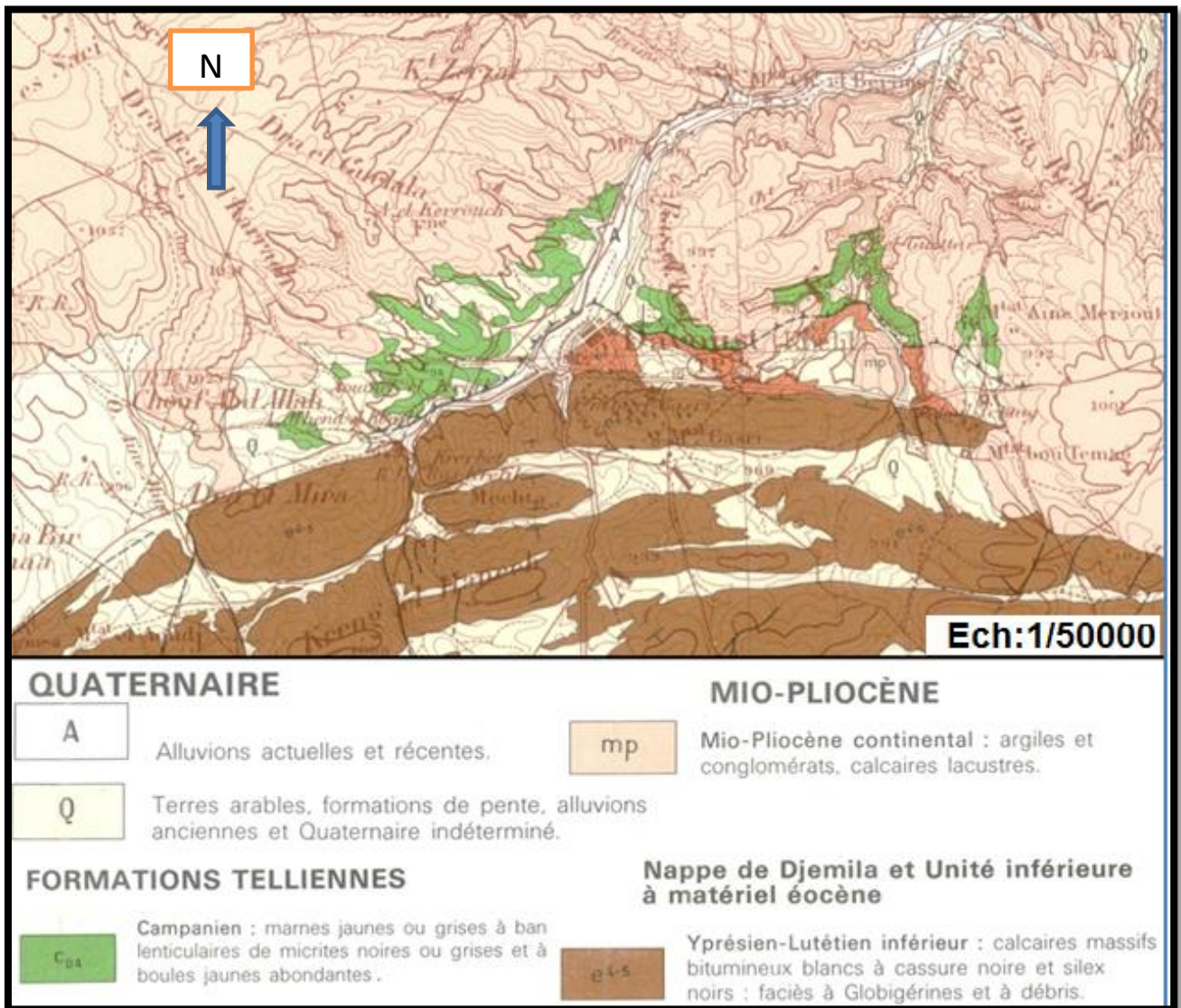


Figure 1.5: Extrait de la carte géologique de BOU SELLAM au niveau de la zone d'étude (ANBT d'Alger)

3.2. Tectonique et stratigraphie

Les trois domaines structuraux majeurs apparaissent sur la feuille de Oued Boussellam sont :

Le domaine des flysch kabyles : qui est le siège au Crétacé et à l'Eocène d'une sédimentation détritique de type flysch.

Le domaine tellien où à un Crétacé inférieur pélitico-gréseux et marneux : succède une sédimentation essentiellement marneuse et marno-calcaire jusqu'à la fin de l'Eocène.

Le domaine de la plate -forme sud –sétifienne : qui est le siège d'une sédimentation surtout carbonatée au Crétacé inférieur et très réduite sinon absente au Sénonien

La région de KHELLIL affleure sur le bord sud de la feuille ou l'on rencontre :

L'unité supérieure à matériel Eocène : est constituée d'une seule lame en série normale. Une disharmonie notable se développe localement sous la barre des calcaires à silex. Dans la partie Est de la feuille, notamment le long de l'Oued Boussellam cette unité se réduit presque au calcaire à silex de l'Yprésien-Luétien inférieur, des plis couchés vers le Sud s'y présentent fréquemment accompagnés d'une schistosité de plan axial très nette. Les analyses par diffractomètre X ne révèlent pourtant pas de transformation sensible des minéraux argileux.

L'unité inférieure à matériel Eocène : n'est visible que dans le coin sud-ouest de la feuille à la valeur de l'anticlinal posthume des ouled hanech et aussi sur le bord sud près de KHELLIL. Le faciès de l'Eocène riche en débris indique que cette unité peut représenter la couverture décollée d'une partie de la nappe de Djemila sous-jacente et par ailleurs dépourvus d'Eocène plus au nord sur de vastes surfaces.

4. Démographie

Selon le recensement général de la population et de l'habitat de 2008, la population totale de la commune de Khellil est évaluée à 26 037 habitants. C'est la quatrième commune la plus peuplée de la wilaya de Bordj-Bou-Argeridj.

La population totale de la localité de Chefaa et ses douars est d'environ 12 000 habitants, tandis que celle de Ras el Aïn est d'environ 6500 habitants.

5. Description des cours d'eau et ouvrages existants

La ville de Khellil se situe sur un relief assez accidenté, caractérisé par deux oueds principaux qui traversent la ville. Ces derniers sont orientés de sud au nord.

Dans cette optique les services techniques de l'APC ont réalisé quelques ouvrages de protection à travers l'oued dans les années précédentes qui n'ont pas résolu les problèmes des Crues des points suivants :

- Les ouvrages n'ont pas été réalisés sur la base des études.
- L'accumulation de la vase et les ordures le long des ouvrages de protection.
- Délimitation de la section de l'Oued par des constructions.

Quelque photo des ouvrages existant :



Figure 1.6 : canal mal réalisé



Figure 1.7 : dépôt du déchet dans le canal



Figure 1.8 : L'oued sans aménagement



Figure 1.9: L'oued sans aménagement



Figure 1.10: L'oued sans aménagement



Figure 1.11 : L'oued traverse l'agglomération



***Figure 1.12 : L'oued sans aménagement coup
la ville***



***Figure 1.13 : stagnation de l'eau au milieu de
l'agglomération***

Conclusion

Après la définition des données concernant notre agglomération du point de vue géographique, topographique, climatologique et démographique, nous procédons à élaborer une étude qui consiste à aménager l'oued pour protéger l'agglomération de la ville de Khellil contre les inondations en temps de crues.

A la suite des visites effectuées sur terrain, il a été montré que les ouvrages destinés à protéger la ville de Khellil contre les crues, sont en mauvais état et incapables d'évacuer les crues exceptionnelles.

La projection d'une protection que ce soit par des canaux, une galerie ou par d'autres solutions, se révèle indispensable avec un canal adéquat de débit et surtout par une section et une pente suffisante pour évacuer les crues centennales.

Chapitre 2: Généralité sur les inondations

Introduction

Les inondations sont un danger naturel qui survient plus fréquemment en Algérie que les séismes, Ces phénomènes provoquent des catastrophes destructrices qui occasionnent d'importants dégâts humains et matériels. Les inondations peuvent survenir dans toutes les régions, rurales ou urbaines. Elles peuvent se produire à tout moment de l'année et sont le plus souvent causées par une pluie torrentielle, une fonte rapide d'un manteau neigeux épais.

Cette partie d'étude est une introduction pour mettre en évidence le phénomène d'inondation et les causes principale qui le provoquent ainsi que l'impact écologique, économique et sociale de l'évènement sur le site à étudier.

1. Définitions

Une crue : est un phénomène naturel caractérisé par une montée plus ou moins brutale du niveau d'un cours d'eau. Elle se traduit par l'augmentation de son débit : le courant est alors plus fort.

Une inondation : est une submersion (rapide ou lente) d'une zone pouvant être habitée. C'est le débordement des eaux lors d'une crue. L'inondation caractérise le dommage causé du point de vue de l'homme.

L'aléa inondation (faible, moyen ou fort) caractérise, à un endroit donné, l'intensité de l'inondation : sa hauteur, sa vitesse, sa durée, la probabilité qu'elle produise.

L'enjeu : caractérise les biens, les activités économiques ou les êtres humains situés en zone inondable qui risquerait d'être affectés en cas de crue.

Le risque : est évalué en croissant, sur un secteur donné, l'aléa et les enjeux

2. Mécanisme des inondations

Quels sont les facteurs physiques qui influencent les inondations ?

- Le régime des pluies,
- Le relief,
- La taille du bassin versant,
- L'état des sols,

Quels sont les facteurs aggravants du risque d'inondation ?

- L'urbanisation et l'implantation d'activités dans les zones inondables,
- La diminution des champs d'expansion des crues,
- L'aménagement parfois hasardeux des cours d'eau,
- La formation et la rupture d'embâcles,

- La défaillance des dispositifs de protection,
- L'utilisation ou l'occupation des sols sur les pentes des bassins versants.

3. Les différents Types d'inondations

Nous distinguons plusieurs types d'inondations :

3.1. Les inondations des plaines:

Les inondations des plaines représentent la submersion d'une zone lors de pluies anormales. Le niveau et la vitesse de l'eau sont faibles. Il y a stagnation des eaux pluviales due à une capacité d'infiltration ou d'évacuation insuffisante. Ce type d'inondation n'est en général pas dangereux pour les vies humaines, mais peut engendrer des dégâts matériels parfois lourds. Mais, suite à des pluies violentes ou durables, l'augmentation du débit d'un cours d'eau peut être telle que celui-ci peut gonfler au point de déborder hors de son lit mineur, pour envahir des zones généralement de faible altitude et de faible pente (cours aval des rivières).

3.2. Les inondations par ruissellement en secteur urbain

Ce sont les inondations qui peuvent se produire principalement en zone urbanisée lorsque l'imperméabilisation des sols c'est-à-dire la capacité du sol à faire passer l'eau et la conception de la ville font obstacle au bon écoulement des "grosses" pluies (dues par exemple aux orages) ou bien parce que la capacité des systèmes de drainage ou d'évacuation des sols est insuffisante. (Figure I.3).



Figure 2.3 : Inondations par ruissellement en secteur urbain.

3.3. Inondation par remontées de nappe

Une inondation spontanée se produit lorsque la nappe affleure un terrain, bas ou mal drainé, saturé d'eau. Ce phénomène peut perdurer et correspondre aussi à des cuvettes formées d'anciens étangs au sol argileux. (Figure I.4).



Figure 2.4 : Inondation par remontée de nappe phréatique.

3.4. Par débordement direct

Le cours d'eau sort de son lit mineur pour occuper son lit majeur. Le niveau de l'eau augmente et la rivière déborde alors de sa situation habituelle. Le cours d'eau peut alors envahir des vallées entières. (Figure I.5).

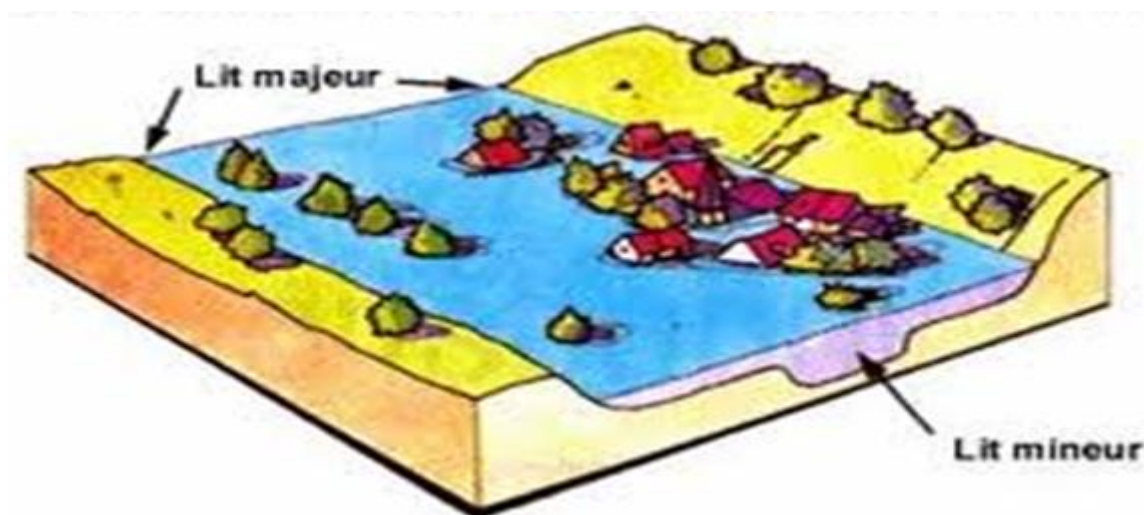


Figure 2.5 : Inondation par débordement direct.

3.5. Par débordement indirect

Par remontée dans les réseaux d'assainissement dans des points bas localisés. (Figure I.6).



Figure 2.6 : Inondation par débordement indirect.

3.6. Inondation par rupture d'une protection

La rupture d'une digue peut provoquer une inondation très brutale et d'autant plus dommageable que le site étudié est proche de la digue. Comme il est très difficile de prévoir la rupture d'un ouvrage de protection, ce qui rend la prévention de ce type d'accident reste particulièrement incertain. (Figure I.7).



Figure 2.7 : Inondation par rupture d'une protection.

4. L'impact des inondations

L'effet des inondations se fait sentir sur plusieurs secteurs :

4.1. Impact sociaux

- Pertes éventuels des vies humaines.
- Désordre et/ou destructions des habitations.
- Apparition des maladies.

4.2.Impact économique

- Fermeture des voies à la circulation (routes ; voies ferrées...) induisant les embouteillages, des retards et des absences au travail.
- Perturbation et/ou destruction partiels des infrastructures à caractère économique.
- Perturbation et/ou arrêt partiels des activités à intérêt économique.

4.3.Impact socio-économique

- Défaillances des réseaux d'eau potable, d'assainissements, électriques et téléphoniques.
- Difficulté d'intervention des équipes de sauvetage dans les zones inondées.

Conclusion

La description du phénomène réalisée dans ce document a montré sa complexité, et son danger .Il était nécessaire de bien connaître ses mécanismes afin de prévenir les effets de ces derniers.

A cet effet une étude bien détaillée pour le calcul des crues maximales doit être lancé au niveau de notre zone.

Chapitre 3 : Etude hydrologique

Introduction

L'hydrologie est définie comme la science qui étudie le cycle de l'eau dans la nature et l'évolution de celle-ci à la surface de la terre.

L'étude hydrologique pour la réalisation d'un ouvrage hydrotechnique révèle une importance considérable. Le but est donc de mettre en évidence les paramètres hydrologiques de l'oued tels que les débits des crues, les apports du bassin versant qui constituent la base de dimensionnement des ouvrages constituant l'aménagement.

1. Caractéristiques morphologiques

Les caractéristiques morphologiques d'un bassin versant, unité fondamentale dans une étude hydrologique, jouent rôle primordial dans la détermination des différents comportements du régime hydrologique.

Les deux bassins versant étudié du centre de Khellil ayant une superficie de 3.225 km^2 et 0.51 km^2 , un périmètre de 7.59 km et 3 km .Ces deux bassin représente les cours d'eau importante provoquant les inondations assez fréquentes au niveau du centre étudié.

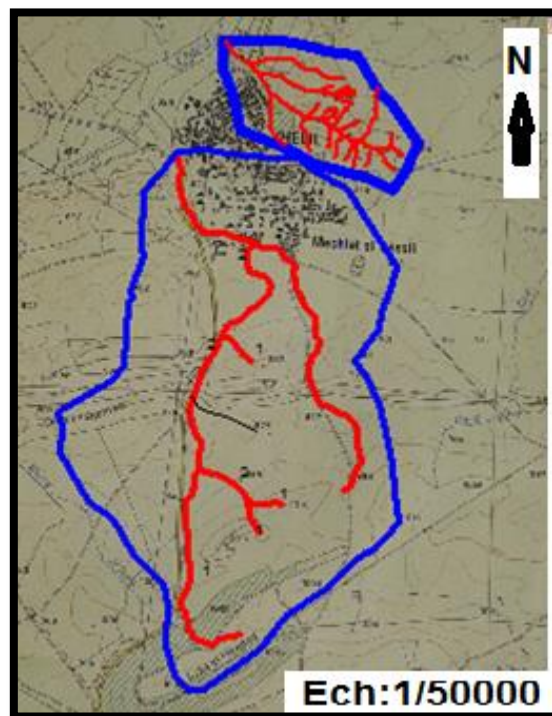


Figure 3.1:délimitation des sous bassin 1 et 2(de l'INCT d'Alger)

1.1. Caractéristique géométriques

1.1.1. Indice de compacité de Horton (K_h)

L'indice de compacité de Horton exprime le rapport de largeur moyenne du bassin versant à la longueur du cours d'eau principal. Il se calcul par la formule suivante :

$$K_H = \frac{S}{L^2} \dots\dots\dots (3.1)$$

Avec :

K_H : Indice de compacité de Horton.

S : surface du bassin de drainage (km^2).

L : longueur du cour d'eau principal (km).

1.1.2. Indice de compacité de Gravelius

Indice de Gravelius « K_c » Appel aussi indice de forme, cet indice caractérisent la forme du bassin, il nous permet de faire une transformation purement géométrique en un rectangle de dimension L et l. avec une même surface que le bassin versant.

$$K_c = 0,28 \frac{P}{\sqrt{S}} \dots\dots\dots (3.2)$$

Avec :

K_c : Indice de compacité de Gravelius.

S : Surface du bassin versant en km^2 .

P : périmètre du bassin versant en km.

1.1.3. Coefficient d'allongement C_a

Il est donné par la formule suivante :

$$C_a = \frac{L^2}{S} \dots\dots\dots (3.3)$$

Avec :

C_a : Coefficient d'allongement.

L : La longueur du talweg principal (km).

S : La surface totale du bassin versant (km²).

1.1.4. Rectangle équivalent

On suppose que l'écoulement sur un bassin versant donné est le même que sur un rectangle de même superficie. Ayant le même indice de Gravelius, La même répartition hypsométrique, La même distribution des sols et de la végétation et la même densité de drainage.

Le rectangle équivalent est caractérisé par la longueur « L » et la largeur « l » définit respectivement par :

$$L = \frac{Kc \cdot \sqrt{S}}{1,128} \left(1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1,128}{Kc} \right)^2} \right) \dots\dots\dots (3.4)$$

$$l = \frac{Kc \cdot \sqrt{S}}{1,128} \left(1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1,128}{Kc} \right)^2} \right) \dots\dots\dots (3.5)$$

L : la longueur du rectangle équivalent.

l : largeur du rectangle équivalent.

Tableau 3.1 : Récapitulatif des caractéristiques géométriques du bassin versant

Désignation		Symbole	Unités	Valeur	
				S1	S2
Superficie		S	Km ²	3.224	0.51
Périmètre		P	Km	7.58	3
Longueur du talweg principal		L	Km	3.32	1.16
Indice de compacité de Gravelis		K_c	/	1.18	1.17
Coefficient d'allongement		C_a	/	3.42	2.64
Rectangle équivalent:	Longueur	Lr	Km	2.44	0.955
	Largeur	Lr	Km	1.32	0.53

1.2. Le relief

Le relief a une influence sur l'hydrogramme de crue, une forte pente provoque un écoulement plus rapide, donc un temps de concentration plus court d'où une montée plus rapide de la

crue. L'importance de son étude est caractérisée par la répartition altimétrique du terrain par une courbe appelée "courbe hypsométrique".

1.2.1. Répartition et courbe hypsométrique

La construction de cette courbe est indispensable dans une étude de relief d'un bassin versant. Cette courbe représente la répartition de la surface du bassin versant en fonction de son altitude, elle porte en ordonnée l'altitude et en abscisse la surface en (%).

Tableau 3.2 : Coordonnées de la courbe hypsométrique pour (BV 1)

Elévation	Surface entre courbe	Surface cumulées	
		S_i (km ²)	S_i (%)
1035-1030	0,06	0,06	1,9
1030-1020	0,1	0,16	5,0
1020-1010	0,123	0,283	8,8
1010-1000	0,25	0,533	16,5
1000-990	0,347	0,88	27,3
990-980	0,72	1,6	49,6
980-970	0,72	2,32	72,0
970-960	0,37	2,69	83,4
960-950	0,48	3,17	98,3
950-940	0,054	3,224	100,0

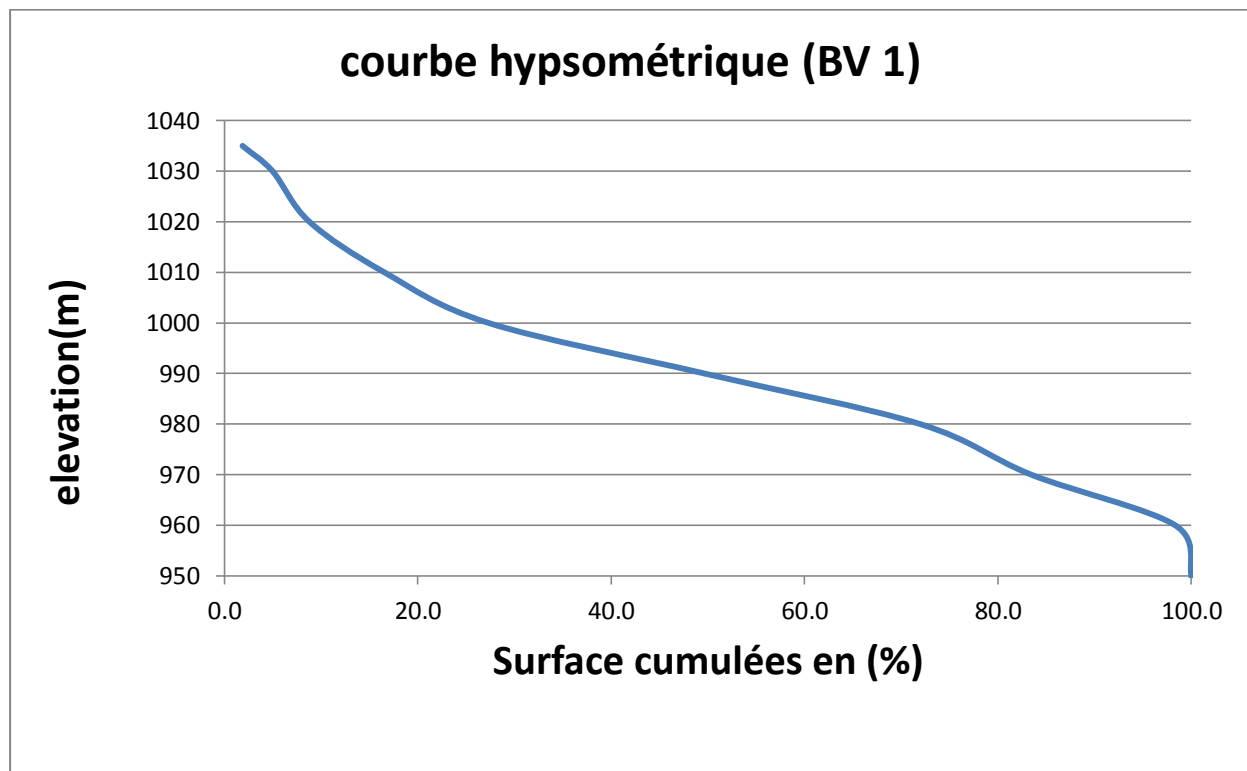
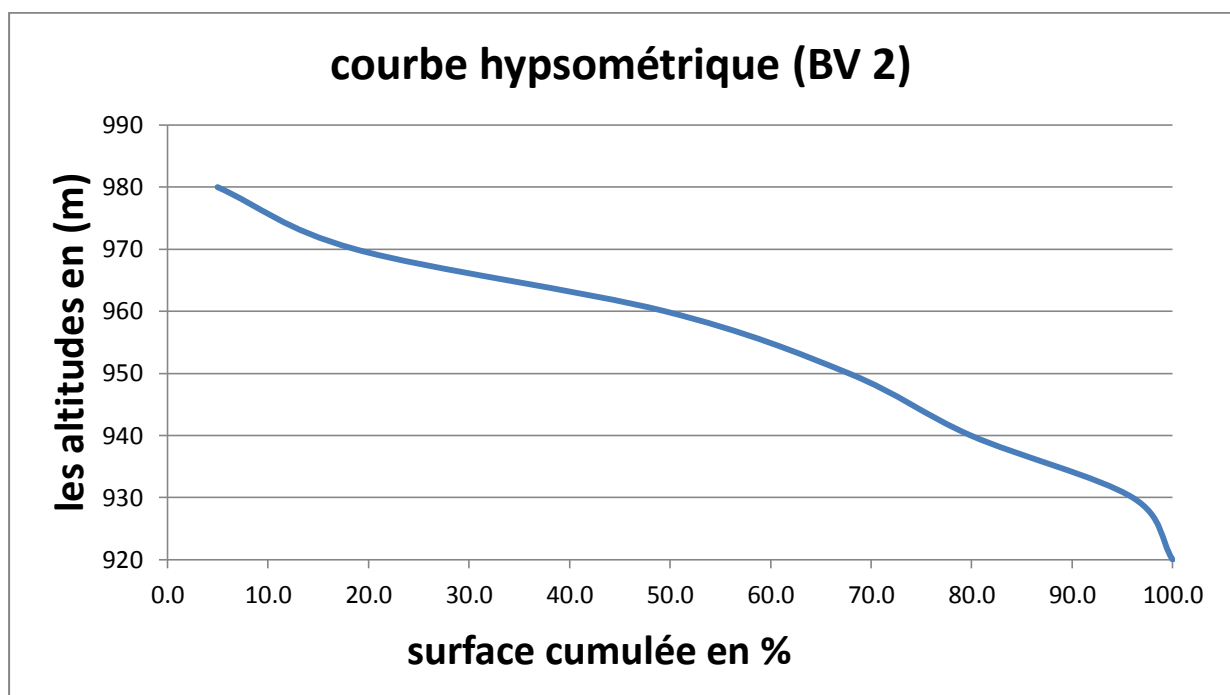


Figure 3.2: courbe hypsométrique du bassin n°1

Tableau 3.3 : Coordonnées de la courbe hypsométrique pour (BV 2)

élévation	surface entre deux courbes	surface cumulées	
		Si (km ²)	Si (%)
980-970	0,032	0,032	6,4
970-960	0,069	0,101	20,1
960-950	0,155	0,256	50,9
950-940	0,092	0,348	69,2
940-930	0,061	0,409	81,3
930-920	0,081	0,49	97,4
920-910	0,013	0,503	100,0

*Figure 3.3: Courbe hypsométrique du sous bassin n=°2*

1.2.2. Altitudes caractéristiques

1.2.2.1. Altitude maximale et minimal

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

1.2.2.2. L'altitude médiane

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

1.2.2.3. L'altitude moyenne

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

$$H_{moy} = \frac{\sum S_i H_i}{S} \dots\dots\dots (3.6)$$

Avec :

S_i : Surface partielle entre deux courbes de niveau (km^2).

H_i : Altitude moyenne entre deux courbes de niveau consécutive n-1 et n en (m).

S : Superficie du bassin versant.

Le tableau suivant récapitule les altitudes déterminées :

Tableau 3.4: Altitudes caractéristiques

Altitudes	Valeur (m)	
	S 1	S1
H_{max}	1035	980
H_{min}	940	920
H_{moy}	981.23	935.76
$H_{médiane}$	990	960

1.2.3. Les indices de pente

1.2.3.1. Indice de pente globale (I_g)

Il est défini comme étant le rapport entre l'altitude comprise entre 5% et 95% de la surface du bassin et la longueur du rectangle équivalent .on prend deux points S1, S2 sur l'axe des abscisses tels que 90% de la surface du bassin versant soit comprise entre ces deux valeurs et que 5% de la surface totale du bassin versant soit inférieure à S1 et 5% soit supérieure à S2

Les altitudes correspondantes sont lues à partir de la courbe hypsométrique .Il est donné par :

$$I_g = \frac{D}{L} = \frac{H_{5\%} - H_{95\%}}{L} \dots\dots\dots (3.7)$$

Avec :

$H_{5\%}$: Altitudes correspondantes à $S_{5\%}$.

$H_{95\%}$: Altitudes correspondantes à $S_{95\%}$.

L : longueur de rectangle équivalent (km).

Tableau 3.5: Indice de pente global

	S(1)	S(2)
Indice de pente global ($^{\circ}/\infty$)	17.46	52.35

1.2.3.2. Pente moyenne des bassins versants (I_m)

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

Elles donnée par :

$$I_m = \frac{\Delta H (0.5l_1 + l_2 + l_3 + \dots + 0.5l_n)}{S} \dots\dots\dots (3.8)$$

Avec :

ΔH : Dénivelée en(m).

l_1 : longueur de la courbe de niveau d'ordre 1,2,..., n en (km).

S : surface du bassin versant en (km²).

Tableau 3.6: pente moyen des bassins versant

	S(1)	S(2)
Pente moyenne des BV (%)	58.9	58.25

1.2.3.3. Indice de pente de roche (I_p)

I_p est la moyenne de la racine carrée des pentes mesurées sur le rectangle équivalent, et pondéré par les surfaces compris entre deux courbes de niveau H_i et H_{i-1} . Il est donné par la formule :

$$I_p = \frac{1}{\sqrt{L}} \sum \sqrt{S_i(H_i - H_{i-1})} \dots\dots\dots (3.9)$$

Avec :

L : longueur du bassin versant en m.

S_i : Surface partielle comprise entre deux courbe de niveau consécutives H_i et H_{i-1} .

Tableau 3.7: indice de pente de roche

	S(1)	S(2)
Indice de pente de roche (%)	58.9	58.25

1.3. Réseau hydrographique :

Le réseau hydrographique se définit comme l'ensemble des cours d'eau naturels ou artificiels, permanents ou temporaires, qui participent à l'écoulement. La différenciation du

réseau hydrographique d'un bassin est due à 4 facteurs principaux, la géologie (nature des roches, sensibilité plus ou moins forte à l'érosion), le climat, (densité du réseau plus ou moins importante), la pente du terrain et l'action de l'homme (drainage, construction de barrages, endiguement). Le réseau hydrographique est sans doute une des caractéristiques les plus importantes du bassin, Le réseau hydrographique peut prendre une multitude de formes.

1.3.1. Densité de drainage

La densité de drainage, est définie comme étant le rapport entre la longueur totale de tous les Talwegs L_i du bassin versant, à la surface totale S . Elle reflète la dynamique du bassin, la Stabilité du chevelu hydrographique et le type de ruissellement de surface .Elle est exprimée en Km/Km^2 .

$$D_d = \frac{\sum L_i}{S} \dots\dots\dots (3.10)$$

Avec :

D_d : densité de drainage [km/km^2].

L_i : longueur de cours d'eau d'ordre i [km].

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

Tableau 3.8: Densité de drainage

	S(1)	S(2)
Densité de drainage (km/km^2)	1.87	9.08

1.3.2. Profil en long de la cours d'eau principale

Ce profil est tracé à partir de la courbe topographique en tenant compte de l'altitude et de la longueur du cours d'eau

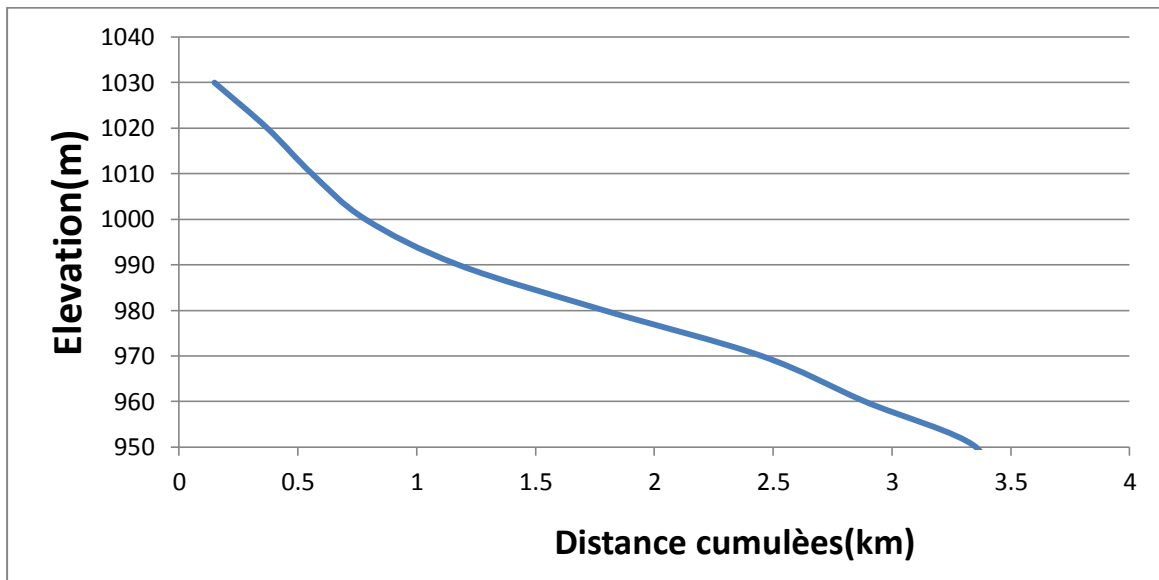


Figure 3.4: profil en long du cours d'eau principal du sous bassin n=1

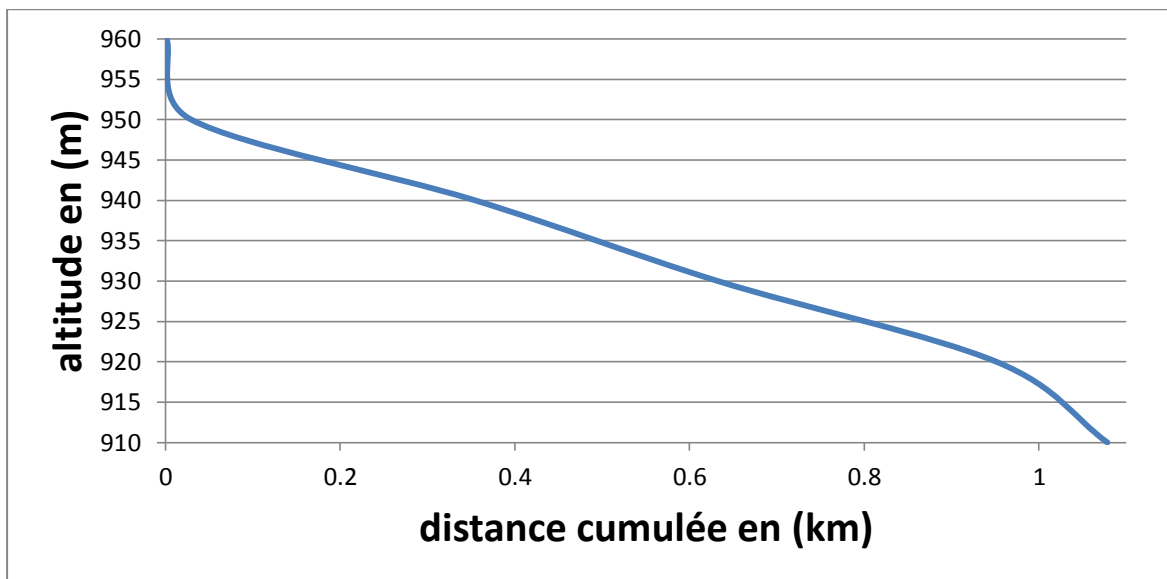


Figure 3.5: profil en long de la cours d'eau principal du sous bassin n=2

1.3.3. Pente moyenne du cours d'eau principal

Elle nous permet de déterminer la vitesse avec laquelle l'eau se rend à l'exutoire du bassin donc le temps de concentration. Cette variable influence donc sur le débit maximal observé, Une pente abrupte favorise et accélère l'écoulement superficiel, tandis qu'une pente douce ou nulle donne à l'eau le temps de s'infiltrer, entièrement ou en partie, dans le sol.

Le calcul des pentes moyennes et partielles de cours d'eau s'effectue à partir du profil longitudinal du cours d'eau principal et de ses affluents. La méthode la plus fréquemment

utilisée pour calculer la pente longitudinale du cours d'eau consiste à diviser la différence d'altitude entre les points extrêmes du profil par la longueur totale du cours d'eau

$$P_{moy} = \frac{\Delta H}{\Delta L} \dots\dots\dots (3.11)$$

Avec :

ΔH : dénivellation entre deux points suffisamment distance en (m)

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

Tableau 3.9: Pente moyenne du cours d'eau principal

	S(1)	S(2)
Pente moyenne du cours d'eau principal(%)	30.7	43.10

1.3.4. Le temps de concertation

Le temps de concentration T_C des eaux sur un bassin versant se définit comme le maximum de durée nécessaire à une goutte d'eau pour parcourir le chemin hydrologique entre un point du bassin et l'exutoire de ce dernier, le temps de concentration est estimé à l'aide des formules le plus souvent empiriques:

1.3.4.1. Formule de SCS : (Soil Conservation Service, USA) :

$$T_c = (0.87 \frac{L^3}{H})^{0.387} \dots\dots\dots (3.12)$$

Avec :

L : longueur du talweg principale en [Km].

H_{max} : La hauteur maximale minimale du bassin versant en [m].

H_{min} : La hauteur minimale du bassin versant en [m]

1.3.4.2. Formule de TURAZZA :

$$T_c = 0.108 * \frac{\sqrt[3]{S * L}}{\sqrt{(I)}} \dots\dots\dots (3.13)$$

Avec :

T_c : Temps de concentration (heures)

S : Superficie du bassin versant (km^2).

L : Longueur du talweg principal (km).

I : Pente moyenne du thalweg principal.

1.3.4.3. Formule de GIANDOTTI

$$T_c = \frac{4 \cdot \sqrt{S} + 1.5 \cdot L_p}{0.8 \cdot \sqrt{H_{\text{moy}} - H_{\text{min}}}} \dots\dots\dots (3.14)$$

Avec :

S : surface du bassin versant en km^2 .

H_{moy} : La hauteur moyenne du bassin versant en [m].

H_{min} : La hauteur minimale du bassin versant en [m].

L_p : Longueur du talweg principal (km).

1.3.4.4. Formule de VENTURA

$$T_c = 1,1272 \sqrt{\frac{S}{i_{\text{moy}}}} \dots\dots\dots (3.15)$$

Avec :

I_m : pente moyenne du cours d'eau.

S : surface du bassin versant en km^2 .

1.3.4.5. Formule de KIRPICH

$$T_c = 0.0195 L_p^{0.77} I_{\text{moy}}^{-0.385} \dots\dots\dots (3.16)$$

Avec :

I_{moy} : indice de pente globale.

L_p : longueur du talweg principal en (Km).

Voici le tableau qui récapitule toute les valeurs obtenus

Tableau 3.10 : Temps de concentration

Formule	T _c (heure)	
	S1	S2
Formule de SCS	0.7	0.24
Formule de TURAZZA	0.44	0.13
Formule de GIANDOTTI	2.42	1.1
Formule DEVENTURA	0.34	0.61
Formule de KIRPICH	0.47	0.2

Donc en prend les valeurs de la formule de KIRPICH : **T_c = 0.47h** pour le BV1 et **T_c = 0.2 h** pour le BV2 parce que les limite d'application de cette formule (20<S<100km², bassins urbains et périurbains) sont le plus proche pour notre cas .

1.3.5. Vitesse moyenne de ruissellement

La vitesse de ruissèlement est donnée par la formule :

$$V_R = \frac{L}{T_c} \dots\dots\dots (3.17)$$

Avec :

L : Longueur de talweg principal en [Km];

T_c : temps de concentration en [heure].

Tableau 3.11 : Vitesse de ruissellement

	S(1)	S(2)
Vitesse de ruissellement (km/h)	7.06	5.8

Tableau 3.12 : caractéristiques hydromorphométriques des bassins versant.

Caractéristiques	BV 1	BV 2
Surfaces (Km2)	3.224	0,51
Périmètres (Km)	7.58	3
Longueur des talwegs principaux (km)	3.32	1.16
Indice de compacité Kc	1.18	1.17
Longueurs de R-E	2.44	0.955
Largeurs de R-E	1.32	0.53
Altitudes max (m)	1035	980
Altitudes moy (m)	981.23	935.76
Altitudes min (m)	940	920
Altitudes 5 % (m)	1030	980
Altitudes 50% (m)	990	960
Altitudes 95 % (m)	972	930
Indice de pente globale Ig (m/km)	17.46	52.35
Les pentes moyennes des BV Im (%)	58.93	58.25
Densité de drainage Dd (Km/Km2)	1.84	9.08
longueurs des cours d'eau principale (Km)	3.32	1.16
Pentes moyenne des cours d'eau principal (%)	30.7	43.10
Temps de concentration choisie (h)	0.47	0.2
Vitesse moyenne de ruissellement (Km/h)	7.06	5.8

2. Analyse des données pluviométriques :

2.1. Pluie moyenne annuelle :

Avant d'évaluation les précipitations sur les bassins versant nous avons analysée les données disponibles à la station pluviométrique de Bir Kasd Ali.

L'estimation de la pluie moyenne est faite à partir de cette station pluviométrique

Tableau 3.13: la station pluviométrique

Code	source	Années	N	Pluie moyenne annuelle (mm)
150707	A.N.R.H de BBA	1967-2012	45 ans	410,49

2.2. Pluies maximales journalières

Les pluies maximales journalières de rares fréquences sont des pluies génératrices des crues d'importants débits, contre lesquels il faut protéger l'ouvrage.

Tableau 3.14: Pluies maximales journalières de la station pluviométrique de BIR KASD ALI.

Station pluviométrique BIR KASDALI 150707							PJ max (mm)						
Année	sep	oct	nov	Dec	jan	fev	mar	avril	mai	juin	juil	Aou	Annuel
1967	57,3	1,6	40,5	52,7	11,5	5,3	13,7	17,6	6,6	4,0	15,7	17,7	57,3
1968	8,5	0,0	9,4	27,6	16,0	7,8	15,8	20,9	3,8	4,4	3,7	17,1	27,6
1969	13,1	0,0	40,6	0,0	10,1	8,3	53,0	21,0	19,9	20,7	20,9	13,4	53,0
1970	25,6	8,3	0,0	10,2	11,4	5,8	11,5	14,8	32,8	7,8	13,4	0,9	32,8
1971	2,8	2,2	37,0	23,8	38,0	7,6	26,8	7,4	23,4	17,9	1,3	0,0	38,0
1972	16,3	14,2	4,8	18,6	19,8	16,8	19,3	13,4	1,1	54,6	0,4	1,4	54,6
1973	50,3	3,1	2,1	19,1	1,1	16,4	33,1	18,6	28,7	24,2	0,5	2,3	50,3
1974	10,5	30,0	5,2	2,9	4,5	34,3	12,2	3,4	14,9	9,2	0,4	5,9	34,3
1975	18,5	2,7	15,4	9,4	7,7	19,0	11,4	28,3	41,5	21,0	16,2	13,3	41,5
1976	23,6	11,5	13,9	10,5	21,4	1,9	4,3	13,4	20,8	12,3	0,0	0,0	23,6
1977	0,0	6,5	39,3	3,8	17,2	4,4	8,2	33,8	12,8	9,8	0,0	3,2	39,3
1978	3,8	9,0	8,2	2,7	8,8	30,0	7,2	26,3	4,6	11,3	4,9	9,5	30,0
1979	21,3	4,3	7,6	2,1	17,2	8,1	25,9	16,5	17,1	1,5	0,0	0,9	25,9
1980	2,6	6,5	13,5	26,0	4,8	13,0	18,6	11,6	9,6	7,1	2,3	5,4	26,0
1981	24,1	12,4	4,5	22,6	28,5	10,5	38,4	57,5	21,0	10,5	0,0	5,9	57,5
1982	12,0	18,0	10,4	24,0	0,0	8,5	12,8	21,2	9,2	0,7	2,6	15,5	24,0
1983	0,0	7,9	5,2	10,5	26,6	31,8	8,8	11,7	15,0	5,5	0,0	4,2	31,8
1984	2,6	20,0	4,8	17,4	11,8	8,5	38,5	11,6	18,0	7,4	0,0	0,0	38,5
1985	7,8	14,5	7,5	12,5	6,5	9,2	37,5	20,5	10,5	13,8	0,0	7,2	37,5

La suite du tableau

Année	sep	oct	nov	Dec	jan	fev	mar	avril	mai	juin	juil	Aou	Annuel
1986	36,0	4,4	22,0	95,5	8,0	14,8	26,4	9,0	35,0	7,0	10,5	4,0	95,5
1987	0,0	15,0	9,5	7,0	1,0	3,7	6,0	3,0	9,7	7,0	0,0	1,5	15,0
1988	8,4	0,0	7,0	10,2	13,7	2,8	5,0	21,5	2,5	8,0	7,5	4,0	21,5
1989	15,6	25,3	3,1	2,5	11,3	1,5	7,6	27,2	25,8	8,5	9,5	72,4	72,4
1990	2,9	0,9	13,1	13,5	2,8	13,2	15,7	9,9	24,9	4,2	1,3	9,5	24,9
1991	13,4	26,8	12,4	6,7	13,7	25,7	10,7	13,6	30,4	37,9	49,8	0,0	49,8
1992	8,9	10,3	12,9	30,0	13,7	11,7	11,4	8,5	15,5	5,9	0,0	2,5	30,0
1993	19,6	1,7	25,9	12,2	9,6	12,4	10,3	12,2	1,9	0,0	2,9	0,0	25,9
1994	69,9	34,4	4,2	5,5	20,6	10,5	14,9	19,8	1,9	8,3	1,9	0,4	69,9
1995	13,3	6,2	8,2	7,9	16,8	30,4	25,7	29,6	34,5	59,8	4,1	18,8	59,8
1996	6,7	1,8	4,5	4,6	12,8	7,3	1,2	15,8	24,9	6,7	5,6	8,9	24,9
1997	13,4	6,9	14,1	6,8	2,3	10,4	1,4	14,8	20,9	1,4	0,0	8,4	20,9
1998	27,6	3,9	11,3	6,7	19,7	16,6	9,9	6,3	2,1	0,7	0,0	3,8	27,6
1999	10,5	4,3	12,1	33,8	0,4	0,0	9,5	5,4	43,8	17,2	0,0	3,5	43,8
2000	4,7	9,6	5,9	16,9	11,8	8,4	5,4	30,6	8,8	0,0	0,0	0,3	30,6
2001	20,8	4,6	7,9	2,8	4,9	22,8	2,5	4,3	5,8	0,4	9,8	13,6	22,8
2002	0,4	7,8	37,9	18,8	27,8	24,8	16,9	34,9	14,8	15,8	1,7	38,8	38,8
2003	6,0	19,8	13,0	22,8	7,9	8,4	16,2	14,8	36,5	26,8	4,6	4,9	36,5
2004	17,8	17,9	43,7	35,8	15,8	12,5	2,8	23,8	0,7	5,9	6,9	3,8	43,7
2005	11,8	12,7	27,7	12,4	16,4	18,3	6,8	38,9	56,8	2,9	2,3	0,0	56,8
2006	32,7	1,9	14,4	13,0	10,9	14,8	18,2	18,8	14,8	23,7	4,9	9,5	32,7

2.3. Les précipitations maximales journalières

Cette étude a permis d'ajuster la série de données des précipitations maximales journalières par une loi théorique afin de déterminer une intensité de pluie de durée et de période de retour donnée.

Tableau3.15:Caractéristiques de la série avec N=45ans

Caractéristiques	Formules	Valeur
La moyenne	$\bar{X} = \frac{\sum_{i=0}^{i=45} X_i}{38}$	39.4
L'écart type	$\sigma_x = \sqrt{\frac{\sum_{i=0}^{i=45} (X_i - \bar{X})^2}{345}}$	15.9
Coefficient de variation	$C_v = \frac{\sigma_x}{\bar{X}}$	0.404
Exposant climatique	b (donné par l'ANRH)	0.225

2.3.1. Ajustement à la loi de GUMBEL

Les résultats de calcul des fréquences expérimentales et des valeurs théoriques sont présentés dans le tableau

Tableau 3.16: résultat de l'ajustement à la loi de Gumbel

T	Q	XT(mm)	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)	
100	0.9900	89.3	9.21	71.3	107
50	0.9800	80.7	7.91	65.2	96.2
20	0.9500	69.1	6.19	57	81.2
10	0.9000	60.2	4.90	50.6	69.8
5	0.8000	50.8	3.63	43.7	58

Résultats de la statistique :

Tableau 3.17 : Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon

<i>Gumbel (Méthode des moments)</i>	<i>Caractéristiques de la loi</i>	<i>Caractéristiques de l'échantillon</i>
Minimum	Aucun	15
Maximum	Aucun	95
Moyenne	39.4	39.4
Ecart – type	15.9	15.9
Médiane	36.8	37.5
Coefficient de variation (C_v)	0.404	0.404

2.3.1. Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GALTON

Tableau 3.18: résultat de l'ajustement à la loi de log normal

T	Q	XT(mm)	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)	
100	0.9900	90.1	9.98	70.5	110
50	0.9800	81	8.22	64.9	97.1
20	0.9500	69.2	6.10	57.2	81.1
10	0.9000	60.1	4.65	51	69.2
5	0.8000	50.7	3.38	44.1	57.3

Résultats de la statistique :

Tableau 3.19 : Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon

<i>Log normale</i>	<i>Caractéristique de la loi</i>	<i>Caractéristique de l'échantillon</i>
Minimum	00.00	15
Maximum	Aucun	95
Moyenne	39.4	39.4
Ecart – type	15.9	15.9
Médiane	36.6	37.5
Coefficient de variation (C_v)	0.402	0.404

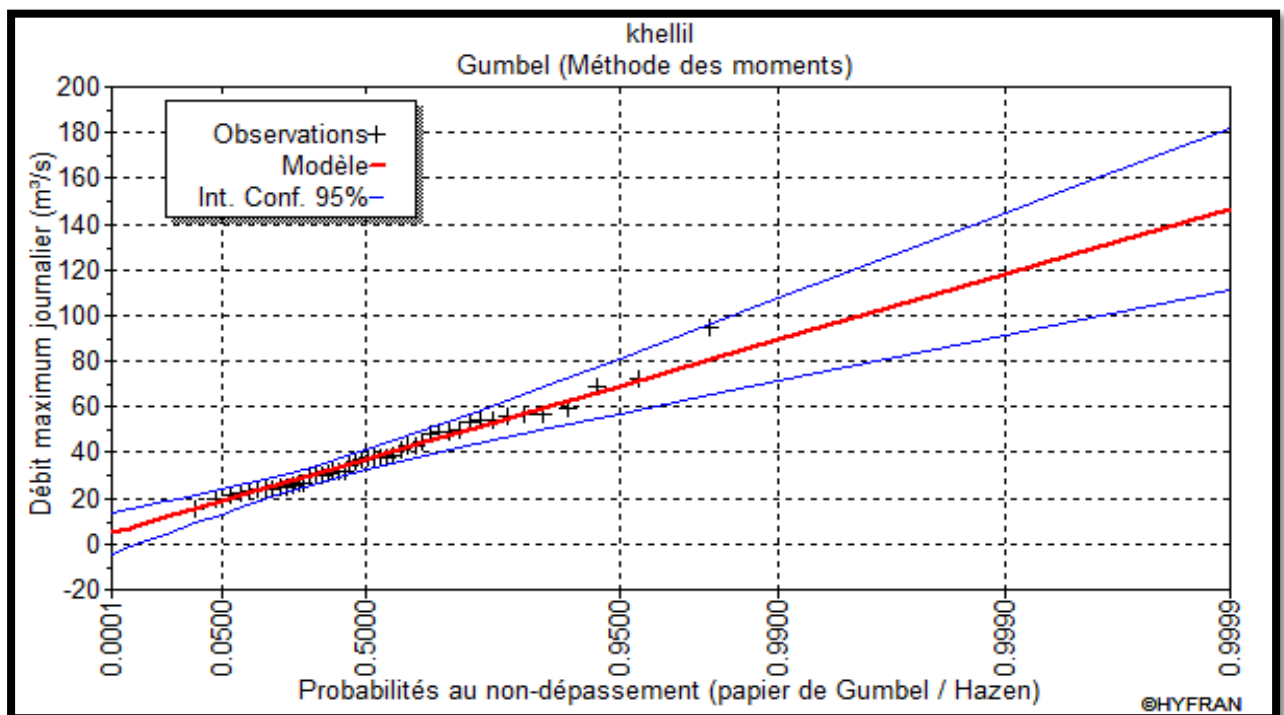


Figure 3.6:ajustement avec loi de GUMBEL

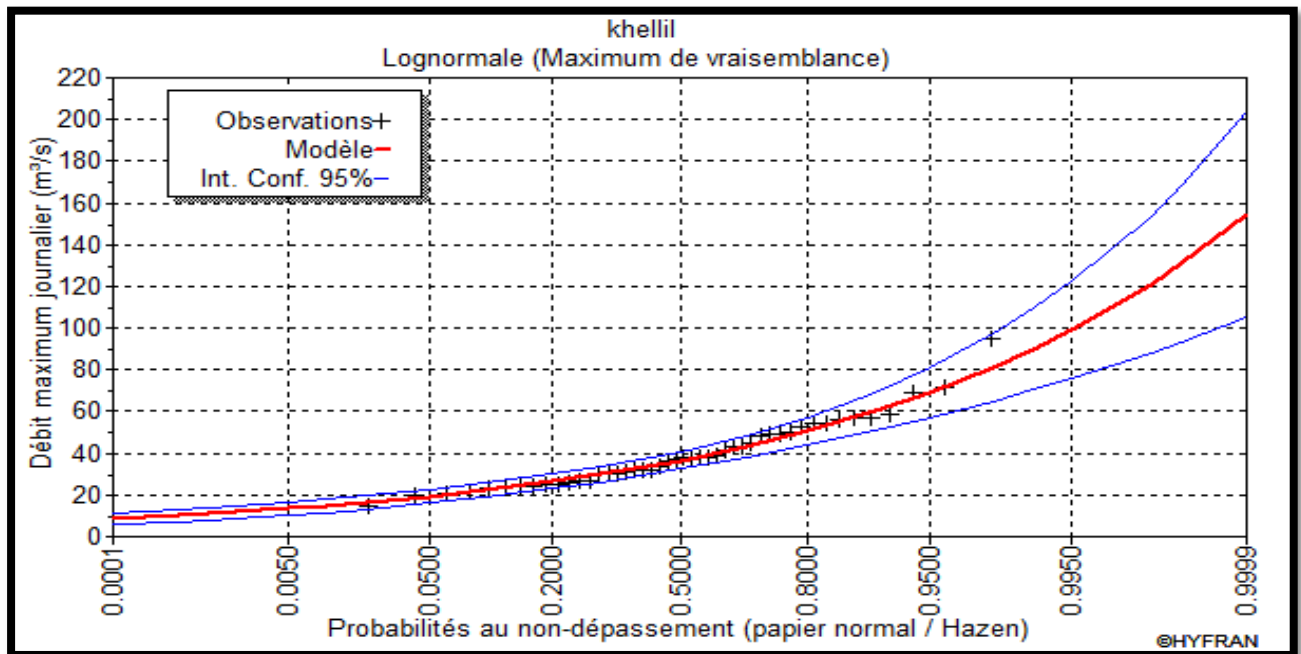


Figure 3.7:ajustement avec loi LOG NORMAL

Résultat d'ajustement :

En se référant aux graphes obtenues, par ces trois lois, celui de Gumbel et Galton nous remarquerons que l'ajustement issu de **la loi de Galton** est le meilleur; du moment que la position des données expérimentales sont plus proches de la droite théorique.

Donc on opte pour la loi log normale.

3. Pluies de courte durée :

Les pluies de courte durée ont été calculées sur la base des données relatives aux pluies journalières maximales en utilisant la loi régionale intensité durée fréquence, qui s'exprime par la relation :

$$P(t) = P_{j\max} \left[\frac{t}{24} \right]^b \dots\dots\dots (3.18)$$

Avec :

t : durée de l'averse

b : exposant climatique **b = 0. 225** selon les études régionales de l'ANRH

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

$$I_t = \frac{P_{ct}}{t} \dots\dots\dots (3.19)$$

Avec :

P : Pluies de courte durée (mm)

I : Intensité maximale (mm/h)

Tableau 3.20 : Les précipitations et les intensités maximales pour différentes durées

PDR	100	100	50	50	20	20	10	10	5	5
T(h)	pct	It	pct	It	pct	It	pct	it	pct	it
0,25	32,6	130,5	29,0	116,0	24,8	99,1	21,5	86,1	18,2	72,6
0,5	38,1	76,3	33,9	67,8	29,0	57,9	25,2	50,3	21,2	42,4
0,6	39,7	66,2	35,3	58,9	30,2	50,3	26,2	43,7	22,1	36,8
0,75	41,8	55,7	37,1	49,5	31,7	42,3	27,6	36,7	23,2	31,0
1	44,6	44,6	39,6	39,6	33,8	33,8	29,4	29,4	24,8	24,8
1,25	46,9	37,5	41,7	33,3	35,6	28,5	30,9	24,7	26,1	20,9
1,35	47,7	35,3	42,4	31,4	36,2	26,8	31,5	23,3	26,5	19,7
2	52,1	26,0	46,3	23,2	39,6	19,8	34,4	17,2	29,0	14,5
4	60,9	15,2	54,1	13,5	46,2	11,6	40,2	10,0	33,9	8,5
6	66,7	11,1	59,3	9,9	50,7	8,4	44,0	7,3	37,1	6,2
8	71,1	8,9	63,3	7,9	54,0	6,8	46,9	5,9	39,6	4,9
10	74,8	7,5	66,5	6,7	56,8	5,7	49,4	4,9	41,6	4,2
12	77,9	6,5	69,3	5,8	59,2	4,9	51,4	4,3	43,4	3,6
14	80,7	5,8	71,7	5,1	61,3	4,4	53,2	3,8	44,9	3,2
16	83,2	5,2	73,9	4,6	63,2	3,9	54,9	3,4	46,3	2,9
18	85,4	4,7	75,9	4,2	64,9	3,6	56,3	3,1	47,5	2,6
20	87,4	4,4	77,7	3,9	66,4	3,3	57,7	2,9	48,7	2,4
22	89,3	4,1	79,4	3,6	67,9	3,1	58,9	2,7	49,7	2,3
24	91,1	3,8	81,0	3,4	69,2	2,9	60,1	2,5	50,7	2,1

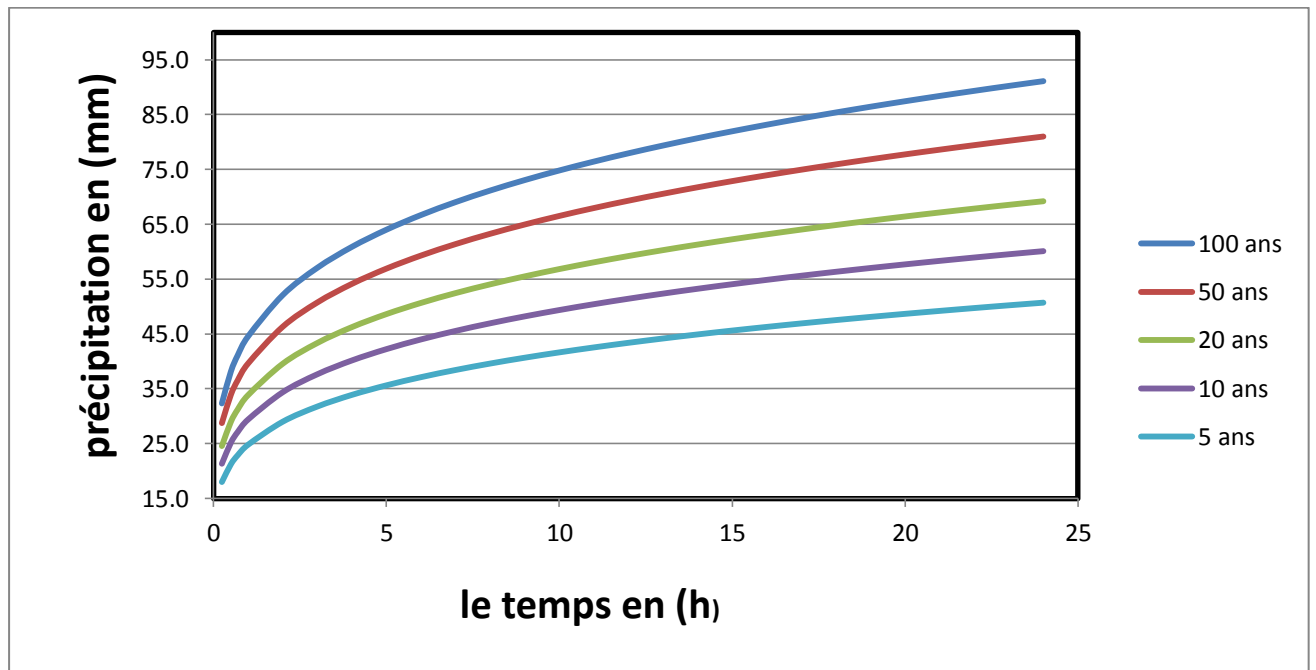


Figure 3.8:précipitation maximal pour des différentes durées

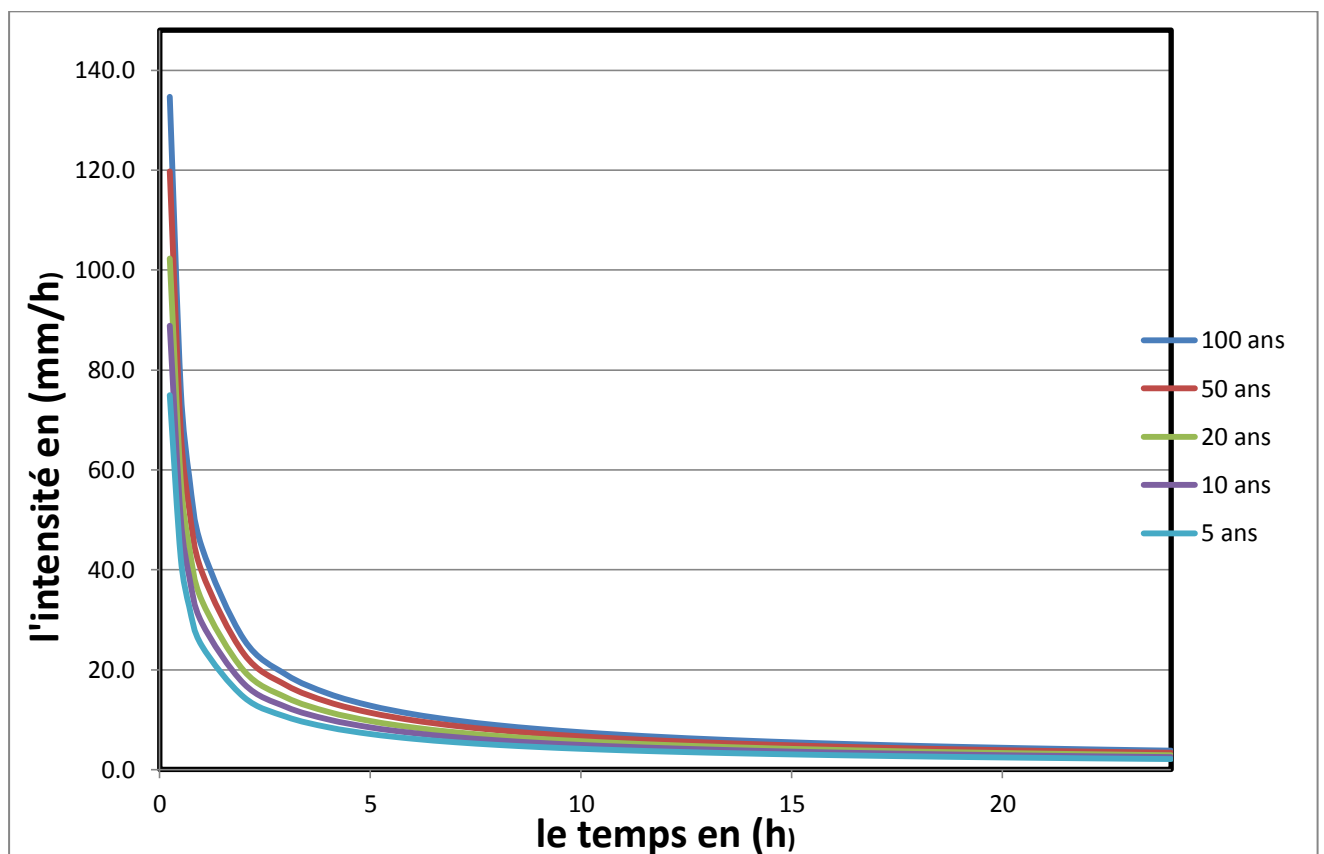


Figure 3.9: Intensité maximale pour des différentes durées

Conclusion

Ce présent document comporte l'analyse des principaux paramètres hydrologiques intervenant d'une manière implicite dans la mise en évidence des aménagements proposés pour la protection du centre de Khellil contre les crues.

La répartition moyenne annuelle des précipitations établie sur la base des observations faites à la station de Bir Kasd Ali avec une altitude proche du site du bassin versant.

La série des précipitations moyenne maximales a été ajustée à différentes lois de probabilité, la loi de Galton s'est révélé la plus adéquate.

Chapitre 4 : calcul de débit de dimensionnement

Introduction

Le débit de dimensionnement ou débit de crue probable représente l'élément le plus important dans une étude de protection ; plusieurs méthodes existent pour la détermination de ce débit, soit par les méthodes empiriques ou bien par la modélisation pluie débit.

Le but de ce chapitre est de déterminer le débit de la crue par les deux méthodes et on choisit le meilleur débit pour dimensionner notre ouvrage.

1. Etude de crues

1.1. Différentes méthodes d'évaluation des crues

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

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

✓ *Méthodes historiques*

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

✓ *Courbes enveloppes*

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

✓ *Méthodes probabilistes*

Analyse des débits afin de déterminer la loi de probabilité à laquelle ils répondent (*GUMBEL, GALTON, PEARSON III, LOG PEARSON III...*).

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

✓ *Méthodes déterministes*

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

✓ *Méthode de l'hydrogramme unitaire*

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

Dans notre étude on va utiliser les méthodes empiriques

✓ *Méthodes empiriques*

Elle est basée sur des relations établies entre le débit et la surface du bassin versant, la pluie et la période de retour comme les formules de *MALLET-GAUTHIER*, *GIANDOTTI*, *TURAZZA*, et *SOKOLOVSKY*, etc....

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

1.2. Méthode empirique

1.2.1. Calcul de débit

1.2.1.1. Formule de Mallet – Gauthier

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

$$Q_{\max, P\%} = 2K \cdot \log(1 + 20P_{\text{moy}}) \frac{S}{\sqrt{L}} \sqrt{1 + 4 \log T - \log s} \quad \dots\dots\dots (4.1)$$

Avec :

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

P_{moy} : Précipitation moyenne interannuelle en (mm).

S : Surface du bassin versant en Km².

L : Longueur du talweg principale en Km.

T : Période de retour

1.2.1.2. Formule de TURAZZA

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

$$Q_{\max, P\%} = \frac{C \cdot \bar{i}_{tc} \cdot A}{3.6} \dots\dots\dots (4.2)$$

Avec :

A : Surface du bassin versant (Km²)

\bar{i}_{tc} : Intensité moyenne maximale des précipitations pendant une durée égale au temps de concentration en mm/h.

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

Tableau 4.1 : valeur de coefficient de ruissellement C

Période de retour	5	10	20	50	100
Valeur de c	0.55	0.6	0.65	0.75	0.8

1.2.1.3. Formule de SOKOLOVSKI

Le débit maximum probable est donné par la formule suivante :

$$Q_{\max, P\%} = 0,28 \cdot \frac{X_{P\%tc} \cdot \alpha_{P\%} \cdot S \cdot f}{T_c} \dots\dots\dots (4.3)$$

Avec :

$\alpha_{P\%}$: Coefficient de ruissellement pour la crue probable calculé par la formule :

$$\alpha_{P\%} = \frac{\sqrt{P_{ct P\%}} - \sqrt{H_0}}{\sqrt{P_{ct P\%}} + \sqrt{H_0}} \dots\dots\dots (4.4)$$

H_0 : la perte d'eau initial ($H_0=7\text{mm}$)

S : Surface du bassin versant en Km²

f : Coefficient de forme de la crue

T_c : Temps de concentration du bassin versant en heure

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

0.28 : coefficient de changement d'unité.

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

$$f = \frac{12}{4 + 3\gamma} \dots\dots\dots (4.5)$$

- Pour $S \leq 50km^2$ on a $\gamma = 2$
- Pour des petits bassins non boisé, sol peu perméable, on a $\gamma = 2 \div 2.5$
- Pour bassin boisé, sol perméable on a $\gamma = 3 \div 4$
- * Puisque les bassins versant ont une surface inférieure à 50 Km², on prend $\gamma = 2$ alors :

$$f = \frac{12}{4 + 3\gamma} = 1.2 \dots\dots\dots (4.6)$$

Tableau 4.2 : valeur de coefficient de ruissellement α

Période de retour	100	50	20	10	5
α	0.32	0.30	0.27	0.25	0.22

Tableau 4.3 : Débits de crues du sous bassin n°1

Période de retour	Ans	100	50	20	10	5
Formule de MALLET – GAUTHIER	(m3/s)	44.91	42.99	36.78	32.67	27.95
Formule de TURAZZA	(m3/s)	25.29	21.09	16.8	13.56	10.59
Formule de SOKOLOVSKY	(m3/s)	35.18	29.18	22.53	18.15	13.44

Tableau 4.4 : Débits de crues du sous bassin n°2

Période de retour	Ans	100	50	20	10	5
Formule de MALLET – GAUTHIER	(m3/s)	12.27	11.45	10.51	9.5	8.34
Formule de TURAZZA	(m3/s)	7.5	6.26	4.99	4.02	3.13
Formule de SOKOLOVSKY	(m3/s)	9.07	7.56	5.82	4.68	3.47

Discussion

D'après les résultats obtenus par les différentes méthodes de calcul de débit de crues, on adopte celle de *Sokolovsky*, vu sa vaste utilisation et fiabilité dans les pays du bassin méditerranéen. Celle-ci tient compte de plusieurs paramètres caractérisant le bassin versant (la pluie fréquentielle qui correspond au temps de concentration, le coefficient de ruissellement, la surface du bassin versant, la forme de la crue et du temps de montée de la crue).

1.2.2. Hydrogrammes des crues

La schématisation géométrique proposée par *Sokolovski* pour le tracé des hydrogrammes des crues permet de pallier l'absence de stations de mesures hydrométriques. Cet auteur donne à l'hydrogramme de crue la forme d'une courbe fermée par deux paraboles jointes au sommet dont les équations sont les suivantes :

- **Equation de la courbe de la montée de crue**

$$Q_t = Q_{\max} \left(\frac{t}{t_m} \right)^n \dots\dots\dots (4.7)$$

Avec :

Q_t : Débit à l'instant t en heures après le début de la crue (m^3/s),

Q_{\max} : Débit maximal de la crue (m^3/s),

t_m : Temps de montée de la crue en heures, l'auteur préconise pour les petits bassins, ($t_m = T_c$).

n : Exposant de la parabole, pour les crues pluviales ($n = 3$).

- **Equation de la courbe de décrue**

$$Q_{(t')} = Q_{\max} \left(\frac{t_b - t'}{t_d} \right)^m \dots\dots\dots (4.8)$$

Avec :

$Q(t')$: Débit à l'instant t' en heures, après la pointe de la crue (m^3/s).

t_d : Durée de la décrue en heures. $t_d = \delta \times t_c$, ($t_m = T_c$), prend $\delta = 2.5$ et donc $t_d = 2.5 \times t_m$.

m : Exposant de la parabole pour les crues pluviales, $m = 2$.

Le détail des calculs est reporté dans le tableau ci-dessous

Tableau 4.5 : temps des bassins versants

Sous bassin	BV1	BV2
T_m (h)	0.47	0.2
T_d (h)	1.175	0.5
T_b (h)	1.645	0.7

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

✓ **Bassin 1 :**

Tableau 4.6 : Hydrogrammes de crues pour de différentes périodes de retour –BV1–

période de retour					
temps	100	50	20	10	5
5	0.196	0.163	0.126	0.101	0.075
10	1.569	1.301	1.005	0.809	0.599
15	5.294	4.391	3.391	2.732	2.023
20	12.550	10.409	8.037	6.475	4.794
25	24.511	20.331	15.698	12.646	9.364
28.2	35.180	29.180	22.530	18.150	13.440
35	28.721	23.822	18.393	14.818	10.972
40	24.389	20.229	15.619	12.583	9.317
45	20.411	16.930	13.072	10.530	7.798
50	16.787	13.924	10.751	8.661	6.413
55	13.517	11.212	8.657	6.974	5.164
60	10.601	8.793	6.789	5.469	4.050
65	8.039	6.668	5.148	4.147	3.071
70	5.830	4.836	3.734	3.008	2.227
75	3.976	3.298	2.546	2.051	1.519
80	2.475	2.053	1.585	1.277	0.946
85	1.328	1.102	0.851	0.685	0.508
90	0.536	0.444	0.343	0.276	0.205
95	0.097	0.080	0.062	0.050	0.037
100	0.012	0.010	0.008	0.006	0.005

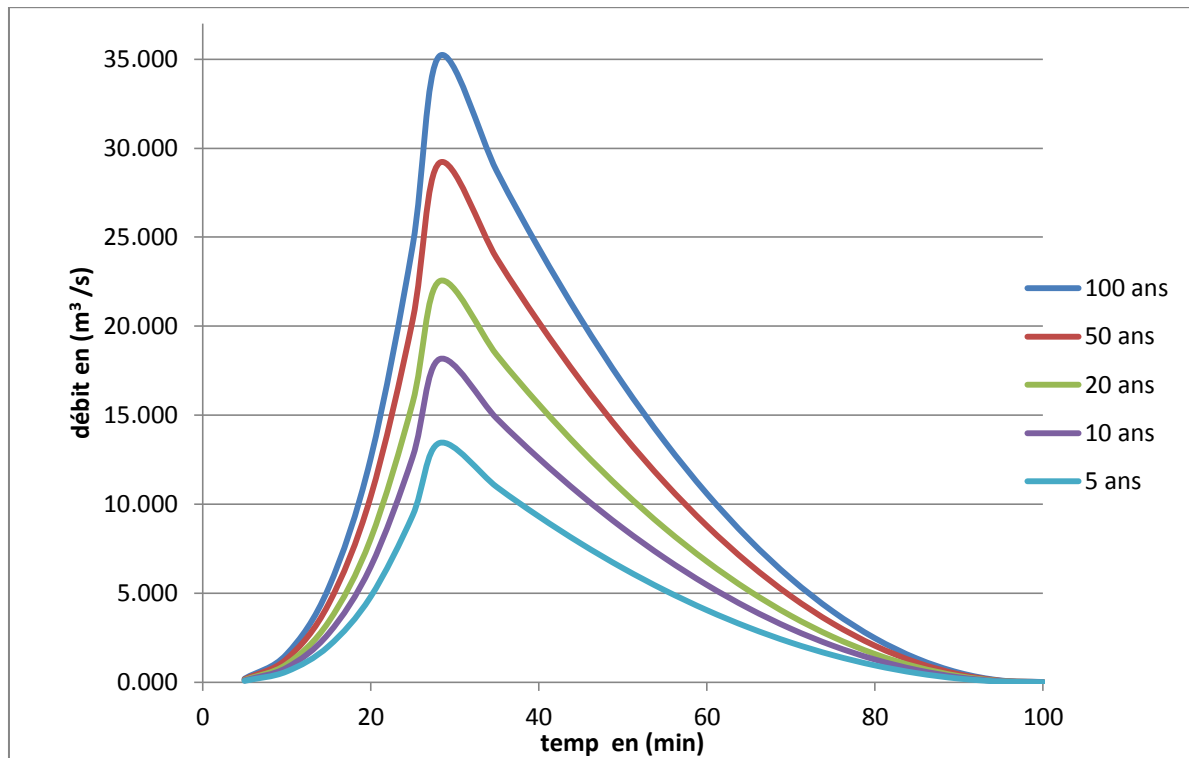


Figure 4.1: Hydrogrammes de crue pour le sous bassin 1

✓ **Bassin 2 :**

Tableau 4.7 : Hydrogrammes de crues pour de différentes périodes de retour –BV2–

<div> <div>période de retour</div> <div>temps</div> </div>	100	50	20	10	5
3	0.142	0.118	0.091	0.073	0.054
6	1.134	0.945	0.728	0.585	0.434
9	3.826	3.189	2.455	1.974	1.464
12	9.070	7.560	5.820	4.680	3.470
15	7.347	6.124	4.714	3.791	2.811
18	5.805	4.838	3.725	2.995	2.221
21	4.444	3.704	2.852	2.293	1.700
24	3.265	2.722	2.095	1.685	1.249
27	2.268	1.890	1.455	1.170	0.868
30	1.451	1.210	0.931	0.749	0.555
33	0.816	0.680	0.524	0.421	0.312
36	0.363	0.302	0.233	0.187	0.139
39	0.091	0.076	0.058	0.047	0.035
42	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

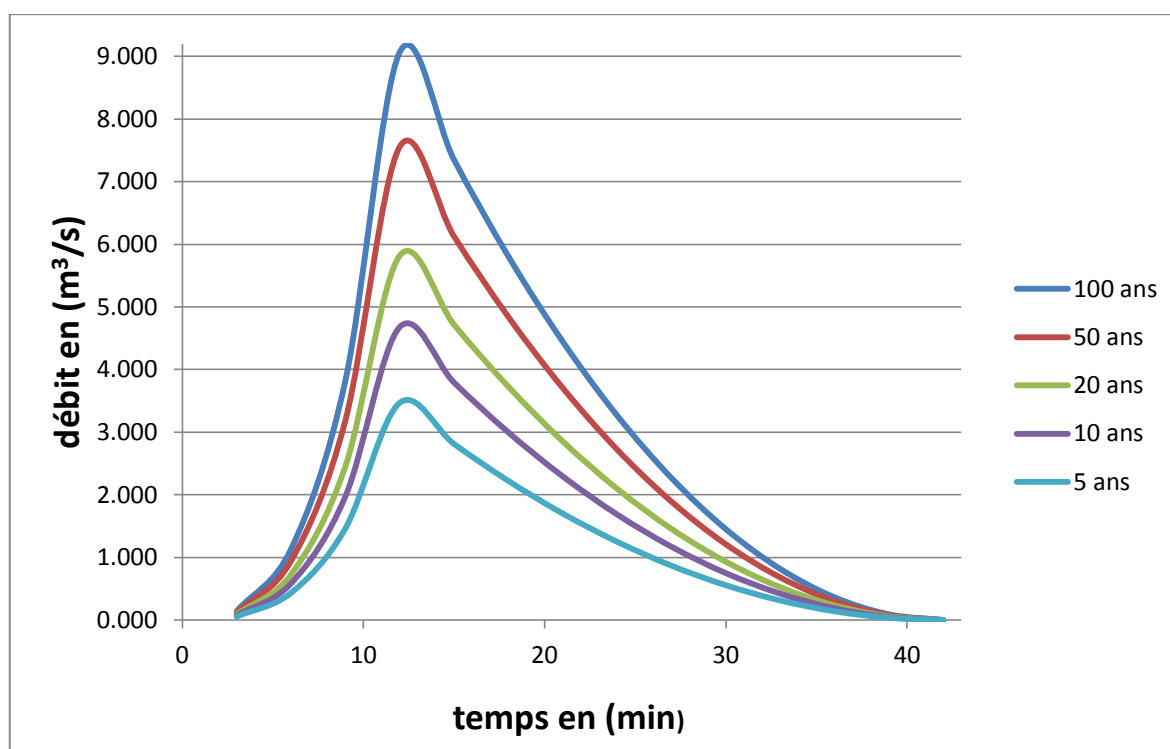


Figure 4.2: Hydrogramme de crue pour le sous bassin 2

Tableau 4.8: Débit de crues calculé pour une période de retour de 100 ans

Bassin versant	Surface (km ²)	Débit (m ³ /s)
Sous bassin 1	3.225	35.18
Sous bassin 2	0.51	9.07

2. Modélisation pluie débit :

Plusieurs logiciels servent à déterminer le débit, dans notre cas on utilise le logiciel HEC HMS (Hydrologic Engineering Centers ;Hydrologic Modeling System) qui permet de faire la simulation du processus de la transformation Pluie-Débit dans un bassin versant ou dans un ensemble de bassins versants. la simulation de cette transformation passe par la modélisation d'un certains nombres de phénomènes naturels, mais aussi par la modélisation de l'entité physique où se produisent ces phénomènes (bassin versant), elle est utilisé pour :

- ✓ Etude d'inondation par l'estimation des hydrogrammes de crues du réseau hydrographique de chaque sous bassin;
- ✓ Régularisation des cours d'eau (étude des apports);
- ✓ Gestion des bassins versants;
- ✓ Conception de système de drainage (assainissement) urbain et agricole, et d'évacuateur de crues de barrages;
- ✓ Recherche, évaluation des débits;
- ✓ Impacts de l'urbanisation sur les écoulements dans les cours d'eau
- ✓ Suivi en temps réel de l'évolution des crues (inondations) ;

Les phénomènes entrants dans le processus de transformation Pluie – Débit :

- ✓ Météorologie (**Pluie**, ETP et fonte des neiges);
- ✓ Les pertes (passage de la pluie brute à la pluie nette)
 - * L'interception par les végétaux;
 - * Stockage en surface;
 - * infiltration
- ✓ Les écoulements (ruissellement de surface et de subsurface)
- ✓ Passage de la pluie nette (hyetogramme) à travers le bassin versant

(le réseau hydrographique)

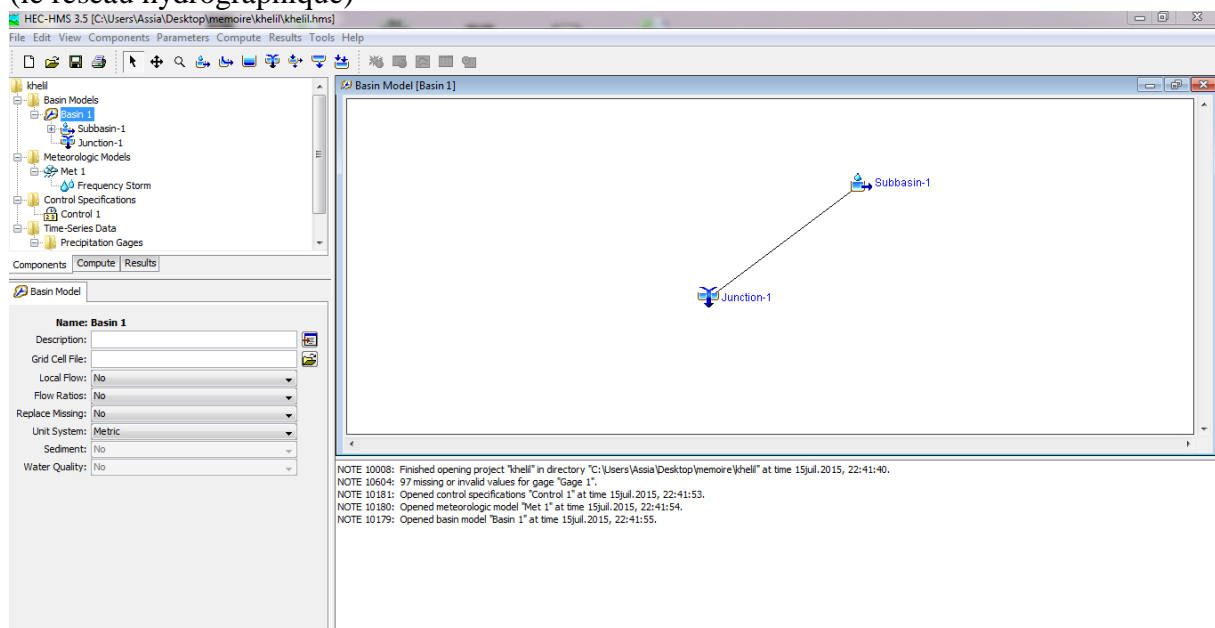


Figure 4.3: Fenêtre du logiciel HEC HMS

2.1. Les étapes de la modélisation avec HEC HMS

- Création d'un nouveau projet;
- Création du model de bassin versant;
- Création du modèle météorologique;
- Création du contrôle des spécifications;
- Création et lancement de la simulation ;

2.1.1. Pour le bassin versant

Introduction des données nécessaire qui sont :

- La surface du bassin versant.
- Définir la méthode des pertes (loss method) , on utilise SCS Curve Number .
- Définir la méthode de transformation (transform method) , on utilise SCS Unit Hydrograph

Figure 4.4: Introduction des données du bassin.

- Détermination du curve number : ce paramètre est choisi en tient compte de : condition d'humidité, type de sol (A, B, C, D) et la couverture de sol.
- Le pourcentage de la surface imperméable.

Figure 4.5: Introduction des données de la perte.

- Le temps de régence (lag time= $0.6 T_c$)

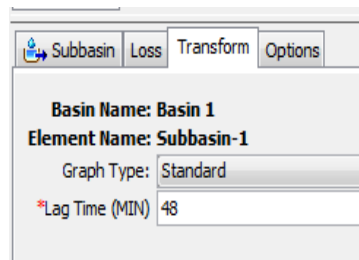


Figure 4.6: Introduction du lag time.

2.1.2. Pour le modèle météorologique

- Détermination de la méthode qui définit la précipitation on choisit : Frequency storm.

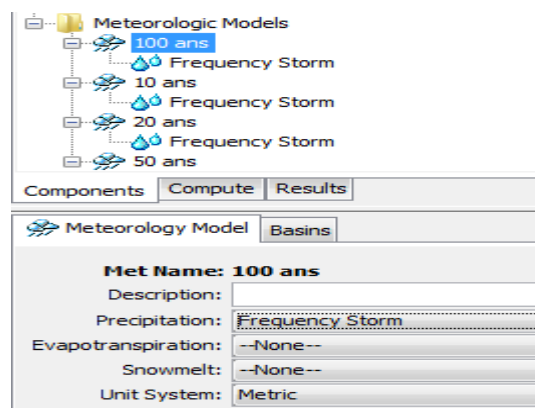


Figure 4.7: Introduction de la méthode qui définit la précipitation.

- Introduction des précipitations en définira la fréquence, durée de l'intensité et le temps de la crue

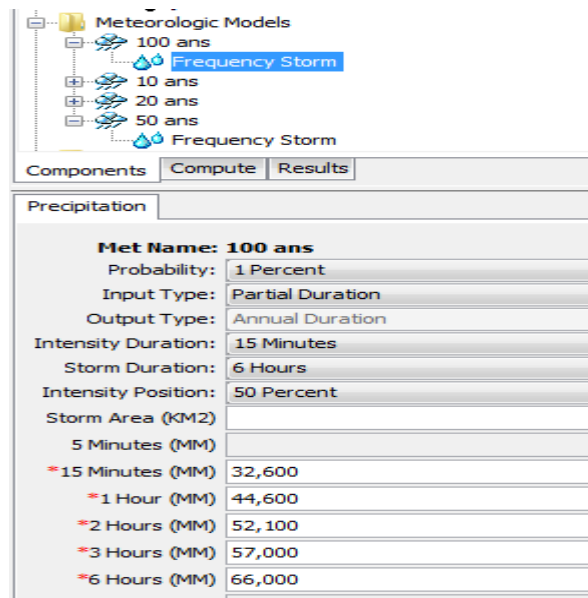


Figure 4.8: Introduction des caractéristiques de la précipitation.

2.1.3. Pour le contrôle des spécifications

On introduit la date de début et la fin de la simulation est aussi l'intervalle de temps

The screenshot shows a software interface for setting simulation parameters. The 'Control Specifications' window is open, with the 'Compute' tab selected. It contains several input fields for defining the simulation period and time interval. The values entered are: Start Date 17juil.2014, Start Time 00:00, End Date 18juil.2014, End Time 00:00, and Time Interval 15 Minutes.

Figure 4.9: Introduction des paramètres de la simulation.

2.1.4. Pour le lancement de la simulation

Après la création et lancement de la simulation on vue les résultats qui sont :

Les résultats présenté pour une période de retour 100 ans

Tableau 4.9: les résultats de simulation pour le sous bassin $n=^{\circ}1$

temps	Précipitations (mm)	les pertes (mm)	Surplus (mm)	Débit (m ³ /s)
00:00				0,0
00:15	1,55	1,54	0,01	0,0
00:30	1,97	1,96	0,01	0,0
00:45	2,67	2,66	0,01	0,0
01:00	5,83	5,79	0,03	0,1
01:15	32,31	20,32	11,99	13,6
01:30	3,50	1,36	2,14	20,5
01:45	2,30	0,84	1,46	12,1
02:00	1,73	0,61	1,12	7,4
02:15	0,00	0,00	0,00	4,0
02:30	0,00	0,00	0,00	1,5
02:45	0,00	0,00	0,00	0,6
03:00	0,00	0,00	0,00	0,2
03:15	0,00	0,00	0,00	0,1
03:30	0,00	0,00	0,00	0,0
03:45	0,00	0,00	0,00	0,0

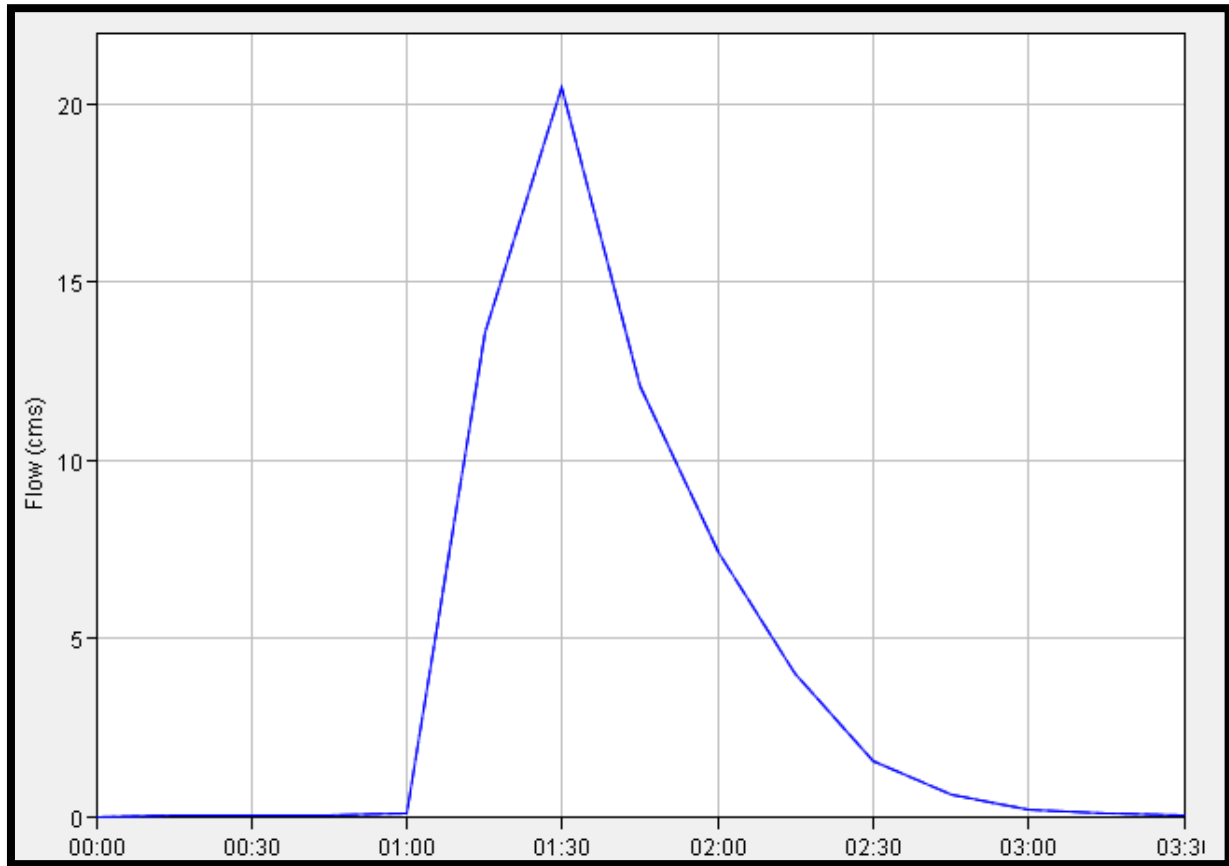


Figure 4.10: L'hydrogramme de crue du sous bassin N=°1.

Tableau 4.10 : les résultats de simulation pour le sous bassin n=°2

temps	Précipitations (mm)	les pertes (mm)	Surplus (mm)	débit (m ³ /s)
00:00				0,0
00:15	1,54	1,53	0,01	0,0
00:30	1,96	1,94	0,01	0,0
00:45	2,65	2,63	0,02	0,0
01:00	5,87	5,37	0,50	0,2
01:15	32,55	14,65	17,90	7,6
01:30	3,47	0,85	2,63	3,2
01:45	2,29	0,52	1,77	1,5
02:00	1,72	0,37	1,35	0,9
02:15	0,00	0,00	0,00	0,2
02:30	0,00	0,00	0,00	0,0
02:45	0,00	0,00	0,00	0,0
03:00	0,00	0,00	0,00	0,0

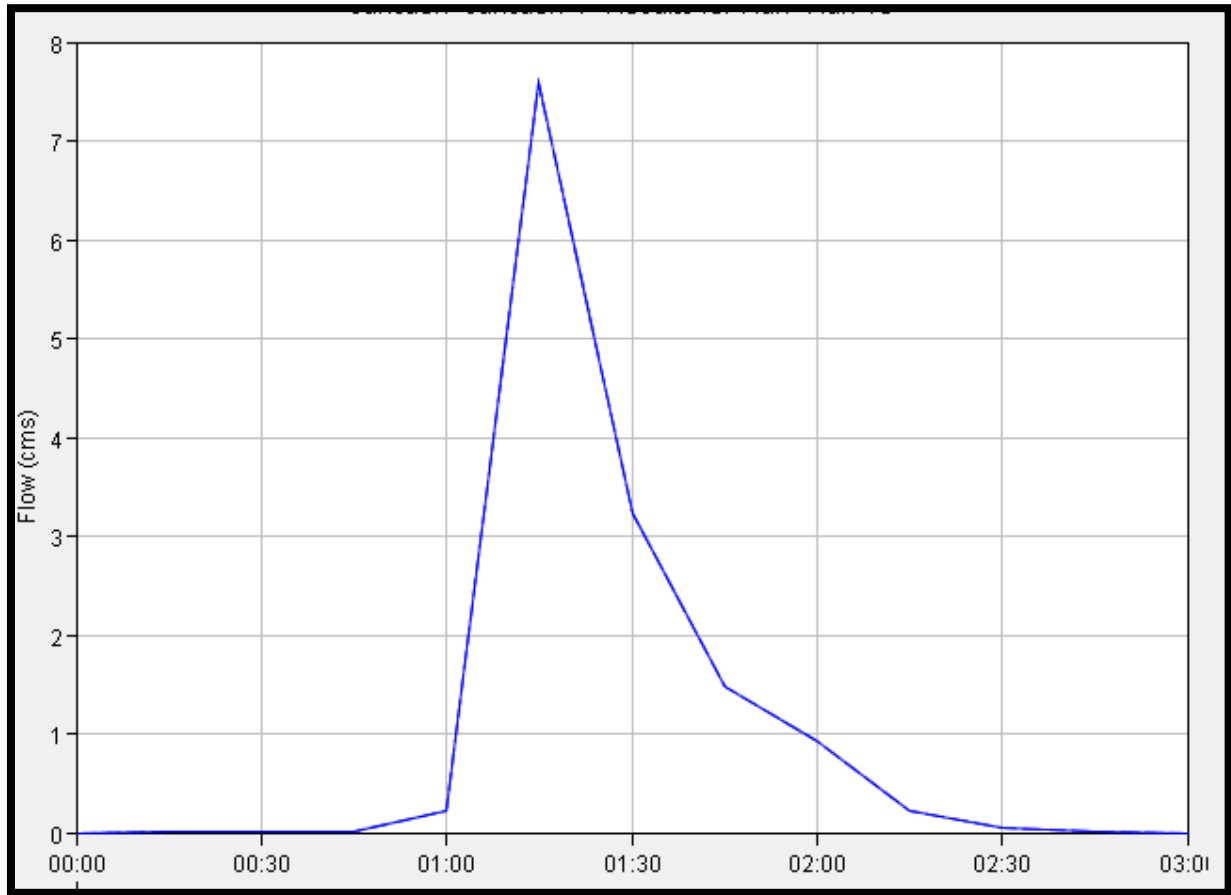


Figure 4.11: L'hydrogramme de crue du sous bassin N=2.

Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons calculé les débits pour différentes périodes de retour avec plusieurs méthodes, cela nous a permis de prendre la valeur de débit par la meilleure méthode qui est celle de la modélisation par le logiciel HEC-HMS puisque les formules empiriques représentent plusieurs failles de calcul contrairement à HEC-HMS. La valeur du débit dimensionnement est de la période de retour de 100 ans est égale à $20.5 \text{ m}^3/\text{s}$ pour le premier bassin et $7.6 \text{ m}^3/\text{s}$ pour le deuxième bassin.

Chapitre 5 : Etude des variantes

Introduction

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

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

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

1. Variantes proposées pour l'étude

1.1. Première bassin

Les variantes proposées pour le premier bassin sont :

1.1.1. Première variante :

Cette variante, se résume en un canal rectangulaire en béton armé, dont le rôle est de contenir et rediriger vers les endroits préférentiels la circulation des eaux.

En fin de parcours, nous proposons un lit de pierres (habillage planimétrique et altimétrique) dimension : largeur moyenne de 5 m et 10 m environ de longueur, pour limiter les affouillements à la sortie de la protection.

1.1.2. Deuxième variante :

Protection avec une galerie rectangulaire en béton armé pour le première tranche et canal à ciel ouvert pour la deuxième tranche

Cette variante propose de projeter un bassin de dissipation a la fin de canal avec l'accomplissement des actions suivantes:

- Galerie en béton armé de forme rectangulaire sur une longueur de 180 m.
- Canal à ciel ouvert en béton sur une longueur de 140 m
- Un bassin pour dissiper l'énergie en enrochement avec des berges en gabion .

1.2. Deuxième bassin

1.2.1. Première variante

Une galerie en béton armée avec une protection en gabion à l'entrée du l'ouvrage et un lit en enrochement a la sortie pour limiter les affouillements

1.2.2. Deuxième variante

Protection avec une galerie rectangulaire en béton armé pour la première tranche et canal trapézoïdales ciel ouvert pour la deuxième tranche

Cette variante propose de projeter un bassin de dissipation à la fin de canal avec l'accomplissement des actions suivantes:

- Un convergent en enrochement projeté au début de l'ouvrage pour protéger la galerie.
- Galerie en béton armé de forme rectangulaire sur une longueur de 425 m.
- Canal à ciel ouvert en béton sur une longueur de 190 m
- Un bassin pour dissiper l'énergie en enrochement avec des berges en gabion.

2. Avantage et inconvénients

2.1. Galerie rectangulaire en béton armée :

Avantage :

- Donne une surface hydraulique suffisante.
- La construction sera faite par coffrage sur chantier.
- Plus économie que le canal busé.
- Par sa faible largeur, il convient aux passages étroits.

Inconvénient :

- Le coût (il est réalisé en béton armé).
- la stabilité du talus est faible.

2.2. Canal trapézoïdale :

Avantage :

- Le faible coût, le revêtement se fait par un béton de faible épaisseur et armé par du treillis soudé (du fait de leur inclinaison, les berges sont auto stables).
- Facilité d'entretien (les sections trapézoïdales offrent de faibles profondeurs).
- Facilité de réalisation.

Inconvénient :

- L'inconvénient majeur de cette variante les rejets de marché et le canal traverse l'agglomération donc risque de dépôt.



Figure 5.1 : photo représente les dépôts dans un ancien canal



Figure 5.2 : photo représente la situation de l'oued



Figure 5.3 : photo au milieu de la ville

3. Etude technique économiques des variantes

Première bassin				
	Dimension proposé	volume du béton armé	prix unitaire	Prix total
Première variante	L= 325 m	572	30000	17160000
	b=2.5 m			
	h=1.4m			
	ep=0.25 m			
Deuxième variante	L= 180 m	316.8	30000	14217300
	b=2.5 m			
	h=1.4m			
	ep=0.25 m			
	L= 140 m	157.11		
	b=2.5 m			
	h=1.1m			
	ep=0.2 m et m=1			
		473.91		
Deuxième bassin				
Première variante	L= 620m	837	30000	25110000
	b=1.5m			
	h=1m			
	ep=0.25 m			
Deuxième variante	L= 425 m	607.75	30000	23296500
	b=1.5 m			
	h=1.2m			
	ep=0.25 m			
	L= 195 m	168.8		
	b=2.5 m			
	h=1m			
	ep=0.2 m et m=1			
	776.55			

Conclusion :

Après avoir cité les variantes probables d'être étudiées , les visites sur le terrain et les résultats d'estimation économiques , on voit que la deuxième variante est la meilleure parce qu'elle contient des galerie dans la ville et des canal dans les lieux qui sont loin de l'agglomération avec des ouvrage à l'amont qui peuvent recevoir les débits importants et démunie le transport des particule moyenne et aussi des ouvrage a la sortie pour tranquilliser l'écoulement.

Chapitre 6: calcul hydraulique

Introduction

Le calcul hydraulique s'inspire de la règle des valeurs extrêmes (débit et vitesse d'écoulement); donc les canaux doivent satisfaire les conditions de l'évacuation rapide et continue de toutes les quantités des eaux dans le but d'assurer une protection suffisante contre les inondations. L'écoulement à surface libre est un phénomène beaucoup plus compliqué que l'écoulement en charge parce que la présence d'une surface libre entraîne les variations des sections liquides suivant la longueur du courant même en cas d'obstacles insignifiants. Les courants à surface libre peuvent être permanent, non permanent, uniforme ou non uniforme.

Dans ce manuel on n'examine que les courants permanents.

1. Généralités

1.1. Les 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 maximal, et la section est minimale. Parmi toutes les formes de section, la semi-circulaire est celle qui satisfait au rayon hydraulique maximum. Dans les conditions techniques de réalisation, la forme semi-circulaire sera la plus coûteuse que la celle trapézoïdale ou rectangulaire qui présentent des avantages de simplicité de réalisation.

1.2. Les différents types de Canaux

On distingue deux catégories de canaux :

- Les canaux naturels,
- Les canaux artificiels,

1.2.1. 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.

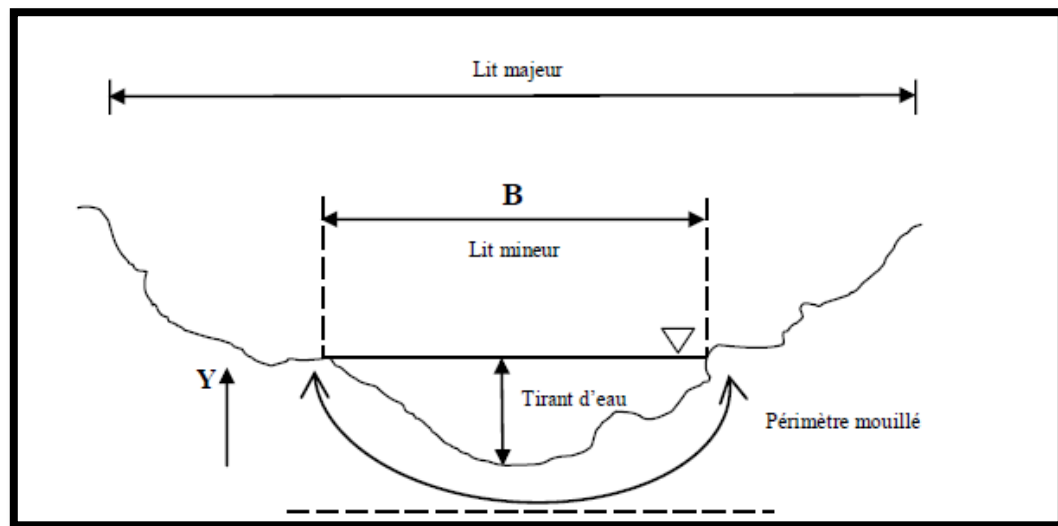


Figure 6.1: canal naturel

1.2.2. Les canaux artificiels

Ce sont des cours d'eau réalisés par l'homme sur (ou sous) terre tels que: les canaux découverts construits au niveau 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.



Figure 6.2: canal artificiel

1.3. L'écoulement à surface libre

L'écoulement à surface libre est caractérisé par l'existence d'une surface libre en contact direct avec l'air ambiant, donc la surface de l'écoulement a une pression égale à 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.

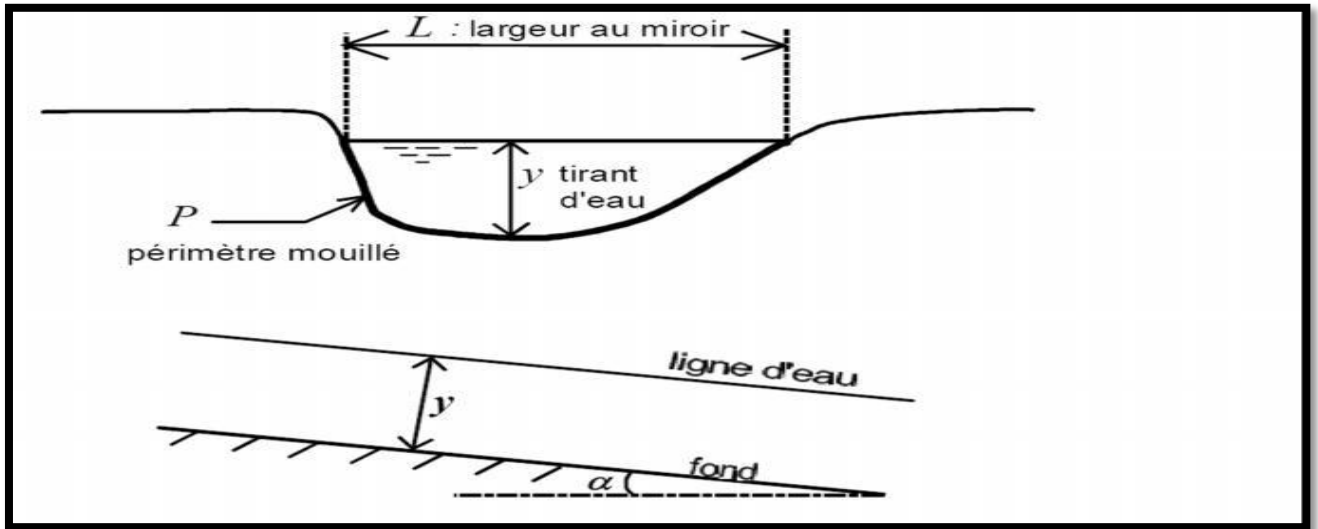


Figure 6.3: Ecoulements à surface libre

1.4. Classification des écoulements à surface libre

Les écoulements à surface libre sont classés en différents types :

1.4.1. 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 :
$$\frac{dv}{dt} = \frac{dQ}{dt} = \frac{dh}{dt} = \frac{du}{dt} = 0 \quad \dots\dots\dots (5.1)$$

- **Écoulement non permanent**

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

C'est à dire :
$$\frac{dv}{dt} \neq \frac{dQ}{dt} \neq \frac{dh}{dt} \neq \frac{du}{dt} \neq 0 \quad \dots\dots\dots (5.2)$$

1.4.2. Variabilité dans l'espace

- **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 :
$$\frac{dv}{dx} = \frac{di}{dx} = \frac{dh}{dt} = \frac{ds}{dx} = 0 \quad \dots\dots\dots (5.3)$$

- **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 :
$$\frac{dv}{dx} \neq \frac{di}{dx} \neq \frac{dh}{dx} \neq \frac{ds}{dx} \neq 0 \quad \dots\dots\dots (5.4)$$

- **Régime non uniforme graduellement varié :**

Régime d'écoulement où la variation de hauteur dans la direction d'écoulement est très faible, typiquement si « x » désigne une longueur d'écoulement et Δh une variation de hauteur, on a $\Delta h/x \ll 1$.

- **Régime non uniforme rapidement varié :**

Régime d'écoulement où la variation de hauteur dans la direction d'écoulement est très importante, En effet à l'approche d'une singularité ou bien en cas de ressaut hydraulique, l'écoulement peut entrer dans un régime rapidement varié.

1.4.3. Le nombre de Reynolds

- **Ecoulement Laminaire**

L'écoulement est dit laminaire si le nombre de Reynolds est inférieur à 500 ou 600

- **Ecoulement Turbulent**

Si le nombre de Reynolds dépasse 10^4

1.4.4. Le nombre de Froude

- **Ecoulement fluviale**

L'écoulement est supposée fluvial si le nombre de Froude est inférieur à 1.

- **Ecoulement critique**

L'écoulement est supposée critique si le nombre de Froude est égal à 1.

- **Ecoulement torrentiel**

L'écoulement est supposée torrentiel si le nombre de Froude est supérieur à 1

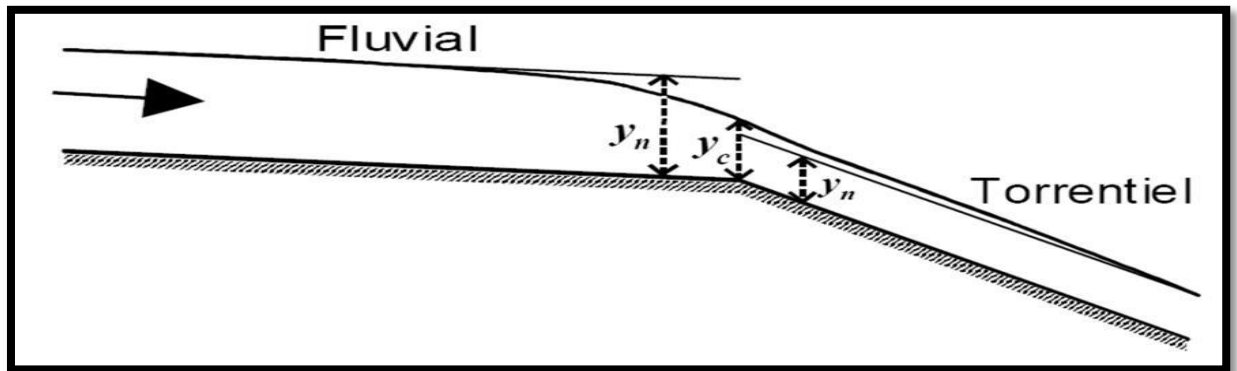


Figure 6.4 : Passage du régime fluvial au torrentiel

2. Dimensionnement des canaux

Pour un écoulement lentement variable, on peut admettre qu'en toute section la pente de la ligne de charge est celle d'un régime uniforme.

2.1. Les conditions de l'écoulement uniforme

- 1- le débit de l'eau dans chaque section des tronçons proposés est constant.
- 2- le canal est prismatique.
- 3- La profondeur h du courant est constante en sa longueur.
- 4- La pente de chaque section est constante.
- 5- La rugosité des parois est constante.
- 6- Les résistances locales sont absentes.

2.2. La formule de Chézy

La formule de calcul principale pour un écoulement permanent uniforme de l'eau est la formule de Chézy.

La vitesse moyenne du courant est sous la forme suivant :

$$V = C \cdot \sqrt{R \times I} \dots\dots\dots (5.5)$$

On utilisant le produit suivant :

$$Q = V \times S \dots\dots\dots (5.6)$$

On obtient :

$$Q = C.S.\sqrt{R \times I} \dots\dots\dots (5.7)$$

Avec :

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

S : section mouille (m^2)

R_h : rayon hydraulique étant la surface mouillée S_m sur le périmètre mouillé P_m .

$R_h = S_m/P_m$ (m)

I : pente de fond du canal (radier).

2.3. Détermination de coefficient de Chézy :

En utilisant la formule empirique suivante pour la détermination du coefficient de Chézy :

La formule de MANING-STRICKLER

$$C = \frac{1}{n} . R_h^{\frac{1}{6}} \dots\dots\dots (5.8)$$

Avec :

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

R_h : rayon hydraulique, avec :

$R_h = S_m/P_m$ (m)

n : coefficient de rugosité avec $1/n = K_s$ (coefficient de Strickler).

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

$$V = K_s . R_h^{2/3} . I^{1/2} \dots\dots\dots (5.9)$$

Avec :

K_s : coefficient de rugosité de STRICKLER.

R_h : le rayon hydraulique (m).

I : la pente du radie.

2.4. Les paramètres géométriques

2.4.1. Le choix de la section de meilleure conductivité

Le profil de meilleure conductivité est le profil qui véhicule le débit maximum.

Pour un canal de pente J_u et de coefficient de rugosité n, la section qui véhicule le débit

maximum Q_{\max} est celle où le rayon hydraulique R_h est maximal, et la section S est minimale.

Parmi toutes les formes de section, la semi-circulaire est celle qui satisfait au rayon hydraulique maximum.

On a:

$$S_m = \pi.r^2 / 2 \dots\dots\dots (5.10)$$

$$P_m = \pi.r \dots\dots\dots (5.11)$$

$$R_h = r/2 = h/2 \dots\dots\dots (5.12)$$

Avec:

S_m : section mouille (m^2)

P_m : périmètre mouille en (m).

R_h : rayon hydraulique en (m).

Mais cette forme plus coûteuse que la forme trapézoïdale et rectangulaire qui présente des simplicités de réalisation.

A cet effet notre choix portera sur la section trapézoïdale et la section rectangulaire (**chapitre 5**) dont ses caractéristiques sont :

2.4.2. Canal à section trapézoïdale

La géométrie d'un canal à section trapézoïdale permet de véhiculer un débit maximum par rapport les autres sections en plus la variation de la hauteur d'eau est faible pour changement de débit.

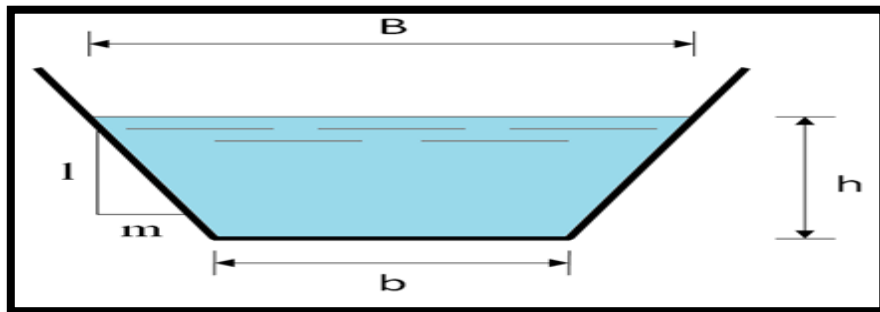


Figure 6.5: canal à forme trapézoïdale

Avec :

m : Le fruit des talus, $m = \cotg \varphi$.

h : Le tirant d'eau maximum (pour Q_{\max}), en mètres.

B : La largeur supérieure du canal, en mètre.

b : La largeur inférieure du canal, en mètre.

On définit la surface mouillée S_m et le périmètre mouillé P_m par :

$$S_m = h \cdot (b + m \cdot h) \dots\dots\dots (5.13)$$

$$P_m = b + 2 \cdot h \cdot \sqrt{1 + m^2} \dots\dots\dots (5.14)$$

- **Calcul du rayon hydraulique maximal:**

On a:

$$R_h = S_m / P_m \dots\dots\dots (5.15)$$

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

$$R_h = \frac{h}{2} \dots\dots\dots (5.16)$$

Les paramètres géométriques d'un canal à section trapézoïdale sont les suivantes :

Tableau 6.1: paramètres géométriques d'un canal à section trapézoïdale

Désignation	Expression
b (m)	$2h (\sqrt{1 + m^2} - m)$
B (m)	$b + 2mh$
S (m ²)	$h (b + mh)$
P (m)	$b + 2h \sqrt{1 + m^2}$
R_h	$\frac{h \cdot (b + mh)}{b + 2h \cdot \sqrt{1 + m^2}}$

- **Forme des profils en travers**

Les canaux en terre ou revêtus sont presque toujours trapézoïdaux (parfois rectangulaires) et épousent des pentes de talus variables selon la nature de terrain.

Tableau 6.2 : quelques ordres de grandeur de fruit de talus.

Nature de terrain	Fruit de talus « m »
Rocheux	0,25
Rocheux plus ou moins désagrégé	0,5
Argile dur	0,75
Gravier talus de déblais ordinaire	1
Terrain ordinaire	1,5
Argilo-sablonneux	2
Très sablonneux	3

D'après la nature de terrain de notre zone d'étude on prend $m = 1$

2.4.3. Canal à section rectangulaire :

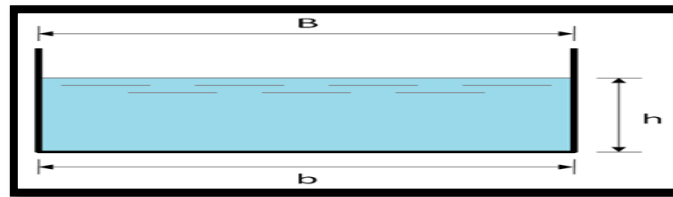


Figure 6.6 : canal à forme rectangulaire

Avec :

h : Le tirant d'eau maximum (pour Q_{\max}), en m.

B : La largeur du canal, en m.

On définit la surface mouillée S_m et le périmètre mouillé P_m par :

$$S_m = h \times b \quad \dots\dots\dots (5.17)$$

$$P_m = b + 2h \quad \dots\dots\dots (5.18)$$

- Calculs du rayon hydraulique maximal

$$R_h = \frac{S_m}{P_m} \quad \dots\dots\dots (5.19)$$

Alors:

Le rayon hydraulique sera max pour une valeur de P_{\min} donc ça valeur est :

$$R_h = \frac{h}{2} \quad \dots\dots\dots (5.20)$$

Tableau 6.3: paramètres géométriques d'un canal à section rectangulaire

Désignation	Expression
b (m)	$2h$
S (m ²)	$h \cdot b$
P (m)	$b + 2h = 4h$
R_h	$\frac{S}{P} = \frac{h}{2}$

2.5. Calcul de la profondeur normal h_n

A un débit donné, h_n est appelé profondeur normale, une fois fixées la nature de la paroi et la pente, on dispose en régime permanent et uniforme d'une relation reliant la profondeur h au débit Q . Dans les sections évasées, le débit croît toujours lorsque la profondeur de l'eau augmente.

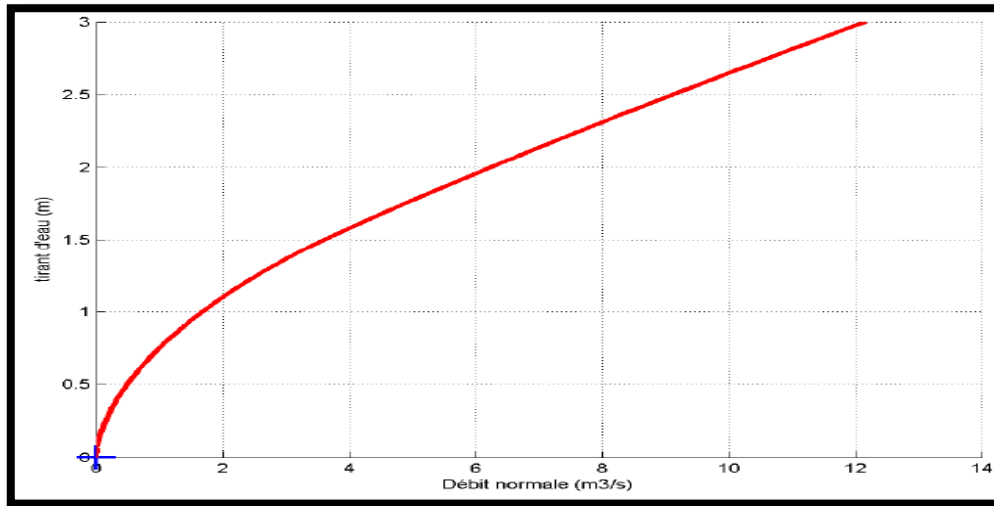


Figure 6.7: la relation entre le tirant d'eau et le débit normal

La détermination de la profondeur normale (h_n) se fait par plusieurs méthodes ; Et parmi ces méthodes on a la méthode graphique et la méthode itérative.

2.5.1. Méthode graphique :

On tire la valeur de h_n à partir du graphe $I = f(h)$, on trace le graphe par le calcul des valeurs de I en augmentant h avec un pas jusqu'à atteindre la valeur de la pente désiré. Donnant que :

$$I = \frac{Q_{\text{normal}}^2}{C^2 S^2 R} \dots\dots\dots (5.21)$$

Cette formule est tirée à partir de l'équation générale de l'écoulement uniforme

$$Q = S_m \cdot C \cdot \sqrt{R} \cdot \sqrt{I} \dots\dots\dots (5.22)$$

Avec :

- S : Section mouillée ;
- C : coefficient de CHEZY ;
- R : Rayon hydraulique ;
- I : pente du canal ;

2.5.2. Méthode itérative :

On tire la valeur de (B) à partir de l'équation générale de l'écoulement uniforme.

$$Q = S.C.\sqrt{(R.I)} \dots\dots\dots (5.23)$$

Avec :

S : Section mouillée ;

C : coefficient de CHEZY ;

R : Rayon hydraulique ;

I : pente du canal ;

Donc, on fixe la valeur de (H) et on donne des valeurs a (b) et on détermine Q jusqu' a une valeur de débit très proche on égale au Q_n

Par suite on trace la courbe $Q = f(B)$, et on détermine la valeur de b correspondante à Q_n

2.6. Calcul de la profondeur critique h_{cr}

Le calcul de h_{cr} se fait aussi par plusieurs méthodes, on cite trois méthodes qui sont :

- la méthode graphique.
- la méthode d'AGROSKINE.
- la méthode itérative.

2.6.1. Méthode graphique

La méthode graphique est basée sur le graphe de l'énergie en fonction de h.

Et puisque la valeur de h_{cr} est la valeur qui corresponde une énergie spécifique minimale.

L'énergie spécifique H_s :ou «charge spécifique» dans une section transversale mouillée est la valeur moyenne de l'énergie des molécules du liquide de cette section par unité de poids du liquide, cette énergie étant rapportée à l'axe horizontal passant par le point le plus bas de la section.

La charge moyenne de la section par rapport à un plan de référence donnée (choisie), est la différence entre la ligne de charge et le fond du canal dans une section donnée.

Donc on construit le graphe : $H_s = f(h)$ sachant que :

$$H_s = H_p + H_c \dots\dots\dots (5.24)$$

Avec :

H_p : Energie potentielle et est égale à h ; ($H_p = h$)

H_c : Energie cinétique et égale à ; ($H_c = V^2/2g$)

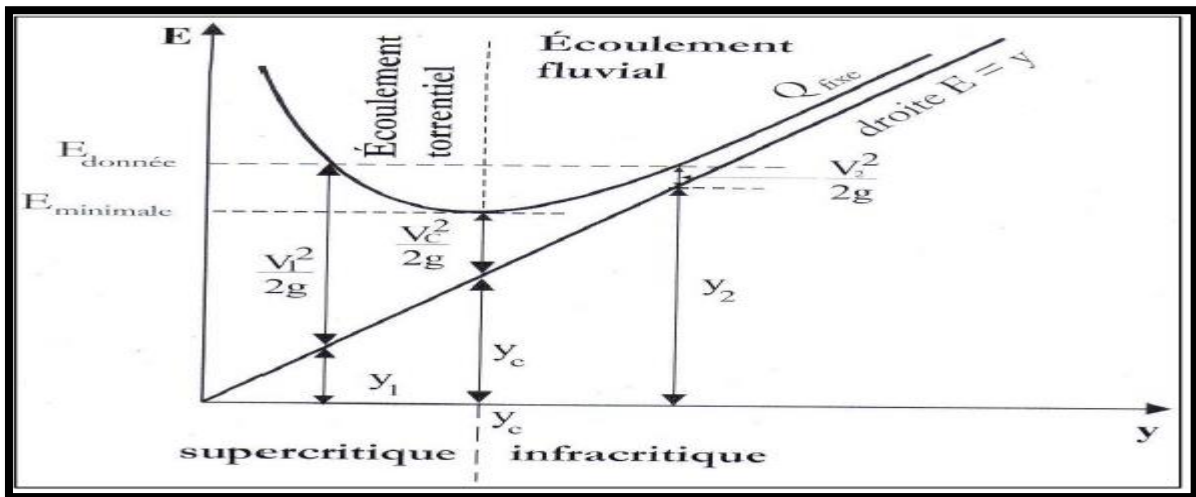


Figure 6.8: l'énergie spécifique en fonction de profondeur

2.6.2. Méthode analytique d'AGROSKINE

La méthode d'AGROSKINE utilise la formule suivante :

La condition de criticité est :

$$\frac{\alpha \times Q^2 \times B_{cr}}{g \times S_{cr}^3} = 1 \quad \dots\dots\dots (5.25)$$

Avec :

α : coefficient d'énergie cinétique dans la pratique on prend $\alpha = 1$.

B : largeur du plan d'eau en surface.

g : l'accélération gravitaire prise égale à 9.81 m/s^2 .

2.6.3. Méthode itérative :

Cette méthode consiste à tirer la valeur de h_{cr} qui correspond à Q^2/g

Donc on tire la valeur de $(S^3/B) = Q^2/g$ et on tire par un tableur la valeur de h_{cr} qui lui correspond.

2.7. Calcul de la pente critique :

La valeur de la pente de fond dépend essentiellement de la topographie et de la constitution du terrain. Cette pente, généralement faible. La pente critique correspondant à la profondeur critique. Elle est donnée par la formule suivante :

$$Q = C \cdot S_{cr} \cdot \sqrt{R_h \cdot I_{cr}} \quad \dots\dots\dots (5.26)$$

Donc :

$$I_{cr} = \frac{Q^2}{C^2 \cdot S_{cr}^2 R_h} \dots\dots\dots (5.27)$$

2.8. Nombre de Froude :

C'est le rapport entre les forces de gravité et celles d'inertie ou:

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{g \cdot h}} \dots\dots\dots (5.28)$$

Le rôle du nombre de Froude est de permettre le classement des écoulements comme suit :

- écoulement fluvial $Fr < 1$ $\Rightarrow h_{cr} < h_n$
- écoulement torrentiel $Fr > 1$ $\Rightarrow h_{cr} > h_n$
- écoulement critique $Fr = Fr = 1$ $\Rightarrow h_{cr} = h_n$

2.9. la ligne d'eau

2.9.1. Equation de la ligne d'eau

L'équation de la surface libre de la ligne d'eau, est une équation liée à l'abscisse et à l'ordonnée de chaque point de la ligne d'eau pour un débit et une pente du canal donnée.

En basant sur l'équation d'énergie :

$$H = Z + V^2 / 2g + h \dots\dots\dots (5.29)$$

Et sur l'équation de la continuité : $Q = V \cdot S$

On a :

$$\frac{dH}{dx} = \frac{dZ}{dx} + \frac{d}{dx} \left(\frac{(Q/S)^2}{2g} \right) + \frac{dh}{dx} \dots\dots\dots (5.30)$$

$$\text{Comme : } \frac{dz}{dx} = -J_f \dots\dots\dots (5.31)$$

$$\frac{dH}{dx} = -J_e = -\frac{(Q/S)^2}{C^2 \cdot R_h} \dots\dots\dots (5.32)$$

On trouve :

$$\frac{dh}{dx} = J_f \frac{1 - \frac{(Q/S)^2}{C^2 \cdot R_h \cdot j_f}}{1 - \frac{(Q/S)^2}{g \cdot S / B}} \dots\dots\dots (5.33)$$

C'est l'expression différentielle fondamentale des écoulements graduellement variés. Les formes des lignes d'eau en écoulement graduellement varié sont appelées courbes de remous, elles peuvent prendre plusieurs formes suivant les conditions d'écoulement.

2.9.2. Les différentes formes de courbe de remous :

La classification des courbes de remous se fait en fonction de la pente et de la profondeur du tirant d'eau, elles se subdivisent en cinq (5) familles (M, S, C, H, A) qui se distinguent en comparant la pente du canal à la pente critique de l'écoulement. Ces familles se subdivisent à leur tour en trois (3) classes au maximum (1, 2, 3), qui se distinguent en comparant le tirant d'eau de l'écoulement à la profondeur normale et à la profondeur critique

Tableau 6.4: les différents types des courbes de remous.

Classe de pente	Notation de la pente	Classe du tirant d'eau	Courbes de remous
$i_0 > i_c$	Raide (Steep)	$y_c > y_n$	S1, S2, S3
$i_0 = i_c$	Critique (Critical)	$y_c = y_n$	C1, C3
$i_0 < i_c$	Modérée (Mild)	$y_c < y_n$	M1, M2, M3
$i_0 = 0$	Horizontale	$y_n = \infty$	H2, H3
$i_0 < 0$	Pente négative(adverse)	$y_n = \text{imaginaire}$	A2, A3

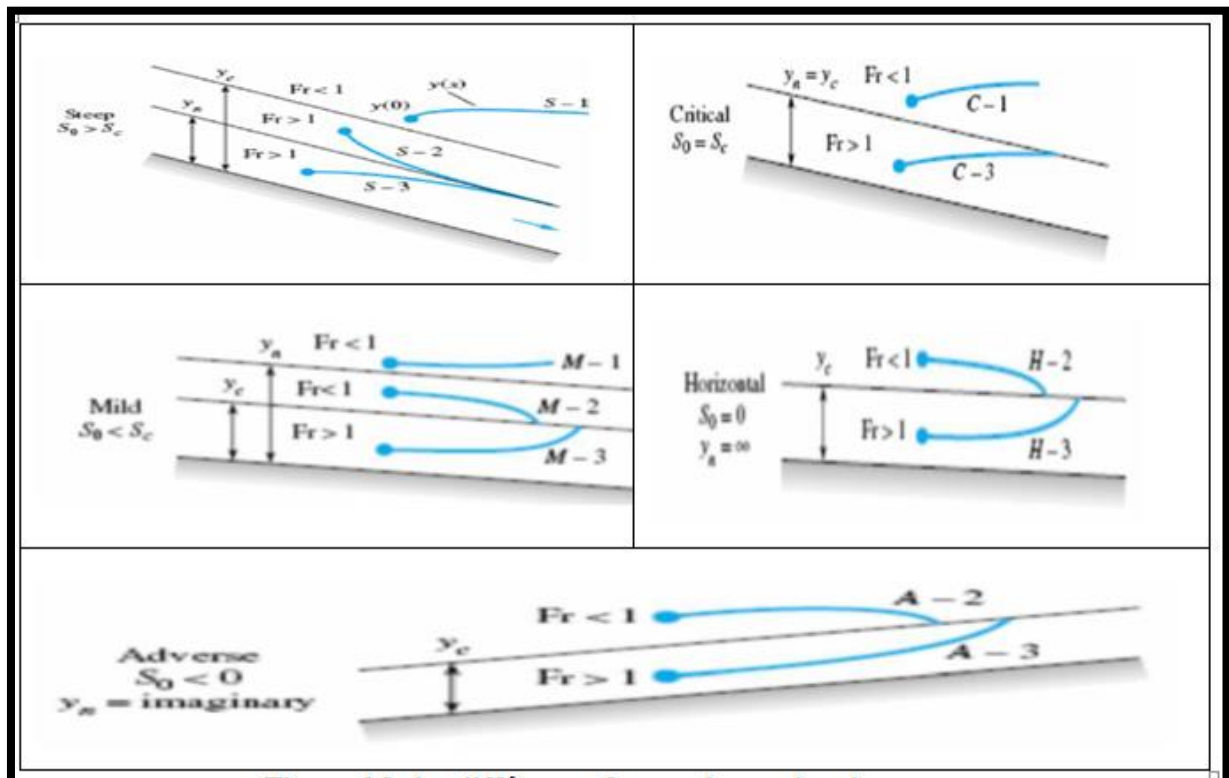


Figure 6.9: les différentes formes de courbes de remous

2.10. Calcul de la surface d'eau

Pour le tracé de la surface d'eau, on doit passer par l'intégration de l'équation :

$$dS = h db + (b + m.h) dh = 0 \dots\dots\dots (5.34)$$

Pour notre étude, on va utiliser le logiciel " CANAL21 " dont le principe de calcul est basé sur La méthode par approximation successive

On suppose connaître une profondeur d'eau h_i à une abscisse x_i puis on cherche la profondeur h_{i+1} à l'abscisse x_{i+1} voisine à x_i ainsi de suite jusqu'au dernier point du tronçon considéré.

3. Calcul du ressaut :

Le ressaut hydraulique c'est un phénomène de dissipation d'énergie, il est inversible, se produit si un écoulement passe brusquement du régime sur torrentiel $F_r > 1$ (amont), au régime fluvial $F_r < 1$ (aval). Il se manifeste par une brusque surélévation (discontinue) du niveau d'eau ($h_2 - h_1$), sur une très courte distance. Il est accompagné par des mouvements très turbulents avec des instabilités à la surface. Le ressaut provoque une dissipation importante de l'énergie mécanique ($H_{RH} = H_{S2} - H_{S1}$), donc il se représente sous la forme d'une barre d'écume déferlant en rouleaux.

Les principales caractéristiques d'un ressaut sont les suivantes :

- ✓ Hauteurs conjuguée (h'' et h').
- ✓ Hauteur de ressaut ($h'' - h'$).
- ✓ La longueur approximative du ressaut (L_{RH}).

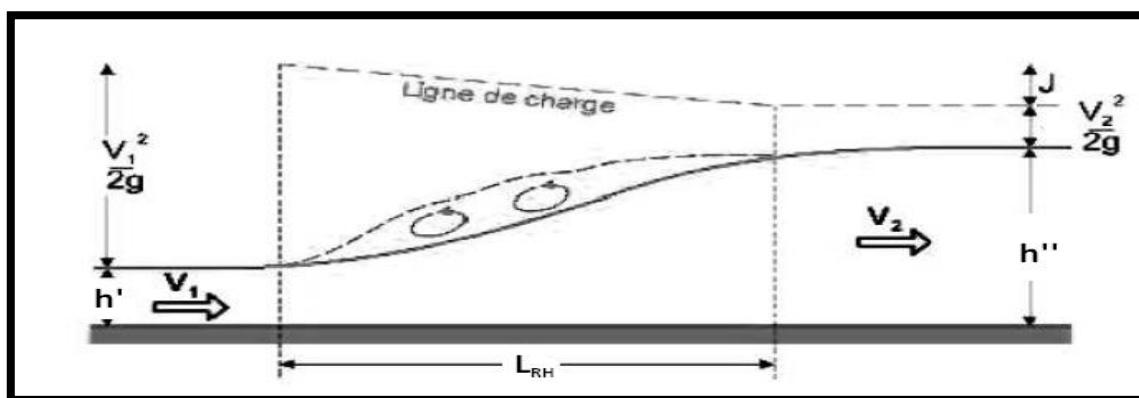


Figure 6.10: schéma d'un ressaut hydraulique

Selon le nombre de FROUDE " Fr ", un ressaut peut correspondre à différents types d'écoulement. On peut avoir donc:

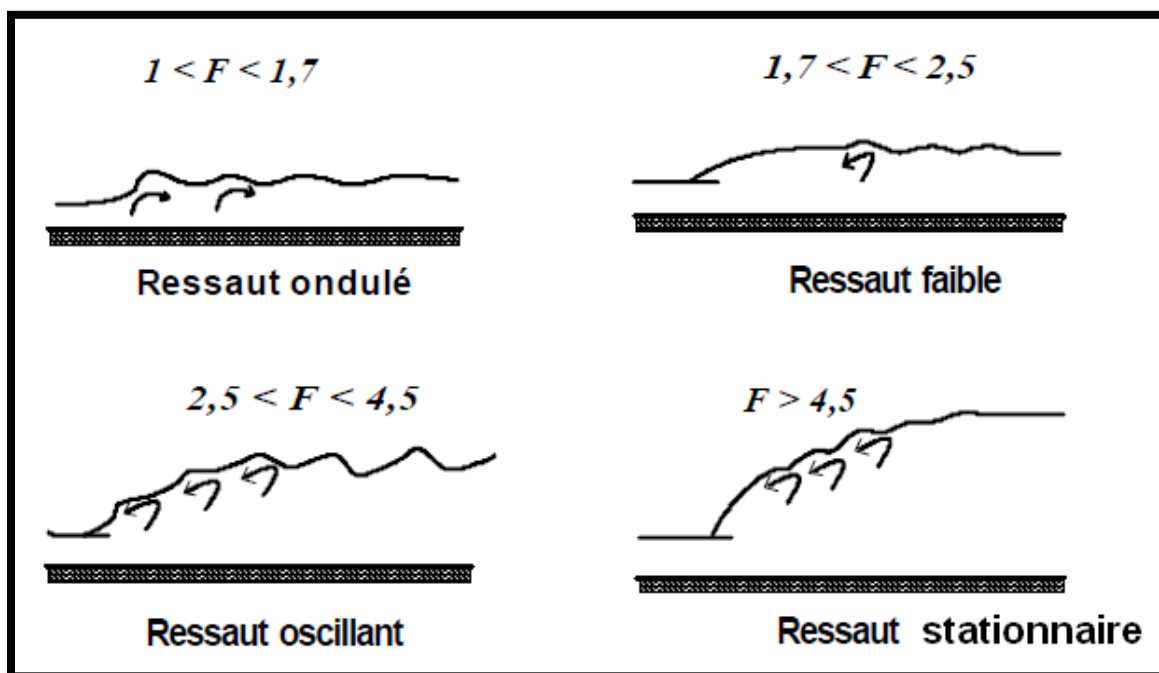


Figure 6.11 : typologie des ressauts

Tableau 6.5 : les différents types de ressaut

type de ressaut	valeurs de Fr	Observation
Prés ressaut (ressaut ondulé)	$1 \div 1,7$	La surface présente des ondulations, les hauteurs conjuguées sont trop proches de la hauteur critique h_{cr}
Un ressaut faible	$1,7 \div 2,5$	Des petits rouleaux apparaissent
Un ressaut oscillant	$2,5 \div 4,5$	Le jet oscille tantôt vers le fond, tantôt vers la surface du canal
Un ressaut stationnaire	$4,5 \div 9$	Forte dissipation d'énergie
Un ressaut fort	> 9	jet rapide est perturbé par la retombée des rouleaux et induit des ondes importantes vers l'aval,

Si le nombre de FROUDE " Fr " est supérieur à 4,5; et suivant la vitesse d'écoulement; un bassin d'amortissement est projeté à fin de minimiser la longueur du ressaut, d'assurer une efficacité de contrôle et sans provoquer des effets indésirables dans le lit du canal. C'est seulement en réalisant ces objectifs que le potentiel d'énergie mécanique peut être contrôlé

entièrement et économiquement, sans imposer de restriction sur l'écoulement à l'amont et à l'aval du dissipateur.

4. Calculs des aménagements :

4.1.Détermination des paramètres optimums et hydrauliques

4.1.1. Bassin n°1 :

On a choisi la deuxième variante donc les différents aménagements projetés dans le premier bassin sont décomposé en deux tronçons décrits comme suit :

Tableau 6.6 : description des tronçons de premier bassin.

Traçant	Aménagement projeté	Section	Longueur
Tronçons 1	galerie en béton armé	Rectangulaire	182
Tronçons 2	Canal en béton	Trapézoïdale	142

- **Tronçons 1 :**

Aménagement projeté: galerie en béton armé

Section : rectangulaire

Longueur : 182 m

Tableau 6.7 : Calcul des paramètres optimums de la galerie R0-R18

B(m)	Y (m)	N	S(m ²)	P(m)	R(m)	C	I	Q(m ³ /s)
2.5	1	0.013	2.5	4.5	0.56	69.74	0.018	17.43618
2.5	1.1	0.013	2.75	4.7	0.59	70.35	0.018	19.85404
2.5	1.15	0.013	2.87	4.8	0.6	70.62	0.018	21.08
2.5	1.2	0.013	3	4.9	0.61	70.88	0.018	22.3236

D'après ces résultats on remarque que la hauteur qui correspond à un débit de 21 m³/s est de **H= 1.15 m** avec **B=2.5 m**

Tableau 6.8: Calcul des paramètres hydraulique du tronçon 1

Tronçons	H _{cr} (m)	H _s (m)	J	V (m/s)	Fr	Y _n (m)	Y _c (m)	Régime
R1-R18	3.023	3.94	0.018	7.3	2.10	1.2	2.015	torrentiel

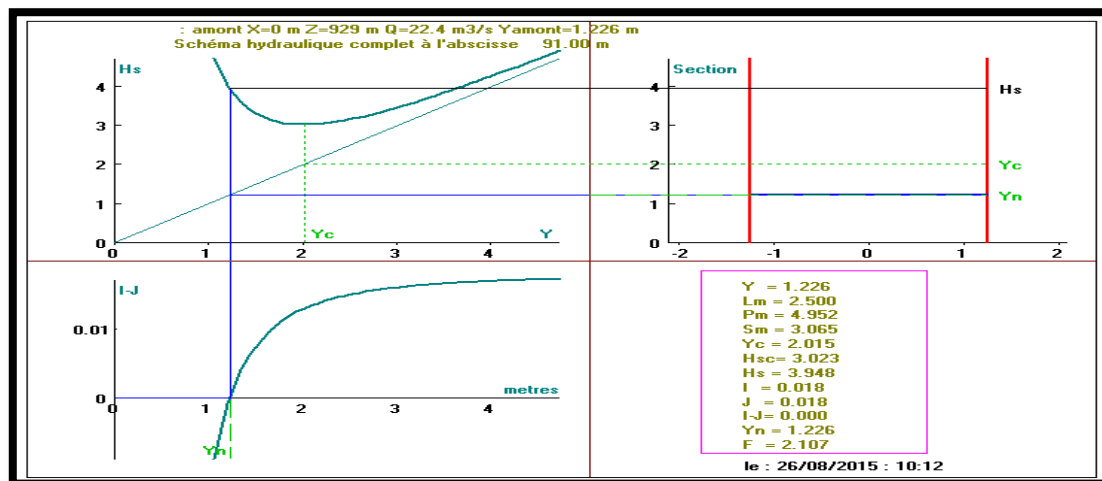


Figure 6.12:schéma hydraulique complet du tronçon R0-R18

• Tronçon 2

Aménagement projeté: canal en béton

Section : trapézoïdale

Longueur : 140 m

Fruit talus : 1

Tableau 6.9 : Calcul des paramètres optimums de la galerie R18- R32

B (m)	Y 5M°	m	N	S (M ²)	P (m)	R (m)	c	i	Q (m ³ /s)
2.5	0.7	1	0.013	2.24	4.47	0.50	68.53	0.02	15.35
2.5	0.8	1	0.013	2.64	4.76	0.55	69.72	0.02	19.38
2.5	0.85	1	0.013	2.85	4.90	0.58	70.26	0.02	21.55
2.5	0.87	1	0.013	2.93	4.96	0.59	70.47	0.02	22.46
2.5	0.9	1	0.013	3.06	5.045	0.61	70.77	0.02	23.85

D'après ces résultats on remarque que la hauteur qui correspondant à un débit de 21 m³/s est de **H= 0.85 m** avec **B=2.5 m** et fruit talus **m=1**

Tableau 6.10: Calcul des paramètres hydraulique de tronçon 2.

Tronçons	H _{cr} (m)	H _s (m)	J	V (m/s)	Fr	Y _n (m)	Y _c (m)	Régime
R18-R32	2.19	3.76	0.02	5.58	2.87	0.88	1.61	torrentiel

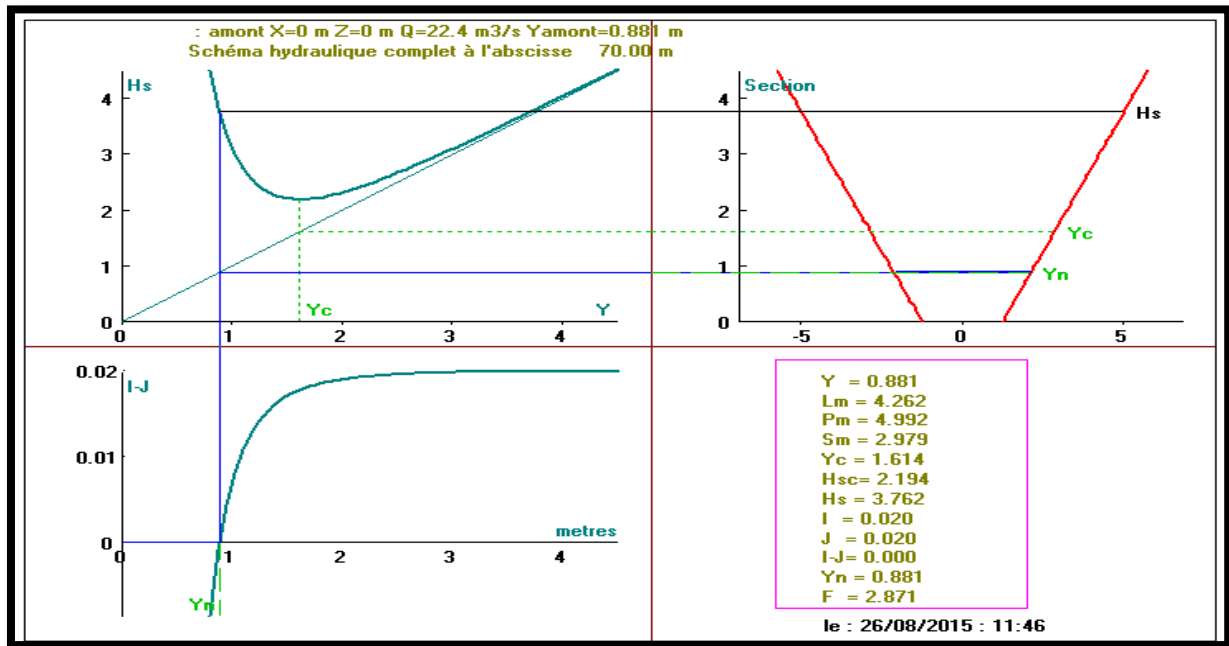


Figure 6.13:schéma hydraulique complet du tronçon R18-R32

4.2.2. Bassin n=°2

On a choisi la deuxième variante donc les dimensions des différents aménagements projetés dans le deuxième bassin sont décomposées en deux tronçons décrits comme suit :

Tableau 6.11 : description des tançant de deuxième bassin.

Traçant	Aménagement projeté	Section	Longueur
Tronçons 1	galerie en béton armé	Rectangulaire	425
Tronçons 2	Canal en béton armé	Trapézoïdale	195

• Tronçons 1 :

Aménagement projeté: galerie en béton armé

Section : rectangulaire

Longueur : 425 m

Tableau 6.12 : Calcul des paramètres optimums de la galerie P0-P41.

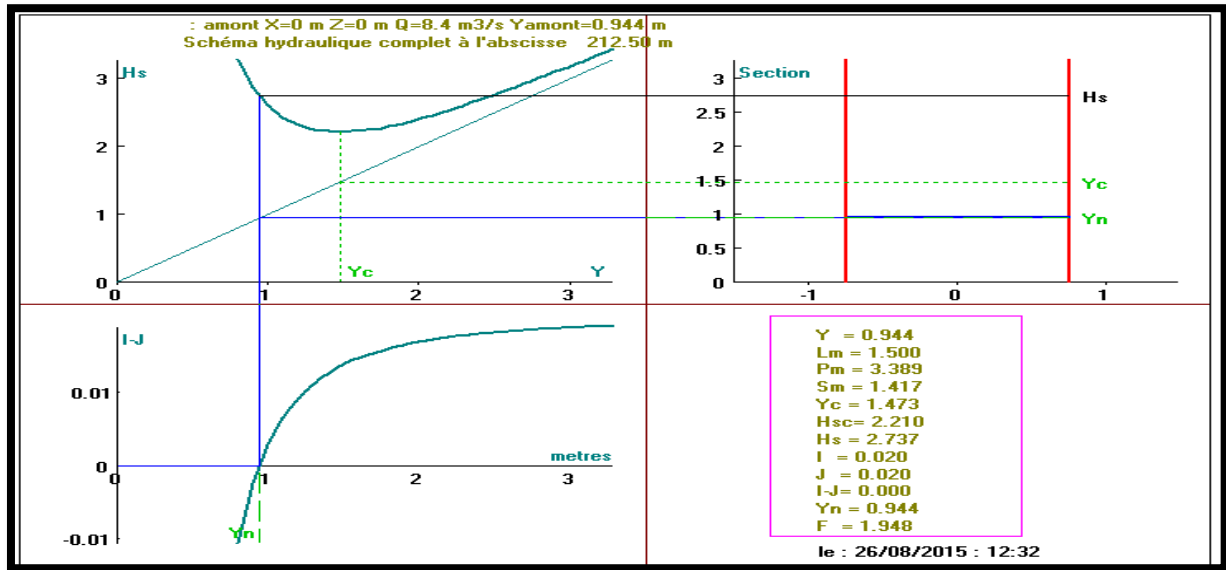
B (m)	Y (m)	N	S (m ²)	P(m)	R (m)	c	I	Q (m ³ /s)
1.5	0.7	0.013	1.05	2.9	0.36	64.94	0.02	5.80
1.5	0.8	0.013	1.2	3.1	0.39	65.67	0.02	6.93
1.5	0.9	0.013	1.35	3.3	0.41	66.28	0.02	8.10
1.5	0.95	0.013	1.425	3.4	0.42	66.54	0.02	8.68
1.5	1	0.013	1.5	3.5	0.43	66.79	0.02	9.27

D'après ces résultats on remarque que la hauteur qui correspondant à un débit de 8 m³/s est de

H= 0.9m avec B=1.5 m

Tableau 6.13: Calcul des paramètres hydraulique du tronçon 1(P0-P41)

Tronçons	$H_{cr}(m)$	$H_s(m)$	J	V	Fr	$Y_n(m)$	$Y_c(m)$	Régime
P0-P41	2.21	2.73	0.02	4.3	1.94	0.94	1.47	torrentiel

**Figure 6.14:** schéma hydraulique complet du tronçon P0-P42

- Tronçon 2**

Aménagement projeté: canal en béton

Section : trapézoïdale

Longueur : 195 m

Fruit talus : 1

Tableau 6.14 : Calcul des paramètres optimums de la galerie P41-P60

B (m)	Y (m)	m	n	S (m ²)	P (m)	R (m)	c	i	Q (m ³ /s)
1.5	0.5	1	0.013	1	2.91	0.34	64.36	0.015	4.62
1.5	0.6	1	0.013	1.26	3.19	0.39	65.86	0.015	6.38
1.5	0.7	1	0.013	1.54	3.47	0.44	67.15	0.015	8.42
1.5	0.8	1	0.013	1.84	3.76	0.48	68.27	0.015	10.75

D'après ces résultats on remarque que la hauteur qui correspondant à un débit de 8 m³/s est de

H= 0.7m avec **B=1.5 m** et fruit talus m=1.

Tableau 6.15 : Calcul des paramètres hydraulique du tronçon 1(P41-P60)

Tronçons	$H_{cr}(m)$	$H_s(m)$	J	V(m/s)	Fr	$Y_n(m)$	$Y_c(m)$	Régime
P41-P60	1.53	2.17	0.015	5.29	2.09	0.709	1.47	torrentiel

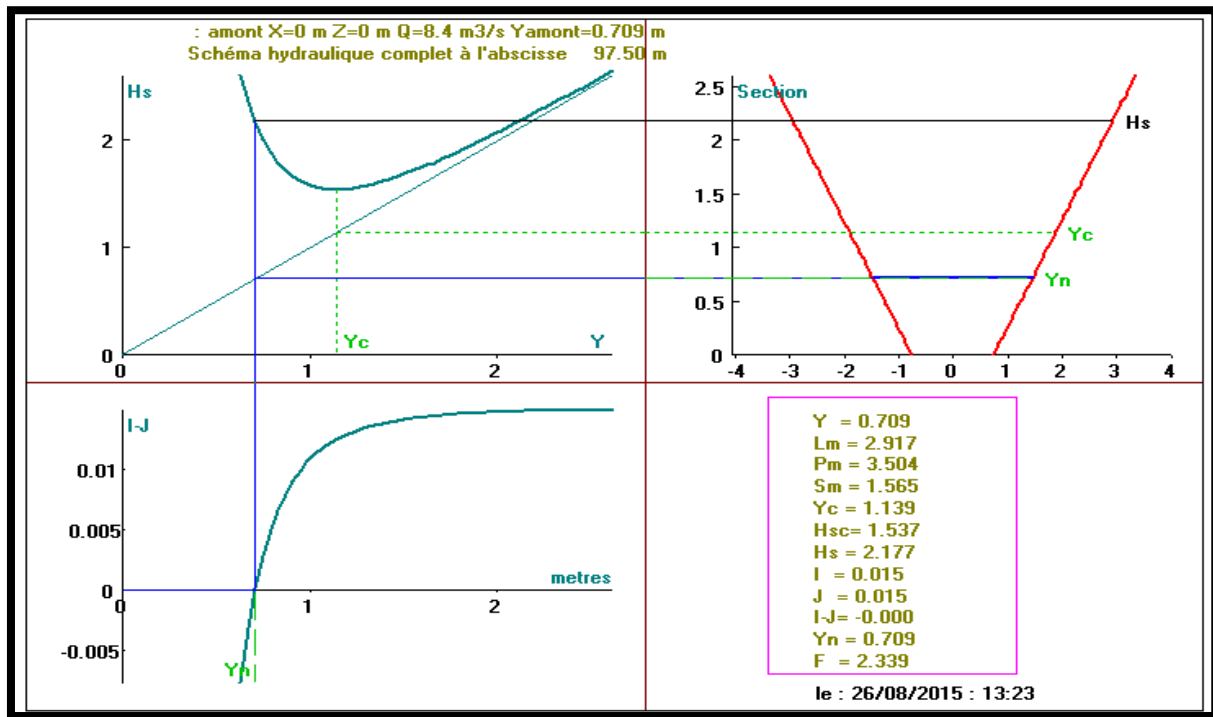


Figure 6.15:schéma hydraulique complet du tronçon P41-P60

4.2.Pente critique

Tableau 6.16 : Calcul de la pente critique pour tous les tronçons.

Tronçons	Q	Y critique	S critique	P critique	R _h	C	I critique
R0-R18	22.2	2.05	4.975	6.48	0.768	47.84	0.01134
R18-R32	22.2	1.61	4	5.7	0.702	47.13	0.005024
P0-P41	8.4	1.47	2.205	4.44	0.497	44.49	0.01476
P41-P60	8.4	1.47	2.205	4.44	0.497	44.5	0.002092

4.3.Courbe de remous

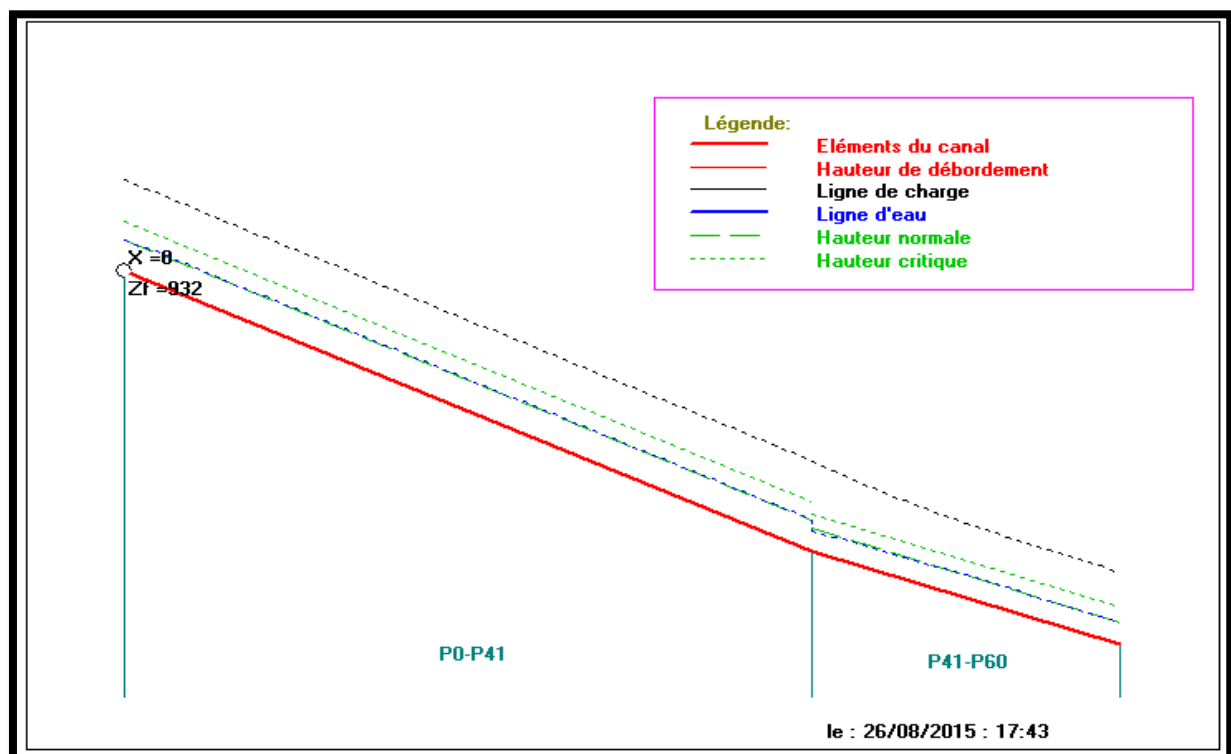
Tableau 6.17 : les types des courbes de remous pour tous les tronçons.

Tronçons	Y critique	Y normal	I critique	I	Fr	Courbe de type :	
R0-R18	2.05	1.227	0.01134	0.018	2.10	$I > I_{\text{critique}}$ Donc : Le type : S 2	
R18-R32	1.61	0.88	0.005024	0.02	2.87		
P0-P41	1.47	0.94	0.01476	0.02	1.94		
41-P60	1.47	0.7	0.002092	0.0150	2.09		

4.4.La ligne de l'eau

Tableau 6.19 : Paramètre de Ligne d'eau du deuxième bassin (P0-P60)

X(m)	Z (m)	y (m)	V(m/s)	J (m/m)	H (m)	Fr	régime
0	932	0.94	5.93	0.02	934.8	1.948	torrentiel
123.19	929.33	0.94	5.93	0.02	932.14	1.948	torrentiel
246.38	926.67	0.94	5.93	0.02	929.47	1.948	torrentiel
369.57	924.013	0.94	5.93	0.02	926.84	1.948	torrentiel
400.36	923.48	0.94	5.93	0.02	926.28	1.948	torrentiel
406	923.34	0.94	5.93	0.02	926.017	1.948	torrentiel
412.68	923.21	0.94	5.93	0.02	925.884	1.948	torrentiel
418.75	623.081	0.94	5.93	0.02	925.75	1.948	torrentiel
425	922.95	0.94	5.93	0.02	925.75	1.948	torrentiel
425	922.95	0.616	6.45	0.025	924.27	2.98	torrentiel
488.33	921.91	0.672	5.761	0.0182	922.22	2.56	torrentiel
615	920.023	0.704	5.41	0.015	922.06	2.36	torrentiel

**Figure 6.17:** graphe de la ligne d'eau de type S2 du tronçon P0-P60**Remarque :**

Pour le dimensionnement c'est à dire la détermination de la profondeur réelle de canal est calculée comme suite :

$$h_{\text{canal}} = h_n + R$$

Avec :

h_{canal} : profondeur réelle de canal.

h_n : profondeur normale.

R : revanche, avec $R = [15\text{cm} \div 25 \text{ cm}]$.

Les démentions final de tous les tronçons de l'aménagement sont :

Tableaux 6.20: les démentions final des aménagements projeté .

Bassin	Tronçons	Débit (m ³ /s)	Type d'aménagements	h_n (m)	Largeur	h_{canal} (m)	Fruit talus
1	R0-R18	20.5	Galerie rectangulaire	1.15	2.5m	1.3	-----
	R18-R32		Canal trapézoïdale	0.85		1	1
2	P0-P41	7.6	Galerie rectangulaire	0.9	1.5 m	1	-----
	P41-P60		Canal trapézoïdale	0.7		0.8	1

4.5. Calcul de ressaut après chaque chute

Du point de vu le radier contient des chutes; alors elles forment des ressauts après chaque chute comme représenté ci-dessous :

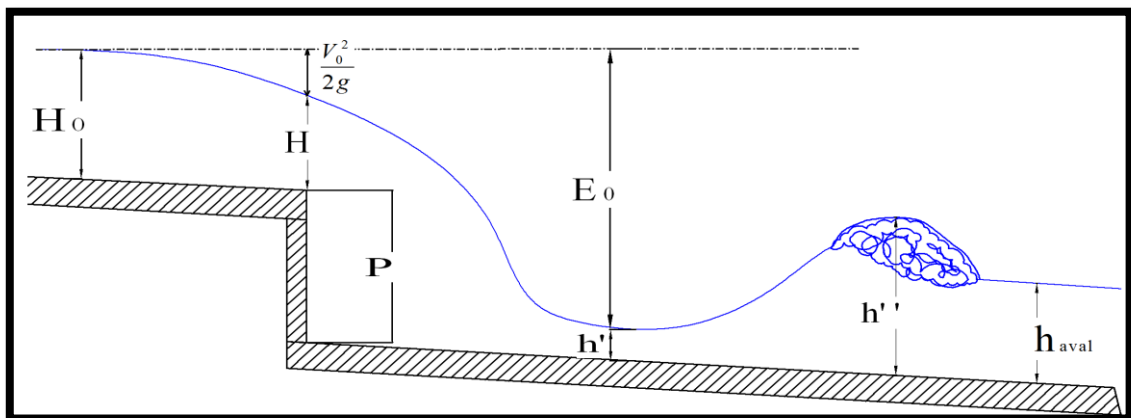


Figure 6.18: schéma explicatif de ressaut après chaque chute.

Pour calculer les caractéristiques de ressaut, on utilise la méthode tabulaire d'Agroskine cette méthode repose sur le calcul d'énergie spécifique E_0 et la détermination de la fonction auxiliaire.

$$E_0 = P + H_0$$

Avec :

E_0 : énergie spécifique.

P : hauteur de chute.

H_0 : hauteur déversant.

$$H_0 = H + \frac{V_0^2}{2g}$$

Calcul de la fonction auxiliaire :

$$\Phi(\tau_c) = \frac{q}{\sigma \cdot E_0^{3/2}}$$

Avec :

q : débit spécifique.

σ : Coefficient de résistance, on prend $\sigma = 1$.

E_0 : énergie spécifique.

Calcul des hauteurs conjuguées :

$$h' = \tau' \times E_0$$

$$h'' = \tau'' \times E_0$$

τ'_c et τ''_c sont calculés à partir de l'annexe n° 1.

- Si $\sigma h'' < h_{\text{aval}}$ \Rightarrow un ressaut t noyé (pas de bassin de dissipation).

- Si $\sigma h'' > h_{\text{aval}}$ \Rightarrow un ressaut dénoyé (un bassin de dissipation sera installé).

✓ La longueur de ressaut :

Il y a plusieurs formules pour calculer la longueur d'un ressaut, on distingue :

Formule de Pavlovski : $L_{RH} = 2,5 \times (1,9h'' - h')$

Formule de Tchertoussour : $L_{RH} = 10,3 h' (\sqrt{Fr} - 1)^{0,82}$

Formule de Pikalor : $L_{RH} = 4 \times h' (\sqrt{1 + 2 \cdot Fr})$

Remarque :

Pour notre calcul on utilise la formule de Pavlovski.

Les résultats des calculs sont dans les tableaux suivants :

Tableaux 6.21 : les caractéristiques du ressaut hydraulique d'après la méthode d'Agroskine.

bassin	E0	$\Phi(\zeta_0)$	ζ'	ζ''	hauteurs conjuguées (m)		longueur de ressaut (m)
	(m)				h'	h''	
B1	4.79	0.85	0.21	0.71	1.01	3.40	18.67
B2	3.20	0.98	0.26	0.75	0.83	2.40	13.46

4.6. Bassin d'amortissement

Un bassin de dissipation, fosse de dissipation ou bassin d'amortissement est un ouvrage ou parfois une configuration naturelle où plonge une chute d'eau après un déversoir, un seuil, ou une chute à l'intérieur d'une canalisation. Il est construit en vue de dissiper l'énergie de l'eau (ressaut hydraulique) et d'éviter l'usure, l'érosion ou la destruction qu'elle pourrait provoquer à l'ouvrage ou à son environnement. On met des roches dans ce bassin pour augmenter son rendement.

✓ *le profondeur et la hauteur du bassin d'amortissement :*

$$h_b = 1.05 h''$$

$$L_b = 3h''$$

Avec :

h_b : La hauteur du bassin en(m).

L_b : La longueur du bassin en (m).

h'' :deuxième hauteur conjugué.

Tableaux 6.22 : les caractéristiques du bassin d'amortissement.

Bassin	h'' (m)	L_b (m)	h_b (m)
1	3.4	10.20	3
2	2.4	7.2	2

Conclusion

Ce chapitre est résumé tous les étapes de dimensionnements des galeries et les canaux projeté dans le centre de Khellil pour protéger contre les crue. A la fin du canal on a dimensionné des bassins de dissipation pour briser l'énergie de l'écoulement et aussi pour diminuer le transport solide.

Chapitre 7 : organisation de chantier

Introduction

L'organisation de chantier est une démarche visant à gérer un chantier de bout en bout pour le bon déroulement d'un projet. Elle nous permet d'avoir une idée sur le coût et le délai de réalisation de notre projet, en basant sur des calculs qui consistent à déterminer les quantités de toutes les opérations effectuées sur terrain pour la réalisation, ensuite les multiplier par le prix unitaire correspondant.

D'autres par l'organisation de chantier permet d'apporter une contribution à l'organisation des travaux, qualifiant les choix des engins et de successions des tâches qui influent sur les coûts du projet et son délai d'exécution

Le but de ce chapitre est de faire une organisation de chantier d'aménagement de centre de Khellil contre l'inondation.

1. Généralités

1.1. Rôles et responsabilités des intervenants sur chantier

Il nous paraît indispensable de rappeler les rôles des différentes personnes amenées à intervenir dans l'acte de construction.

1.1.1. Le maître de l'ouvrage :

Il appelé couramment le client, c'est une personne physique ou morale pour le compte de laquelle sont exécutés les travaux. Son rôle est de définir le but à atteindre (programme), d'organiser un financement, de passer et de régler les marchés des travaux. Après la réception des ouvrages, il en est le propriétaire et parfois le gestionnaire.

1.1.2. Le maître d'œuvre :

C'est une personne physique ou morale, chargée par le maître de l'ouvrage de recevoir l'ouvrage, d'établir le dossier de consultation des entreprises, d'assister le maître d'ouvrage dans le dépouillement des offres, de contrôler l'exécution des travaux et de proposer leur réception et leur règlement, après en avoir établi le décompte.

1.1.3. L'entreprise :

C'est la réunion des moyens mobiles et immobile et en personnel dont l'objectif est de réaliser les travaux, c'est un organisme contractuel.

1.1.4. L'entrepreneur :

Personne physique quand il est individuel ou moral quand est une société, titulaire d'un marché de travaux conclu avec le maître d'ouvrage, chargée de l'exécution des travaux et, parfois de la conception détaillée des ouvrages. L'entrepreneur est responsable du chantier et de l'ouvrage en cours de construction tant que celui-ci n'a pas été réceptionné.

2. Les moyens de chantier

2.1. Les moyens humains

En ce qui concerne les moyens humains pour la réalisation, on doit justifier la mise en œuvre du personnel compétant pour la réalisation des études préalables et pour la construction en précisant leurs titres et leurs compétences.

2.2. Les moyens matériels

On peut distinguer le matériel général de terrassement et le matériel de bétonnage

2.2.1. Le matériel de terrassement

Le matériel général de terrassement comprend les engins suivants :

- **Pelle mécanique**

Engin de terrassement qui convient à tous les types de terrain, dont le rôle est exécution des déblais

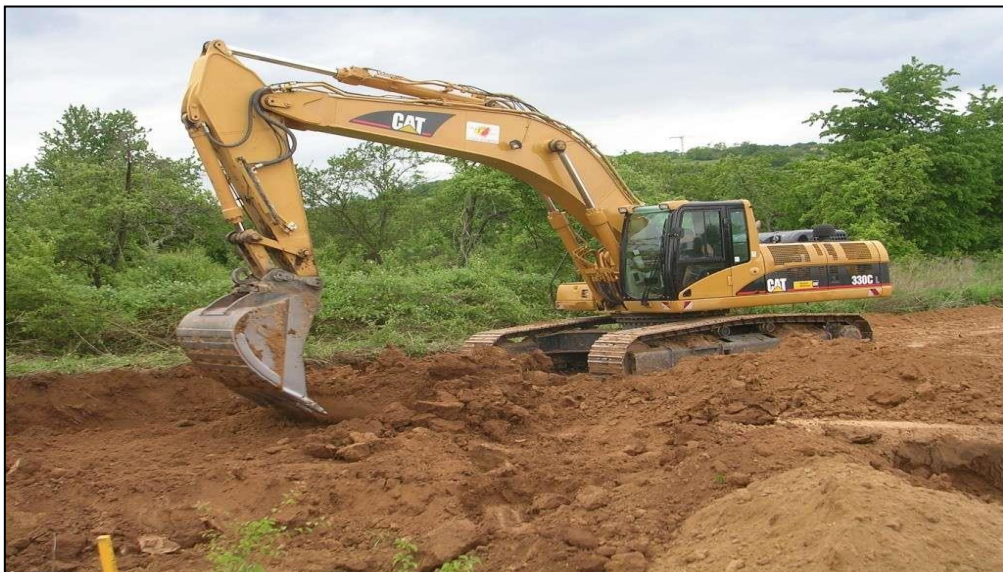


Figure 7.1 : pelle à chenilles avec godet à position rétro.

- **Le bulldozer :**

C'est un engin de terrassement dont le rôle est défrichage, déblayer les obstacles, nettoyage de l'oued, comblai les trous et de tresser les talus.



Figure 7.2 : bulldozer.

- **Chargeur à pneu ou à chenilles**

Se son des tracteurs sur lesquelles on monte à l'avant deux bras articulés actionnés par des vérins et portant un godet



Figure 7.3 : chargeur pneumatique.

- **Camion à benne**

Se sont des véhicules lourds porteurs et tracteurs de terre et de marchandises.



Figure 7.4 : camion à benne.

2.2.2. Le matériel de bétonnage :

On utilise le plus souvent des centrales à béton, ce sont des machines servant à malaxer les différents constituants du béton (ciment , sable, gravier, eau) nécessaire pour la construction des canaux en béton

3. Installations du chantier :

3.1. Installations destinées au personnel

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

3.2. Installations destinées au stockage des matériaux

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

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

4. Succession des opérations du chantier

4.1.Travaux préparatoires

1- Aménagement des pistes de circulation des engins et des aires de stockage de matériaux de construction;

- 2- L'abattage des arbres et les roseaux.
- 3- La démolition et / ou le démontage des constructions et / ou clôtures.

4.2. 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 $d = 10$ cm.
- 4) Exécution de la couche du béton de propreté $d = 10$ cm.
- 5) Exécution de béton armé :
 - ✓ Pour les canaux rectangulaires $d = 20$ cm.
 - ✓ Pour les canaux trapézoïdaux $d = 15$ cm.
 - Ferrailage des parois ;
 - Coffrage des parois ;
 - Bétonnage des parois ;
 - Décoffrage des parois ;

5. Détermination des différents volumes

5.1. Volume des déblais des tranchées

Le volume de déblai « V_d » sera calculée par l'outil informatique (logiciels Auto-cad et covadis), le principe est d'introduire la forme de canal, cette dernière se glisse suivant le profil en long de projet de l'amont jusqu'à l'aval.

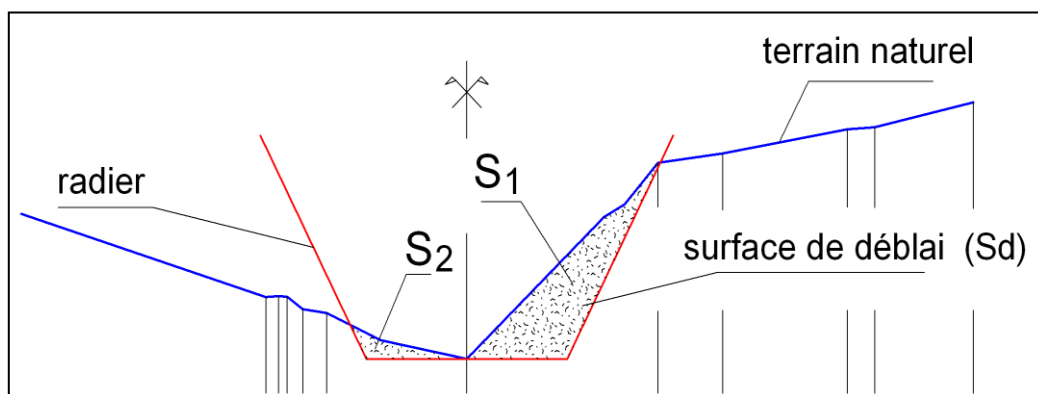


Figure 7.5 : calcul de déblai

Le volume de déblai est :

$$V_d = [S_1 + S_2] \times L \dots \dots \dots (7.1)$$

V_d : volume de déblai en m^3 .

L : Longueur totale de la tranchée en (m).

5.2. Volume des remblais des tranchées :

C'est le même principe pour calculer le volume de déblai « V_r ».

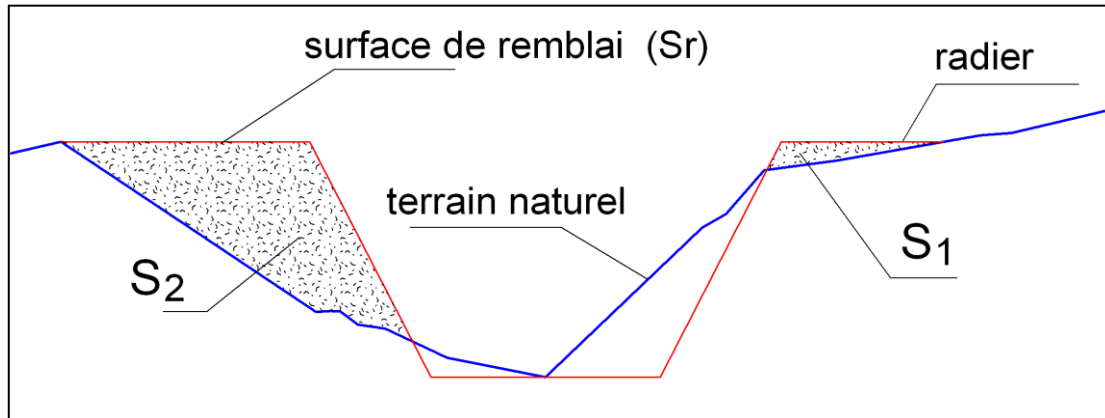


Figure 7.6 : calcul de remblai

Le volume de remblai est : $V_r = [S_1 + S_2] \times l$

V_r : volume remblai en m^3 .

l : Longueur totale de la tranchée en (m).

5.3. Volume du lit de sable :

Pour les canaux :

$$V_{ls} = d_{ls} \times l \times b_{\text{radier}} \dots\dots\dots (7.2)$$

V_{ls} : Volume du lit de sable en (m^3).

d_{ls} : Epaisseur de la couche du sable ($d_g = 10$ cm).

l : Longueur totale de la tranchée en (m).

b_{radier} : largeur de radier en (m).

5.4. Volume du lit du béton de propreté :

Pour les canaux :

$$V_{bp} = d_{bp} \times l \times b_{\text{radier}} \dots\dots\dots (7.3)$$

V_{bp} : Volume du béton de propreté en (m^3).

d_{bp} : épaisseur de la couche de béton de propreté ($d_{bp} = 10$ cm).

b_{radier} : largeur de radier en (m).

l : Longueur totale de la tranchée en (m).

5.5. Volume du béton armé :

- **Pour les canaux trapézoïdaux :**

$$V_{B.A.} = d_{B.A.} \times l \times (P_{exte} + P_{inte}) / 2 \dots\dots\dots (7.4)$$

$V_{B.A.}$: Volume du béton armé en (m³).

$d_{B.A.}$: épaisseur de la couche de béton armé ($d_{B.A.} = 15$ cm).

l : Longueur de tranchée en (m).

P_{exte} : périmètre extérieur du canal trapézoïdal en (m).

P_{inte} : périmètre intérieur du canal trapézoïdal en (m).

- **Pour les canaux rectangulaires :**

$$V_{B.A.} = d_{B.A.} \times l \times (0,4 \times 0,2 \times 2) + d_{B.A.} \times l \times (P_{exte} + P_{inte}) / 2 \dots\dots\dots (7.5)$$

$V_{B.A.}$: Volume du béton armé en (m³).

$d_{B.A.}$: épaisseur de la couche de béton armé ($d_{B.A.} = 0,20$ m).

P_{inte} : périmètre intérieur du canal rectangulaire en (m).

P_{exte} : périmètre extérieur du canal rectangulaire en (m).

5.6. Volume des roches des bassins d'amortissements :

$$V_{roche} = H_{bassin} \times l_{bassin} \times b_{bassin} \dots\dots\dots (7.6)$$

V_{roche} : volume des roches de bassin d'amortissement en (m³).

L_{bassin} : longueur de bassin en (m).

B_{bassin} : largeur de bassin en (m).

H_{bassin} : profondeur de bassin d'amortissement en (m).

Remarque :

Tous les calculs des différents volumes sont représentés dans les tableaux suivants :

Tableau 7.1 : volume des travaux du projet du centre de Khellil.

Désignation des travaux		Unité	Quantité
travaux de terrassement			
exécution de déblai		m ³	4360
excavation des bassins		m ³	489
exécution de remblai		m ³	320.85
travaux des lits			
lit de sable		m ³	250.6
lit de béton de propreté dosé à 150 kg/m ³		m ³	255.57
travaux de béton armé			
exécution des canaux	canaux trapézoïdaux	m ³	535,72
	canaux rectangulaires	m ³	1 338,85
exécution des bassins d'amortissements		m ³	651,26
l'enrochement			
mise en place des roches dans les bassins d'amortissements		m ³	500.9

6. Devis des différents volumes des travaux

Tableau 7.2 : Le devis des différents travaux de projet du centre de Khellil

Désignation des travaux		Unité	Quantité	prix unitaire	Montant
travaux de terrassement					
exécution de déblai		m ³	4360	400	1744000
excavation des bassins		m ³	489	400	195600
exécution de remblai		m ³	320.85	400	70587
travaux des lits					
lit de sable		m ³	250.6	1000	250600
lit de béton de propreté dosé à 150 kg/m ³		m ³	255.57	6000	1533420
travaux de béton armé					
exécution des canaux	canaux trapézoïdaux	m ³	535,72	42000	15000160
	canaux rectangulaires	m ³	1 338,85	42000	40165500
exécution des bassins d'amortissements		m ³	651,26	30000	19537800
exécution des ouvrages de réception		m ³	5,7	30000	171000
exécution de l'ouvrage de rejet		m ³	6,4	30000	192000
l'enrochement					
mise en place des roches dans les bassins d'amortissements		m ³	500.9	200	100180
MONTANT H T					83989069.00
TVA 17 %					14278141.70
TOTAL TTC					98267210.70

7. Planification :

La planification est l'organisation dans le temps de la réalisation des travaux. C'est une méthode dont dispose le cadre pour rendre son travail efficace, elle nécessite les étapes suivantes :

7.1. Collection des informations :

Ces informations concernent les plans d'architecture de la structure, le cahier de charge, les

normes de travail, le rendement des engins et les prix des matériaux de constructions

7.2. Décomposition de projet en tâches:

On décompose le projet en opérations, soit en éléments de structure

7.3. Prévoir la relation entre les opérations :

Les relations entre les opérations peuvent être logiques ou préférentielles.

7.4. Attribution des durées :

Le temps de réalisation de chaque tâche sera calculé par la formule suivante :

$$T = \frac{Q}{N \cdot R} \dots\dots\dots (7.8)$$

T : temps de réalisation en heures.

Q : quantité de travail en (m³, m², m...).

N : la norme de travail (8 h/jour).

R : rendement de travail.

7.5. Construction de réseau :

Il existe deux principales méthodes de planification :

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

7.5.1. méthodes basées sur le 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

Pour construire un réseau, il convient d'effectuer les opérations suivantes :

- Etablissement d'une liste des tâches.
- détermination des tâches qui précèdent et qui succèdent.
- Etablissement des graphes partiels.
- Regroupement des graphes partiels.
- Construction du réseau.

7.5.2. Différentes méthodes basées sur le réseau

7.5.2.1. Méthode C.P.M (critical path netlog) :

C'est la méthode du chemin critique qui nous permet de savoir le temps de réalisation d'un ouvrage.

7.5.2.2. Méthode P.E.R.T (Program Evaluation and Review Technical) :

C'est une méthode consistant à mettre en ordre sous forme de réseau plusieurs tâches qui grâce à leur chronologie et leur dépendance concourent toutes à l'obtention d'un produit fini.

7.5.2.3.Choix de la méthode de calcul :

Il est préférable dans le cas où les opérations se suivent comme dans notre cas d'opter pour la méthode **C.P.M.**

8. les paramètres de la méthode C.P.M :

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

DCP	T
DFP	DCPP
DFPP	MT

T : temps de réalisation de l'opération;

DCP : date de commencement au plus tôt (l'opération peut être commencée) ;

DCPP : date de commencement au plus tard (l'opération doit être commencée).

DFP : date de finition au plus tôt (date de l'opération peut être fini).

DFPP : date de finition au plus tard (date de l'opération doit être fini).

MT : marge totale (l'intervalle du temps).

$$\begin{cases} MT = DCP - DCP \\ MT = DFPP - DFPP \end{cases} \quad \text{et} \quad \begin{cases} DFP = DCP + T \\ DCP = DFPP - T \end{cases}$$

Pour calcul allé on a : $\begin{cases} DFP_i = DCP_i + T_i \\ DF_{pi} = DCP_j \end{cases}$

Pour la dernière cellule on la convention suivante : $\begin{cases} DCP = DCP \\ DFPP = DFPP \end{cases}$

- **Chemin critique (C.C) :**

C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0). Donc pour retrouver un chemin critique il suffit de vérifier la double condition suivante :

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

9. Elaboration du réseau selon la méthode CPM :

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

Tableau 7.3: Temps de réalisation de chaque tâche.

opérations	Travaux	temps d'exécution en jours
A	exécution des déblais	65
B	exécutions des remblais	17
C	excavation des bassins	25
E	exécution de lit du gravier	16
F	exécution de lit du béton de propreté	20
G	exécution de béton armé pour les canaux	92
H	exécution des chutes	2
I	exécution de béton armé pour les bassins	33
J	remplissage des bassins avec les roches	28
K	exécution des ouvrages de réceptions et rejet	3

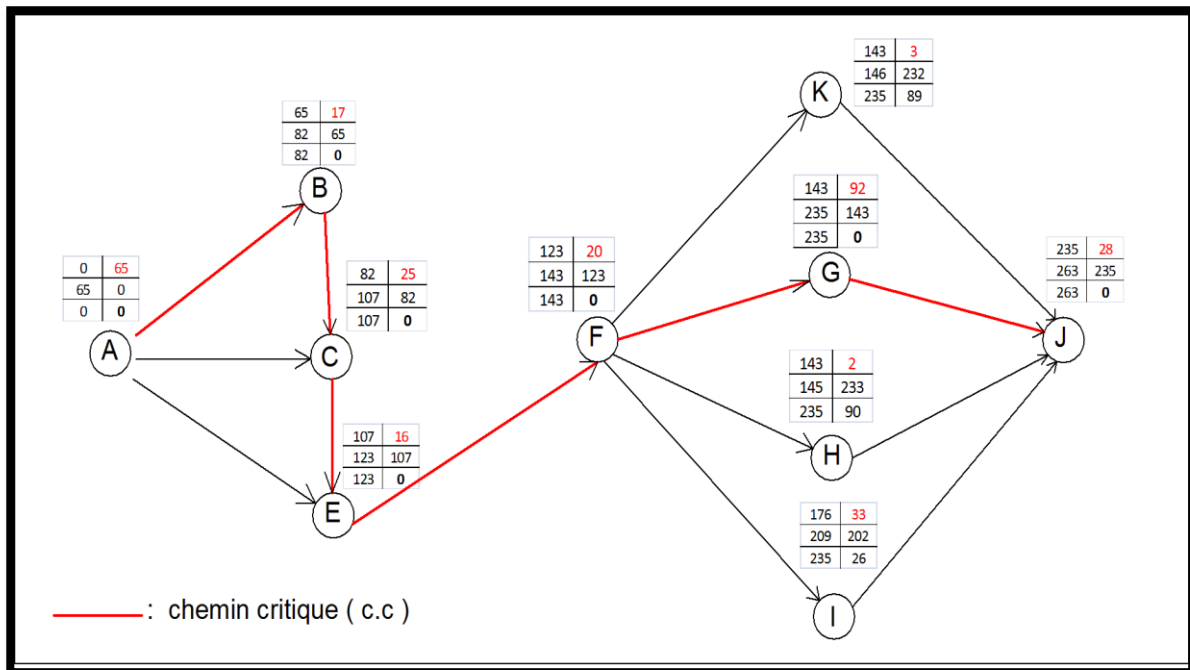


Figure 7.7 : Réseau à nœuds

Tableau 7.4 : relations entre les différentes tâches.

opérations	Précède	succède
A	B - E - C	-----
B	C	A
C	E	B
E	F	A - C
F	G - H - I - H	E
G	J	F
H	J	F
I	J	F
J	-----	I-H-G-K
K	J	F

D'après le réseau à nœuds on a conclu que la durée de notre projet est 8 mois et 23 jours ou 263 jours.

10. Diagramme de Gantt :

Le diagramme de Gantt est un outil utilisé en ordonnancement et gestion de projet et permettant de visualiser dans le temps les diverses tâches liées composant un projet (il s'agit d'une représentation d'un graphe connexe). Il permet de représenter graphiquement l'avancement du projet.

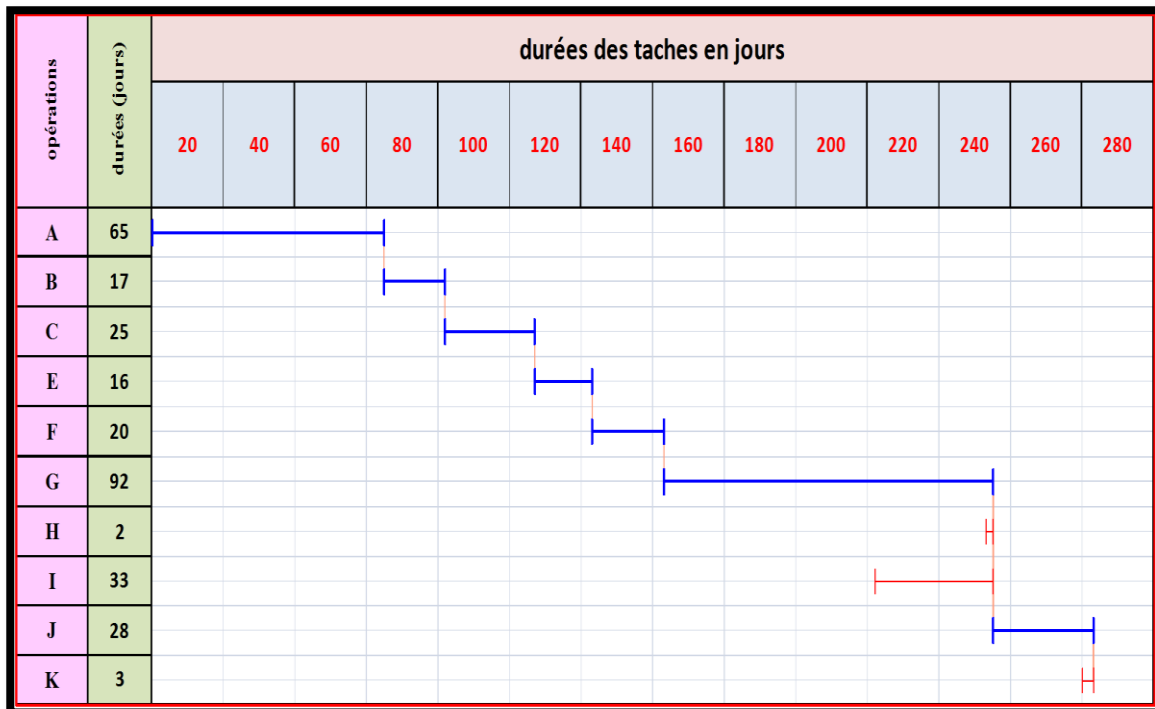


Figure 7.8 : Diagramme de Gantt

Conclusion :

D'après ce travail on peut conclure que l'organisation de chantier est nécessaire avant le commencement des travaux, car elle nous permet de définir tous les volumes des travaux nécessaires pour l'exécution du chantier. D'autre part on peut avoir une information sur le coût total de projet ainsi que son temps de réalisation.

Conclusion générale

La protection contre l'inondation est de Protéger les vies humaines ; Protéger les biens publics et privés ; Désenclaver la ville à protéger ; Créer des nouveaux espaces pour l'urbanisme et promouvoir le développement local.

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

Ainsi nous avons pris comme région d'étude le centre de Khellil et nous avons scindé notre travail en trois étapes essentielles, La première consiste à l'analyse des données topographiques et la localisation des zones critiques de la ville.

Par la suite, la détermination de débit de dimensionnement nécessaire pour projeté les ouvrages des protections.

Dans la troisième et ultime partie, nous avons élaboré une projection des deux galeries qui terminent avec des canaux qui collecte les rejets vers l'oued de Khellil. Cette projection doit s'assurer une protection des populations et de leurs biens contre les inondations.

Afin d'assurer la durabilité et le bon fonctionnement de nos ouvrages, nous espérons que les travaux d'entretien et de maintenance seront pris en considération.

Bibliographie

- **OUVRAGES :**

[1] **MICHEL CARLIER** , hydraulique générale et appliquée.

[2] **MICHEL CARLIER** , hydraulique générale.

[3] **DIGOUTTE.G** , aide mémoire d'hydraulique à surface libre.

[4] **B . TOUAIBIA** , MANUEL PRATIQUE D'HYDROLOGIE , Mars 2004.

[5] **G. VERNIERS** , aménagement écologique des berges et des cours d'eaux, 1995.

[6] **B. CHOCAT** , encyclopédie de l'hydrologie urbaine et de l'assainissement.