

TABLE DE MATIÈRE

INTRODUCTION GÉNÉRALE	1
CHAPITRE 1 : GÉNÉRALITÉ SUR LES INONDATIONS	
1.1 Introduction	3
1.2 Risque d'inondation	3
1.2.1 Aléa	4
1.2.2 Vulnérabilité.....	4
1.3 Connaissance de l'aléa « inondation »	5
1.3.1 Paramètres fondamentaux du cours d'eau	6
1.3.2 Crue	8
1.3.3 Inondation	8
1.3.4 Types d'inondation.....	9
1.3.5 Causes de formation des crues et des inondations.....	9
1.4 Connaissance des enjeux et de vulnérabilité	12
1.5 L'inondation en Algérie	12
1.5.1 <i>Causes des crues catastrophiques en Algérie</i>	13
1.6 Conclusion	15
CHAPITRE 2 : ETUDE DU MILIEU PHYSIQUE	
2.1 Introduction	16
2.2 Situation géographique de la commune de Bensekrane	16
2.3 Etude du milieu naturel	18
2.3.1 Les piémonts	18
2.3.2 La vallée.....	18
2.3.3 Les plateaux	18
2.3.4 L'occupation du sol	18
2.4 Géologie générale du site	18
2.4.1 Lithostratigraphie.....	19
2.4.2 Cadre hydrogéologique	20
2.5 Caractéristique morphométriques du bassin versant	20
2.5.1 La surface du bassin versant	21
2.5.2 Paramètres de forme	21
2.5.3 Paramètres de relief	22
2.6 Réseau hydrographique	27
2.6.1 Ordre du bassin versant	27
2.7 Conclusion	32
CHAPITRE 3: ETUDE CLIMATIQUE	
3.1 Introduction	33
3.2 Présentation des stations d'étude	33
3.2.1 Choix des stations	33
3.2.2 Etude des précipitations	33
3.3 Etude statistique	37
3.3.1 Distribution statistique des pluies annuelles	37
3.4 Etude des températures	41
3.5 Etude climatique	42
3.5.1 Les méthodes de visualisation	42
3.5.2 Indices climatiques	43
3.6 Etude d'évaporation	47

3.7 Conclusion.....	48
CHAPITRE 4: ETUDE HYDROLOGIQUE	
4.1 Introduction.....	49
4.2 Equipement hydrométrique du Bassin Versant de la ville de Bensekrane.....	49
4.3 Etude des écoulements	49
4.3.1 Débit moyen annuel brut.....	49
4.3.2 Débit moyen annuel spécifique	50
4.4 Etude fréquentielles	50
4.4.1 Ajustement de la série des débits de point enregistrée à la station de Sidi abdelli.....	51
4.4.2 Ajustement de la série des débits de point enregistrée à la station de Bensekrane	58
4.5 Etude des apports du bassin d'Oued Tarène.....	63
4.5.1 Apports liquides	63
4.5.2 Caractéristiques de l'écoulement.....	65
4.6 Evaluations des apports solides	66
4.6.1 Formule de TIXERONT	66
4.7 Etude des crues.....	67
4.7.1 Différentes méthodes d'évaluation des crues.....	67
4.7.2 Application sur le bassin versant d'oued Tarène.....	68
4.7.3 Hydraugrame de crue	70
4.8 Conclusion.....	72
CHAPITRE 5: AMÉNAGEMENT POUR LA PROTECTION DE LA VILLE CONTRE LES INONDATIONS	
5.1 Introduction	73
5.2 Méthodes de l'aménagement hydraulique proposé pour la protection de la ville de Bensekrane contre les inondations	73
5.2.1 Types d'aménagement Hydraulique proposé au niveau de l'Oued Tarène	73
5.2.2 Aménagements complémentaires au niveau de l'oued Tarène	79
5.3 Les différents types d'aménagements.....	80
5.3.1 Atténuation de l'aléa.....	80
5.3.2 Atténuation de la vulnérabilité.....	89
5.4 Etude hydraulique.....	91
5.4.1 L'objectif de l'étude Hydraulique	91
5.4.2 Problématique.....	91
5.4.3 Présentation de HEC-RAS	91
5.4.4 Création de la rivière.....	92
5.4.5 Calcul de lignes d'eau HEC-RAS.....	92
5.4.6 Fonctionnement.....	93
5.4.7 Géométrie du cours d'eau simulé.....	93
5.4.8 Présentation de l'oued Tarène.....	94
5.4.9 Etude hydraulique dans l'oued Tarène.....	97
5.4.10 Simulation et résultats	98
5.4.11 Fonctionnement.....	99
5.4.12 Etude des variantes.....	100
5.5 Conclusion	104
CONCLUSION GÉNÉRALE	105

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE 1 : GÉNÉRALITÉ SUR LES INONDATIONS

Figure 1.1 : Model conceptuel du risque.....	4
Figure 1. 2 : les risques d'inondation.....	5
Figure 1.3 : Lit mineur d'un cours d'eau.....	6
Figure 1.4 : Lit moyen d'un cours d'eau.....	7
Figure 1.5 : Lit majeur d'un cours d'eau	7
Figure 1.6 : Schématisation de la vulnérabilité de l'aléa d'inondation en Algérie.....	15

CHAPITRE 2 : ETUDE DU MILIEU PHYSIQUE

Figure 2.1 : Plan de situation de la ville de BENSEKRANE.....	17
Figure 2.2 : la carte géologie de Bensekrane 1/50000	19
Figure 2.3 : Rectangle équivalent du BV.....	22
Figure 2.4 : Carte des courbes de niveau du bassin versant de la ville de Bensekrane.....	23
Figure 2.5 : La courbe hypsométrique du Bassin versant de Bensekrane.....	24
Figure 2.6 : Réseau hydrographique du bassin versant de Bensekrane.....	28
Figure 2.7 : La courbe représente le rapport de confluence (Rc) du Bassin versant de Bensekrane.....	31
Figure 2.8 : La courbe représente le rapport de longueur (RI) du Bassin versant de Bensekrane.....	32

CHAPITRE 3: ETUDE CLIMATIQUE

Figure 3.1 : Variations moyenne annuelle des précipitations à la station de Bensekrane et celle de Sidi abdelli.....	34
Figure 3.2: Histogramme de précipitations moyennes mensuelles de la station de Bensekrane et de la station de Sidi Abdelli....	35
Figure 3.3: Histogramme de précipitations maximales journalières de la station de Bensekrane et de la station de Sidi abdelli	36
Figure 3.4 : Histogramme de précipitations moyennes saisonnières de la station de Bensekrane et de la station de Sidi abdelli	37
Figure 3.5 : Ajustement des précipitations moyennes annuelles suivant la loi normale.....	39
Figure 3.6 : Variations des températures mensuelles moyennes, minimales et maximales de la station de Sidi abdelli	42
Figure 3.7 : Courbe pluviothermique de la station de SIDI ABDELLI.....	43
Figure 3.8 : Abaque de De. MORTONNE.....	44
Figure 3.9 : Climagramme d'Emberger.....	47

CHAPITRE 4: ETUDE HYDROLOGIQUE

Figure 4.1: Variation des débits moyens annuels.....	50
Figure 4.2: Ajustement des débits moyens annuels suivant la loi normale de la station de SIDI ABDELLI.....	53
Figure 4.3: Ajustement des débits moyens annuels suivant la loi log-normale de la station de SIDI ABDELLI	54
Figure 4.4 : Ajustement des débits journalier max suivant la loi Gumbel de la station de SIDI ABDELLI	55
Figure 4.5 : Ajustement des débits moyens annuels suivant la loi normale de la station de BENSEKRANE.....	57
Figure 4.6 : Ajustement des débits de point suivant la loi log- normale de la station de BENSEKRANE	59
Figure 4.7 : Ajustement des débits journalier max suivant la loi Gumbel de la station de BENSEKRANE	60
Figure 4.8 : Hydrogramme de crues pour différentes périodes de retour du Bassin versant de BENSEKRANE (méthode Sokolovski)	72

CHAPITRE 5: AMÉNAGEMENT POUR LA PROTECTION DE LA VILLE CONTRE LES INONDATIONS

Figure 5.1 : Eléments constitutif d'un revêtement en enrochement classique	80
Figure 5.2 : Etat initial du cours d'eau.....	82
Figure 5.3: Première intervention du cours d'eau.....	82
Figure 5.4 : Deuxième intervention du cours d'eau.....	83
Figure 5.5 : Troisième intervention du cours d'eau.....	83
Figure 5.6 : Aménagement des berges de l'oued contre le glissement.....	84

Figure 5.7 : Réalisation un ouvrage d'art.....	85
Figure 5.8 : Correction torrentielle.....	86
Figure 5.9 : Implantation des épis.....	87
Figure 5.10 : Eléments caractéristiques d'un réseau de Banquette.....	88
Figure 5.11 : Banquette à profil déversé.....	88
Figure 5.12 : Banquette à profil normal.....	88
Figure 5.13 : Banquette à talus coupé.....	89
Figure 5.14 : Banquette à simple courbure.....	89
Figure 5.15. Fenêtre principale du logiciel HEC-RAS.....	92
Figure 5.16: Définition d'une section de cours d'eau dans HEC-RAS.....	94
Figure 5.17: Situation géographique de l'oued de Tarène.....	95
Figure 5.18 : Extrait de l'ossature du modèle hydraulique oued Tarène.....	96
Figure 5.19: Fenêtre des données géométriques de profil n°20 (Oued Tarène).....	97
Figure 5.20 : Zones inondées au niveau du pont avant extrapolations de HEC- RAS pour Q= 129.54 (m³/s).....	101
Figure 5.21 : Zones inondées après extrapolations de HEC- RAS pour Q= 129.54 (m³/s).....	103

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE 2 : ETUDE DU MILIEU PHYSIQUE

Tableau 2.1 : Répartition altimétrique du bassin versant.....	23
Tableau 2.2 : Altitudes et superficies.....	25
Tableau 2.3: Classification du relief Ig selon l'O.R.S.T.O.M.....	26
Tableau 2.4 : Fractions des surfaces entre courbes de niveau.....	26
Tableau 2.5 : Représente les types de reliefs en fonction de Ds.....	27
Tableau 2.6 : Nombre et longueur des talwegs.....	28
Tableau 2.7 : Rapport de confluence.....	30
Tableau 2.8 : Rapport de longueur.....	31
Tableau 2.9 : Récapitulatif des caractéristiques morpho métriques et hydrographiques du bassin versant.....	32

CHAPITRE 3: ETUDE CLIMATIQUE

Tableau 3.1 : Caractéristiques des stations retenues pour l'étude climatique.....	33
Tableau 3.2 : précipitations moyenne mensuelles de la station de BENSARKRANE et de la station de SIDI ABDELLI.....	34
Tableau 3.3 : précipitations maximales journalières de la station de BENSARKRANE et de la station de SIDI ABDELLI.....	35
Tableau 3.4 : précipitations moyennes saisonnières de la station de BENSARKRANE et de la station de SIDI ABDELLI.....	36
Tableau 3.5 : Fréquence nom dépassement de la série de données de la station de SIDI ABDELLI.....	38
Tableau 3.6 : Paramètres de position des précipitations de la station de SIDI ABDELLI	39
Tableau 3.7 : Résultats d'adéquation de la loi normale par le test de χ^2	40
Tableau 3.8. Calcul des précipitations pour une période de récurrence donnée.....	41
Tableau 3.9: Présentation des températures mensuelles pour la station de SIDI ABDELLI.....	41
Tableau 3.10: Indice d'aridité mensuelle de DE.MORTONNE à la station de SID ABDELLI.....	44
Tableau 3.11: Calcule des indices mensuels de MORAL.....	45
Tableau 3.12 : Calcule d'ETR d'après la méthode de turc à la station de SIDI ABDELLI.....	48

CHAPITRE 4: ETUDE HYDROLOGIQUE

Tableau 4.1 : Présentation des stations hydrométriques.....	49
Tableau 4.2 : Les débits moyens annuels enregistrés à la station de Sidi abdelli	A2
Tableau 4.3 : Présentation s des débits spécifiques (l/s/km ²).....	A2
Tableau 4.4 : Ajustement suivant la loi normale de la station de Sidi Abdelli	A3
Tableau 4.5 : Estimation des paramètres de la loi normale de la station de SIDI ABDELLI.....	52
Tableau 4.6 : Résultats d'adéquation de la loi normale par le test de χ^2 de la station de SIDI ABDELLI	54
Tableau 4.7 : Estimation des paramètres de loi log – normale de la station de SIDI ABDELLI	55
Tableau 4.8 : Ajustement suivant la loi log- normal de la station de Sidi Abdelli	A3
Tableau 4.9 : Résultats d'adéquation de la loi log-normale par le test de χ^2 de la station de SIDI ABDELLI.....	56
Tableau 4.10 : Estimation des paramètres de la loi de Gumbel de la station de SIDI ABDELLI.....	56
Tableau 4.11 : Ajustement suivant la loi Gumbel de la station de Sidi Abdelli.....	A3
Tableau 4.12: Résultats d'adéquation de la loi Gumbel par le test de χ^2 de la station de Sidi Abdelli.....	57
Tableau 4.13 : débits de crues fréquentiels (m ³ /s) déterminés les différentes lois statistique à Sidi abdelli	58
Tableau 4.14 : Estimation des paramètres de la loi normale de la station de Bensekrane.....	58
Tableau 4.15 : Ajustement suivant la loi normal de la station de Bensekrane	A4

Tableau 4.16 : Résultats d'adéquation de la loi normale par le test de χ^2 de la station de Bensekrane	59
Tableau 4.17: Estimation des paramètres de la loi Log-normale de la station de BENSEKRANE.....	60
Tableau 4.18 : Ajustement suivant la loi log- normal de la station de Bensekrane	A4
Tableau 4.19 : Résultats d'adéquation de la loi Log-normale par le test de χ^2 de la station de BENSEKRANE.....	61
Tableau 4.20: Estimation des paramètres de la Gumbel de la station de BENSEKRANE.....	61
Tableau 4.21: Ajustement suivant la loi Gumbel de la station de Bensekrane	A4
Tableau 4.22 : Résultats d'adéquation de la loi Gumbel par le test de χ^2 de la station de BENSEKRANE.....	62
Tableau 4.23: débits de crues fréquents (m^3/s) déterminés les différentes lois statistique à Bensekrane.....	63
Tableau 4.24: Variation des apports moyens annuels.....	65
Tableau 4.25: Les caractéristiques d'écoulement.....	66
Tableau 4.26 : Evaluation des apports solides	67
Tableau4.27 : Récapitulatif de calcul du temps de concentration pour le Bassin versant de la ville de Bensekrane	70
Tableau4.28 : Récapitulatif de calcul des débits maximum pour le Bassin versant de la ville de Bensekrane.....	70
Tableau 4.29: valeurs des crues de différentes périodes de retour pour le bassin versant de Bensekrane	71

CHAPITRE 5: AMÉNAGEMENT POUR LA PROTECTION DE LA VILLE CONTRE LES INONDATIONS

Tableau 5.1. : Paramètres géométriques d'un canal à section rectangulaire.....	76
Tableau 5. 2 : Caractéristiques du pertuis du canal.....	79
Tableau 5.3 : Caractéristique Morphométriques de l'oued Tarène.....	95
Tableau 5.4 : débits injectés dans le modèle.....	97
Tableau 5.5 : Zones inondées en fonction de la variation du débit.....	99
Tableau 5.6 : Les valeurs obtenues de la crue centennale avant l'aménagement pour un débit $Q= 129.54 (m^3/s)$	100
Tableau 5.7 : Les valeurs obtenues de la crue après l'aménagement pour un débit $Q= 129.54 (m^3/s)$	102

INTRODUCTION GENERALE

L'eau est à la base de la vie en général: présente dans notre sang, dans ces liquides que nous buvons, dans les aliments que nous prenons, elle nous permet de survivre et de rester en bonne santé. Elle est également une voie de communication et elle est indispensable au développement économique. Sa valeur est reconnue partout dans le monde. D'ailleurs, elle constitue un symbole puissant dans toutes les cultures et dans toutes les croyances. Mais elle est également un des éléments les plus destructeurs de notre planète. Car l'eau, quand il y en a trop, provoque des inondations, des catastrophes, sème la dévastation et la mort.

Depuis l'aube des temps, l'homme a recherché à s'installer le long des plans d'eau et des rivières. Des civilisations ont prospéré dans les plaines inondables tirant parti des bienfaits qu'apportent les crues. Ces plaines inondables constituaient un lieu propices à l'établissement de populations humaines et au développement socio-économique étant donné que la présence de cours d'eau garantit des sols fertiles, un approvisionnement en eau et des moyens de transport; les crues, elles, reconstituent les zones humides, rechargent les eaux souterraines et concourent au progrès des pêcheries et de l'agriculture. Outre l'impérieuse et évidente nécessité de s'assurer une source d'eau potable, ces populations trouvaient dans les cours d'eau une source de nourriture, un moyen de transport et la puissance mécanique nécessaire au fonctionnement des moulins. Ces populations ont continué d'habiter les plaines inondables pour différentes raisons. Les rives des rivières et la plaine environnante sont des endroits plaisants pour y construire des maisons, la construction sur un terrain plat est moins coûteuse, et les services y sont plus faciles à installer. Pour se faire l'homme, suite à une explosion démographique trop exigeante en espace et en nourriture, a introduit des aménagements parfois inappropriés et mal réfléchis au fonctionnement naturel de ces plaines. L'homme a donc perturbé le tracé des cours d'eau, par des constructions sur le lit de la rivière et la pratique de certaines activités agricoles non maîtrisées qui concourait à l'accélération des phénomènes d'érosion et disparition du couvert végétal. Ces aménagements et ces pratiques introduits par l'homme ont engendré la naissance d'une nuisance qui n'était pas ressentie par les populations dans le passé, ces nuisances se présentent en un phénomène appelé *inondation* dont les dommages ont augmenté considérablement dans maints endroits et surtout ces dernières années.

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. Les exemples de Bab El Oued – Alger en 2001, de Sidi Bel Abbes en 2006, de Ghardaïa en 2008 et El Bayadh en 2011 sont frappant.

Les analyses faites à propos des crues et des inondations dans notre pays mettent en évidence leur violence et leur spontanéité ainsi que leur survenance brutale après une période de sécheresse.

L'inondation ne peut être, dans le cas de la ville de Bensekrane qu'aléatoire ou accidentelle lors d'une crue produite par des pluies exceptionnelles ou par la rupture et/ou défaillance, voir même inexistence d'ouvrage de protection; car elle se produit lorsque de l'eau en excès ne peut être évacuée par les voies naturelles (lits mineurs des cours d'eau) ou artificielles prévues à cet effet (drains et réseaux d'évacuation des eaux pluviales).

Notre présente étude a pour objet la protection de la ville de Bensekrane contre les inondations pouvant provenir des crues drainées par les petits talwegs descendant du monticule qui domine la ville. Pour atteindre cet objectif, ce travail s'articule autour des chapitres suivant :

- **Généralité sur les inondations**, en distinguant la présentation des notions et concepts fondamentaux liés au risque d'inondation, le phénomène naturel générateur de ce risque, ces types et ces causes ainsi que les enjeux et leur vulnérabilité ;
- **Etude physico géographique du bassin versant de la ville Bensekrane**, On représente le milieu naturel, les différents éléments caractérisant le territoire communal de Bensekrane sur le plan physique, climatique, hydrologique, pédologique ;
- **Etude hydrologique de la ville de Bensekrane**, Cette étude qui, sera basée sur le traitement statistique des données hydrométriques, mettra en relief les aspects fondamentaux de l'écoulement et l'évaluation des débits et des volumes de crues ;
- **Protection et aménagements de la ville de Bensekrane**, dans ce chapitre en propose des aménagements avec des modélisations hydrauliques sont effectués avec, tout d'abord, des simulations de débits non débordants afin de modéliser les paramètres hydrauliques. Ensuite, des simulations d'écoulements débordants sont effectué pour tester les capacités et les limites du modèle hydraulique unidimensionnel HEC-RAS mais aussi pour enfin analyser la sensibilité de ce modèle à la qualité de l'information topographique. L'aspect topographique est primordial dans les études hydrauliques et constitue la principale source d'incertitudes et d'erreurs lors de ces modélisations et ceci quelque soit la dimension des équations qui les gouvernent. La synthèse de risque permet la comparaison de différents résultats et de choisir les aménagements qui répondent le mieux aux objectifs de gestion intégrée de risque.

CHAPITRE 1

GENERALITES SUR LES INONDATIONS

1.1 Introduction

Les zones inondables sont soumises à différents types d'inondation, dont les caractéristiques influencent le déroulement des crises et l'ampleur des impacts humains et économiques. Le risque n'est pas le même sur les différents territoires exposés puisque ni l'aléa ni la vulnérabilité sont les mêmes, les crues surviennent de manière plutôt lente sur les bassins plats alors qu'elles se produisent de manière extrêmement rapide et brutale sur les bassins pentus. Aussi les inondations ne provoquent pas de catastrophes susceptibles de marquer les esprits si les zones inondables n'étaient pas ou peu occupées par l'homme (Hallouche, 2007).

Le but principal de ce chapitre est la présentation des notions et concepts fondamentaux liés au risque d'inondation, le phénomène naturel générateur de ce risque, ces types et ces causes ainsi que les enjeux et leur vulnérabilité.

1.2 Risque d'inondation

Comme définition générale le risque est la possibilité de survenance d'un dommage résultant d'une exposition à un danger, c'est la composante de la probabilité d'occurrence d'un événement redouté (incident ou accident) et la gravité de ses conséquences. La figure 1.1 présente le risque d'inondation, conséquence de deux composantes : que sont la *vulnérabilité* et l'*aléa*.

Il y a risque lorsque nous sommes sur une parcelle avec une occupation du sol incompatible avec l'aléa. Le risque étant déterminé par le croisement entre l'aléa et la vulnérabilité, il faut être capable de les comparer. Ceci est possible avec les modèles hydrologiques en débit, durée et fréquence qui permettent de traduire dans la même unité les deux facteurs.

Si la vulnérabilité est plus faible que l'aléa, nous considérons la parcelle comme ne présentant pas de risque. Elle est correctement protégée, voire sur protégée. Dans le cas contraire, nous aurons une parcelle à risque qu'il faudra protéger ou évacuer (Chachoua, 2010).

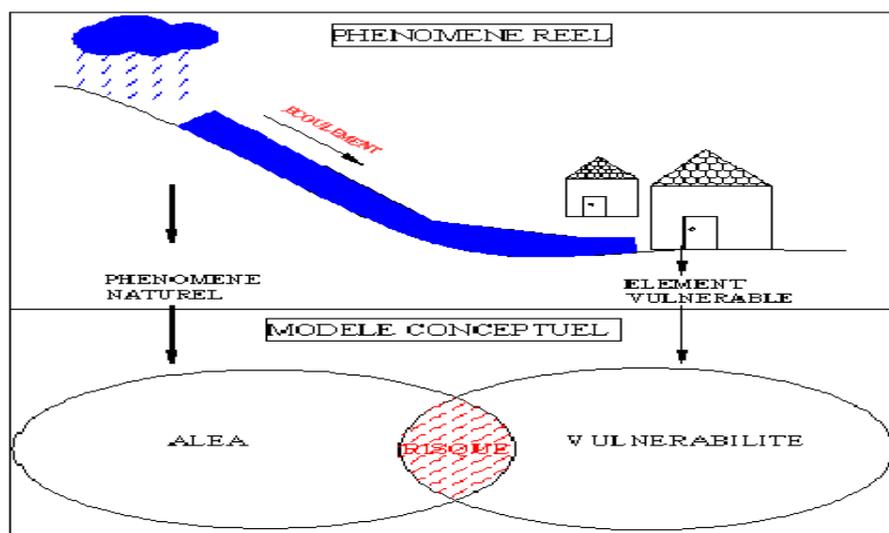


Figure 1.1. Model conceptuel du risque (Berni, 2010)

1.2.1 Aléa

L'aléa semble le terme le plus adéquat pour définir le phénomène physique, naturel et non maîtrisable, d'occurrence et d'intensité donnée (définition du ministère de l'environnement et de développement durable français). Cette définition révèle le caractère hasardeux du risque et le faire différencier de sa définition linguistique qui le présente comme un risque et non pas un de ses composantes. Dans notre cas où le risque est l'inondation l'aléa n'est que le phénomène naturel de crue non maîtrisable d'occurrence et d'intensité aléatoires, cette prévision est probabiliste et la détermination de l'intensité et la fréquence de crue est basé sur le traitement stochastique de l'historique des événements où la longueur de la série observée joue un rôle principal sur la validité des prévisions. Néanmoins la notion de période de retour est purement statistique et elle ne correspond qu'à l'appréciation de l'intensité du phénomène en comparaison à d'autres (in, Chachoua, 2010).

1.2.2 Vulnérabilité

La vulnérabilité est une notion composite. Elle prend en compte divers paramètres géographique et socioéconomique. Plusieurs définitions existent dans la littérature, parmi lesquelles on choisit deux définitions officielles.

La définition de MEDD (le Ministère de l'Ecologie et de Développement Durable français) « *la vulnérabilité est le niveau des conséquences prévisibles d'un phénomène naturel sur les enjeux* », et celle de NOAA (National Oceanic and Atmosphérique Administration) « *la susceptibilité des ressources à être affectées par des aléas* ».

Les enjeux sont les éléments à risque (personne, biens, activités, patrimoine...) attribuent à la vulnérabilité une dimension complexe quantitative et qualitative. La notion de vulnérabilité peut être résumée en quatre points :

- La perception sociale de l'aléa ;
- L'aléa et ses conséquences prévisibles sur les enjeux ;
- Les dispositions prises pour limiter l'effet de l'aléa ;
- Les enjeux.

Cette complexité de concepts d'aléa et la vulnérabilité figure 1.2 montre que la considération de risque sommairement comme un produit de deux facteurs est limitative et pour mettre en œuvre une politique de gestion précise et scientifique, on doit décomposer ces deux facteurs en plusieurs éléments afin de déterminer ceux susceptibles d'être maîtrisés pour minimiser le risque (in, Chachoua, 2010)



Figure 1.2. les risques d'inondation (Ledoux, 2006).

1.3 Connaissance de l'aléa « inondation »

L'aléa interpelle deux disciplines principales, l'hydrologie et hydraulique fluviale. Dans le cas des inondations, l'hydrologie est la discipline qui permet d'obtenir les débits et leurs périodes moyennes de retour. Tandis que l'hydraulique est la discipline qui permet d'obtenir les niveaux d'eau et accessoirement les vitesses correspondant à ces débits. La combinaison de

ces deux disciplines permet donc d'associer des périodes de retour à des niveaux et vitesses d'écoulement en divers points d'un cours d'eau (Blin,2001).

Pour mieux comprendre l'aléa inondation, on commentera les notions élémentaires suivantes, les paramètres fondamentaux du cours d'eau, la crue, l'inondation, les principaux paramètres caractérisant l'aléa inondation, les types d'inondations et les causes de formation des crues et des inondations.

1.3.1 Paramètres fondamentaux du cours d'eau

1.3.1.1 Lits du cours d'eau

Le lit d'une rivière étant façonné par les eaux qu'il transporte on conçoit que ses dimensions soient fortement liées aux régimes hydrologiques. On distingue :

A. *Lit mineur* : C'est un espace fluvial formé d'un chenal unique ou de chenaux multiples et de bancs de sables et/ou galets, recouverts par les eaux coulant à pleins bords avant débordement. Un cours d'eau s'écoule habituellement dans son lit mineur (figure 1.3), (basses eaux et débit moyen annuel) (Ledoux, 2006).



Figure 1.3. Lit mineur d'un cours d'eau (Ledoux, 2006).

B. *Lit moyen* : L'inondation submerge les terres bordant la rivière et s'étend dans le lit moyen. Il correspond à l'espace fluvial ordinairement occupé par la ripisylve (figure 1.4), sur lequel s'écoulent les crues moyennes (Ledoux, 2006).



Figure 1.4. Lit moyen d'un cours d'eau (Ledoux, 2006).

C. Lit majeur : Il comprend les zones basses situées de part et d'autre du lit mineur, sur une distance qui va de quelques mètres à plusieurs kilomètres. Sa limite est celle des crues exceptionnelles.

Le lit majeur alors fait partie intégrante de la rivière, si en s'y implantant, on s'installe donc dans la rivière elle-même. Cet espace (lit majeur) occupé par un cours d'eau lors d'une inondation peut-être partagé en deux zone :

- Une zone d'écoulement, au voisinage du lit mineur, où le courant a une vitesse assez élevée ;
- Une zone de stockage des eaux, où la vitesse est faible. Ce stockage est fondamental, car il permet le laminage de la crue, c'est-à-dire la réduction de la montée de ses eaux à l'aval.

Le lit majeur fait partie intégrante de la rivière. En s'y implantant, on s'installe donc dans la rivière elle-même (Ledoux, 2006).

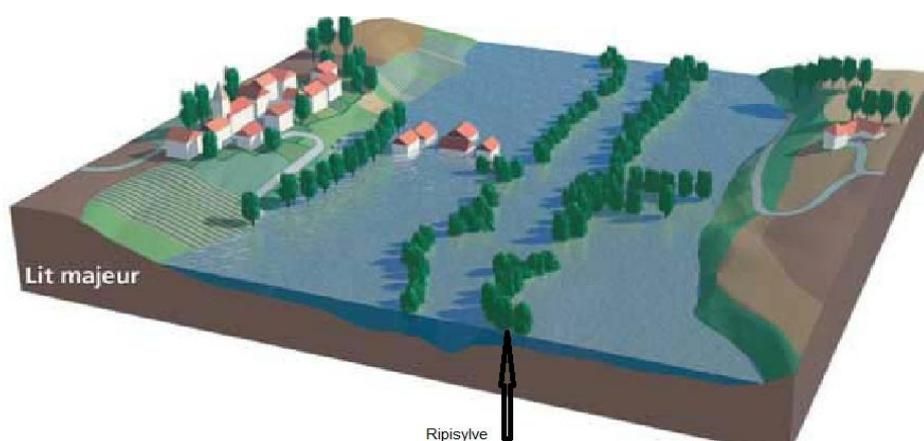


Figure 1.5. lit majeur d'un cours d'eau (Ledoux, 2006).

1.3.1.2 Rive, Berge

La berge est le talus incliné qui sépare le lit mineur et le lit majeur. Tandis que la rive est le milieu géographique qui sépare les milieux aquatique et terrestre. Elle démarre au sommet de

la berge et constitue une partie plate plus ou moins étendue qui reste sous l'influence du milieu aquatique (Ledoux, 2006).

1.3.1.3 Ripisylve

C'est la formation végétale naturelle située sur la rive. Elle peut être une véritable forêt alluviale s'étendant sur plusieurs dizaines ou centaines de mètres de part et d'autre du lit mineur. Le rôle de la Ripisylve sur les crues peut être important, lorsqu'elle occupe une part significative du lit majeur, elle augmente notablement la rugosité du lit, d'où deux conséquences de nature hydraulique:

- Une diminution des vitesses dans le lit majeur, et donc une réduction des effets érosifs du courant ;
- Un écrêtement des crues pour l'aval.

1.3.1.4 Alluvions et substratum

Les alluvions sont les grains fins ou grossiers alternativement déposés ou repris par le courant. Elles recouvrent le substratum qui est une couche formée d'une roche dure ou plus ou moins tendre (schistes, grès, marnes...) (in, Benmia, 2012)

1.3.2 Crue

La crue correspond à l'augmentation de la quantité d'eau qui s'écoule dans la rivière et peut concerner l'ensemble du lit majeur de la rivière. De nombreux géographes et hydrologues ont adopté le critère qu'une rivière est en crue lorsque son débit est trois à cinq fois supérieur à son débit moyen. De façon plus pratique. On admet qu'une rivière est en crue lorsqu'elle déborde des limites de son lit mineur. Il s'agit d'un phénomène naturel périodique qui n'est exceptionnel que lorsque les débits deviennent considérables par rapport à son module, on parle alors de crue critique, laquelle peut engendrer une inondation sur les zones riveraines.

Une crue se caractérise par son hydrogramme graphique qui représente les variations de débit en fonction du temps. Plus précisément, c'est la partie montante de ce hydrogramme qu'est appelée *crue*, la partie descendante étant *la décrue*. Une crue se définit par différents critères : sa genèse, sa durée, sa fréquence, son débit de pointe et son volume (in, Benhzil, 2011)

1.3.3 Inondation

Etymologie : le mot inondation vient du latin : *inundatio* qui signifie submersion.

Par Définition : est une submersion rapide ou lente d'une zone habitée ordinairement hors d'eau. Ainsi, le risque inondation est la conséquence de deux composantes : l'eau qui peut déborder de son lit habituel d'écoulement et l'homme qui s'installe dans l'espace alluvial. L'importance de l'inondation dépend de la hauteur d'eau, la vitesse du courant et la durée de la crue. Ces paramètres sont conditionnés par la précipitation, l'état du bassin versant et les

caractéristiques du cours d'eau (profondeur, largeur, etc.). Ces caractéristiques naturelles peuvent être aggravées par la présence d'activités humaines (Ledoux, 2006)

1.3.4 Types d'inondation

On distingue plusieurs types d'inondations selon la nature de la crue qui les occasionne.

1.3.4.1 Par débordement direct

Le cours d'eau sort de son lit mineur pour occuper son lit majeur, les sites en bordure de cours d'eau sont le plus souvent inondés par un débordement direct. En fait, une rivière a deux lits : le lit mineur où les eaux s'écoulent en temps ordinaire, et le lit majeur incluant les zones basses situées de part et d'autre du cours d'eau. Après des pluies fortes ou persistantes, les rivières peuvent déborder et s'écouler à la fois en lit mineur et en lit majeur (in, Slimani, 2011)

1.3.4.2 Par débordement indirect

Les eaux remontent par effet de siphon à travers les nappes alluviales, les réseaux d'assainissement (in, Slimani, 2011)

1.3.4.3 Par stagnation d'eaux pluviales ou ruissellement

Liée à une capacité insuffisante d'infiltration, d'évacuation des sols ou du réseau de drainage lors de pluies anormales. Ces inondations peuvent se produire en zone urbanisée, en dehors du lit des cours d'eau proprement dit, lorsque l'imperméabilisation des sols et la conception de l'urbanisation et des réseaux d'assainissement font obstacle à l'écoulement normal des pluies intenses (orages, en particulier de type cévenol) (in, Slimani, 2011)

1.3.4.4 Par rupture d'une protection

L'inondation consécutive à une rupture de digue est un phénomène très brutal et d'autant plus dommageable que le site étudié est proche de la digue. Une rupture peut provoquer l'entrée d'un mur d'eau de plusieurs mètres de haut. Il est très difficile de prévoir la rupture d'un ouvrage de protection, ce qui rend la prévention de ce type d'accident particulièrement incertaine (in, Slimani, 2011).

1.3.5 Causes de formation des crues et des inondations

Il est important de connaître les manières de formation des crues et des inondations, un même territoire peut être inondé dans des proportions identiques par des crues différentes, leur hydrogramme respectif traduisant des modalités de déroulement différentes. Les cases de formation peuvent être fractionnées en deux styles :

1.3.5.1 Causes directes

A. *Abondance des précipitations* : C'est le principal facteur explicatif des crues et des inondations on peut distinguer plusieurs types :

- *Les averses brutales de type orageux* où les orages porteurs de précipitations ont des lames d'eau de 200 à 300 mm en quelques heures. On peut citer comme exemples l'intensité pluviométrique de 10 mm/min en Algérie.
- *Les averses durables* qui sont moins brutales car elles comportent en fait des séries d'averses successives entrecoupées de périodes de tranquillité, mais elles sont tout aussi dévastatrices ;
- *Les pluies de type orographique et cyclonique*, à titre d'exemple une pluie de 1136 mm en 24 heures au philippines en juin 1911 (enregistré par la station de baguio).

En règle générale, la puissance de la crue et les dégâts qu'elle occasionne sont d'autant plus forts que les précipitations sur le bassin versant ont été fortes, intenses et durables, que les quotients d'écoulement sont plus élevés et que la morphologie et la nature des matériaux se prêtent à l'érosion (in, Bachi, 2011).

B. *Fonte brutale des neiges*

Elle est fréquente en Europe à la fin du printemps et au début de l'été. En effet, à la fin d'hiver l'arrivée de front chaud (avec vent et pluie) va fondre rapidement la neige qui couvre les bassins versants montagneux (Alpes, Pyrénées en France par exemple), ce qui provoque de grandes crues particulièrement importantes sur un sol parfois gelé et sans végétation. Mais le plus souvent l'alimentation d'origine neigeuse se combine à celle des averses.

C. *Débâcle des glaces fluviales*

Celle-ci intervient à la suite de la rupture de barrages naturels de glace, soit en haute montagne (Alpes, Pyrénées), soit dans les pays des hautes latitudes (cas des grands fleuves sibériens ou canadiens). (in, Bachi, 2011).

1.3.5.2 Phénomènes aggravant l'aléa

Un grand nombre de facteurs autres que celles dictés précédemment interviennent, souvent de façon aggravante, dans les dégâts occasionnés par les inondations. Parmi ces derniers, on peut rappeler l'influence des facteurs naturels et anthropiques.

A. *Influence des facteurs naturels*

Les dégâts au milieu naturel sont dus à l'érosion, aux déplacements du lit ordinaire, aux dépôts de matériaux, etc. Les phénomènes d'érosion, de charriage, de suspension de matériaux et d'alluvionnement participent à l'évolution du milieu naturel dans ses aspects positifs comme négatifs. Pour les zones industrielles situées en zone inondable, un risque de pollution et d'accident technologique est à prendre en compte.

B. Influence des facteurs anthropique

Les facteurs anthropiques constituent des facteurs aggravants et ont un rôle fondamental dans la formation et l'augmentation des débits des cours d'eau.

- *L'urbanisation et l'implantation d'activités dans les zones inondables* : Elles constituent la première cause d'aggravation du phénomène. En parallèle, l'augmentation du niveau de vie et le développement des réseaux d'infrastructures ont accru dans des proportions notables la valeur globale des biens et la fragilité des activités exposées (vulnérabilité) ;
- *La diminution des champs d'expansion des crues* : Consécutive à l'urbanisation et parfois aggravée par l'édification de digues ou de remblais, elle a pour conséquence une réduction de l'effet naturel d'écêtement des crues, bénéfique aux secteurs habités en aval des cours d'eau ;
- *L'aménagement parfois hasardeux des cours d'eau* : Beaucoup de rivières ont été modifiées localement sans se soucier des conséquences en amont ou en aval. Ces aménagements (suppression de méandres, endiguement, etc.) peuvent avoir pour conséquences préjudiciables l'accélération de crues en aval et l'altération du milieu naturel ;
- *L'utilisation ou l'occupation des sols sur les pentes des bassins versants* : Toute modification de l'occupation du sol (déboisement, suppression des haies, pratiques agricoles, imperméabilisation) empêchant le laminage des crues et la pénétration des eaux : favorise une augmentation du ruissellement, un écoulement plus rapide et une concentration des eaux (in, Bachi, 2011).

1.4 Connaissance des enjeux et de vulnérabilité

Le terme d'enjeux désigne les personnes habitant la zone inondable, les biens de toute nature, les cultures et animaux d'élevage, les activités économiques. Tandis que l'étude de ces enjeux consiste à les recenser, les décrire et les localiser, selon des typologies plus ou moins précises. Néanmoins le terme d'enjeux ne devrait pas être réduit à l'existant, il est parfois pertinent d'apprécier le potentiel de développement des zones inondables, on nomme ces enjeux du futur, les *enjeux de développement*. On constate que les discours et les définitions oscillent entre deux pôles :

- Soit la vulnérabilité est entendue comme la quantification des enjeux. Mais les méthodes de quantification sont développées dans différents approches ;
- Soit la vulnérabilité permet de différencier les différents modes d'occupation du sol, en fonction de leur plus au moins grande tolérance aux inondations. Là, les approches sont plus techniques, plus opérationnelles.(in Bachi, 2011)

1.5 L'inondation en Algérie

L'Algérie, similairement aux autres pays du monde, avait connu des inondations dont celles-ci paraissent à notre avis plus meurtrières et dévastatrices de celles survenues dans les pays du bassin méditerranéen. Au cours de la décennie écoulée, nous avons pu avoir les données de quelques inondations parmi lesquelles: (Boulghobra, 2006)

- **Tizi Ouzou** , du 28 au 31 mars 1974 et qui ont provoqué 52 décès dans la Wilaya, 18000 sinistrés et des dégâts évalués à l'époque à 27 millions de DA.
- **El Eulma (Sétif)**, le 1er septembre 1980 qui a fait 44 décès.
- **Annaba**, le 11 novembre 1982, au niveau du centre-ville et qui ont fait 26 morts et 9500 sinistrés.
- **Jijel**, le 29 décembre 1984 et qui ont occasionné 29 morts et 11000 sinistrés.
- **Crue du 4 février 1984** : du 30 janvier 1983 au 4 février 1984, le bassin du Saf-Saf wilaya de Skikda reçu 190,5 mm de pluies, cette abondance pluviométrique a donné naissance à un débit de pointe de l'ordre de 745,1 m³/s, étant le plus important durant toute la période 1974 – 1998. Cette crue a causé :
 - 174 maisons démolies et 500 familles sinistrées.
 - Altération de 450 ha de produits fourragers, 300 ha d'agrumes, 54 ha de terrains à reboiser et 850 ha de céréales.
- **Crue du 30 décembre 1984** : le cumul pluviométrique (401,3 mm) qui a marqué le bassin du 20 au 31 décembre, a généré des inondations de grande abondance. La ville de Skikda a été gravement atteinte :
 - Décès de 11 personnes.
 - Destruction de routes, ponts et voie ferrée.
- **Bordj Bou Arreridj**, le 23 septembre 1994 et qui ont provoqué 16 décès et des dégâts évalués à 10.000.000DA.
- 22 octobre 2000 (Ouest algérien) : plus de 24 décès.
- **Alger (Bab-El-Oued)**, le 10 novembre 2001, et qui ont fait 710 décès, 115 disparus et 30 milliards de DA de pertes.
- 28 Mai 2006 (Boukhanéfis Sidi Bel Abbes).
- 01 octobre 2011 (Oued Ferrane et Hai El Fidayine El Bayadh) 10 décès et des dizaines de disparus au cours de 3 jours d'inondations pluies diluviennes, 733 victimes, 30 000 sans abris. (photo 1.1).



Photo 1.1. Inondation d'El Bayadh 01.10.2011



Photo 1.2. inondation de Bab El Oued novembre 2001

1.5.1 Causes des crues catastrophiques en Algérie

En Algérie, les précipitations sont caractérisées par une très forte irrégularité tant interannuelle que saisonnière entraînant des étiages extrêmement sévères des cours d'eau et inversement des fortes crues et des inondations engendrent des dégâts humains et matériels considérables. La genèse des fortes crues et leurs impacts sur l'environnement sont caractérisés par les différentes activités d'une région à une autre en fonction des conditions géographiques, climatiques et d'occupation des sols.

Les causes fondamentales de la plupart des inondations sont l'arrivée d'importantes chutes de pluie mais les inondations des terres basses ou les destructions causées par les crues ne sont pas cependant toutes dues à des phénomènes hydrométéorologiques. En bien des occasions, d'autres facteurs agissent, soit pour aggraver les effets d'une crue, soit pour créer eux même des phénomènes hydrauliques dans les surfaces de l'eau tels que la présence des débris et

des troncs d'arbres qui réduisent la capacité du lit de l'oued (Berni, 2010). D'une manière générale, les causes des inondations survenues en Algérie peuvent être classées en trois types :

- *Les inondations liées à des situations météorologiques remarquables* se traduisant par une forte pluviosité (pluie importantes, orage violents) telles que les inondations de décembre 1957 des bassins du Mazafran et du Sebaou, les inondations de l'automne 1969 en Algérie et en Tunisie, les inondations catastrophiques de mars 1973 sur l'est Algérien, les inondations de mars 1974 des bassins versants de l'Algérois et du Sebaou, les inondations de décembre 1984 sur tous l'est Algérien et les inondations de 1997 du bassin de oued Mekkera, etc.
- *Les inondations provoquées par des facteurs liés à l'effet de l'homme* : la défaillance des réseaux d'assainissement et de collecte des eaux pluviales, le gonflement des oueds par les décombres et les détritiques, sont autant de facteurs qui provoquent des dégâts lors des averses saisonnières, les cas de la ville de Tiaret inondée presque à chaque hiver et la plaine du Mzab où des inondations se produisent tous les 02 à 03 ans illustrent parfaitement l'influence de ces facteurs dans l'apparition du phénomène d'inondation ;
- *Les inondations produites dans des régions présentant un environnement topographique défavorable* comme le cas des villes traversées par des oueds (Bordj-Bou-Arréridj, Oued R'hiou, Sidi-Bel-Abbés, El-Bayadh) ou situées au pied d'une montagne (Ain-Defla, Batna, Médéa). Ces agglomérations à forte concentration de populations et sous l'effet d'une urbanisation anarchique et non réglementée présentent de grands risques, des pertes humaines et des destructions de constructions sont enregistrées à chaque inondation aussi légère qu'elle soit.

Ces inondations selon les caractéristiques des crues, leurs durées et leurs étendues sont de deux types :

- *Les inondations engendrées par des crues torrentielles* : Appelées aussi : *crues éclair* et affectant les petits bassins versants de quelques dizaines de Km². Elles sont le plus souvent liées à des chutes de pluies isolées et localement intenses issues des phénomènes de convection sous forme de tempêtes orageuses se produisant généralement en automne et été. Les crues de ce type sont particulièrement dangereuses en raison de la soudaineté et de la rapidité avec lesquelles elles se produisent, les ruissellements extrêmement rapides et violents peuvent intervenir moins d'une heure après la pluie et les débits des oueds passent de quelques m³/s à plusieurs milliers de m³/s en 02 ou 03 heures seulement. L'inondation d'Oued R'hiou (ouest algérien) (le 20 octobre 1993) où 20 minutes de pluies ont fait 23 morts, 20 blessés et plusieurs disparus est l'exemple parfait de ce type de crues (Berni, 2010) ;
- *Les inondations des grands bassins versants* : Elles résultent le plus souvent des précipitations importantes généralisées sur des grandes étendues et caractérisées par leurs quantités et leur durée qui peut atteindre 10 à 15 jours. Les crues sont massives, lentes et à l'évaluation facilement prévisibles sauf lorsqu'elles sont brutalement aggravées par des

affluents avals plus courts et plus rapides. En Algérie, ce type d'inondation survient généralement en saison hivernale entre les mois de décembre et mai (Berni, 2010)

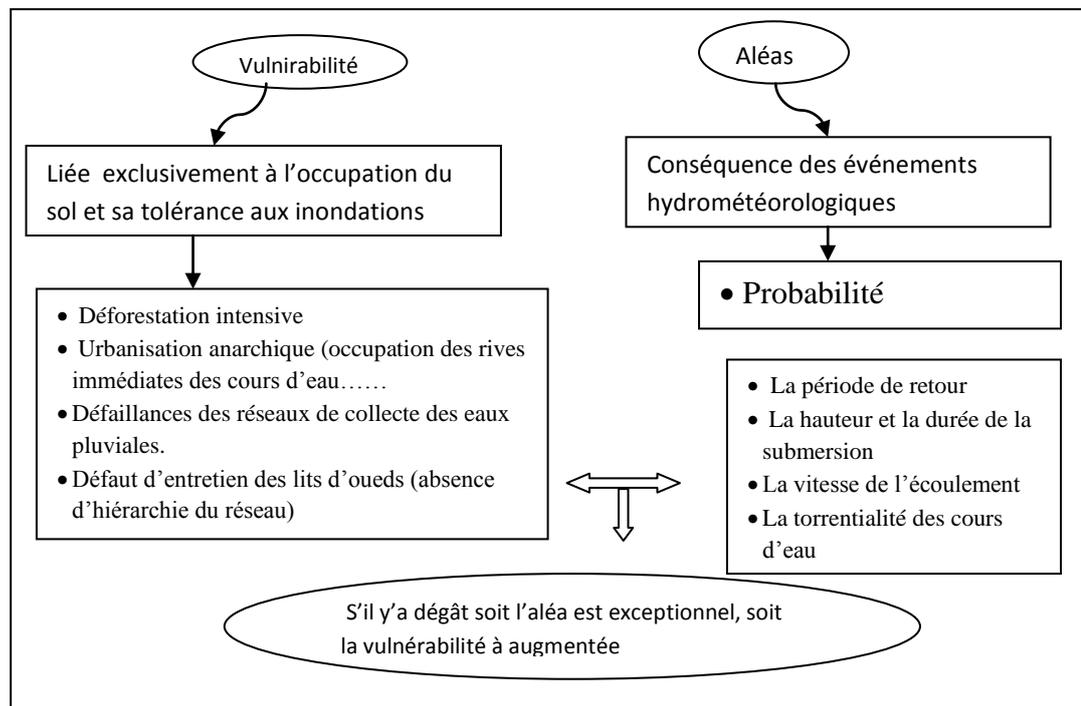


Figure 1.7. Schématisation de la vulnérabilité de l'aléa d'inondation en Algérie (Bobée,1978)

1.6 Conclusion

Le risque d'inondation a toujours été un thème privilégié de la recherche en géographie physique le choix d'une politique de gestion de risque d'inondation est complexe car, outre le fait qu'elle doit satisfaire les contraintes imposées par d'autre usage du cours d'eau (essentiellement ressources en eau et écologie) elle fait appel à une problématique multi-acteurs à un emboîtement d'échelle spatial, à des notions sociales de perception du risque.

Ce choix passe inévitablement par une évaluation dont l'objet est d'améliorer la connaissance des phénomènes le régissant en réduisant d'incertitude globale inhérente à leur caractérisation. En effet, notre connaissance du risque est très imparfaite dans la mesure où l'incertitude reste grande, tant pour la connaissance des aléas que pour celle de la vulnérabilité et des fortes attentes apparaissent à l'échelle fine de la réglementation des aménagements.

CHAPITRE 2

CHAPITRE 2

ETUDE DU MILIEU D'ETUDE

2.1 Introduction

Jusqu'à l'année 1962, Bensekrane, qui dans le période coloniale s'appelait *Pont de l'Isser*, était un village peu développé, avec un centre de recasement au Sud-Ouest, c'est à partir de 1970, avec les opérations d'auto-construction, que Bensekrane est devenue une agglomération en pleine expansion pour atteindre en 1987, le 12^{ème} rang, au niveau de la strate urbaine de la wilaya de Tlemcen, acquérant ainsi le statut de ville semi-urbaine.

2.2 Situation géographique de la commune de Bensekrane

La commune de Bensekrane est située au Nord-Est du chef lieu de la wilaya de Tlemcen à la limite de la wilaya d'Ain-Témouchent (figure 2.1), elle fait partie de la zone de plaine et plateaux intérieurs de la wilaya de Tlemcen selon le découpage du P.A.W (Plan d'Aménagement de la Wilaya). Traversée du Sud au Nord par la route nationale (RN n°2), son chef lieu de la commune se situe au point où la Route franchit l'oued Isser à une altitude de 246 m et à 30 km du chef lieu de la wilaya de Tlemcen. La superficie du commun est de l'ordre de 168 km² soit 16.800 hectares (DREW TLEMCEN, P.D.A.U 2007). Le territoire de la commune de Bensekrane est limité :

- Au Nord par la commune d'Ain Kihal et Aghlal (wilaya d'Ain Témouchent) ;
- A l'Est par la commune de Sidi Abdelli ;
- A l'Ouest par la commune d'El Fehoul ;
- Au Sud par la commune d'Amieur.

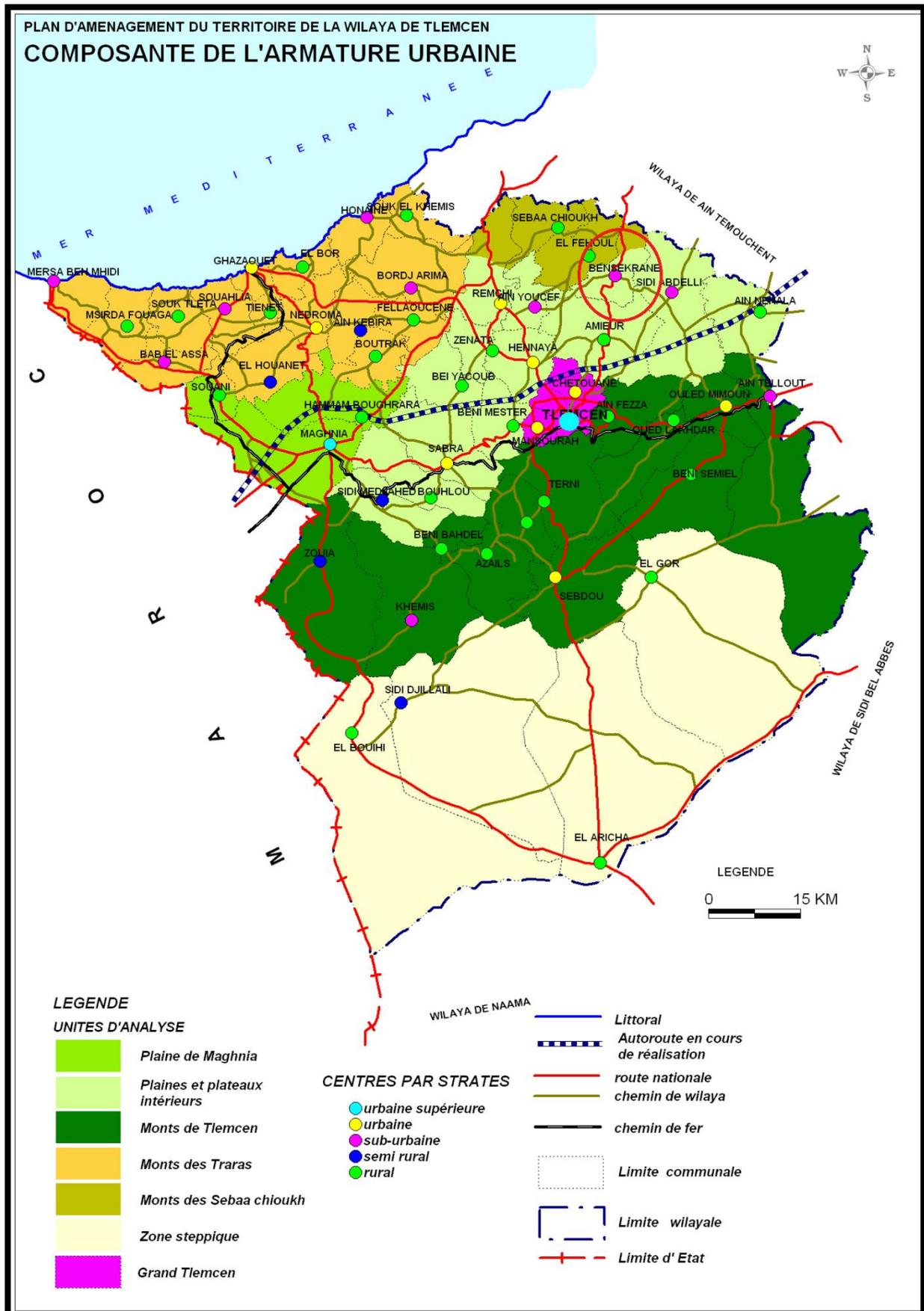


Figure 2.1. Plan de situation de la ville de BENSEKRANE (DREW Tlemcen).

2.3 Etude du milieu naturel

On entend par milieu naturel, les différents éléments caractérisant le territoire communal de Bensekrane sur le plan physique, climatique, hydrologique, pédologique et le couvert végétal. L'altitude moyenne du territoire est d'environ 350 m. Le relief est composé de plateaux et vallées au Sud de la commune et la zone montagneuse de Sebaa-Chioukh au Nord (Takbalet et carrière de Marbre).

2.3.1 Les piémonts

Occupent le tiers du territoire Nord de la commune faisant partie du massif de montagne de Sabaa-Chioukh. Les terrains argilo-marneux formant cette aire sont exposés à l'érosion intense, le point culminant se situe au Nord-Est de Takbalet (650m). Deux agglomérations se situent dans ces piémonts (Takbalet et R'kham (Carrière de Marbre)).

2.3.2 La vallée

Située tout au long du cours d'eau d'oued Isser, cette vallée occupée en sol d'alluvionnement fertile est limitée en surface. Les terrasses formées sur les deux rives du oued sont exploitées en irrigué (Agrumes et culture maraîchère). Deux agglomérations situent au long de la vallée (ACR Bensekrane et agglomération Sidi-Abderrahmane, ex: pont de fer ou Guétna).

2.3.3 Les plateaux

S'étendant au Sud du territoire et composé de terrains argile marneux, ils sont exposés à l'érosion intense et exploités en cultures annuelles. L'altitude moyenne est d'environ 300 m. Aucune agglomération n'existe dans cette zone.

2.3.4 Occupation du Sol

Sur les meilleures terres de la commune et à l'Ouest, l'arboriculture rustique (Oliviers) se localise à proximité des agglomérations et se voit heurtés aux problèmes de vieillissement de l'espace. (DREW Tlemcen, PDAU 2007)

2.4 Géologie générale du site

La commune de Bensekrane est située au bord l'oued Isser, principal affluent de la Tafna. Il draine toute la bordure orientale du bassin de la Tafna. Il s'écoule d'abord du Sud au Nord, puis s'infléchit vers l'ouest où il emprunte un synclinal miocène dont le flanc Nord forme les reliefs des Sebaa-Chioukh. la figure 2.2 montre que le Miocène, qui constitue la majeure partie de cette chaîne, est représenté ici par une épaisse série monotone de grès et de marnes dépassant 2000 m de puissance. Sauf une présence de travertin mêlé d'onyx sur la hauteur dominant la rive gauche du chaâbet R'kham, sauf des couches tufeuses qui se rencontrent en de nombreux points de l'une et l'autre rive de la rivière au dessous de la terre végétale, le territoire est donc constitué essentiellement par l'étage helvétien, représenté par cette

alternance de grès et de marnes. Les marnes n'offrent rien de particulier, si ce n'est leur faible perméabilité et leurs compressibilités structurales, les grès sont souvent presque sableux, souvent aussi plus durs, et à peu près exclusivement siliceux dans les deux cas, plus rarement à ciment calcaire. L'ensemble peut être considéré comme une puissante formation de marnes argileuses et modernes, elles ne se trouvent que le long de l'oued Isser jusqu'à Fehoul (DREW Tlemcen, PDAU 2007)

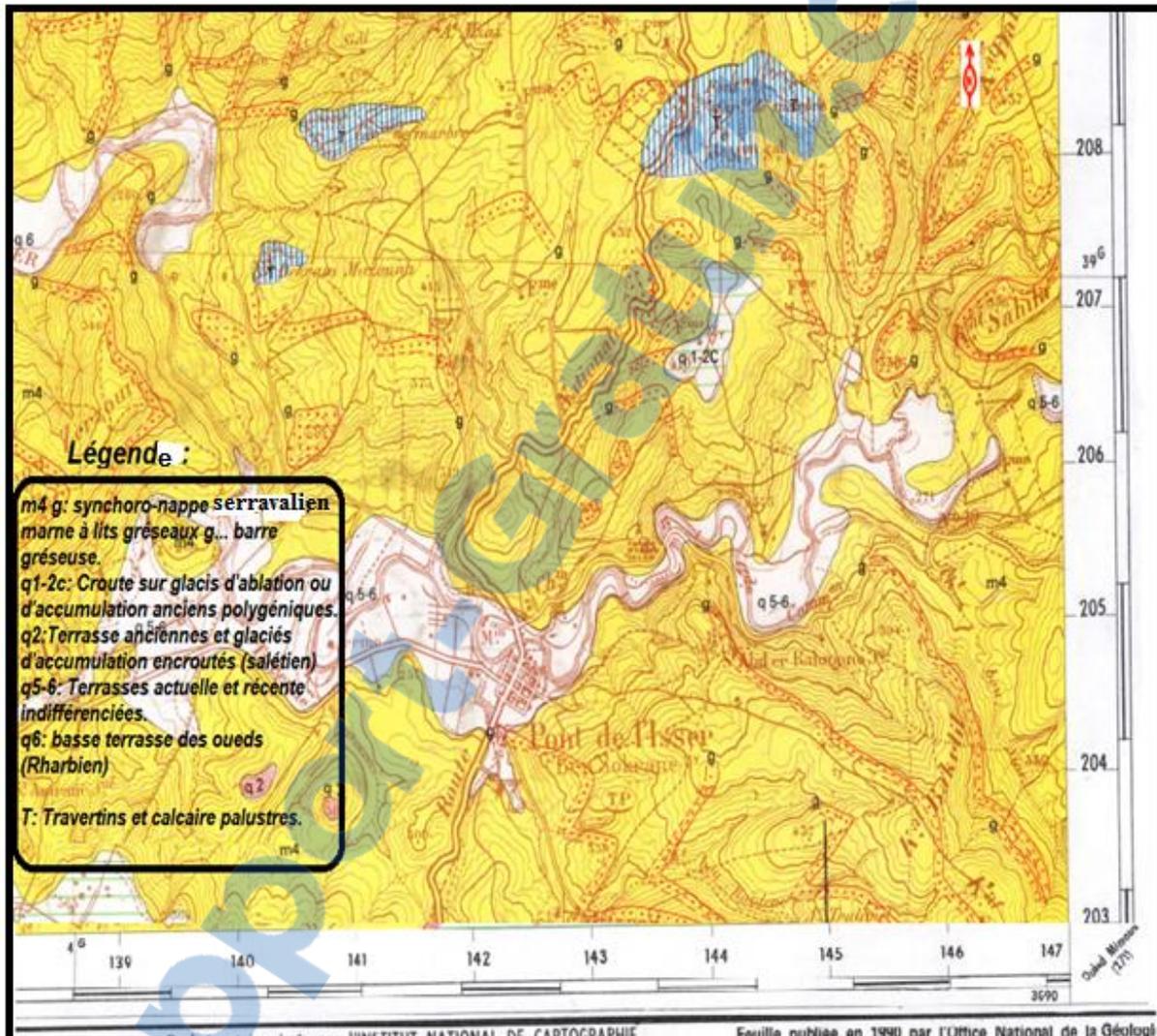


Figure 2.2. la carte géologique de Bensekrane 1/50000 (DREW Tlemcen)

2.4.1 Lithostratigraphie

2.4.1.1 Le substratum

Le substratum crétaïc et jurassique affleure principalement près de la localité des Sebaa-Chioukh au Nord et dans les monts de Tlemcen au Sud. Il est constitué par une série essentiellement de grès de calcaire et dolomie et de calcaire marneux. Les manifestations triasiques sont rencontrées plus au Nord près de la platrière (route de Rachgoune). C'est des gypses et des marnes bariolées très tectonisées de couleur lit de vin. (DREW Tlemcen, shéma directeur d'assainissement 2010)

2.4.1.2 Le miocène

La coupe effectuée le long de Chaabet Dboub montre une alternance régulière de marnes gris verdâtre plastique et des grès calcaires ferrugineux, souvent gloconieux et légèrement feldspathique, parfois rubéfiée, à stratification entrecroisée (DREW Tlemcen, shéma directeur d'assainissement 2010)

Le Plio quaternaire : Il est représenté par une croûte calcaire ancienne, assez dure, localisée dans la région de Sidi-Abdelli et Ain-Youcef. Des travertins très durs, marmorisés, rencontrés principalement dans la localité d'Erkham près de Bensekrane et près d'Ain-Youcef.

Les alluvions récents et éboulis de pente qui occupent le lit d'oued Isser (DREW Tlemcen, shéma directeur d'assainissement 2010)

2.4.2 Cadre hydrogéologique

L'oued Isser est le principal cours d'eau de cette commune. D'autre part, dans les années 1900, il a été recensé de nombreuses sources sur le territoire de la commune, essentiellement dans le chef lieu et au niveau de Takbalet. Elles étaient potables et de bonne qualité, et leurs débits étaient fort variables. Beaucoup de ces sources sortaient des grès, très perméables et facilitant les écoulements hydriques. Actuellement, une nappe est individualisée dans cette zone, et elle se situe dans les grès du miocène. Sa cote piézométrique se situe entre 80 m et 200m (DREW Tlemcen, P.D.A.U, 2007).

2.5 Caractéristique morphométriques du bassin versant

Les caractéristiques morphométriques d'un bassin versant influencent fortement sa réponse hydrologique et notamment le régime des écoulements en période de crue ou d'étiage, il est donc intéressant de qualifier ces paramètres par des termes simples qui permettront la schématisation du bassin versant de Bensekrane.

2.5.1 Surface et périmètre du bassin versant

Le bassin versant étant l'aire de réception des précipitations et d'alimentation des cours d'eau, les débits vont être en partie reliés à sa surface.

Le bassin versant de Bensekranne est de **193.16** Km² de superficie répartie en deux sous bassins principaux celui d'oued Isser et d'oued Tarenne. Le périmètre planimètre présenté par la ligne de partage des eaux est de **60** km.

2.5.2 Paramètre de forme

La forme du bassin versants peut avoir des conséquences hydrologiques importantes, notamment sur la relation pluie-débit et l'évolution des écoulements en période de crue. Autrement dit, outre la nature de l'averse, ce sont les caractéristiques morphologiques du bassin qui conditionnent l'allure de l'hydrogramme observé à l'exutoire, plusieurs formules et indices permettent de chiffrer ces caractéristiques.

2.4.1.1 Coefficient de compacité de Gravelius K_c

Ce coefficient permet de différencier entre les bassins allongés et ceux ramassés. Il s'établit en comparant le périmètre du bassin (P) à celui d'un cercle de même superficie (A). Le coefficient K_c de Gravelius est égal au rapport de ces deux grandeurs. Si on désigne par A la surface du bassin en kilomètres carrés et par P son périmètre en kilomètres, on a :

$$K_c = \frac{P}{2 \cdot \sqrt{\pi \cdot A}} = 0.28 \frac{P}{\sqrt{A}} \quad (2.1)$$

Pour notre bassin versant : $K_c = 0.28 \times \left(\frac{60}{\sqrt{193.16}} \right)$

Nous trouvons donc $K_c = 1.2 \Rightarrow$ le bassin versant est ramassé.

2.5.2.2 Rectangle équivalent

Le rectangle équivalent est un modèle établie par ROCHE. Il assimile le bassin en un rectangle ayant même surface et périmètre que celui du bassin versant considéré de longueur L et largeur l , l'exutoire est représenté par une largeur du rectangle et les courbes de niveaux sont des parallèles.

$$L = \frac{K_c \sqrt{A}}{1.12} \left[1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1.12}{K_c} \right)^2} \right] \quad (2.2)$$

$$l = \frac{K_c \sqrt{A}}{1.12} \left[1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1.12}{K_G} \right)^2} \right] \quad (2.3)$$

Avec :

L : Longueur du rectangle (Km) ;

l : Largeur du rectangle (Km) ;

K_c : Coefficient de Gravelius ;

A : L'air du bassin versant (Km^2).

Pour notre bassin versant : L= 20.10 Km l= 9.48 Km

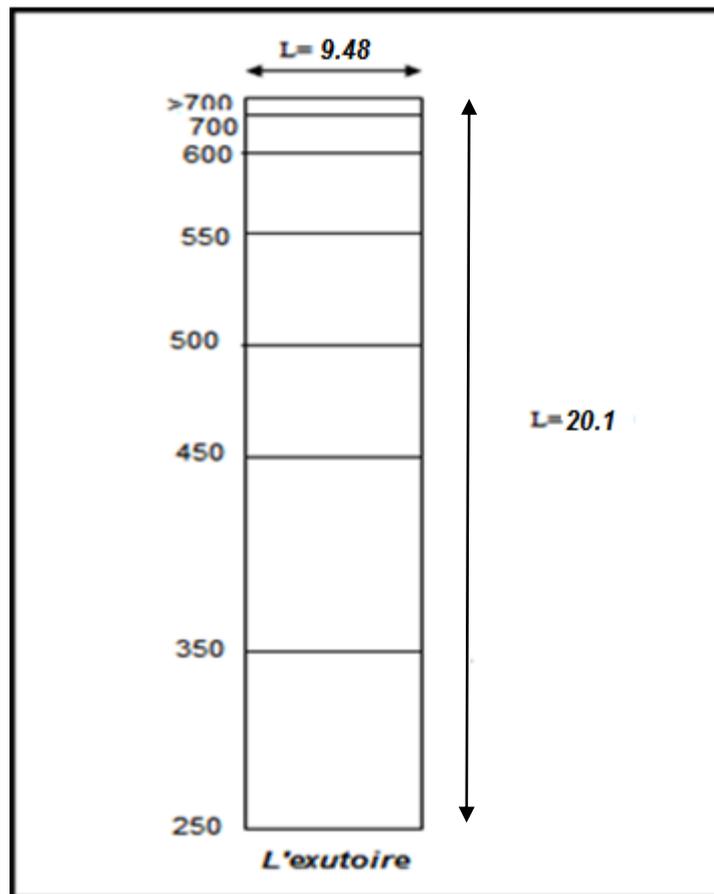


Figure 2.3. Rectangle équivalent du bassin versant.

2.5.3 Paramètres de relief

Les paramètres du relief présentent une importance considérable pour l'estimation de la vitesse de ruissellement, une plus forte pente provoque un écoulement plus rapide, donc un temps de concentration plus court et une montée plus rapide pour les crues.

2.5.3.1 Répartition altimétrique

La répartition altimétrique est déterminée par planimétrie des surfaces partielles situées entre deux courbes de niveau voisines. Le tableau 2.1 englobe la répartition altimétrique du bassin versant étudié.

Tableau 2.1.Répartition altimétrique du bassin versant.

Tranche d'altitude (m)	Surface partiel (km ²)	Surface cumulée (km ²)	% des surfaces partielles	% des surfaces cumulées
>700	2.61	2.61	1.35	1.35
600-700	8.22	10.83	4.25	5.6
550-600	20.1	30.93	10.4	16
500-550	29.62	60.55	15.33	31.33
450-500	28.5	89.05	14.75	46.08
350-450	51.93	140.98	26.88	72.96
250-350	52.18	193.16	27.01	99.97

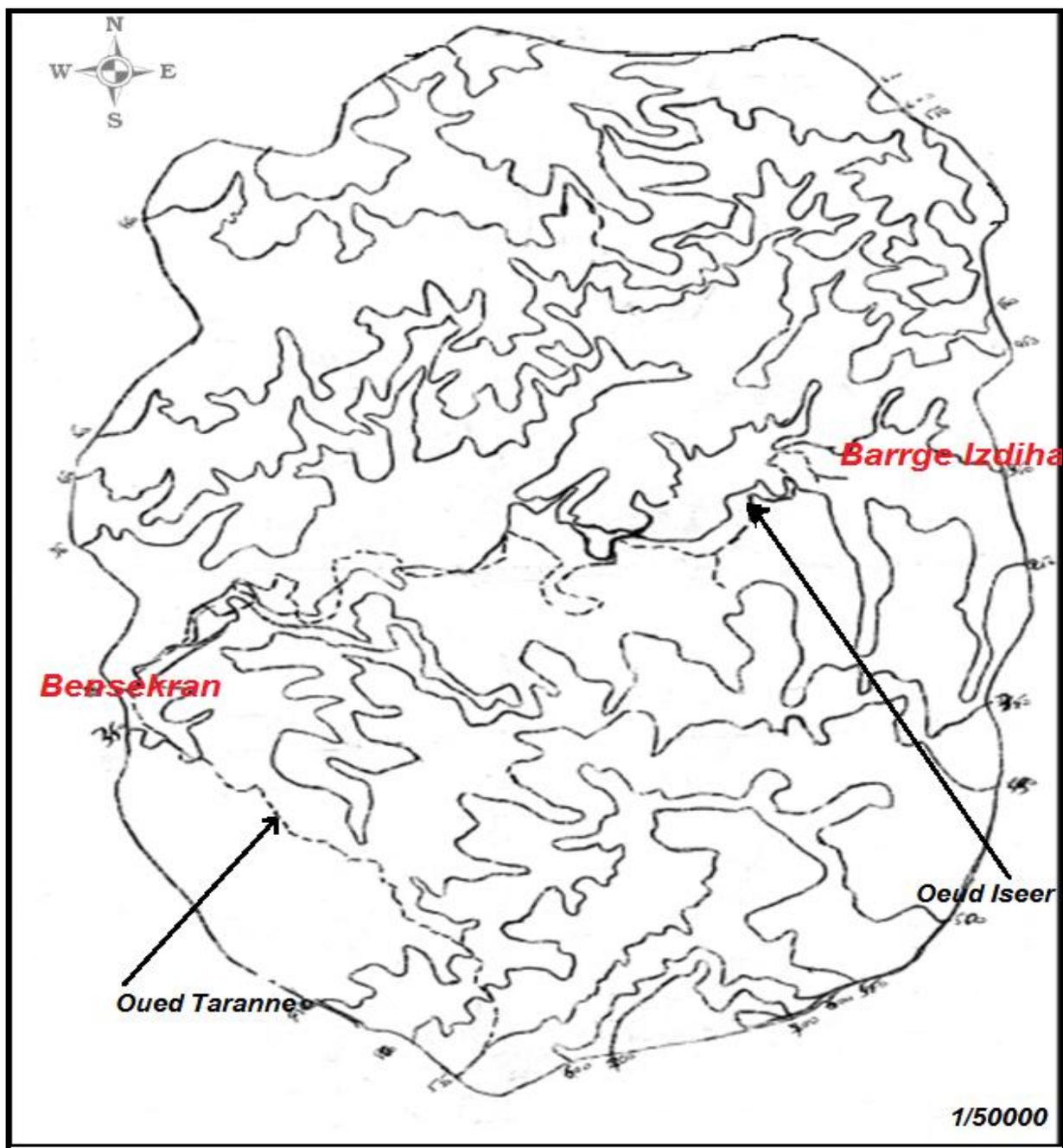


Figure 2.4. Carte des courbes de niveau du bassin versant de la ville de Bensekrane.

2.5.3.2 Courbes hypsométries

Elle fournit une vue synthétique sur la pente du bassin, donc du relief. Cette courbe représente la répartition de la surface du bassin versant en fonction de son altitude. Elle porte en ordonnée la surface (ou le pourcentage de surface) du bassin qui se trouve au-dessus (ou au-dessous) de l'altitude représentée en abscisse. Elle exprime ainsi la superficie du bassin ou le pourcentage de superficie, au-delà d'une certaine altitude.

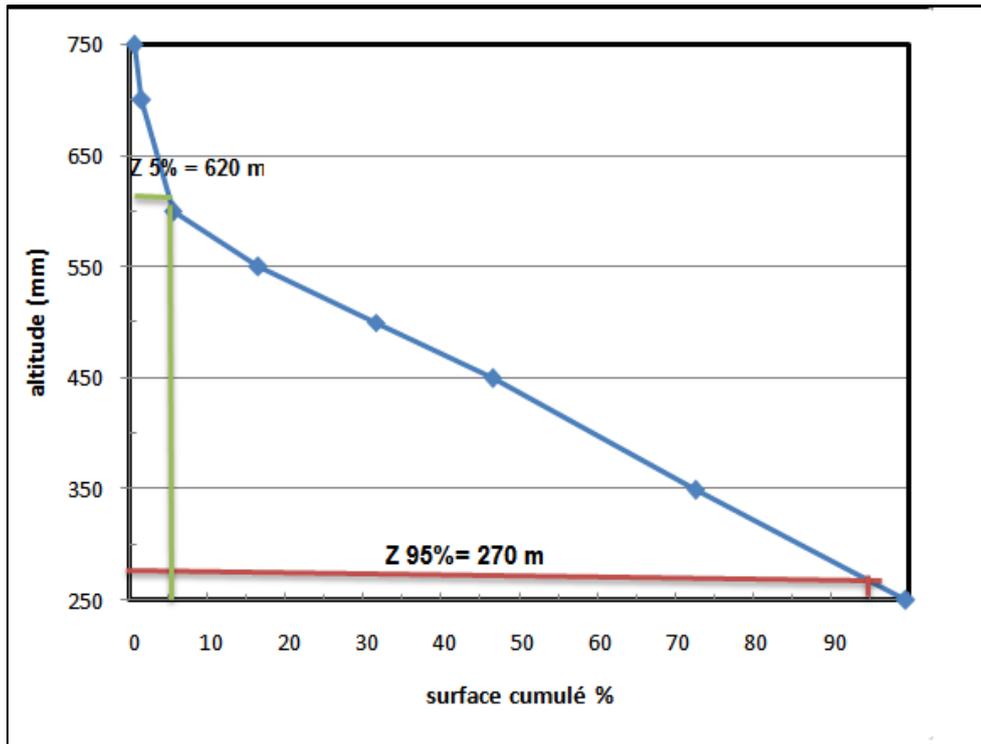


Figure 2.5. La courbe hypsométrique du Bassin versant de Bensekrane

2.5.3.2 Altitudes

A. *Altitude moyenne* (H_{moy}) : Ce paramètre est calculé à partir de la courbe hypsométrique, il est défini comme étant l'ordonnée moyenne de la courbe donnée par la relation suivante :

$$H_{moy} = \frac{1}{A} \sum H_i \cdot A_i \quad (2.4)$$

Où,

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

A_i : Surface partielle comprise entre deux courbes de niveau. Successives (Km^2) ;

A : surface du bassin versant (Km^2).

Tableau 2.2. Altitudes et superficies.

Altitude (m)	Altitude moy (H_i) (m)	Superficie (A_i) (km^2)	$H_i \cdot A_i$
>700	700	2.61	1827
600-700	650	8.22	5343
550-600	575	20.1	11557.5
500-550	525	29.62	15550.5
450-500	475	28.5	13537.5
350-450	400	51.93	20772

250-350	300	52.18	15654
Somme	/	193.16	84241.5

Donc, $H_{moy} = 436.12$ m

B. Altitude la plus fréquente (H_f) : C'est l'altitude correspondant à la fréquence altimétrique maximale tirée à partir du diagramme des fréquences altimétrique. Dans notre cas $H_f = 250-350$ (m)

C. Altitude maximale (H_{max}) : C'est le point le plus haut du bassin versant. Pour le bassin de Bensekrane, $H_{max} = 720$ m.

D. Altitude minimale (H_{min}) : C'est le point le plus bas du bassin versant. $H_{min} = 246$ m.

2.5.3.4 Indice de pente

Le relief d'un bassin est caractérisé par des indices qui ont été définis pour rendre compte de l'influence de la pente sur le régime hydrologique. Elles nous permettent de déterminer des classes de ruissellement des eaux superficielles.

A. Indice de pente global (I_g) : Il est déterminé par la relation suivante :

$$I_g = \frac{D}{L} \quad (2.5)$$

Avec :

D : Dénivelée entre les altitudes ayant 5% et 95% de la surface du bassin versant tirées à partir de la courbe hypsométrique, exprimée en (m) ;

L : La longueur du rectangle équivalent (m).

$$\text{Pour le bassin de Benserade, } \begin{cases} D = 350m \\ L = 20.10 \text{ Km} \end{cases} \Rightarrow I_g = 0.0174$$

Selon la classification du relief donner par l'O.R.S.T.O.M (tableau 2.3). On peut obtenir la nature du relief.

Tableau 2.3. Classification du relief I_g selon l'O.R.S.T.O.M

	Relief	Valeur d' I_g
01		$I_g < 0.002$
02	Relief faible	$0.002 < I_g < 0.005$
03	Relief assez faible	$0.005 < I_g < 0.01$
04	Relief modéré	$0.01 < I_g < 0.02$

05	Relief assez fort	$0.02 < I_g < 0.05$
06	Relief fort	$0.05 < I_g < 0.5$
07	Relief très fort	$0.5 < I_g$

Le calcul de l'indice global du bassin versant de la ville de Bensekrane une valeur qui le classe dans la catégorie des bassins à **relief modéré**.

B. Indice de pente de roche (I_p): L'indice de pente de Roche, sert à déterminer la pente moyenne avec les données réelles du bassin versant I_p est moyenne de la racine carrée des pentes mesurées sur le rectangle équivalent et pondérée par les surfaces. Il est donné par la formule suivante :

$$I_p = \frac{1}{\sqrt{L}} \sum \sqrt{A_i(H_i - (H_i - 1))} \quad (2.6)$$

Où ;

A_i : La fraction de la surface totale comprise entre deux courbes de niveau;

H_i et $H_{(i-1)}$: Les courbes de niveau ;

L : la longueur du rectangle équivalent.

Tableau 2.4. Fractions des surfaces entre courbes de niveau.

A_i (Km ²)	H_i (m)	H_{i-1} (m)	$\sqrt{A_i(H_i - H_{i-1})}$
2.61	700	699	1.62
8.22	650	649	2.87
20.1	575	574	4.48
29.62	525	524	5.44
28.5	475	474	5.34
51.93	400	399	7.21
52.18	300	299	7.22
Somme	/	/	34.18

$$\Rightarrow I_g = 0.24$$

C. Pente moyenne (I_{moy}) : Elle est donnée par la relation suivante :

$$I_{moy} = \frac{D}{L} \quad (2.7)$$

Avec ;

D : la dénivelée entre H_{max} et H_{min} (m);

L : la longueur du rectangle équivalent. (m) ;

Dans notre cas $I_{moy} = 0.023$

D. Dénivelée spécifique (D_s) : L'indice décroît pour un même bassin lorsque la surface augmente, il était donc difficile de comparer des bassins de tailles différentes. La dénivelée spécifique D_s ne présente pas cet inconvénient, elle dérive de la pente globale I_g en la corrigeant de l'effet de surface admis étant inversement proportionnel à \sqrt{A} . Elle est donnée par l'équation suivante:

$$D_s = I_g \cdot \sqrt{A} \quad (2.8)$$

$$D_s = 24.18 \text{ m.}$$

D'après la classification du tableau 2.5, le bassin versant de Bensekrane est caractérisé par un **relief faible**.

Tableau 2.5. Représente les types de reliefs en fonction de D_s .

1	relief très faible	$D_s < 10$
2	Faible	$10 < D_s < 25$
3	Assez faible	$25 < D_s < 50$
4	Modéré	$50 < D_s < 100$
5	Assez fort	$100 < D_s < 250$
6	Fort	$250 < D_s < 500$
7	Très fort	$500 < D_s$

2.6 Réseau hydrographique

2.6.1 Ordre du bassin versant

Le travail consiste à classer les cours d'eau en cours d'ordre 1, 2 et 3 suivant la classification de SCHAUM, dont le principe est résumé de la façon suivante :

- Tributaire qui ne reçoit l'apport d'aucun autre cours d'eau est d'ordre 1 ;
- Un cours d'eau dont les apports sont exclusivement des tributaires d'ordre 1 est d'ordre 2 etc.
- L'ordre maximum des cours d'eau de notre bassin versant est de l'ordre 6 qui représente éventuellement le cours d'eau principal.

Tableau 2.6. Nombre et longueur des talwegs.

Ordre	Nombre Nn	Longueur cumulée Ln (Km)	Longueur moy (Km)
1	842	138.3	0.16
2	145	68.65	0.47
3	35	47	1.34
4	10	35.25	3.53
5	2	15.15	7.58
6	1	6.9	6.90
Somme	1035	311.25	19.98

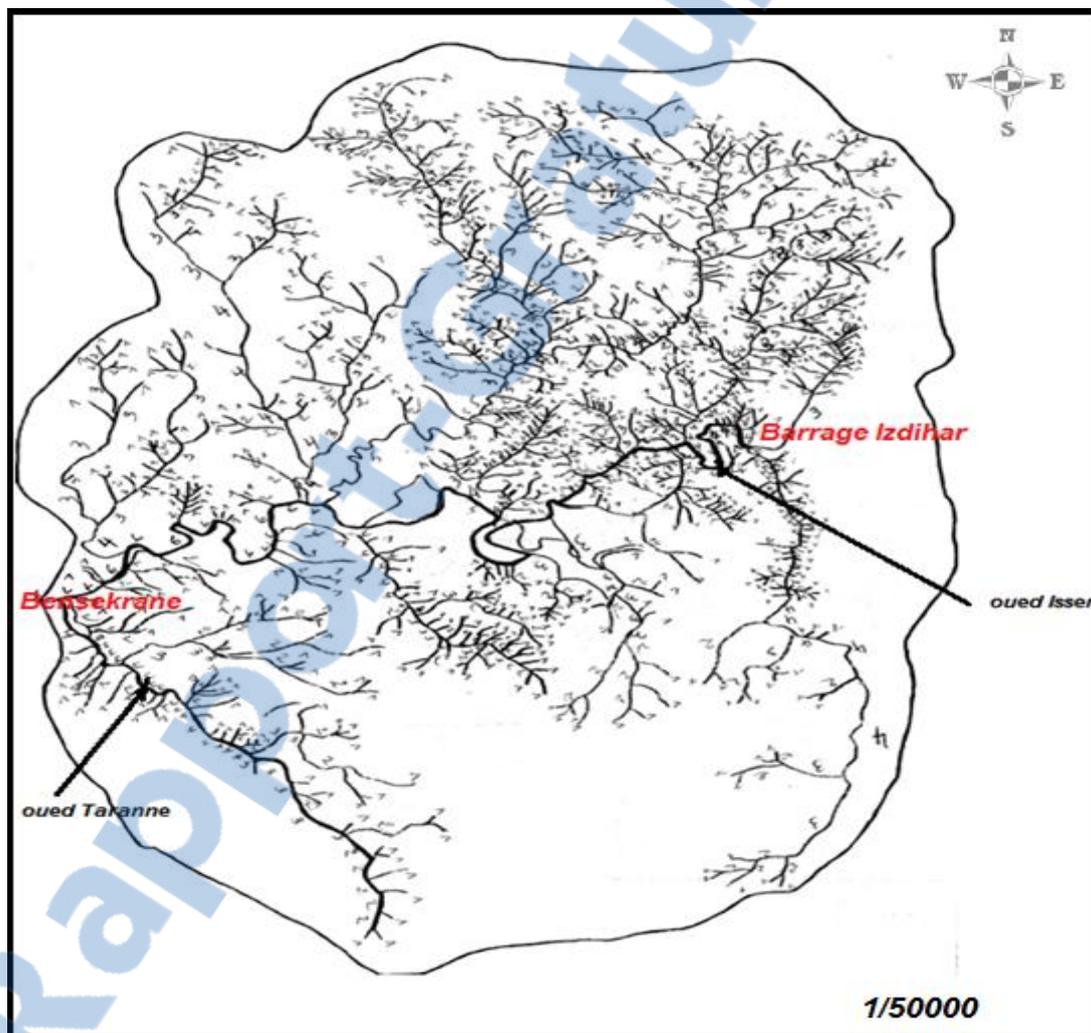


Figure 2.6. Réseau hydrographique du bassin versant de Bensekranne.

2.6.1.1 Densité de drainage (D_d)

Appeler aussi *la densité de THALWEGS* qui correspondent à la dissection du relief. Elle est définie comme étant le rapport entre la longueur totale de tous les talwegs L_i du bassin versant, à la surface totale A . 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

$$D_d = \frac{\sum_{i=1}^n L_i}{A} \quad (2.9)$$

Avec :

$\sum_{i=1}^n L_i$: Somme des longueurs de tous les cours d'eau d'ordre i (Km) ;

A : Surface du bassin versant en Km^2 .

Pour le bassin versant de Bensekrane ; $D_d = \frac{311.25}{193.16} \Rightarrow D_d = 1.61 \text{ Km}/Km^2$

2.6.1.2 Coefficient de torrencialité (C_t)

Le coefficient de torrencialité est le produit de la densité de drainage par la fréquence des talwegs élémentaires :

$$C_t = D_d \cdot F \quad (2.10)$$

Avec

$$F = \frac{N}{A} \quad (2.11)$$

Où ;

F : Fréquence des talwegs élémentaires ;

N : Nombre de talwegs d'ordre 1=842 ;

A : Surface du bassin versant (3860 ha).

Donc ; $C_t = 7.01$

2.6.1.3 Coefficient d'allongement (E)

Il est donné par la relation suivant :

$$E = \frac{2}{L_0} \sqrt{\frac{A}{\pi}} \quad (2.12)$$

Où ;

A : Surface totale du bassin versant (Km^2) ;

L_0 : est donné par la relation suivante : $L_0 = \frac{\sum L_m}{n}$ (2.13) ;

n : Nombre d'ordre (n=6) ;

L_m : Longueur moyenne des talwegs (m).

$L_0 = 3.33$ km et $E = 4.71$

2.6.1.4 Fréquence des cours d'eau (F_s)

Représente le nombre de cours d'eau par unité de surface donné par :

$$F_s = \frac{N}{A} \quad (2.14)$$

Avec :

N : Nombre totale des cours d'eau ;

A : surface totale du bassin versant (Km^2).

Dans notre cas $F_s = 5.35$

2.6.1.5 Rapport de confluence (R_c)

Il est donné par la relation suivant :

$$R_c = \frac{N_n}{N_{(n+1)}} \quad (2.15)$$

N_n : Représente le nombre de talwegs d'ordre n ;

$N_{(n+1)}$: Représente le nombre de talwegs d'ordre n+1.

Tableau 2.7. Rapport de confluence.

Ordre	1/2	2/3	3/4	4/5	5/6
R_c	2.64	2.68	1.01	5.08	1.64

On donne R_c graphiquement et $\log R_c = a$ (pent de la droite) figure (2.7)

Donc ;

$a = \frac{5-2.1}{2-4}$; $a = 1.45$, par conséquent $R_c = 4.26$

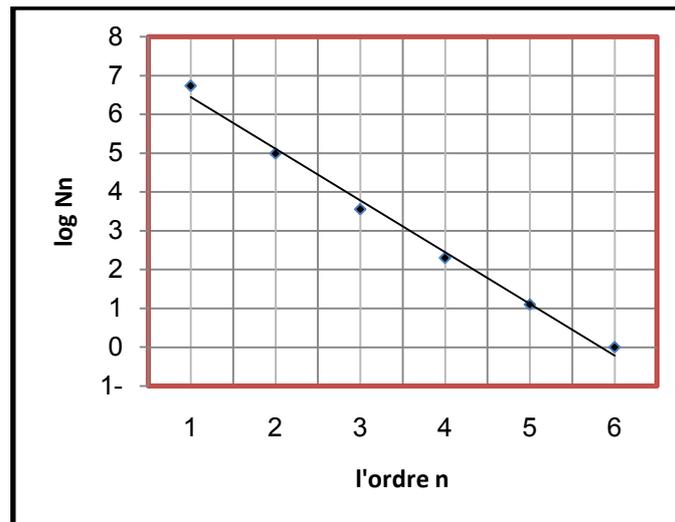


Figure 2.7. La courbe représente le rapport de confluence (R_c) du Bassin versant de Bensekrane.

2.6.1.6 Rapport de longueur (R_l)

Il représente le quotient de longueur de talwegs d'ordre n par la longueur des talwegs d'ordre supérieure $n+1$, donné par la relation suivante :

$$R_l = \frac{L_n}{L_{(n+1)}} \quad (2.16)$$

Avec ;

L_n : La longueur cumulée des talwegs L_n d'ordre n (m) ;

$L_{(n+1)}$: La longueur cumulée des talwegs L_n d'ordre $(n+1)$ (m).

Tableau 2.8. Rapport de longueur

Ordre	1/2	2/3	3/4	4/5	5/6
R_l	2.014	1.46	1.33	2.32	2.19

On donne R_l graphiquement et $\log R_l = a$ (pente de la droite), (figure 2.8)

$$a = \frac{4.2-3.6}{2-4}; a = 0.3, \text{ par conséquent } R_l = 1.34$$

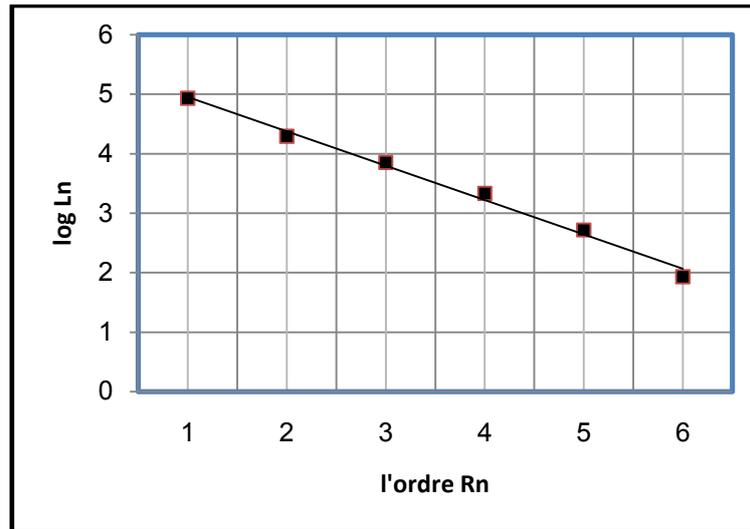


Figure 2.8. La courbe représente le rapport de longueur (RI) du Bassin versant de Bensekrane.

2.7 Conclusion

L'étude du bassin versant de la ville de Bensekrane nous a permis de dégager certaines caractéristiques morphologiques de la région, ces valeurs sont présentées dans le tableau 2.10 suivant :

Tableau 2.9. Récapitulatif des caractéristiques morphométriques et hydrographiques du bassin versant.

Caractéristiques		Symboles	Unité	Valeurs
Superficie		A	Km ²	193.16
Périmètre		P	Km	60
Indice de compacité		K_c	--	1.2
Rectangle équivalent	Longueur	L	Km	20.1
	Largeur	L	Km	9.48
Altitude	Maximal	H_{max}	M	720
	Minimal	H_{min}	M	246
	Moyenne	H_{moy}	M	436.12
Indice de pente	De roche	I_p	%	0.24
	Globale	I_g	%	0.017
Pente moyenne		I_{moy}	%	0.023
Longueur de THALWEGS		L	km	31.125
Densité de Drainage		D_d	Km/km ²	1.61
Coefficient torrentialité		Ct	--	7.01

CHAPITRE 3

ETUDE CLIMATIQUE

3.1 Introduction

Le climat, par définition est l'ensemble des phénomènes météorologique (température, pression atmosphérique, vent, précipitation, etc.) qui caractérisent l'état moyen de l'atmosphère et son évolution en un lieu donné. Il est déterminé par la situation géographique du lieu (latitude, altitude, éloignement par rapport à la mer) et par la circulation atmosphérique.

Les facteurs climatiques sont des phénomènes aléatoires les plus déterminants du comportement hydrologique des cours d'eau et de l'alimentation des nappes. Ils interviennent dans le bilan de l'écoulement, essentiellement par les précipitations et par les températures. Ils jouent un rôle capital dans le comportement hydrologique.

3.2 Présentation des stations d'étude

3.2.1 Choix des stations

Les données relatives aux précipitations et aux températures ont été recueillies auprès de l'Agence Nationale des Ressources Hydriques (A.N.R.H). Pour l'étude pluviométrique, nous avons retenu deux stations (tableau 3.1), la station de Bensekrane et celle de Sidi-Abdelli.

Tableau 3.1. Caractéristiques des stations retenues pour l'étude climatique (source ANRH)

Station	Coordonnées			
	Code	Longitude	latitude	Altitude
Bensekrane	16-07-02	01°14'W	35°04'N	248
Sidi-Abdelli	16-06-13	01°10'W	30°07'N	380

3.2.2 Etude des précipitations

La pluviométrie est le facteur primordial qui permet de déterminer le type du climat et l'un des paramètres qui permet de caractériser le climat et estimer les crues.

3.2.2.1 Précipitation moyenne annuelle

Pour cette étude, nous avons pris en considération les valeurs annuelles des précipitations de la station de Bensekrane sur une période qui s'étale de 1991-2007 et de Sidi-Abdelli sur une période qui s'étale de 1991-2012.

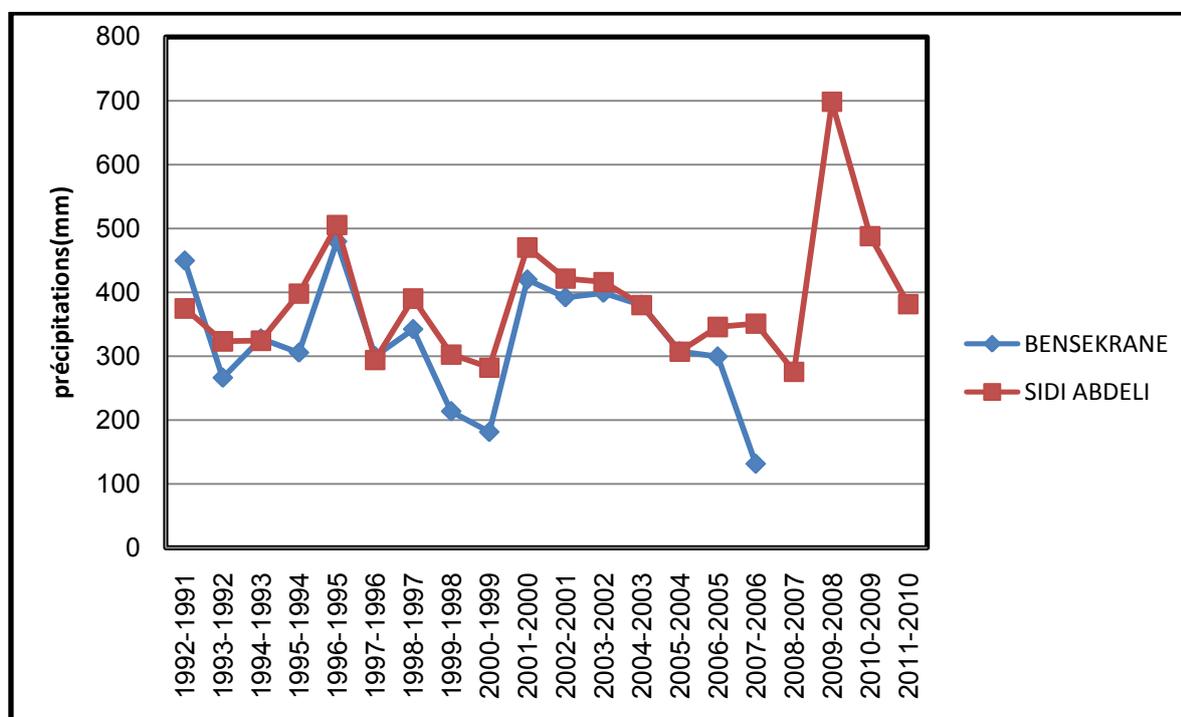


Figure 3.1 : Variations moyenne annuelle des précipitations des deux stations.

3.2.2.2 Précipitation mensuelle

Les valeurs des précipitations moyennes mensuelles de la station Bensekrane et de la station Sidi Abdelli sont portées au tableau 2.

Tableau 3.2. Précipitations moyenne mensuelles de la station de Bensekrane et de Sidi-Abdelli

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Totale
Bensakrane	22.15	25.38	38.82	37.68	47.65	41.08	33.56	37.34	27.32	5.06	5.68	12.98	334.75
Sidi abdeli	23.33	33.54	55.32	48.03	55.55	55.17	37	37.98	30.5	3.53	2.14	4.41	386.47

A Les mois les plus humides sont :

- Novembre, Janvier et Février pour la station de Sidi-Abdelli 55.55mm ;
- Janvier pour la station de Bensekrane 47.65 mm.

A. Les mois les plus secs sont

- Juillet pour la station de Sidi-Abdelli 2.14 mm ;
- Juin pour la station de Bensekrane 5.06 mm ;

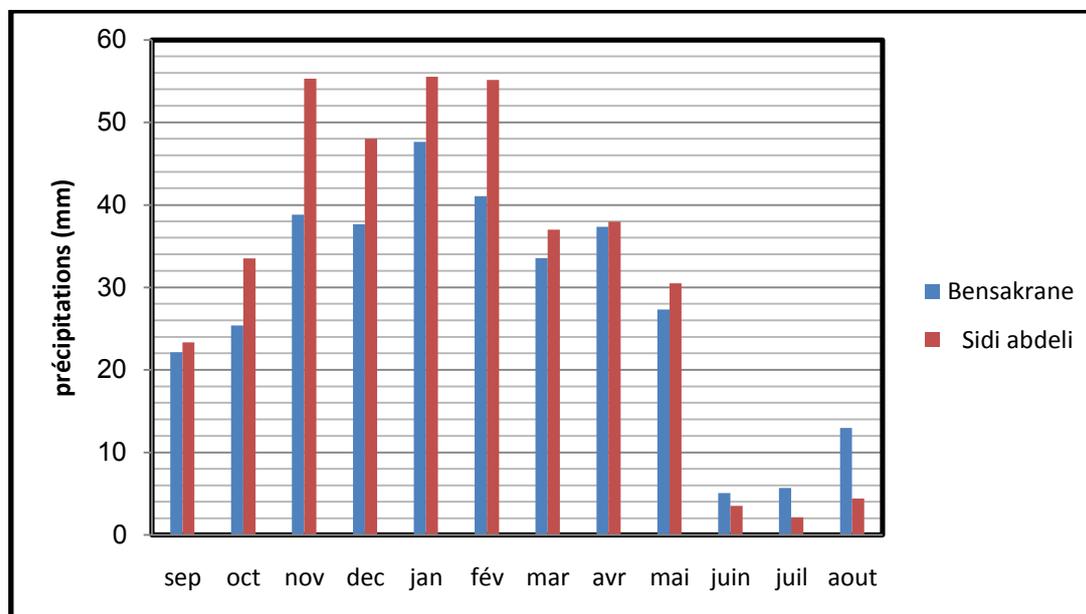


Figure 3.2: Histogramme de précipitations moyennes mensuelles de la station de Bensekrane et de Sidi-Abdelli.

3.2.3 Précipitation saisonnières

Les quarts saisons de l'année correspondent à :

- Hiver : (Décembre, Janvier et Février) ;
- Printemps : (Mars, Avril et Mai) ;
- Été : (Juin, Juillet et Aout) ;
- Automne : (Septembre, Octobre et Novembre).

Les valeurs des précipitations moyennes saisonnières de la station de Bensekrane et de la station de Sidi-Abdelli sont présentées dans le tableau 4:

Tableau 3.3. Précipitations moyennes saisonnières de la station de Bensekrane et de la station de Sidi-Abdelli

	Automne		Hiver		Printemps		Été	
	mm	%	mm	%	mm	%	mm	%
Bensekrane	86.36	25.8	126.42	37.76	98.23	29.34	23.73	7.08
Sidi-Abdelli	112.2	29.02	158.76	41.07	105.5	27.29	10.09	2.61

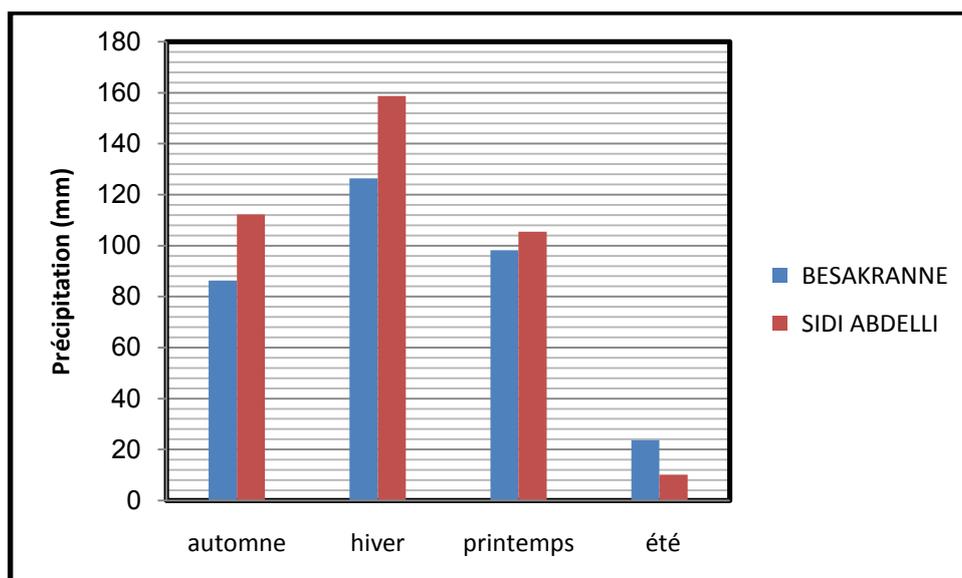


Figure 3.3 : Histogramme de précipitations moyennes saisonnières de la station de Bensekrane et de la station de Sidi-Abdelli.

Ces histogrammes traduisent des nuances géographiques dans la répartition des pluies au cours de l'année.

3.2.4 Précipitation maximales journalières

Les valeurs des précipitations maximales journalières de la station Bensekrane et de la station Sidi-Abdelli sont portées au tableau 3.

Tableau 3.4. Précipitations maximales journalières de la station de Bensekrane et de Sidi-Abdelli

années	1991	1992	1993	1994	1995	1996	1997	1998	1999	2000	2001	2002	2003	2004	2005	2006	2007	2008	2009	2010	2011
SA	81.5	42.5	44.35	55	38	27	33	32.7	25	58.6	70.4	36.9	34	27.2	26.9	28.3	48.8	30.6	32.5	40	38.7
B	53	81.5	52.8	38.5	52.5	36.3	25	33	32.7	34.6	82.2	41.9	32	40.9	24.6	29.1					

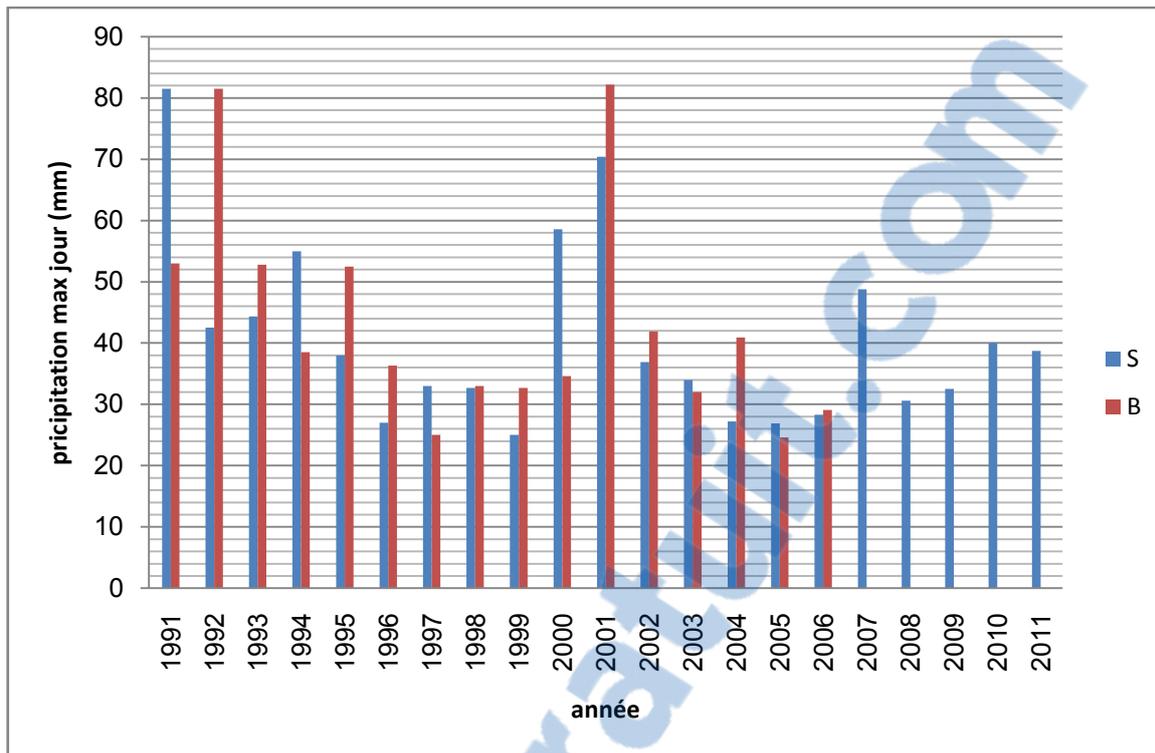


Figure 3.4: Histogramme de précipitations maximales journalières de la station de Bensekrane et de la station de Sidi-Abdelli.

Nous remarquons que les précipitations maximales journalières sont très irrégulières et variable au cours des années.

3.3 Etude statistique

L'analyse statistique des précipitations nous a permis de préciser les conditions du régime pluviométrique dans notre zone d'étude, elle nous a menés également à estimer les précipitations extrêmes.

3.3.1 Distribution statistique des pluies annuelles

Nous avons essayé de trouver une loi de distribution qui s'ajuste le mieux avec nos séries de données.

- Classer les observations (précipitations) par ordre croissant ($P_1, P_2, P_3, \dots, P_n$) ;
- Calculer pour chaque valeur une fréquence expérimentale F_i tel que :

$$F_i = \frac{i - 0.5}{N} \quad (3.1)$$

Avec :

i : Le rang de l'observation ;

N : Nombre d'observation.

Pour caractériser les tendances des précipitations, l'analyse fréquentielle des précipitations annuelles a un rôle très important.

Tableau 3.5 : Fréquence non dépassement de la série de données de la station de Sidi-Abdelli.

Rang	Moyenne Annuelle	Fréquence %	Rang	Moyenne Annuelle	Fréquence %
1	91.3	0.0114	31	380.1	0.6932
2	141.4	0.0341	32	380.1	0.7159
3	168.1	0.0568	33	381.5	0.7386
4	173.8	0.0795	34	386.4	0.7614
5	179.2	0.1023	35	413.1	0.7841
6	181	0.1250	36	416.1	0.8068
7	181.1	0.1477	37	423.4	0.8295
8	205.6	0.1705	38	449.4	0.8523
9	213.6	0.1932	39	470.2	0.8750
10	232.2	0.2159	40	476.5	0.8977
11	234.8	0.2386	41	487.9	0.9205
12	247	0.2614	42	517.4	0.9432
13	266.1	0.2841	43	618	0.9659
14	267.5	0.3068	44	698.1	0.9886
15	273.9	0.3295			
16	275.7	0.3523			
17	280.08	0.3750			
18	288.7	0.3977			
19	292.7	0.4205			
20	299.7	0.4432			
21	305.4	0.4659			
22	307	0.4886			
23	322.6	0.5114			
24	327.4	0.5341			
25	330.7	0.5568			
26	342.1	0.5795			
27	343.9	0.6023			
28	345.8	0.6250			
29	350.9	0.6477			
30	359.4	0.6705			

Les séries obtenues sur la station de Sidi-Abdelli de référence déjà citée nous permettent de calculer les paramètres statistiques et de juger de la distribution des précipitations annuelles. Les paramètres de position des précipitations de la station sont portés dans le tableau 3.5. Pour cela, nous avons deux lois de probabilité à savoir; la loi normale et la loi log normale.

Tableau3.6 : Paramètres de position des précipitations de la station de Sidi-Abdelli

Paramètres	Formules	Résultats
Moyenne	$P_{moy} = \frac{\sum_{i=1}^n P_i}{n}$	325.61
Variance	$v^2 = \frac{\sum (P_i - P_{moy})^2}{N}$	14895.59
Ecart-type	$\sigma = \sqrt{v^2}$	122.04
Coefficient de variance	$Cv = \frac{\sigma}{P_{moy}}$	0.374

Pour la station de Sidi-Abdelli, le coefficient de variance est inférieur à 0.5 ; ce qu'il laisse penser fortement à un ajustement à une loi normale (Cv < 0.4, le test χ^2 permettra de vérifier cette adéquation).

3.3.1.1 Ajustement à la loi normale

A. Test graphique

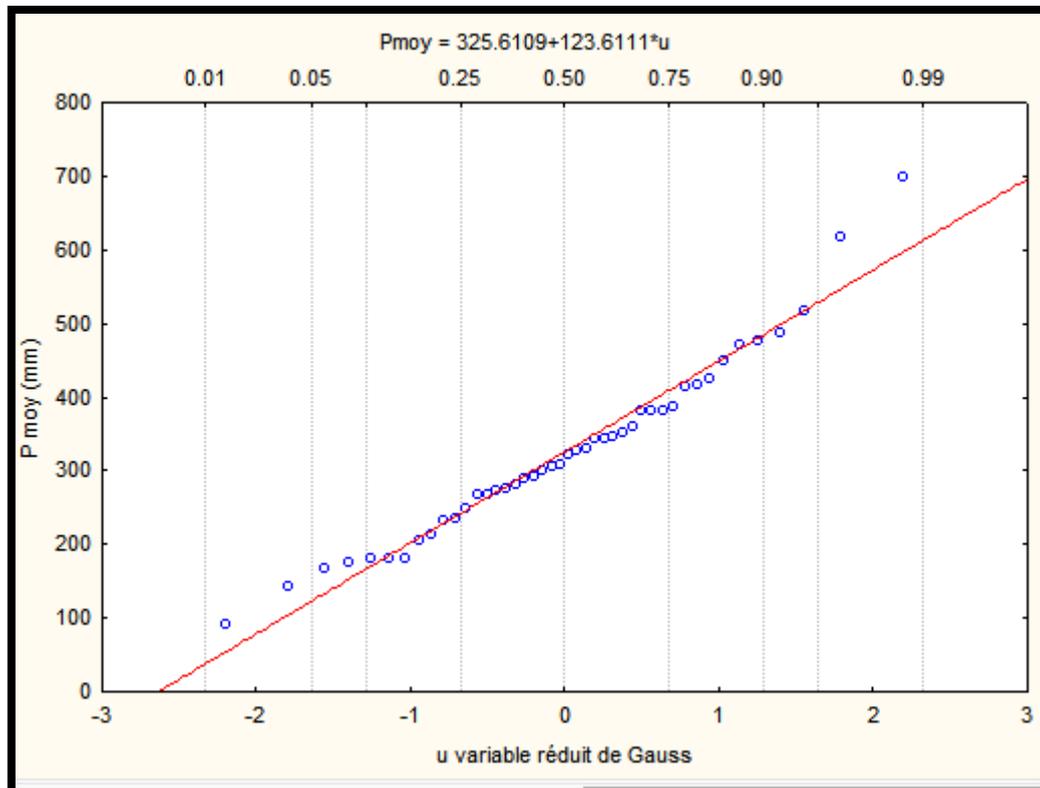


Figure 3.5. Ajustement des précipitations moyennes annuelles suivant la loi normale

- Test de χ^2 : Dans ce teste, on a fixé 6 classe d'après la formule suivant :

$$N_c = 1 + \frac{4}{3} \log(N) \quad (3.2)$$

Pour calculer l'effectif théorique N_{pi} , qui est égale au rapport du nombre d'effectifs de la série sur le nombre de classes (pour notre cas, $N_{pi} = \frac{44}{6} = 7.33$). Le calcul des limites de classe est passé par l'équation de Henry avec :

$$P_i = P_{moy} + \sigma \cdot u \quad (3.3)$$

- 1^{er} classe : $F_u = 7.33/44 = 0.16$, $u_{(0.16)} = -0.97$ donc $P = 325.61 - (123.61 \cdot 0.97)$ alors **$P \leq 205.7$** ;
- 2^{ème} classe : $F_u = (2 \cdot 7.33) / 44 = 0.33$, $u_{(0.33)} = -0.43$ donc $P = 325.61 - (123.61 \cdot 0.43)$ alors **$205.7 \leq P \leq 272.45$** ;
- 3^{ème} classe : $F_u = (3 \cdot 7.33) / 44 = 0.5$, $u_{(0.5)} = 0$ donc $P = 325.61 + (123.61 \cdot 0)$ alors **$272.45 \leq P \leq 325.61$** ;
- 4^{er} classe : $F_u = (4 \cdot 7.33) / 44 = 0.666$, $u_{(0.66)} = 0.43$ donc $P = 325.61 + (123.61 \cdot 0.43)$ alors **$325.61 \leq P \leq 378.76$** ;
- 5^{ème} classe : $F_u = (5 \cdot 7.33) / 44 = 0.832$, $u_{(0.833)} = 0.97$ donc $P = 325.61 + (123.61 \cdot 0.97)$ alors **$378.76 \leq P \leq 445.51$** ;
- 6^{ème} classe : $F_u = (6 \cdot 7.33) / 44 = 1$, alors **$P \geq 445.51$** .

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau 3.7. Résultats d'adéquation de la loi normale par le test de χ^2 :

	Limite de classe	$P = \sum \frac{N_{pi}}{N}$	Effectifs observé N_i	Effectifs théorique N_{pi}	$(N_i - N_{pi})^2 / N_{pi}$
1	$P \leq 205.7$	0.16	08	7.33	0.061
2	$205.7 \leq P \leq 272.45$	0.33	06	7.33	0.24
3	$272.45 \leq P \leq 325.61$	0.5	09	7.33	0.38
4	$325.61 \leq P \leq 378.76$	0.66	07	7.33	0.014
5	$378.76 \leq P \leq 445.51$	0.832	07	7.33	0.014
6	$P \geq 445.51$	1	07	7.33	0.014
$\chi^2_{calculé} =$					0.7255
$\chi^2_{tabulé} =$					7.81
Ddl (ν) = $k - p - 1 = 6 - 2 - 1 = 3$					

D'après le tableau de distribution de χ^2 , on a $\chi^2_{tabulé} = f(\text{ddl} = 3, \text{erreur} = 5\%) = 7.81$

$\chi^2_{calculé} < \chi^2_{tabulé}$, veut dire que cette série des précipitations moyenne annuelle s'ajuste bien à la loi normale.

3.3.1.2 Calcul des précipitations pour une période de récurrence donnée :

On peut calculer les valeurs des précipitations par une période de retour des précipitations présentant une valeur connue.

L'équation de la loi représentative correspondante à la station de Sidi-Abdelli est égale à :
 $P_{moy} = 325.61 + 123.21 u$

A partir de cette équation on peut calculer un certain nombre de précipitations types ; en remplaçant μ par sa valeur dans le tableau 3.8.

Tableau 3.8. Calcul des précipitations pour une période de récurrence donnée

Précipitations types	Précipitations
T=10 ans ; $u = 1.282$	483.318
T= 20 ans ; $u = 1.64$	527.674
T= 50 ans ; $u = 2.05$	578.19
T= 100 ans ; $u = 2.33$	612.68

3.4 Etude des températures

Les températures moyennes mensuelles agissent directement sur le climat en interaction avec les autres facteurs météorologique.

Le tableau ci-dessous présente les températures : maximales (T_{max}), moyennes (T_{moy}) et minimales (T_{min}) au niveau de la station de Sidi-Abdelli sur une période de 17 ans (1993-2010).

Tableau 3.9: Présentation des températures mensuelles pour la station de SIDI ABDELLI

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Jui	Juil	Aout	Annuelle
T_{max}	25.71	22.36	15.37	12.73	11.7	13.38	17.29	18.48	22.42	27.04	30.74	30	20.60
T_{min}	20.29	17.5	10.03	9.09	7.5	7.2	10.4	11.33	17.97	20.95	25.9	26	17.97
T_{moy}	23	19.93	12.7	10.91	9.6	10.29	13.84	14.9	20.19	23.99	28.32	28	15.35

T_{max} : Moyenne mensuelle des températures maximales (°C) ;

T_{min} : Moyenne mensuelle des températures minimales (°C) ;

T_{moy} : Température moyenne mensuelle (°C).

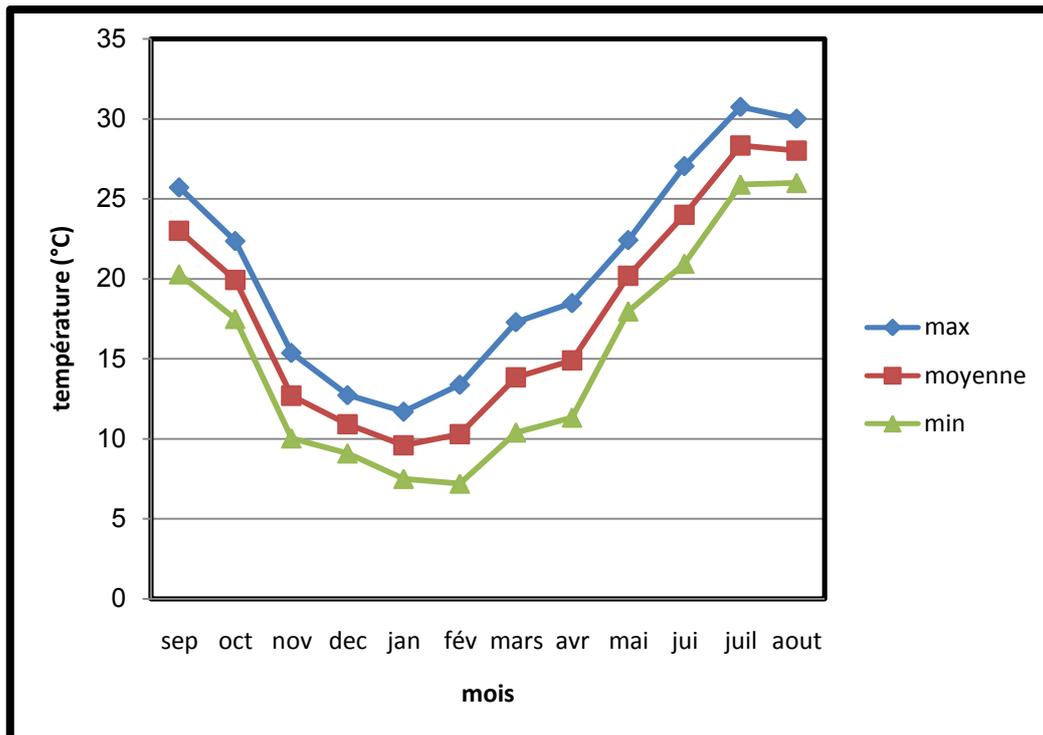


Figure 3.6 : Variations des températures mensuelles moyennes, minimales et maximales de la station de Sidi-Abdelli (1993-2010).

Les variations de température moyennes mensuelles à la station de Sidi-Abdelli (figure 3.6) montrent que le mois de Janvier avec ($9,6^{\circ}\text{C}$) est le plus froid, et le mois de Juillet est le plus chaud avec ($28,32^{\circ}\text{C}$). La température moyenne annuelle est de 18°C .

3.5 Etude du climat

De nombreux essais de classifications ont été tentés pour synthétiser les données météorologiques, car il est important de déterminer le type du climat. Ceci peut être réalisé à partir :

- Des méthodes de visualisation, des périodes sèches et des périodes humides ;
- Calcul des indices climatiques annuels et mensuels permettant à partir des précipitations et des températures de caractériser le climat de la région ;
- Des climagrammes.

3.5.1 Les méthodes de visualisation

Ce sont les méthodes qui permettent de visualiser les périodes sèches et les périodes humides sur des graphiques facilement lisibles.

La courbe pluvio-thermique de la station de Sidi-Abdelli présentée ci après montre deux périodes : une période sèche s'étalant de Mars à Octobre et une période humide étalée sur les autres mois de l'année.

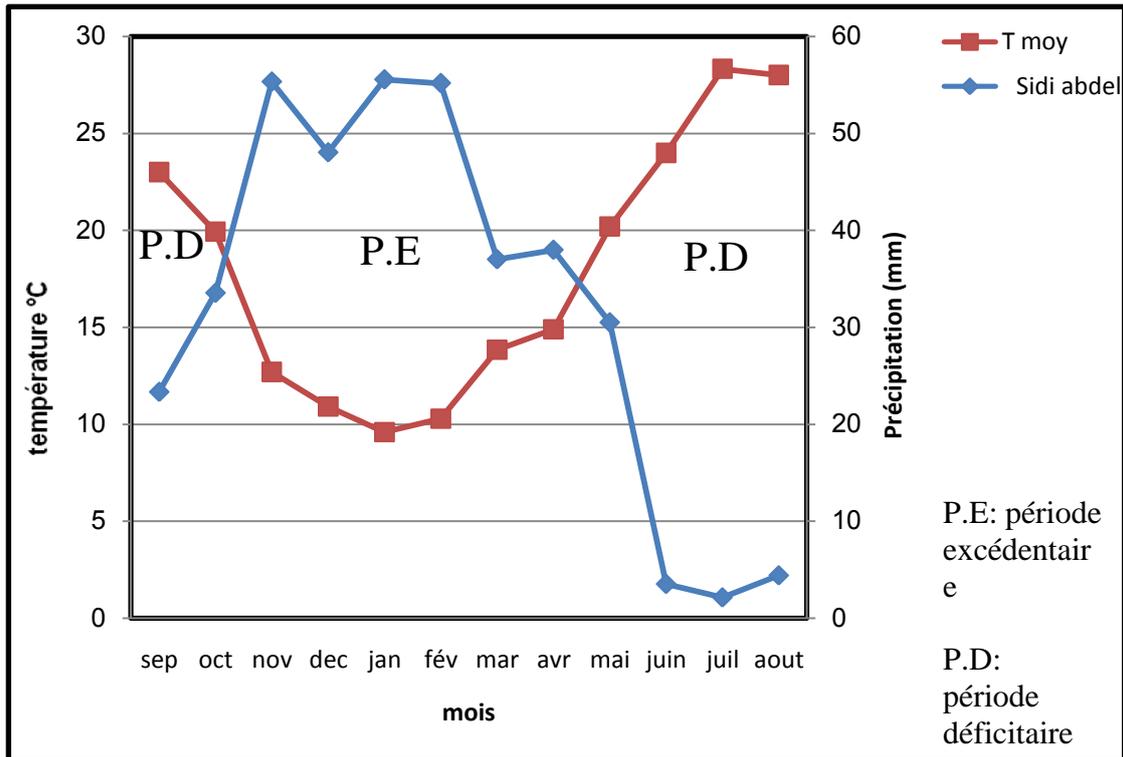


Figure 3.7. Courbe pluvio-thermique de la station de Sidi-Abdelli.

3.5.2 Indice climatiques

L'utilisation des indices climatiques est intéressante car elle permet de mieux cerner le type de climat de la région.

3.5.2.1 Indice d'aridité annuel de De Martonne

Cet indice est donné par :

$$I = \frac{P}{T + 10} \quad (3.4)$$

Avec :

P : Précipitation moyennes annuelles (mm) ;

T : Températures moyenne annuelle (°C).

P= 368.08 mm T=17.97 °C, par conséquence I= 13,15

De. MORTONNE propose la classification suivante :

- I < 5 ➡ Climat hyperaride.
- 5 < I < 10 ➡ Climat désertique.
- 10 < I < 20 ➡ Climat semi-aride.
- I > 20 ➡ Climat humide.

La valeur I calculée ($I=13.15$ comprise entre 10 et 20) et le rapport sur l'abaque (figure 3.8) caractérise la région par un climat semi aride.

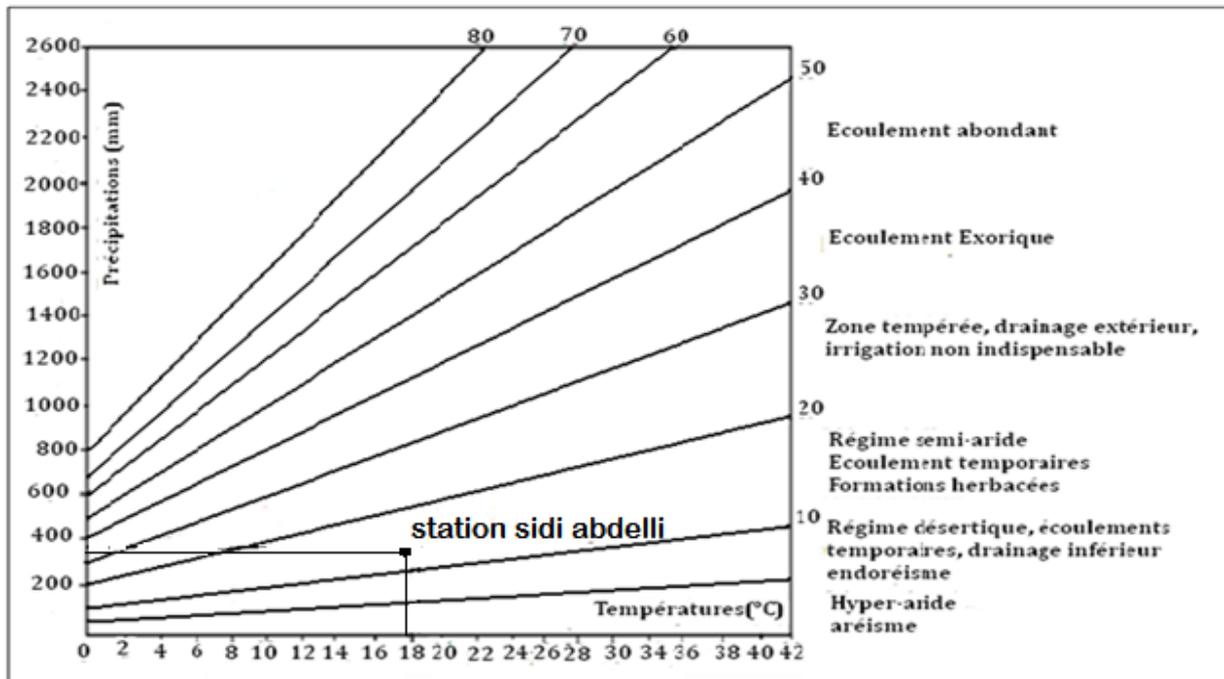


Figure 3.8 : Abaque de De MORTONNE.

3.5.2.2 Indice d'aridité mensuelle de De. MARTONNE

Utilisé par les élèves de De. MORTONNE dans le but de préciser les conditions de semi-aridité mensuelle. Cet indice est donné par la relation suivant :

$$i = \frac{12 P}{t + 10} \quad (3.5)$$

P: Précipitations moyennes mensuelles (mm) ;

t : Température moyenne mensuelle (°C).

Le tableau 6. Représentent l'indice d'aridité mensuelle de DE. MORTONNE.

Tableau 3.10: Indice d'aridité mensuelle de DE.MORTONNE à la station de Sid-Abdelli.

mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J'	A'
P	23.33	33.54	55.32	48.03	55.55	55.17	37	37.98	30.5	3.53	2.14	4.41
T	23	19.93	12.7	10.91	9.6	10.29	13.84	14.9	20.19	23.99	28.32	28
i	8.48	13.44	29.24	27.56	34.01	32.62	18.62	18.30	12.12	1.24	0.67	1.39

Le calcul des indices d'aridité mensuelle (tableau.310) montre que le climat est de type :

- Humide : aux mois de, Novembre, Décembre, Janvier, Février ;
- Semi-aride : aux mois de Mars, Avril, Mai, Octobre ;
- Aride : au moi de Septembre ;

- Et enfin, Juin, Juillet, Aout comme hyperaride.

3.5.2.3 Indice de Moral

L'indice pluviométrique annuel est donné par :

$$I_a = \frac{P}{(T^2 - 10T + 200)} \quad (3.6)$$

P : précipitation moyenne annuelles ; P= 368.08 mm.

T : Température moyenne annuelles ; T= 17.97 °C.

D'où ; $I_a=1.07$ définit un climat semi aride.

Pour préciser le caractère climatique mensuel, MORAL a proposé un indice mensuel I_m il est donnée par la relation suivante :

$$I_m = \frac{P_m}{0.1T_m^2 - T_m + 20} \quad (3.7)$$

D'où :

P_m : Précipitation moyenne annuelle (mm) ;

T : Température moyenne mensuelles (°C) .

Tableau 3.11. Calcule des indices mensuels de MORAL

mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout
I_m	0.47	0.84	2.36	2.29	2.83	2.72	1.46	1.39	0.75	0.07	0.03	0.06
classe	Sec	Sec	pluv	pluv	pluv	pluv	hum	hum	sec	arid	arid	arid

Quarts types de mois proposés par MORAL suivant la valeur de P sont :

- Mois pluvieux : $P > 0.1T^2 + T + 30$;
- Mois humide : $0.1T^2 + T + 30 > P \geq 0.1T^2 - T + 20$;
- Mois sec : $0.1T^2 - T + 20 > P \geq 0.05T^2 - T + 10$;
- Mois aride : $P < 0.05T^2 - T + 10$.

3.5.2.4 Climagrammes

➤ *Quotient pluvio-thermique d'EMBERGER*

La méthode basée sur les limites des aires occupées par les des différentes associations végétales, consiste à reporter sur un diagramme établi par L. Emberger, en ordonnée la valeur de Q_2 , et en abscisse la moyenne des minima du mois le plus froid en ($^{\circ}\text{C}$) avec :

$$Q_2 = \frac{1000 P}{\left(\frac{M + m}{2}\right) \times (M - m)} \quad (3.8)$$

Avec ;

- Q_2 : Quotient pluvio-thermique d'EMBERGER ;
 - P : Précipitations moyennes annuelles (mm) ;
 - M : Moyennes des températures maximales du mois le plus chaud ($^{\circ}\text{K}$) ;
 - m : Moyenne des températures minimales du mois le plus froid ($^{\circ}\text{K}$) ;
 - M-m : Amplitude thermique extrême moyenne ($^{\circ}\text{K}$).
- $T (^{\circ}\text{K}) = T (^{\circ}\text{C}) + 273$.

Le quotient pluvio-thermique d'Emberger pour la station de Sidi-Abdelli :

$$M(^{\circ}\text{K}) = 303.74 \quad m (^{\circ}\text{K}) = 280.2 ; \text{ donc } Q_2 = 56.23.$$

Le report de cette valeur du Q_2 sur le climagramme d'Emberger (figure 3.9) indiqué que notre station est caractérisée par un climat *méditerranéen semi-aride à hiver Tempéré*.

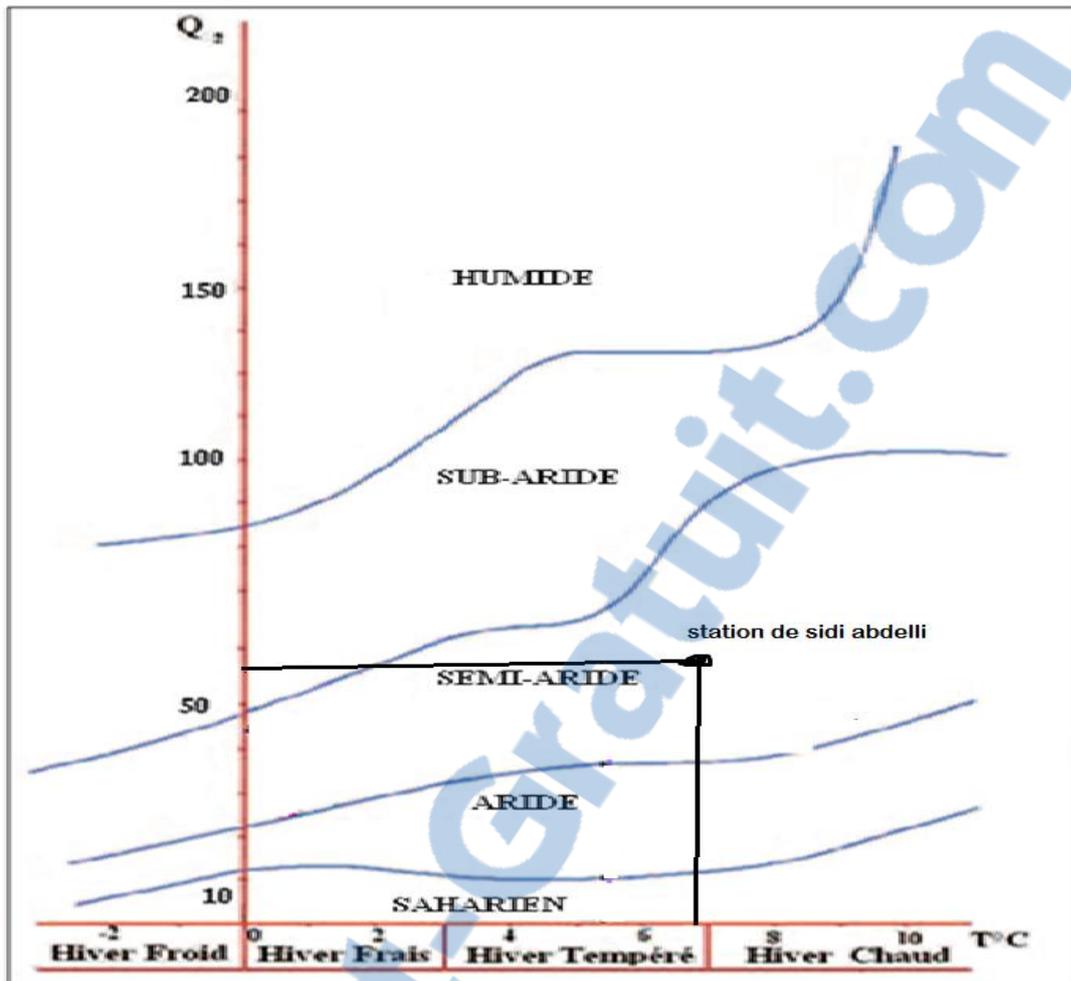


Figure 3.9 : Climagramme d'Emberger.

3.6 Etude d'évaporation

3.6.1 Evapotranspiration réelle

On peut la calculer en basant sur la formule de *Turc*. Grâce à des observations faites sur 254 bassins situés sous tous les climats du globe. M. Turc a établi la relation.

$$ETP = \frac{p}{\sqrt{0.9 + \frac{p^2}{L^2}}} \quad (3.9)$$

$$L = 300 + 25T + 0,05T^3 \quad (3.10)$$

Avec ;

ETR : Evapotranspiration réelle annuelle (mm/an) ;

P : Précipitations moyennes annuelles (mm/an) ;

T : Température moyenne annuelle (°C).

Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau 3.12.

Tableau 3.12 : Calcule d'ETR d'après la méthode de turc à la station de SIDI ABDELLI

Paramètres	P (mm)	T (°C)	L	ETR (mm/an)	Écoulement et l'infiltration P-ETR (mm)
Sidi-Abdelli	368.08	17.97	1039.39	363.49	4.58

3.7 Conclusion

L'étude climatique de notre région nous permet d'estimer les valeurs suivantes :

- ✓ Précipitation moyenne annuelle à l'échelle de la région, est estimée à 368.08mm ;
- ✓ La température moyenne annuelle est de 18°C ;
- ✓ Evapotranspiration réelle est de 363.5 mm/an ;
- ✓ La région est caractérisée par un régime semi aride.

CHAPITRE 4

ETUDE HYDROLOGIQUE

4.1 Introduction

L'étude hydrologique a pour but l'estimation de tous les paramètres hydrologique des cours d'eau dont : L'apport moyen et fréquentiels, distribution des apports, débit maximal instantané, volume d'eau écoulée et hydrogramme de crue, l'apport solide et cela fait appel autant que possible à des donnée provenant des stations d'observation hydroclimatique et hydrologique.

4.2 Equipement hydrométrique du bassin versant de la ville de Bensekrane

La localisation des stations hydrométrique du bassin versant de la ville de Bensekrane, se présente dans le tableau 4.1.

Tableau 4.1. Présentation des stations hydrométriques.

Stations	Coordonnés de lambert		Altitude (m)	Code
	X (km)	Y (km)		
Bensekrane	143.38	204.2	247	160702
Sidi abdelli	152.5	199.8	380	160613

4.3. Etude des écoulements

4.3.1 Débit moyen annuel brut

La collecte des données a été effectuée par l'Agence National des Ressources Hydriques (A.N.R.H) d'Oran. Nous disposons de deux séries hydrométriques d'une période de 19 ans d'observation (1992-2011) de la station de Sidi-Abdelli et d'une période 15 ans d'observation (1992-2007) de la station de Bensekrane (figure 4.1, tableau 4.2 de l'annexe 1).

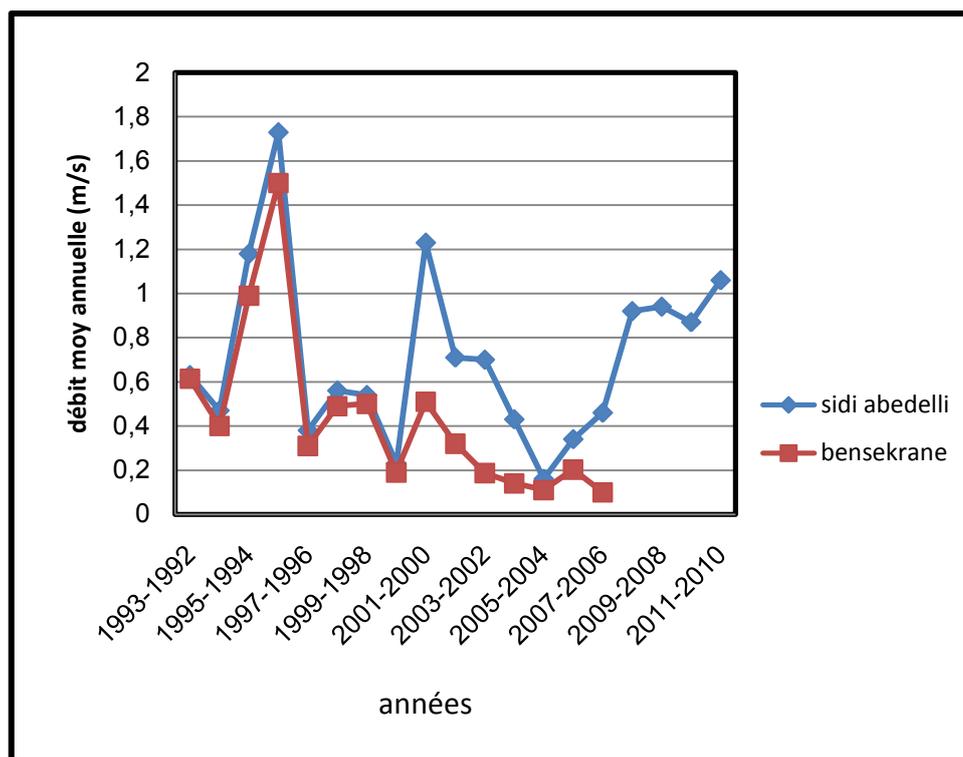


Figure 4.1. Variation des débits moyens annuels.

4.3.2 Débit moyen annuel spécifique

Le débit spécifique dans **notre bassin versant variera** en fonction de la distribution des précipitations sur la région et en fonction du comportement hydrologique, c'est-à-dire la lithologie et le couvert végétal. Le débit spécifique est un élément qui permet de faire ressortir la variation spatiale de l'écoulement dans le bassin (voire le tableau 4.3 de l'annexe 1)

4.4 Etude fréquentielles

Plusieurs méthodes statistiques ou déterministes peuvent être utilisées pour avoir ces informations. Néanmoins, l'analyse fréquentielle (une méthode statistique de prédiction consistant à étudier les événements passés afin d'en définir les probabilités d'apparition future) reste la meilleure façon de réaliser ce but surtout qu'on est devant la nécessité de détermination de la période de retour. Cette étude statistique comprend généralement les trois étapes suivantes :

- 1) La première consiste à rassembler une série de données des débits de pointes enregistrés par la station locale de la ville de Bensekrane. Ensuite, critiquer, classer, mettre en ordre cette série et utiliser la statistique descriptive pour condenser l'information à l'aide de valeurs types telles que moyenne, écart-type, etc.
- 2) La deuxième étape consiste à l'analyser les résultats afin de leur adapter le modèle probabiliste le plus adéquat qui décrit la probabilité d'apparition d'un débit de pointe de valeur donnée. C'est du modèle fréquentiel que dépendra la validité des résultats de l'analyse fréquentielle. Diverses lois de distribution statistiques sont utilisées pour l'ajustement

fréquentiel, parmi les quelles on mentionnera les plus fréquentes tel que la loi normale, log-normale et la loi de GUMBEL.

3) Troisième étape permet de récolter les fruits du travail des deux premières étapes ; on utilise alors le modèle mathématique obtenu précédemment pour avoir l'objectif de l'étude.

4.4.1 Ajustement de la série des débits de pointe enregistrée à la station de Sidi-Abdelli :

4.4.1.1 Ajustement suivant la loi normale

A Description Théorique

On peut l'introduire comme loi limite de la loi binomiale pour un nombre infini d'épreuves. Elle est de la forme :

$$F(Q_p) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^u e^{-\frac{u^2}{2}} du \quad \text{avec} \quad u = \left(\frac{Q_p - \overline{Q_p}}{\sigma_{Q_p}} \right) \quad (4.1)$$

Où :

u : Variable centrée réduite de Gauss. L'intervalle de définition est donc : $x \in]-\infty, +\infty[$;

$\overline{Q_p}$: Moyenne des débits de pointe (m^3/s) ;

σ_{Q_p} : L'écart-type des débits moyens annuels (m^3/s) ;

La démarche suivie est organisée comme suite :

- Utiliser la statistique descriptive pour estimer les paramètres de la loi (moyenne, Ecart-type.) ;
- Tirer les valeurs dans l'ordre décroissant et attribuer un rang à chaque valeur ;
- Calculer la probabilité expérimentale au dépassement pour chaque rang (d'après l'équation de Weibull : $P(Q > Q_i) = (R / (N+1))$ (4.2) ;
- Calculer la probabilité expérimentale au non dépassement pour chaque rang

$$P(Q < Q_i) = 1 - P(Q > Q_i) \quad (4.3);$$
- Calculer la variable réduite expérimentale de Gausse pour chaque rang (en fonction de la probabilité de non dépassement et à l'aide du tableau 4.4 de l'annexe 2 ;
- Calculer la variable réduite théorique de Gausse pour chaque rang : $u_i = \left(\frac{Q_{p_i} - \overline{Q_p}}{\sigma_{Q_p}} \right) ;$

- Calculer la probabilité théorique de non dépassement pour chaque rang (en fonction de la variable réduite théorique et à l'aide du tableau 4.4 de l'annexe 2 ;
- Comme un test graphique d'adéquation, tracer les deux courbes des débits de pointes observés en fonction de la variable réduite théorique et expérimentale de Gauss et voir est ce que la série suit la droite théorique d'Henry ;
- Confirmer l'adéquation de la loi par test de χ^2 .

B. Résultats pratique

Les paramètres qu'on peut tirer à partir de cette série lorsqu'on applique la loi normale, sont représentés dans le tableau 4.5.

Tableau 4.5. Estimation des paramètres de la loi normale de la station de Sidi Abdelli.

	Moyenne \bar{Q}_p (m ³ /s)	Ecart-type σ_{Qp} (m ³ /s)	Coefficient d'asymétrie Cs	Coefficient de variation Cv
Utilité	Caractérise l'ordre de grandeur des observations des débits de pointe	Indique la dispersion des observations autour de la moyenne	Mesure la symétrie de la distribution par rapport à la moyenne	Vérifier la dissymétrie de la série statistique
Formule	$\bar{Q} = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N Q_{pi}$ (4.5)	$\sigma_p = \sqrt{\frac{1}{N-1} \sum_{i=1}^N (Q_{pi} - \bar{Q})^2}$ (4.6)	$Cs = \frac{N \sum_{i=1}^N (Q_{pi} - \bar{Q})^3}{(N-1)(N-2)\bar{Q}^3}$ (4.7)	$Cv = \frac{\sigma_p}{\bar{Q}}$ (4.8)
Résultats	18.45	10.31	0.937	0.554

Lorsque le coefficient de variation prend une valeur positive et supérieure de 0.5, cela signifie qu'on a une asymétrie à droite avec une distribution dissymétrique de la série, donc l'échantillon suit soit une loi log-normale (légère dissymétrie), Gumbel ou Prearson.

Après le classement des valeurs de la série par ordre décroissant et le calcul de la probabilité expérimentale par la formule de Weibull, on aura le tableau 4.4 de l'annexe2.

B. Tests d'adéquation de la loi normale

- Test graphique

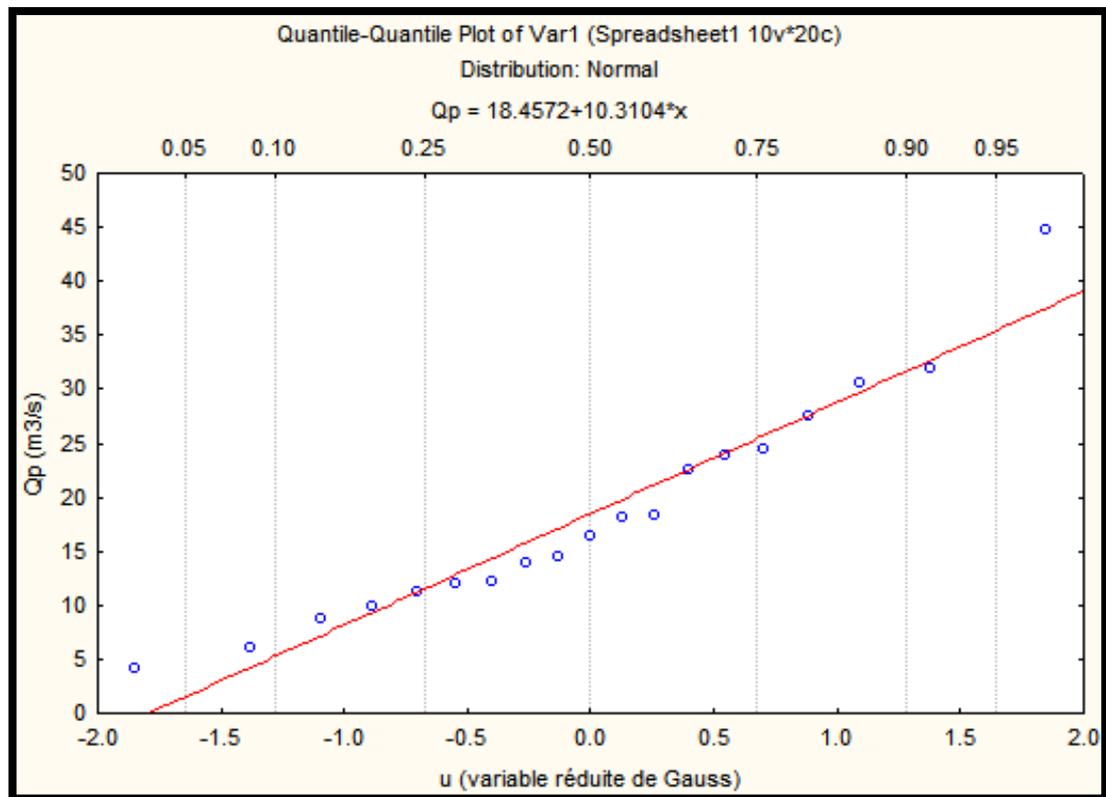


Figure 4.2. Ajustement des débits de pointe suivant la loi normale de la station Sidi-Abdelli.

Il est clair sur la figure 4.2 que la loi normale s'ajuste bien aux valeurs des débits de pointe de la station hydrométrique de la ville de Sidi-Abdelli.

- Test de χ^2

Dans ce teste, on a fixé 4 classe d'après la formule suivant :

$$N_c = 1 + \frac{4}{3} \log(N) \quad (4.9)$$

Pour calculer l'effectif théorique N_{p_i} , qui est égale au rapport du nombre d'effectifs de la série sur le nombre de classes (pour notre cas, $N_{p_i} = \frac{19}{4} = 4.75$). Le calcul des limites de classe est passé par l'équation de Henry avec :

$$Q_i = Q_{moy} + \sigma \cdot u \quad (4.10)$$

Les résultats trouvés sont présentés dans le tableau 4.6.

Tableau 4.6. Résultats d'adéquation de la loi normale par le test de χ^2 .

°	Limite de classe	$P = \sum \frac{N_{pi}}{N}$	Effectifs observé : N_i	Effectifs théorique : N_{pi}	$(N_i - N_{pi})^2/N_{pi}$	
1	$Q \leq 11.43$	0.25	05	4.75	0.013	
2	$11.43 \leq Q \leq 18.45$	0.5	07	4.75	1.06	
3	$18.45 \leq Q \leq 25.46$	0.75	03	4.75	0.64	
4	$Q \geq 25.46$	1	04	4.75	0.118	
					$\chi^2_{calculé} =$	1.83
					$\chi^2_{tabulé} =$	3.84
					ddl (v) = k-p-1 = 4-2-1 = 1	

$$v = K - r - 1 \quad (4.11)$$

Avec :

K : Nombre des classes (K=4).

r : Nombre des paramètres (r=2, les paramètres à la loi normale sont : la moyenne et l'écart-type).

D'après le tableau de distribution de χ^2 . On a $\chi^2_{tabulé} = f(\text{ddl} = 1, \text{erreur} = 5\%) = 3.84$

$$\chi^2_{tabulé} > \chi^2_{calculé} \Rightarrow \text{L'ajustement de la loi normale est bon.}$$

4.4.1.2 Ajustement suivant la loi de Galton (ou log- normale)

A. Description Théorique

Cette loi a une expression presque identique à celle de la loi normale sauf qu'il ya une transformation logarithmique près. En effet, on peut lui donner la représentation suivante :

$$F(Q_p) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^u e^{-\frac{u^2}{2}} du \quad \text{avec} \quad u = \left(\frac{\log Q_p - \overline{Q_p}}{\sigma_{\log Q_p}} \right) \quad (4.12)$$

Où ;

$\overline{Q_p}$: Moyenne des débits de pointe (m^3/s);

$\sigma_{\log Q_p}$: Ecart-type des débits de pointe (m^3/s).

B. Résultats pratiques

La procédure d'utilisation est identique à celle de la loi normale, mis à part qu'on doit procéder avant toute chose à une transformation logarithmique des données logarithme népérien ou à la base 10) (tableau 4.7).

Tableau 4.7. Estimation des paramètres de loi log-normale de la station de Sidi Abdelli .

	Moyenne $\overline{Q_p}$ (m ³ /s)	Ecart-type $\sigma_{\log Q_p}$ (m ³ /s)	Coefficient d'asymétrie Cs	Coefficient de variation Cv
Résultats	2.76	0.6155	-0.456	0.216

Après le classement des valeurs de la série par ordre décroissant et le calcul des logarithmes des débits et la probabilité expérimentale par la formule de Weibull, on aura le tableau 4.8 de l'annexe 2.

C. Tests d'adéquation de la loi log-normale

- Test graphique

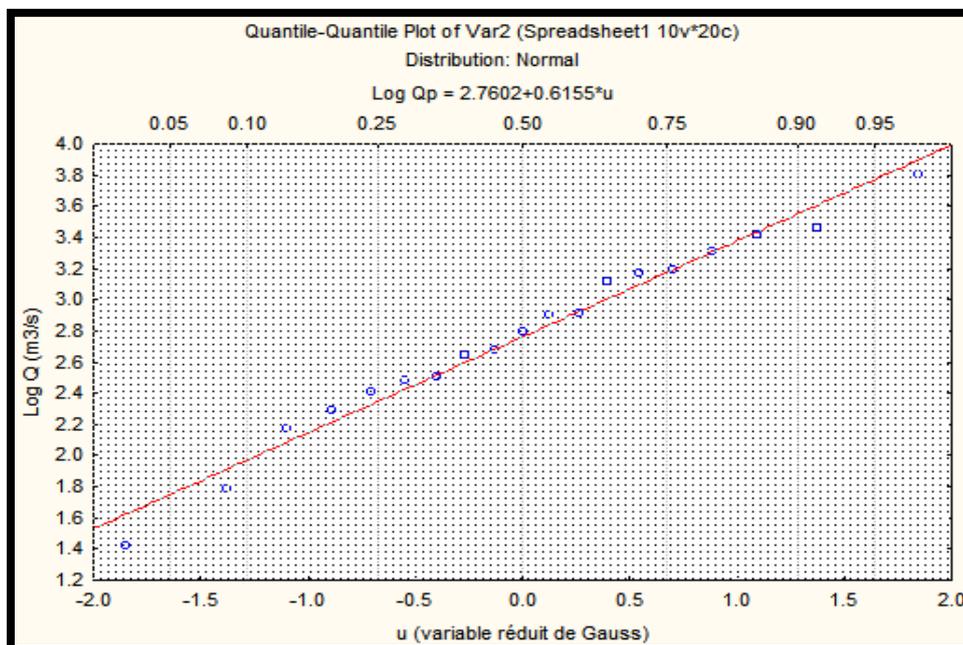


Figure 4.3. Ajustement des débits de point suivant la loi log-normale de la station de Sidi Abdelli.

Lorsqu'on compare la figure 4.3 de l'ajustement suivant la loi log-normale à la figure 4.2 de l'ajustement suivant de la loi normale, il ressort clairement que les valeurs des débits de point s'ajustent à une loi log-normale qu'à une loi normale.

Test de χ^2

De la même façon, on a fixé 4 classe, pour calculer l'effectif théorique N_{p_i} , qui est égale au rapport du nombre d'effectifs de la série sur le nombre de classes (pour notre cas, $N_{p_i} = \frac{19}{4} = 4.7$). Le calcul des limites de classe est passé par l'équation de Henry avec:

$$\log_i(Q_p) = \log_i(\overline{Q_p}) + \sigma_{\log Q_p} \cdot u \quad (4.13)$$

Les résultats trouvés sont présentés dans le tableau 4.9.

Tableau 4.9. Résultats d'adéquation de la loi log-normale par le test de χ^2 de la station de Sidi Abdeli

N°	Limite de classe	$P = \sum \frac{N_{pi}}{N}$	Effectifs observé : Ni	Effectifs théorique : N _{pi}	$(Ni - N_{pi})^2/N_{pi}$	
1	$Q \leq 2.34$	0.25	04	4.75	0.11	
2	$2.34 \leq Q \leq 2.76$	0.5	05	4.75	0.013	
3	$2.76 \leq Q \leq 3.17$	0.75	05	4.75	0.013	
4	$Q \geq 3.17$	1	05	4.75	0.013	
					$\chi^2_{calculé} =$	0.15
					$\chi^2_{tabulé} =$	3.84
					ddl (v) = k-p-1 = 4-2-1 = 1	

D'après le tableau de distribution de χ^2 , on a ; $\chi^2_{tabulé} > \chi^2_{calculé}$; les débits de point s'ajustent bien à une loi log-normale..

4.4.1.3 Ajustement suivant la loi de Gumbel

A. Description théorique

La loi de Gumbel est un modèle fréquentiel très souvent utilisé pour décrire le comportement statistique des valeurs extrême. La fonction de répartition $F(Q_p)$ s'exprime de la manière suivante

$$F(Q_{jmax}) = e^{-e^{-\alpha(Q_p - \mu)}} \quad (4.14)$$

Les paramètres α et μ peuvent être estimés à partir de la moyenne et de l'écart type de l'échantillon par les relations suivantes :

$$\alpha = \frac{1.2825}{\sigma_{Q_p}} \quad (4.15)$$

$$\mu = \overline{Q_p} \mp 0.45 * \sigma_{Q_p} \quad (4.16)$$

Pour une période de retour donnée, la pluie maximale correspondant peut être estimée à partir de la relation :

$$Q_{pi} = \overline{Q_p} + K * \sigma_{Q_p} \quad (4.17)$$

Avec K est la variable réduite de Gumbel

$$K = -6\pi \left\{ 0.5772 + \ln \left[\ln \left(\frac{T}{T-1} \right) \right] \right\} \quad (4.18) \quad \text{Avec } T = \frac{1}{1-F} \quad (4.19)$$

Avant de procéder à l'ajustement il faut suivre les étapes suivantes :

- Classer les valeurs des précipitations par ordre croissant avec attribution d'un rang 1, 2,3.....n.

- Calculer pour chaque valeur de précipitation la fréquence expérimentale par la formule de HAZEN.

$$F(x) = \frac{R}{1+n} \quad (4.20)$$

R : rang de précipitation

n : nombre d'observations (40)

- Calculer la variable réduite de GUMBEL.

Calculer les paramètres d'ajustement « μ » et « α »

- Représenter graphiquement les couples (xi, yi) sur papier GUMBEL

B. Résultats pratique

Les paramètres qu'on peut les tirer à partir de cette série lorsqu'on applique la loi de Gumbel, sont représentés dans le tableau 4.10.

Tableau 4.10. Estimation des paramètres de la loi de Gumbel de la station de Sidi Abdelli .

	Moyenne $\overline{Q_{jmax}}$ (m ³ /s)	Ecart-type $\sigma_{Q_{jmax}}$ (m ³ /s)	Coefficient d'asymétrie Cs	Coefficient de variation Cv
Résultats	18.98	12.0	0.937	0.554

Après le classement des valeurs de la série par ordre décroissant et le calcul de la probabilité expérimentale par la formule de Weibull, on aura le tableau 4.11 de l'annexe.2.

C. Tests d'adéquation de la loi Gumbel

- Test graphique

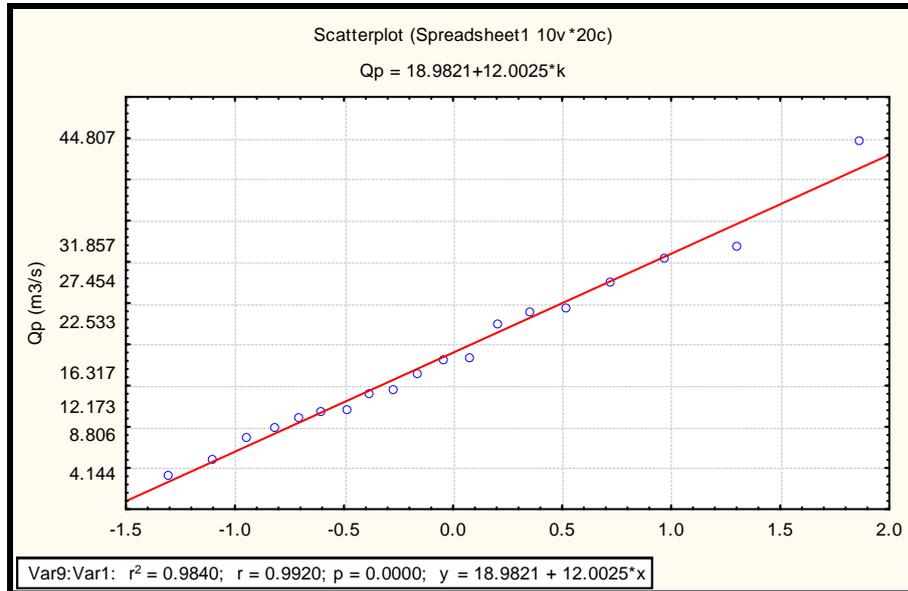


Figure 4.4. Ajustement des débits de point suivant la loi Gumbel de la station de Sidi Abdelli

Graphiquement, on peut dire que les valeurs de cette série des débits de point s'ajustent bien à une loi de Gumbel.

- Test de χ^2

Dans la même façon, on a fixé 4 classe, pour calculer l'effectif théorique N_{pi} , qui est égale au rapport du nombre d'effectifs de la série sur le nombre de classes (pour notre cas, $N_{pi} = \frac{19}{4} = 4.7$), le calcul des limites de classe s'effectue comme suite

Les résultats trouvés sont présentés dans le tableau 4.12.

Tableau 4.12. Résultats d'adéquation de la loi Gumbel par le test de χ^2 de la station de Sidi Abdelli .

N°	Limite de classe	$P = \sum \frac{N_{pi}}{N}$	Effectifs observé : N_i	Effectifs théorique : N_{pi}	$(N_i - N_{pi})^2 / N_{pi}$	
1	$Q \leq 11.43$	0.25	05	4.75	0.013	
2	$11.43 \leq Q \leq 18.45$	0.5	07	4.75	1.06	
3	$18.45 \leq Q \leq 25.46$	0.75	03	4.75	0.64	
4	$Q \geq 25.46$	1	04	4.75	0.118	
					$\chi^2_{calculé} =$	0.15
					$\chi^2_{tabulé} =$	3.84
					ddl (v) = k-p-1 = 4-2-1 = 1	

D'après le tableau de distribution de χ^2 , on a ; $\chi^2_{\text{tabulé}} > \chi^2_{\text{calculé}}$; la série des débits de point s'ajuste bien à la loi de Gumbel.

4.4.1.4 Déterminer des débits maximaux des crues

L'analyse des résultats regroupés au tableau 4.13 présent les débits des crues périodique, met en évidence que la loi de Gumbel ajuste bien la série des débits de point de la station de Sidi-Abdelli.

Tableau 4.13 Débits de crues fréquentiels (m^3/s) de la station de Sidi-Abdelli. déterminés par la loi de Gumbel.

Période de retour	10	20	50	100
Fréquence au non dépassent %	90	95	98	99
Variable réduit de Gumbel	2.25	2.97	3.9	4.6
Gumbel	45.98	54.68	65.78	74.18

4.4.2 Ajustement de la série des débits de point enregistrée à la station de Bensekranne.

4.4.2.1 Ajustement suivant la loi normale

Les paramètres qu'on peut tirer à partir de cette série pour applique la loi normale, sont présentés dans le tableau 4.14.

Tableau 4.14. Estimation des paramètres de la loi normale de la station de Bensekranne .

	Moyenne $\bar{Q}_p(\text{m}^3/\text{s})$	Ecart-type $\sigma_{Qp}(\text{m}^3/\text{s})$	Coefficient d'asymétrie Cs	Coefficient de variation Cv
Résultats	17.94	11.2	1.87	0.863

Après le classement des valeurs de la série par ordre décroissant et le calcul de la probabilité expérimentale par la formule de Weibull, on aura le tableau 4.15 de l'annexe 3.

A. Tests d'adéquation de la loi normale

- Test graphique

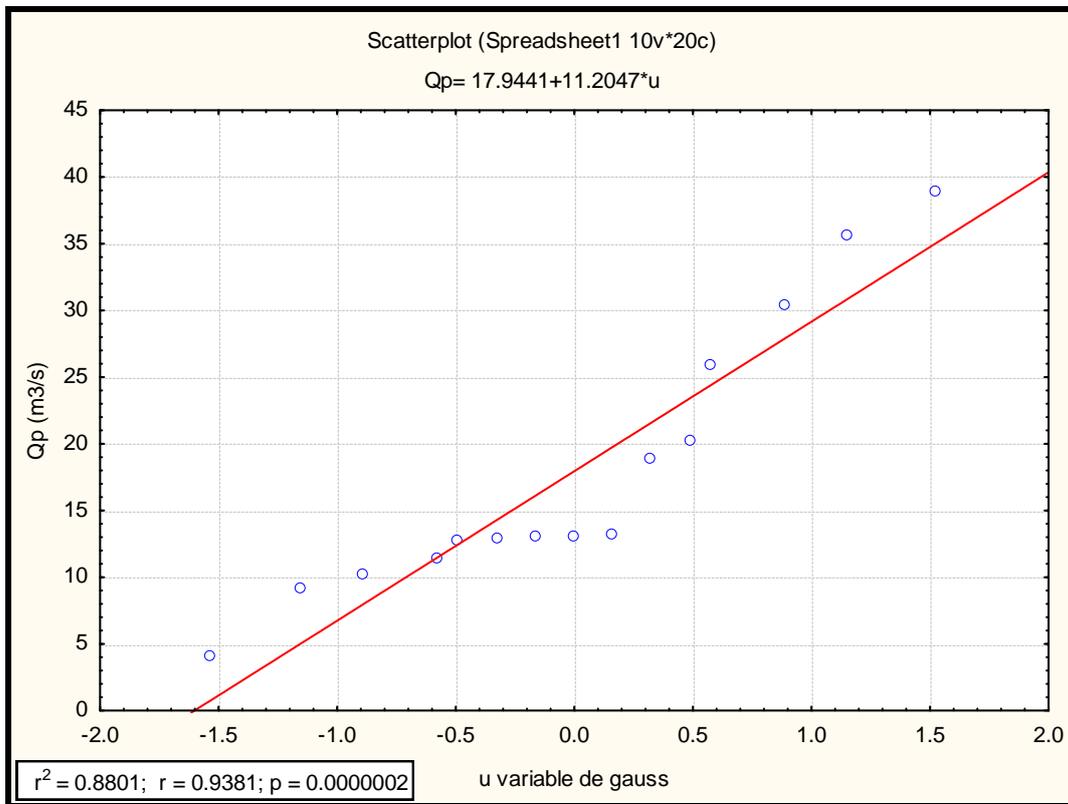


Figure 4.5. Ajustement des débits de pointe suivant la loi normale de la station de Bensekrane

Il est clair sur la figure 4.5 que les valeurs des débits de pointe de la station hydrométrique de Bensekrane ne s'ajustent pas à une loi normale.

- Test de χ^2

De la même façon, on a fixé 4 classe, Pour calculer l'effectif théorique N_{pi} , qui est égale au rapport du nombre d'effectifs de la série sur le nombre de classes (pour notre cas $N_{pi} = \frac{15}{4} = 3.75$). Le calcul des limites de classe est passé par l'équation de Henry avec $Q_i = Q_{moy} + \sigma \cdot u$

Les résultats trouvés sont présentés dans le tableau 4.16.

Tableau 4.16. Résultats d'adéquation de la loi normale par le test de χ^2

N°	Limite de classe	$P = \sum \frac{N_{pi}}{N}$	Effectifs observé : N_i	Effectifs théorique : N_{pi}	$(N_i - N_{pi})^2 / N_{pi}$	
1	$Q \leq 4.46$.	0.25	01	3.75	2.01	
2	$4.46 \leq Q \leq 11.33$.	0.5	02	3.75	0.81	
3	$11.33 \leq Q \leq 18.19$	0.75	06	3.75	1.35	
4	$Q \geq 18.19$	1	06	3.75	1.35	
					$\chi^2_{calculé} =$	5.52
					$\chi^2_{tabulé} =$	3.84
					ddl (v) = k-p-1 = 4-2-1 = 1	

D'après le tableau de distribution de χ^2 , on a $\chi^2_{\text{tabulé}} < \chi^2_{\text{calculé}}$; L'ajustement cette série à une loi normale n'est pas bon .

4.4.2.2 Ajustement suivant la loi de Galton (ou log- normale)

Les paramètres de la série suivant la loi de Galton sont montrés dans le tableau 4.17:

Tableau 4.17. Estimation des paramètres de la loi Log-normale.

	Moyenne \bar{Q}_p (m ³ /s)	Ecart-type $\sigma_{\log Q_p}$ (m ³ /s)	Coefficient d'asymétrie Cs	Coefficient de variation Cv
Résultats	2.13	0.81	0.156	0.38

Après le classement des valeurs de la série par ordre décroissant et le calcul de la probabilité expérimentale par la formule de Weibull, on aura le tableau 4.18 de l'annexe 3.

A. Tests d'adéquation de la loi log- normale

- Test graphique

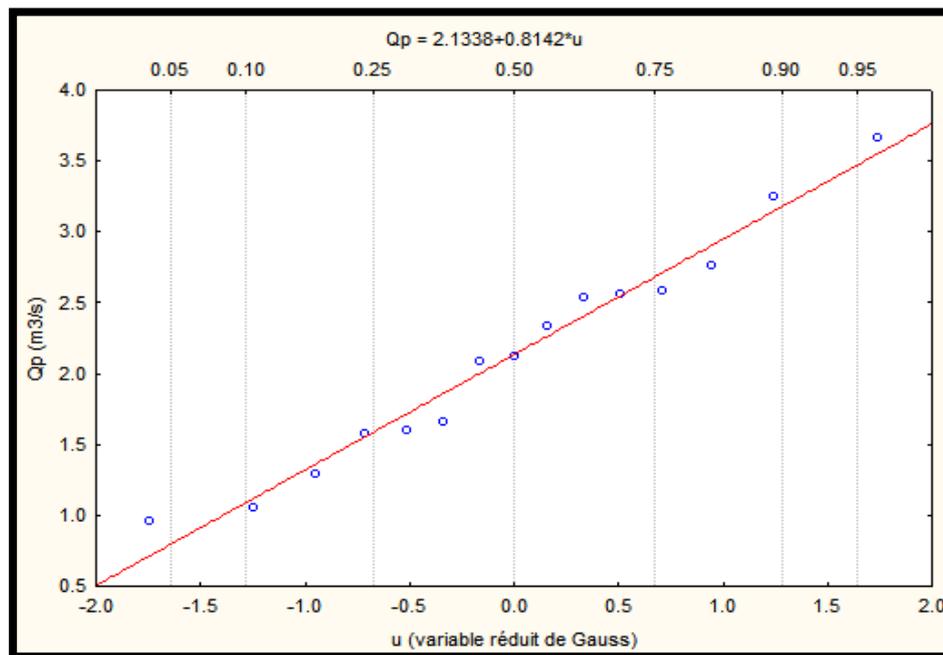


Figure 4.6. Ajustement des débits de point suivant la loi log- normale de la station de Bensekrane
D'après ce graphe, il ressort clairement que la loi log-normale s'ajuste mieux que la loi normale aux grandes valeurs des débits de pointe.

- Test de χ^2

Dans la même façon, on à fixé 4 classe, Pour calculer l'effectif théorique N_{p_i} , qui est égale au rapport du nombre d'effectifs de la série sur le nombre de classes (pour notre cas $N_{p_i} = 3.75$). Le calcul des limites de classe est passé par l'équation de Henry avec

$$\log^{(i)}(Q_p) = \log^{(i)}(\bar{Q}_p) + \sigma_{\log Q_p} \cdot u$$

Les résultats trouvés sont présentés dans le tableau 4.19.

Tableau 4.19 Résultats d'adéquation de la loi Log-normale par le test de χ^2 .

N°	Limite de classe	$P = \sum \frac{N_{pi}}{N}$	Effectifs observé : Ni	Effectifs théorique : N _{pi}	$(Ni - N_{pi})^2/N_{pi}$	
1	$Q \leq 1.57$	0.25	03	3.75	0.15	
2	$1.57 \leq Q \leq 2.13$	0.5	05	3.75	0.416	
3	$2.13 \leq Q \leq 2.68$	0.75	04	3.75	0.016	
4	$Q \geq 2.68$	1	03	3.75	0.15	
					$\chi^2_{calculé} =$	0.732
					$\chi^2_{tabulé} =$	3.84
					ddl (v) = k-p-1 = 4-2-1 = 1	

Nous avons $\chi^2_{Tabulé} > \chi^2_{calculé}$; la série des débits de pointe de Bansekranne s'ajuste bien à la loi Log –normale

4.4.2.3 Ajustement suivant la loi de Gumbel

Les paramètres qu'on peut les tirer à partir de cette série lorsqu'on applique la loi de Gumbel, sont représentés dans le tableau 4.20.

Tableau 4. 20. Estimation des paramètres de la Gumbel

	Moyenne \bar{Q}_p (m ³ /s)	Ecart-type σ_{Q_p} (m ³ /s)	Coefficient d'asymétrie Cs	Coefficient de variation Cv
Résultats	17.93	10.094	1.87	0.863

Après le classement des valeurs de la série par ordre décroissant et le calcul de la probabilité expérimentale par la formule de Weibull, on aura le tableau 4.21 de l'annexe 3.

A. Tests d'adéquation de la loi Gumbel

- Test graphique

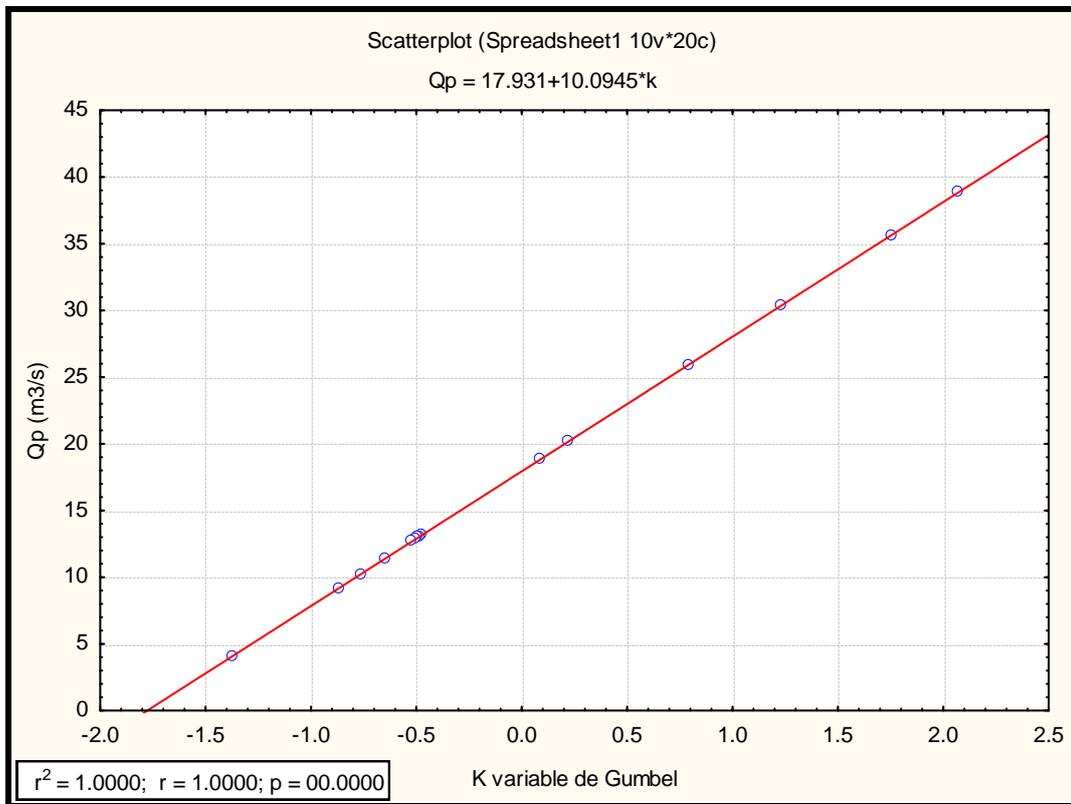


Figure 4.7. Ajustement des débits journalier max suivant la loi Gumbel.

Graphiquement, on peut dire que la série des débits de point de Bensekrane s'ajustent à la loi de Gumbel que la loi normale et la loi log-normale.

- Test de χ^2

Dans la même façon, on à fixé 4 classe, pour calculer l'effectif théorique N_{p_i} , qui est égale au rapport du nombre d'effectifs de la série sur le nombre de classes (pour notre cas, $N_{p_i} = 3.75$ le calcule des limites de classe s'effectue comme suite

Les résultats trouvés sont présentés dans le tableau 4.22.

Tableau 4.22. Résultats d'adéquation de la loi Gumbel par le test de χ^2 .

N°	Limite de classe	$P = \sum \frac{N_{p_i}}{N}$	Effectifs observé : Ni	Effectifs théorique : N _{pi}	$(Ni - N_{pi})^2 / N_{pi}$	
1	$Q \leq 4.46.$	0.25	01	3.75	2.01	
2	$4.46 \leq Q \leq 11.33.$	0.5	02	3.75	0.81	
3	$11.33 \leq Q \leq 18.19$	0.75	06	3.75	1.35	
4	$Q \geq 18.19$	1	06	3.75	1.35	
					$\chi^2_{calculé} =$	5.52
					$\chi^2_{tabulé} =$	3.84
					ddl (v) = k-p-1 = 4-2-1 = 1	

D'après le tableau de distribution de χ^2 , on a $\chi^2_{\text{tabulé}} > \chi^2_{\text{calculé}}$ la série des débits de point de Bensekrane s'ajustent bien à loi de Gumbel.

4.4.2.4 Déterminer des débits maximaux des crues :

L'analyse des résultats regroupés au tableau 4.23 présente les débits des crues périodiques, met en évidence que la loi de Gumbel ajuste bien la série des débits journaliers maximaux de la station de Bensekrane.

Tableau 4.23. Débits de crues fréquentiels (m^3/s) déterminés les différentes lois statistiques à Bensekrane.

Période de retour	10	20	50	100
Fréquence au non dépassent %	90	95	98	99
Variable réduite de Gumbel	2.25	2.97	3.9	4.6
Gumbel	40.63	47.98	57.27	64.33

4.5 Etude des apports au niveau d'oued Tarène

4.5.1 Apports liquides

4.5.1.1 Apport moyen interannuel (A_0)

A défaut de toute donnée hydrométrique dans les différents sous bassins, l'apport moyen interannuel sera estimé par l'utilisation des formules empiriques suivantes :

A. Modèle SAMIE

$$L_e = P_0^2 (293 - 2.5\sqrt{A}) \quad (4.20)$$

$$L_e = 37.96 \text{ mm}$$

Avec ;

L_e : Lamme d'eau écoulée (m) ;

P_0 : Pluviométrie moyenne annuelle (mm) ; $P_0 = 368.08 \text{ mm}$

A : superficie du bassin versant (Km^2). $A = 26.3 \text{ Km}^2$

$$A_0 = A \cdot L_e \quad (4.21)$$

$$A_0 = 998.53 * 10^3 \text{ m}^3/\text{an.}$$

B. Modèle DERI

$$M_0 = 11.8 \times P_0^{2.82} \quad (4.22)$$

$$M_0 = 2.03 \text{ l/s.Km}^2$$

$$A_0 = M_0 \cdot A \cdot K \quad (4.23)$$

$$A_0 = 1683.88 \times 10^3 \text{ m}^3/\text{an.}$$

Avec ;

$$A : \text{Superficie du bassin versant (Km}^2 \text{)} ; \quad A = 26.3 \text{ Km}^2$$

$$K : \text{Constante donnée ;} \quad K = 31,54 \cdot 10^3$$

M_0 : Module spécifique moyenne annuelle (l/s.Km²)

C. Formule de MEDINGUER

$$L_e = 1.024 \times (P_{moy} - 0.26)^2 \quad (4.24)$$

$$L_e = 0.12$$

$$A_{moy} = L_e \cdot A \quad (4.25)$$

$$A_{moy} = 314.125 * 10^3 \text{ m}^3/\text{an.}$$

Avec ;

L_e : Lamme d'eau écoulée (m) ;

A : Superficie du bassin versant (Km²) ;

P_{moy} : Pluie moyenne annuelle (mm).

D. Formule de COUTAGNE

$$L_e = (0.06 - 0.00145 \times \sqrt{A}) \times P_{moy} \quad (4.26)$$

$$L_e = 0.19 \text{ mm}$$

$$A_{moy} = L_e \cdot A$$

$$A_{moy} = 508.844 \times 10^3 \text{ m}^3/\text{an}$$

Ou ;

L_e : Lamme d'eau écoulée (m) ;

A : Superficie du bassin versant (Km²) ;

P_{moy} : Pluie moyenne annuelle (mm).

Tableau 4.24 Variation des apports moyens annuels.

Modèle	SAMIE	DERI	MEDINGUER	COUTAGNE
A_0 (m ³ /an)	998 530	1 683 880	314 125	508 844
	$A_0 = 876\ 344\ \text{m}^3/\text{an}$			

Il est préférable de retenir la moyenne de ces résultats ce qui donne $A_0 = 876\ 344\ \text{m}^3/\text{an}$.

4.5.1.2 Apport fréquentiel

Pour déterminer les apports fréquents, on recommande d'employer la loi GALTON ou la loi log-normal exprimée en termes d'apport moyen et de sa variabilité. Le coefficient de variation de l'apport moyen C_v qui intervient dans cette formule pourra être calculé par la relation de Padoun pour des rivières à écoulement temporaires, dans lesquelles la composante souterraine de l'écoulement est nulle ou peu significative. Les expressions sont les suivantes:

$$App_{80\%} = A_{80\%} = \frac{A_0}{\sqrt{1+C_v^2}} e^{u\sqrt{\ln(1+C_v^2)}} \quad (4.27)$$

C_v : coefficient de variation $C_v = 0.88$.

u : variable de Gauss = - 0,842

Le coefficient de variation de l'apport est calculé d'après la formule :

Calcul de l'apport de fréquence 80%

$$A_{80\%} = \frac{876\ 344}{\sqrt{1+0.88^2}} e^{-0.842\sqrt{\ln(1+0.88^2)}}$$

$$A_{80\%} = 2328.08\ \text{m}^3/\text{an}.$$

4.5.2 Caractéristiques de l'écoulement

4.5.2.1 Module de l'écoulement (M_e)

Il est donné par la relation suivante :

$$M_e = \frac{A_{moy}}{T} \quad (4.28)$$

M_e : Module de l'écoulement (l/s).

A_{moy} : Apport moyen annuel (l).

T : Temps d'une année en [secondes] " $T = 31,536 \cdot 10^6$ secondes".

4.5.2.2 Module de l'écoulement relatif ou spécifique (M_0)

Ou :

$$M_0 = \frac{M_e}{A} \quad (4.29)$$

M_e : Module de l'écoulement (l/s).

A : Superficie du bassin (Km²)

4.5.2.3 lame d'eau écoulée L_e

On a :

$$L_e = \frac{A_{moy}}{A} \quad (4.30)$$

L_e : lame d'eau écoulée en (mm).

A_{moy} : Apport moyen annuel (m^3).

A : Superficie du bassin (m^2)

4.5.2.4 Coefficient d'écoulement

Il dépend du facteur topographique et géologique du bassin versant qui conditionnent la circulation superficielle ou souterraine de l'eau, ce coefficient dépend aussi de la température de l'humidité, de l'évaporation et de la pluviométrie.

L'eau ruisselle beaucoup plus lorsque le sol est saturé et lorsque l'intensité de l'averse et supérieure à la vitesse d'absorption est donnée par la formule suivante :

$$C_c = \frac{L_e}{P_{moy}} \quad (4.31)$$

C_c : coefficient d'écoulement.

L_e : la lame d'eau ruisselée en (mm).

P_{moy} : pluviométrie moyen annuel qui est égale 368.08 (mm)

Tableau 4.25 Les caractéristiques d'écoulement

A (km²)	A₀ (Mm³)	M_e (l/s)	M₀ (l/s/km²)	L_e (mm)	C_e (%)
26.3	0.876	27.78	1.05	33.32	9

4.6 Evaluations des apports solides

L'apport solide a été évalué par application des formules empiriques utilisées et établies sur des données de mesures des oueds du nord de l'Algérie. Le manque de données de mesure du transport solide nous ramène à accepter toute méthode empirique qui nous permet de donner l'ordre de grandeur acceptable de l'écoulement solide.

4.6.1 Formule de TIXERONT

Cette formule a été établie à partir de 32 bassins versant Algériens et 9 bassins Tunisiens pour des durées d'observations comprises entre 2 et 22 ans, elle tient compte de la répartition du bassin versant en fonction de sa perméabilité.

$$E_s = a \cdot L_e^{0.15} \quad (4.32)$$

Où :

E_s : taux d'abrasion (t/km²/an)

L_e : lame d'eau ruisselée en (mm)

a : coefficient empirique qui varie en fonction de la perméabilité du terrain $a = 350$ (perméabilité moyenne). En tenant compte du poids spécifique moyen des sédiments $\gamma = 1.4 \text{ T/m}^3$.

$$V_s = E_s \cdot \frac{a}{\gamma} \quad (4.33)$$

Les résultats des apports solides sont résumés dans le tableau 4.26.

Tableau 4.26 Evaluation des apports solides :

$A \text{ (km}^2\text{)}$	$L_e \text{ (mm)}$	$E_s \text{ (T/km}^2\text{/an)}$	$V_s \text{ (m}^3\text{/an)}$
26.3	33.32	592.21	148052,547

4.7 Etude des crues

4.7.1 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 uniquement, 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

4.7.1.1 Méthodes empiriques

Relations établies entre le débit et la surface du bassin versant, la pluie et la période de retour comme les formules de Greager, Fuller, Snyder, Possenti, etc....

4.7.1.2 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.

4.7.2 Application sur les bassins versant d'oued Tarène

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

Giandotti, Turazza, et Sokolovski. Ces relations sont celles qui traitent au mieux le petit bassin versants de la ville de Bensekrane.

4.7.2.1 Formule de SOKOLOVSKI

$$Q_{max} = \frac{0.28 * P(Tc) * Cv * A * f}{Tc} \quad (4.31)$$

Où :

Q_{max} : Débit max (m^3/s),

P_{Tc} : Pluie durant le temps de concentration (mm)

A : surface du bassin versant (km^2) ($A= 26.3 km^2$)

f : Coefficient caractérisant de la forme de l'hydrogramme ($f=1.2$)

Tc : temps de concentration (en heure).

$$P_{Tc} = P_{jmax}(T) * \left(\frac{Tc}{24}\right)^{0.44} \quad (4.32)$$

$P_{jmax}(T)$: Pluviométrie maximale journalière pour une période de retour T donné par la formule suivante :

$$P_{jmax}(T) = \frac{P_{jmax}}{\sqrt{Cv^2+1}} * e^{u * \sqrt{\ln(Cv^2+1)}} \quad (4.33)$$

4.7.2.2 Formule de GIANDOTTI

$$Q_{max} = \frac{K * A * P(Tc) * \sqrt{H}}{4 * \sqrt{A} + 1.5 * L} \quad (4.34)$$

Où

Q_{max} : Débit max (m^3/s).

K : coefficient topographique (0.16)

A : surface du bassin versant (Km^2).

L : longueur du talweg principale (km) 1.45 km.

P_{Tc} : pluie durant le temps de concentration Tc (mm).

H: $H_{moy} - H_{min} = 436.10 - 250 = 186$ mm

4.7.2.3 Formule de TURAZZA

$$Q_{max} = \frac{C * P(Tc) * A}{Tc * 3.6} \quad (4.35)$$

Où

Q_{max} : Débit max (m^3/s).

P_{Tc} : pluie durant le temps de concentration Tc (mm).

Cv : Coefficient de ruissellement

A : surface du bassin versant (Km^2)

T_c : Temps de concentration (en heure) .

4.7.2.4 Détermination le coefficient de ruissellement C_v

$$C_v = \frac{0.93}{M_0^{0.23}} \cdot K \quad (4.36)$$

$$M_0 = 11.8 P_0^{2.27} \quad (4.37)$$

Donc en prend la moyenne de $C_v = 0,88$

$K = 1$ pour les cours d'eau temporaires.

M_0 : débit spécifique annuel (l/s/Km²) = 1,22

4.7.2.5 Détermination le temps de Concentration

a. Formule de GIANDOTTI

$$T_c = \frac{1.5 \cdot L + 4 \cdot \sqrt{A}}{0.8 \cdot \sqrt{\frac{H}{2}}} \quad (4.38)$$

Avec :

A : superficie du B.V(Km²)

L : Longueur du talweg principal (km)

$H = H_{\max} - H_{\min} = 720 - 246 = 466$.

b. Formule de VENTURA

$$T_c = 0.127 * \sqrt{\frac{A}{P_{moy}}} \quad (4.39)$$

Avec :

A : superficie du B.V(Km²)

P_{moy} : pente moyenne du BV en (m/m).

c. Formule du PASSINI

$$T_c = 0.108 * \frac{\sqrt[3]{A \cdot L}}{\sqrt{P_{moy}}} \quad (4.40)$$

Avec :

A : superficie du B.V(Km²)

L : Longueur du talweg principal (km)

P_{moy} : pente moyenne du BV en (m/m).

Tableau récapitulatifs

Tableau 4.27 Récapitulatif de calcul du temps de concentration pour le bassin versant de la ville de Bensekrane.

Formule	Auteurs	Paramètres	Valeurs(heures)	Moyenne (h)
$T_c = \frac{1.5*L+4*\sqrt{A}}{0.8*\sqrt{\frac{H}{2}}}$	GIANDOTTI	A : 26.3 km ² L : 1.45 H= 720-246 = 466	1.85	2.84
$T_c = 0.127 * \sqrt{\frac{A}{P_{moy}}}$	PASSINI	A : 26.3 km ² P : 0.023 m/m	4.2	
$T_c = 0.108 * \frac{\sqrt[3]{A*L}}{\sqrt{P_{moy}}}$	VENTURA	A : 193.16 km ² P : 0.023m/m L= 31.125	2.39	

Tableau4.28 : Récapitulatif de calcul des débits maximum pour le bassin versant de la ville de Bensekrane.

	Fréquence (%)	Temps de retours	Variable de Gauss(u)	Pj max (mm)	P _{tc} (mm)	Débit max (m ³ /s)		
						F. de Giandotti	F. de Turazza	F.de Sokolovsk
Série des Q (1991-2011)	1%	100	2.327	177.54	69.41	175.56	157.12	190.07
	5%	20	1.65	106.32	41.57	105.14	94.10	113.83
	10%	10	1.28	78.05	30.52	77.19	69.08	83.56
	20%	5	0.842	56.11	29.65	57.01	51.02	61.73

4.7.3 Hydrogramme des crues

Les Hydrogrammes de crues pour diverses fréquences sont évalués par la méthode de Sokolovski qui assimile l'hydrogramme à deux équations paraboliques :

$$- \text{ La montée de la crue : } Q_1(t) = Q_{max} * \left(\frac{t}{t_m}\right)^n \quad (4.41)$$

$$- \text{ La décrue : } Q_2(t) = Q_{max} * \left(\frac{t_d-t}{t_d}\right)^m \quad (4.42)$$

Avec :

t_m : Temps de montée de la crue;

t_d : Temps de la décrue;

m, : Puissance des équations $m = 2$, $n = 3$;

$t_m = t_c$ et $t_d = \gamma \cdot t_c$ On prend $\gamma = 2$

Selon les études réalisées par l'agence nationale des ressources hydriques sur le bassin versant de Bensekrane qui se caractérise par un cours d'eau moyen, une perméabilité et une érosion moyenne, la valeur obtenue est $\gamma = 2$. Les débits de crues des différentes périodes de retour de chaque sous bassin sont donnés aux tableaux (4.29) ainsi que les Hydrogrammes correspondants figure (4.8).

Tableau 4.29: valeurs des crues de différentes périodes de retour pour le bassin versant de Bensekrane.

Période de retour Temps(min)	100	50	20	10
0	0	0	0	0
20	0.071	0.063	0.052	0.044
40	0.57	0.507	0.42	0.358
80	4.56	4.05	3.38	2.86
100	8.91	7.92	6.61	5.59
120	15.41	13.69	11.42	9.66
160	36.52	32.46	27.07	22.9
200	71.33	63.41	52.88	44.73
244	129.54	115.155	96.038	81.237
245	32.12	28.55	23.81	20.14
280	23.53	20.92	17.44	14.75
300	19.22	17.09	14.25	12.05
340	11.91	10.6	8.832	7.47
360	8.91	7.92	6.606	5.58
380	6.344	5.64	4.7	3.97
400	4.212	3.74	3.12	2.64
440	1.25	1.11	0.93	0.78
460	0.426	0.38	0.316	0.267
480	0.034	0.03	0.025	0.021
488	0	0	0	0

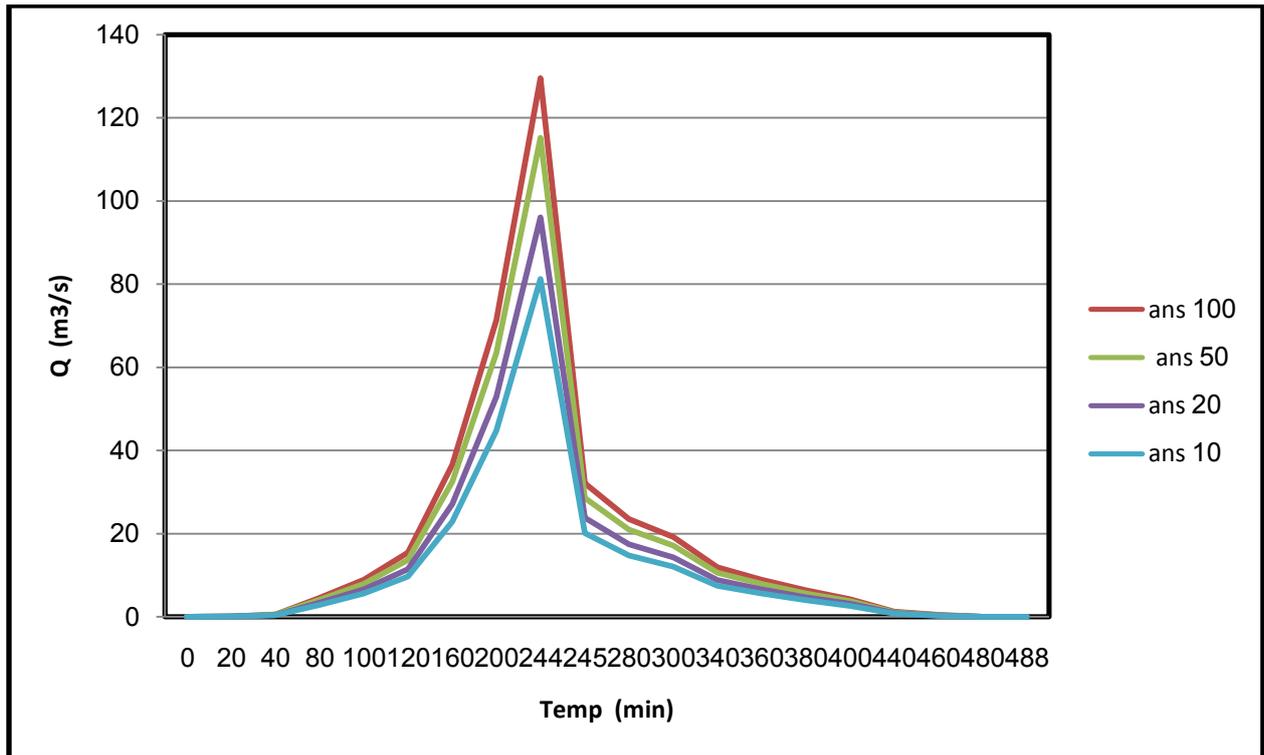


Figure 4.8. Hydrogramme de crues pour différentes périodes de retour du Bassin versant de Bensekrane (méthode Sokolovski)

Les Hydrogramme des crues établis permettent de voir l'évolution des crues dans le temps. Finalement, une évaluation plus ou moins variée a permis de fixer les valeurs des crues qui traversent la ville de Bensekrane et qui nous permettront de faire le dimensionnement et le calcul hydraulique de l'ouvrage de protection de cette ville contre les risques des inondations.

4.8 Conclusion

L'étude hydrologique qui a porté sur le bassin versant de Bensekrane basée sur le traitement statistique des données hydrométriques, mettes en relief les aspects fondamentaux de l'écoulement et l'évaluation des débits et des volumes de crues.

CHAPITRE 5

AMENAGEMENT POUR LA PROTECTION DE LA VILLE CONTRE LES INONDATIONS

5.1 Introduction

Une inondation est le phénomène occasionnel qui peut noyer de vastes parties du lit majeur ou de la plaine, à la suite d'une crue particulièrement importante et du débordement des eaux.

De façon plus pragmatique, on admet qu'une rivière est en crue lorsqu'elle déborde des limites de son lit mineur. Il s'agit d'un phénomène naturel périodique qui n'est exceptionnel que lorsque les débits deviennent considérables par rapport à son module : on parle alors de crue critique, laquelle peut engendrer une inondation sur les zones riveraines. Cependant la distinction classique entre lit mineur et lit majeur est souvent exagérément remplissage du chenal il est possible d'affiner la notion de lit fluvial et de distinguer successivement.

5.2 Méthodes de l'aménagement hydraulique proposé pour la protection de la ville de Bensekrane contre les inondations

Un aménagement hydraulique comporte différents ouvrages unitaires de nature diverse tel que (barrages, ouvrages de dérivation, ouvrages répartiteurs de débit, pertuis de contrôle, etc.) interconnectés entre eux par d'autres ouvrages linéaires de liaison (canaux à ciel ouvert, collecteurs enterrés, etc.). Dans cette partie nous proposons Quelques méthodes pour la protection de la ville de Bensekrane contre les inondations :

5.2.1 Types d'aménagement Hydraulique proposé au niveau de l'Oued Tarène

- Traitement Agricole tel que le Reboisement.
- Traitement Hydro-Agricole tel que la Réalisation d'un canal sous forme de Trapèze pour l'évacuation des eaux pluviales.
- Correction Torrentielle.
- Gabionnage.

5.2.1.1 Canal d'évacuation des eaux pluviale avec une forme de Trapèze

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. (Benzil, 2011)

a. *Les conditions de l'écoulement uniforme :*

- le débit de l'eau dans chaque section des tronçons proposés est constant.
- le canal est prismatique.
- La profondeur h du courant est constante sur sa longueur.
- La pente de chaque section est constante.
- Les résistances locales sont absentes.

b. *Les formules de calcul principal :*

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

La vitesse moyenne du courant sous la forme suivante :

$$V = C \cdot \sqrt{R_h \cdot I} \quad (5.1)$$

Sachant que : $Q = S \cdot V$ on obtient :

$$Q = S \cdot C \cdot \sqrt{R_h \cdot I} \quad (5.2)$$

Avec :

C : coefficient de Chézy.

S_m : section mouille (m²).

R_h : rayon hydraulique $R_h = \frac{S_m}{P_m}$ (m).

I : pente du fond du canal.

➤ Détermination de coefficient

En utilisant les formules empiriques pour la détermination du coefficient de Chézy :

- *La formule de MANING-STRICKLER :*

$$C = \frac{1}{n} \cdot R_h^{\frac{1}{6}} \quad (5.3)$$

Avec :

C : coefficient de Chézy.

n : la rugosité.

R_h : rayon hydraulique (m).

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

$$V = K_s \cdot I^{\frac{1}{2}} \cdot R_h^{\frac{2}{3}} \quad (5.4)$$

Où :

K_s : coefficient de rugosité de STRICKLER.

R_h : le rayon hydraulique (m).

I : la pente du radier.

c. Les paramètres géométriques

➤ **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 et de coefficient de rugosité n , la section qui véhicule le débit maximum Q_{\max} est celle où le rayon hydraulique R_h est maximal, et la section S est minimale. (R_h étant la surface mouillée S_m sur le périmètre mouillé P_m).

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

$$S_m = h \cdot (b + m \cdot h) \quad (5.5)$$

$$P_m = b + 2h \cdot \sqrt{(1 + m^2)} \quad (5.6)$$

Avec :

m : Le fruit des talus, $m = 1$ et $\alpha = 45^\circ$ dans la section la plus avantageuse.

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

b : La largeur du canal, en m.

➤ **Calcul du rayon hydraulique maximal :**

$$\text{On a : } Rh = \frac{S_m}{P_m}$$

Alors: Le rayon hydraulique sera max pour une valeur de P_{\min} .

Le périmètre soit min pour $dP = 0$

On a:

$$dS = h db + (b + m \cdot h) dh = 0 \quad (5.7)$$

$$dP = db + 2(1 + m^2)^{0.5} dh = 0 \quad (5.8)$$

Les équations (5.7) et (5.8) donnent

$$B = 2 * (\sqrt{1 + m^2} - m) \quad (5.9)$$

Pour la section Trapèze :

$$B = b + (2 \cdot m \cdot h) \quad (5.11)$$

Tableau 5.1. : Paramètres géométriques d'un canal à section Trapézoïdale .

Désignation	Expression
B	$b + 2 \cdot m \cdot h$
S	$h \cdot (b + m \cdot h)$
P	$b + 2 \cdot h \cdot \sqrt{(1 + m^2)}$
Rh	S / P

➤ **Calcul de la profondeur normal h_n**

La détermination de h_n se fait par plusieurs méthodes ; Et parmi ces méthodes on a la méthode itérative et la méthode d'AGROSKINE.

• **Méthode itérative :**

On tire la valeur de h_n à partir de l'équation générale de l'écoulement uniforme :

$$Q = S \cdot C \cdot \sqrt{R \cdot I} \quad (5.12)$$

Avec :

S_m : Section mouillée.

C : coefficient de CHEZY.

R : Rayon hydraulique.

I : pente du canal.

Donc on fixe la valeur de b , on fait varier les valeurs de h_n et on détermine Q Jusqu' à Q_{\max}

➤ **Calcul de la profondeur critique h_{cr}**

Le calcul de h_{cr} se fait aussi par plusieurs, utilisé trois méthodes :

Parmi ces méthodes on a, La méthode graphique, la méthode itérative et finalement la méthode d'AGROSKINE.

• **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 correspondre une énergie cinétique plus énergie potentielle minimale. Aussi, nous avons constant le graphe de:

$H_s = f(h)$ sachant que $H_s = E_p + E_c$.

E_p : Energie potentielle et est égale à h .

E_c : Energie cinétique et égale à $V^2/2g$.

- **Méthode analytique d'AGROSKINE**

La méthode d'AGROSKINE utilise la formule suivant :

La condition de criticité est :

$$\frac{\alpha \cdot Q^2 \cdot B_{cr}}{g \cdot S_{cr}} = 1 \quad (5.13)$$

Avec :

B_{cr} : largeur du plan d'eau en surface.

g : l'accélération gravitaire prise égale 9.81.

Pour un canal rectangulaire.

$$h_{cr} = \sqrt[3]{\frac{\alpha \cdot Q^2}{g \cdot b^2}} \quad (5.14)$$

➤ **Calcul de la pente critique**

La pente critique correspond à la profondeur critique, elle est donnée par la formule suivante :

$$Q = C \cdot S \cdot \sqrt{R_h \cdot I_{cr}}$$

Donc :

$$I_{cr} = \frac{Q^2}{C^2 \cdot S_{cr}^2 \cdot R_h^2} \quad (5.15)$$

➤ **Calcul de la ligne d'eau**

- **Equation de la surface libre de la ligne d'eau**

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

En se basant sur l'équation d'énergie :

$$H = z + \frac{V^2}{2g} + h \quad (5.16)$$

Et sur l'équation de la continuité :

$$Q = V \cdot S$$

Dérivant l'équation $\frac{dH}{dx} = -Jf = -\frac{(\frac{Q}{S})^2}{C^2 \cdot R_h}$ par rapport à dx, on trouve :

$$\frac{d}{dx} \cdot \left(\frac{(\frac{Q}{S})^2}{2g} \right) + \frac{dh}{dx} + \frac{dz}{dx} = \frac{dH}{dx} \quad (5.17)$$

Comme : $\frac{dz}{dx} = -Jf$

On trouve :

$$\frac{dh}{dx} = J_f \frac{1 - \frac{(\frac{Q}{S})^2}{C^2 \cdot R_h \cdot j_f}}{1 - \frac{(\frac{Q}{S})^2}{g \cdot S/B}} \quad (5.18)$$

➤ **Calcul de la surface d'eau**

On peut distinguer pour cela 3 méthodes de calcul :

- La méthode par approximation successive.
- La méthode par intégration directe.
- La méthode par intégration graphique.

Tableau 5. 2 : Caractéristiques du pertuis du canal

Désignations	Unité	Valeurs
		canal
Débit traversé par la galerie (Q)	m ³ /s	129.54
Vitesse moyenne (v)	m/s	5.75
Hauteur du canal (H)	m	4
.Larguer du canal (l)	m	6
Longueur du canal (L)	m	1000
Hauteur normale (hn)	m	2.56
Hauteur Critique (hc)	m	3.03
Nombre de Froude (Fr)	h	1.05
Section mouillé (A)	m ²	22
Périmètre mouillé (p)	m	13.24
Rayon Hydraulique (Rh)	m	1.66
Coefficient de Manning (Ks)	/	75
La pente du canal (I)	m/m	0.003
La pente de la ligne d'eau (In)	m/m	0.003

5.2.2 Aménagements complémentaires au niveau de l'oued Tarène

5.2.2.1 Protection des berges contre l'inondation

Le type d'aménagement fluvial le plus courant est la protection des berges contre les crues appelée le revêtement constituent la forme la plus courante d'aménagement fluvial (figure 5.1). Ils se composent d'une couche de matériaux résistant à l'érosion qui recouvre le matériau érodable des berges, et parfois même de la Rivier. On utilise pour cela différents matériaux : enduis géotextiles ; etc.

Le choix des matériaux le plus adopté doit s'effectuer à un stade précoce du projet. Les enrochements peuvent être placés directement sur les berges ou le lit à protéger. Néanmoins ; on recommande souvent de les placer sur une sous couche de transition entre l'enrochement moyen

de la carapace et les matériaux fins et érodable des fondations. La sous couche peut être constituée de roche broyée ou de galets qui empêche toute érosion du sous sol à travers les vides de la protection. Il est possible d'utiliser des géotextiles dans le système de filtration, en parallèle ou à la place du filtre granulaire. La sous couche permet à la fois de réduire que les matériaux des fondations ne soit emporté dans la carapace, et le risque que celle-ci perfore le sous sol. (Benmia, 2012)

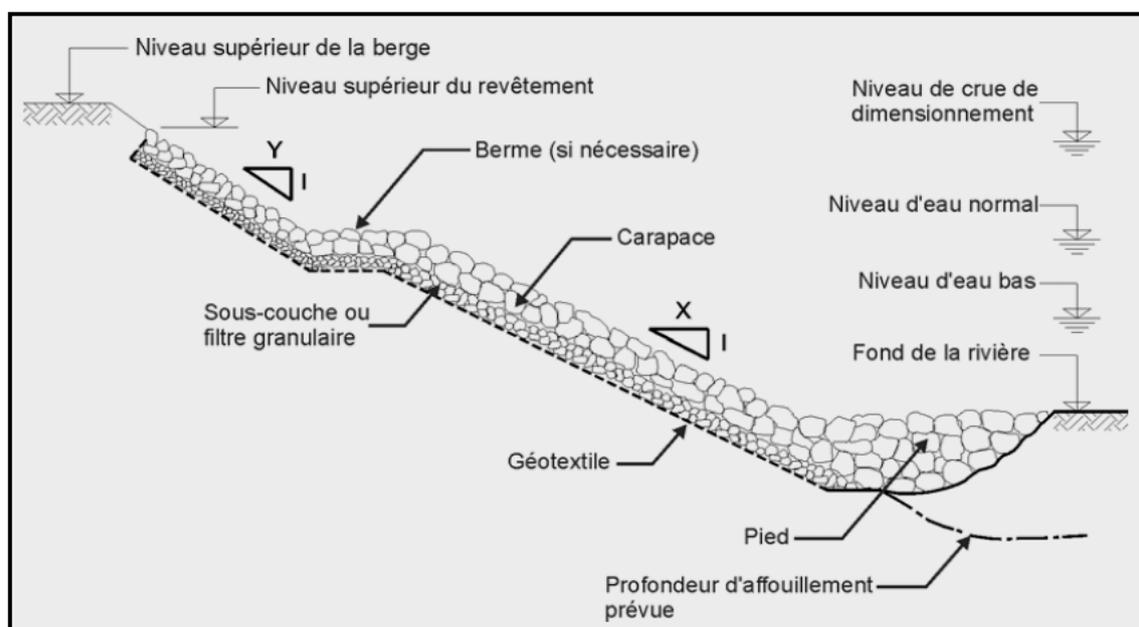


Figure 5.1 : Eléments constitutif d'un revêtement en enrochement classique (Tappin, R G R, Van Duivendijk, Haque, M 1998)

5.3 Les différents types d'aménagements

Une fois la situation du risque est décrite, il est possible de faire une prévision d'un large éventail d'aménagements qui pourra a priori participer à la réduction des conséquences des écoulements provoquant les inondations.

Ces aménagements peuvent être prévus au niveau du bassin versant, dans les réseaux primaires et dans le lit majeur des cours d'eau.

Comme évoqué précédemment, le risque résulte de la conjonction d'un aléa et d'une vulnérabilité ceci souligne l'importance d'agir sur les deux volets :

Réduction de l'aléa et réduction de la vulnérabilité.

5.3.1. Atténuation de l'aléa

L'objectif d'une stratégie de réduction de l'aléa est de réduire des eaux sur les zones comportant de forts enjeux humains et économiques à l'échelle du bassin versant.

L'atténuation de l'aléa possède deux grands principes :

L'augmentation des capacités d'écoulement consiste à modifier le cours d'eau de telle sorte qu'il puisse supporter un débit plus important sans qu'il ait débordement. Les aménagements concernés sont :

- **Recalibrage du cours d'eau**
- **Endiguement du cours d'eau**
- **Reboisement**
- **Recalibrage des ouvrages d'art**
- **Recalibrage des systèmes d'évacuation de l'eau**

L'augmentation des capacités de stockage consiste à stocker pendant un certain temps un volume d'eau de telle sorte à laminer le débit de pointe en aval de la zone de stockage. Le débit étant moins fort. Le débordement est moins important. Les aménagements qui permettent ce type de comportement :

- **Préservation des zones d'expansion des crues**
- **Barrage ou retenue d'eau**
- **Réservoirs d'orage**

Limitation des vitesses d'écoulement, soit au niveau du bassin versant, soit au niveau du cours d'eau. En réalisant ces travaux qui ont pour objet la lutte contre le ruissellement et l'érosion des sols, par conséquent la régularisation du débit liquide du cours d'eau et la diminution du débit solide. Parmi ces aménagements citons ici deux exemples :

- **Correction torrentielle**
- **Épis**

5.3.1.1 Recalibrage du cours d'eau

Il s'agit de modifier la géométrie du lit du cours d'eau (abaissement de la ligne de fond, augmentation de la section en travers) pour modifier la valeur de la crue de plein bord.

À l'instar de l'endiguement, le recalibrage du cours d'eau a un effet positif mais également des effets potentiellement négatifs à l'aval de son implantation.

Le recalibrage du cours d'eau implique également des modifications à grande échelle de la dynamique géomorphologique du cours d'eau, dont les effets peuvent être négatifs (Abaissement de la nappe phréatique, problème de transport solide etc....)

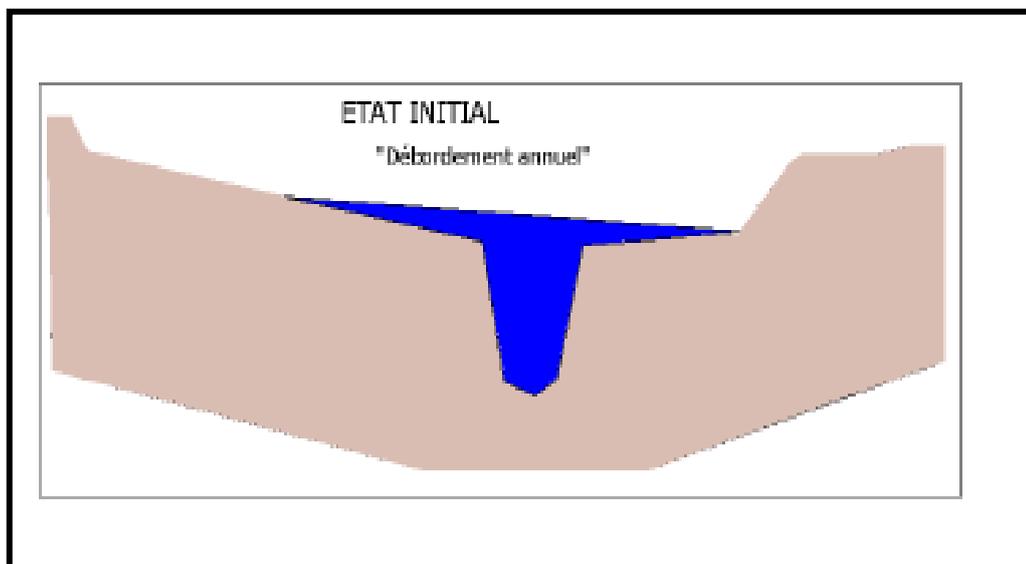


Figure 5.2 : Etat initial du cours d'eau

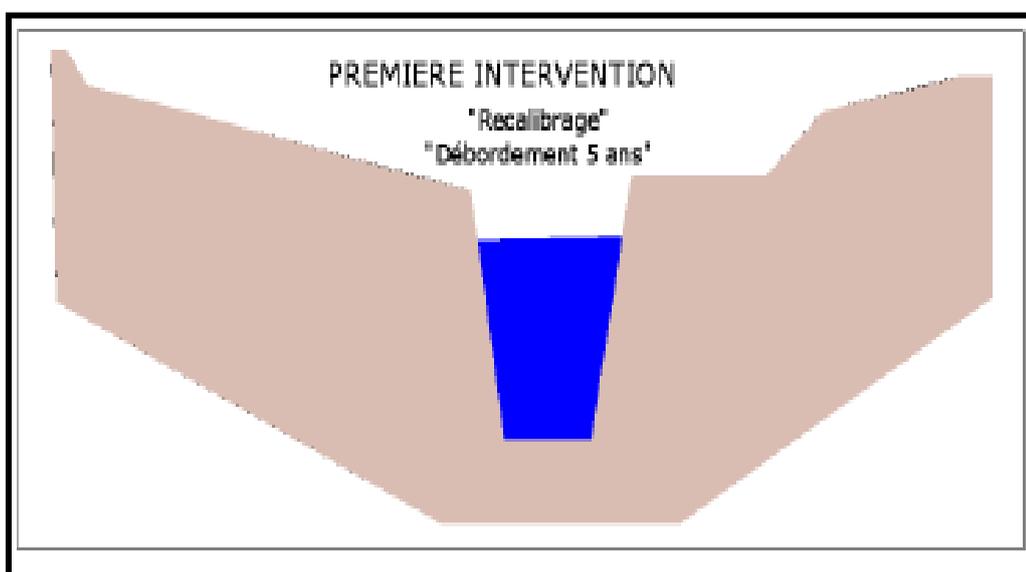


Figure 5.3: Première intervention du cours d'eau

5.3.1.2 Endiguement du cours d'eau

Les digues vont permettre au cours d'eau d'accepter un débit supérieur à celui de plein bord sans qu'il y ait débordement.

L'effet d'un endiguement est d'empêcher le débordement pour des crues dont les débits sont inférieurs à ceux de la crue de projet. Au-delà de ces débits, le débordement aura lieu, ses conséquences sont souvent accrues du fait de vitesses d'écoulement importantes là où se produit la submersion.

L'endiguement a un effet positif, mais également des effets négatifs à l'aval de son implantation. La réalisation de digues implique un risque supplémentaire sur le territoire protégé en cas de rupture de la digue, même sans submersion (cas des renards). Ce risque expose très sévèrement sur la vie des riverains

5.3.1.3 Reboisement

Le processus de reboisement est basé sur : La nature du sol ; la qualité de la plante efficace et le type de climat. La végétation favorise la rétention, ralentit les temps de réponse et atténue les volumes ainsi que les débits de pointe mesurés sur le bassin versant.

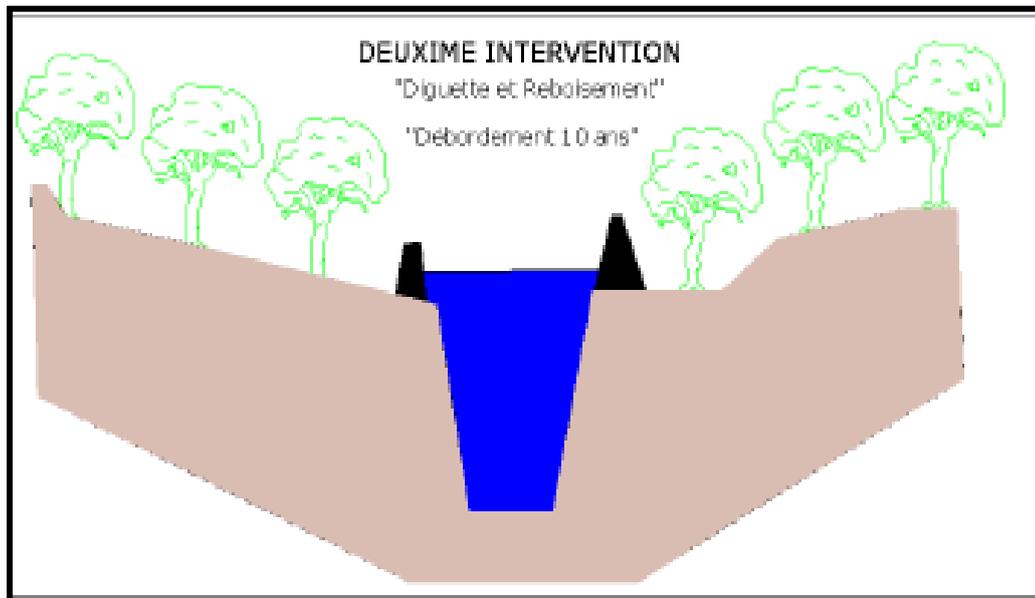


Figure 5.4 : Deuxième intervention du cours d'eau

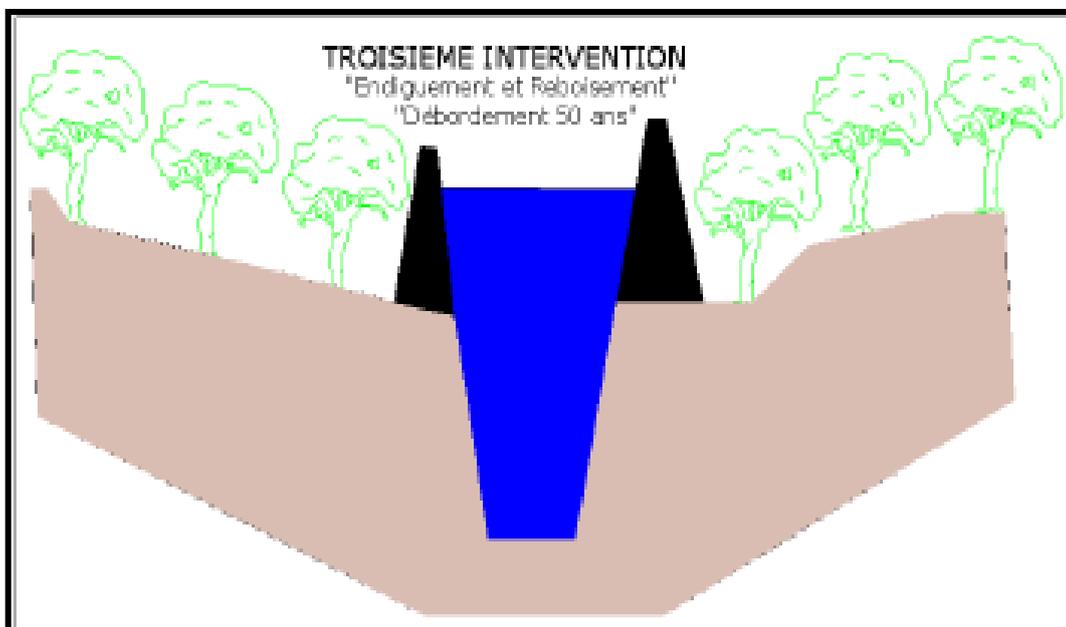


Figure 5.5 : Troisième intervention du cours d'eau

Au plan de la tenue des berges, un arbre peut jouer différents rôles selon, sa taille, sa position et son espèce citons ici le platane qui tapisse la berge et la protège de l'érosion.



Figure 5.6 : Aménagement des berges de l'oued contre le glissement (Halouche, 2007)

Au plan morphologique, la végétation a un rôle important. Lorsque la végétation existe au niveau des berges, le lit est moins large plus profond et la pente des berges est plus forte.

5.3.1.4 Recalibrage des ouvrages d'art

Cette opération consiste à modifier l'architecture des ouvrages d'art pour leur permettre de laisser passer un débit plus important en cas de crue et limiter les possibilités d'embâcles. L'effet est essentiellement en amont de l'ouvrage d'art.



Figure 5.7 : Réalisation un ouvrage d'art (Halouche, 2007)

5.3.1.5 Recalibrage des systèmes d'évacuation de l'eau

Cette opération consiste à modifier les capacités d'écoulement des systèmes d'évacuation des eaux pluviales pour éviter que leur engorgement ne provoque des inondations dues aux précipitations sur une zone urbanisée. Il peut également s'agir de modifier un défaut des systèmes d'évacuation qui n'empêche pas l'eau du cours en crue de refouler.

5.3.1.6 Préservation — restauration — création des zones d'expansion des crues

Il s'agit de préserver ou de restaurer des zones connues d'expansion de crues du cours d'eau. Ceci implique généralement de contrôler l'occupation de la zone d'expansion de crues de telle sorte que la submersion de la zone ne soit pas finalement remise en compte. Les effets positifs sont à une échelle plus ou moins locale en fonction de la surface de stockage effectivement en jeu

5.3.1.7 Correction Torrentielle

Selon la pente, les rivières se classifient en trois types, dans les rivières torrentielles et les torrents la vitesse d'écoulement est très élevée et provoque le transport des sédiments par la force de l'eau de lave torrentiel, pour diminuer cette vitesse on utilise les travaux de correction torrentielle qui consistent à implanter des digues le long du cours d'eau.



Figure 5.8 : Correction torrentielle

5.3.1.8 Les épis

Un épi est une structure enracinée à la berge, établie transversalement par rapport au cours d'eau. Les épis constituent des obstacles à l'écoulement de l'eau et provoquent un régime de vitesse décroissant de la tête vers l'enracinement et entraînent un changement de direction de courant à leur voisinage.

En basses eaux, sans déversement, les courants forment des tourbillons à axe vertical.

En hautes eaux, avec déversement par-dessus l'épi, il se forme d'autres tourbillons à axe horizontal qui se superposent aux premiers. (Slimani, 2011)

a. *Implantation des épis :*

L'espacement entre les épis dépend de la largeur de la rivière, de leur longueur et de leur nature. Théoriquement, pour qu'un système d'épis soit efficace, il faut que l'écart entre deux épis successifs soit de l'ordre d'une fois et demie (1,5) leur longueur moyenne.

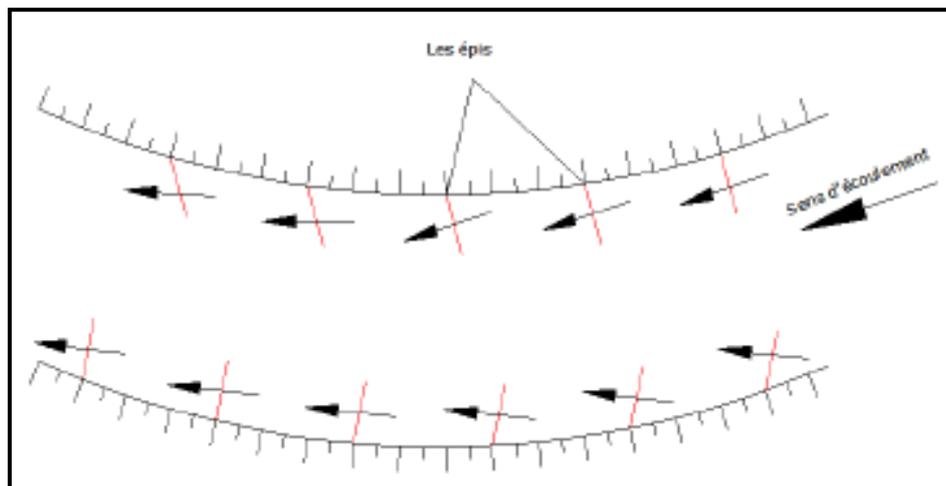


Figure 5.9 : Implantation des épis (Benmia, 2012)

Dans tous les cas la mise en œuvre concrète de ces techniques se fera dans un doublesouci :

- Développer une réflexion spécifique d'adaptation au bassin versant traité,
- Prendre en compte systématiquement les mises en danger éventuelles que ces aménagements peuvent eux-mêmes provoquer.

5.3.1.9 Banquette

La technique des banquettes est de double objectif, la lutte contre l'érosion et la réduction de ruissellement en favorisant l'infiltration due à la diminution de pente. Leurs effet est considérable dans la défense et la restauration de sol (Benmia, 2012)

La banquette mécanique se divise en quatre zones.

1. Le fossé large reçoit les eaux de ruissellement de l'impluvium.
2. Le talus reçoit la pluie et un apport latéral des eaux du fossé.
3. L'impluvium à l'amont du fossé ; zone cultivé entre les bourrelets, qui ne reçoit plus que la pluie moins le ruissellement.
4. La zone de l'impluvium à l'aval et proche du bourrelet qui pourrait recevoir un appoint d'eau par drainage à travers le bourrelet lors des grosses averses.

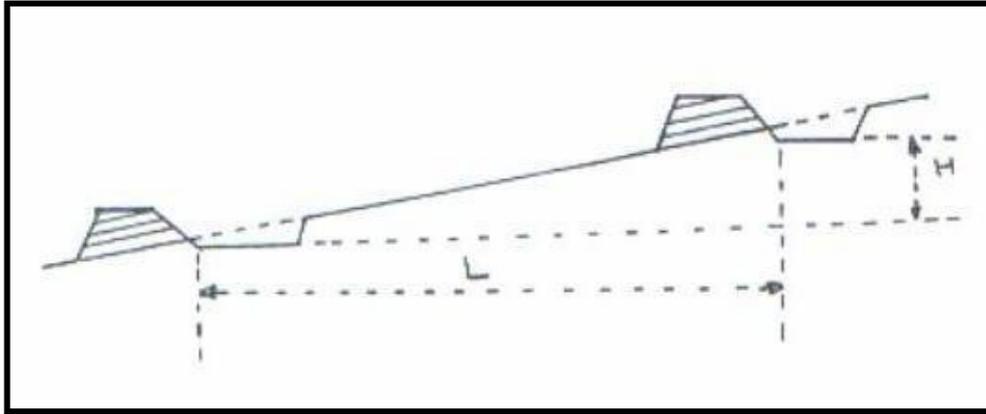


Figure 5.10 : Eléments caractéristiques d'un réseau de Banquette.

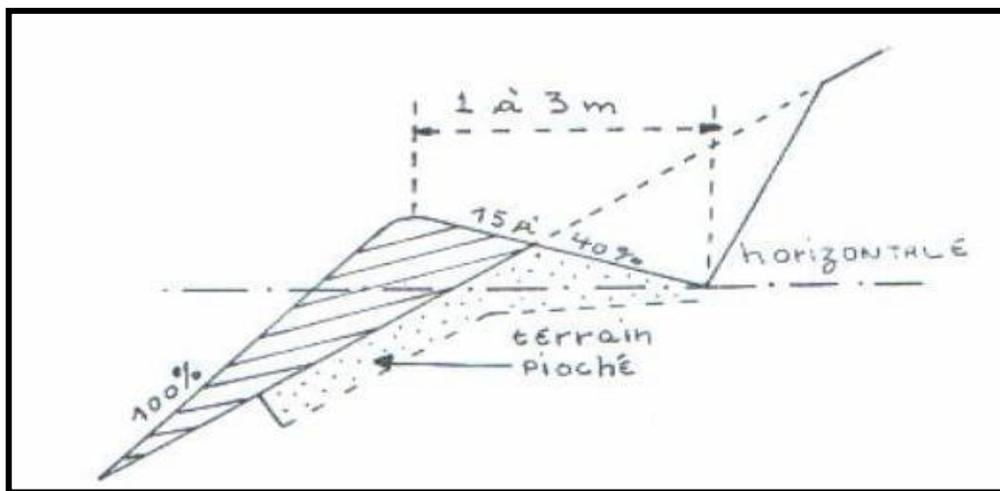


Figure 5.11 : Banquette à profil déversé.

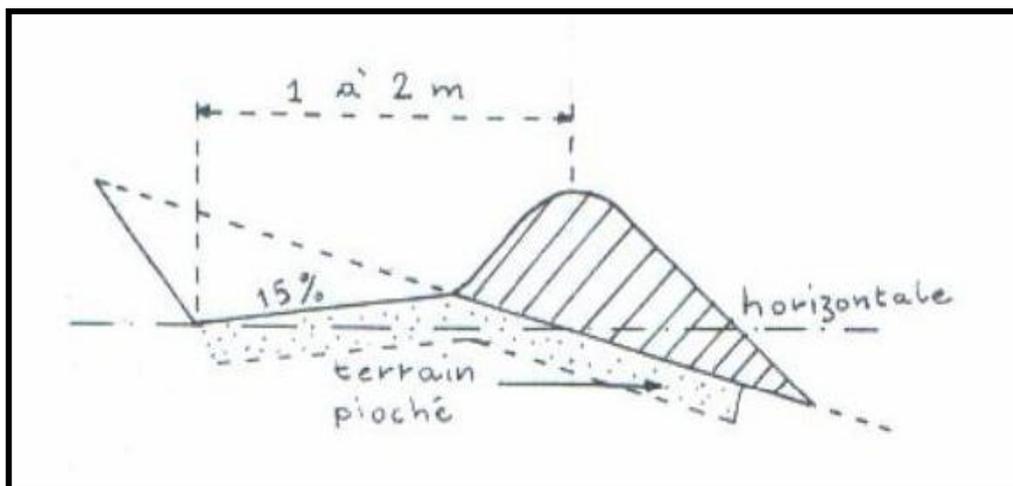


Figure 5.12 : Banquette à profil normal.

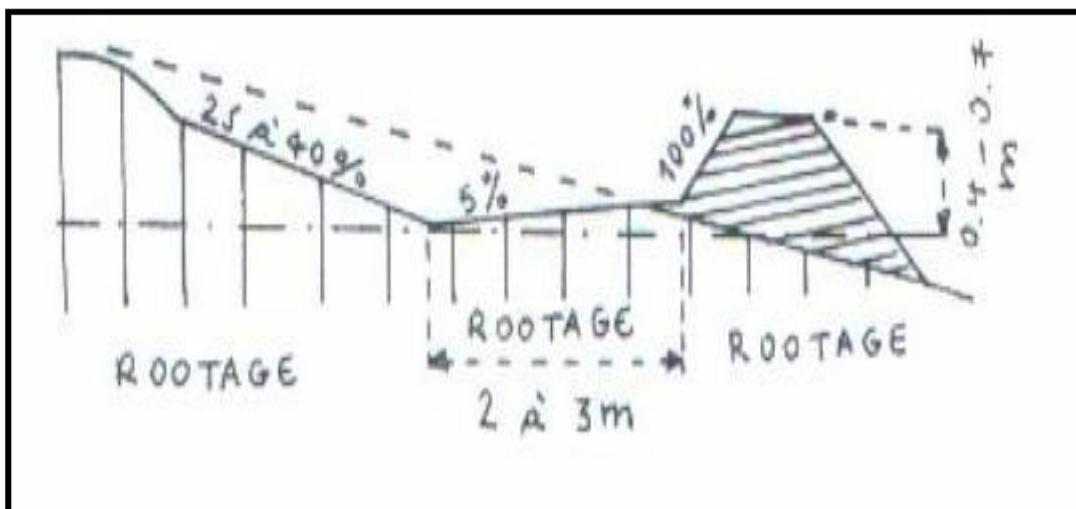


Figure 5.13 : Banquette à talus coupé.

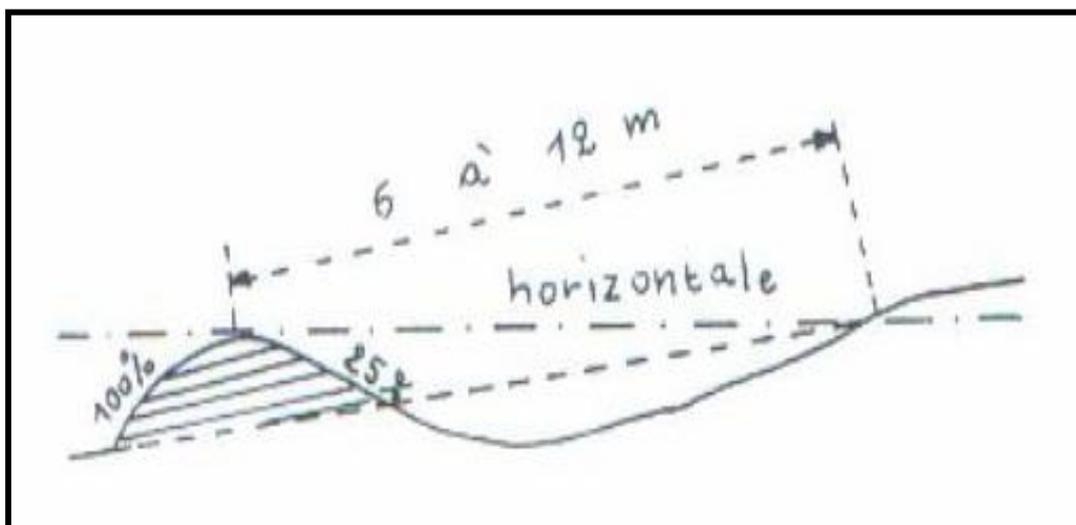


Figure 5.14 : Banquette à simple courbure.

5.3.2 Atténuation de la vulnérabilité

Les actions de réduction de la vulnérabilité peuvent être envisagées à de nombreuses échelles de temps :

- Long terme : Planification de l'occupation des sols ;
- Moyen terme : Mesures constructives ;
- Court terme : Mesures d'urgence.

Afin d'éviter le surcroît de la vulnérabilité, une attention toute particulière doit être accordée aux facteurs suivants :

5.3.2.1 L'influence des facteurs anthropiques

Les facteurs anthropiques constituent des facteurs aggravants et ont un rôle fondamental dans la formation et l'augmentation des débits des crues des cours d'eau.

5.3.2.2 L'urbanisation et l'implantation d'activité dans les zones inondables

Elles constituent la première cause d'aggravation du phénomène. En parallèle, l'augmentation du niveau de vie et le développement des réseaux d'infrastructures ont accru dans des proportions notables la valeur globale des biens et la fragilité des activités exposées (vulnérabilité).

5.3.2.3 La diminution des champs d'expansion des crues

Consécutives à l'urbanisation et parfois aggravées par l'édification de digues ou de remblais, elles ont pour conséquence une réduction de l'effet naturel d'écrêtement des crues, bénéfique aux secteurs habités en aval des cours d'eau.

5.3.2.4 L'aménagement parfois hasardeux des cours d'eau

Beaucoup de rivières ont été modifiées localement sans se soucier des conséquences en amont ou en aval. Ces aménagements inappropriés du territoire (suppression de méandres, endiguement, etc.) peuvent avoir pour conséquences préjudiciables l'accélération de crues en aval et l'altération du milieu naturel.

5.3.2.5 La défaillance des dispositifs de protection

Le rôle des dispositifs de protection (digues, déversoirs) peut être limité. Leur mauvaise utilisation et leur manque d'entretien peuvent parfois exposer davantage la plaine alluviale que si elle n'était pas protégée.

5.3.2.6 L'utilisation ou l'occupation des sols sur les pentes des bassins versants

Toute modification de l'occupation du sol (déboisement, suppression des haies, pratiques agricoles, imperméabilisation) empêchant le laminage des crues et la pénétration des eaux, favorise une augmentation du ruissellement, un écoulement plus rapide et une concentration des eaux. Aussi le sens des cultures joue un rôle important dans le phénomène de ruissellement, non seulement du point de vue de la quantité d'eau ruisselée mais également de la quantité de matériaux emportés. L'idéal est de cultiver dans un sens parallèle aux lignes de niveau. (Benmia, 2012)

5.4 Etude hydraulique

5.4.1 L'objectif de l'étude Hydraulique

L'étude hydraulique consiste à faire le diagnostic de la zone d'étude pour tout événement hydraulique. Elle consiste à calculer les hauteurs d'eau et déterminer les zones de débordement. Dans ce travail, nous avons utilisé le logiciel de la modélisation de rivières (HEC-RAS) qui permettent de reproduire l'état naturel de la zone à l'état numérique. Le logiciel de modélisation hydraulique HEC-RAS permet de connaître le comportement d'un cours d'eau et le cas échéant de prévoir les inondations et de pouvoir anticiper les éventuels dégâts.

Une simulation hydraulique d'un modèle est un calcul, dont les résultats sont caractéristiques du débit, de la géométrie du cours d'eau ainsi que des conditions aux limites du modèle. Les données topographiques et les conditions aux limites sont les données de base pour concevoir le modèle dans HEC-RAS. Il existe différents types de données topographiques qui dépendent de l'extension géographique du modèle, de sa résolution et surtout de la précision des valeurs.

5.4.2 Problématique

Nous allons à présent mener une étude focalisée sur l'inondabilité de zones à risques. Pour cela nous disposons de la réponse hydrologique en tout point du bassin versant, ainsi que d'estimations de débits de crue à différentes périodes de retour.

Aussi nous avons choisi de nous intéresser au bief de l'oued Tarène situé dans la commune de Bensekrane, En effet, cette zone est souvent touchée par des inondations.

Dans cette partie nous avons étudié deux variantes :

- Première variante étude du débit de la crue centennale à travers l'oued Tarene sans aménagements au niveau du milieu urbain de Bensekrane.
- Deuxième variante étude du débit à travers l'oued Tarène avec des aménagements au niveau du milieu urbain de Bensekrane

5.4.3 Présentation de HEC-RAS

C'est un logiciel de modélisation monodimensionnel qui a été développé par l'US Army Corps of Engineers. HEC-RAS signifie Hydrologic Engineering Center – River Analysis System, soit Centre d'ingénierie en hydrologie – système d'étude des rivières. Il permet de faire des simulations en régimes permanent et transitoire d'une rivière. Il permet aussi de faire une simulation avec des maillages entre les rivières.

Il consiste en général à déterminer la hauteur d'eau dans la rivière à chaque débit entrant et aussi quelques variables caractéristiques d'un écoulement fluvial, comme la charge, la vitesse de l'eau, ou autre. Enfin un écoulement monodimensionnel donne une valeur unique de chaque variable pour chaque profil en travers du modèle.

Un modèle hydraulique HEC – RAS contient dans sa géométrie des profils en travers des rivières et les profils des ouvrages. Les profils en long sont calculés à l'altitude de leurs profils en

travers, ils sont perpendiculaires au sens de l'écoulement et présentent des coordonnées et des altitudes topographiques. Ils décrivent la forme et l'allure de la rivière.

Par rapport à d'autre logiciel de simulation, le logiciel HEC – RAS tient compte des calculs en présence des ouvrages dans la rivière pendant la simulation et garde en général les topographies extraites des données du système géographique. Le temps de calcul d'HEC – RAS pour une simulation est plus rapide. En régime permanent, les résultats sont moins précis car la simulation ne tient compte que d'un seul débit tout le long de la rivière. Par contre avec la simulation en régime transitoire, les résultats sont beaucoup plus précis et approchent les observations (obtenus sur le terrain).

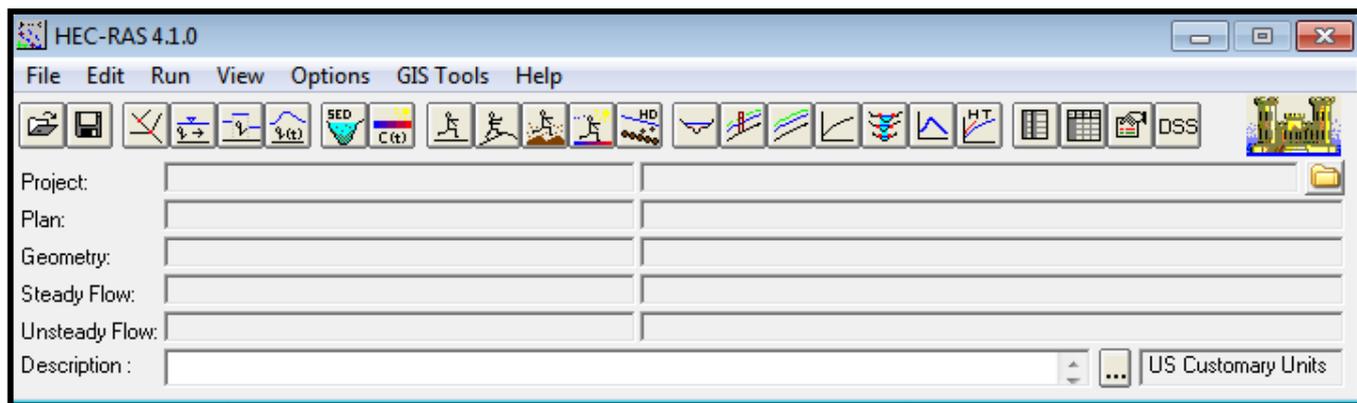


Figure 5.15. Fenêtre principale du logiciel HEC-RAS

5.4.4 Création de la rivière

Pour générer une rivière, HEC-RAS demande à l'utilisateur de lui fournir des profils en travers plus ou moins éloignés les un des autres. C'est la partie du travail la plus contraignante, car il faut tabuler de nombreux profils. Pour le cas de l'oued Tarène le nombre de profils qui a été fixé est de 20 profils en travers.

Pour effectuer ces calculs, et trouver une solution convergente, le logiciel a besoin d'un espacement limité entre les sections. Par exemple, 100m est raisonnable. Nous avons ainsi la possibilité d'interpoler de nouvelles sections entre les anciennes. Ainsi nous pouvons disposer d'un bief exploitable. C'est cette solution que nous avons choisie. HEC-RAS permet de prendre en compte toutes les irrégularités des sections. Pourtant, le manque de temps ne nous a pas permis de mettre dans la modélisation des singularités qui peuvent éventuellement freiner l'écoulement (rétrécissement du aux ponts, chutes sur les seuils).

5.4.5 Calcul de lignes d'eau HEC-RAS

Ce logiciel permet d'effectuer des calculs d'écoulements filaires à surface libre en régime permanent. Les calculs de lignes d'eau permettent tant l'analyse de la capacité de cours d'eaux (risques de débordement, inondations) que l'étude de l'impact de modifications des conditions de bords (ponts, endiguements).

Les calculs de lignes d'eau d'écoulements graduellement variés sont basés sur l'équation de Bernoulli. Les pertes de charge sont évaluées par l'équation de Manning-Strickler pour le terme de frottement et par des coefficients de contraction-expansion. En écoulement brusquement

varié, HEC-RAS utilise l'équation de quantité de mouvement. Celle-ci est appliquée aux ressauts, et dans certains cas, aux passages du barrage et aux confluences.

La résolution de ces équations nécessite la connaissance de la géométrie du cours d'eau, de ses caractéristiques de rugosité et du débit d'écoulement.

5.4.6 Fonctionnement

HEC-RAS est capable de modéliser avec une extrême finesse un large éventail de conditions d'écoulement. Le centre de contrôle, pièce maîtresse d'HEC-RAS permet de gérer et de combiner les différents types de données:

- géométrie;
- débits et conditions aux limites;
- conditions de calcul;
- résultats.

Un même projet peut contenir plusieurs descriptions géométriques (état actuelle), plusieurs jeux de débits Q_{100} , les conditions de calcul étant des combinaisons de débits et de géométries.

- Pour un débit centennale $Q_{(100)} = 129.54 \text{ (m}^3/\text{s)}$

5.4.7 Géométrie du cours d'eau simulé

Les réseaux de cours d'eau sont organisés en biefs séparés par des connections où s'opèrent les additions et séparations de débits. Il est possible de simuler des réseaux dendritiques et maillés. Dans chaque bief, les profils en travers définissant la géométrie sont classés selon leur position kilométrique.

Les données relatives à chaque section sont:

- le profil en travers, défini par une série de couples distance-altitude;
- les coefficients de rugosité et de perte de charge;
- la distance à la section suivante.

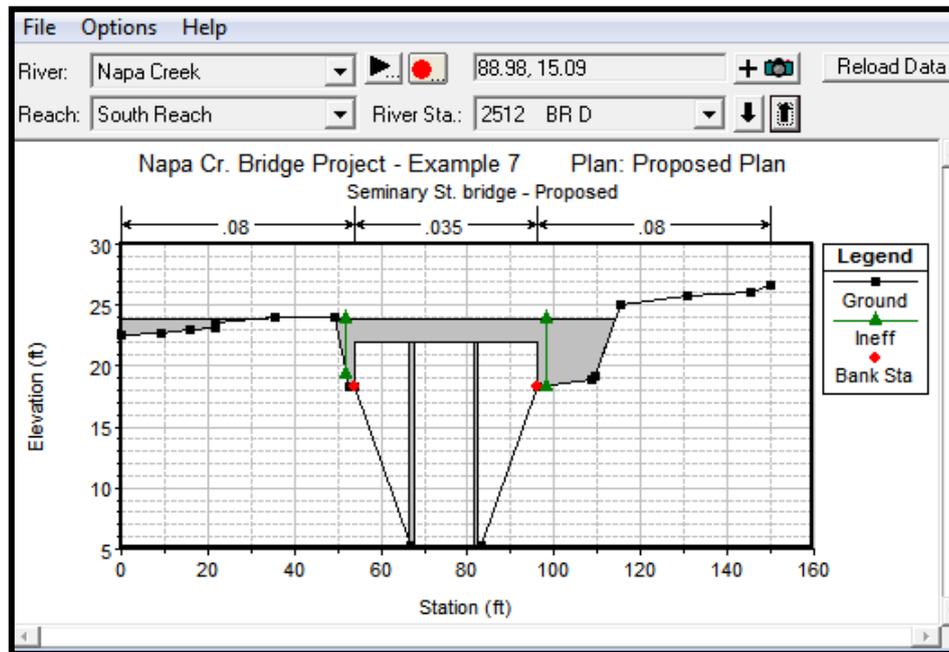


Figure 5.16: Définition d'une section de cours d'eau dans HEC-RAS

5.4.8 Présentation de l'oued Tarène

Oued Tarène se situe sur la frange nord orientale de la chaîne montagneuse de Traras et s'ouvre sur la méditerranée, les pentes dans la ville de Bensakrane sont relativement fortes. Elles atteignent 10 à 12%. La zone des pentes les plus faibles est représentée par la zone basse de la ville à l'embouchure de l'oued où les pentes sont douces et ne dépassent guère les 2%.

Les caractéristiques morphométriques de l'oued Tarène sont présentées dans le tableau 5.3.

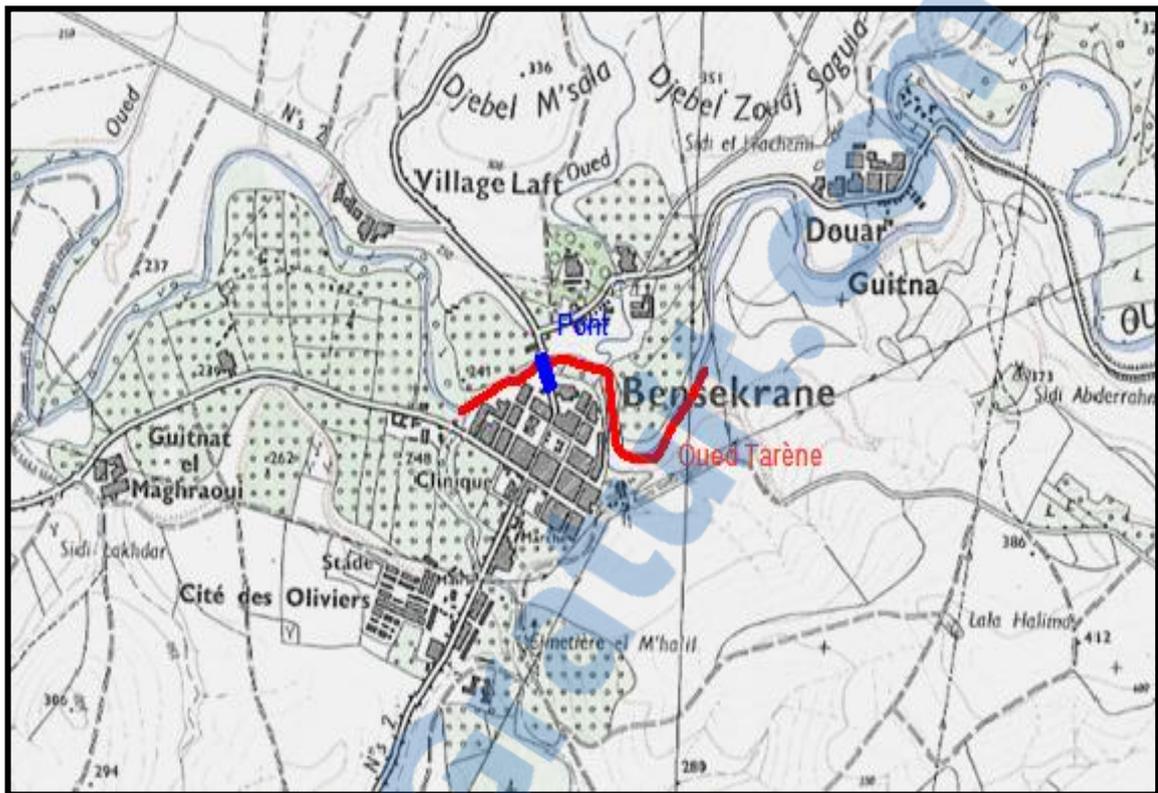


Figure 5.17: Situation géographique de l'oued de Tarène

Tableau 5.3 : Caractéristique Morphométriques de l'oued Tarène

La surface de l'oued	0.25 (Km ²)
Pente moyenne	3.25(%)
Pente moyenne du cours d'eau	2.75 (%)
La longueur de l'oued	1 (Km)
La largeur moyenne	35(m)

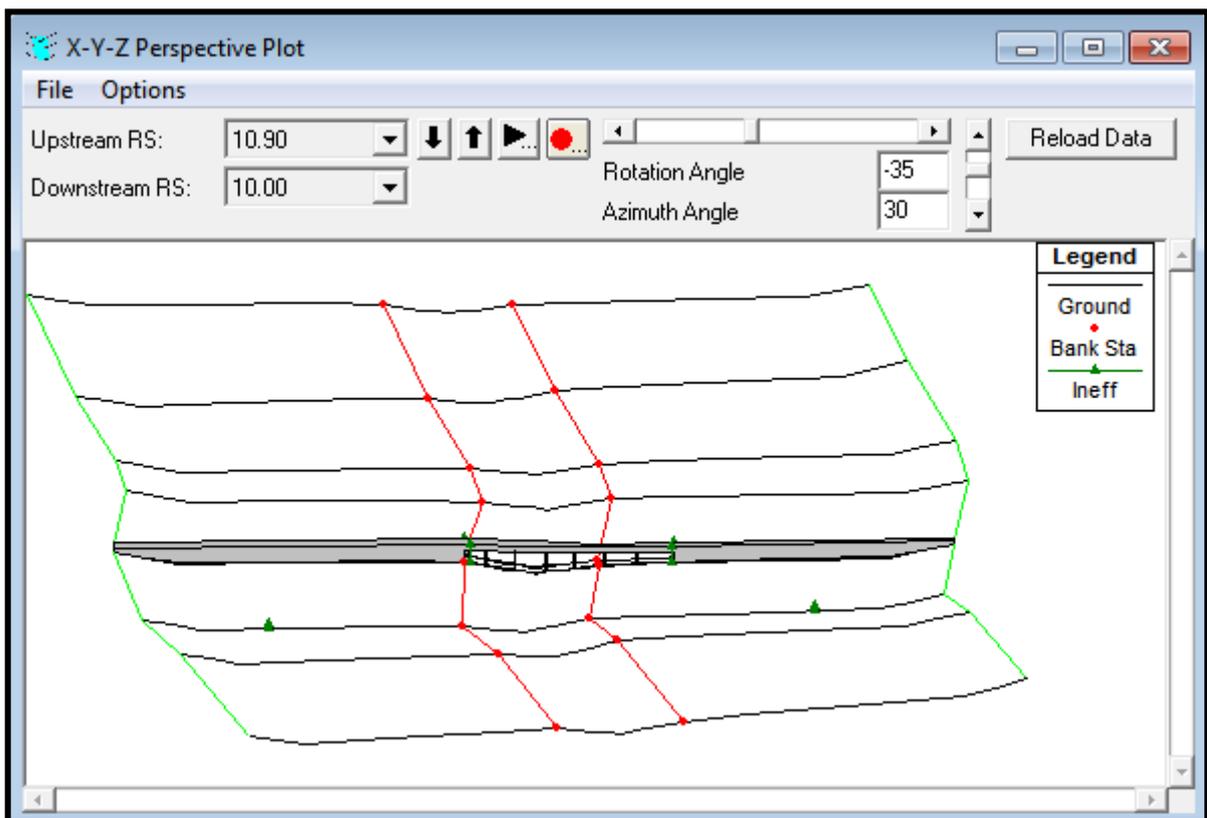


Figure 5.18 : Extrait de l'ossature du modèle hydraulique oued Tarène

Les données hydrauliques à entrer sont le débit à injecter à l'amont du tronçon et la pente du tronçon qui génère les conditions initiales à l'aval.

HEC-RAS calcule, à partir de ces données et pour chaque section, divers paramètres hydrauliques qui peuvent être visualisés sous forme de tableaux, de sections en travers ou en plan 3D.

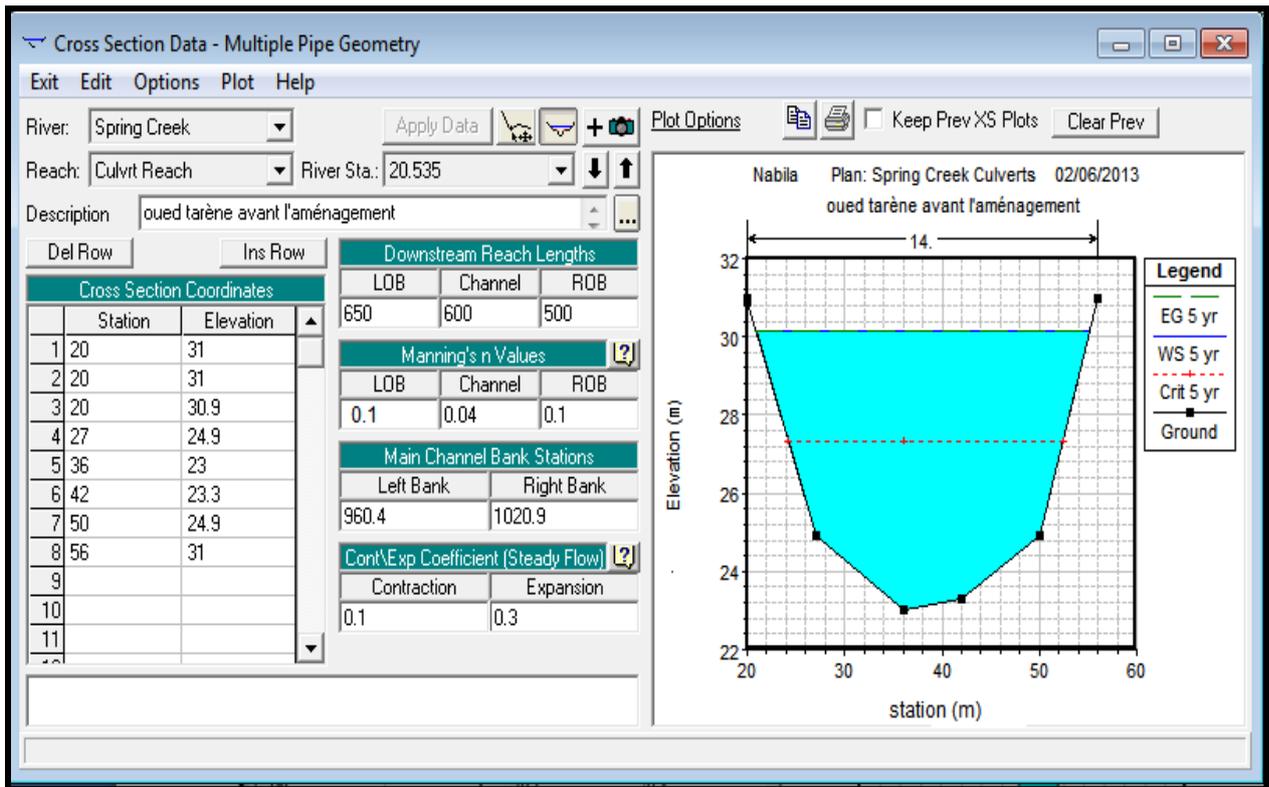


Figure 5.19: Fenêtre des données géométriques de profil n°20 (Oued Tarène)

5.4.9 Etude hydraulique dans l’oued Tarène

Oued Tarène est l’oued principale qui passe au centre de la ville de Tarène, pour cette étude nous avons utilisé plusieurs scénarios.

- le premier scénario est la simulation du modèle avant l’aménagement de l’oued Tarène avec seulement la crue centennale dans cet oued. ($Q= 129.54 \text{ (m}^3\text{/s)}$)
- Le deuxième scénario est la simulation du modèle après l’aménagement de l’oued Tarène avec seulement la crue qui traverse le canal. ($Q= 129.54 \text{ (m}^3\text{/s)}$)

Tableau 5.4 : débits injectés dans le modèle

	Valeurs de débit
Débit brut sans aménagement	129.54
Débit après l’aménagement (canal d’évacuation)	129.54

5.4.10 Simulations et résultats

5.4.10.1 Apport de la modélisation pour le diagnostic du risque

L'objectif du diagnostic est de décrire la situation de la ville de Bensakrane en cas de crue centennale. Tous les résultats du diagnostic s'obtiennent par simulation de HEC – RAS dont le modèle est l'image de la situation réelle après le calage. Avec l'intégration des hydrogrammes des crues, on suppose que les résultats obtenus de la simulation correspondent à l'état de la ville parce que ceux-ci résultent de l'ensemble des historiques des hydrogrammes des crues et du calage du modèle.

Pendant le diagnostic, les simulations se font en régime permanent, qui est beaucoup plus réaliste en termes de variation de débit dans le temps et de la vitesse d'écoulement dans le cours d'eau.

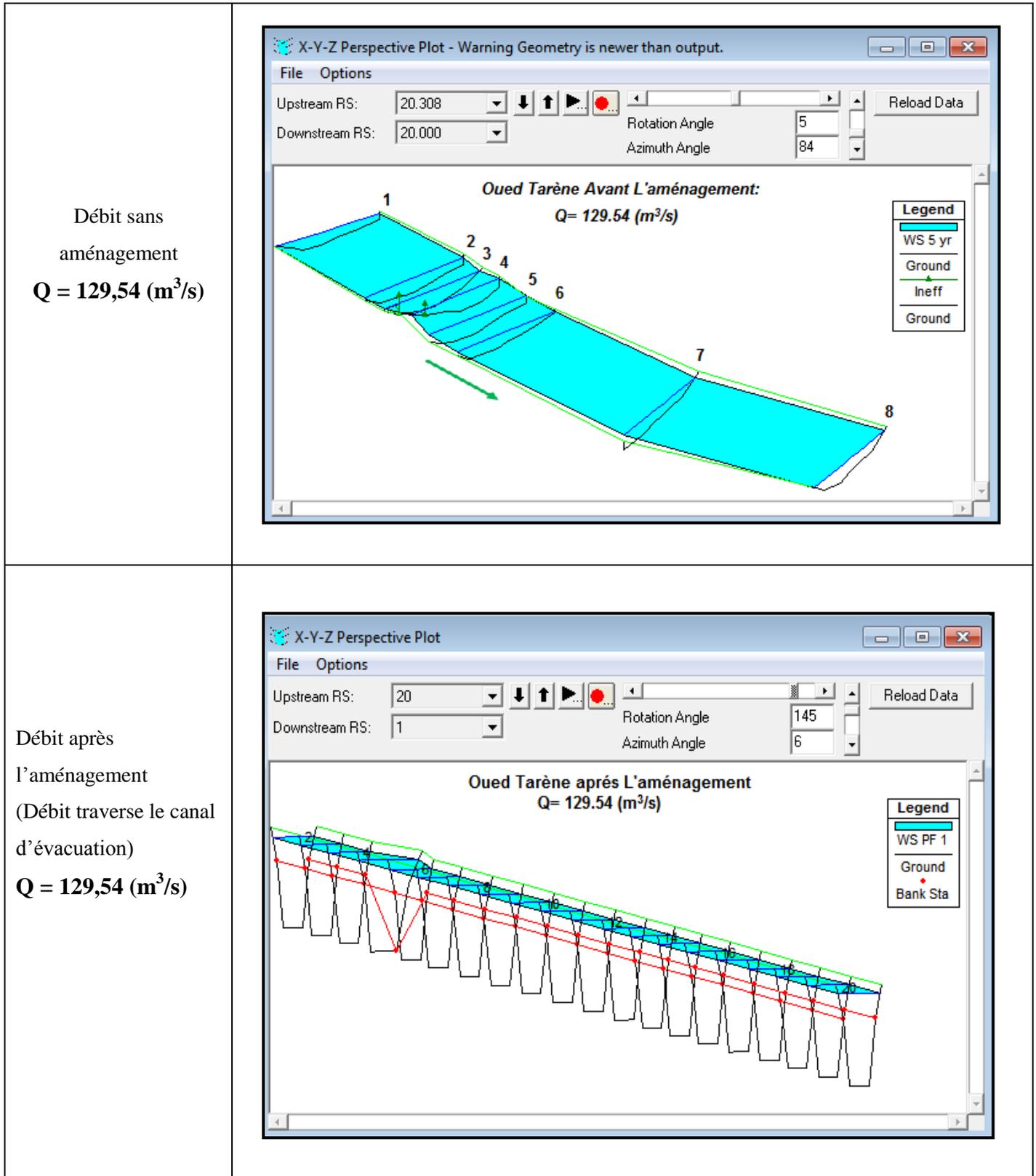
Les simulations sont lancées indépendamment avec différents scénarios de passage de crue centennale dans la ville de Bensakrane. Les résultats les plus intéressants pour cette étude sont les débits et les hauteurs d'eau dans l'oued de Tarène à tous les instants de la crue, les autres résultats sont pour les vérifications et la validité de tout l'ensemble des résultats, par exemple le nombre de Froude pour vérifier le régime de l'écoulement de l'eau (fluvial ou torrentiel) dans quelques endroits de l'oued.

Après avoir lancé le calcul sous HEC-RAS, nous avons obtenus les profils en long des zones inondables selon le débit considéré. Nous avons représenté grâce à HEC-RAS les zones inondées correspondant pour le débit centennial à partir de l'interpolation à quatre des profils en travers :

Les figures suivantes permettent d'avoir une vue d'ensemble des inondations. Nous pouvons ainsi nous apercevoir qu'à première vue, c'est surtout lors de la crue Q100 que les inondations sont importantes. Nous pouvons ainsi identifier les principales zones de débordement.

Tableau 5.5 : Zones inondées en fonction de la variation du débit

Crue considérée	Représentation des zones inondables
-----------------	-------------------------------------



Pour chaque modélisation, le logiciel nous fourni des tableaux nous donnant les valeurs correspondant aux différents paramètres du cours d'eau et de l'inondation tels que la cote du fond ou la cote de la ligne d'eau, les vitesses dans le lit mineur et majeur, le nombre de Froude au niveau de chaque profil. Nous avons sélectionné les données suivantes :

- V RG : Vitesse moyenne de l'écoulement en rive gauche
- V lit min : Vitesse moyenne de l'écoulement dans le lit mineur
- V RD : Vitesse moyenne de l'écoulement en rive droite
- Surface mouillée : Surface de l'écoulement au droit du profil en travers
- Largeur miroir : Largeur maximale du champ d'expansion de la crue
- Froude lit min : Régime de l'écoulement en lit mineur ($Fr < 1$: fluvial ; $Fr > 1$: torrentiel)

5.4.11 Etude des variantes

Variante 01 : Etude des écoulements sans aménagements de l'oued Tarène.

Tableau 5.6 : Les valeurs obtenues de la crue centennale avant l'aménagement pour un débit $Q = 129,54 \text{ (m}^3/\text{s)}$

File Options Std.Tables Locations Help												
HEC-RAS Plan: Spring Creek River: Spring Creek Reach: Culvrt Reach Profile: 5 yr												
Reach	River Sta	Profile	Q Total	Min Ch El	W.S. Elev	Crit W.S.	E.G. Elev	E.G. Slope	Vel Chnl	Flow Area	Top Width	Froude # Chl
			(m ³ /s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m ²)	(m)	
Selsbach	11	PF 1	129.54	8.08	9.19	8.33	9.19	0.000148	0.28	13.28	14.89	0.09
Selsbach	10	PF 1	129.54	7.86	9.17	8.13	9.17	0.000086	0.23	15.99	15.77	0.07
Selsbach	9	PF 1	129.54	7.74	9.15	7.99	9.16	0.000061	0.20	18.03	16.49	0.06
Selsbach	8	PF 1	129.54	7.65	9.15	7.92	9.15	0.000060	0.21	17.70	15.40	0.06
Selsbach	7	PF 1	129.54	7.65	9.14	7.95	9.15	0.000106	0.34	10.92	15.37	0.09
Selsbach	6	PF 1	Culvert									
Selsbach	5	PF 1	129.54	7.62	9.09	7.98	9.10	0.000196	0.45	8.09	15.17	0.12
Selsbach	4	PF 1	129.54	7.59	9.10	7.85	9.10	0.000060	0.21	17.64	15.20	0.06
Selsbach	3	PF 1	129.54	7.56	9.09	7.82	9.10	0.000056	0.20	17.99	15.22	0.06
Selsbach	2	PF 1	129.54	7.39	9.09	7.67	9.09	0.000034	0.17	21.91	17.26	0.05
Selsbach	1	PF 1	129.54	7.30	9.08	7.56	9.08	0.000027	0.15	23.93	17.91	0.04

E.G. Elev : élévation de la ligne d'énergie
Vel Head : La charge hydraulique
W.S. Elev. : Élévation de l'eau
Crit. W.S. : élévation dans le cas critique
E.G. slope : La pente de l'oued

Q Total : débit d'écoulement
Top Width : largeur supérieure mouillée de l'oued
Vel. Total : vitesse moy sur la section
Max Chl Depth : hauteur d'eau max
Min Ch El : élévation minimale du canal

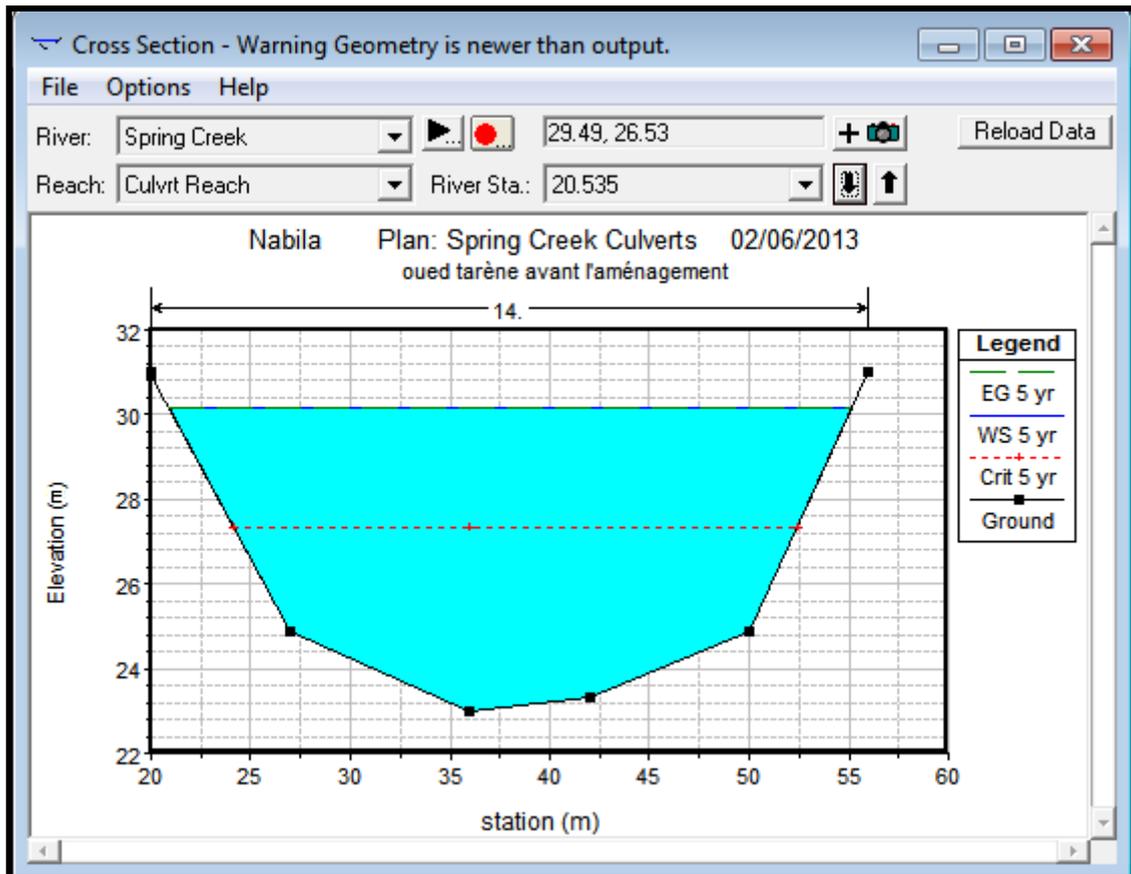


Figure 5.20 : Zones inondées au niveau du pont avant extrapolations de HEC- RAS pour $Q= 129.54 \text{ (m}^3/\text{s)}$

Pour la crue centennale (sans aménagement), on observe toutes les zones sont inondées. Au niveau de l'oued Tarène. Cependant la zone d'expansion de crue est beaucoup plus importante dans le cas du débit $Q=129,54 \text{ (m}^3/\text{s)}$. Sur le profil en long ainsi que d'après les données sur le champ d'expansion de la zone inondation (largeur miroir) nous pouvons remarquer que la zone inondée correspond au profil en travers entier sur la majeure partie des zones. Il nous est donc difficile de délimiter exactement la limite de la zone inondable. Dans le cas de la crue centennale, les zones à enjeux « majeurs » sont donc touchées par les inondations. Il semble donc important de devoir les protéger. Les hauteurs d'eau en lit majeur pour la crue centennale pour un débit de $129,54 \text{ (m}^3/\text{s)}$ varient et sont supérieures à 8 (m) au niveau de la zone du pont et comprises entre 6,50 à 8,50 pour la partie amont du pont. Du point de vue des vitesses, les vitesses en lit mineur sont relativement fortes ($v > 1\text{m/s}$) et peuvent même dépasser 2 m/s au niveau des profils p (1-1) et p (8-8) ce qui est relativement important. En lit majeur, les vitesses restent relativement modérées (en moyenne $0.20 \text{ m/s} < v < 1 \text{ m/s}$).

Enfin, il est à noter que dans la plupart des cas, les profils en travers ne sont pas suffisamment longs pour nous rendre compte de l'étendue de l'inondation. En effet, la frontière d'un profil en travers est considérée comme un mur par le logiciel lorsqu'elle est mouillée. Afin de connaître les limites de l'inondation, il faudrait que nos profils en travers se terminent sur des points.

Tableau 5.7 : Les valeurs obtenues de la crue après l'aménagement pour un débit $Q= 129.54$ (m^3/s)

Reach	River Sta	Profile	Q Total (m^3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m^2)	Top Width (m)	Froude # Chl
Selsbach	20	PF 1	129.54	0.00	5.49	5.60	0.000092	1.47	49.18	12.99	0.22
Selsbach	19	PF 1	129.54	0.00	5.49	5.60	0.000092	1.47	49.12	12.98	0.22
Selsbach	18	PF 1	129.54	0.00	5.48	5.59	0.000093	1.47	49.05	12.97	0.22
Selsbach	17	PF 1	129.54	0.00	5.48	5.59	0.000093	1.47	49.00	12.96	0.22
Selsbach	16	PF 1	129.54	0.00	5.48	5.59	0.000093	1.48	48.93	12.95	0.22
Selsbach	15	PF 1	Culvert	0.00	5.47	5.58	0.000094	1.48	48.87	12.94	0.22
Selsbach	14	PF 1	129.54	0.00	5.47	5.58	0.000094	1.48	48.81	12.93	0.22
Selsbach	13	PF 1	129.54	0.00	5.46	5.57	0.000094	1.48	48.75	12.92	0.22
Selsbach	12	PF 1	129.54	0.00	5.46	5.57	0.000095	1.48	48.69	12.91	0.22
Selsbach	11	PF 1	129.54	0.00	5.45	5.56	0.000095	1.48	48.63	12.90	0.22
Selsbach	10	PF 1	129.54	0.00	5.45	5.56	0.000095	1.49	48.56	12.89	0.22
Selsbach	9	PF 1	129.54	0.00	5.44	5.55	0.000096	1.49	48.50	12.88	0.22
Selsbach	8	PF 1	129.54	0.00	5.44	5.55	0.000096	1.49	48.43	12.87	0.22
Selsbach	7	PF 1	129.54	0.00	5.43	5.54	0.000096	1.49	48.37	12.86	0.22
Selsbach	6	PF 1	129.54	0.00	5.43	5.54	0.000097	1.49	48.30	12.85	0.22
Selsbach	5	PF 1	129.54	0.00	5.42	5.53	0.000097	1.49	48.24	12.84	0.22
Selsbach	4	PF 1	129.54	0.00	5.45	5.52	0.000041	1.17	67.54	18.36	0.17
Selsbach	3	PF 1	129.54	0.00	5.39	5.51	0.000099	1.50	47.88	12.79	0.22
Selsbach	2	PF 1	129.54	0.00	5.39	5.50	0.000100	1.51	47.82	12.78	0.22
Selsbach	1	PF 1	129.54	0.00	5.38	5.50	0.000100	1.51	47.76	12.77	0.22

E.G. Elev : élévation de la ligne d'énergie
Vel Head : La charge hydraulique
W.S. Elev. : Élévation de l'eau
Crit. W.S. : élévation dans le cas critique
E.G. slope : La pente de l'oued

Q Total : débit d'écoulement
Top Width : largeur supérieure mouille de l'oued
Vel. Total : vitesse moy sur la section
Max Chl Depth : hauteur d'eau max
Min Ch El : élévation minimale du canal

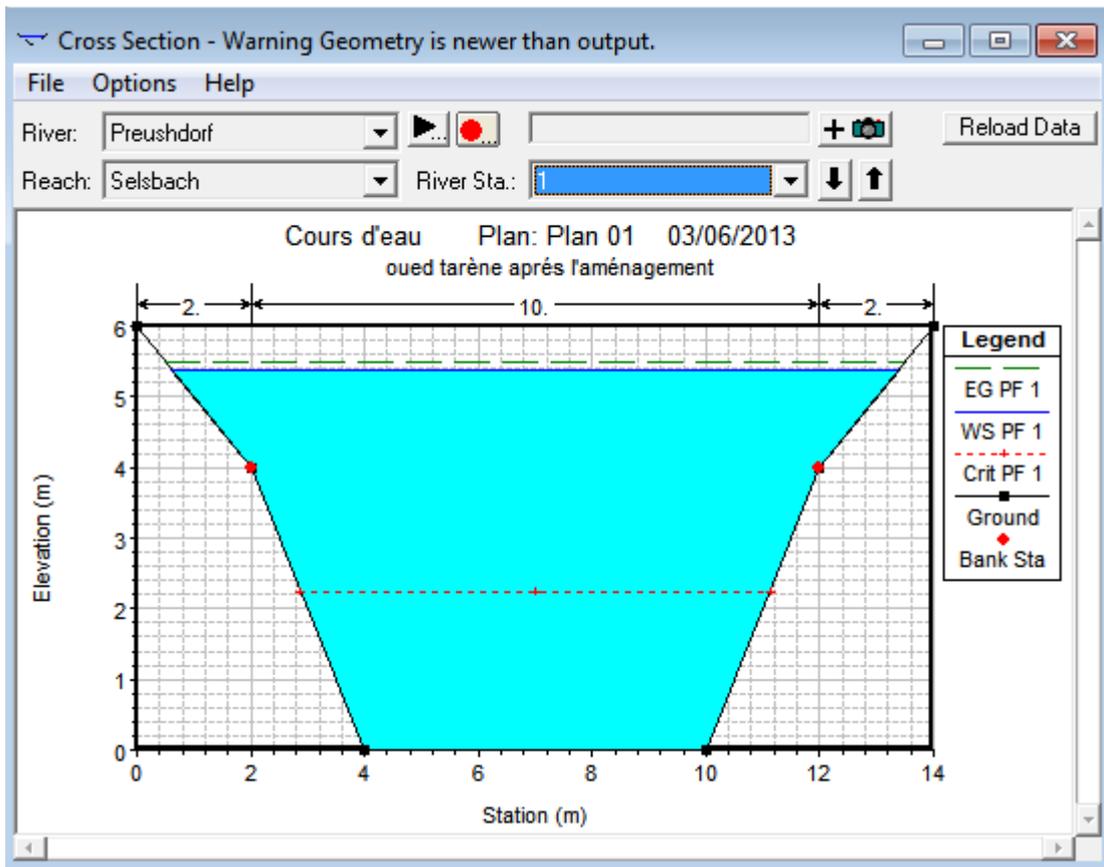


Figure 5.21 : Zones inondées après extrapolations de HEC- RAS pour $Q= 129.54 \text{ (m}^3/\text{s)}$

Les hauteurs d'eau au niveau du pont varient entre 4(m) et 5.49(m). Nous obtenons donc des hauteurs d'eau relativement importantes dans la zone urbaine et les vitesses en lit mineur sont relativement fortes ($v > 1\text{m/s}$), et relativement modérées en lit majeur (en moyenne $0.5 \text{ m/s} < v < 1 \text{ m/s}$) et le nombre de Froude toujours inférieur à 1.

Nous n'observons pas, lors d'une forte crue après l'aménagement (réalisation un canal d'évacuation), de débordement au niveau de la ville de Bensakrane, que ce soit au niveau des habitations ou des lotissements. Dans un premier temps nous pouvons vérifier le régime d'écoulement de notre rivière au sein du secteur considéré. Le nombre de Froude nous indique si nous sommes en présence d'un régime fluvial. Pour le cas de la crue de débit $129,54 \text{ (m}^3/\text{s)}$ nous avons bien $Fr < 1$, soit un régime fluvial ce qui correspond bien au cas réel.

Les hauteurs d'eau en lit mineur au niveau de la zone urbaine varient entre 1,8(m) et 2,20 (m) et sont de l'ordre de 2 m en moyenne. Du point de vue des vitesses, les vitesses en lit mineur sont relativement fortes ($v > 1,2\text{m/s}$), et relativement modérées en lit majeur (en moyenne $0,5 \text{ m/s} < v < 1 \text{ m/s}$)

D'après ces résultats et du point de vue des risques, nous pouvons en conclure que la zone urbaine représente une zone à enjeu faible et à risque moyen car les vitesses en lit majeur sont relativement modérées.

5.5 Conclusion

Cette étude nous a permis d'analyser les limites du champ d'inondation pour le débit centennale de crue et chercher à modéliser en régime permanent des écoulements débordants et notamment les crues avant et après l'aménagement sur l'oued Tarène. Les résultats obtenus sont corrects et confirment la fiabilité du modèle HEC-RAS en ce qui concerne les hauteurs d'eau et l'extension spatiale des crues.

Rapport Gratuit.com

Conclusion Générale

Conclusion générale

A travers ce mémoire, on a essayé d'abord d'expliquer la notion du risque inondation en montrant qu'il est un concept binomiale combinant en plus de l'aléa (le phénomène physique), la vulnérabilité qui est les conséquences dommageables de cet aléa sur les enjeux.

Nous nous sommes efforcés tout d'abord de caractériser les principaux facteurs physico-géographiques agissant sur l'écoulement, phase primordiale pour la connaissance d'un système hydrologique.

L'aménagement du bassin versant de la ville de Bensekrane n'était pas un but en lui-même, on s'est contracté à un exemple simple d'aménagement afin de concrétiser la méthodologie de cartographie de l'impact des interventions sur la réduction de risque, et de présenter les résultats de façon simple permettant aux différents acteurs de l'utiliser pour comparer les différents projets susceptibles d'être réalisés, cette méthodologie peut aussi présenter un outil de conviction au profit des projeteurs pour convaincre les décideurs

Une protection fiable passe certainement par une étude des causes d'inondation puis par une proposition des solutions convenables.

En discutant les modes de protection on s'est amené à la conjugaison de plusieurs mesures dans le but d'assurer le plus de sécurité. Ce qu'on a proposé au niveau des versant c'est au premier lieu des traitements agricole tel que les reboisements ; et ensuite un traitement hydro-agricole tel que la réalisation des banquettes et les gabionnages et enfin nous avons proposé un canal d'évacuation des eaux pluvial pour protéger la ville de Bensekrane contre les inondations.

Finalement notre travail Le diagnostic de la situation de la ville de Bensekrane est basé sur la construction d'un modèle hydraulique et une simulation en régime permanent des écoulements débordants et notamment les crues avant et après l'aménagement du bassin versant. Les résultats obtenus sont corrects et confirment la fiabilité du modèle HEC-RAS en ce qui concerne les hauteurs d'eau et l'extension spatiale des crues.

RÉFÉRENCÉS BIBLIOGRAPHIQUES

- [1].Bachi, M.,(2011). « Problématique du Risque Inondation en milieu urbain ; cas de l'agglomération de Sidi Bel Abbès » Mémoire de Magister, Université de Tlemcen.
- [2]. Berni .Z., (2010). « Effet des caractéristiques du bassin versant de Mekkerra sur les risques d'inondation (cas de la ville de Sidi Bel-Abbès) Mémoire de Magister en Agronomie, université de Tlemcen.
- [3].Bender, M. (1985). Etude de l'inventaire des terres et des forêts de l'Algérie du nord.
- [4]. Blin. P., (2001). « Développement d'une nouvelle méthode de cartographie du risque unitaire d'inondation (crue) pour des résidences », thèse de Grande de Maître- université du Québec.
- [5]. Benmia .K.(2012). « évaluation de la performance des barrages de Protection contre les inondations cas de la ville de Ghazaouet » mémoire de Magister, université de Tlemcen.
- [6]. Bobée .B.,(1978) . « Eléments de statistiques. Cours Dea Hydro Ecole de Mines de Paris.
- [7]. Boulghobra N., (2006). « Protection de la ville de Skikda contre l'inondation. essai de PPR ». Mémoire de Magister Aménagement Des Milieux Physiques, Université De Batna-
- [8]. Bousmaha. N et Youbi .M.,(2003) . « Contribution à l'étude de la protection de l'agglomération de Sebdoou contre les inondations ». Mémoire Ingénieur. Département D'hydraulique. Université de Tlemcen.
- [9]. Chachoua.A., (2010). « Gestion de crue dans un bassin versant –Etude hydrologique, hydraulique et aménagement » Mémoire de Magister, Université de Tlemcen.
- [10] .CTH : « Etude de la protection de la ville de Bensekrane contre les inondation »
- [11]. Direction de Ressource en eau de la Wilaya de Tlemcen – DREWT « plan d'aménagement et d'urbanisme de la commune de Bensekrane 2007 »

[12]. Direction de Ressource en eau de la Wilaya de Tlemcen – DREWT « étude de schéma directeur d’assainissement des diverses villes à travers de la wilaya de Tlemcen lot5 » bureau d’étude technique Bechlaghem Djillali.2010.

[13]. Hallouche. B., (2007). : « Cartographie des zones inondables de la plaine de sidi Bel Abbas par l’approche Hydrogéomorphologique » Mémoire Magister, Université de Sidi Bel Abbess.

[14]. Ledoux. B., (2006) : « La gestion du risque inondation » Edition TEC et DOC 11 rue Lavoisier-Paris.

[15]. Benhazil. L., (2011) : « Application du modele (GR) au bassin versant d’oued ISSER) » mémoire ingénieur d’état, université de Tlemcen.

[16]. Merabet, A., (2006): « Etude de la protection de la ville de sidi Bel Abbés contre les inondations » Mémoire de Magister ; Université de Sidi Bel Abbés.

[17]. Salamon .J.N., (1997) : « L’homme face aux crue et aux inondations », Presses Universitaire de Bordeaux, Université Michel de Montaigne- Bordeaux.

[18]. Slimani . S., (2011) : « etude de protection du village tafna (w.tlemcen) contre les inondations », Mémoire de l’Ingénieur d’état, Université de Tlemcen.

- HEC-RAS. Manuels d'utilisation et Guide.
- [Manuel d'utilisation du logiciel HEC-HMS](http://www.Manuel de references techniques.mht) : www. Manuel de references techniques.mht.

annexes

**Annexe n° 2: ajustement de la série des débits de pointe enregistrée à la station de
Sidi abdelli**

Tableau 4.4 Ajustement suivant la loi normale de la station de Sidi Abdelli

rang (R°)	Qp _i (m ³ /s) [1]	Probabilité P de dépassement		Probabilité P de non dépassement		u (variable réduite théorique) [4]= ((Qp- Q̄)/σ(Qp))	u (variable réduite expérimentale) [7]= [3] à partir de la table
		P(Q>Qi)= (R/N+1) expérimentale [2]	P(Q>Qi) : loi normale (théorique) [6]=1-[5]	P(Q<Qi)= théorique [5]=[4] et à partir de table	P(Q<Qi)= Expérimental [3]=1-[2]		
1	44.80	0.05	0.0051	0.9949	0.95	2.5764462	1.65
2	31.85	0.1	0.0951	0.9049	0.9	1.3105603	1.29
3	30.56	0.15	0.119	0.881	0.85	1.1839717	1.04
4	27.45	0.2	0.1894	0.8106	0.8	0.8801591	0.85
5	24.34	0.25	0.2843	0.7157	0.75	0.5763465	0.68
6	23.82	0.3	0.3015	0.6985	0.7	0.525711	0.53
7	22.53	0.35	0.3483	0.6517	0.65	0.3991224	0.39
8	18.38	0.4	0.5	0.5	0.6	-0.005961	0.26
9	18.13	0.45	0.512	0.488	0.55	-0.031279	0.13
10	16.31	0.5	0.5793	0.4207	0.5	-0.208503	0
11	14.50	0.55	0.648	0.352	0.45	-0.385727	-0.13
12	13.98	0.6	0.6664	0.3336	0.4	-0.436362	-0.26
13	12.17	0.65	0.729	0.271	0.35	-0.613586	-0.39
14	11.91	0.7	0.7357	0.2643	0.3	-0.638904	-0.53
15	11.13	0.75	0.7642	0.2358	0.25	-0.714857	-0.68
16	9.842	0.8	0.7995	0.2005	0.2	-0.841446	-0.84
17	8.806	0.85	0.8264	0.1736	0.15	-0.942717	-1.04
18	5.957	0.9	0.8888	0.1112	0.1	-1.221212	-1.29
19	4.144	0.95	0.9177	0.0823	0.05	-1.398436	-1.65

Tableau 4.8 Ajustement suivant la loi log- normal de la station de Sidi Abdelli

rang (R°)	Q _p (m ³ /s) [1]	Log (Q _{pi}) [2]	Probabilité P de dépassement	Probabilité P de non dépassement	u (variable réduite théorique) [5]= ((Q_p-Q̄)/σ(Q_p))	u (variable réduite expérimentale) [6]= [4] à partir de la table
			P(Q>Q _i)= (R/N+1) expérimentale [3]	P(Q<Q _i)= Expérimental [4]=1-[3]		
1	44.80	3.80	0.05	0.95	2.5764462	1.65
2	31.85	3.46	0.1	0.9	1.3105603	1.29
3	30.56	3.42	0.15	0.85	1.1839717	1.04
4	27.45	3.31	0.2	0.8	0.8801591	0.85
5	24.34	3.19	0.25	0.75	0.5763465	0.68
6	23.82	3.17	0.3	0.7	0.525711	0.53
7	22.53	3.11	0.35	0.65	0.3991224	0.39
8	18.38	2.91	0.4	0.6	-0.005961	0.26
9	18.13	2.90	0.45	0.55	-0.031279	0.13
10	16.31	2.79	0.5	0.5	-0.208503	0
11	14.50	2.67	0.55	0.45	-0.385727	-0.13
12	13.98	2.64	0.6	0.4	-0.436362	-0.26
13	12.17	2.50	0.65	0.35	-0.613586	-0.39
14	11.91	2.48	0.7	0.3	-0.638904	-0.53
15	11.13	2.41	0.75	0.25	-0.714857	-0.68
16	9.842	2.29	0.8	0.2	-0.841446	-0.84
17	8.806	2.18	0.85	0.15	-0.942717	-1.04
18	5.957	1.78	0.9	0.1	-1.221212	-1.29
19	4.144	1.42	0.95	0.05	-1.398436	-1.65

Tableau 4.11 Ajustement suivant la loi Gumbel

rang (R°)	Qp (j max) _i (m ³ /s) [1]	Probabilité P de dépassement		Probabilité P de non dépassement		T période de retour théorique en ans) [7]= 1/[6]	T période de retour expérim en ans [4]=1/ [2]	k(variable réduite théorique) [8]=f[7]	k (variable réduite expérim [9]= f[4]
		P(Q>Qi)= (R/N+1) Expérim [2]	P(Q>Qi) : théorique [6]=1-[5]	P(Q<Qi)= théorique [5]=[4] et à partir de table	P(Q<Qi)= Expérim [3]=1-[2]				
1	44.8	0.05	0.036	0.964	0.95	27.78	20	2.127	1.8658
2	31.85	0.1	0.0374	0.9626	0.9	26.74	10	2.0972	1.3045
3	30.56	0.15	0.0934	0.9066	0.85	10.71	6.667	1.3606	0.9665
4	27.45	0.2	0.0976	0.9024	0.8	10.25	5	1.3245	0.7194
5	24.34	0.25	0.2636	0.7364	0.75	3.79	4	0.4732	0.5213
6	23.82	0.3	0.2639	0.7361	0.7	3.79	3.333	0.4722	0.3537
7	22.53	0.35	0.3283	0.6717	0.65	3.05	2.857	0.2665	0.2065
8	18.38	0.4	0.4494	0.5506	0.6	2.23	2.5	-0.05	0.0737
9	18.13	0.45	0.4839	0.5161	0.55	2.07	2.22	-0.1275	-0.0488
10	16.31	0.5	0.4873	0.5127	0.5	2.05	2	-0.1355	-0.1642
11	14.5	0.55	0.6168	0.3832	0.45	1.62	1.818	-0.4175	-0.2746
12	13.98	0.6	0.6511	0.3489	0.4	1.54	1.667	-0.4903	-0.3818
13	12.17	0.65	0.6534	0.3466	0.35	1.53	1.538	-0.4952	-0.488
14	11.91	0.7	0.7437	0.2563	0.3	1.34	1.429	-0.6905	-0.6039
15	11.13	0.75	0.7607	0.2393	0.25	1.31	1.333	-0.7289	-0.7051
16	9.842	0.8	0.8631	0.1369	0.2	1.16	1.25	-0.9860	-0.821
17	8.806	0.85	0.8717	0.1283	0.15	1.15	1.176	-1.0111	-0.9494
18	5.957	0.9	0.8923	0.1077	0.1	1.12	1.111	-1.0746	-1.1
19	4.144	0.95	0.9217	0.0783	0.05	1.08	1.053	-1.2065	-1.3055

Annexe n°3 : ajustement de la série des débits de pointe enregistrée à la station de Bensekranne

Tableau 4. 15. Ajustement suivant la loi normal

rang (R°)	Qp _i (m ³ /s) [1]	Probabilité P de dépassement		Probabilité P de non dépassement		u (variable réduite théorique) [4]= ((Qp- Q̄)/6(Qp))	u (variable réduite expérimentale) [7]= [3] à partir de la table
		P(Q>Qi)= (R/N+1) expérimentale [2]	P(Q>Qi) : loi normale (théorique) [6]=1-[5]	P(Q<Qi)= théorique [5]=[4] et à partir de table	P(Q<Qi)= Expérimental [3]=1-[2]		
1	38.85	0.0625	0.0025	0.9975	0.9375	2.813909903	1.53
2	35.64	0.125	0.0721	0.9279	0.875	1.463295055	1.15
3	30.36	0.1875	0.323	0.677	0.8125	0.467547638	0.89
4	25.9	0.25	0.4247	0.5753	0.75	0.19212814	0.58
5	20.19	0.3125	0.4364	0.5636	0.6875	0.165645496	0.49
6	18.8	0.375	0.4483	0.5517	0.625	0.139162852	0.32
7	13.1	0.4375	0.5359	0.4641	0.5625	-0.099180945	0.16
8	13.02	0.5	0.6262	0.3738	0.5	-0.311042097	0
9	12.95	0.5625	0.6293	0.3707	0.4375	-0.337524741	-0.16
10	12.86	0.625	0.7324	0.2676	0.375	-0.620889033	-0.32
11	12.69	0.6875	0.7422	0.2578	0.3125	-0.65531647	-0.49
12	11.367	0.75	0.7454	0.2546	0.25	-0.663261263	-0.58
13	10.24	0.8125	0.7823	0.2177	0.1875	-0.787729691	-0.89
14	9.102	0.875	0.8051	0.1949	0.125	-0.867177623	-1.15
15	4.093	0.9375	0.8133	0.1867	0.0625	-0.893660267	-1.53

Tableau 4.18 Ajustement suivant la loi log- normal

rang (R°)	Q _{pi} (m ³ /s) [1]	Log (Q _{pi}) [2]	Probabilité P de dépassement	Probabilité P de non dépassement	u (variable réduite théorique) [5]= ((Q _p -Q̄)/σ(Q _p))	u (variable réduite expérimentale) [6]= [4] à partir de la table
			P(Q>Q _i)= (R/N+1) expérimentale [3]	P(Q<Q _i)= Expérimental [4]=1-[3]		
1	38.85	3.6597	0.0625	0.9375	1.889	1.53
2	35.64	3.2442	0.125	0.875	1.376	1.15
3	30.36	2.7665	0.1875	0.8125	0.786	0.89
4	25.9	2.5809	0.25	0.75	0.557	0.58
5	20.19	2.5611	0.3125	0.6875	0.532	0.49
6	18.8	2.5409	0.375	0.625	0.507	0.32
7	13.1	2.3380	0.4375	0.5625	0.257	0.16
8	13.02	2.1148	0.5	0.5	-0.019	0
9	12.95	2.0831	0.5625	0.4375	-0.058	-0.16
10	12.86	1.6597	0.625	0.375	-0.581	-0.32
11	12.69	1.5935	0.6875	0.3125	-0.662	-0.49
12	11.367	1.5776	0.75	0.25	-0.682	-0.58
13	10.24	1.2881	0.8125	0.1875	-1.039	-0.89
14	9.102	1.0470	0.875	0.125	-1.337	-1.15
15	4.093	0.9517	0.9375	0.0625	-1.455	-1.53

Tableau 4.21 Ajustement suivant la de Gumbel

rang (R°)	Qp (j max) _i (m ³ /s) [1]	Probabilité P de dépassement		Probabilité P de non dépassement		T période de retour théorique en ans) [7]= 1/[6]	T période de retour expérim en ans [4]=1/ [2]	k (variable réduite théorique) [8]=f[7]	k (variable réduite expérim [9]= f[4]
		P(Q>Qi)= (R/N+1) Expérim [2]	P(Q>Qi) : théorique [6]=1-[5]	P(Q<Qi)= théorique [5]=[4] et à partir de table	P(Q<Qi)= Expérim [3]=1-[2]				
1	38.85	0.0625	0.0386	0.9614	0.9375	25.91	16	2.0722	1.6867
2	35.64	0.125	0.0574	0.9426	0.875	17.42	8	1.7551	1.1198
3	30.36	0.1875	0.1093	0.8907	0.8125	9.15	5.33	1.2313	0.775
4	25.9	0.25	0.1846	0.8154	0.75	5.42	4	0.7895	0.5213
5	20.19	0.3125	0.3442	0.6558	0.6875	2.91	3.2	0.2243	0.3153
6	18.8	0.375	0.3956	0.6044	0.625	2.53	2.67	0.0858	0.1398
7	13.1	0.4375	0.6464	0.3536	0.5625	1.55	2.29	-0.4776	-0.017
8	13.02	0.5	0.6501	0.3499	0.5	1.54	2	-0.4865	-0.1642
9	12.95	0.5625	0.6534	0.3466	0.4375	1.53	1.78	-0.4955	-0.3
10	12.86	0.625	0.6558	0.3442	0.375	1.52	1.60	-0.5047	-0.4349
11	12.69	0.6875	0.6655	0.3345	0.3125	1.50	1.45	-0.5233	-0.5725
12	11.36	0.75	0.7264	0.2736	0.25	1.38	1.33	-0.6483	-0.7089
13	10.24	0.8125	0.7759	0.2241	0.1875	1.29	1.23	-0.7622	-0.853
14	9.102	0.875	0.8225	0.1775	0.125	1.22	1.14	-0.8697	-1.0274
15	4.093	0.9375	0.96195	0.03805	0.0625	1.04	1.07	-1.3709	-1.2322

Annexe n° 1 : constitution de séries de valeurs des débits

Tableau 4.2 Les débits moyennes annuelles enregistrée à la station de
Sidi abdelli

année	Q (m ³ /s)	Q (m ³ /s)
1992-1993	0.63	0.614
1993-1994	0.47	0.4
1994-1995	1.18	0.99
1995-1996	1.73	1.5
1996-1997	0.38	0.31
1997-1998	0.56	0.49
1998-1999	0.54	0.5
1999-2000	0.23	0.19
2000-2001	1.23	0.51
2001-2002	0.71	0.32
2002-2003	0.7	0.187
2003-2004	0.43	0.14
2004-2005	0.16	0.11
2005-2006	0.34	0.203
2006-2007	0.46	0.1
2007-2008	0.92	en arrête le 02/2007
2008-2009	0.94	
2009-2010	0.87	
2010-2011	1.06	

Tableau 4.3 Présentation s des débits spécifiques (l/s/km²)

année	Sidi abdelli	Bensekrane
1992-1993	16.31	15.90
1993-1994	12.17	10.36
1994-1995	30.56	25.64
1995-1996	44.80	38.85
1996-1997	9.84	8.02
1997-1998	14.50	12.69
1998-1999	13.98	12.95
1999-2000	5.95	4.92
2000-2001	31.85	13.20
2001-2002	18.38	8.28
2002-2003	18.13	4.84
2003-2004	11.13	3.62
2004-2005	4.14	2.84
2005-2006	8.80	5.25
2006-2007	11.91	2.59
2007-2008	23.82	
2008-2009	24.34	
2009-2010	22.53	
2010-2011	27.45	

Tableau 02 : Tableau de distribution de X^2 qui donne la valeur de X^2 Tabule en fonction de l'erreur et du nombre de degrés de liberté

vP	0,010	0,025	0,050	0,100	0,250	0,500	0,750	0,900	0,950	0,975	0,990
1	0,0002	0,0010	0,0039	0,0158	0,102	0,455	1,32	2,71	3,84	5,02	6,63
2	0,0201	0,0506	0,103	0,211	0,575	1,39	2,77	4,61	5,99	7,38	9,21
3	0,115	0,216	0,352	0,584	1,21	2,37	4,11	6,25	7,81	9,35	11,3
4	0,297	0,484	0,711	1,06	1,92	3,36	5,39	7,78	9,49	11,1	13,3
5	0,554	0,831	1,15	1,61	2,67	4,35	6,63	9,24	11,1	12,8	15,1
6	0,872	1,24	1,64	2,20	3,45	5,35	7,84	10,6	12,6	14,4	16,8
7	1,24	1,69	2,17	2,83	4,25	6,35	9,04	12,0	14,1	16,0	18,5
8	1,65	2,18	2,73	3,49	5,07	7,34	10,2	13,4	15,5	17,5	20,1
9	2,09	2,70	3,33	4,17	5,90	8,34	11,4	14,7	16,9	19,0	21,7
10	2,56	3,25	3,94	4,87	6,74	9,34	12,5	16,0	18,3	20,5	23,2
11	3,05	3,82	4,57	5,58	7,58	10,3	13,7	17,3	19,7	21,9	24,7
12	3,57	4,40	5,23	6,30	8,44	11,3	14,8	18,5	21,0	23,3	26,2
13	4,11	5,01	5,89	7,04	9,30	12,3	16,0	19,8	22,4	24,7	27,7
14	4,66	5,63	6,57	7,79	10,2	13,3	17,1	21,1	23,7	26,1	29,1
15	5,23	6,26	7,26	8,55	11,0	14,3	18,2	22,3	25,0	27,5	30,6
16	5,81	6,91	7,96	9,31	11,9	15,3	19,4	23,5	26,3	28,8	32,0
17	6,41	7,56	8,67	10,1	12,8	16,3	20,5	24,8	27,6	30,2	33,4
18	7,01	8,23	9,39	10,9	13,7	17,3	21,6	26,0	28,9	31,5	34,8
19	7,63	8,91	10,1	11,7	14,6	18,3	22,7	27,2	30,1	32,9	36,2
20	8,26	9,59	10,9	12,4	15,5	19,3	23,8	28,4	31,4	34,2	37,6
21	8,90	10,3	11,6	13,2	16,3	20,3	24,9	29,6	32,7	35,5	38,9
22	9,54	11,0	12,3	14,0	17,2	21,3	26,0	30,8	33,9	36,8	40,3
23	10,2	11,7	13,1	14,8	18,1	22,3	27,1	32,0	35,2	38,1	41,6
24	10,9	12,4	13,8	15,7	19,0	23,3	28,2	33,2	36,4	39,4	43,0
25	11,5	13,1	14,6	16,5	19,9	24,3	29,3	34,4	37,7	40,6	44,3
26	12,2	13,8	15,4	17,3	20,8	25,3	30,4	35,6	38,9	41,9	45,6
27	12,9	14,6	16,2	18,1	21,7	26,3	31,5	36,7	40,1	43,2	47,0
28	13,6	15,3	16,9	18,9	22,7	27,3	32,6	37,9	41,3	44,5	48,3
29	14,3	16,0	17,7	19,8	23,6	28,3	33,7	39,1	42,6	45,7	49,6
30	15,0	16,8	18,5	20,6	24,5	29,3	34,8	40,3	43,8	47,0	50,9
40	22,2	24,4	26,5	29,1	33,7	39,3	45,6	51,8	55,8	59,3	63,7
50	29,7	32,4	34,8	37,7	42,9	49,3	56,3	63,2	67,5	71,4	76,2
60	37,5	40,5	43,2	46,5	52,3	59,3	67,0	74,4	79,1	83,3	88,4
70	45,4	48,8	51,7	55,3	61,7	69,3	77,6	85,5	90,5	95	100
80	53,5	57,2	60,4	64,3	71,1	79,3	88,1	96,6	102	107	112
90	61,8	65,6	69,1	73,3	80,6	89,3	98,6	108	113	118	124
100	70,1	74,2	77,9	82,4	90,1	99,3	109	118	124	130	136