

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

République Algérienne Démocratique et Populaire

وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Mohamed khider –Biskra
Faculté des Sciences et de la Technologie
Département de Génie civil et d'Hydraulique
Référence :/2019



جامعة محمد خيضر بسكرة
كلية العلوم و التكنولوجيا
قسم الهندسة المدنية و الري
المرجع/2019

Mémoire de Master

Filière : Hydraulique urbaine

Spécialité : Hydraulique urbaine

Thème

**PROBLEMATIQUE DU RISQUE INONDATION EN
MILIEU URBAIN
CAS DE LA VILLE D'EL-BAYADH**

Nom et Prénom de l'étudiant :
SAOULI Abdallah

Encadreur :
Dr.NOUI Abderrahmane

Promotion Juillet 2019

INTRODUCTION

GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

Les risques naturels (inondation, séisme, glissement de terrain, éruption volcanique,...) s'inscrivent, aujourd'hui d'une façon fréquente, à travers tout le globe terrestre, menaçant en permanence l'existence humaine, et provoquant des dégâts matériels immenses, ce qui handicape toutes les opérations de développement. Sous l'effet des changements climatiques, Il est prévu que le réchauffement climatique entraînera une augmentation des précipitations intenses et donc produire un cycle hydrologique plus actif (Bates et *al.*, 2008; Trenberth et *al.*, 2003; Trenberth 1999). L'Afrique risque d'être gravement touchée (Ipcc 2007). Similairement aux autre pays du monde, le passif de l'Algérie a été marqué par des nombreuses inondations catastrophiques. La mémoire des Algériens garde la trace des crues souvent pénibles, parfois angoissantes ; celles du 12 octobre 1971 à Tizi-Ouzou, l'inondation du 11 novembre 1982 à Annaba, ou même celle du 10 novembre 2001 à Bab l'oued et au mois d'août 1997 à Batna. Dans les régions arides, malgré l'inféquence de phénomène, l'activité des oueds sont généralement dominée par des crues dévastatrices. A titre d'exemple on peut citer les évènements de Adrar (Janvier, 2009 et Aout, 2013), Ghardaïa (Octobre, 2008 et Janvier 2009), Biskra (Septembre, 2009); Tamanrasset (Mars, 2015) et Tindouf (Octobre, 2015) (HAFNAOUI et *al.*, 2009) (http://www.emdat.be/disaster_list/index.html)(<http://floodlist.com/tag/algeria>).

El-Bayadh a été l'un des régions arides touchées en Octobre 2010 par des crues meurtrières. Les inondations ont entraîné d'importants dégâts humains et matériels : 11 morts, des dizaines de blessés, des centaines de maisons détruites, 5 ponts effondrés ... Les dommages ont été estimé à 6 milliards de dinars (600 millions d'Euros) hors habitations. Il est donc très essentielles d'étudier cette phénomène dans cette région.

La définition de régime hydrologique est un outil important pour la gestion des ressources en eaux, le dimensionnement des infrastructures est la protection des biens et des êtres humains contre le risque d'inondation.

Dans ce travail, nous allons fournir quelques éléments de réponse à la problématique des inondations dans la région d'El-Bayadh.

SOMMAIRE

Introduction générale	01
Chapitre 1 : Généralités	
Chapitre 1 : Connaissance du risque inondation	
1.1. Introduction	04
1.2. Risques majeurs – inondations	04
1.3. Connaissance de l'aléa « inondation »	05
1.3.1. Paramètres fondamentaux d'un cours d'eau	05
1.3.1.1. Lits du cours d'eau	05
1.3.1.2. Rive, berge	07
1.3.1.3. Ripisylve	07
1.3.1.4. Alluvions et substratum	08
1.3.2. Crue	08
1.3.3. Inondation	08
1.3.4. Principaux paramètres caractérisant l'aléa inondation	09
a) Période de retour de crue	09
b) Hauteur et durée de submersion	09
c) Vitesse du courant	09
d) Volume de matière transportée	10
1.3.5. Types d'inondations	10
1.3.5.1. Inondations de plaines	10
1.3.5.2. Inondations par remontées des nappes phréatiques	11
1.3.5.3. Inondations par crues torrentielles	11
1.3.5.4. Inondations par ruissellement en secteur urbain	12
1.3.5.5. Inondations par rupture d'ouvrage ou d'embâcle	13
1.3.5.6. Inondations marines	13
1.3.6. Causes de formation des crues et des inondations	13
1.3.6.1. Causes directes	14
a. Abondance des précipitations	14
b. Fusion brutale des neiges	15
c. Débâcle des glaces fluviales	15
d. Accidents	15
1.3.6.2. Phénomènes aggravant l'aléa	15
a. Influence des facteurs naturels	15

b. Influence des facteurs anthropiques	16
1.3.7. L'homme et l'inondation	16
1.3.8. Causes et types d'inondations catastrophiques en Algérie	17
1.4. Connaissance des enjeux et de vulnérabilité	19
1.5. Conclusion	20

Chapitre 2 : Présentation du site

2.1 Introduction	23
2.2 Situation du projet	23
2.3 Géomorphologie	24
2.4 VEGETATION.....	25
2.5 Géologie.....	25
2.6 CLIMAT.....	26
2.7 HYDRAULIQUE	26
2.8 DONNEES HYDROGRAPHIQUES	26
2.9 Situation actuelle de la zone d'étude	27
2.9.1 Description de la zone d'étude	27
2.9.2 Historique des inondations de la ville d'El Bayadh.....	31
2.9.3 Analyse des inondations de la ville d'el bayadh par ASAL	31
2.10 Conclusion	36

Chapitre : 3 Etude hydrologique

3.1 Introduction	38
3.2 Le bassin versant et son complexe	38
3.2.1 Définition d'un bassin versant.....	38
3.2.2 Caractéristiques morphologiques du bassin versant.....	38
3.2.2.1 La surface.....	39.
3.2.2.2 Le périmètre.....	39
3.2.2.3 Indice de compacité de Gravelius.....	39
3.2.2.4 Rectangle équivalent.....	40
3.3 Relief	40
3.3.1 Répartitions et courbe hypsométrique.....	41
3.3.2 Les altitudes caractéristiques.....	42
3.3.3 Indice de pente global I_g	43
3.3.4 : Pente moyenne du bassin versant	43
3.3.5 : Dénivelée spécifique D_s	44
3.4 Caractéristiques du réseau hydrographique.....	44

3.4.1 Définition.....	44.
3.4.2 Hiérarchisation du réseau.....	44
3.4.3 Densité de drainage.....	45
3.4.4 la pente moyenne du cours d'eau principal.....	46
3.4.5 Temps de concentration.....	46
3.4.6 Vitesse moyenne de ruissellement V_r	47
3.5 Analyse des données pluviométriques	48
3.5.1 Pluies maximales journalières.....	48
3.5.2 Précipitation maximales journalières.....	48
3.5.3 Choix de la loi d'ajustement [12].....	50
3.5.3.1 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GALTON.....	51
3.5.3.2 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL (Méthode des moments).....	53
3.5.3.3 Comparaison entre les deux lois d'ajustement.....	55
3.6 Pluie de courte durée	56
3.7 Les apports	58
3.7.1. Apports liquides.....	58
3.7.1.1 Apport moyen interannuel.....	58
3.7.1.2 Caractéristiques de l'écoulement [3]	59
3.7.2 Apports solides.....	60
3.8 Etude de crue.....	61
3.8.1 Différentes méthodes d'évaluation des crues.....	61
3.8.1.1 Méthodes déterministes.....	61
3.8.1.2 Méthodes probabilistes.....	62
3.8.2 Application sur le bassin versant.....	62
3.8.3 Hydrogramme des crues.....	64
3.9 Conclusion :.....	66

Chapitre 4 : Etude hydraulique

4.1 Introduction.....	68
4.2 Proposition d'aménagement.....	68
4.3 Généralités	68
4.3.1 Canal à ciel ouvert.....	68
4.3.1.1 Type de canal	69
4.3.1.2 Géométrie des canaux	70
4.3.2 Ecoulement dans les canaux.....	70

4.3.2.1 Types d'écoulement	70
4.3.2.2 Régime d'écoulement.....	73
4.3.3 Dimensionnement des canaux.....	74
4.3.3.1 Détermination du coefficient de CHEZY	74
4.3.3.2 Calcul des paramètres géométriques.....	75
4.3.3.3 Calcul de la ligne d'eau.....	78
4.3.3.4 Calcul des paramètres de courbure du canal.....	81
4.4 Calcul de l'aménagement.....	81
4.4.1 Logiciel canal 21.....	81
4.4.2 Dimensionnement de l'aménagement.....	81
4.4.2.1 Calcul du tronçon N°1.....	81
4.4.2.2 Calcul du tronçon N°2.....	83
4.4.2.3 Calcul du tronçon N°3.....	84
4.4.2.4 Calcul du tronçon N°4.....	86
4.4.2.5 Calcul du tronçon N°5.....	87
4.5 Conclusion	88
Conclusion générale.....	89
Bibliographie	90

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre 2 : Présentation du site

Tableau 2.1 : Caractéristiques du B.V d'Oued Deffa, à l'exutoire de la zone d'étude.....	26
Tableau 2.2 : Historiques des inondations de 1994 à 2011.....	31

Chapitre 3 : Etude hydrologique

Tableau 3.1 : Répartition altimétrique du bassin versant	42
Tableau 3.2 : Les altitudes caractéristiques.....	43
Tableau 3.3 : Indice de pente global	43
Tableau 3.4 : Pente moyenne du bassin versant.....	44
Tableau 3.5 : Dénivelée spécifique	44
Tableau 3.6 : Pente moyenne du cours d'eau principal.....	46
Tableau 3.7 : Temps de concentration pour les différents auteurs.....	46
Tableau 3.8 : Caractéristiques du bassin versant.....	47
Tableau 3.8 : Caractéristiques du bassin versant (suite et fin)	48
Tableau 3.9 : Station pluviométrique El Bayadh (coordonnées Lambert).....	48
Tableau 3.10 : Séries des Pluies Maximales Journalières (1971-2011) à la station El Bayadh (ANRH).....	48
Tableau 3.11 : Caractéristique de la série de donnée avec N = 41ans	49
Tableau 3.12 : Résultats de l'ajustement à la loi de GALTON.....	52
Tableau 3.13 : Résultats de l'ajustement à la loi de GUMBEL	54
Tableau 3.14 : Pluies et intensités maximales de durée t(h) et période de retour (ans)	56
Tableau 3.15 : Apports moyens interannuels	59
Tableau 3.16 : Les caractéristiques de l'écoulement.....	60
Tableau 3.17 : Récapitulatif des apports liquides et solides du bassin versant.....	61
Tableau 3.18 : Coefficient de ruissellement de la crue considérée pour une probabilité p%.....	62
Tableau 3.19 : Coefficient de ruissellement pour la crue probable.....	63
Tableau 3.20 : Résultats d'évaluation des crues par les lois empiriques	64
Tableau 3.21 : Débits de crues pour différentes périodes de retour	65

Chapitre 4: Etude hydraulique

Tableau 4.1 : Paramètres géométriques d'un canal trapézoïdal.....	76
Tableau 4.2 : Type de canaux en fonction de la pente.....	79
Tableau 4.3 : Condition de classification des courbes de remous	80

Tableau 4.4 : Paramètres géométriques de ressaut hydraulique.....	82
Tableau 4.5: dimensions finales du tronçon N°1	82
Tableau 4.6 : Calcul de la pente critique.....	83
Tableau 4.9 :Caractéristiques de la courbe de remous du tronçon N°1.....	83
Tableau 4.8:Paramètres hydrauliques du tronçon N°2	83
Tableau 4.9 : Caractéristique de la courbe de remous du tronçon N°2	84
Tableau 4.10:Paramètres hydrauliques du tronçon N°3	85
Tableau 4.11 : Caractéristique de la courbe de remous du tronçon N°3	85
Tableau 4.12 : Paramètres hydrauliques du tronçon N°4	86
Tableau 4.13: Caractéristique de la courbe de remous du tronçon N°4	87
Tableau 4.14 : Paramètres hydrauliques du tronçon N°5	87
Tableau 4.15 : Caractéristique de la courbe de remous du tronçon N°5.....	88

LISTE DES FIGURES

Chapitre 1 :Connaissance du Risque Inondation

Figure 1.1 : Lit mineur d'un cours d'eau	06
Figure 1.2 : Lit moyen d'un cours d'eau.....	06
Figure 1.3 : Lit majeur d'un cours d'eau	07
Figure 1.4 : Inondation de Plaine.....	10
Figure 1.5 : Inondation par remontées des nappes phréatiques.....	11
Figure 1.6 : Inondation par crues torrentielles.....	12
Figure 1.7 : Inondation par ruissellement en secteur urbain.....	12
Figure 1.8 : Cas significatifs des inondations survenues en Algérie.....	19
Figure 1.9 : Risque = F (aléa, vulnérabilité).....	21
Figure 1.10 : Courbe d'isorisque	21

Chapitre 2 : Présentation du site

Figure 2.1. Plan de situation de à l'échelle de la wilaya	23
Figure 2.2. Plan de situation de la ville la ville	23
Figure 2.3. Communes limitrophes de la ville d'El Bayadh	24
Figure 2.4. Situation géographique de la ville d'El Bayadh	24
Figure 2.5. Carte de protection	27
Figure 2.7. Oued Saffiet en amont de l'Oued Deffa.....	28
Figure 2.8. Pont sur Oued Saffiet avec charriage	28
Figure 2.9. Pont menant vers Tiaret entrée de la ville avec une conduite d'AEP	28
Figure 2.10. Quartier Grabba	29
Figure 2.11. Pont Grabba, rétrécissement de section	29
Figure 2.12. Niveau d'eau atteint en pointillés rouge au-dessus de la maison de la culture ...	29
Figure 2.13. Oued Deffa avec les voiles de protection en partie détruits	30
Figure 2.14. Oued Deffa avec les voiles de protection en partie détruits	30
Figure 2.15. Superposition du réseau hydrographique hiérarchisé du bassin versant de l'oued Deffa sur une ortho image Alsat-2A prise sur El Bayadh et ses environs (ASAL)	33
Figure 2.16.A. Détection de la zone inondée par l'identification de traces d'humidité de part et d'autre de l'oued Deffa, grâce à une analyse diachronique des images Alsat-2A, prises avant les inondations (ASAL)	33
Figure 2.17. Vue globale de la zone inondée (ligne rouge en pointillé) superposée sur une image Alsat-2A (© ASAL)	34
Figure 2.18. Impact de l'inondation visible sur les images du satellite Kompsat (© KARI)..	34
Figure 2.19. Impacts de l'inondation identifiés sur les images du satellite Kompsat (©KARI),	

matérialisés par la destruction de deux passerelles (cercle en jaune).....	35
Figure 2.20. La délimitation de la zone inondée réalisée à partir des Images du satellite Worldview-2.....	35

Chapitre 3 : Etude hydrologique

Figure 3.1. Bassin versant de la zone d'étude.	39
Figure 3.2. Courbes de niveau du bassin versant (relief).	41
Figure 3.3. Courbe hypsométrique du bassin versant	42
Figure 3.4. Hiérarchisation du réseau hydrographique	45
Figure 3.5. Représentation des observations sur papier normale	50
Figure 3.6. Histogramme des observations	50
Figure 3.7. Ajustement à la loi de GALTON	35
Figure 3.8. Ajustement à la loi de GUMBEL	55
Figure 3.9. Comparaison entre les deux lois d'ajustement.....	55
Figure 3.10. Courbes des pluies fréquentielle	57
Figure 3.11. Courbes des intensités- durées- fréquences	58
Figure 3.12. Hydrogrammes de crue.....	66

Chapitre 4 : Etude hydraulique

Figure 4.1. Géométrie d'un canal naturel	69
Figure 4.2. Types de canaux artificiels (couvert et découvert)	69
Figure 4.3. Schéma d'un écoulement permanent	71
Figure 4.4. Schéma d'un écoulement non permanent	71
Figure 4.5. Schéma illustrant les différents écoulements	72
Figure 4.6. Passage du régime fluvial au régime torrentiel	73
Figure 4.7. La section de meilleure conductivité pour différentes formes de canal	76
Figure 4.8. Différents types de courbes de remous	80
Figure 4.10. Paramètres du tronçon N°1.....	82
Figure 4.11. Paramètres du tronçon N°2	84
Figure 4.12. Paramètres hydrauliques du tronçon N°3	85
Figure 4.13. Paramètres hydrauliques du tronçon N°4	86
Figure 4.14. Paramètres hydrauliques du tronçon N°5	87
Figure 4.15. Schéma général des cinq tronçons.....	88

BIBLIOGRAPHIE

- 1) Application de la méthode inondabilité ; Cas de la ville de Sidi Bel Abbes », Revue Semestrielle Scientifique et Technique, Journal de l'Eau et de l'environnement-ENSH Blida.
- 2) BABA-HAMED K, YOUSFI S, BOUANANI A (2008) : « Hydrodynamique et modélisation de la nappe alluviale de la plaine de Sidi Bel Abbes (nord-ouest Algérien) », Revue Semestrielle Scientifique et Technique, Journal de l'Eau et de l'environnement, ENSH-Blida.
- 3) BAHLOULI (2001) : «Les risques majeurs et l'aménagement du territoire», Colloque international, 15 et 16 2004- Alger.
- 4) BARROCA Bruno (2006) : « Risque et vulnérabilités territoriales : les inondations en milieu urbain », Thèse de Doctorat de l'Université de Marne-La-Vallée.
- 5) BARROCA Bruno, POTTIER Nathalie, LEFORT Emilie (2005) : « Analyse et évaluation de la vulnérabilité aux inondations du bassin de l'Orge Aval », Septièmes Rencontres de Théo Quant, janvier 2005.
- 6) BARTHÉLÉMY Jacques (2006) : « Plan de prévention des risques d'inondation ; notice de présentation »,
- 7) BENMANSOUR Nadir (2009) : « Etude de crues et localisation des zones inondables », Mémoire de Magister, Ecole Nationale Supérieure Agronomique El Harrach-Alger
- 8) BENNIS Saad (2004) : « Hydraulique et hydrologie », 2ème Edition, École de technologie supérieure-Canada.
- 9) BLIN Pierrick (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.
- 10) BOB BOoth, ANDY Mitchel (2001):« Prise en main d'ArcGIS », ESRI, New York Street Redlands-USA.
- 11) BORSALI Amine Habib, BEKKI Abdelkader, HASNAOUI Okacha (2005) : « Aspect hydrologique des catastrophes naturelles - Inondation, glissement de terrains - Etude d'un cas Oued Mekerra (Sidi Bel Abbes) », XXIIIème Rencontres Universitaires de Génie Civil - RISQUE ET ENVIRONNEMENT.
- 12) BOUBCHIR Abdellah (2007) : « Risques d'inondation et occupation des sols dans le Thore (région de Labruguière et de Mazamet) », Mémoire de Master en Géographie et Aménagement, Institut Daniel Faucher Université de Toulouse.
- 13) CHACHOUA Abdeldjalil (2009) : « Gestion de crue dans un bassin versant ; Etude Hydrologique, Hydraulique et Aménagement », Mémoire de Magister-Université de Tlemcen.

- 14) CORNÉLIS Bernard, BILLEN Roland (2001) : « La cartographie des risques et les risques de la cartographie », in HUPET P. (ed.), Risque et systèmes complexes : Les enjeux de la communication, P.I.E.-Peter Lang.
- 15) CORTES Amandine (2006) : « L'appropriation active du risque inondation : intérêts et limites de la réglementation. Etude de cas entre Seyssel et Bregnier Cordon (Haut Rhône) », Rapport de stage Ingénieur Maître-Institut de la Montagne.
- 16) DEFRANCE Bruno (2009) : « Plan de prévention des risques naturels d'inondation (PPRni) Brévenne – Turdine », Compte-Rendu de la 1ère réunion publique le 1er octobre 2009 à Tarare, Chef du Service Environnement Risques et Développement durable (SERDD).
- 17) Direction départementale de l'équipement de SEINE-ET-MARNE, Service Etude et Prospective, Pole Environnement, Préfecture de SEINE-ET-MARNE.
- 18) Direction Générale De La Protection Civile d'Alger : « Les inondation en Algérie », <http://>
- 19) Etude du cas de bassin versant de l'Oued Mekerra (Sidi Bel Abbès) », Mémoire de Magister-Université de Tlemcen
- 20) HALLOUCHE Bachir (2007) : « Cartographie des zones inondables de la plaine de Sidi Bel Abbés par l'approche hydrogéomorphologique », Mémoire de Magister, Université Djilali Liabes - Sidi Bel Abbès.
- 21) HOSTACHE Renaud (2006) : « Analyse d'images satellitaires d'inondations pour la caractérisation tridimensionnelle de l'aléa et l'aide à la modélisation hydraulique », Thèse de Doctorats, École Nationale du Génie Rural, des Eaux et Forêts-Montpellier.
- 22) IRIS Julien (2009) : « Contribution de la méthodologie et de la technologie géodécisionnelle pour l'aide à l'évaluation des risques naturels dans le secteur de l'assurance en France », Thèse de Doctorat de l'École des Mines de Paris.
- 23) KLIJN T (2008) : « Flash flood warning based on rainfall thresholds and soil moisture conditions », Journal of Hydrology Pages 120–1.
- 24) LABORDE J.P. (2000) : « Eléments d'hydrologie de surface », Cours de l'U.M.R. 5651 "Espace" du Centre National de la Recherche Scientifique, Université de Nice - Sophia Antipolis, Edition 2000.
- 25) LEDOUX Bruno (2006) : « La gestion du risque inondation », Edition TEC et DOC, 11 rue Lavoisier-Paris. Mr BACHI Mohamed BIBLIOGRAPHIE
- 26) MAREF Nouredine (2010) : « Estimation du transport solide dans les cours d'eaux à écoulement temporaire :
- 27) MERABET Abbés (2006) : « Etude de la protection de la ville de Sidi Bel Abbés contre les inondations », Mémoire de Magister, Université de Djilali Liabes-Sidi Bel Abbès.

- 28) MERABET Abbés (2006) : « Etude de la protection de la ville de Sidi Bel Abbés contre les inondations », Mémoire de Magister, Université de Djilali Liabes-Sidi Bel Abbés.
- 29) MICHEL Q. & BRUNET S. (series eds), Collection : Non-prolifération, Vol. 2, Bruxelles, pp. 207-222, ISBN : 90-5201-944-4. Communication Université de Liège.
- 30) Ministère de L'Aménagement du Territoire et de l'Environnement (2004) : « Les risques majeurs et l'aménagement du territoire », Colloque International-Alger
- 31) MUSY André (2005) : « Hydrologie générale », Cours Virtuel de l'Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne (EPFL), Laboratoire d'Hydrologie et Aménagements (HYDRAM)- Institut des Sciences et Technologies de l'Environnement (ISTE),
- 32) OUFELLA O, TOABIA B (2005) : « Contribution à la cartographie des zones vulnérables aux inondations :
- 33) RACLOT Damien (2003) : « Méthodologie d'exploitation quantitative des photographies aériennes d'inondation de plaine », Thèse de Doctorats en Sciences de l'Eau dans l'Environnement Continental Université Montpellier II-France.
- 34) www.protectioncivile.dz/pdf/rapport%20sur%20les%20inondations%20pour%20DP%20ET%20CABINE1.pdf

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 provoquaient pas de catastrophes susceptibles de marquer les esprits si les zones inondables n'étaient pas ou peu occupées par l'homme. [LEDOUX 2006]

La réaction face à ce risque d'inondation a consisté pendant plusieurs décennies à lutter contre les crues qui signifiait d'abord que l'on cherchait à agir sur le phénomène naturel – la crue – et uniquement sur lui, c'est-à-dire sur une seule composante du risque – l'aléa – et non sur les enjeux ou leur vulnérabilité. [LEDOUX 2006]

Le but principal de ce chapitre est de développer la connaissance du risque inondation ; le phénomène naturel générateur de ce risque, ses causes, ses modalités de survenance et de déroulement ainsi que les enjeux et leur vulnérabilité. Il clarifie le désordre de cette notion en montrant que le risque d'inondation est un concept complexe bien souvent associé à l'unique dimension physique liée à l'aléa, alors que l'aléa n'est pas nécessairement le moteur du risque, la vulnérabilité aussi.

1.2. RISQUES MAJEURS – INONDATIONS

Les types de risques auxquels chacun de nous peut être exposé sont regroupés en cinq familles :

- ❖ **Risques naturels** : avalanche, feu de forêt, **inondation**, mouvement de terrain, cyclone, tempête, séisme et éruption volcanique ;
- ❖ **Risques technologiques** : d'origine anthropique, ils regroupent les risques industriels, nucléaire, biologique, rupture de barrage...
- ❖ **Risques de transports collectifs** (personnes, matières dangereuses) : sont des risques technologiques, on en fait un cas particulier car les enjeux varient en fonction de l'endroit où se développe l'accident ;
- ❖ **Risques de la vie quotidienne** (accidents domestiques, accidents de la route...) ;
- ❖ **Risques liés aux conflits.** (MERABET 2006)

Le risque majeur peut être défini comme la menace sur l'homme et son environnement direct, sur ses installations, la menace dont la gravité est telle que la société se trouve absolument dépassée par l'immensité du désastre. Alors **seules les trois premières catégories font partie de ce**

risque majeur qui est caractérisé par :

- Une faible fréquence : L'homme et la société peuvent être d'autant plus enclins à l'ignorer que les catastrophes sont peu fréquentes ;
- Une énorme gravité : Nombreuses victimes, dommages importants aux biens et à l'environnement. [MERABET 2006, RAHMANI 2004]

Dans le domaine de la gestion des risques, les probabilités d'occurrence des phénomènes naturels sont appelés des aléas ; étudier les aléas c'est chercher à caractériser ces phénomènes selon les principaux paramètres suivants : leur fréquence de survenance, intensité destructrice et leur étendue. En matière d'inondation, leur intensité s'exprime principalement pour un endroit donné, par la hauteur et la durée de submersion ainsi que la vitesse du courant. Ces paramètres sont fournis, avec une précision plus ou moins grande, pour l'ensemble de la zone inondable par une crue de fréquence donnée. [LEDOUX 2006]

Pour faire une meilleur connaissance du risque inondation, on expliquera :

- L'aléa « inondation » ;
- Les enjeux exposés ;
- La vulnérabilité des enjeux exposés ;

1.

1.3. CONNAISSANCE DE L'ALEA « INONDATION »

L'aléa interpelle deux disciplines principales ; l'hydrologie et l'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. PARAMETRES 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.

Lit mineur : qui est constitué par le lit ordinaire du cours d'eau, pour le débit d'étiage ou pour les crues fréquentes (crues annuelles). [MERABET 2006]



Figure 1.1 : Lit mineur d'un cours d'eau. [MERABET 2006]

Lit moyen : Il correspond à l'espace fluvial ordinairement occupé par la ripisylve



Figure 1.2 : Lit moyen d'un cours d'eau. [MERABET 2006]

Lit majeur : 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. [MERABET 2006]

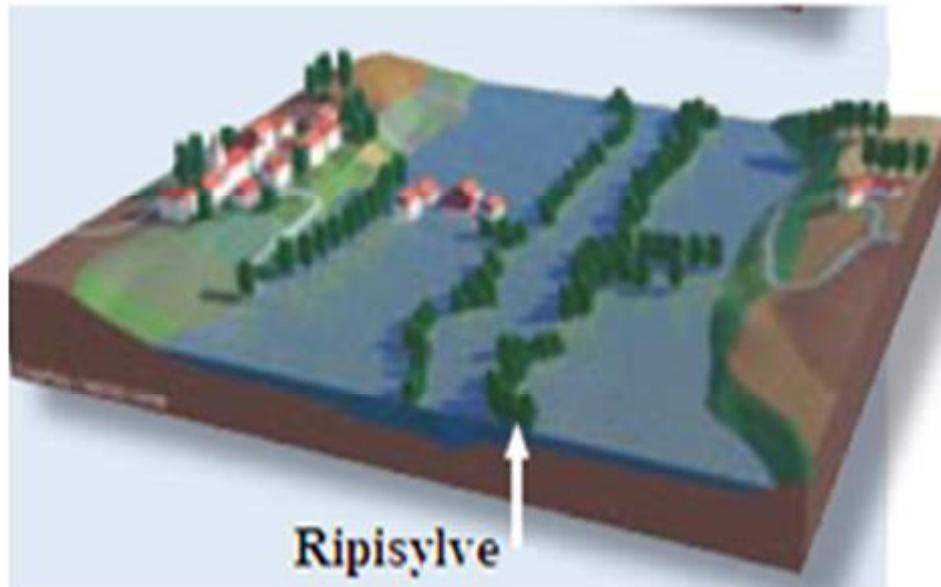


Figure 1.3 : Lit majeur d'un cours d'eau. [MERABET 2006]

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 zones :

- ❖ Une zone d'écoulement, au voisinage du lit mineur, où le courant a une forte vitesse;
- ❖ 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 du débit et de la vitesse de montée des eaux à l'aval. [MERABET 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. [MERABET 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. [MERABET 2006]

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, grés, marnes...). [MERABET 2006]

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. [SALOMON 1997]

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 cet hydrogramme qui est appelé « 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. [SALOMON 1997]

1.3.3. INONDATION

Etymologie : Le mot inondation vient du latin: « inundatio » qui signifie submersion.

Définition : Tout d'abord, le **risque** est un croisement de l'**aléa** et de la **vulnérabilité** ; l'**aléa** peut être défini comme la probabilité d'occurrence d'un phénomène physique ; par exemple, le débit de la crue centennale est défini comme le débit qui a une chance sur cent d'être dépassé au cours d'une année, il est caractérisé par son intensité, son étendue, sa fréquence, sa durée. Tandis que la vulnérabilité étant les personnes, les biens et les activités susceptibles de subir des dommages lorsque survient l'aléa. On peut alors dire qu'une **inondation** 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

1.3.4. PRINCIPAUX PARAMETRES SPECIFIANT L'ALEA « INONDATION »

Quatre paramètres principaux sont nécessaires pour caractériser l'aléa inondation :

a) PERIODE DE RETOUR

La notion de période de retour « T » n'est qu'une autre façon de caractériser la **fréquence** d'apparition d'un phénomène à un moment donné. Statistiquement, on la définit comme l'inverse de la probabilité d'occurrence de dépassement « p » de ce phénomène ; $T=1/P$. Un phénomène ayant une période de retour de cent ans (phénomène centennal) a une chance sur cent de se produire ou d'être dépassé chaque année. Cela est vérifié à condition de considérer une très longue période. Mais elle peut aussi, sur de courtes périodes (quelques années), se répéter plusieurs fois. Autrement dit, en vingt ans, un individu a une chance sur cinq de vivre la crue centennale. On associe souvent à la notion de crue la notion de période de retour (crue décennale, centennale, millénaire, etc.) ; plus cette période est grande, plus les débits et aggravés par la présence d'activités humaines. [CORTES 2006, MERABET 2006] l'intensité sont importants. Les événements les plus souvent représentés sur la carte d'aléa sont la crue décennale (Q_{10}) et la crue centennale (Q_{100}). [MERABET 2006]

b) HAUTEUR ET DUREE DE SUBMERSION

La hauteur de submersion peut avoir un impact important sur le bâti, notamment lorsqu'elle dépasse la cote de référence. Lorsque la durée de submersion est importante, des problèmes sanitaires peuvent survenir, l'eau étant souvent malpropre, contaminée par les égouts ou parfois le mazout échappé des cuves. Pour l'homme, on considère généralement que des hauteurs d'eau supérieures à 50 cm sont dangereuses. À titre d'exemple, une voiture commence à flotter à partir de 30 cm d'eau. [MERABET 2006]

c) VITESSE DU COURANT

La vitesse d'écoulement est conditionnée par la pente du lit et sa rugosité, la dangerosité de l'écoulement dépend du couple hauteur/vitesse. À titre d'exemple, à partir de 0,5 m/s, la vitesse du courant devient dangereuse pour l'homme, avec un risque d'être emporté par le cours d'eau ou d'être blessé par des objets charriés à vive allure. [MERABET 2006]

d) VOLUME DE MATIERE TRANSPORTEE

Ce volume est communément appelé « transport solide ». Il s'agit de matériaux (argiles, limons, sables, graviers, galets, blocs, etc.) se trouvant dans les cours d'eau et dont le transport peut s'effectuer soit par suspension dans l'eau, soit par déplacement sur le fond du lit, du fait des forces liées au courant. L'aléa inondation d'une rivière torrentielle sera essentiellement caractérisé par une vitesse du courant élevée et un fort transport solide. [MERABET 2006]

1.3.5. TYPES D'INONDATIONS

En fonction de l'événement créateur de la catastrophe, On peut distinguer plusieurs types d'inondation : inondations de plaine, par remontée de nappe, par crues torrentielles, par ruissellement en secteur urbain ou rural, inondation par rupture d'une digue et inondations marines. Dans les quatre premiers cas, le phénomène générateur est la pluie et l'inondation engagera à partir des fleuves et des rivières ; la classification consiste donc à distinguer les inondations provoquées par des crues à cinématique lente (inondations de plaine, remontée de nappe) de celles générées par des crues à cinématique rapide (crues torrentielles, ruissellement). Tandis que dans les deux derniers cas ; le premier c'est les circonstances locales qui jouent pour faire d'une inondation sur un secteur donné un événement particulier et le deuxième c'est l'action de la mer qui est le facteur principal déterminant la survenance des désordres. [LEDOUX 2006]

1.3.5.1. INONDATIONS DE PLAINES

Les inondations de plaine se produisent à la suite d'épisodes pluvieux océaniques prolongés mais d'intensités modérée, s'abattant sur des sols où le ruissellement est long à déclencher, sur des bassins versants moyens à grands (supérieur à 500 km²). Le cours d'eau sort lentement de son lit ordinaire pour occuper son lit majeur et inonder la plaine pendant une période relativement longue. Ces phénomènes concernent particulièrement les terrains bas ou mal drainés. Sa dynamique lente perdure plusieurs semaines

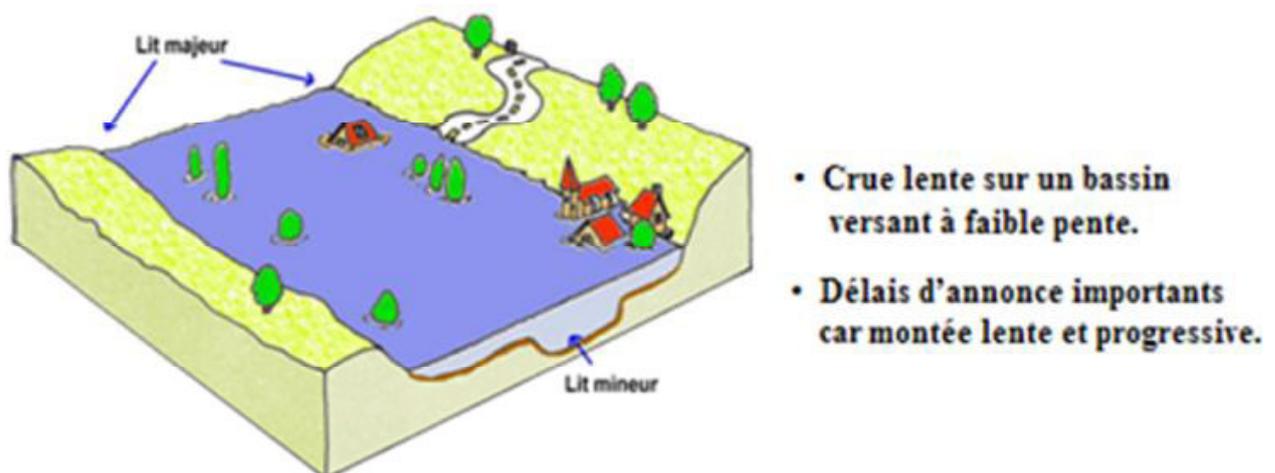


Figure 1.4 : Inondation de Plaine. [MERABET 2006]

Les dommages que provoque ce type d'inondation sont imputables aux hauteurs et durées de submersion. [MERABET 2006]

1.3.5.2. INONDATIONS PAR REMONTEES DES NAPPES PHREATIQUES

Elles correspondent à des inondations par débordement indirect qui se manifestent par la remontée de la nappe phréatique qui affleure en surface et/ou par l'intrusion d'eau dans les différents réseaux d'assainissement. [MERABET 2006]

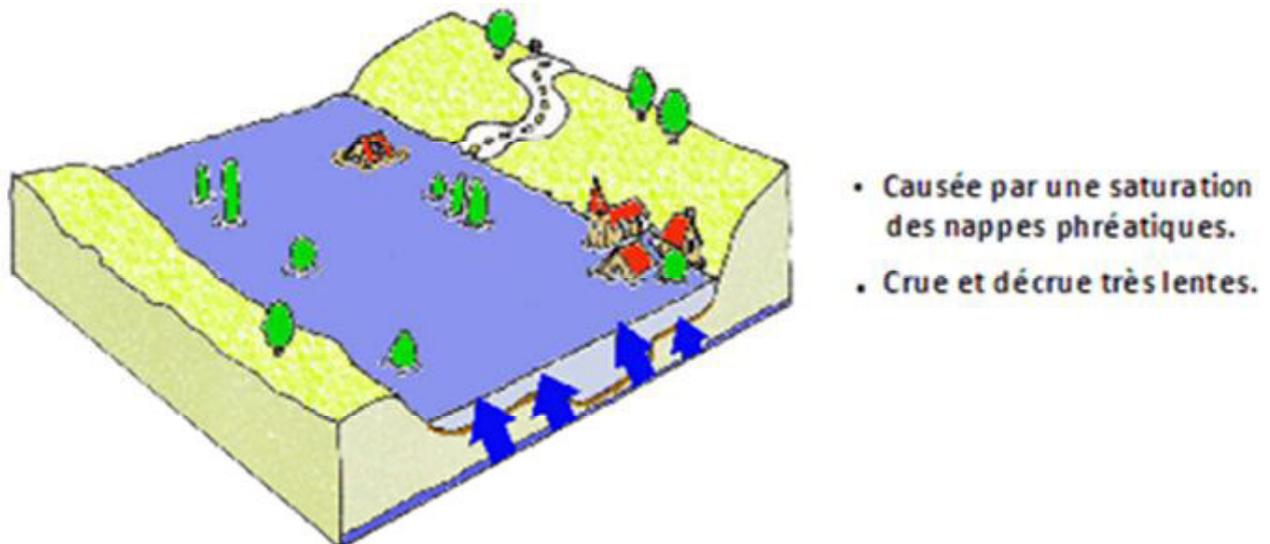


Figure 1.5 : Inondation par remontées des nappes phréatiques. [MERABET 2006]

Les désordres liés à ce type d'inondation se traduisent par des remontées sous bâtisses, l'engorgement des ouvrages souterrains, la déstabilisation des pentes, tassements de remblai, des glissements de terrain, des perturbations sur les réseaux publics, des pressions sous les constructions, etc. [BOUBCHIR 2007]

1.3.5.3. INONDATIONS PAR CRUES TORRENTIELLES

Les crues torrentielles sont des phénomènes brusques et violents résultant d'épisodes pluvieux intenses et localisés, du type orages convectifs. De manière un peu conventionnelle, on parle de crues torrentielles lorsque la durée nécessaire pour qu'une goutte d'eau tombant sur le point « hydrologiquement » le plus éloigné atteigne l'exutoire est inférieure à 12 heures (ou 24 h pour certains auteurs). Les spécialistes retiennent cinq critères pour définir la crue torrentielle : la rapidité de la réponse du cours d'eau, sa pente, le nombre de Froude, le transport solide, les effets de ces crues .

Ces crues touchent principalement les zones de montagne et les cours d'eau du pourtour méditerranéen, elles ont des vitesses d'écoulement importantes, même dans le lit majeur. Les bassins versants qui peuvent être affectés par ces phénomènes sont celles qui ont de petite à moyenne superficie et une forte pente moyenne.

Les crues torrentielles se caractérisent par un très fort transport solide et une profonde modification du lit à l'occasion de l'événement. Les dommages imputables à ces phénomènes sont avant tout liés à la vitesse du courant, renforcés par les matériaux

que peuvent charrier les rivières générant de telles crues. [LEDOUX 2006]



Figure 1.6 : Inondation par crues torrentielles. [MERABET 2006]

1.3.5.4. INONDATIONS PAR RUISSELLEMENT EN SECTEUR URBAIN

Les inondations par ruissellement recouvrent des phénomènes physiques différents selon qu'elles se produisent en milieu rural, périurbain ou urbain. Mais ces phénomènes se caractérisent par leur soudaineté et leur courte durée, ce qui les rend peu prévisibles et difficilement maîtrisables en période de crise. Il s'agit de phénomènes très locaux, intéressant les petits bassins versants.

[LEDOUX 2006]



Figure 1.7 : Inondation par ruissellement en secteur urbain. [MERABET 2006]

Le ruissellement pluvial urbain provoque d'importantes inondations lorsque les terrains sont plus imperméables, le tapis végétal plus faible, la pente plus forte et les précipitations plus violentes et il demeure un phénomène naturel que l'on ne peut pas empêcher. Malheureusement, l'intervention humaine est parfois source d'aggravation de ce phénomène. Ce fut le cas des inondations de Bâb El Oued du 10 novembre 2001 à Alger, des pluies exceptionnelles et intenses, sur une étendue de 40 km², de l'ordre de 214 mm pendant 24h, ont causé 750 morts et 120 personnes disparues et plus de 10000 familles sinistrées. [MERABET 2006, DGPCA]

3.5.5. INONDATIONS PAR RUPTURE D'OUVRAGE OU D'EMBACLE

Dans le cas de rivières endiguées, l'inondation survient brutalement soit par débordement au-dessus de la digue, soit par rupture de la digue. Le phénomène peut être très brutal et d'autant plus dommageable que le site est proche de la digue. Le fait d'être derrière un ouvrage de protection dimensionné pour un certain niveau de crue peut donc rehausser le seuil de risque en cas de rupture ou dépassement de ce dernier. Des secteurs habituellement hors de l'eau peuvent se trouver brutalement inondés. Un embâcle consiste en l'obturation d'un cours d'eau par la constitution d'une digue naturelle entraînant une retenue d'eau importante. La digue peut être constituée par des éléments solides arrachés à l'amont et charriés par le cours d'eau ou par un glissement de terrain. La rupture d'embâcle peut se produire plusieurs jours après une période de pluies exceptionnelles ou l'apparition d'un mouvement de terrain.

[BOUBCHIR 2007, LEDOUX 2006, SPPPI 2004]

1.3.5.6. INONDATIONS MARINES

Les submersions marines sont des inondations temporaires de la zone côtière par la mer dans des conditions météorologiques (fortes dépressions et vents de mer) et forts coefficients de marée. Elles se traduisent par l'invasion par des eaux salées particulièrement agressives. Elles se manifestent soit lors d'un raz de marée ou de tsunami (occurrence très faible, mais phénomène dévastateur), soit lors d'une tempête (surcote marine, vents et précipitations importants) ou en cas de rupture des défenses contre la mer (dans ce cas, les risques se concentrent le long du boulevard de littoral dans les secteurs dépressionnaires). [SPPPI 2004]

1.3.6. 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 causes de formation peuvent fractionner en deux styles ; causes directes et phénomènes aggravant l'aléa.

1.3.6.1. CAUSES DIRECTES

a. ABONDANCE DES PRECIPITATIONS :

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 Espagne. Si l'on observe qu'une intensité de **01 mm/min** représente un débit d'eau météorique de **16,6 m³/s/km²**, il n'est pas surprenant que certains petits bassins versants puissent fournir des débits spécifiques record, parfois supérieurs à **30 m³/s/km²** pendant quelque temps, avec les conséquences catastrophiques que l'on suppose !
- ❖ **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. L'exemple de la crue la plus représentative est celui de la Saintes en 1994 qui fut inondée plusieurs semaines.
- ❖ **Les pluies de type orographique et cyclonique** ; à titre d'exemple une pluie de 1136 mm en 24 heures au Philippines.#

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. [SALOMON 1997]

* Un des plus forts débits spécifiques de crues listés en Europe et qui atteint par le Rio Segura (Province de Murcie,

Espagne) le 14 octobre 1979.

Pluie enregistré par la station de « Baguio » en Juin 1911 aux Philippines.

b. FUSION BRUTALE DES NEIGES :

Elle est fréquente en Europe à la fin du printemps et au début de l'été. En effet, en fin d'hiver l'arrivée de front chaud (avec vent et pluie) va fusionner 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. [SALOMON 1997]

c. DEBACLE DES GLACES FLUVIALES :

Celle-ci intervient à la suite de la rupture de barrages naturels de glace que ce soit en haute montagne (Alpes) ou dans les pays des hautes latitudes (cas de grands fleuves sibériens ou canadiens). Dans le dernier cas le phénomène est saisonnier ; chaque hiver les températures glaciales gèlent les eaux des fleuves d'abord en surface, puis progressivement en profondeur. De grands embâcles se produisent interdisant peu à peu tout écoulement superficiel. Cependant dans les parties amont des cours d'eaux, la prise par les fleuves est moins effective du fait d'une position plus méridionale (donc relativement plus chaudes), si bien que l'eau restée à l'état liquide s'accumule en de grands lacs temporaires. Dès l'arrivée du printemps, la conjonction du réchauffement des températures et de la poussée fantastique des eaux accumulées en arrière des barrages de glace, amène tôt ou tard à la rupture de ces derniers. A ce moment-là, s'effectuent les vastes débâcles qui emportent tout sur leur passage. Ces crues catastrophiques et heureusement très rares, ne sont pas gérables une fois déclenchées. Seule la prévention est possible, par exemple par un dynamitage préalable des embâcles dès que ceux-ci atteignent un certain seuil. [SALOMON 1997]

d. ACCIDENTS : ex : rupture accidentel de barrage naturel ou artificiel. Parfois cet accident est lui-même lié à un autre phénomène exceptionnel (glissement de terrain, lié à des précipitations importantes, volcanisme, séisme...). [MERABET 2006]

1.3.6.2. PHENOMENES AGGRAVANT L'ALEA

Un grand nombre de facteurs autres que celles dictés précédemment intervient, 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

❖ Surface et forme du bassin versant : ainsi pour une **même surface**, l'allure de **l'hydrogramme de crue** résultant d'une pluie donnée est très différente suivant **la forme du bassin versant** ; un bassin très allongé ne réagit pas comme un bassin de forme ramassée ce qui a amené l'utilisation d'un indice pour évaluer le « coefficient de compacité ». En principe plus cet indice est faible, plus la concentration des eaux apportées par les affluents est rapide et plus les crues risquent d'être brutales et bien différenciées. [LEDOUX 2006, SALOMON 1997]

❖ Configuration du relief des lits des cours d'eau : La pente exerce une influence directe sur la rapidité de l'écoulement et donc sur la puissance de la crue . Si le profil en long du cours d'eau est assimilable à une suite de segments plus ou moins pentus, il exerce une action visible sur la crue. Le profil en travers est aussi important; pour un même débit de crue, un cours d'eau encaissé verra sa hauteur d'eau monter beaucoup plus vite qu'un cours d'eau à profil plus évasé. En contrepartie, ce dernier a de plus grands risques de débordements.

[LEDOUX 2006, SALOMON 1997]

❖ Densité des cours d'eaux et perméabilité du bassin versant : ainsi la densité des cours d'eau était fonction de la nature des terrains, le réseau est d'autant plus développé et complexe que le terrain est moins perméable. On comprend aisément que plus l'imperméabilité est forte, plus les eaux météoriques sont disponibles pour le ruissellement de surface. De ce point de vue, à priori les cours d'eau drainant les régions imperméables ont une plus forte probabilité à développer des crues dangereuses. **[LEDOUX 2006, SALOMON 1997]**

❖ Facteurs biogéographiques : la végétation joue un rôle climatique complexe, elle agit sur le ruissellement, retient une part des pluies, évapore l'eau, etc. L'on sait depuis longtemps qu'une couverture végétale dense réduit et ralentit considérablement l'écoulement. D'abord la forêt intercepte la pluie et la neige, cette dernière pouvant mettre très longtemps à fondre sous couvert. Ensuite elle accroît fortement l'évapotranspiration ; pour la zone tempérée celle-ci atteint ou dépasse fréquemment 500 à 700 mm/an. On comprend facilement que cela limite le ruissellement direct et l'alimentation des cours d'eau. Bien souvent une végétation vigoureuse aux arbres dotés de racines nombreuses et bien enchevêtrées, constitue une excellente protection naturelle, quasi totale, contre l'érosion torrentielle. Inversement la destruction du couvert végétal constitue un facteur aggravant la puissance des crues. **[LEDOUX 2006, SALOMON 1997]**

b. INFLUENCE DES FACTEURS ANTHROPIQUES

❖ Occupation de zones riveraines : la concentration des personnes et l'accumulation des biens dans les champs d'inondation génère le risque d'inondation par accroissement des enjeux, augmentation des vulnérabilités et absence de prévention-précaution.

❖ Imperméabilisation forte (conséquences d'aménagements urbains ou agricoles);

❖ Défiance des dispositifs de protection (digues, déversoirs).

LEDOUX 2006, SALOMON 1997]

1.3.7. L'HOMME ET L'INONDATION

Depuis la naissance de l'humanité, les inondations ont eu un caractère magique et religieux. Malgré cela et grâce à sa technique, l'homme est arrivé à infléchir, autrement contrôler, le cours naturel des rivières, oubliant peu à peu ce que sont des phénomènes naturels. Alors qu'en fonction de leur importance et leur localisation géographique, les crues et les inondations

peuvent se produire et provoquer des dégâts et des dramatiques catastrophes qui se manifestent surtout par :

- L'érosion des cours d'eau et des sols parfois fertiles et cultivés.
- L'étranglement des cultures en plaine où l'eau qui a débordé peut rester durablement ce qui menace les récoltes par une submersion totale des champs qui seront perdus.
- La destruction des forêts que différents travaux ont montré que lorsque les inondations sont violentes, les forêts sont détruites sur de vastes surfaces mettant en place des formations peu denses et plus fragiles.
- La modification de la configuration du cours d'eau par la présence des sapements ou les accumulations de galets chassés par à-coups lors des fortes crues.
- La destruction d'ouvrages d'arts (barrages, ponts), de voies de communication (routes et chemin de fer) et de construction (bâtiments collectifs, usines etc.).
- Des catastrophes avec de nombreux morts. Les mauvais désastres de l'histoire ont certainement ceux provoqués par les crues Honang HO (fleuve Jaune) car la surélévation fréquente au-dessus de la plaine a entraîné d'immenses défluviations au cours desquelles les eaux emportaient tout sur leur passage. Les victimes se comptèrent alors par centaines de milliers. On retiendra que statistiquement, les dommages dus aux crues sont d'autant plus graves qu'ils sont moins fréquents, car l'homme à la mémoire courte, ou obéit à des considérations économiques à court terme qui l'amènent à négliger le phénomène ou à admettre ses inconvénients. **[SALOMON 1997]**

1.3.8. CAUSES ET TYPES D'INONDATIONS CATASTROPHIQUES EN ALGÉRIE

L'Algérie est l'un des pays les plus confrontés aux phénomènes de crues et des inondations qui se manifestent de façon catastrophiques telles que les inondations de Mars 1973 sur l'Est Algérien, de Janvier 1992 sur le centre Algérien, de Janvier 1999 sur l'Ouest du Sahara Algérienne, d'Octobre 2000 à Sidi Bel Abbès et de novembre 2001 sur la cote Algéroise (inondation de Bab El Oued). Ces événements sont imprévisibles dans le temps et dans l'espace et ils constituent une contrainte majeure pour le développement économique et social.

[OUFELLA 2003]

Les précipitations se caractérisent en Algérie par une très forte irrégularité tant interannuelle que saisonnière entraînent ainsi des étiages extrêmement sévères des cours d'eau et des fortes crues et des inondations engendrant des dégâts humains et matériels considérables. La genèse des crues et leurs impacts sur l'environnement se varient d'une région à une autre en fonction des conditions géographiques, climatiques et d'occupation des sols qui les caractérisent.

[MERABET 2006]

D'une manière générale, les causes de formation des inondations survenues en Algérie peuvent être classées en trois types:

- 1) Causes liées à des **situations météorologiques remarquables** se traduisant par une forte pluviosité tels que les inondations de décembre 1957 des bassins du Mazafran et du Sebaou, de l'automne 1969 en Algérie et en Tunisie, de Mars 1974 des bassins versants de l'Algerois et du Sebaou, de Décembre 1984 sur tout l'Est Algérien, de 1997 du bassin de la Mekerra à Sidi Bel Abbés et les inondations de 18 avril 2007 de Moulay Slissen etc. **[MERABET 2006, OUFELLA 2003, BAHLOULI 2001]**
- 2) Causes 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 débris et les détritrus 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 ou des inondations se produisent tous les 02 à 03 ans illustrent parfaitement l'influence de ces facteurs dans l'apparition du phénomène d'inondation. **[MERABET 2006, OUFELLA 2003, BAHLOULI 2001]**
- 3) Causes 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) ou **situées au pied d'une montagne** (Ain Defla, Batna, Medea). Ces agglomérations à forte population et sous l'effet d'une urbanisation anarchique et non réglementée présentent des grands risques, des pertes humaines et des destructions de constructions sont enregistrées à chaque inondation aussi légère qu'elle soit. **[MERABET 2006, OUFELLA 2003, BAHLOULI 2001]**

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

- **Inondations engendrées par des crues torrentielles** : elles affectent les petits bassins versants de quelques dizaines de Km² et elles sont le plus souvent liées à des chutes de pluies isolées et localement intenses issues de 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 de la ville de Oued R'hiou, (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. **[MERABET 2006]**

➤ **inondations des grands bassins versants** : elles résultent le plus souvent des précipitations importantes généralisées sur des grandes étendues et caractérisées par leur quantité et leur durée qui peut atteindre 10 à 15 jours. Les crues sont massives, lentes et à évolution 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. [MERABET 2006]

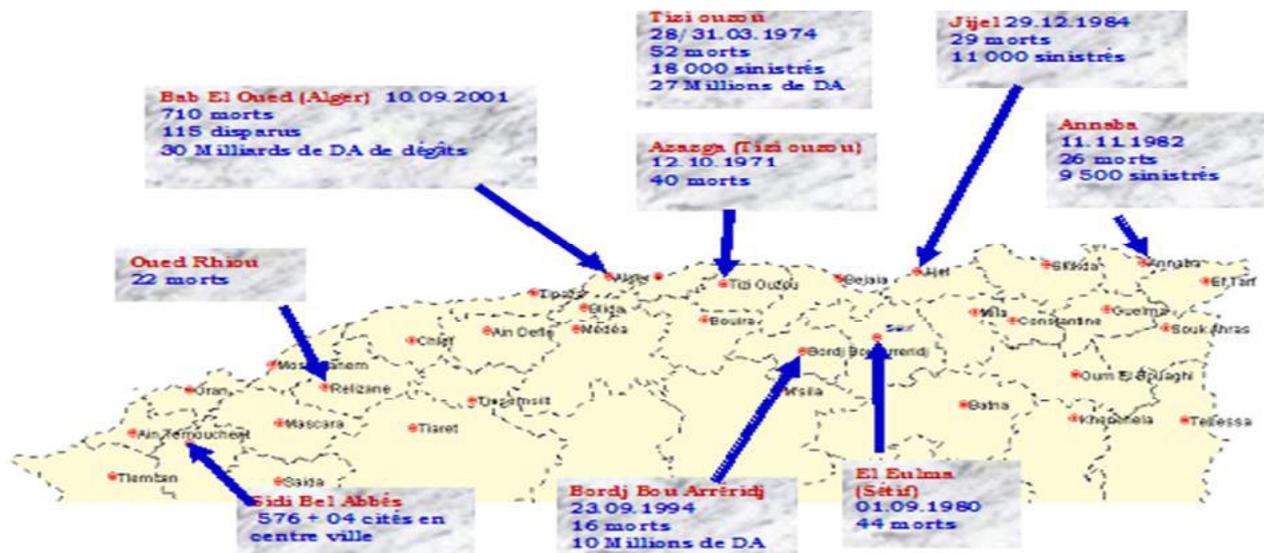


Figure 1.8 : Cas significatifs des inondations survenues en Algérie. [MERABET 2006]

1.4. CONNAISSANCE DES ENJEUX ET DE VULNERABILITE

Le terme d'enjeu désigne les personnes habitant la zone inondable, les biens de toute nature, les cultures et les 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'enjeu 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 ». La distinction entre ces deux natures d'enjeux est la garantie d'inscrire la réflexion sur la politique globale de gestion du risque dans une perspective de recherche d'alternative au développement hors zone inondable, donc de fournir une meilleure base à la concertation. [LEDOUX 2006]

Cependant, il n'existe pas une définition unanimement reconnue du concept de la vulnérabilité même qu'il existe un relatif accord au sein des principales instances internationales (Office of the United Nations Disaster Relief) pour **définir la vulnérabilité comme le degré de perte (de 0 à 100) résultant d'un phénomène susceptible d'engendrer des victimes et des dommages matériels**. La mesure utilisée pour la perte dépend de l'élément menacé :

la vulnérabilité peut être mesurée par la proportion de personnes tuées ou blessées par rapport à la population totale, par le coût de la réparation, ou encore par le degré de dommage physique défini par une échelle appropriée. Pour un grand nombre d'éléments, comme la construction, la perte peut être définie en termes de proportion des bâtiments ayant subi un certain niveau de dommage. 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 différentes approches ;
- ❖ Soit la vulnérabilité permet de différencier les différents modes d'occupation du sol, en fonction de leur plus ou moins grande tolérance aux inondations. Là, les approches sont plus techniques, plus opérationnelles. **[LEDOUX 2006]**

En matière d'inondation, la méthode Inondabilité développée par le CEMAGREF correspond à la réflexion la plus soutenue et la plus aboutie sur le thème de la vulnérabilité. Elle prend en compte la diversité de l'occupation du sol existante et elle tâche d'identifier une échelle de mesure permettant de classer, au moins en valeur relative, les caractéristiques des différents types d'occupation du sol de manière à attribuer à chaque élément de surface une valeur représentative de sa vulnérabilité dans un système commun à l'ensemble de la zone considérée. **[LEDOUX 2006]**

1.5. CONCLUSION

L'inondation n'est pas le risque ; le risque exige qu'un phénomène auquel on peut attribuer une probabilité de survenance et une intensité – l'aléa – soit susceptible, en se produisant, de provoquer des dommages. Il faut donc que la zone inondable soit occupée par l'homme. Malgré cela l'importance des enjeux – populations, habitations, équipement...– n'explique pas à elle seule la gravité potentielle de la catastrophe. Celle-ci est également tributaire de la vulnérabilité de ces enjeux, c'est-à-dire leur propension à subir des dommages. La plupart des experts définissent le risque comme « Risque = aléa * vulnérabilité », alors que d'après cette formule, un même risque peut être le produit d'un aléa fort avec une vulnérabilité faible, d'un aléa moyen et une vulnérabilité moyenne ou d'un aléa faible et une vulnérabilité forte. Il est donc préférable de définir le risque d'une façon plus générale « Risque = F (aléa, vulnérabilité) », où F est une relation qui dépend de problèmes analysés, et en représentant l'aléa et la vulnérabilité par deux axes dans un espace plan pour obtenir des courbes d'isorisque (figure 10 et 11).

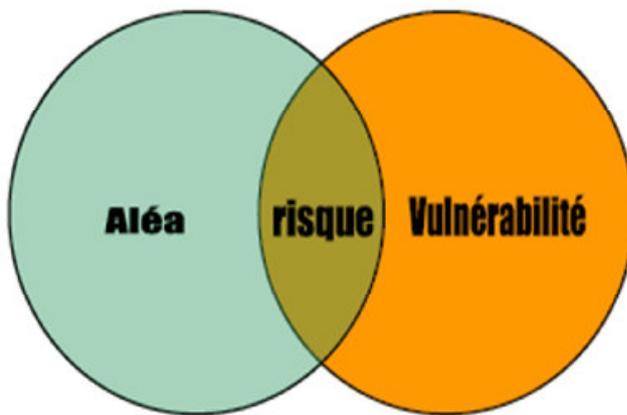


Figure 1.9 : Risque = F (aléa, vulnérabilité).
[BOUBCHIR 2007]

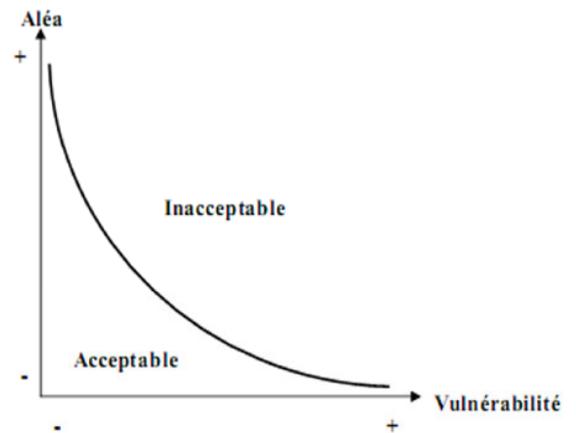


Figure 10 : Courbe d'isorisque.
[CHACHOUA 2009]

Alors, étudier le risque inondation comme un croisement d'un **aléa** et d'**enjeux**, eux-mêmes caractérisés par une **vulnérabilité**, constitue un enrichissement du concept par rapport à la définition trop limitatrice : **risque = aléa**. La réflexion sur la gestion et l'évaluation du risque s'en trouve enrichie, puisqu'elle ne peut plus se limiter aux seules mesures de protections mais doit intégrer celles sur les enjeux et leur vulnérabilité. Donc comment évaluer et gérer ce risque ? Ça c'est ce qu'on va remédier dans le chapitre suivant.

2.1 Introduction

L'étude de ce projet permettra la protection de la ville d'El-Bayadh contre les eaux de crues et d'assurer la sécurité des biens et des personnes.

2.2 Situation du projet

El Bayadh est une commune de la wilaya d'El Bayadh, dont elle est le chef-lieu, située à 370 km au sud-est d'Oran, à 520 km au sud-ouest d'Alger et à 500 km au nord-est de Béchar. Le territoire de la commune d'El Bayadh se situe au nord de la wilaya du même nom (Figures 2.1 et 2.2).



Figure 2.2 : Plan de situation de la ville d'El Bayadh à l'échelle nationale

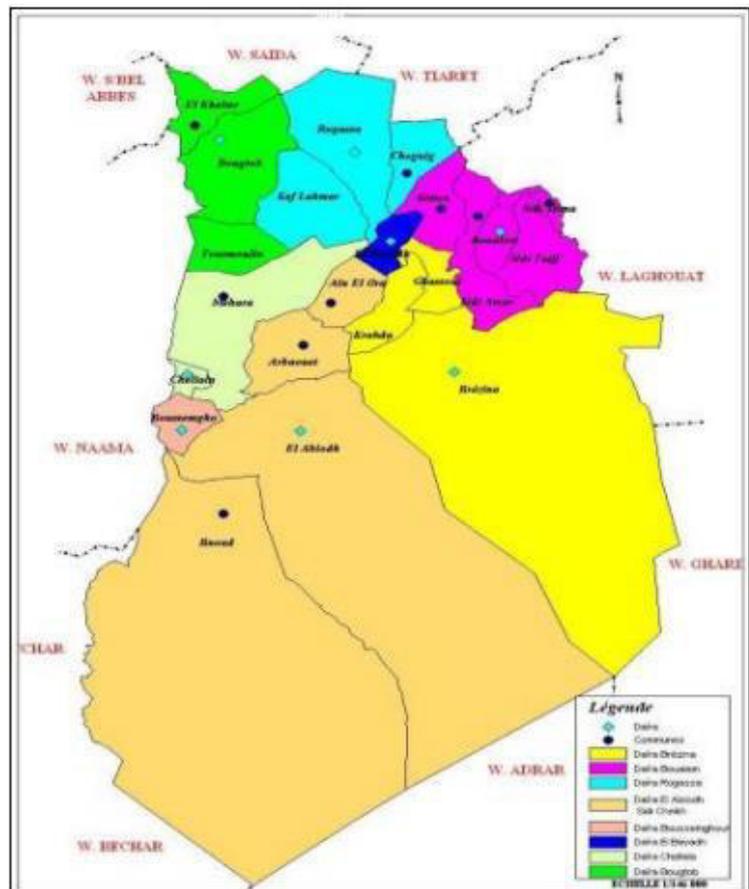


Figure 2.1 : Plan de situation de la ville d'El Bayadh à l'échelle de la wilaya [4]

Les communes limitrophes d'El Bayadh, comme le montre la figure 3.3, sont les suivantes :

- Cheguig,
- Rogassa,
- Stitten,
- El Mehara,
- Ain El Orak,
- Kraakda,
- Et Ghassoul.

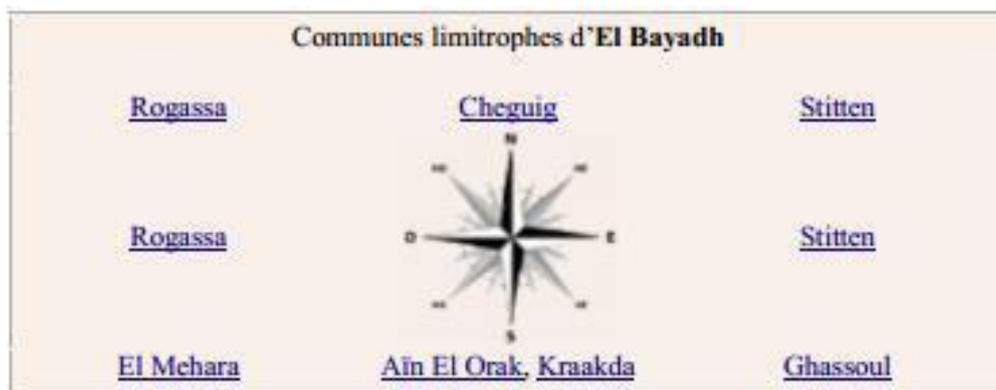


Figure 2.3 : Communes limitrophes de la ville d'El Bayadh [4]

2.3 Géomorphologie

La ville d'El Bayadh qui s'étend sur le synclinal d'El Bayadh est limitée au Nord par les djebels Mekther (1428m) et Zouireg (1509m), à l'Est par le djebel Ksel(2008m), au Sud par les djebels Eloustani (1921m), Bouderga (1872m) et Merdoufa (1578m) et à l'Ouest par le djebel El Biod(1453m) (Figure 2.4).

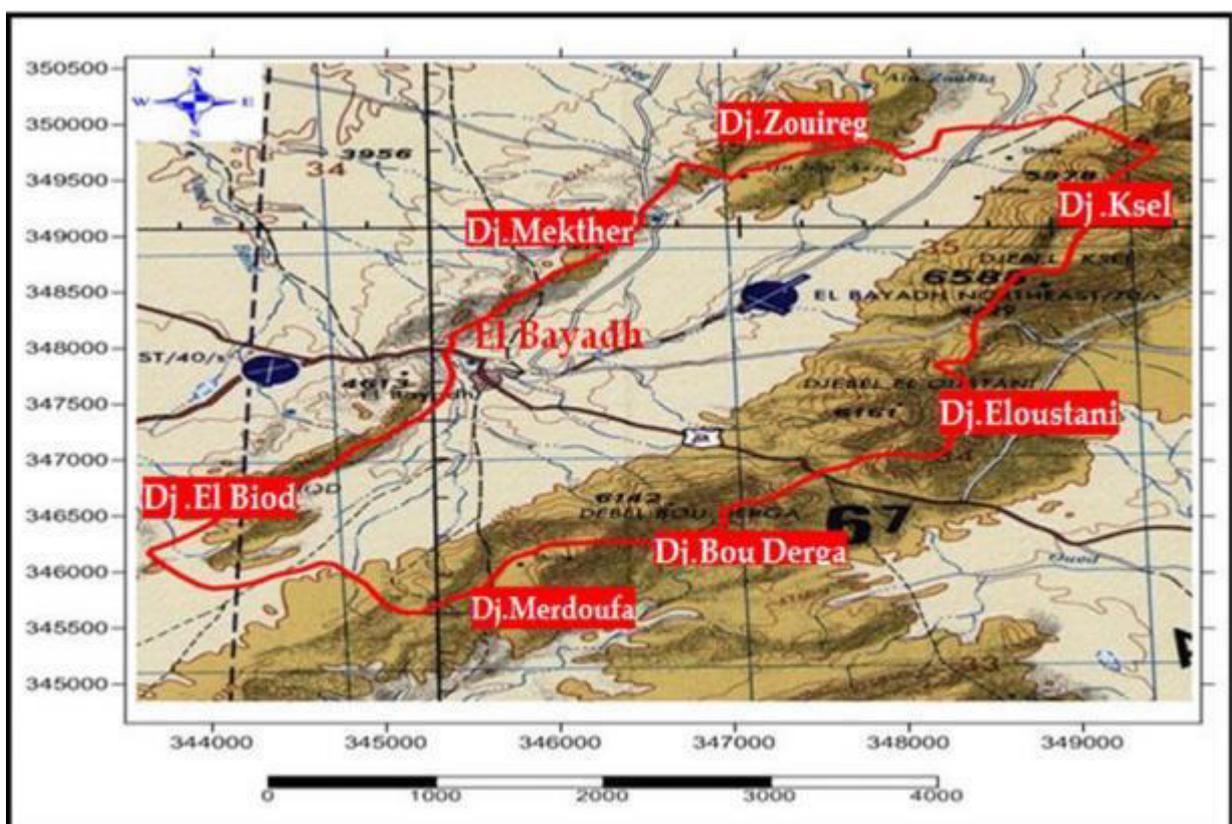


Figure 2.4 : Situation géographique de la ville d'El Bayadh

La wilaya d'El Bayadh est constituée de trois ensembles physiques bien distincts, à savoir :

- **Zone 1 des hautes plaines** : Bougtob - El Kheiter - Tousmouline – Rogassa - Kef Lahmar - Cheguig et une partie de Mehara. Les altitudes varient entre 900 m à 1.400 m à Hassi Ben Hadjam

(Mehara). Cette zone se caractérise par l'amplitude élevée (34 à El Kheiter), la faiblesse et l'irrégularité des précipitations (208 à El Kheiter), la gelée (40 à 60 jours) et la présence de vents chauds (sirocco) avec des périodes sèches.

➤ **Zone 2 Atlas Saharien** : L'Atlas Saharien composé de 13 communes : El Bayadh – Boualem - Sidi Amar - Sidi Taiffour - Sidi Slimane - Stitten - Ghassoul - Krakda - Ain El Orak - ArbaouetChellala - Mehara et Boussemgoun. Elle présente une situation bioclimatique (semiaride froid) relativement plus avantageuse par rapport à celle de la partie Saharienne de la Wilaya.

Bénéficie de l'apport en eau et alluvions provenant des sommets et versants des reliefs montagneux

dont les altitudes varient entre 1300 mètres et 2000 mètres (2008 m Djebel Ksel à l'Ouest de la localité de Stitten. Les précipitations sont relativement plus importantes par rapport aux autres zones l'hiver et plus rigoureux et l'enneigement dépasse 10 jours par an.

➤ **Zone 3 Prés Saharienne** : La Prés Saharienne est constituée uniquement de trois communes qu'isont : Brezina - El Abiodh Sidi Cheikh et Bnou. Partie la plus désavantagée, elle représente la superficie la plus importante de la Wilaya (71 % de la superficie totale). Les altitudes

décroissent du Nord au Sud de 1 000 à 500 m environ à la partie extrême Sud de la Wilaya où on note la présence de l'Erg Occidentale qui renforce l'aspect désertique de cette zone avec une période estivale plus longue et plus chaude. L'hiver est marqué par les gelées et des températures avoisinantes 0° C. Faisant partie de la zone Saharienne avec 129 mm comme hauteur des précipitations, elle présente une activité agricole limitée aux Ksour, caractéristique de l'agriculture Saharienne.

2.4 VEGETATION

Fortement liée au sol et au climat, la végétation dans la Wilaya présente des caractéristiques similaires à celles du milieu physique. La végétation prédominante est celle de la steppe, les forêts composées essentiellement de maquis et garrigues n'est présente que sur les sommets des montagnes de l'Atlas Saharien.

Dans l'Atlas Saharien, les parcours sont variés et sont compris entre les isohyètes de 300 m et 400 m, il s'agit des zones steppiques les plus favorisées.

2.5 Géologie

La nature géologique de l'assiette d'El Bayadh est constituée d'argile, de grès, des poudingues et des dépôts lacustres, avec des séries de base qui sont souvent constituées de gypse.

La zone d'étude fait partie du synclinal d'El Bayadh qui est située au niveau de l'Atlas Saharien.

Limitée par Chott Ech-Chergui (Hautes Plaines Oranaises) au Nord et par le domaine Pré-Atlasique au Sud, le synclinal d'El Bayadh forme une cuvette de direction générale Nord-Est/Sudouest et s'étend sur une largeur de 10 Km et d'une longueur de 80 Km dont ses schémas structuraux typiquement atlasiques sont bien représentés par une succession de synclinaux et d'anticlinaux étirés.

2.6 CLIMAT

Sur le plan climatologique, la Wilaya est caractérisée par deux périodes principales qui expriment le contraste important durant l'année à savoir :

- ✓ Un hiver rigoureux avec de fréquentes chutes de neige.
- ✓ Un été chaud et très sec.

Ce qui favorise l'apparition des plantes résistantes à la sécheresse. La situation dont découle des écarts thermiques brusques et importants : Pluviométrie très irrégulière et varie de 200 à 300 mm durant l'année, on peut assister à plusieurs mois de sécheresse ou d'années de suite. Température qui laisse apparaître des changements temporels (un hiver froid de température moyenne de 6° C et un été chaud de 36° C).

2.7 HYDRAULIQUE

La Wilaya compte 108 forages en exploitation d'AEP et irrigation d'un débit de 1 047 l/s, 34 puits avec une dotation de 44 l/s, et 09 ressources d'un débit de 29 l/s. Sur les 108 forages, 85 sont destinés pour la satisfaction des besoins AEP, 18 pour les besoins de l'industrie et le reste, à savoir 5 forages, sont destinés à l'irrigation. La Wilaya dispose d'un grand barrage situé à Brézina (Sud de la Wilaya) pour une capacité initiale de 122.60 millions m³ et actuelle estimée à 108.47 Hm³. Ce barrage est destiné à l'irrigation d'une superficie de 1200 ha.

2.8 DONNEES HYDROGRAPHIQUES

Le réseau hydrographique du bassin versant alimentant le cours d'eau de la ville présente un chevelu assez dense dans la majorité de sa superficie. Ce bassin est traversé par trois Oueds principaux:

- Oued Deffa au nord.
- Oued Chadli au Sud-Est.

Les caractéristiques du bassin versant d'Oued Deffa sont présentées dans le tableau 2.1.

Tableau 2.1 : Caractéristiques du B.V d'Oued Deffa, à l'exutoire de la zone d'étude

DESIGNATION	UNITES	VALEURS
Surface	Km ²	108.20
Périmètre	Km	54.22
Longueur du talweg le plus long	Km	16.51
Altitude maximale	m	1940.0
Altitude minimale	m	1304.0

2.9 Situation actuelle de la zone d'étude

La zone d'étude prend naissance de 1.5 à 2 kilomètres en amont de l'entrée de la ville et ce par rapport au pont menant vers Haoudh et Tiaret.

Une partie de la ville a fait l'objet d'une étude en 2010 – 2011 pour le réaménagement de l'Oued Deffa particulièrement dans sa partie urbaine jusqu'à la confluence avec l'Oued Merires à l'aval.

La protection de la ville a été réalisée :

- Sur l'Oued Deffa,
- Le long du cours d'eau situé au nord de la ville,
- Le "quartier Annesser".

Comme le montre la figure 2.5 :



Figure 2.5 : Carte de protection [6]

2.9.1 Description de la zone d'étude

Lors de la reconnaissance de la zone d'étude, il a été remarqué la présence d'habitations très proches par rapport au cours d'eau au niveau de la partie urbanisée.

En amont de la ville, les zones sont dégagées, comme le montre les photos ci-dessous (Figures 2.7 et 2.8) de l'Oued Saffiet affluent de l'Oued Deffa.



Figure 2.7 : *Oued Saffiet en amont de l'Oued Deffa*



Figure 2.8 : *Pont sur Oued Saffiet avec charriage*

A l'entrée de la ville, il a été reconnu que le pont menant vers, Tiaret d'une longueur dépassant les 100 mètres (Figure 2.9) avec la présence à l'amont de ce pont, une conduite d'AEP qui traverse le cours d'eau.



Figure 2.9 : *Pont menant vers Tiaret entrée de la ville avec une conduite d'AEP*

En amont du pont Grabba, il a été remarqué dans la rive gauche que des remblais ont été déposés, ce qui a permis la création d'un marché. Les remblais mis en dépôt atteignent les 3-4 mètres de hauteur au-dessus du mur de protection. Des excédents de terres sont poussés par des engins dans le canal, atteignant une hauteur de deux (02) mètres, ce qui réduit la section d'écoulement. En aval, il a été constaté une réduction de la largeur du canal allant de 23 à 11 m au niveau du pont Grabba (Figures 2.10 et 2.11). Il est à signaler que ce pont s'est écroulé lors des inondations du 1 au 2 Octobre 2011 et qu'il a été reconstruit par la suite.



Figure 2.10: Quartier Grabba



Figure 2.11: Pont Grabba, rétrécissement de section

C'est d'ailleurs au niveau de ce pont qu'a probablement commencé l'inondation avec des débordements de la lame d'eau de plus de 5 mètres de hauteur (Figure 2.12) au-dessus de la protection qui a été réalisée qui, elle-même, a une hauteur de 5 mètres.



Figure 2.12: Niveau d'eau atteint en pointillés rouge au-dessus de la maison de la culture

Un canal de protection a été réalisé avec des voiles en béton armé d'une hauteur de 6 mètres, et une largeur de canal allant de 20 à 40 mètres en fonction des endroits et des espaces disponibles en égard aux habitations érigées au bord de cet oued. La pente du canal est de 0.0011 m/m. Lors de la crue du 1 au 2 Octobre 2011, quelques murs se font effondrés, comme présenté dans les photos ci-dessous (Figures 2.13 et 2.14) :



Figure 2.13 : Oued Deffa avec les voiles de protection en partie détruits



Figure 2.14 : Oued Deffa avec les voiles de protection en partie détruits

2.9.2 Historique des inondations de la ville d'El Bayadh

Pour apprécier l'importance de la protection de la ville d'El Bayadh contre les inondations, il y a lieu de signaler que plusieurs épisodes de crues ayant eu pour conséquence la surélévation du niveau d'eau dans l'oued avec inondation des biens et des pertes en vies humaines. Un historique d'inondations a été établi allant de 1990 à 2011, le tableau IV.2 résume les importantes inondations ayant frappés la ville durant cette période, il est à remarquer que les inondations du 1 au 02 Octobre 2011 sont celles qui ont engendré le plus de dégâts dont quatorze personnes sont mortes et 400 familles sinistrées.

Tableau 2.2 : Historique des inondations de 1994 à 2011

Daïra	Commune	Historique (date des inondations pour la plus longue période possible)	Lieu dit (quartiers zones ou secteurs touchés)	Nature des dégâts		
				Humains (Morts et blessés) (Nombre)	Sinistrés (Nombre)	matériels
El Bayadh	El Bayadh	03-04/1990	Oued Deffa centre ville	/	06	/
El Bayadh	El Bayadh	13-14-15/03/1991	Oued Deffa	/	214	/
El Bayadh	El Bayadh	18/10/1991	Oued Deffa	12 Blessés	09	/
El Bayadh	El Bayadh	1/6/1993	Oued Deffa	03 Morts	20	/
El Bayadh	El Bayadh	22-23/09/1994	Oued Deffa	/	04	/
El Bayadh	El Bayadh	27/02/1995	Oued Deffa	/	12	/
El Bayadh	El Bayadh	09/04/1997	Oued Deffa	01 Mort	/	/
El Bayadh	El Bayadh	23/10/2000	Oued Deffa	/	/	/
El Bayadh	El Bayadh	29/03/2004 16-17/04/2004	Oued Deffa	02 Morts /	/	01 Véhicule 02 Véhicule 01 Véhicule
El Bayadh	El Bayadh	22/04/2004	Oued Deffa	/	25	02 Camions
El Bayadh	El Bayadh	29/04/2004	Oued Deffa	01 Blessée	39	01 Véhicule
El Bayadh	El Bayadh	23/05/2004	Oued Deffa	/	20	/
El Bayadh	El Bayadh	22,23 et 24.04.2011	Oued Deffaa	Non communiquée	Non communiquée	/
El Bayadh	El Bayadh	01 au 02.10.2011	Oued Deffaa	13 morts	400	

2.9.3 Analyse des inondations de la ville d'El Bayadh par ASAL [7]

Suite aux inondations qui ont touché la ville d'El Bayadh dans l'après-midi du 1 octobre 2011, l'Agence Spatiale Algérienne (ASAL), a programmé la couverture de la région sinistrée par des images du satellite algérien Alsat-2A et a aussi déclenché, en coordination avec la Direction Générale de la Protection Civile, la charte internationale « Espace et Risques Majeurs ». Dans ce cadre, l'ASAL a réalisé un travail visant la délimitation de la zone inondée et l'évaluation préliminaire des impacts de ces inondations sur les habitations et les infrastructures. Nous

présentons ci-après l'article puisé dans le site d'ASAL et les données ayant servi à ce travail sont :

1. Des Images satellitaires à haute résolution couvrant la région d'El Bayadh, prises avant et près les inondations :

- Images des satellites **Worldview-1** et **Worldview-2** à 50 cm de résolution.
- Images du satellite **Kompsat** à 01 m de résolution.
- Images du satellite **SPOT-5** à 2,5 m de résolution.
- Images du satellite **Alsat-2A** à 2,5 m de résolution.

2. Un Modèle Numérique de Terrain (MNT) ayant servi à l'extraction automatique du réseau hydrographique du bassin versant de l'Oued Deffa et à sa hiérarchisation (Figure IV.15).

L'exploitation des images satellitaires prises avant et après les inondations, a permis la délimitation de la zone inondée par la détection de l'humidité des sols, qui a été mise en évidence à travers les analyses multi-spectrales effectuées sur les images du satellite Alsat-2A (Figure IV.16A et IV.16B) Kompsat (Figures IV.18 et IV.19) et Worldview-2 (Figure IV.20).

Il ressort de ces analyses d'images, les éléments d'informations suivants:

- La surface inondée dans les deux rives de l'oued Deffa, a touché plus de 23 hectares sur un périmètre de 4,5 Km.
- Un pont situé dans la partie Ouest de la ville a été sérieusement endommagé et deux passerelles ont été emportées.

Aussi, l'analyse des images satellites a montré que les eaux de la crue de l'Oued Deffa du 1 octobre 2011, chargées d'apport solide et de débris charriés par cet Oued, ont débordé sur la rive droite à l'entrée de la ville (en amont : entrée Est de la ville), à quelques centaines de mètres à l'Est du pont du 20 août 1956, reliant El Bayadh à l'aéroport (Figure 2.17).

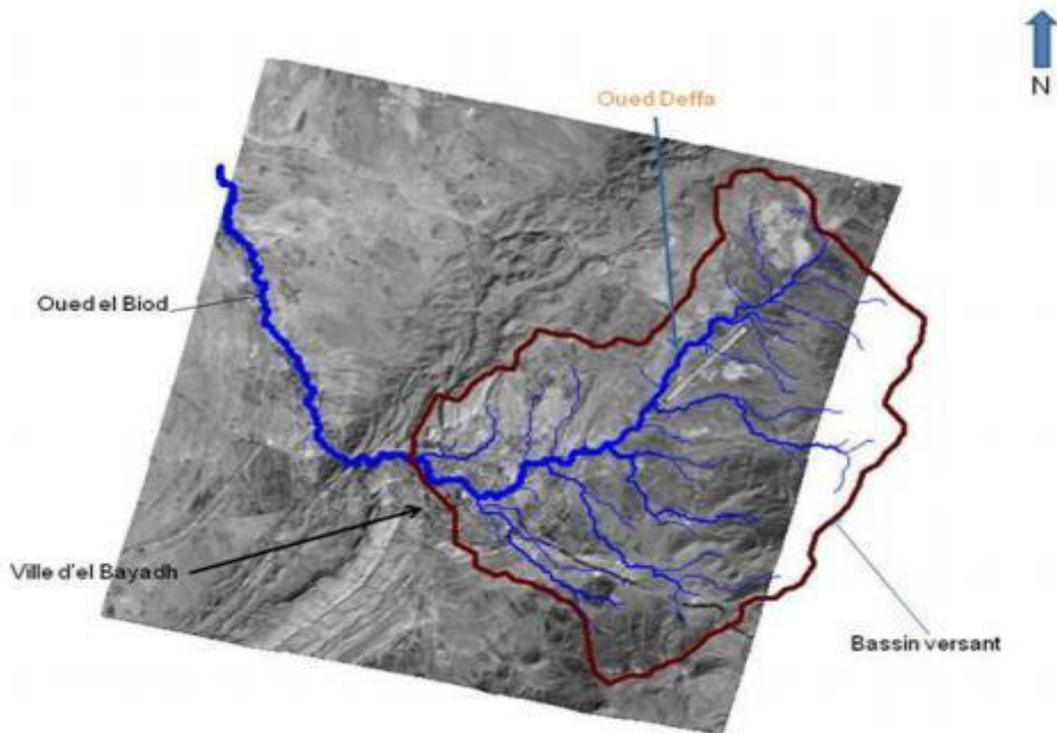


Figure 2.15 : Superposition du réseau hydrographique hiérarchisé du bassin versant de l'oued Deffa sur une ortho image Alsat-2A prise sur El Bayadh et ses environs (ASAL).

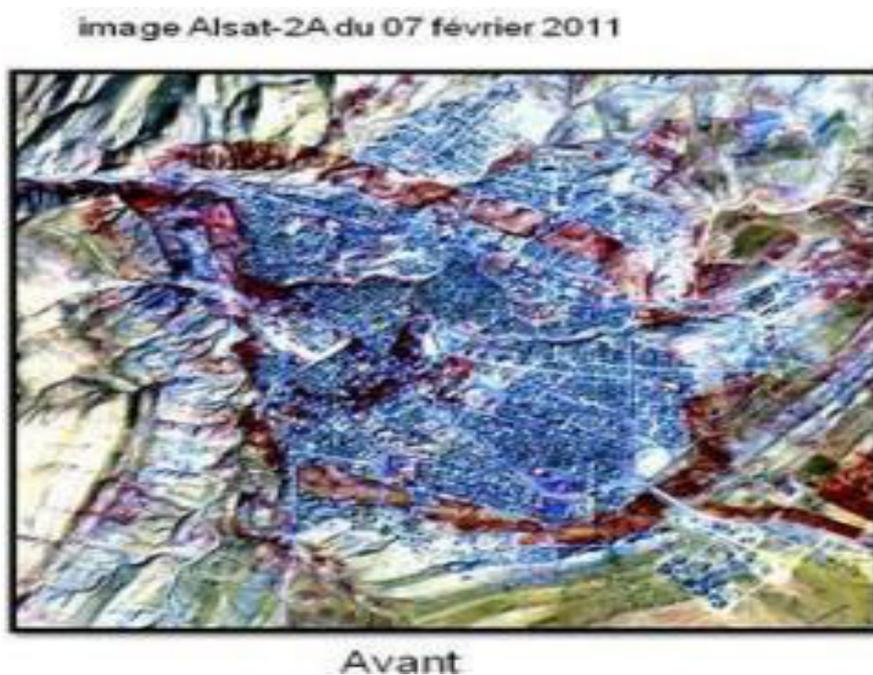


Figure 2.16A : Détection de la zone inondée par l'identification de traces d'humidité de part et d'autre de l'oued Deffa, grâce à une analyse diachronique des images Alsat-2A, prises avant les inondations (ASAL)

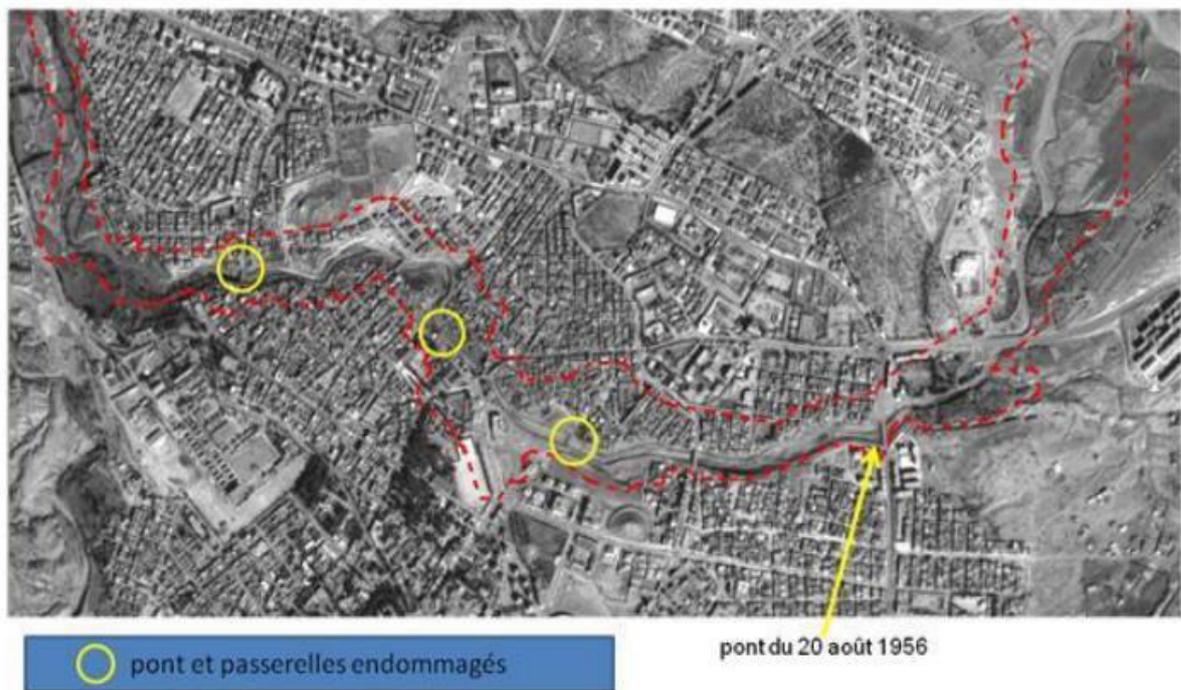


Figure 2.17 : Vue globale de la zone inondée (ligne rouge en pointillé) superposée sur une image Alsat-2A (© ASAL)



Figure 2.18 : Impact de l'inondation visible sur les images du satellite Kompsat (© KARI)



Figure 2.19: Impacts de l'inondation identifiés sur les images du satellite Kompsat (©KARI), matérialisés par la destruction de deux passerelles (cercle en jaune).



Figure 2.20 : La délimitation de la zone inondée réalisée à partir des Images du satellite Worldview-2

2.10 Conclusion

A partir des résultats obtenus de la présentation zone d'étude, on peut citer les causes et facteurs aggravant les inondations qui sont essentiellement due à :

- ✓ L'urbanisation de la région mal réfléchi (Béton et constructions illicites);
- ✓ La réduction de la section mouillée du lit avec les déblais jetés par la population dans le cours d'eau ;
- ✓ La géologie du site constitué essentiellement d'argile et de gypse ce qui favorise le ruissèlement des eaux de surfaces

3.1 Introduction

L'Hydrologie est la science de la terre qui s'intéresse au cycle de l'eau, c'est à dire aux échanges entre l'atmosphère, la surface terrestre et son sous-sol.

Au titre des échanges entre l'atmosphère et la surface terrestre, l'hydrologie s'intéresse aux précipitations (pluie et neige), à la transpiration des végétaux et à l'évaporation directe de la couche terrestre superficielle.

L'Hydrologie de surface étudie le ruissellement, les phénomènes d'érosion, les écoulements des cours d'eau et les inondations. [4]

L'objectif de l'étude effectuée dans ce chapitre est de présenter, une approche hydrologique afin

d'essayer de comprendre le fonctionnement hydrologique et de déterminer les différentes caractéristiques du bassin versant de la ville d'El Bayadh dans le but d'estimer les périodes de retours et de déterminer les débits de crue nécessaire pour la conception des aménagements requis du oued Deffa qui serviront dans la protection contre les inondations.

3.2 Le bassin versant et son complexe

3.2.1 Définition d'un bassin versant

Le bassin versant en une section d'un cours d'eau est défini comme la surface drainée par ce cours d'eau et ses affluents en amont de la section. Tout écoulement prenant naissance à l'intérieur de cette surface doit donc traverser la section considérée, appelée exutoire, pour poursuivre son trajet vers l'aval. [8]

La limite du bassin versant est le lieu géométrique des points les plus élevés qui définissent la ligne de partage des eaux .on parle ainsi d'un bassin versant topographique.

Cependant, lorsqu'un sol perméable recouvre un substratum imperméable, la division des eaux

selon la topographie ne correspond pas toujours à la ligne de partage des eaux mais plutôt à celle

définie par les plus hautes élévations de la nappe, on parle alors de bassin versant réel ou bassin

hydrogéologique.

3.2.2 Caractéristiques morphologiques du bassin versant

Les caractéristiques morphométriques du bassin versant de la ville d'El Bayadh (Figure 3.1) ont été obtenus grâce à un MNT (Model Numérique Terrain).

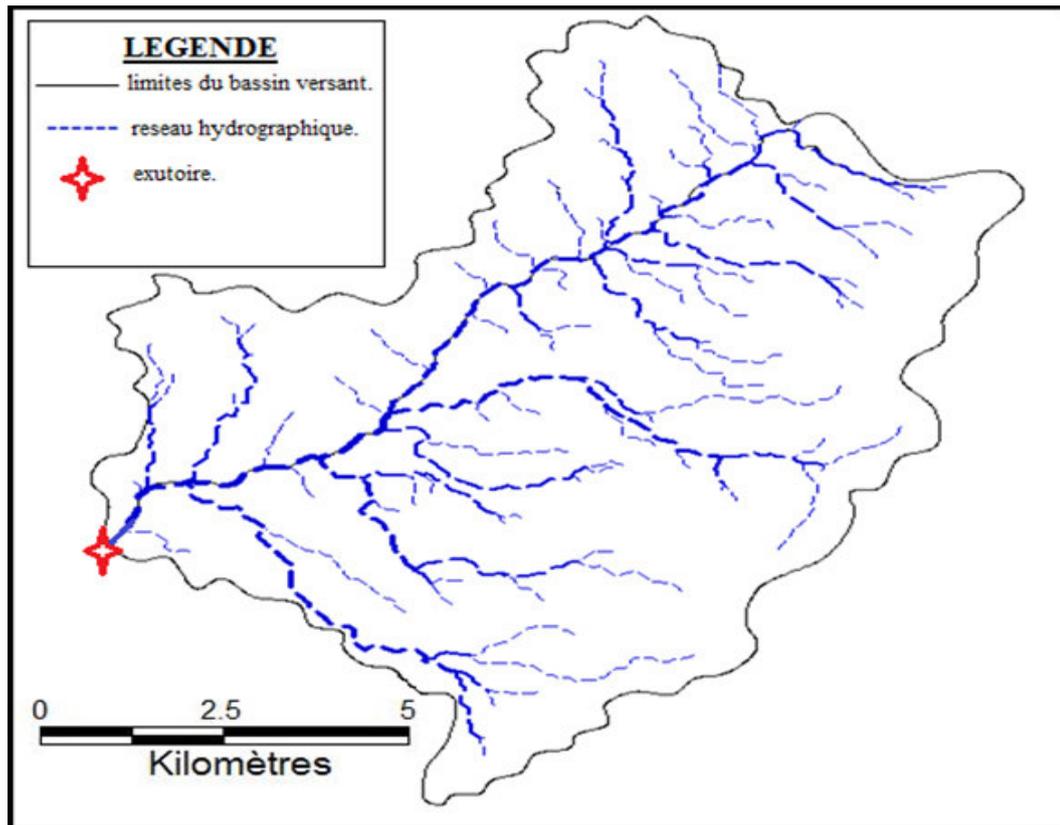


Figure 3.1 : Bassin versant de la zone d'étude

3.2.2.1 La surface

La surface topographique est le paramètre le plus important, il permet de contrôler l'intensité de

plusieurs phénomènes hydrologiques (apports, volumes de précipitations ou infiltrations..).

La surface du bassin étudié est estimée à : $S = 108.20 \text{ km}^2$

3.2.2.2 Le périmètre

Le périmètre correspond à la limite extérieure du bassin. Chaque bassin réagit d'une façon propre aux précipitations qu'il reçoit. Ces caractéristiques hydrologiques sont fonctions d'une part du climat qu'il subit et d'autre part de son pope milieu physique. Le périmètre est

estimé à : $P = 54.22 \text{ km}$

3.2.2.3 Indice de compacité de Gravelius

L'indice de forme K_c , appelé indice de compacité de Gravelius, est un paramètre indicateur de la

forme du bassin versant, il enseigne aussi sur la vitesse de concentration des débits, la puissance

des crues et l'importance de l'activité de l'érosion du sol. [9]

$$K_c = 0.28 P / \sqrt{S} \quad (3.1)$$

Avec :

- P : périmètre du bassin versant (km).
- A : surface du bassin versant (km²).

$$K_c = 1.5$$

$K_c = 1.5 > 1$ alors le bassin versant est de forme allongée.

3.2.2.4 Rectangle équivalent

On suppose que l'écoulement sur un bassin versant donnée est le même que sur un rectangle de

même superficie, ayant le même indice de Gravelius, la même répartition hypsométrique, la même distribution des sols et de la végétation et la même densité de drainage.

Le rectangle équivalent est caractérisé par la longueur « L_{eq} » et la largeur « l » définies

respectivement par les formules suivantes (3.2, 3.3) : [9]

$$L_{eq} = K_c \sqrt{S} / 1.128 (1 + \sqrt{1 - (1.128 / K_c)^2}) \quad (3.2)$$

$$L_{eq} = 22.2 \text{ km}$$

$$l = K_c \sqrt{S} / 1.128 (1 - \sqrt{1 - (1.128 / K_c)^2}) \quad (3.3)$$

$$l = 4.9 \text{ km}$$

3.3 Relief

Le relief a une influence remarquable sur l'écoulement, car de nombreux paramètres hydrométéorologiques varient avec l'altitude et la morphologie du bassin. En outre, la pente influe sur la vitesse d'écoulement. Le relief se détermine au moyen d'indices et de courbes.

La figure 3.2 représente le relief de la zone d'étude.

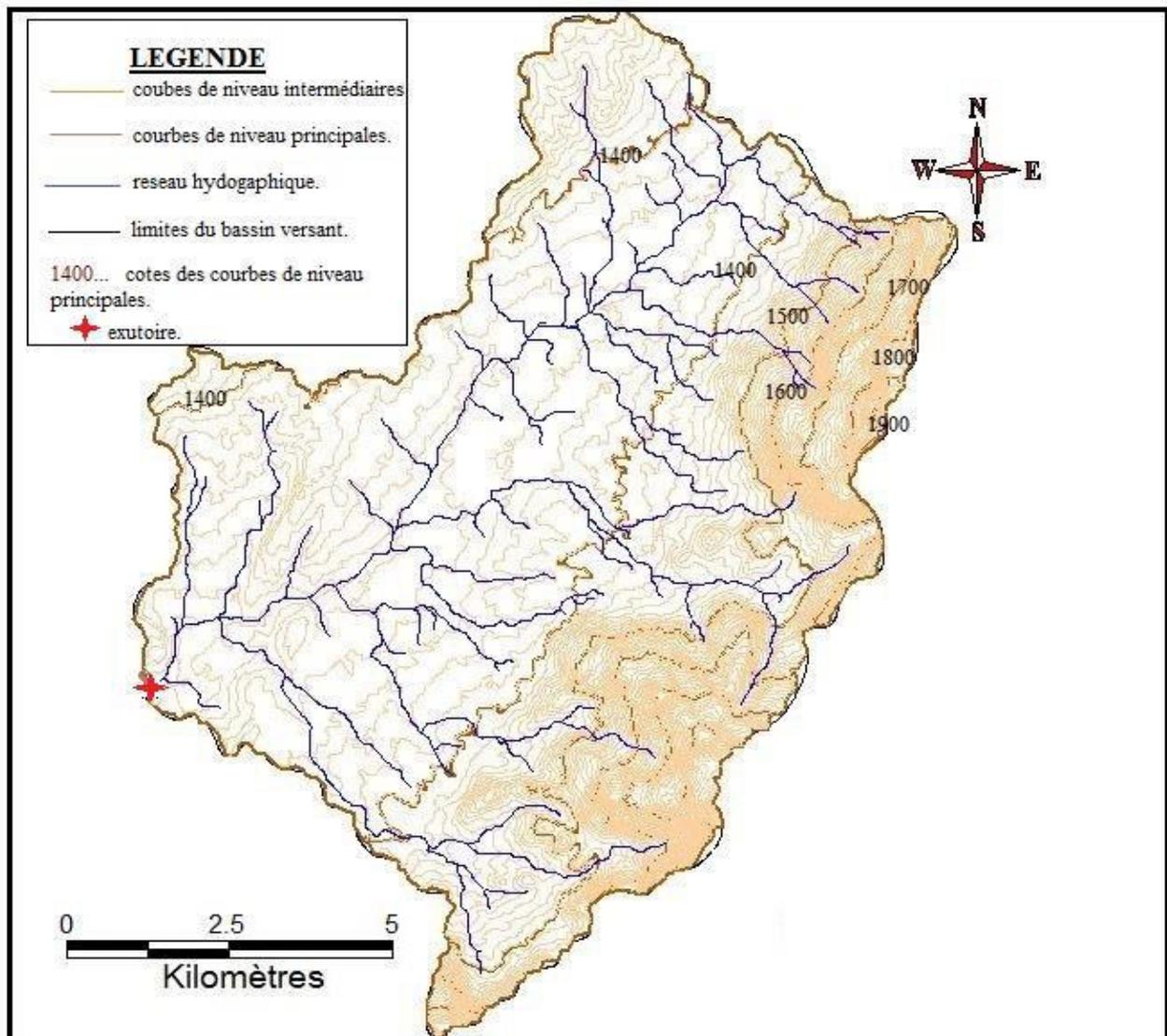


Figure 3.2 : Courbes de niveau du bassin versant (relief)

Les altitudes des courbes de niveau principales indiquent que le relief montagneux couvre toute

la partie Est du bassin, l'exutoire se trouve à une altitude proche de 1304 m.

3.3.1 Répartitions et courbe hypsométrique

La courbe hypsométrique est l'un des paramètres les plus essentiels dans l'étude du relief elle fournit une vue synthétique de la pente. Elle représente la répartition de la surface du bassin versant en fonction de son altitude. Elle porte en abscisse la surface ou le pourcentage de surface

du bassin qui se trouve au-dessus de l'altitude représentée en ordonnée (tableau 3.1). Elle exprime la superficie du bassin ou le pourcentage de superficie au-delà d'une certaine altitude. [10].

Tableau 3.1 : Répartition altimétrique du bassin versant

Classes d'altitude (m)	Centre de classe (Hi)	Surfaces partielles Si (Km ²)	Surfaces partielles (%)	Surfaces cumulées (%)	Hi*Si (m*Km ²)
1300-1400	1350	55.32	51.13	100.00	74682.6
1400-1500	1450	28.81	26.63	48.87	41772.3
1500-1600	1550	10.99	10.15	22.25	17026.9
1600-1700	1650	6.47	5.98	12.09	10673.7
1700-1800	1750	4.50	4.16	6.11	7879.8
1800-1900	1850	1.65	1.53	1.95	3057.4
Plus de 1900	1950	0.46	0.43	0.43	897.0
Somme		108.20	100.00		155989.7

La courbe hypsométrique formée à partir des données du tableau 3.1 est représentée par la figure 3.3 suivante :

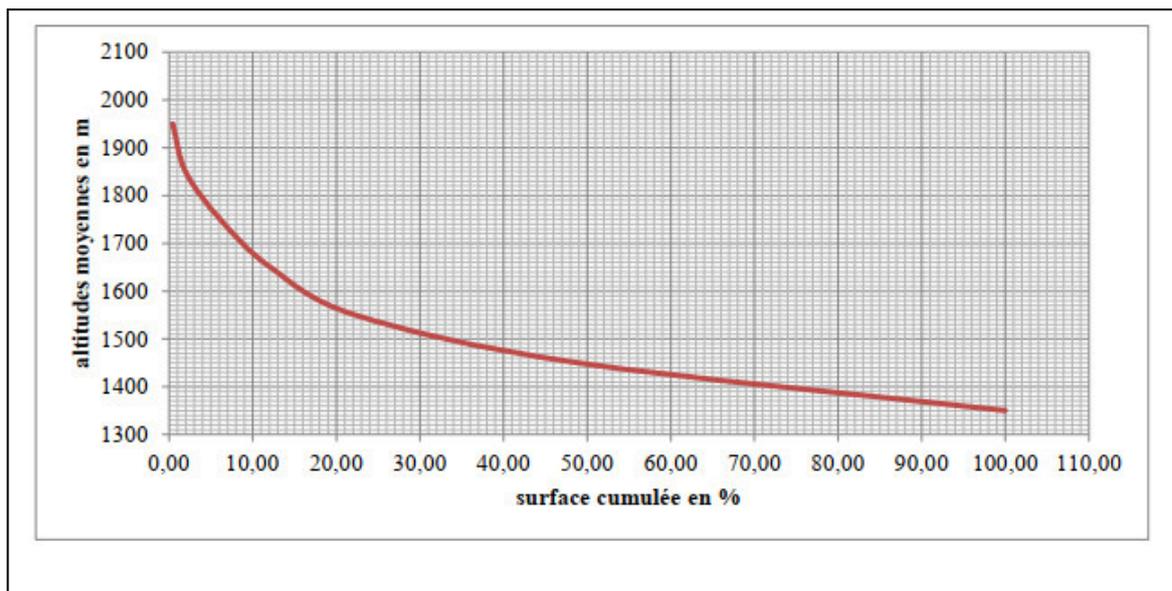


Figure 3.3. Courbe hypsométrique du bassin versant

3.3.2 Les altitudes caractéristiques

Les altitudes caractéristiques s'obtiennent à l'aide des cartes topographiques :

- ◇ *L'altitude maximale* : représente le point le plus élevé du bassin versant.
- ◇ *L'altitude minimale* : représente le point le plus bas du bassin versant, l'exutoire.
- ◇ *L'altitude médiane (H_{50%})* : est déterminé à partir de la courbe hypsométrique.
- ◇ *L'altitude moyenne H_{moy}* : est calculée par la formule suivante :

$$H_{moy} = \sum H_i * S_i / S_t \quad (3.4)$$

Sachant que :

$$H_i = (H_{i+n} + H_n) / 2 \quad (3.5)$$

Avec :

- H_i : Altitude moyenne ente deux courbes de niveaux consécutives en m.
- S_i : surface partielle comprise entre deux courbes de niveaux consécutives en Km².
- S : surface totale du bassin versant en Km².

Les résultats obtenus sont représentés dans le tableau 3.2 suivant :

Tableau 3.2 : Les altitudes caractéristiques

Les altitudes caractéristiques	Les valeurs correspondantes en m
Altitude maximale	1950
Altitude minimale	1304
Altitude médiane	1440
Altitude moyenne	1441.68

3.3.3 Indice de pente global I_g

Il est défini comme étant le rapport entre l'altitude comprise entre 5% et 95% de la surface du bassin et la longueur du rectangle équivalent.

Les altitudes correspondantes au pourcentage de surface 5% et 95% sont lues sur la courbe hypsométrique. [9]

L'indice de pente globale est donné par la formule suivante :

$$I_g = D / L_{eq} = (D_{5\%} - D_{95\%}) / L_{eq} \quad (3.6)$$

Avec :

- D : dénivelée entre $H_{95\%}$ et $H_{5\%}$ en (m)
- L_{eq} : longueur du rectangle équivalent en Km.
- $H_{95\%}$ et $H_{5\%}$: sont respectivement les altitudes correspondantes à $S_{95\%}$ et $S_{5\%}$.
- Les résultats du calcul sont dans le tableau V.3.

Tableau 3.3 : Indice de pente global

$H_{5\%}$ (m)	$H_{95\%}$ (m)	$H_{5\%} - H_{95\%}$	L_{eq} (Km)	I_g (m/m)	classification
1760	1360	400	22.2	0.018	Relief modéré

3.3.4 : Pente moyenne du bassin versant :

Elle est calculée par la formule suivante : [9]

$$P_{moy} = \Delta H \sum L_i / S \quad (3.7)$$

Avec :

- P_{moy} : Pente moyenne du bassin versant %.
- ΔH : Dénivelée entre deux courbes de niveau (m).
- L_i : Longueur de la courbe de niveau d'ordre 1, 2, 3..., n (m).
- S : Surface totale du bassin versant.

Le tableau V.4 résume les résultats obtenus :

Tableau 3.4 : Pente moyenne du bassin versant

S (km ²)	ΔH (m)	L_i (km)	P_{moy} %
108.2	100	94.094	8.7

3.3.5 : Dénivelée spécifique D_s

Elle sert à comparer les indices du bassin de superficie différente, d'après la deuxième classification de l'O.R.S.T.O.M appliquée à tous le bassin quel que soit sa superficie. Elle est calculée par la formule suivante :

$$D_s = D \sqrt{L / l_{eq}} \quad (3.8)$$

Avec :

- D_s : Dénivelée spécifique.
- D : Dénivelée entre $H_{5\%}$ et $H_{95\%}$ (m)
- L_{eq} : Longueur du rectangle équivalent (Km).
- l : Largeur du rectangle équivalent (Km).

Les résultats sont représenté dans le tableau 3.5 suivant :

Tableau 3.5 : Dénivelée spécifique

D (m)	L_{eq} (Km)	l (Km)	D_s (m)	Classification
400	22.2	4.9	187.9	Relief assez fort

3.4 Caractéristiques du réseau hydrographique

3.4.1 Définition

Le réseau hydrographique est constitué d'un ensemble de chenaux qui drainent les eaux de surface vers l'exutoire du bassin versant.

L'étude du chevelu hydrographique est utile dans la comparaison des bassins entre eux. Dans certain cas il est suffisant d'étudier le talweg principal et de l'utiliser dans la comparaison.

Le réseau hydrographique est caractérisé par trois éléments : sa hiérarchisation, son développement (nombres et longueurs des cours d'eau) et son profil en long.

3.4.2 Hiérarchisation du réseau

Pour chiffrer la ramification du réseau, chaque cours d'eau reçoit un numéro fonction de son importance. Cette numérotation, appelée ordre du cours d'eau, diffère selon les auteurs. Nous adoptons la classification de Strehler :

- ◇ Tout cours d'eau n'ayant pas d'affluent est dit d'ordre 1.
- ◇ Au confluent de deux cours d'eau de même ordre n , le cours d'eau résultant est d'ordre $n+1$.
- ◇ Un cours d'eau recevant un affluent d'ordre inférieur garde son ordre, ce qui se résume par : $n+n=n+1$ et $n+m=\max(n,m)$ figure 3.4. [8]

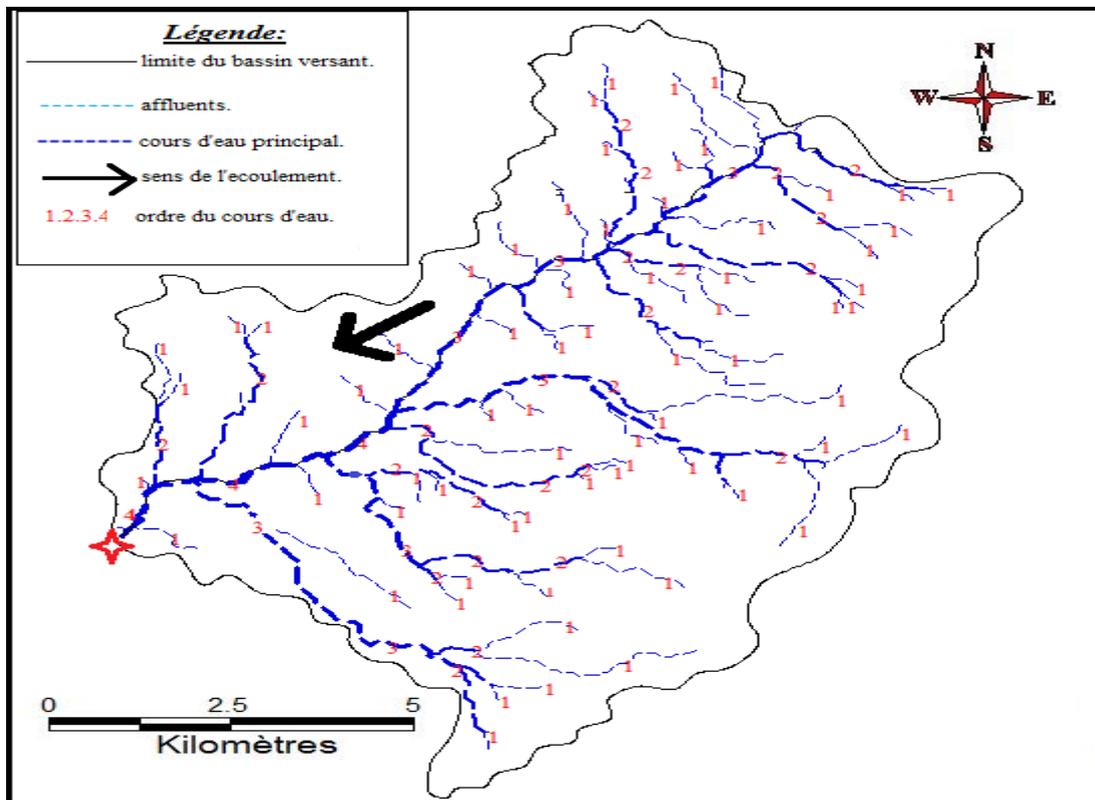


Figure 3.4 : Hiérarchisation du réseau hydrographique

Après hiérarchisation, on infère que le réseau hydrographique est d'ordre 4.

3.4.3 Densité de drainage

Elle se définit par le rapport de la longueur totale des cours d'eau à la surface du bassin versant.

[9].

$$Dd = \sum Lt / S \quad (3.9)$$

Elle est exprimée en (Km/Km²) donc en Km⁻¹.

Avec :

- D_d : densité de drainage en Km⁻¹.
- L_t : Longueur du talweg en Km.
- S : surface du bassin versant Km².

D'ou

$$D_d = 1.3 \text{ Km}^{-1}$$

3.4.4 la pente moyenne du cours d'eau principal

La pente moyenne du cours d'eau principal permet de déterminer la vitesse d'écoulement vers l'exutoire. Une pente douce ou nulle laisse l'eau s'infiltrer dans le sol tant dis qu'une forte pente facilite l'écoulement superficiel. Elle est donnée par la formule suivante : [9]

$$I = D / L \quad (3.10)$$

Avec :

- I : pente moyenne du cours d'eau principal %
- D : Dénivelée entre H_{\max} et H_{\min} (m).
- L : Longueur du cours d'eau principal (Km).

Les données sont résumées dans le tableau 3.6 :

Tableau 3.6 : Pente moyenne du cours d'eau principal

H_{\max}	H_{\min}	D	Lc	I
1950	1304	646	16.5	3.83

3.4.5 Temps de concentration

Le temps de concentration T_c est la durée maximale nécessaire à une goutte d'eau, tombée au point le plus éloigné du bassin versant, d'arriver à l'exutoire. Il est composé de trois termes différents :

- * T_h Temps d'humectation : est le temps nécessaire à l'imbibition du sol par l'eau qui tombe avant qu'elle ne ruisselle.
- * T_r Temps de ruissellement : est le temps correspondant à la durée d'écoulement de l'eau à la surface.
- * T_a Temps d'acheminement : est le temps mis par l'eau pour se déplacer jusqu'à l'exutoire.

Le temps de concentration est égal au maximum de :

$$T_c = \max[\sum(T_h + T_r + T_a)] \quad (3.11)$$

Théoriquement, T_c est la durée comprise entre la fin de la pluie nette et la fin du ruissellement.

Pratiquement, il peut être mesuré sur le terrain ou estimé à l'aide de formules souvent empiriques établies par plusieurs auteurs. [10]

Le tableau 3.7 présente les résultats obtenus de l'application des formules empiriques.

Tableau 3.7 : Temps de concentration pour les différents auteurs.

Auteurs	Formules	Temps de concentration
Ventura	$0.1272 * \sqrt[3]{S} / \sqrt{I}$	0.096

Turazza	$0.108 * \sqrt[3]{S * L} / \sqrt{I}$	0.207
Sokolovski	$L / (3.6 * V_r)$	3.05
Giandotti	$(4\sqrt{S} + 1.5L) / (0.8\sqrt{H_{moy} - H_{min}})$	7.46

Avec :

- S : Surface du bassin versant (Km²).
- L_t : Longueur du talweg principal (Km).
- H_{moy} : L'altitude moyenne du bassin versant (m).
- H_{min} : L'altitude minimale du bassin versant (m).
- I : Pente moyenne du talweg principal.
- V_r : Vitesse d'écoulement pour les petits cours d'eau, elle est proche de 1.5 m/s.
- D_t : Dénivelée entre deux extrémités du talweg principal (m).

Parmi les résultats obtenus dans le tableau 3.7 nous optons pour le résultat issu de loi de Giandotti car c'est la formule qui tient compte de la majorité des paramètres géomorphologiques du bassin versant.

Donc :

$$T_c = 7.46 \text{ h}$$

3.4.6 Vitesse moyenne de ruissellement V_r

Elle est donnée par la formule suivante : [3]

$$V_r = L / T_c \quad (3.11)$$

Avec :

- L : Longueur du talweg principal (Km).
- T_c : Temps de concentration (h).

$$V_r = 2.21 \text{ Km/h}$$

Le tableau 3.8 résume les caractéristiques du bassin versant et du cours d'eau.

Tableau 3.8 : Caractéristiques du bassin versant

caractéristiques du bassin versant	
1. Morphométrie	
Surface (Km ²)	108.2
Périmètre (m)	54.22
Longueur du rectangle (m)	22.2
Largeur du rectangle (m)	4.9
Indice de Gravelius	1.5
2. Relief	
Altitude maximale (m)	1950

Altitude moyenne (m)	1441.68
Altitude minimale (m)	1318
Altitude médiane (m)	1440
Indice de pente globale (%)	0.018
Dénivelé spécifique (m)	187.9
Pente moyenne du bassin versant (%)	8.7
3. Réseau hydrographique	
Ordre du cours d'eau	4
Densité de drainage (Km-1)	1.3
Pente moyenne du cours d'eau principale (m/Km)	3.83
Temps de concentration (h)	7.46
Vitesse de ruissellement (Km/h)	2.21

3.5 Analyse des données pluviométriques

En général, l'analyse des données pluviométriques disponibles est le premier pas à franchir dans

l'étude d'un projet d'aménagement. Pour cela on a besoin d'une série pluviométrique qui comporte les précipitations maximales journalières pour la période la plus longue possible.

Avant l'évaluation des précipitations sur les bassins versant, nous avons analysé les données disponibles à la station pluviométrique d'El Bayadh.

La station disponible sur le site est donnée dans le tableau 3.9 suivant :

Tableau 3.9 : Station pluviométrique El Bayadh (coordonnées Lambert) [11]

Code	Source	Coordonnée			Année	N	Pluie moyenne annuel (mm)
		X (Km)	Y (Km)	Z (Km)			
081202	ANRH	344.8	343.8	1310	1971- 2011	41	260.52

3.5.1 Pluies maximales journalières

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

3.5.2 Précipitation maximales journalières

L'étude consiste à faire un ajustement pour la série de données des précipitations maximales journalières du tableau 3.10 par une loi théorique afin de déterminer une intensité de pluie de durée et de période de retour donnée.

Tableau 3.10 : Séries des Pluies Maximales Journalières (1971-2011) à la station El Bayadh [11]

Année	Pmax,j	Année	Pmax,j	Année	Pmax,j	Année	Pmax,j
1971	28,4	1981	21,8	1991	51,5	2001	9,8
1972	26,3	1982	33,8	1992	42,8	2002	21,6
1973	23,2	1983	18,1	1993	18,8	2003	42,6
1974	20,4	1984	14,8	1994	18,9	2004	14,2
1975	26,4	1985	53,8	1995	28,5	2005	48,1
1976	14,0	1986	18,9	1996	18,3	2006	22,1

1977	37,5	1987	19,8	1997	14,5	2007	17,2
1978	18,8	1988	36,4	1998	24,2	2008	65,9
1979	24,2	1989	20,7	1999	39,7	2009	29,5
1980	31,0	1990	28,9	2000	19,4	2010	53,2
2011	38,7						

Dans notre étude on suit les étapes suivantes :

- ◇ Classer la série des précipitations par ordre croissant.
- ◇ Calcule de la fréquence expérimentale.
- ◇ Calcule des caractéristiques empiriques de la série de donnée.
- ◇ Ajuster graphiquement la loi choisie.
- ◇ Calculer le quantile et son intervalle de confiance.

Les caractéristiques empiriques de la série de donnée ont été obtenues par le logiciel HYFRAN et sont représentées dans le tableau 3.11 suivant :

Tableau 3.11 : Caractéristique de la série de donnée avec $N = 41$ ans

Caractéristiques	Valeurs
Année d'observation	41
Minimum	9.8
Maximum	65.9
Moyenne	28.212
Ecart-type	12.965
Médiane	24.2
Coefficient de variation (C_v)	0.45955
Coefficient d'asymétrie (C_s)	1.0851
Coefficient d'aplatissement (C_k)	3.2534
L'exposant climatique (e)	0.27

La représentation des observations sur du papier normale e leurs histogramme sont présentées dans les figures 3.5 et 3.6 respectivement :

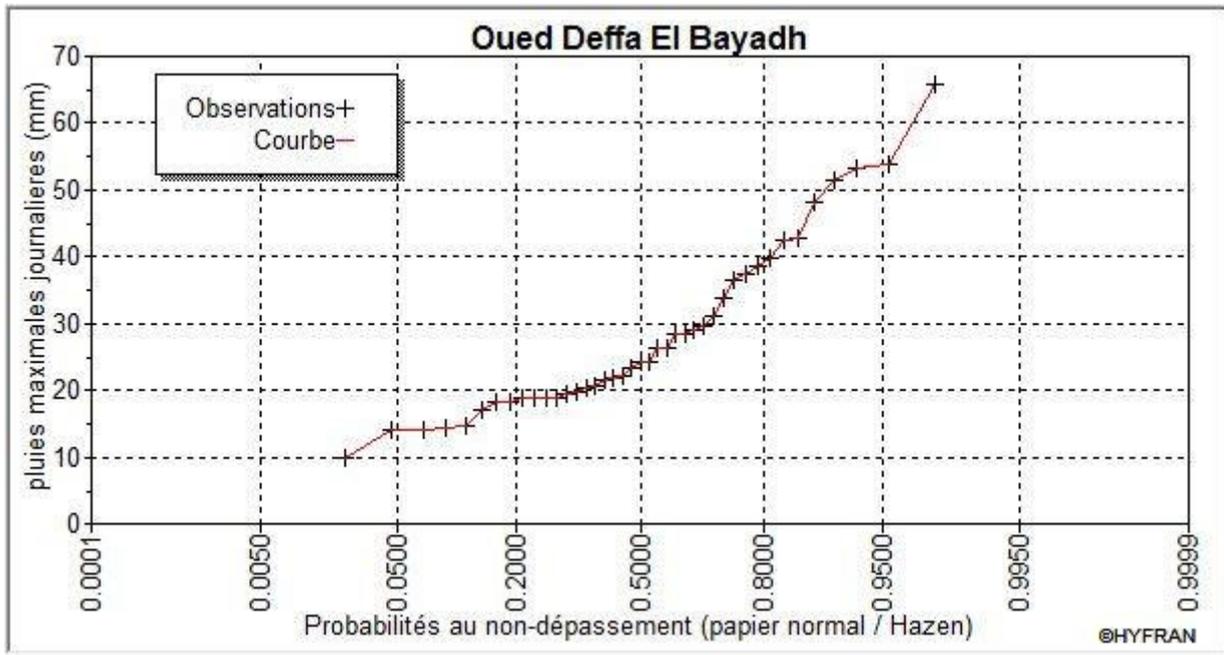


Figure 3.5 : Représentation des observations sur papier normale

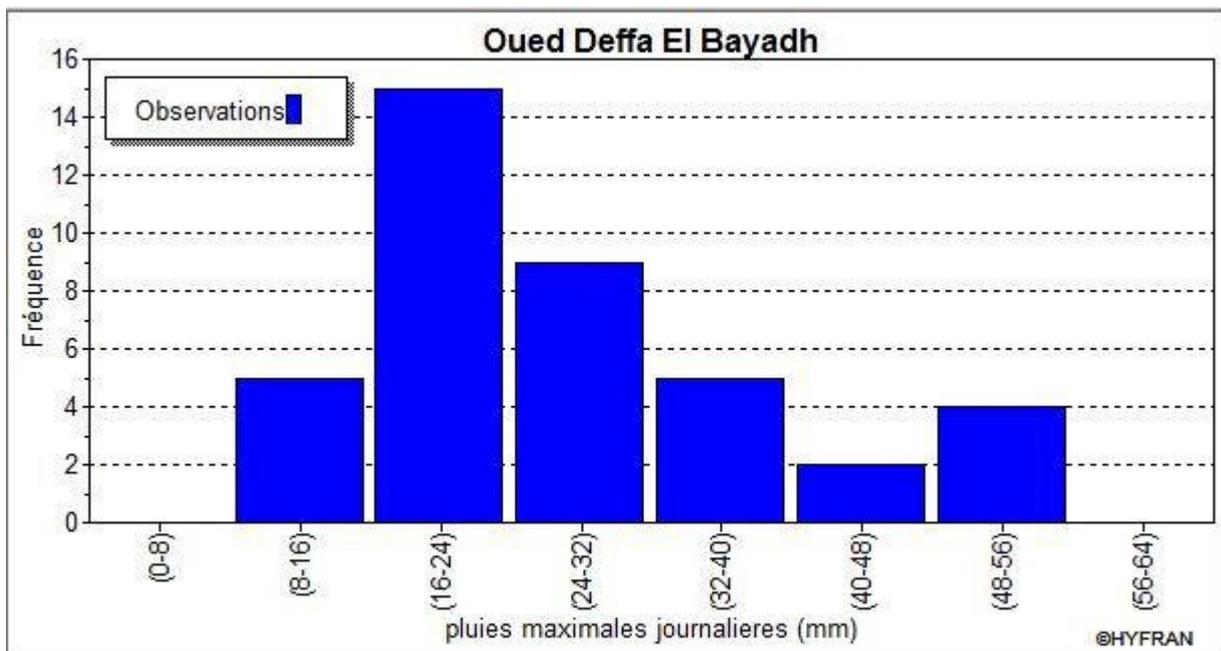


Figure 3.6 : Histogramme des observations

3.5.3 Choix de la loi d'ajustement [12]

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

Les critères de choix d'une loi sont liés à un ajustement graphique d'abord et ensuite à un test de

dispersion. L'allure des points sur du papier à probabilité permet d'accepter ou de rejeter la

loi.

Dans présente étude on applique la loi de GALTON (Loi Log normale) et la loi de GUMBEL (Double exponentiel) et ce avec le logiciel HYFRAN.

Les caractéristiques des échantillons, les tests d'adéquation des deux lois ainsi que l'homogénéité

sont calculés directement à partir du logiciel

3.5.3.1 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GALTON

Le procédé d'ajustement est établi avec une représentation sur du papier log normale.

La loi de GALTON a une fonction de répartition qui s'exprime selon la fonction suivante :

$$f(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^u e^{-\frac{1}{2}u^2} du \quad (3.13)$$

Ou :

- $u = (\ln X_i - \ln \bar{X}) / \delta \ln X$ (variable réduite de gaussie)
- \bar{X} : La moyenne de l'échantillon

- δ : L'écart-type de l'échantillon

L'équation de la droite de GALTON est la suivante :

$$\ln X (p\%) = \ln (\bar{X}) + \delta \cdot \ln u (p\%)$$

$$\ln X = \frac{\sum_{i=1}^{41} \ln X_i}{N} \quad (3.14)$$

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 1.2.3.4.5.....n.

◇ calculer pour chaque valeur de précipitation la fréquence expérimentale par la formule de HAZEN :

$$F(x) = (m - 0.5) / n \quad (3.15)$$

Avec :

- m : Rang de précipitation ;
- n : Nombre d'observations(41) .
- ◇ Calculer la variable réduite de GALTON donnée par la formule suivante :

$$u = (\ln X_i - \ln \bar{X}) / \delta \ln X \quad (3.16)$$

✓ **GALTON (log-Normale) (Maximum des vrais semblances) :**

Nombre d'observation : $n = 41$

❖ **Paramètre :**

$\mu = 3.2456$, $\sigma = 0.4345$

❖ **Quantile :**

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

$T = 1/(1-q)$.

Les résultats d'ajustement obtenus par la loi de GALTON sont représentées dans le tableau 3.12 suivant :

Tableau 3.12 : Résultats de l'ajustement à la loi de GALTON

Période de retour	Fréquence au non dépassement	Valeurs théoriques	Ecart-type	Intervalle de confiance
T (ans)	Q	XT (mm)	δ	95%
100	0.9900	70.563	9.3020	52.325 - 88.799
50	0.9800	62.682	7.5635	47.854 - 77.509
20	0.9500	52.478	5.5015	41.692 - 63.263
10	0.9000	44.812	4.1266	36.722 - 52.901
5	0.8000	37.010	2.9316	31.263 - 42.757
3	0.6667	30.955	2.1978	26.647 - 35.264
2	0.5000	25.677	1.7422	22.262 - 29.093

❖ **Test d'homogénéité :**

Test d'adéquation du Khi carré

❖ **Hypothèses :**

H0 : l'échantillon provient d'une loi -log normale ;

H1 : l'échantillon ne provient pas d'une loi-log normale.

❖ **Résultats :**

Résultat de la statistique : $X_2 = 4.07$

P-value : $P = 0.5389$

Degrés de liberté : 5

Nombre de classes : 8

❖ **Conclusion :** Nous pouvons accepter H0 au niveau de signification de 5%. La figure 3.7 illustre l'ajustement de la série pluviométrique à la loi de GALTON (Log normale).

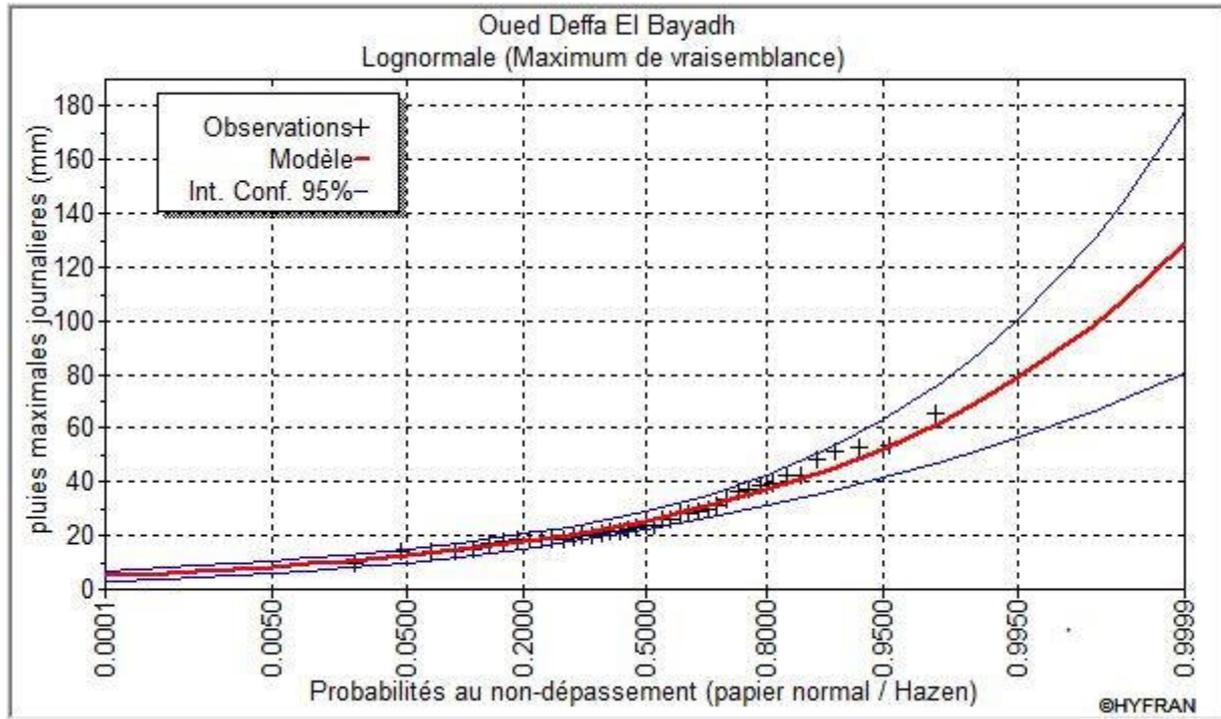


Figure 3.7 : Ajustement à la loi de GALTON

3.5.3.2 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL (Méthode des moments)

Le procédé d'ajustement est identique à celui établi pour la loi de GALTON. Seule la représentation graphique change ou elle est faite sur du papier (Gumbel/Hazen). La loi de GUMBEL a une fonction de répartition qui s'exprime selon la formule suivante :

$$f(x) = e^{-e^{-y}} \quad (3.17)$$

Tel que : $y = a(x - x_0)$

- $1/a$: La pente de la droite de Gumbel,
- y : Variable réduite de GUMBEL,
- x : Précipitation maximale journalière (mm),
- x_0 : Ordonnée à l'origine en (mm)

On peut écrire :

$$y = -\ln(-\ln(F(x))) \quad (3.18)$$

✓ **Gumbel (Méthode des moments) :**

Nombre d'observations: 72

❖ **Paramètre :**

$\mu = 22.3773$, $\sigma = 10.1088$

❖ **Quantiles :**

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

$T = 1/(1-q)$

Les résultats d'ajustement obtenus par la loi de GUMBEL sont représentées dans le tableau 3.13 suivant :

Tableau 3.13 : Résultats de l'ajustement à la loi de GUMBEL

<i>Période de retour</i>	<i>Fréquence au non dépassement</i>	<i>Valeurs théoriques</i>	<i>Ecart-type</i>	<i>Intervalle de confiance</i>
<i>T (ans)</i>	<i>Q</i>	<i>XT (mm)</i>	<i>δ</i>	<i>95%</i>
100	0.9900	68.879	7.9453	53.303 - 84.455
50	0.9800	61.821	6.8204	48.450 – 75.192
20	0.9500	52.402	5.3402	41.933 – 62.871
10	0.9000	45.126	4.2273	36.838 – 53.413
5	0.8000	37.540	3.1298	31.404 – 43.675
3	0.6667	31.503	2.3614	26.873 – 36.132
2	0.5000	26.082	1.8585	22.439 – 29.726

❖ **Test d'homogénéité :**

Test d'adéquation du Khi carré.

◇ **Hypothèses :**

H0 : L'échantillon provient d'une loi Gumbel ;

H1 : L'échantillon ne provient pas d'une loi Gumbel

◇ **Résultats :**

Résultat de la statistique : $X_2 = 4.46$

P-value : $P = 0.4848$

Degrés de liberté : 5

Nombre de classes : 8

❖ **Conclusion :** Nous pouvons accepter H0 au niveau de signification de 5%. La figure 3.8 illustre l'ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL (Méthode des moments).

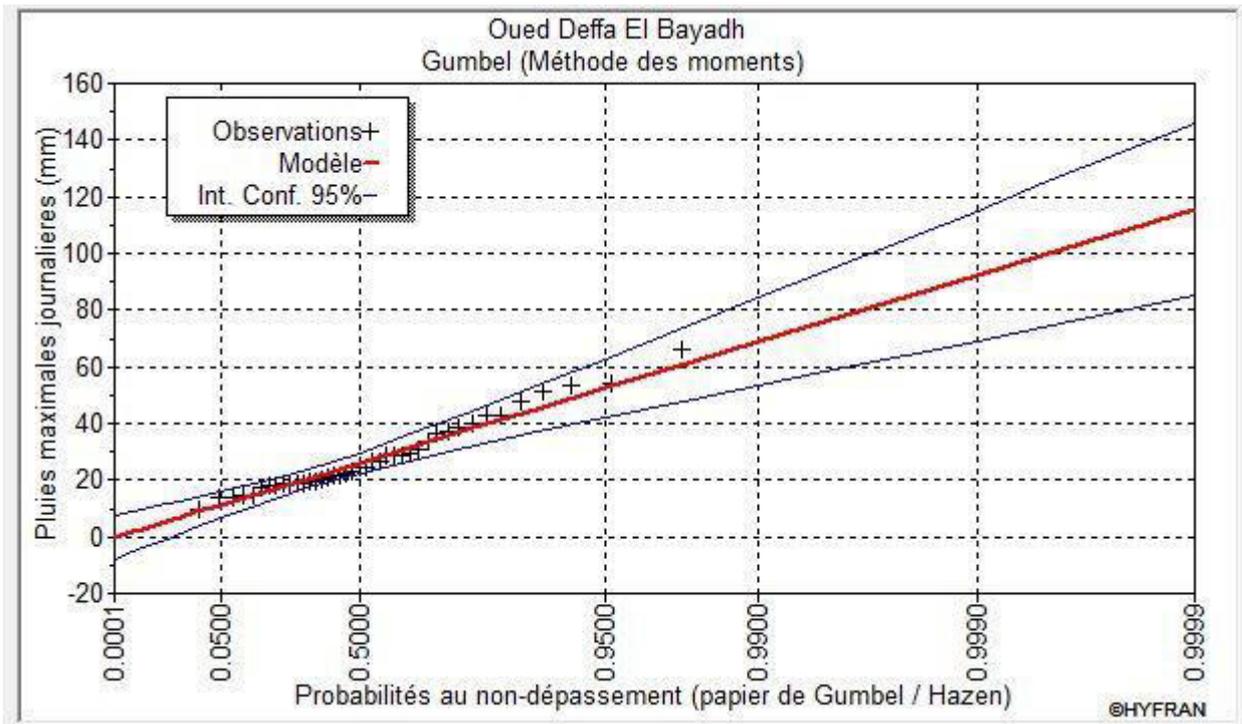


Figure 3.8 : Ajustement à la loi de GUMBEL

3.5.3.3 Comparaison entre les deux lois d'ajustement

La figure V.9 montre la comparaison entre les deux lois d'ajustement (Loi de Gumbel et loi de Galton).

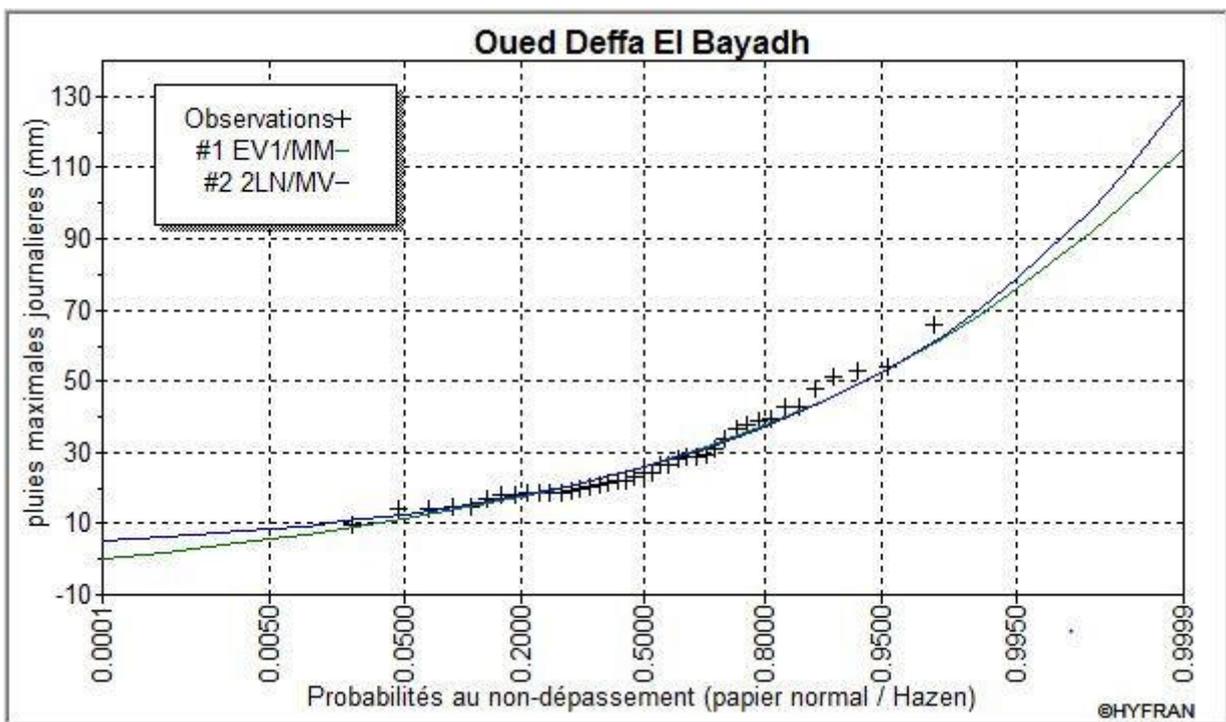


Figure 3.9 : Comparaison entre les deux lois d'ajustement

✓ **Conclusion :**

En se référant aux graphes obtenues, par ces deux lois, celui de GUMBEL et GALTON, nous avons remarqué que l'ajustement issu de la loi de GALTON est le meilleur; du moment que la position des données expérimentales sont plus proches de la droite théorique. Alors on opte pour la loi de *GALTON (Log normale)*.

3.6 Pluie de courte durée

Le passage des pluies journalières maximales aux pluies de courtes durées est effectué au moyen de la formule :

$$P_{ct} = P_{maxj} \left(\frac{t}{24} \right)^e \quad (3.19)$$

Avec :

- t : Durée de l'averse (h)
- e : Exposant climatique, $e = 0.27$ selon les études régionales de l'ANRH.

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

$$I_t = \frac{P_{ct}}{t} \quad (3.20)$$

Avec :

- I_t : l'intensité maximale de période t (h).
- P_{ct} : Pluies de courte durée (mm)

Les précipitations et les intensités maximales pour différentes durées sont représentées dans le tableau V.14 et les courbes des pluies fréquentielles ainsi que les courbes des intensité-durée-fréquences sont présentées respectivement par les figures V.10 et V.11.

Tableau 3.14 : Pluies et intensités maximales de durée t (h) et période de retour (ans)

Période de retour (ans)	100		50		20		10		5		3		2	
	t (h)	P_{ct}	I_t	P_{ct}										
0,5	24,811	49,622	22,040	44,080	18,452	36,904	15,756	31,513	13,013	26,026	10,884	21,768	9,028	18,057
1	29,917	29,917	26,576	26,576	22,249	22,249	18,999	18,999	15,691	15,691	13,124	13,124	10,886	10,886
2	36,074	18,037	32,045	16,023	26,829	13,414	22,909	11,455	18,921	9,460	15,825	7,913	13,127	6,563
4	43,499	10,875	38,640	9,660	32,350	8,088	27,624	6,906	22,815	5,704	19,082	4,771	15,829	3,957
6	48,531	8,089	43,111	7,185	36,093	6,015	30,820	5,137	25,454	4,242	21,290	3,548	17,660	2,943
8	52,451	6,556	46,593	5,824	39,008	4,876	33,310	4,164	27,510	3,439	23,010	2,876	19,086	2,386
10	55,708	5,571	49,486	4,949	41,431	4,143	35,378	3,538	29,219	2,922	24,438	2,444	20,272	2,027
12	58,519	4,877	51,983	4,332	43,521	3,627	37,163	3,097	30,693	2,558	25,672	2,139	21,294	1,775
14	61,006	4,358	54,193	3,871	45,371	3,241	38,743	2,767	31,998	2,286	26,763	1,912	22,199	1,586
16	63,246	3,953	56,182	3,511	47,036	2,940	40,165	2,510	33,172	2,073	27,745	1,734	23,014	1,438
18	65,290	3,627	57,998	3,222	48,556	2,698	41,463	2,304	34,244	1,902	28,642	1,591	23,758	1,320
20	67,174	3,359	59,671	2,984	49,957	2,498	42,659	2,133	35,232	1,762	29,468	1,473	24,444	1,222
22	68,925	3,133	61,227	2,783	51,259	2,330	43,771	1,990	36,151	1,643	30,236	1,374	25,081	1,140
24	70,563	2,940	62,682	2,612	52,478	2,187	44,812	1,867	37,010	1,542	30,955	1,290	25,677	1,070

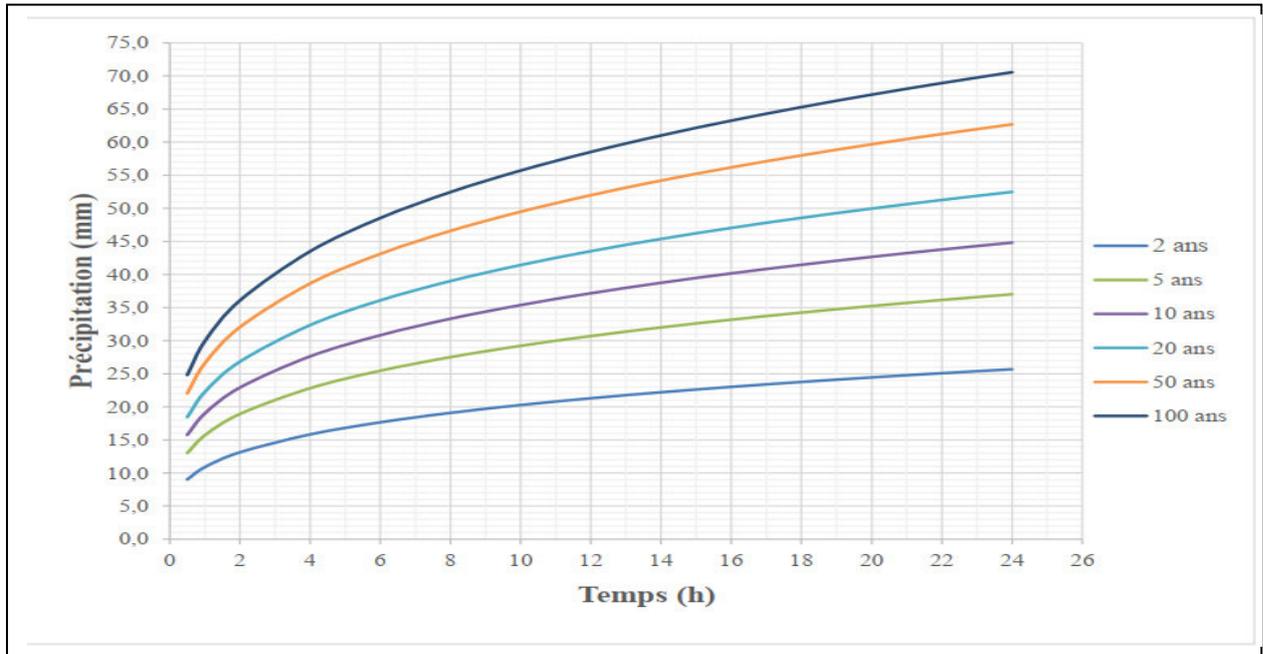


Figure 3.10 : Courbes des pluies fréquentielle

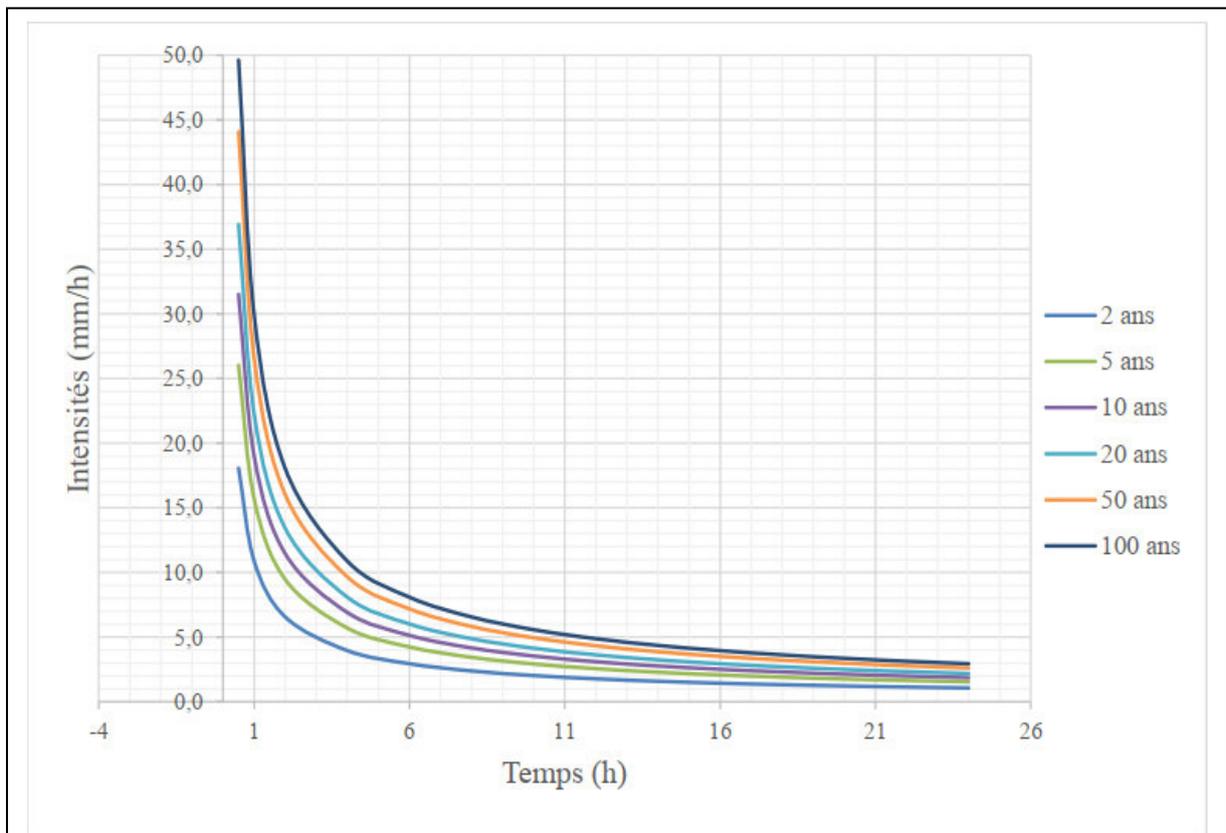


Figure 3.11 : Courbes des intensités- durées- fréquences

3.7 Les apports

3.7.1. Apports liquides

3.7.1.1 Apport moyen interannuel

L'apport moyen interannuel est estimé par l'utilisation des formules empiriques, des différents auteurs, suivantes : [9]

❖ **Formule de MEDINGER :**

$$A = Le * S \quad (3.21)$$

$$Le = 1.024(\bar{P} - 0.26)^2 \quad (3.22)$$

Avec :

- Le : Lamme d'eau écoulée (mm).
- \bar{P} : Pluie moyenne annuelle (mm)

❖ **Formule de l'ANRH :**

$$A = 0.915 * S^{0.842} * \bar{P} 2.684 \quad (3.23)$$

Avec :

- S : Surface du bassin versant (km²).
- \bar{P} : Pluie moyenne annuelle (mm)

❖ **Formule de DERIE II :**

$$A = 0513 * P^{-2.683} * Dd * S^{0.842} \quad (3.24)$$

Avec :

- \bar{P} : Pluie moyenne annuelle (mm).
- Dd : Densité de drainage (Km/Km²).
- S : Surface du bassin versant (Km²).

❖ **Formule de DERIE-SARVARY :**

$$A = Le * S \quad (3.25)$$

$$le = 0.915 * \left(\frac{\bar{P}}{1000} \right) * 5^{0.842} * 31.536 \quad (3.26)$$

Avec :

- \bar{P} : Pluie moyenne annuelle (mm).
- Le : Lamme d'eau écoulée (mm).
- S : Surface du bassin versant (Km²).

Le tableau 3.15 Présente les résultats obtenus en appliquant ces formules.

Tableau 3.15 : Apports moyens interannuels

Formule	Résultats	
	Le (mm)	A (Mm ³)
MEDINGER	e (mm)	A (Mm ³)
ANRH	0.025	1.27
RIE II	0.069	7.506
DERIE-SARVARY	29.15	3.15

On opte pour la valeur obtenue par la formule de DERIE-SARVARY car elle est la valeur la plus proche de la valeur moyenne des quatre formules.

3.7.1.2 Caractéristiques de l'écoulement [3]

❖ **Module de l'écoulement :**

Il est donné par la formule suivante :

$$Me = A / T \quad (3.27)$$

Avec :

- A : Apport moyen annuel (l).
- T : Temps d'une année en secondes. $T=31.536 \cdot 10^6$ s.

❖ **Module de l'écoulement relatif ou spécifique :**

On a:

$$MS = Me / S \quad (3.28)$$

Avec :

- Me : Module de l'écoulement (l/s).
- S : Superficie du bassin (Km²).

❖ **Lame d'eau écoulée :**

On a:

$$Le = A S \quad (3.29)$$

Avec

- ◇ A : Apport moyen annuel (l)
- ◇ S : Superficie du bassin (Km²)

❖ **Coefficient de l'écoulement**

Il est donné par :

$$CE = \frac{Le}{P} \quad (3.30)$$

Avec :

- \bar{P} : Pluie moyenne annuelle (mm).
- L_e : Lamé d'eau écoulée (mm).

❖ **Coefficient de variation :**

Il est donné par différentes formules empiriques dont on cite :

✓ **Formule de SOKOLOSKY :**

$$C = a - 0.063 \log_{10}(S+1) \quad (3.31)$$

Avec:

$$a = 0.78 - 0.29 \log_{10} M_s \quad (3.32)$$

Avec :

- M_s : Module de l'écoulement spécifique (l/s/Km²).
- S : Surface du bassin (Km²).

✓ **Formule d'OURKGUIPROVODKHOZ :**

$$C_v = 0.7 / M_s^{-0.127} \quad (3.33)$$

Avec :

- M_s : Module de l'écoulement spécifique (l/s/Km²).

✓ **Formule de l'ANTONOV :**

$$C_v = 0.7 / (S+1000)^{0.097} \quad (3.34)$$

Avec :

- S : Superficie du bassin (Km²).

Les résultats obtenus sont présentés dans le tableau III.16 suivant :

Tableau 3.16 : Les caractéristiques de l'écoulement

Me (l/s)	Ms (l/s/Km ²)	Le (mm)	Ce	Cv		
				SOKOL	F OURK	F ANTO
100.01	0.92	29.14	0.112	0.66	0.69	0.35

Pour la valeur du coefficient de variation on prend la valeur obtenue par la loi de SOKOLOVSKY parce qu'elle est la plus proche de la valeur moyenne des trois formules.

3.7.2 Apports solides

L'inexistence des données de mesure du transport solide nous ramène à utiliser les lois empiriques et à en accepter le résultat d'ordre de grandeur acceptable.

✓ **Formule de TIXERONT :**

C'est la formule la plus utilisée en Algérie pour l'estimation des apports solides.

$$Es = a * Le^{0.15} \quad (3.35)$$

$$Es = 580.42 \text{ t/Km}^2 / \text{an}$$

Avec :

- ❖ Es : Taux d'érosion (t/Km²/an).
- ❖ Le : Lamme d'eau écoulée (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 ($\gamma=1.4T/m^3$) on aura :

$$Vs = (Es*S) / \gamma \quad (3.36)$$

$$Vs = 44858.174 \text{ m}^3 / \text{an}$$

- Vs : Apport solide (m³/an).

Le tableau 3.17 résume les résultats des apports liquides et solides de notre bassin versant.

Tableau 3.17 : Récapitulatif des apports liquides et solides du bassin versant

Taux d'érosion (t/Km²/an).	580.42
apport liquide (m³/an)	7500000
apport solide (m³/an)	44858.174
Apport total (m³/an)	7544858.174

3.8 Etude de crue

L'évaluation des crues a toujours été un souci majeur dans le dimensionnement des ouvrages hydrauliques. De nombreuses méthodes ont été établies afin de parvenir à les estimer correctement.

3.8.1 Différentes méthodes d'évaluation des crues

L'existence de tant de méthodes de calcul des crues est due aux changements de conditions et de problèmes rencontrés lors de l'estimation ainsi que du chargé d'étude. Les techniques utilisées dans la détermination des crues dépendent essentiellement des données disponibles, plus la disponibilité est importante plus les problèmes qui se posent sont moindres. Dans ce qui suit un rappel des différentes méthodes qui ont été établies. [9]

3.8.1.1 Méthodes déterministes

❖ Méthode historique :

Des formules empiriques de différents auteurs ont été mises au point afin de répondre aux conditions et aux problèmes rencontrés. Ces lois établissent les relations entre le débit, la surface du bassin versant, la pluie et la période de retour.

❖ Courbes enveloppes :

Cette méthode permet de tracer une courbe enveloppe (Francouet Rodier) en reportant les pointes de crues maximales observées dans une région de caractéristiques homogènes en fonction de la surface du bassin versant.

$$Q / Q_0 = (A / A_0)^{1-K/10} \quad (3.37)$$

K : coefficient dépendant de plusieurs facteurs climatiques et géographiques, compris entre $0 < K < 6$.

3.8.1.2 Méthodes probabilistiques

Corresponds à l'analyse des débits afin de déterminer la loi de probabilité à laquelle ils répondent (GUMBEL, GALTON, PEARSON III,.. etc.).

L'utilisation de la méthode du Gradex basée sur l'hypothèse que durant des pluies fortes, alors que le sol du bassin s'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.

3.8.2 Application sur le bassin versant

Pour notre étude on utilisera la méthode empirique, les principales lois employées sont : la formule de MALLET-GAUTHIER, la formule de TURAZZA, la formule de GIANDOTTI, la formule de SOKOLOVSKI et la formule Rationnelle. [9]

✓ **Formule de MALLET-GAUTHIER :**

$$Q_{max.p\%} = sk \log(1 + 20\bar{p}) \frac{S}{\sqrt{l_t}} \sqrt{1 + 4 * \log T - \log S} \quad (3.38)$$

Avec :

- ❖ K : Constante comprise entre 1-3, on prend K=1.
- ❖ \bar{P} : Pluie moyenne annuelle (mm).
- ❖ S : Surface du bassin versant (Km²).
- ❖ L_t : Longueur du talweg principal (Km).
- ❖ T : Période de retour

✓ **Formule de TURAZZA :**

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

$$Q_{max. p\%} = (c * \bar{i}_{tc} * S) / 3.6 \quad (3.39)$$

Avec :

- \bar{i}_{tc} : Intensité moyenne maximale des précipitations pendant une durée égale au temps de concentration (mm/h).
- c : Coefficient de ruissellement de la crue considérée pour une probabilité p%(Tableau 3.18).
- S : Surface du bassin versant (Km²).

Tableau 3.18 : Coefficient de ruissellement de la crue considérée pour une probabilité p%

Période de retour	100	50	20	10	5
Fréquence %	1	2	5	10	20
c	0.8	0.75	0.7	0.65	0.6

✓ **Formule de GIANDOTTI :**

$$Q_{max, p\%} = (S * C_t * P_{tc} * \sqrt{H_{moy} - H_{min}}) / (4 * \sqrt{S} + 1.5 * L) \quad (3.40)$$

Avec :

- S : Surface du bassin versant (Km²).
- H_{moy} : Altitude moyenne (m).
- H_{min} : Altitude minimale (m).
- C_t : Coefficient topographique variant entre 0.066 et 0.166.
- P_{tc} : précipitation correspondante au temps de concentration (mm).

Pour des bassins de topographie moyenne C_t = 0,10.✓ **Formule Rationnelle :**

$$Q_{max, p\%} = a_{p\%} * I * S \quad (3.41)$$

Avec :

- S : Surface du bassin versant Km².
- I : Intensité d'une averse (mm/h) déterminé selon la formule suivante :

$$I = 0.278 * P_{tc, f\%} / T_c \quad (3.42)$$

Avec :

- T_c : Temps de concentration du bassin versant (h).
- a_{p%} : coefficient de ruissellement. Il est donné par le tableau (3.19).

Tableau 3.19 : Coefficient de ruissellement pour la crue probable

Période de retour (an)	100	50	20	10	5
fréquence (%)	1	2	5	10	20
a	0.7	0.65	0.6	0.55	0.50

✓ **Formule de SOKOLOVSKY :**

$$Q_{max, p\%} = (0.28 * X_{p\%, t} * a_{p\%} * S * f) / T_c \quad (3.43)$$

Avec :

- a_{p%} : Coefficient de ruissellement pour la crue probable prit du tableau (3.19)
- S : Surface du bassin versant (Km²).
- f : Coefficient de forme de la crue.
- T_c : Temps de concentration du bassin versant (h).

- $X_{p\%, tc}$: Précipitation de probabilité $p\%$ correspondant au temps de concentration (mm).
Le coefficient de forme de la crue est donné par la formule suivante :

$$f = 12 / 4 + 3 * \gamma \quad (3.44)$$

◇ Pour $S \leq 50$ Km², on a $\gamma = 2$.

◇ Pour des bassins non boisés au sol peu perméable, on a $\gamma = 2 \div 2,5$.

◇ Pour des bassins boisés au sol perméable, on a $\gamma = 3 \div 4$.

◇ Pour notre bassin, on prend $\gamma = 2.5$

Les résultats obtenus par l'application des lois empiriques sont résumés dans le tableau (3.20) suivant :

Tableau 3.20 : Résultats d'évaluation des crues par les lois empiriques

Période de retour (ans)		100	50	20	10	5
Fréquence (%)		1	2	5	10	20
C		0.8	0.75	0.7	0.65	0.6
a		0.7	0.65	0.6	0.55	0.5
Q _{max, p%}	MALLET-GAUTHIER	679.41	617.90	525.66	443.32	341.6
	TURAZZA	165.90	138.16	107.96	85.60	65.26
	SOKOLOVSKI	165.34	136.38	105.40	82.50	61.94
	RATIONNELLE	166.03	138.27	108.04	85.67	65.31
	GIANDOTTI	74.26	65.97	55.23	47.16	38.95

Après observation profonde du tableau 3.20 les résultats obtenus par les lois de MALLETGAUTHIER et de GIANDOTTI ont été écartées afin d'éviter un sur dimensionnement ou un risque d'un sous dimensionnement. La loi de TURRAZZA et la loi RATIONNELLE ont aussi été écarté car elles ne tiennent pas compte de tous les paramètres du bassin versant en comparaison avec la loi de SOKOLOSKI qui elle, par contre, tiens compte de la surface, du temps de concentration, du coefficient de forme, du coefficient de ruissellement ainsi que de la précipitation correspondante au temps de concentration.

Etant donné que pour le tracé de l'hydrogramme de crue nous utilisons la méthode de SOKOLOSKI, nous optons pour les débits de crues obtenus par la loi du même auteur.

3.8.3 Hydrogramme des crues

L'hydrogramme de crue est une courbe qui nous renseigne sur les différentes caractéristiques de la crue : la forme, la durée, le volume et le débit de pointe qui sera le débit du projet.

L'hydrogramme de crue est établi par la méthode de SOKOLOVSKY qui le trace à base de deux équations paraboliques, lune pour la montée de crue et l'autre pour la décrue. [13]

❖ **La montée de la crue :**

$$Q_m(t) = Q_{max,p} * \left(\frac{t}{t_m}\right)^3 \quad (3.45)$$

❖ **La décrue :**

$$Q_t(t) = Q_{max,p} * \left(\frac{t_b - t}{t_d}\right)^2 \quad (3.45)$$

Avec:

- $Q_{\max, p}$: Débit maximum de crue (de pointe) (m³/s).
- $Q_m(t)$: Débit instantané au moment de la montée (m/s).
- $Q_d(t)$: Débit instantané au moment de la descente (m/s).
- t_m : Temps de montée (h).
- t_d : temps de descente (h).
- t_b : Temps de base (h).

On a : $t_m = t_c$; $t_d = t_m * \gamma$ et $t_b = t_m + t_d$

γ : dépend de la capacité de régulation du bassin, $\gamma = 2.5$.

Donc : $t_m = t_c = 7.46$ h.

$t_d = 2.5 * t_m = 18.65$ h.

$t_b = t_m + t_d = 26.11$ h.

Les débits de crue des différentes périodes de retour du bassin versant sont représentés dans le tableau 3.21 suivant :

Tableau 3.21 : Débits de crues pour différentes périodes de retour

t(h)	période de retour				
	100	50	20	10	5
0	0	0	0	0	0
2.2	4.24	3.50	2.70	2.12	1.59
4.4	33.92	27.98	21.63	16.93	12.71
6.6	114.50	94.44	72.99	57.13	42.89
7.46	165.34	136.38	105.40	82.50	61.94
7.7	161.11	132.89	102.70	80.39	60.36
10	123.37	101.76	78.65	61.56	46.22
12.5	88.05	72.63	56.13	43.94	32.99
15	58.67	48.40	37.40	29.28	21.98
17.5	35.24	29.07	22.46	17.58	13.20
20	17.75	14.64	11.31	8.85	6.65
22.5	6.19	5.11	3.95	3.09	2.32
25	0.59	0.48	0.37	0.29	0.22
26.11	0	0	0	0	0

L'hydrogramme de crue correspondant aux débits de crues obtenue est représenté par la figure (3.22) :

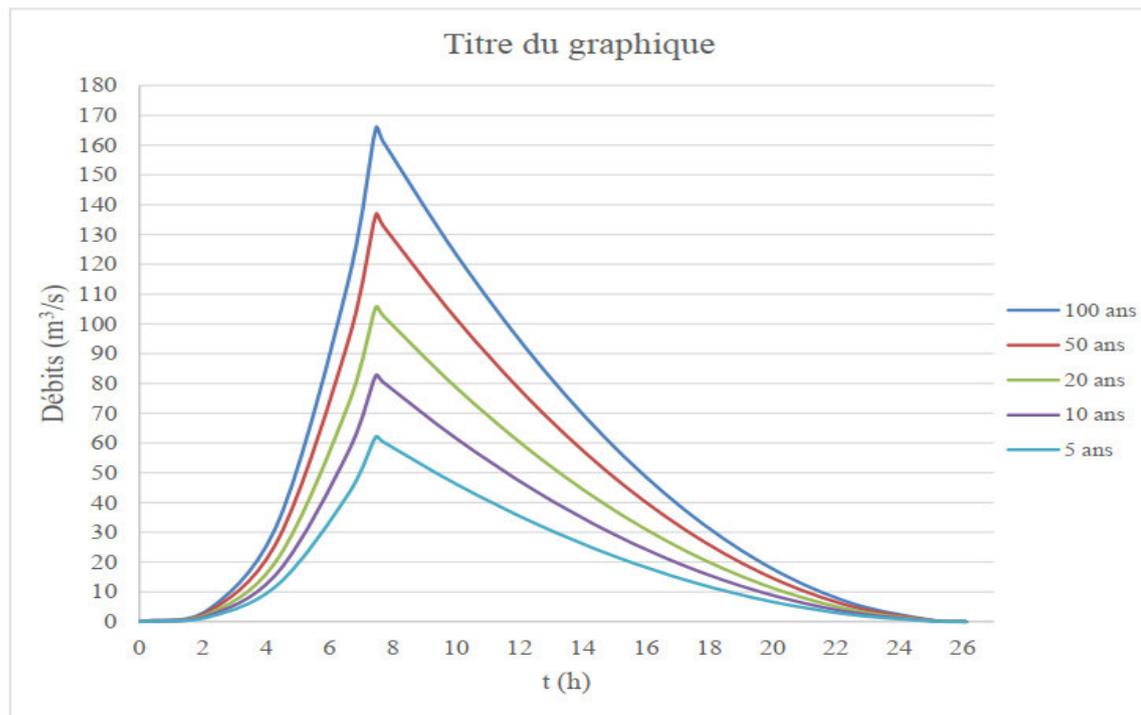


Figure 3.12 : Hydrogramme de crue

Le débit de crue pour une période de retour de 100 ans est : $Q_{\max, 100} = 165.34 \text{ m}^3/\text{s}$

3.9 Conclusion :

L'établissement de ce chapitre a pour but le calcul des caractéristiques du bassin versant qui influence le cours d'eau ainsi que l'estimation du débit de crue optimal afin de pouvoir réaliser un aménagement adéquat à la situation de l'Oued.

Les résultats obtenus des calculs effectués dans ce chapitre sont comme suit :

- ◇ la série pluviométrique suit la loi Log Normal (loi de GALTON).
- ◇ Le débit de crue optimal est estimé à $165.34 \text{ m}^3/\text{s}$.

4.1 introduction

L'écoulement de l'eau à surface libre est un phénomène beaucoup plus compliqué que l'écoulement en charge car la présence d'une surface libre entraîne les variations de sections liquides suivant la longueur du courant même en cas d'obstacles insignifiants.

Les courants à surface libre peuvent être permanents, non permanent, uniforme ou non uniforme. Dans ce chapitre on ne traite que l'écoulement permanent.

4.2 Proposition d'aménagement

Afin de venir à bout du problème d'inondation qui frappe la ville d'El Bayadh à chaque évènement de crue, nous proposons d'aménager Oued Deffa par un canal trapézoïdal tout le long du cours d'eau. Ce choix de forme du canal est dû à la largeur importante de l'oued dépassant les 12 m et aux avantages de stabilité et de fiabilité qu'assure ce type de chenal.

Pour le dimensionnement de cet ouvrage, nous aurons besoin du débit de crue maximal, fonction de la période de retour, qui est le paramètre clé vu que le canal résultant doit véhiculer ce débit sans aucun risque d'inondation. Nous avons opté pour un débit centennal estimé à 165.34 m³/s auquel on est censé ajouter un débit correspondant aux apports solides, cependant celui-ci est négligeable devant le débit de crue probable, toutefois on le prend en considération en ajoutant une hauteur de revanche, à la hauteur du canal, correspondante à ce débit.

D'autres paramètres sont essentiels au dimensionnement, nous citons :

- La hauteur normale,
- La hauteur critique,
- Le régime d'écoulement.

4.2.1 Autre avantages d'un canal trapézoïdal

Un canal trapézoïdal présente de multiples avantages dont on cite :

- Assurance d'une propreté relative faute de ne pas être utilisé comme décharge.
- Facilité de nettoyage en cas d'obstruction.
- Simple à réaliser et économique.

4.3 Généralités

L'hydraulique fluviale est la science qui traite les écoulements dont la surface d'eau est soumise à la pression atmosphérique appelé écoulement à surface libre. Cet écoulement est dû essentiellement à la pente du canal et non pas à la différence de charge entre deux sections comme il est le cas dans les conduites en charge. Les concepts d'hydraulique fluviale sont indispensables à la conception d'ouvrages hydrauliques.

4.3.1 Canal à ciel ouvert

Un canal à ciel ouvert est un système de transport dans lequel la pression de la surface d'eau équivaut la pression atmosphérique. Il peut être naturel ou artificiel, conçu par l'homme, de

diverses formes.

4.3.1.1 Type de canal

Il existe deux types de canaux :

- **Canal naturel :**

Ce sont les cours d'eau qui existent naturellement sur (ou sous) terre tels que les ruisselets, torrents, rivières, fleuves et estuaires.

Les propriétés géométriques (Figure VI.1) et hydrauliques des canaux naturels sont généralement assez irrégulières. L'application de la théorie hydraulique ne donne que des résultats approximatifs obtenus à partir d'hypothèses qui s'imposent.

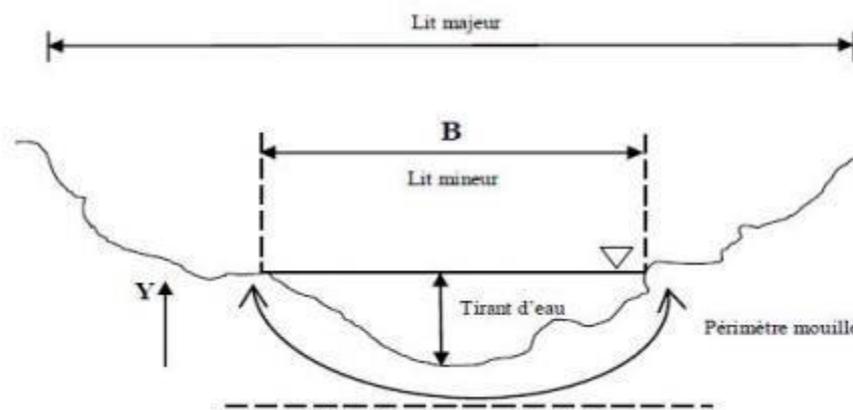


Figure 4.1 : Géométrie d'un canal naturel

- **Canal artificiel :**

Ce sont des cours d'eau réalisés par l'homme (Figure 4.2) sur (ou sous) terre tel que les canaux découverts construits au ras du sol: canaux de navigation, d'adduction et d'évacuation, d'irrigation et de drainage, ou les canaux couverts dans lesquels les liquides ne remplissent pas toute la section :

tunnels hydrauliques, aqueducs, drains, égouts.

Les propriétés hydrauliques des canaux artificiels sont généralement assez régulières.

L'application de la théorie hydraulique donne souvent des résultats réalistes. [14].

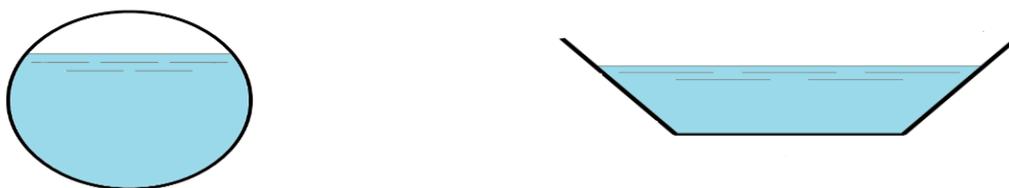


Figure 4.2 : Types de canaux artificiels (couvert et découvert)

4.3.1.2 Géométrie des canaux

La section transversale d'un canal est une section plane normale à la direction de l'écoulement.

Les paramètres géométriques d'une section sont :

◇ S_m : Surface mouillée, la portion de section occupée par l'eau.

◇ P_m : Périmètre mouillé formé par la longueur entourant la surface mouillée sans inclure la surface libre, donc la longueur du fond et les parois en contact avec l'eau.

◇ R_h : Le rayon hydraulique donné par le quotient de la surface mouillée et du périmètre mouillé.

$$R_h = S_m / P_m \quad (4.1)$$

◇ B : Largeur du canal à sa surface libre.

◇ D_h : Profondeur hydraulique du canal définie par :

$$D_h = S / B \quad (4.2)$$

◇ h : Hauteur d'eau considérée comme la profondeur.

◇ J_f : Pente longitudinale du fond du canal

◇ J_w : Pente piézométrique ou pente de la surface libre.

La valeur de la pente du fond dépend essentiellement de la topographie et de la constitution du terrain. Elle est généralement faible et peut être exprimée par :

$$J_f = \text{tg } \alpha \approx \sin \alpha$$

Le lit du canal peut être d'une composition immobile (béton, roche) ou d'une composition mobile (granulat). [14]

4.3.2 Ecoulement dans les canaux

Les écoulements dans les canaux naturels ou artificiels sont des écoulements à surface libre soumis à la pression atmosphérique et générés par la pente du fond des canaux. Il existe plusieurs types d'écoulement et divers régimes.

4.3.2.1 Types d'écoulement

La classification des écoulements se fait selon la variation de la profondeur h ou D_h par rapport au temps et à l'espace.

a) Variabilité dans le temps

a.1) Ecoulement uniforme

Un écoulement est dit permanent si les vitesses moyennes, V , et ponctuelles, v , ainsi que la

profondeur, h ou D_h , restent invariables dans le temps en grandeur et en direction (figure 4.3). Par conséquent, le débit est constant, $Q=V*S$. C'est-à-dire :

$$\frac{dV}{dt} = \frac{dv}{dt} = \frac{dh}{dt} = \frac{dQ}{dt} = 0 \quad (4.3)$$

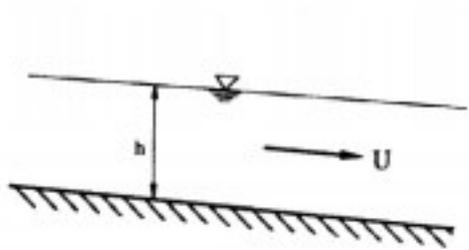


Figure 4.3 : Schéma d'un écoulement permanent

En réalité, l'écoulement dans les canaux est rarement permanent cependant les variations temporelles sont souvent lentes pour que l'écoulement puisse être considéré comme permanent.

a.2) Écoulement non uniforme

Un écoulement est dit non permanent si la profondeur, h ou D_h , ainsi que les autres paramètres varient avec le temps en grandeur et en direction (Figure 4.4). Par conséquent, le débit n'est pas constant. C'est-à-dire :

$$\frac{dV}{dt} \neq \frac{dv}{dt} \neq \frac{dh}{dt} \neq \frac{dQ}{dt} \neq 0 \quad (4.4)$$

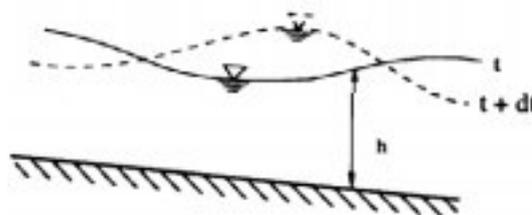


Figure 4.4 : Schéma d'un écoulement non permanent

b) Variabilité dans l'espace

b.1) Écoulement uniforme

Un écoulement est dit uniforme si la profondeur, h ou D_h , la vitesse, la pente, la rugosité et la section restent invariables dans les diverses sections du canal. C'est-à-dire :

$$\frac{dV}{dx} = \frac{di}{dx} = \frac{dh}{dx} = \frac{dS}{sx} = 0 \quad (4.5)$$

Par conséquent, la ligne de la pente du fond est parallèle à la ligne de la surface d'eau libre

$$J_f = J_w$$

b.2) Ecoulement non uniforme

Un écoulement est dit non uniforme si la profondeur ou D_h , et les autres paramètres varient dans les diverses sections du canal. C'est-à-dire :

$$\frac{dV}{dx} \neq \frac{di}{dx} \neq \frac{dh}{dx} \neq \frac{dS}{sx} \neq 0 \quad (4.6)$$

Dans ce cas la ligne de la pente du fond diffère de celle de la surface libre, $J_f \neq J_w$.

L'écoulement non uniforme peut être permanent ou non permanent.

b.2.1) Ecoulement non uniforme graduellement varié

Un écoulement est dit graduellement varié si la variation de la hauteur h dans la direction de l'écoulement est très faible, c'est-à-dire :

$$\frac{\Delta h}{\Delta x} \ll 1 \quad (4.7)$$

b.2.2) Ecoulement non uniforme rapidement varié

Un écoulement est dit rapidement varié si la variation de la hauteur dans la direction de l'écoulement est importante et brusque (Figure 4.5). Cela se manifeste en général au voisinage d'une singularité telle qu'un déversoir, un rétrécissement, un ressaut hydraulique ou une chute brusque.

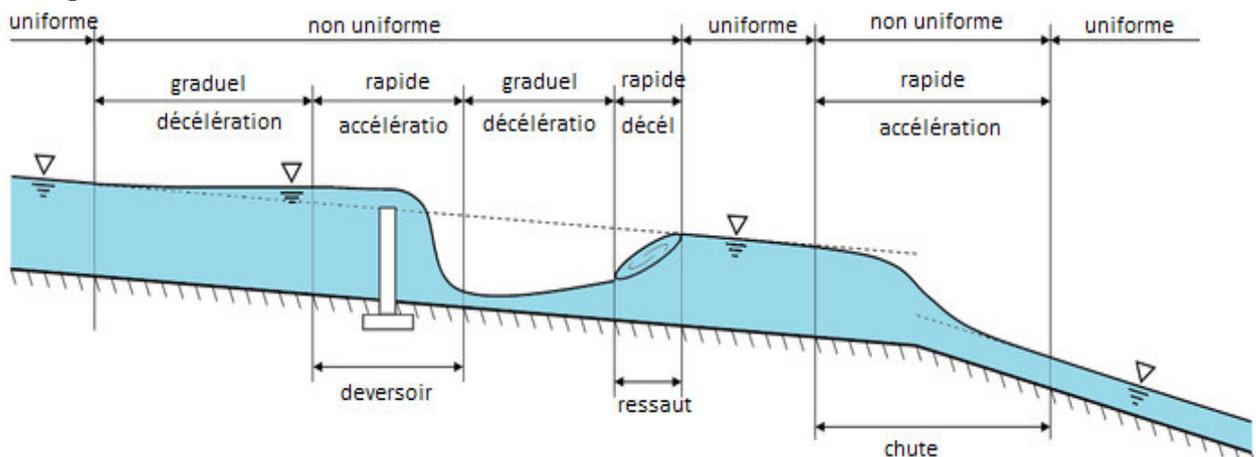


Figure 4.5 : Schéma illustrant les différents écoulements

4.3.2.2 Régime d'écoulement

Il existe deux régimes d'écoulement : écoulement fluviale et écoulement torrentiel (Figure 4.6).

La détermination du régime d'écoulement se fait par le calcul d'un nombre adimensionnel nommé nombre de Froude, dont le carré représente le rapport de l'énergie cinétique du liquide en mouvement à l'énergie potentielle de la pesanteur. [14]

C'est-à-dire :

$$Fr = \frac{Q^2 L}{g S^3} \quad (4.8)$$

Il s'écrit aussi :

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{g * Ym}} \quad (4.9)$$

Avec : $y_m = S/L$: le tirant d'eau moyen dans la section.

Lorsque :

◇ $Fr = 1$: le régime est critique.

◇ $Fr < 1$: le régime est fluvial.

◇ $Fr > 1$: le régime est torrentiel.

La notion de régime fluvial, torrentiel ou critique s'applique évidemment au cas particulier du régime uniforme.

Lorsque :

◇ $Y_n < Y_c$: écoulement uniforme torrentiel.

◇ $Y_n > Y_c$: écoulement uniforme fluvial.

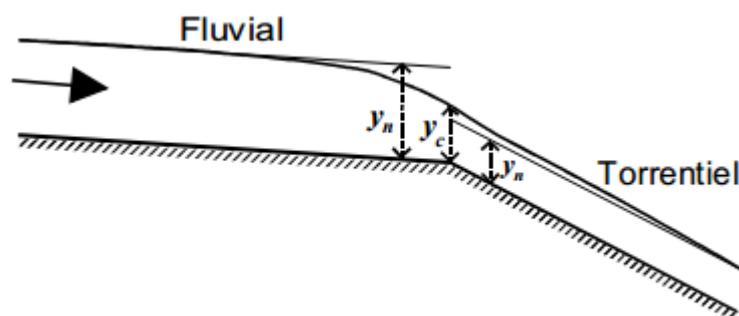


Figure 4.6 : Passage du régime fluvial au régime torrentiel

Un autre nombre adimensionnel utilisé dans l'étude hydraulique s'ajoute au nombre de Froude pour former quatre autres régimes, le nombre de Reynolds.

Le nombre de Reynolds est le rapport entre les forces de viscosité et celles d'inertie. C'est à dire:

$$Re = (V * h) / \nu \quad (4.10)$$

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

◇ $Re < 500$: écoulement laminaire.

◇ $Re < 2000$: écoulement turbulent.

◇ $500 < Re < 2000$: écoulement de transition

Donc la combinaison des deux nombres donne la classification suivante :

◇ $Fr < 1, Re < 500$: écoulement fluvial-laminaire.

◇ $Fr < 1, Re > 2000$: écoulement fluvial-turbulent.

◇ $Fr > 1, Re < 500$: écoulement torrentiel-laminaire.

◇ $Fr > 1, Re > 2000$: écoulement torrentiel-turbulent.

4.3.3 Dimensionnement des canaux

Pour un écoulement permanent uniforme on utilise la formule de CHEZY comme formule principale de calcul.

• La formule de CHEZY :

La vitesse moyenne du courant est donnée par :

$$V = C * \sqrt{R_h * i} \quad (4.11)$$

Comme $Q = V * S$, en remplaçant V par sa formule on obtient :

$$Q = S * C \sqrt{R_h * i} \quad (4.12)$$

Avec :

- C : Coefficient de CHEZY ($m^{0.5}/s$).
- S : Section mouillée (m^2).
- R_h : Rayon hydraulique, $R_h = Sm/Pm$ (m).
- i : pente de fond du canal (mm).

4.3.3.1 Détermination du coefficient de CHEZY

Plusieurs lois ont été établies issues des expériences munies par différents auteurs dont on cite :

• Formule de PAVLOVSKI :

$$C = \frac{1}{n} R^{1/y} \quad (4.13)$$

Avec :

- n : La rugosité du canal.
- y : Exposant déterminé soit par la relation complète suivante :

$$y = 2.5\sqrt{n} - 0.13 - 0.75\sqrt{R_h}(\sqrt{n} - 0.10) \quad (4.14)$$

Soit par les égalités simplifiées suivantes :

$$\diamond y = 1.5\sqrt{n} \text{ Pour } R_h < 1 \text{ m.}$$

$$\diamond y = 1.3\sqrt{n} \text{ Pour } R_h > 1 \text{ m.}$$

✓ **Formule d'AGROSKINE :**

$$C = \frac{1}{n} * 17.72 * \log R_h \quad (4.15)$$

Avec :

• n : La rugosité du canal.

• R_h : Rayon hydraulique (m).

✓ **Formule de MANNING-STRICKLER :**

$$C = \frac{1}{n} R^{1/6} \quad (4.16)$$

La formule de MANNING-STRICKLER permet de transformer la formule de CHEZY pour obtenir :

$$V = K_s * R_h^{2/3} * i^{1/2} \quad (4.17)$$

Avec :

• R_h : Rayon hydraulique (m).

• i : Pente de fond du canal (mm)

• K_s : Coefficient de rugosité de STRICKLER, dépend de la nature du matériau du canal :

– K_s = 25 pour un lit naturel.

– K_s = 40 pour le cas d'encrochement ou gabionnage.

– K_s = 70 pour le cas du béton.

– K_s = 100 pour le cas du PVC ou PEHD.

4.3.3.2 Calcul des paramètres géométriques

A. Choix de la section du débit maximal

La construction d'un canal pour transporter un débit Q doit satisfaire les conditions de transport d'un débit maximal et d'un coût de réalisation assez faible.

La section d'écoulement répondant à ces exigences est celle dont le rayon hydraulique, R_h, est maximal.

Ce dernier s'écrit pour un canal trapézoïdal comme suit :

$$R_h = \frac{S_m}{P_m} = \frac{bh + mh^2}{b + 2h\sqrt{1 + m^2}} \quad (4.18)$$

$$\text{Avec : } b = 2h\sqrt{1 + m^2} - 2mh \quad (4.19)$$

En remplaçant b par sa formule, on obtient :

$$R_h = \frac{2h(\sqrt{1 + m^2} - m)h + mh^2}{2h(\sqrt{1 + m^2} - m) + 2h\sqrt{1 + m^2}} \quad (4.20)$$

$$R_h = \frac{2h^2\sqrt{1+m^2} - 2h^2m + mh^2}{4h\sqrt{1+m^2} - 2hm} = \frac{2h^2\sqrt{1+m^2} - mh^2}{4h\sqrt{1+m^2} - 2hm} \quad (4.21)$$

$$R_h = \frac{h(2h\sqrt{1+m^2} - mh)}{2(2h\sqrt{1+m^2} - mh)} = \frac{h}{2} \quad (4.22)$$

Nous constatons que le rayon hydraulique est la moitié du tirant d'eau, ce résultat correspond à la forme circulaire, canal semi-circulaire, de rayon $r = h$ qui présente le profil de section de meilleure conductivité, cependant la réalisation de ce type de section est très coûteux ce qui écarte la possibilité d'être choisit pour notre aménagement.

Pour réaliser une section avantageuse dans un canal trapézoïdal ou rectangulaire il faut dimensionner les paramètres géométriques de ces derniers de telle manière à pouvoir dessiner un cercle à l'intérieur tangent aux parois (Figure VI.7).

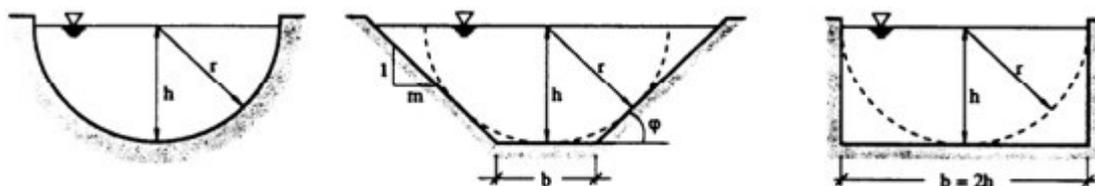


Figure 4.7 : La section de meilleure conductivité pour différentes formes de canal

Vu que pour notre aménagement, nous avons opté pour un canal trapézoïdal dont les paramètres géométriques sont représentés dans le tableau (4.1).

Tableau 4.1 : Paramètres géométriques d'un canal trapézoïdal

Paramètres	Expressions
La largeur inférieure du canal, b (m)	$2h(\sqrt{1+m^2} - m)$
La largeur supérieure du canal, B (m)	$b + 2mh$
La surface mouillée, S_m (m ²)	$h(b + mh)$
Le périmètre mouillé, P_m (m)	$b + 2h\sqrt{1+m^2}$
Le rayon hydraulique, R_h (m)	$h(b + mh)/b + 2h\sqrt{1+m^2}$
Le fruit des talus, selon le terrain, m	$1/tg\alpha$

B. Calcul de la profondeur normale

La profondeur normale, h_n , est la profondeur d'eau en écoulement uniforme dans un canal de pente, J_f , donné, parcouru par un débit, Q .

On calcul la profondeur normale d'un canal de forme donnée avec la formule de débit suivante :

$$Q = V * S = \frac{1}{n} * R_h^{2/3} * J_f^{1/2} * S \quad (4.23)$$

On transforme cette relation de façon à ce que la profondeur normale soit la seule donnée inconnue.

$$\frac{Q}{\sqrt{i}} = C * S * \sqrt{R_h} \quad (4.24)$$

Où :

$$\frac{Q}{K_s \sqrt{i}} = S * R_h^{2/3} = S(h_n) * R_h(h_n)^{2/3} \quad (4.25)$$

En utilisant la méthode des itérations on établit un tableau dans lequel on fixe (b), on calcule le rapport $\frac{Q}{K_s \sqrt{i}}$ puis on donne des valeurs à h_n jusqu'à l'obtention d'un résultat proche ou égale au rapport déjà calculé.

Dans les sections évasées, le débit croit toujours lorsque la profondeur de l'eau augmente, cependant il n'en est pas de même pour les sections voutées, puisque dans la partie supérieure de ces dernières, le périmètre mouillée croit plus rapidement que la superficie, ce qui entraîne une diminution du diamètre hydraulique et du débit.

C. Calcul de la profondeur et la pente critique

C.1) Energie spécifique

On définit l'énergie spécifique E par l'énergie par unité de poids relativement au fond du canal ouvert, E = profondeur + énergie cinétique équivalente, c'est-à-dire :

$$E = h + \frac{V^2}{2G} \quad (4.26)$$

En termes de débit volumique q par unité de largeur de canal b, $q = Q/b$, on obtient :

$$E = h + \frac{1}{2g} \left(\frac{q}{h} \right)^2 \quad (4.27)$$

Pour un écoulement uniforme, l'énergie spécifique est conservée d'une section à l'autre. Dans le cas d'un écoulement non-uniforme, l'énergie spécifique peut croître ou décroître le long du canal.

C.2) Profondeur critique

La profondeur critique h_c d'un écoulement à débit constant q dans un canal rectangulaire est donnée pour une énergie spécifique minimale. Alors :

$$h_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} = \frac{2}{3} E_c = \frac{V_c^2}{g} \quad (4.28)$$

La démonstration de cette équation est dans l'annexe 1.

C.3) La pente critique :

La pente critique pour un débit donné est celle pour laquelle ce débit s'écoule en régime critique et uniforme, elle est donnée par :

$$i_c = g \frac{S_c}{l_c * K_c^2 * R_{hc}^{4/3}} = \frac{Q^2}{K_s^2 * S_c^2 * R_{hc}} \quad (4.29)$$

Dans le cas où la pente est inférieure à la pente critique : $i < i_c \Rightarrow h_n > h_c$

Dans le cas où la pente est supérieure à la pente critique : $i > i_c \Rightarrow h_n < h_c$

Pour un débit donné, si la pente est supérieure à la pente critique, on dit que le canal est à forte pente pour ce débit, dans le cas contraire, on dit que le canal est à faible pente. [15].

Le calcul du régime critique a beaucoup d'intérêts comme :

- Nous permettre d'établir une relation entre le débit et le tirant d'eau.
- L'utilisation des hauteurs normales et critiques nous permettent de caractériser et de calculer les courbes de remous.

4.3.3.3 Calcul de la ligne d'eau

a) Equation de la courbe de remous

Sur un tronçon court, la variation de la charge totale est égale à la perte de charge due aux frottements. $dE = -i_p dS$.

On a :

$$\frac{dEs}{dx} = J_f - J_w \quad (4.30)$$

Avec :

$$\frac{dz_f}{dx} = \frac{dz_{f1} - dz_{f2}}{x_2 - x_1} \quad (4.31)$$

On a :

$$jf = \frac{dZ_{f1} - dZ_{f2}}{x_2 - x_1} = -\frac{dZ_{f2} - dZ_{f1}}{x_2 - x_1} = -\frac{dz_f}{dx} \quad (4.32)$$

On multiplie (VI.30) par dh/dh , on obtient :

$$\frac{dh}{dh} * \frac{dEs}{dh} = J_f - J_w \quad (4.33)$$

D'où :

$$\frac{dh}{dx} = \frac{J_f - J_w}{\frac{dEs}{dh}}$$

(4.34)

On a :

$$\frac{dEs}{dh} = 1 - \frac{Q^2 B}{gS^3} \quad (4.35)$$

Donc :

$$\frac{dh}{dx} = \frac{J_f - J_w}{1 - \frac{Q^2 B}{gS^3}} = \frac{J_f - J_w}{1 - Fr^2} \quad (4.36)$$

Avec :

- h : le tirant d'eau.
- J_f : la pente de canal.
- J_w : la pente de la surface libre.
- Q : le débit.
- B : la largeur au miroir.

b) Forme de la courbe de remous

On a :

$$\frac{dh}{dx} = \frac{J_f - J_w}{1 - Fr^2} \quad (4.37)$$

Il a été, précédemment, dit que lorsque :

$$\diamond J_f < I_c \Rightarrow h_n > h_c$$

$$\diamond J_f > I_c \Rightarrow h_n < h_c$$

En fonction de la valeur de J_f , on va pouvoir déterminer le signe de dh/dS . Le tableau 4.2 présente les différents types de canaux en fonction de la pente.

Tableau 4.2 : Type de canaux en fonction de la pente

$J_f > 0$	$J_f < I_c$	Canaux à pente faible.
	$J_f > I_c$	Canaux à pente forte.
	$J_f = I_c$	Canaux à pente critique.
$J_f = 0$		Canaux à pente nulle.
$J_f < 0$		Canaux à contre-pente.

Pour chaque cas, l'évolution de $h(x)$ dépendra de la position de h par rapport à h_n et h_c . Pour différentes valeurs de pentes de fond et pour un débit constant, il existe cinq types de courbes de remous, à savoir :

- ◇ Courbes de remous type M.
- ◇ Courbes de remous type S.
- ◇ Courbes de remous type H.
- ◇ Courbes de remous type A.
- ◇ Courbes de remous type C.

Le tableau VI.8 présente les conditions de classification des courbes de remous.

Tableau 4.3: Condition de classification des courbes de remous

conditions		Jf-Jw	Signe de numérateur	1-Fr ²	dénominateur Signe de	Signe de dh/dx	Type de courbe
Jf > 0	h > h _n > h _c	< 1	> 0	< 1	> 0	> 0	M1
Jf < ic	h _n > h > h _c	> 1	< 0	< 1	> 0	< 0	M2
h _n > h _c	h _n > h _c > h	> 1	< 0	> 1	< 0	> 0	M3
Jf > 0	h > h _c > h _n	< 1	> 0	< 1	> 0	> 0	S1
Jf > ic	h _c > h > h _n	< 1	> 0	> 1	< 0	< 0	S2
h _n < h _c	h _c > h _n > h	> 1	< 0	> 1	< 0	> 0	S3
Jf > 0	h > h _c = h _n	< 1	> 0	< 1	< 0	> 0	C1
Jf = ic	h < h _c = h _n	> 1	< 0	> 1	< 0	> 0	C3
h _n = ∞	h > h _c	-	< 0	< 1	> 0	< 0	H2
Jf = 0	h < h _c	-	< 0	> 1	< 0	> 0	H3
h _n = ∞	h > h _c	-	< 0	< 1	> 0	< 0	A2
Jf < 0	h _c > h	-	< 0	> 1	< 0	> 0	A3
Jf < 0	h _n < 0	-	< 0	> 1	< 0	> 0	A3

La figure 4.8 illustre la forme de ces différentes courbes.

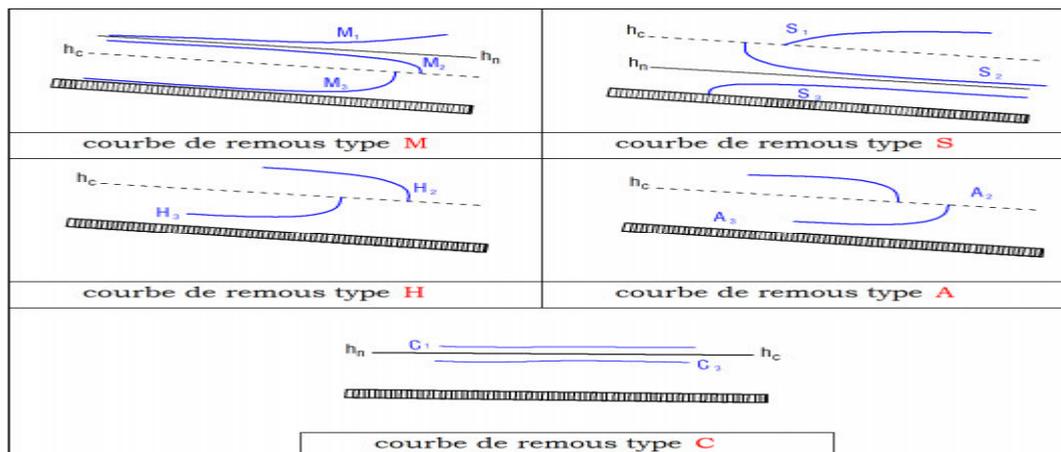


Figure 4.8 : Différents types de courbes de remous

c) Calcul de la surface d'eau

Pour procéder aux calculs et à la construction des formes de la surface d'eau, il faut en premier lieu intégrer l'équation de la courbe de remous, pour cela il existe trois méthodes, à savoir :

- La méthode par approximations successives.

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

4.3.3.4 Calcul des paramètres de courbure du canal

Selon la topographie de l'oued naturel, celui-ci présente des courbures aux plusieurs point, le canal

dimensionné tient compte de ces courbures chose qui provoque un changement de direction de l'écoulement.

Le débit, la vitesse moyenne ainsi que la surface restent constant à travers la courbe cependant la force centrifuge qui s'exerce sur la courbe provoque une surélévation Δh sur le bord extérieur.

Pour un canal trapézoïdal, Δh est donné par l'expression suivante :

$$\Delta h = \frac{V_m^2 * B}{R * g} \quad (4.38)$$

Avec :

- B : Largeur au miroir (m),
- V_m : vitesse moyenne (m/s),
- g : force de gravité (m/s^2),
- R : Rayon de courbure (m).

La hauteur d'eau au niveau du coude, h_r , est donnée par l'expression suivante :

$$h_r = h + \frac{\Delta h}{2} \quad (4.39)$$

4.4 Calcul de l'aménagement

Pour notre dimensionnement on a utilisé le logiciel Canal 21 dont le principe de calcul est basé sur

la méthode par approximations successives.

4.4.1 Logiciel canal 21

Le logiciel Canal 21 est l'interface sous Windows du logiciel Canal 9 (MS DOS) développé par le

CEMAGREF de Lyon. C'est un outil de calcul simplifié d'écoulement à surface libre. Il permet de traiter les caractéristiques d'écoulement dans des sections simplifiées, les lois des ouvrages hydrauliques classiques et les calculs de courbes de remous en régime permanent, fluvial et torrentiel, sur des géométrie simplifiées.

4.4.2 Dimensionnement de l'aménagement

Le canal trapézoïdal, de longueur égale à 2342.37 m, de l'aménagement proposé pour l'oued Deffa

a été décomposé en cinq tronçons selon les pentes obtenus du profil en long de ce cours d'eau établi par le logiciel Covadis. Après avoir fixé la largeur de fond du canal à 22.5 m, chaque tronçon a été étudié en fonction des conditions topographiques et hydrauliques.

4.4.2.1 Calcul du tronçon N°1

Voir planche N°1

a) Paramètres hydrauliques

$Q=165.34 \text{ m}^3/\text{s}$.

$L_t=542.01 \text{ m}$.

$b=22.5 \text{ m}$.

$J_f= 0.008$

$m=0.75$, cette valeur a été tirée du tableau de l'annexe 2, vu que la nature du sol de la zone d'étude

est argileuse nous avons opté pour la valeur de $m = 3/4$.

Le tableau 4.4 présente les paramètres hydrauliques du tronçon N°1.

Tableau 4.4 : Paramètres hydrauliques du tronçon N°1

b (m)	h (m)	S_m (m ²)	P_m (m)	R_h (m)	J_f (%)	K_s béton	V (m/s)	Q (m ³ /s)
22,5	1,1	25,63	25,25	1,02	0,008	71,4	6,45	165,34
m	h_c (m)	J_w (%)	H_s (m)	H_{sc} (m)	Fr	B (m)	J_f-J_w (%)	L_t (m)
0,75	1,73	0,008	3,22	2,55	1,99	24,15	0	542,01

La figure 4.10 représente un schéma détaillé des paramètres hydrauliques du tronçon N°1

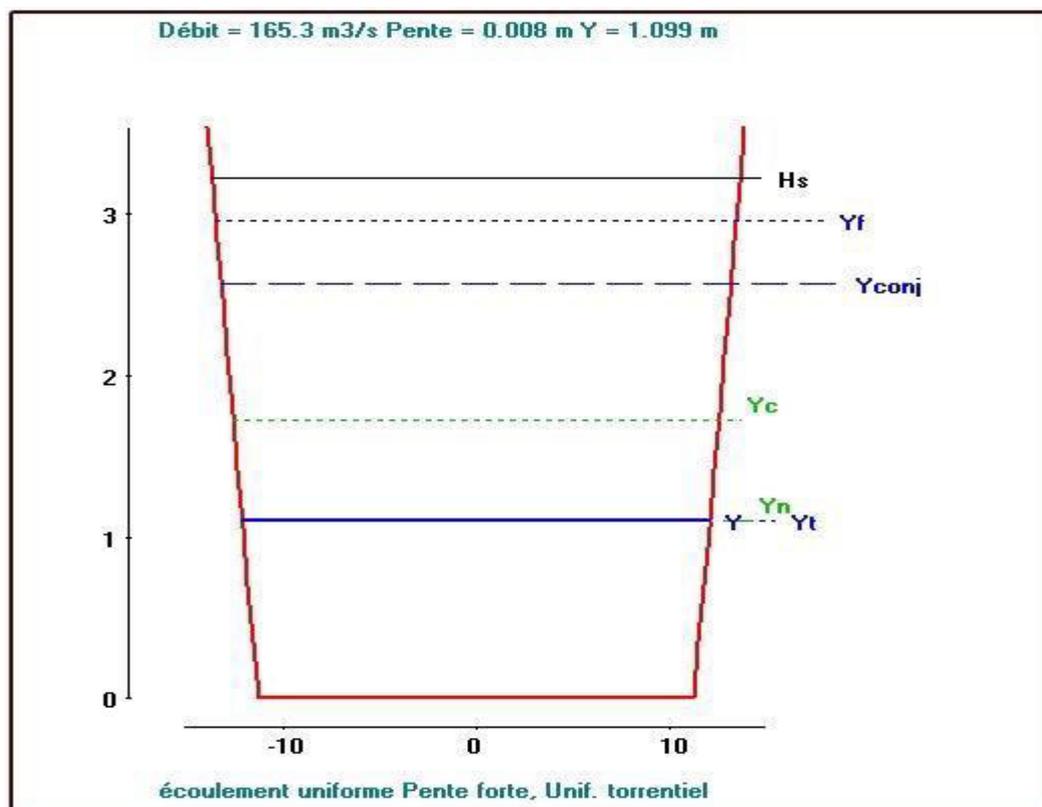


Figure 4.10 : Paramètres du tronçon N°1

Le tableau 4.5 représente les dimensions finales du tronçon N°1

Tableau 4.5 : Dimensions finales du tronçon N°1

Largeur du fond, b (m)	22.5
Hauteur totale, h (m)	1.1
Pente du talus, m	0.75
Largeur au miroir, B (m)	24.15

b) Ligne d'eau

Pour connaître l'allure que forme la surface d'eau on doit, premièrement, calculer la pente critique

puis la comparer avec J_f .

On a :

$$i_c = \frac{Q^2}{K_s^2 * S_c^2 * R_{hc}} \quad (4.40)$$

Le tableau 4.6 résume les résultats obtenus pour le calcul de la pente critique.

Tableau 4.6 : Calcul de la pente critique

hc (m)	Smc (m2)	Pmc (m)	Rhc (m)	ic (%)
1,73	68,11	26,82	2,53	0,0005

D'après la valeur de la pente critique calculée, on a $J_f > i_c$

Le tableau 4.7 représente les caractéristiques de la courbe de remous du tronçon N°1.

Tableau 4.7 : Caractéristiques de la courbe de remous du tronçon N°1

condition	hn/h	Signe de numérateur	hc/hn	dénominateur Signe de	Signe de dh/dx
$J_f > 0$ $J_f > i_c$ ($h_n < h_c$) $h_c > h > h_n$	< 1	> 0	> 1	< 0	< 0

4.4.2.2 Tronçon N°2**a) Paramètres hydrauliques**

$Q=165.34 \text{ m}^3/\text{s}$.

$L_t=678.81 \text{ m}$.

$b=22.5 \text{ m}$.

$J_f=0.004$

$m=0.75$

Le tableau 4.8 présente les paramètres hydrauliques du tronçon N°2.

Tableau 4.8: Paramètres hydrauliques du tronçon N°2

b (m)	h (m)	Sm (m2)	Pm (m)	Rh (m)	Jf (%)	Ks béton	V (m/s)	Q (m3/s)
22,5	1,27	29,71	25,67	1,16	0,004	71,4	5,57	165,34
m	hc (m)	Jw (%)	Hs (m)	Hsc (m)	Fr	(m) B	J(%) f- Jw	(m) Lt
0,75	1,73	0,004	2,85	2,55	1,61	24,4	0	678,81

La figure 4.11 représente un schéma détaillé des paramètres hydrauliques du tronçon N°2.

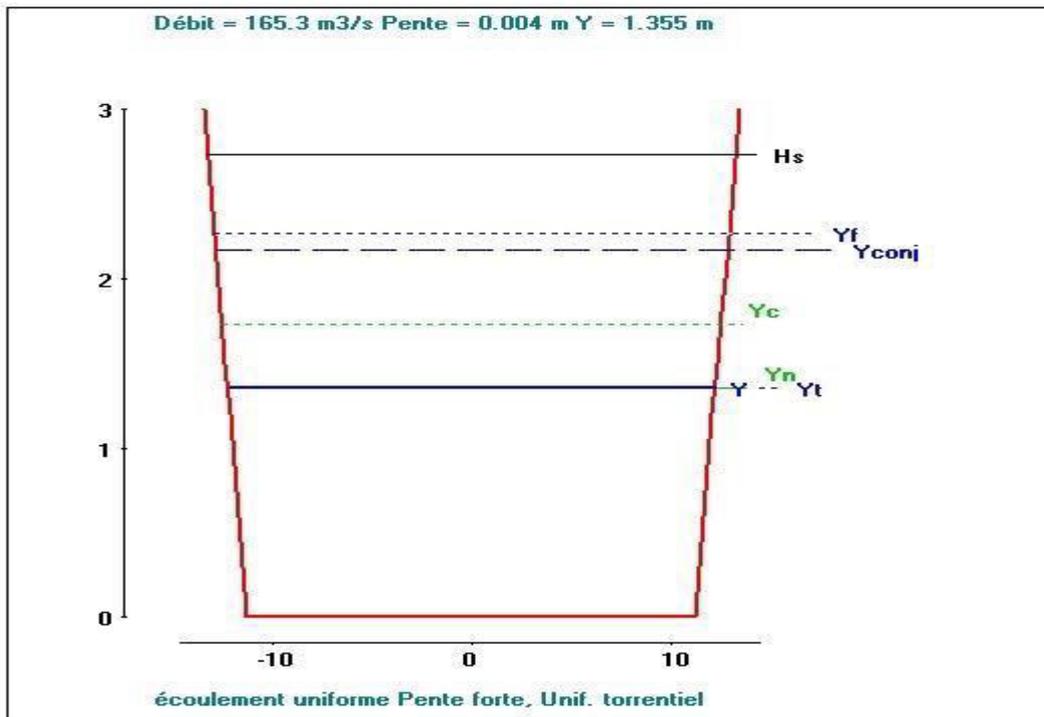


Figure 4.11 : Paramètres du tronçon N°2

L'existence d'une courbure importante au niveau de ce tronçon nous exige l'application de la formule de calcul de la hauteur d'élevation d'eau afin d'éviter tout débordement en cet endroit, la hauteur d'élevation est donnée par la loi (4.40) :

Donc : $\Delta h = 0.35 \text{ m}$

b) La ligne d'eau

Vu que la hauteur critique ne change pas dans le différent tronçon, la valeur de la pente critique reste la même dans tous les tronçons.

On a : $i_c = 0.0005$ et $J_f = 0.004$ $J_f > i_c$.

L'allure de la surface d'eau en ce tronçon est donnée par le tableau 4.9.

Tableau 4.9 : Caractéristique de la courbe de remous du tronçon N°2

condition	h_n/h	Signe de numérateur	h_c/h_n	dénominateur Signe de	Signe de dh/dx
$J_f > 0$ $J_f > i_c$ ($h_n < h_c$) $h_c > h_n > h$	> 1	> 0	> 1	< 0	> 0

4.4.2.3 Calcul du tronçon N°3

a) Paramètres hydrauliques

$Q = 165.34 \text{ m}^3/\text{s}$.

$L_t = 356.53 \text{ m}$.

$b = 22.5 \text{ m}$.

$J_f = 0.007$

$m = 0.75$

Le tableau 4.10 résume les paramètres hydrauliques du tronçon N°3.

Tableau 4.10: Paramètres hydrauliques du tronçon N°3

b (m)	h (m)	S_m (m ²)	P_m (m)	R_h (m)	J_f (%)	K_s béton	V (m/s)	Q (m ³ /s)
22,5	1,14	26,73	25,36	1,05	0,007	71,4	6,19	165,34
m	h_c (m)	J_w (%)	H_s (m)	H_{sc} (m)	Fr	(m) B	J(%)_f J_w	(m) L_t
0,75	1,73	0,007	3,1	2,55	1,88	24,22	0	356,53

La figure 4.12 représente les paramètres hydrauliques du tronçon N°3.

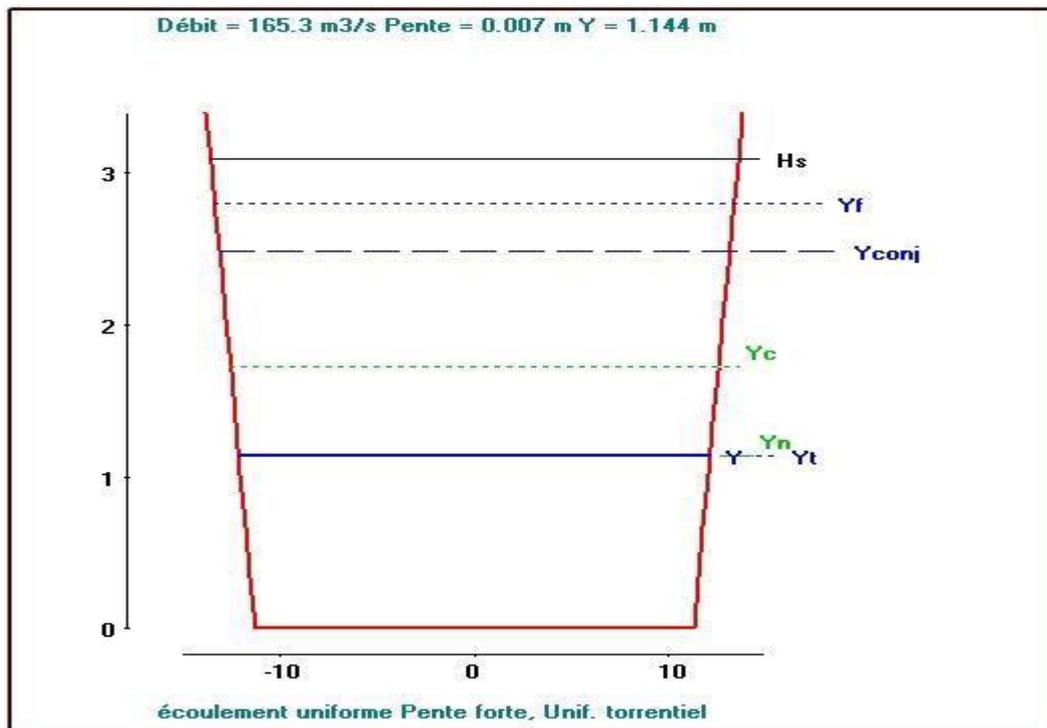


Figure 4.12 : Paramètres hydrauliques du tronçon N°3

b) La ligne d'eau

$I_c = 0.0005$ et $J_f = 0.007$ $J_f > I_c$

L'allure de la surface d'eau en ce tronçon est donnée par le tableau 4.11.

Tableau 4.11 : Caractéristique de la courbe de remous du tronçon N°3

condition	h_n/h	Signe de numérateur	h_c/h_n	dénominateur Signe de	Signe de dh/dx
$J_f > 0$ $J_f > I_c$ ($h_n < h_c$) $h_c > h > h_n$	< 1	> 0	> 1	< 0	< 0

4.4.2.4 Calcul du tronçon N°4

a) Paramètres hydrauliques

$Q=165.34 \text{ m}^3/\text{s}$.

$L_t=329.32 \text{ m}$.

$b=22.5 \text{ m}$.

$J_f= 0.007$

$m=0.75$

Le tableau 4.12 résume les paramètres hydrauliques du tronçon N°4.

Tableau 4.12: Paramètres hydrauliques du tronçon N°4

b (m)	h (m)	S_m (m ²)	P_m (m)	R_h (m)	J_f (%)	K_s béton	V (m/s)	Q (m ³ /s)
22,5	1,27	29,71	25,67	1,16	0,005	71,4	5,57	165,34
m	h_c (m)	J_w (%)	H_s (m)	H_{sc} (m)	Fr	(m) B	J_f(%) f- J_w	(m) L_t
0,75	1,73	0,005	2,85	2,55	1,61	24,4	0	329,32

La figure 4.13 représente les paramètres hydrauliques du tronçon N°4

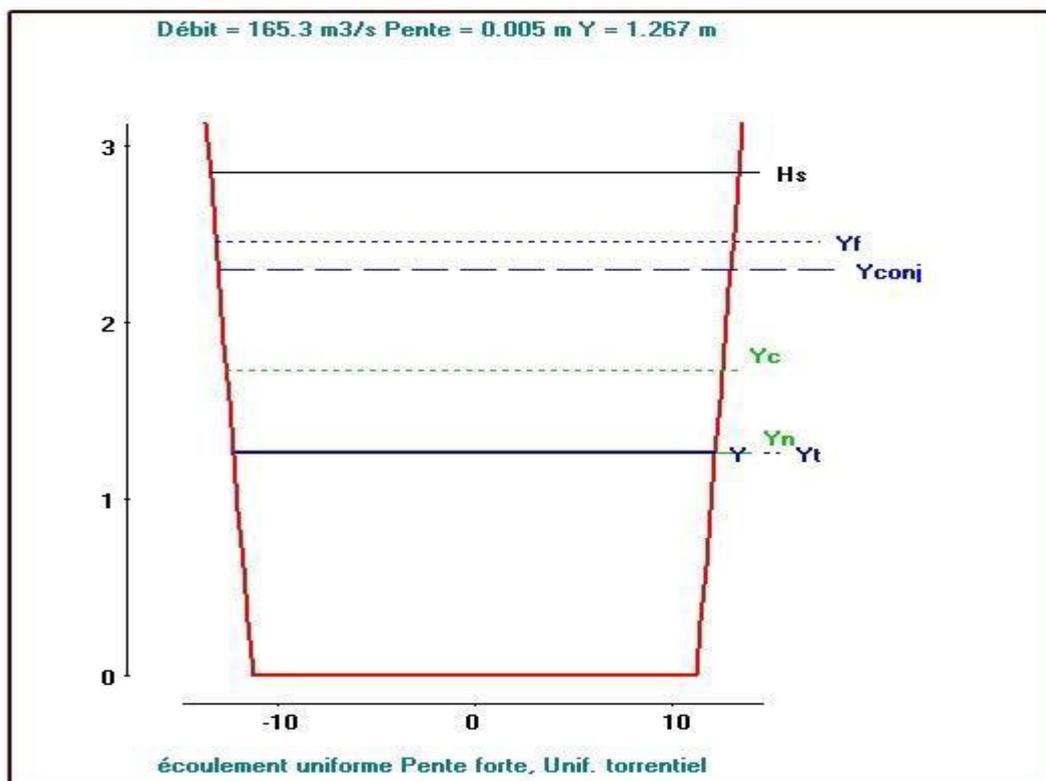


Figure 4.13 : Paramètres hydrauliques du tronçon N°4

b) La ligne d'eau

$i_c=0.0005$ et $J_f= 0.005$ $J_f > i_c$

L'allure de la surface d'eau en ce tronçon est donnée par le tableau 4.13

Tableau 4.13 : Caractéristique de la courbe de remous du tronçon N°4

condition	h_n/h	Signe de numérateur	h_c/h_n	dénominateur Signe de	Signe de dh/dx
$J_f > 0$ $J_f > i_c$ ($h_n < h_c$) $h_c > h_n > h$	> 1	> 0	> 1	< 0	> 0

4.4.2.5 Calcul du tronçon N°5

a) Paramètres hydrauliques

$Q=165.34 \text{ m}^3/\text{s}$.

$L_t=435.7\text{m}$.

$b=22.5 \text{ m}$.

$J_f= 0.00$

$m=0.75$

Le tableau 4.14 résume les paramètres hydrauliques du tronçon N°5.

Tableau 4.14 : Paramètres hydrauliques du tronçon N°5

b (m)	h (m)	S_m (m²)	P_m (m)	R_h (m)	J_f (%)	K_s béton	V (m/s)	Q (m³/s)
22,5	1,03	23,9	25,07	0,95	0,01	71,4	6,9	165,34
m	h_c (m)	J_w (%)	H_s (m)	H_{sc} (m)	Fr	(m) B	J(%)_f- J_w	(m) L_t
0,75	1,73	0,01	3,47	2,55	2,22	24,04	0	435,7

La figure 4.14 représente les paramètres hydrauliques du tronçon N°5

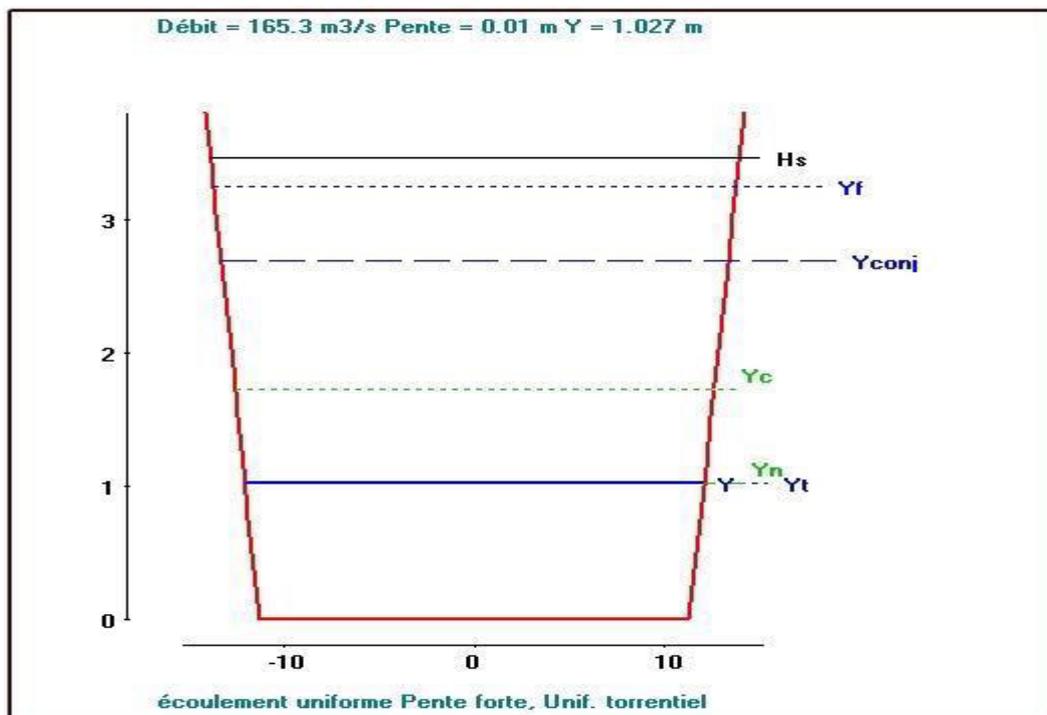


Figure 4.14 : paramètres hydrauliques du tronçon N°5

b) La ligne d'eau

$I_c = 0.0005$ et $J_f = 0.005$ $J_f > i_c$

L'allure de la surface d'eau en ce tronçon est donnée par le tableau 4.15.

Tableau 4.15 : Caractéristique de la courbe de remous du tronçon N°5

condition	h_n/h	Signe de numérateur	h_c/h_n	dénominateur Signe de	Signe de dh/dx
$J_f > 0$ $J_f > i_c$ ($h_n < h_c$) $h_c > h > h_n$	< 1	> 0	> 1	< 0	< 0

La figure 4.15 présente le schéma général du canal d'aménagement regroupant les cinq tronçons.

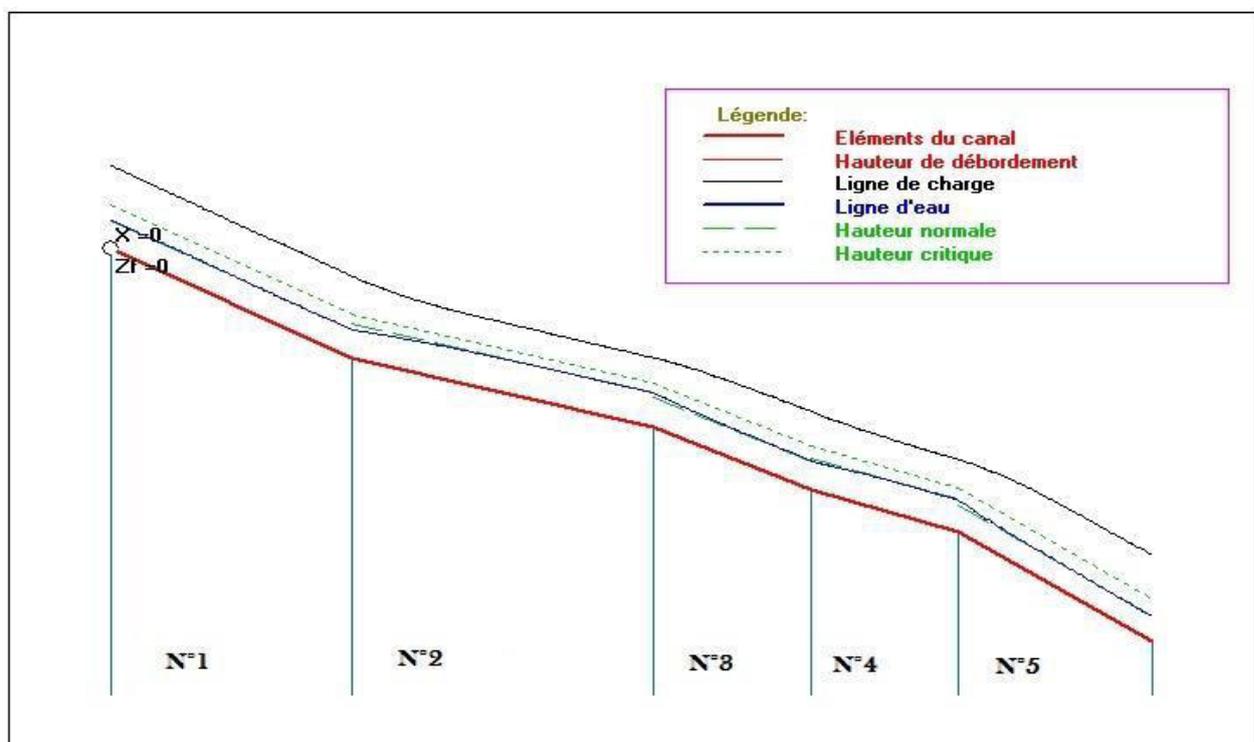


Figure 4.15 : Schéma général des cinq tronçons

4.5 Conclusion

Les résultats de calcul de la ligne d'eau ont déterminé un écoulement torrentiel tout le long du canal. Ceci engendre des vitesses importantes pour des hauteurs d'eau inférieures à la hauteur critique avec des nombres de Froude compris entre 1.61 et 2.22.

CONCLUSION GENERALE

La maîtrise des risques majeurs en particulier les inondations et les séismes représente un souci de première importance pour les décideurs et les concepteurs de l'aménagement urbain et l'habitat.

La solution adéquate à ce problème est l'aménagement des oueds ou la construction des retenues collinaires.

La méthode de rééquilibrage des oueds est considérée parmi les meilleures méthodes d'aménagement des oueds. Le rééquilibrage des oueds consiste à la collecte de tous les apports liquides et solides qui proviendraient en amont de l'oued par la projection des ceintures de gabionnage reconstituant les berges de l'oued, l'évacuation doit être faite aux rejets naturels à l'aval.

L'objectif visé par le présent mémoire consiste à étudier d'une manière suffisante les facteurs de genèse des inondations à la région d'ElBayadh et analyser les conditions et les paramètres hydrologiques d'oued Deffa afin d'estimer les débits fréquentiels et les débits maximum de projet, et de proposer une étude hydrotechnique sur oued Deffa.

Ce travail, ne prétend pas être une étude finale pour la protection de la ville d'ElByadh contre les inondations car les facteurs et les causes de genèse des inondations à cette région demandent des études et travaux de recherches intensifs pour mieux sécuriser et protéger les citoyens et les biens. Néanmoins, le présent travail peut être considéré comme une base pour les études futures pour la protection de cette région contre les inondations.