

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE-ARBAOUI Abdellah-

DEPARTEMENT AMENAGEMENT ET GENIE HYDRAULIQUE

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

THEME DU PROJET:

**PROTECTION DE LA ZONE DE S'MARA (W.SETIF)
CONTRE LES INONDATIONS**

PRESENTE PAR:

TEDJANI AHMED

Devant les membres du jury

Noms et Prénoms	Grade	Qualité
M.K.MIHOUBI	Professeur	Président
S. TOUMI	M.C.B	Examineur
M.BOUZIANE	M.A.A	Examineur
M.BOUKHELIFA	M.A.A	Examineur
A.HADJ SADOK	M.C.B	Promoteur

Septembre2015

Remerciement

Avant tout nous devons remercier Allah, le tout puissant de nous avoir donné la force afin de mener à bien ce travail. Elhamdoulillah.

*Au terme de ce travail, nous tenons à exprimer nos reconnaissances à **M^r A.HADJ SADOK** pour avoir accepté de diriger cette thèse, pour ses conseils judicieux et ses critiques constructives et surtout sa gentillesse.*

*Je tiens à remercier Monsieur, **MIHOUBI Mustapha** Kamel professeur à l'ENSH- Blida, d'avoir accepté de présider mon jury de soutenance.*

*Je tiens également à remercier les membres du jury, Monsieur, **M.BOUKHELIFA, M.BOUZIANE** et*

***S. TOUMI** de l'ENSH-Blida pour le temps.*

Enfin, nos remerciements à tous ceux et à toutes celles, qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail avec générosité et un égard exemplaires.

Merci A tous

TEDJANI AHMED.



❧ Dédicace ❧

Je dédie ce modeste travail à mes très chers, famille et amis :

A ma très douce maman, qui est toujours près de moi pour m'encourager avec ces doux mots, sa
générosité et son amour,

A mon père **TEDJANI MOUHAMED EL HADI** qui m'a toujours soutenu et encouragé pendant mes
études, Dieu merci de m'avoir donné la volonté de pouvoir réaliser son rêve.

A mes frères et sœurs, à ma adorable sœur NESRINE .HADJER .HOCINE . ET ZINE' EL ABIDINE , que je
te remercie beaucoup ,DAYA GAZALA, je vous aime tous.

A toute personne ayant aidé et participé de près de loin : à toi HAMIDATOU ET HAYDER ...merci, et, je
vous remercie énormément.

Je dédie également ce travail à tous mes enseignants durant mon cursus scolaire,

Merci à vous.

TEDJANI AHMED 2015

_____:

قمنا في هذا العمل بانجاز دراسة كل من واد القلثة الزرقاء و واد عين جنبية و واد قلثة خماسة و واد عبد الرحيم بمدينة السمارة ولاية سطيف وذلك من خلال مذكرة نهاية الدراسة. هذه الدراسة تضمنت المحاور الاساسية التي تتمثل في :
دراسة جيولوجية للمنطقة
دراسة هيدرولوجية للحوض من اجل تحديد كمية المياه المتوقعة
واخيرا قمنا بدراسة لتحديد أبعاد القناة التي يتم فيها جريان المياه وكل ذلك من 2:42 مجل حماية المنطقة من الفيضانات.

Résumé :

Notre travail consiste en une étude de protection contre les inondations de la ville de S'mara wilaya de Sétif. Le but principal étant l'aménagement des oueds de GUELT EL ZERGA, AIN DJENBA, GUELT KHEMAMSSA et ABDERHAIME à fion de protéger la zone. Pour ce faire, une étude géologique de la zone ainsi qu'une étude hydrologique du bassin versant ont été réalisé, suivie par une étude des variantes ainsi qu'une étude de dimensionnement hydraulique de l'aménagement choisi.

Abstract :

The aim of dissertation is to study the EL GUELT EL ZERGA River and AIN DJENBA River and GUELT KHEMAMSSA River and ABDERHAIME River which is located in the city of S'mara (Sétif). . Our study has several basic parts. First a Geological study of the area. Second the study of hydrological catchment to determine the probable flow. Finally a sizing study of the channel.

TABLE DES MATERES

Introduction générale

Chapitre I Généralités sur les inondations

I.1 Introduction	1
I.2 Les inondations	1
I.2.1 Définitions	1
I.3 Mécanisme des inondations	1
I.4 LES CAUSES DES INONDATIONS	2
I.5 les caractéristiques d'une inondation	2
I.6 ELEMENTS DE BASE EN HYDROLOGIE	3
I.6.1 Un territoire géographique bien défini , le bassin versant	3
I.6.2 paramètres fondamentaux du cours d'eau	4
I.6.2.1 Lits du cours d'eau	4
I.7 Type des inondations et ses conséquences	5
I.7.1. Les inondations des plaines	5
I.7.2 Le ruissellement pluvial	6
I.7.3. Les crues torrentielles	6
I.7.4 Les remontées de nappes	7
I.7.5 Les coulées de boue	8
I.7.6 Inondation par rupture d'une protection	8
I.8 Effets des inondations sur la santé humaine	8
I.9 EXEMPLES DES INONDATIONS	11
I.10 Comment limiter le risque d'inondation	12
I.11 Conclusion	13

Chapitre II présentation de zone d'étude

II.1 INTRODUCTION	14
II.2 BUT DE ETUDE	14
II .3 Situation Géographique de la Zone d'étude	14
II .4 DESCRIPTION GENERALE DE LA ZONE D'ETUDE.	15
II.5 DONNEES NATURELLES DU SITE	15
II.5.1 Géologie de la région	15
II.5.2 Géologie du site	16
II.6 Situation climatique	16

II.6.1 Pluviométrie	16
II.6.2 La température	21
II.6.3 L'humidité	21
II.6.4 Le Vent	22
II.7 Conclusion	22

Chapitre III Etude hydrologique

III.1 INTRODUCTION	23
III.2 HYDROMETRIE	23
III.2.2 Morphométrie	23
III.2.2.1 La surface	23
III.2.2.2 Le périmètre	24
III.2.2.3 Caractéristiques de forme	24
III.2.2.4 Indice de compacité de Gravelius	24
III.2.2.5 Le rectangle équivalent	24
III.2.3 Le relief	25
III.2.3.1 courbe hypsométrique	25
III.2.3.2 Les altitudes caractéristiques	26
III.2.3.3 Répartition Altimétrique	26
III.2.3.4 Indice de pente globale (Ig)	31
III.2.3.5 Pente moyenne des bassins versants (Im) ; Carlier et Leclerc (1964)	32
III.2.3.6 Indice de pente de Roche Ip (Roche (1963)	32
III.2.3.7 Dénivelée spécifique Ds	33
III.2.4 Le réseau hydrographique	33
III.2.4.1 La densité de drainage	34
III.2.4.2 La pente moyenne du cours d'eau principale	35
III.2.4.3 Temps de concentration	35
III.2.4.4 Vitesse moyenne du ruissellement	37
III.3 ANALYSE DES DONNEES PLUVIOMETRIQUES	38
III. 3.1 Présentation de la station pluviométrique et pluie moyenne annuelle	38
III.3.2 Analyse statistique des pluies maximales journalières	38
III.3.2.1 Paramètres statistiques de l'échantillon	39
III.3.2.2 Choix de la loi d'ajustement	39
III.3.2.3 Pluies de courte durée	43
FIGURE III.11: Courbe intensité-durée-fréquence	45

III.4 LES APPORTS	46
III.4.1 Apports liquides	46
III. 4.1.1 Apport moyen interannuel (A0)	46
III.4. 1.2 Caractéristiques de l'écoulement	48
III.4.2 Evaluation des apports solides	49
III.5 ETUDE DE CRUES	50
III.5.1 Différentes méthodes d'évaluation des crues	50
III.5.2 Application sur les bassins versants	51
III.5.2.1 Relation de Turazza (méthode rationnelle).	51
III.5.2.2 Formule de Giandotti 1	52
III.5.2.3 Formule de Giandotti forme 2	52
III.5.2.4 Formule de Sokolovsky	53
III.5.3 Volumes et hydrogrammes des crues	54
III.5.3.1 Hydrogramme de crue	54
III.5.3.2 Volume de crue	54
III.6 CONCLUSION	58

Chapitre IV Etude des variantes

IV.1 INTRODUCTION	59
IV.2 LES DIFFERENTS AMENAGEMENTS D'UN COURS D'EAU	59
IV.3 PROPOSITIONS D'AMENAGEMENT	60
IV.4 CHOIX DE LA VARIANTE LA PLUS CREDIBLE	60
IV.5 CONCLUSION	61

Chapitre V Calcul Hydraulique de la variante choisie

IV.1 INTRODUCTION	62
IV.2 DIMENSIONNEMENT DES OUVRAGES	62
IV.3 GENERALITES	62
IV.3.1 Calcul hydraulique	62
IV.3.2 Les canaux à ciel ouvert	62
IV.3.3 Dimensionnement des canaux	63
IV.3.4 Détermination de coefficient de Chézy	63
IV.3.5 Les paramètres géométriques 64	
IV.3.5.1 Le choix de la section de meilleure conductivité.....	64
IV.3.5.2 Calcul du rayon hydraulique maximal.....	65
IV.3.6 Calcul de la profondeur normal h_n	65

IV.3.7 Calcul de la profondeur critique hcr	65
IV.3.7.1 Méthode graphique	66
IV.3.7.2 Méthode analytique d'AGROSKINE	66
IV.3.7.3 Calcul de la pente critique.....	66
IV.3.8 Calcul de la ligne d'eau	66
IV.3.8.1 Equation de la surface libre de la ligne d'eau.....	66
IV.3.8.2 Calcul de la surface d'eau	67
IV.3.9 Calcul des paramètres de courbure du canal	67
IV.3.10 Raccordement des canaux	68
IV.4 DIMENSIONNEMENT DES AMENAGEMENTS	68
IV.4.1.1 Calcul hydraulique d'oued Guelt ZERGA.....	68
IV.4.1.2 Calcul de la pente critique d'oued GUELT ZERGA.....	69
IV.4.1.3 Calcul hydraulique du dalot GUELT ZERGA.....	71
IV.4.1.4 Calcul de la pente critique au niveau du dalot GUELT ZERGA.....	71
IV.4.2.1 Calcul hydraulique d'oued Guelt Khemamssa avant la jonction d'oued Jenba	78
IV.4.2.2 Calcul du pente critique au niveau de oued GUELT KHEMAMASSA avant la jonction, avec oued DJENBA.....	78
IV.4.2.3 Calcul hydraulique d'oued Guelt Khemamssa après la jonction d'oued JENBA.....	83
IV.4.2.4 Calcul du pente critique au niveau de oued GUELT KHEMAMSSA après la jonction avec oued DJENBA.....	83
IV.4.3.1 Calcul hydraulique d'oued DJENBA.....	86
IV.4.3.2 Calcul de la pente critique d'oued DJENBA.....	86
IV.4.3.3 Calcul hydraulique du Dalot sur canal DJENBA	87
IV.4.3.4 Calcul de la pente critique au niveau du Dalot d'oued DJENBA.....	87
IV.4.4.1 Calcul hydraulique d'oued Abderrehaim	92
IV.4.4.2 Calcul de la pente critique d'oued ABDERRAHAIME.....	92
IV.4.4.3 Calcul hydraulique du Dalot sur canal d'oued Abderrehaim.....	94
IV.4.5.1 Calcul hydraulique du Dalot de la R.N°05.....	99
IV.4.5.2 Calcul de la pente critique au niveau du Dalot de la R.N°05.....	99
IV.5 CONCLUSION	103

Chapitre VI Organisation de chantier

VI.1 INTRODUCTION	105
VI.2 INSTALLATIONS DU CHANTIER	105
VI.2.1 Installations destinées au personnel	105
VI.2.2 Installations destinées au stockage des matériaux.....	105
VI.2.3 Installations destinées à la réparation des engins.....	105
VI.2.4 Installations pour La préfabrication.....	105
VI.3 SUCCESSION DES OPERATIONS DU CHANTIER	106
VI.4 TECHNOLOGIE DES PRINCIPAUX TRAVAUX	106
VI.5 PLANIFICATION	108
VI.5.1 Définition.....	108
VI.5.2 Techniques de la planification.....	108
VI.5.2.1 Méthodes basées sur le réseau.....	108
VI.5.2.1.1 Définition du réseau.....	108
VI.5.2.1.2 Construction du réseau.....	109
VI.5.2.1.3 Différentes méthodes basées sur le réseau.....	109
VI.5.2.2 Méthodes basées sur le graphique	110
VI.5.2.2.1. Méthode linéaire (ligne of balance technic).....	110
VI.5.2.2.2 Méthode à barres.....	110
VI.5.3 Les étapes de la planification.....	110
VI.5.4 Choix de la méthode de calcul.....	110
VI.5.4.1 Les paramètres de la méthode C.P.M.....	110
VI.5.4.2 Chemin critique (C.C).....	111
VI.5.5 Elaboration du réseau selon la méthode CPM.....	111
VI.5.6 Détermination des chemins critiques.....	113
VI.6 CONCLUSION	115

Chapitre VII Protection et sécurité de travail

VII.1 INTRODUCTION	116
VII.2 INSTRUCTIONS STRUCTURELLES SUR LA SECURITE	116
VII.2.1 INSTRUCTIONS A DONNER AUX TRAVAILLEURS ET AUX VISITEURS DU CHANTIER	116
VII.2.2 INSTRUCTIONS A DONNER AU CHEF D'EQUIPE	116
VII.3 CONTROLE ET ENTRETIEN DU MATERIEL	117
VII.4 ORGANISATION DU SERVICE DE LA SECURITE D'OUVRAGE	117

VII.5 PRINCIPES FONCTIONS DU SERVICE DE SECURITE	117
VII.5.1 Etudes.....	117
VII.5.2 Exécution	118
VII.5.3 Contrôle	118
VII.5.4 Animation	118
VII.5.5 Fonction humaines	118
VII.6 LES CAUSES DES ACCIDENTS	118
VII.7 LES ACTIONS ET CONDITIONS DANGEREUSES	119
VII.8 CALCUL DU DEBIT D’AIR NECESSAIRE A LA VENTILATION DE LA GALERIE	119
VII.8.1 Ordonnance 66-183	119
VII.8.2 Calcul du diamètre de la canalisation d’air à la ventilation	120
VII.9 ORGANISATION DE LA PREVENTION DES ACCIDENTS DU TRAVAIL.....	120
VII.10 CONCLUSION	122

Conclusion générale

Références bibliographiques

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I.1 : Effets sanitaires des inondations.....	9
Tableau I.2 : la navigation et l’approvisionnement en énergie hydroélectrique.....	11
Tableau. II.1 : Caractéristiques de la station pluviométrique de Bir el Arche.....	18
Tableau .II.2 : Répartition mensuelle de la pluie annuelle.....	19
Tableau. II.3: Températures mensuelles moyennes (°C) à la station de Sétif (Période : 1976– 2013).....	21
Tableau II .4: Humidité mensuelle moyenne (%) à la station de Sétif (Période : 1976 - 2013).....	21
Tableau II.05 : Vitesses du vent mensuelles moyennes (m/s) à la station de Sétif(Période : 1976 - 2013).....	22
Tableau.III.1 : Paramètres morphométries des sous bassins versants.....	25
Tableau .III.2 : Distribution de la superficie du SB1 en fonction de l’altitude.....	26
Tableau .III.3 : Distribution de la superficie du SB2 en fonction de l’altitude.....	27
Tableau .III.4 : Distribution de la superficie du SB3 en fonction de l’altitude.....	28
Tableau .III.5 : Distribution de la superficie du SB4 en fonction de l’altitude.....	28
Tableau .III.6 : Distribution de la superficie du SB5 en fonction de l’altitude.....	29
Tableau .III.7 : Distribution de la superficie du SB6 en fonction de l’altitude.....	30
Tableau .III.8 : Indice de pente globale (Ig).....	32
Tableau .III.9 : Indice de pente globale (Im).....	32
Tableau III.10 : Détermination de l’indice de pente de Roche Ip.....	33
Tableau III.11 : Détermination de La dénivelée spécifique Ds.....	33
Tableau III.12 : Densités de drainage.....	34
Tableau III.13 : Pentés moyennes des cours d’eau principaux.....	35
Tableau III.14 : Récapitulatif des calculs du temps de concentration.....	36
Tableau III.14 : Calcul de la vitesse moyenne du ruissellement.....	37
Tableau III.15 : récapitulatif des résultats de calcul.....	37
Tableau III.16 : <i>Caractéristiques de la station pluviométrique BIR EL ARCHE</i>	38
Tableau III.17 : Les paramètres statistiques.....	39
Tableau III.18 : Résultats d’ajustement à la loi de Gumbel.....	40
Tableau III.19 : Résultats d’ajustement à la loi de Galton.....	42
Tableau III.20 : Précipitations maximales journalières pour chaque fréquence.....	43
Tableau III.21 : Récapitulatif des pluies, intensités maximales de durée t (h)	

et de période de retour.....	44
Tableau III.22 : Apports moyens interannuels selon les différentes méthodes.....	47
Tableau III.23 : Les caractéristiques de l'écoulement.....	49
Tableau III.24 : Les apports solides.....	50
Tableau III.25 : Les résultats de formule turazza.....	52
Tableau III.26 : Les résultats de formule de Giandotti 1.....	52
Tableau III.27 : Les résultats de formule de Giandotti forme 2.....	53
Tableau III.28 : Coefficient de ruissellement en fonction de la fréquence.....	53
Tableau III.29 : Les résultats de formule de sokolovsky.....	54
Tableau III.30 : Volume de crue en m ³ pour différentes fréquences.....	55
Tableau.IV.1 : Paramètres géométriques d'une section semi-circulaire.....	64
Tableau.IV.2 : Paramètres géométriques d'un canal à section Trapézoïdale	65
Tableau .IV.3 : Paramètres de calcul du Dalot sur canal GUELT ZERGA.....	74
Tableau IV.5 : Les différent Paramètres de calcul du canal et Paramètre de la ligne d'eau d'oued GUELT ZERGA	74
Tableau IV.6 : Les différent Paramètres de calcul du canal et Paramètre de la ligne d'eau du canal Khemamssa avant la jonction de canal DJENBA	81
Tableau .IV.7 : Paramètres de calcul d'oued GUELT KHEMAMSSA après la jonction avec oued DJENBA	85
Tableau IV.8 : Les différent Paramètres de calcul du canal et Paramètre de la ligne d'eau du canal GUELT KHEMAMASSA ET OUED DJENBA	90
Tableau .IV.9 : Paramètres de calcul du Dalot sur canal d'oued Abderrehaime.....	94
Tableau IV.10 : Les différent Paramètres de calcul du canal et Paramètre de la ligne d'eau du canal ABDERRAHAIME.....	96
Tableau IV.11 : Les différent Paramètres de calcul du canal et <i>Paramètre de la ligne d'eau</i> en aval du dalot sur R.N°05.....	102
Tableau. VI.1 : Elaboration d'un réseau selon la méthode CPM.....	111
Tableau VI.2 : Détermination des chemins critiques	113

LISTE DES FIGURES

FIGURE I.1: Délimitation du bassin versant.....	3
FIGURE I.2 : Les trois types de bassins versants.....	4
Figure I.3 : Lits d'un cours d'eau.....	5
Figure I.4: Inondation de Plaine.....	6
Figure I.5 : Inondations par ruissellement pluvial.....	6
Figure I.6: Inondation par crues torrentielles.....	7
Figure I.7: Inondation par remontée de nappe phréatique.....	7
Figure I.8 : Rupture d'une protection.....	8
Figure I.9 : déplacement des personnes dans l'eau1.....	3
FIGURE II.1 : Situation Géographique de la Zone d'étude.....	14
FIGURE II.2 : CARTE DU RESEAU HYDRO CLIMATOLOGIQUE de la Zone d'étude DE L'ANRH.....	17
FIGURE II.3 : La répartition mensuelle des précipitations en (mm) à BIR EL ARCHE.....	19
FIGURE II.4 : CARTE PLUVIOMETRIQUE de la Zone d'étude DE L'ANRH (1993).....	20
FIGURE III.1 : courbe hypsométrique de SB1.....	27
FIGURE III.2 : courbe hypsométrique de SB2.....	27
FIGURE III.3 : courbe hypsométrique de SB3.....	28
FIGURE III.4 : courbe hypsométrique de SB4.....	29
FIGURE III.5 : courbe hypsométrique de SB5.....	30
FIGURE III.6 : courbe hypsométrique de SB6.....	31
FIGURE III.7 : Plan altimétrique et réseau hydrographique.....	34
De la région d'étude	
FIGURE III.8 : Représentation graphique de l'ajustement à la loi Normale (GUMBEL)....	41
FIGURE III.9 : représentation graphique de l'ajustement à la loi de Galton.....	42
FIGURE III.10 : Courbe pluie-durée-fréquence.....	45
FIGURE III.11: Courbe intensité-durée-fréquence.....	45
FIGURE III.12: HYDROGRAMME DE CRUE SB1.....	55
FIGURE III.13: HYDROGRAMME DE CRUE SB2.....	56
FIGURE III.14: HYDROGRAMME DE CRUE SB3.....	56
FIGURE III.15: HYDROGRAMME DE CRUE SB4.....	57
FIGURE III.16: HYDROGRAMME DE CRUE SB5.....	57
FIGURE III.17: HYDROGRAMME DE CRUE SB6.....	58
FIGURE IV.1 : Courbe de tarage du canal Guelt ZERGA.....	70

FIGURE IV.2 : Type de la section de forme trapézoïdale du canal Guelt ZERGA	70
FIGURE IV.3 : Courbe de tarage du Dalot	72
FIGURE IV.4 : Section type du Dalot de dimension (4x 2) de la traversée sur route	73
FIGURE IV.5 : Schéma hydraulique du Dalot GUELT ZERGA.....	74
FIGURE IV.7 : Schéma du calcul de la ligne d'eau du canal GUELT ZERGA	78
FIGURE IV.8 : Courbe de tarage avant la jonction De l'oued DJENBA.....	80
FIGURE IV.9 : Schéma du calcul de la ligne d'eau du canal KHEMAMSSA Avant la jonction avec le canal DJENBA	80
FIGURE IV.10 : Courbe de tarage Après la jonction De l'oued DJENBA.....	84
FIGURE IV.11 : Schéma du calcul de la ligne d'eau du canal oued Guelt Khemamssa après la jonction d'oued JENBA.....	84
FIGURE IV.12 : Schéma hydraulique du canal d'oued GUELT KHEMAMSSA après la jonction avec oued DJENBA.....	85
FIGURE IV.13 : Courbe de tarage du DJENBA.....	87
FIGURE IV.14 : Section du Dalot sur canal OUED DJENBA.....	89
FIGURE IV.15 : Courbe de tarage du Dalot sur canal OUED DJENBA.....	89
FIGURE IV.16 : Section du canal d'oued ABDERRAHAIME.....	93
FIGURE IV.17 : Courbe de tarage du canal d'oued ABDERRAHAIME.....	93
FIGURE IV.18: Schéma hydraulique du Dalot sur canal d'oued Abderrehaime.....	94
FIGURE IV.19 : Section du Dalot sur canal d'oued ABDERRAHAIME.....	95
FIGURE IV.20 : Courbe de tarage du Dalot sur canal d'oued ABDERRAHAIME.....	95
FIGURE IV.21 : Schéma de calcul de la ligne d'eau du canal ABDERRAHAIME	99
FIGURE IV.22 : Courbe de tarage du Dalot au niveau R.N°05.....	101
FIGURE IV.23 : Section du Dalot au niveau R.N°05.....	101
FIGURE IV.24 : Schéma du calcul de la ligne d'eau du Dalot au niveau R.N°05.....	103
Photo VI.1 : Bulldozer.....	106
Photo VI.2 : Pelles rétro.....	107
Photo VI.3 : Camions à benne et Charger.....	107
Photo VI.4 : Niveleuses.....	107
FIGURE VI.1 : Réseau à nœuds.....	112
FIGURE VI.2 : Diagramme de GANTT.....	114
FIGURE VII.1 : Organigramme de la prévention des accidents du travail.....	121

LISTE DES PLANCHES

- Planche 1 :** Plan de masse de la zone d'étude
- Planche 2:** Limitation de bassin versant
- Planche 3 :** Profil en long de oued guelt khemamssa
- Planche 4:** Profil en long de oued guelt zerga
- Planche 5 :** Profil en long d'oued abderahaime
- Planche 6 :** Profil en long et en travers de oued djenba
- Planche 7 :** Profil en travers d'oued guelt zerga
- Planche 8 :** Profil en travers d'oued guelt khemamssa

LISTE DES ANNEXES

- Annexe 1 :** *Série des pluies max journalières à la station BIR EL ARCHE*
(Période : 1976 – 2013)

Introduction générale

L'inondation est le premier risque naturel dans le monde, ils sont responsables de plus de 60% de mortalité totale. Selon l'institut international de Stockholm (SIWI), pour la période 1996-2005, environ 80% des catastrophes naturelles étaient d'origine météorologique ou hydraulique. Les inondations peuvent se définir comme l'envahissement par l'eau de lieux terrestres habituellement émergés. Plusieurs causes et processus complexes aboutissent à ce phénomène, dont l'ampleur peut conduire à une catastrophe majeure.

Dans notre pays, les inondations causent de graves dégâts que ça soit matériels ou bien humains, ces dégâts sont causés par les changements climatiques et environnementaux d'une part, ainsi du manque d'aménagements hydrauliques et des protections contre les débordements des Oueds.

L'objectif de notre travail est protéger la ville S'mara (W.Sétife) pour la protection des zones avoisinantes contre les risques d'inondations. Ceci en essayant de déterminer les principales causes de cette dernière, et de traiter les moyens de protection contre ce phénomène par des aménagements et des ouvrages de protection adéquat.

Pour bien mener cette étude, nous allons axer ce travail sur quatre chapitres essentiels :

Chapitre I : Généralité sur les inondations.

Chapitre II : Présentation de la zone d'étude.

Chapitre III : Etude hydrologique.

Chapitre IV : Etude du variante

Chapitre V : calcul hydraulique.de la variante choisie

I.1 Introduction

L'Algérie est l'un des pays confrontés aux phénomènes de crues et d'inondations qui se manifestent de façon catastrophique constituant ainsi une contrainte majeure pour le développement économique et social, ces inondations sont les catastrophes naturelles les plus destructives et même les plus fréquentes et provoquent d'importants dégâts humains et matériels

I.2 Les inondations

I.2.1 Définitions

- **L'inondation**

L'inondation peut être définie comme étant une submersion temporaire, naturelle ou artificielle d'un espace terrestre ; cette submersion affecte en général les terrains avoisinant un cours ou un plan d'eau à niveau variables tels que les lits majeurs, les parties basses des vallées et les plaines côtières

- **Les crues océaniques**

les crues océaniques sont provoquées par des précipitations réparties sur plusieurs jours ou semaines, mais d'intensité modeste, et/ou parfois par la fonte des neiges. La montée des eaux et la décrue sont lentes, progressives et donc facilement prévisibles. La durée des hautes eaux varie de plusieurs jours à quelques semaines selon la taille du bassin d'alimentation du cours d'eau et la durée des précipitations.

- **Les crues torrentielles**

Les crues torrentielles résultent des précipitations de type orageux. Elles durent entre quelques heures et deux journées, et se produisent très vite après les pluies (moins de 24 h). Ces crues, plus fréquentes dans les zones de relief accidenté et dans les régions à climat méditerranéen ou tropical.

I.3 Mécanisme des inondations

Quels sont les facteurs physiques qui influencent les inondations ?

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

Quels sont les facteurs aggravants du risque d'inondation ?

- L'urbanisation et l'implantation d'activités dans les zones inondables,
- La diminution des champs d'expansion des crues,

- L'aménagement parfois hasardeux des cours d'eau,
- La formation et la rupture d'embâcles,
- La défaillance des dispositifs de protection,
- L'utilisation ou l'occupation des sols sur les pentes des bassins versants.

1.4 LES CAUSES DES INONDATIONS

Causes naturelles : liées aux aléas climatiques et phénomènes météorologiques attendus ou à un événement naturel (glissement de terrain) qui empêche l'écoulement habituel de l'eau

causes anthropiques directes : le drainage, l'irrigation, l'imperméabilisation et la dégradation des sols, certaines pratiques agricoles intensives peuvent accélérer le ruissellement de l'eau et en limiter l'infiltration

causes humaines directes : établissements d'écluses, de barrages permettant certes la navigation et le transport fluvial, mais diminuant la pente naturelle du cours d'eau, absence de gestion et de coordination des barrages à l'approche des crues, et pour la même raison avec les mêmes effets, retenue importante du dernier bief avant évacuation vers la mer Comme sur la Seine à Amfreville sous les Monts lors de l'inondation de mars et avril 2001 d'après les données de Voies navigables de France

causes humaines indirectes: liées aux modifications climatiques globales (émissions de gaz à effet de serre qui entraînent la fonte des glaciers et qui provoquent une montée du niveau des océans, des cours d'eau, ou qui pourrait entraîner des cyclones plus intenses).

1.5 les caractéristiques d'une inondation

L'inondation se caractérise par plusieurs paramètres

- les hauteurs d'eau
- la durée de submersion
- les vitesses d'écoulement
- le volume de matière solide transportée (galets, boues...)
- la fréquence des crues d'une intensité donnée : décennale (1 chance sur 10 par an de connaître une crue équivalente ou supérieure), trentennale (1 chance sur 30 par an) centennale (1 chance sur 100 par an) ...

I.6 ELEMENTS DE BASE EN HYDROLOGIE

I.6.1 Un territoire géographique bien défini , le bassin versant

Un bassin versant est un territoire délimité par des frontières naturelles appelées "lignes de partage des eaux" ou "lignes de crêtes". Chaque bassin versant draine un cours d'eau principal souvent accompagné de plusieurs affluents. Ainsi, chaque goutte de pluie qui tombe sur ce territoire va rejoindre la rivière soit par écoulement de surface, soit par circulation souterraine après infiltration dans le sol.

Le bassin versant (Fig.I.1) Correspond donc à la surface d'alimentation d'un cours d'eau.



FIGURE I.1: Délimitation du bassin versant

La délimitation d'un bassin versant est difficile à mettre en œuvre. En effet, il faut tenir compte des écoulements de surface mais également des écoulements souterrains (Fig. I.01) On distingue trois types des bassins versants

Le bassin versant topographique : est déterminé par les écoulements de surface. Par conséquent, les frontières de ce bassin versant sont les lignes de partage des eaux. Cependant, selon la géologie du terrain, il se peut que des eaux, qui en surface semblent rejoindre

Un bassin versant voisin, s'infiltrent et reviennent alimenter le bassin versant initial (présence D'une couche imperméable).

On parle alors d'un **bassin versant hydrogéologique :** dont les limites sont les structures géologiques imperméables.

Le bassin versant réel ou **bassin versant hydrologique :** est donc la somme de ces deux bassins versants (topographique + hydrogéologique).

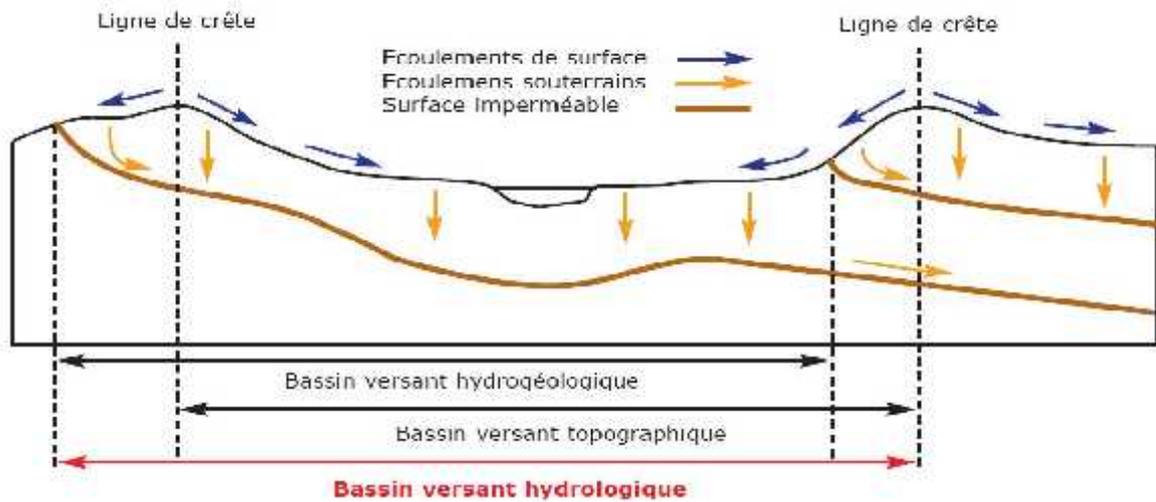


FIGURE I.2 : Les trois types de bassins versants

I.6.2 paramètres fondamentaux du cours d'eau

I.6.2.1 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).

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.

Lit moyen: Il correspond à l'espace fluvial ordinairement occupé par la *ripisylve* (MEDD, 2004)

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

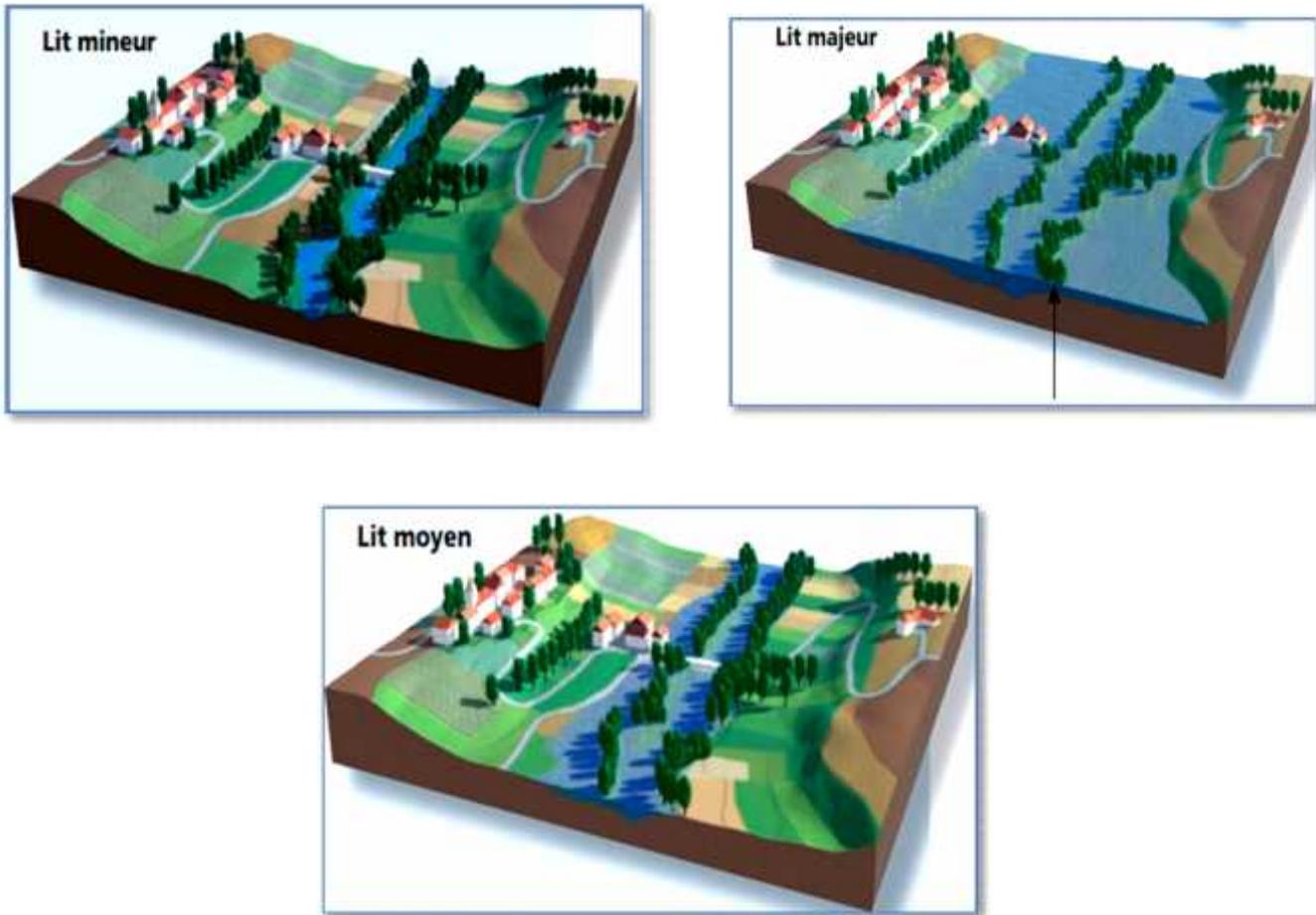


Figure I.3 : Lits d'un cours d'eau

1.7 Type des inondations et ses conséquences

On distingue plusieurs types d'inondations par les fleuves et les rivières

I.7.1. Les inondations des plaines

Elles se traduisent par le débordement d'un cours d'eau sorti de son lit habituel (lit mineur), regagnant son lit majeur. Il peut parfois être précédé des nappes phréatiques et d'inondation de caves. Ceci peut engendrer diverses conséquences :

- Une montée des eaux généralement longue ;
- Une durée de submersion pouvant atteindre quelques semaines ;
- Des dommages principalement dus à la durée de submersion et aux hauteurs d'eau ;
- Un délai d'alerte supérieur à la journée.

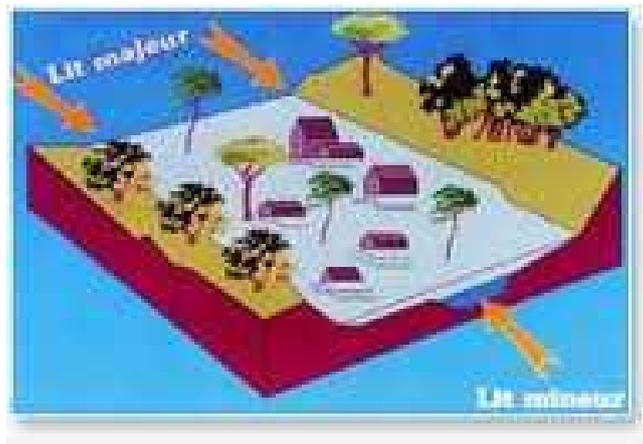


Figure I.4: Inondation de Plaine

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

I.7.2 Le ruissellement pluvial

Il se manifeste par ruissellement des eaux de pluie en zone urbaine fortement imperméabilisée du ruissellement érosif de plateau en zone rurale, ce phénomène conduit aux conséquences suivant :

- Une accumulation des eaux dans les points bas pouvant stagner pendant quelques jours ;
- Un ruissellement pluvial pouvant réactiver de petits cours d'eaux temporaires ;
- Des dommages dus à la violence du courant, à la durée de submersion et à une forte érosion ;
- Un délai d'alerte court.

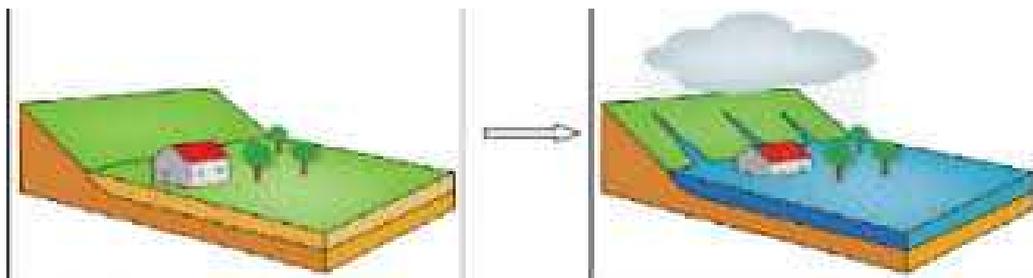


Figure I.5 : Inondations par ruissellement pluvial

I.7.3. Les crues torrentielles

Sont des phénomènes brusques et violents résultant d'épisodes pluvieux intenses et localisés, du type orages convectifs. Elles résultent de l'accélération de débit d'un torrent suite à de forte précipitation et peuvent amener aux conséquences suivantes :

- Des éléments solides charriés par les eaux ;
- Une montée des eaux rapide (débit et vitesse importants) ;
- Des durées de submersion courte.



Figure I.6: Inondation par crues torrentielles

I.7.4 Les remontées de nappes

Ce phénomène correspond à une inondation par débordement indirect. Il se manifeste par la remontée de la nappe phréatique qui affleure en surface et/ou d'une intrusion d'eau dans les différents réseaux d'assainissement. La crue de la rivière empêche l'évacuation des eaux et crée des flaques isolées qui peuvent subsister quelques semaines.



Figure I.7: Inondation par remontée de nappe phréatique

I.7.5 Les coulées de boue

Le terme de *coulée de boue* pose un problème délicat de définition car il est utilisé avec des acceptations très diverses. Dès l'origine, les arrêtés de reconnaissance de l'état de catastrophe naturelle, au titre de la loi de juillet 1982 ont utilisé l'intitulé "inondation et coulées de boue", l'expression désignant dans la grande majorité des cas une eau chargée en particules fines, par opposition à une eau "claire". Or, l'eau de la plu part des inondations, même celle des plaines, est toujours chargée enterre, en plu sou moins grandes quantités en fonction des sols du bassin versant et de lit majeur submergé.

I.7.6 Inondation par rupture d'une protection

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

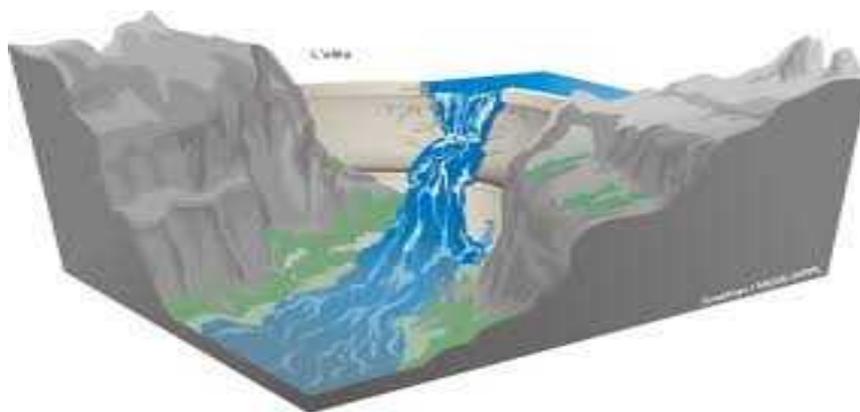


Figure I.8 : Rupture d'une protection

I.8 Effets des inondations sur la santé humaine

Les effets sanitaires se répartissent en trois catégories, selon le moment où ils surviennent :

Effets survenant durant ou immédiatement après l'inondation ;

Effets se développant dans les jours voire les premières semaines suivant l'inondation ;

Effets à plus long terme, susceptibles d'apparaître après des mois ou des années et/ou durer des mois voire des années.

Toutes ces catégories peuvent se subdiviser en effets directs et indirects sur la santé. Le tableau ci-dessous résume ses effets sur la santé humaine.

Tableau I.1 : Effets sanitaires des inondations

Effets directs	
Causes	Conséquences pour la santé
Rapidité d'écoulement des eaux, caractéristiques topographiques, absence d'alerte préalable, hauteur atteinte par des eaux, glissements de terrain, comportements à risque, eaux s'écoulant rapidement et charriant des blocs de pierre et des arbres	Noyade, blessures
Contact avec l'eau	Maladies respiratoires, hypothermie, arrêt Cardiaque
Contact avec des eaux polluées	Blessures infectées, dermatites, conjonctivites, maladies gastro-intestinales, infections ORL, maladies graves d'origine hydrique
Augmentation du stress physique et émotionnel	Risque accru de troubles psychosociaux et d'incidents cardiovasculaires
Effets indirects	
Causes	Conséquences pour la santé
Dégâts subis par les systèmes d'approvisionnement en eau, les systèmes d'épuration et le réseau d'égouts, approvisionnement insuffisant en eau potable, approvisionnement insuffisant en eau pour la toilette	Éventuelles infections d'origine hydrique (E. coli entéro-pathogène, Shigella, hépatite A, leptospirose, giardias, campylobactériose), dermatites, conjonctivites
Perturbation dans les systèmes de transport	Pénurie d'aliments, gêne pour les secours

	d'urgence
Domages causés aux conduites souterraines, aux réservoirs de stockage, inondations de sites abritant des déchets toxiques, produits chimiques et des réservoirs contenant du pétrole.	Effets potentiels aigus ou chroniques dus à une pollution chimique
Eaux stagnantes, expansion des habitats des vecteurs de maladie	Maladies transmises par vecteurs
Migration des rongeurs	Éventuelles maladies transmises par les rongeurs
Désorganisation des réseaux sociaux ; pertes des biens, de l'emploi et d'êtres chers (membres de la famille et amis)	Éventuels troubles psychosociaux
Activités de nettoyage après l'inondation	Électrocution, blessures, lacérations, perforations
Destruction des produits alimentaires de base	Pénurie alimentaire

Les effets des inondations ne se limitent pas aux dommages matériels et humains directs ou indirects à la suite des épidémies provoquées par le manque d'eau potable. Les eaux de ruissellement rapides entraînent l'érosion du sol ainsi que des problèmes de dépôts de sédiments. Lorsqu'elles se prolongent, les inondations retardent la circulation, endommagent les systèmes de drainage et compromettent les pratiques agricoles. Les culées de ponts, les rives, les embouchures d'égouts sont endommagées ce qui est clair dans le tableau ci-dessous.

Tableau I.2 : la navigation et l'approvisionnement en énergie hydroélectrique

Services d'eau potable	Services d'assainissement
- arrêt de production.	- aggravation des inondations au détriment d'habitations, d'infrastructures ou d'activités économiques.
- mise en distribution d'eau non potable.	
- pression insuffisante.	- pollution prolongée résultant de l'arrêt de l'épuration.
- modification des caractéristiques de l'eau distribuée.	

I.9 EXEMPLES DES INONDATIONS

12 Octobre 1971

Fortes pluies orageuses localisés a **Azzazga** (pluie journalière de 182.6 mm)

Dégâts: 40 morts et des centaines d'habitations détruites.

01 Septembre 1980

Pluies orageuses violentes et localisées sur un rayon de 15 Km à la ville **d EL EULMA** provoquant des crues catastrophiques de l oued Djehadi

Dégâts: 44 morts, 50 blessés et 365 familles sinistrées

01 Septembre 1989

Fortes chutes de pluies à la wilaya de **BISKRA** accompagnées de grêles et d un vent d une rare violence provoquant le débordement des oueds El Arab, El Mellah et El Kheddra.

Dégâts: 02 morts et 35 blessés.

400 palmiers, des serres et de cultures de maraichages détruites.

03 Juin 1991

Orage local et très violent à **Ghardaia** (8 mm en 03 h)

Dégâts: 09 morts et pertes importantes en cheptel et de palmeraies.

Destruction partielle de la digue d El Atteuf

Ponts, chaussés et réseaux d assainissement avoisinant oued Mzab dégradés.

20 Octobre 1993

Pluies orageuses intenses à la ville d'Oued R hiou causant crues violentes d'Oued Grigra, Petit cours d'eau situé en amont de la ville d'Oued R hiou.

Dégâts: 22 morts, 20 blessés et plusieurs disparus.

Des dizaines de familles sinistrées et d'importants dégâts matériels

23 Septembre 1994

Inondations catastrophiques dans plusieurs régions du pays; les régions les plus

Touchées sont: **Bordj Bou Arréridj, Msila, Djelfa, Medea, Bouira, Ain Defla et Tiaret.**

Dégâts: Bilan national: 27 morts, 84 blessés et 941 familles sinistrées.

14 Janvier 1999

Fortes chutes de pluies (74 mm à Adrar) à l'ouest du Sahara provoquant de graves

Inondations à **Adrar.**

Dégâts: 12 morts et plusieurs disparus et 174 habitations en toub détruites dans les localités de:

Reggane, Tsabit, Timmimoun et Adrar

I.10 Comment limiter le risque d'inondation

Afin de limiter les risques liés aux inondations, on peut :

- interdire les implantations humaines dans les zones les plus dangereuses où, quels que soient les aménagements, la sécurité des personnes ne peut être garantie intégralement, et les limiter dans les autres zones inondables ;
- préserver les capacités d'écoulement et d'expansion des crues pour ne pas aggraver les risques pour les zones situées en amont et en aval ;
- restaurer l'espace de mobilité des fleuves afin de favoriser la dissipation de l'énergie, le maintien des nappes, la diversité biologique et le rajeunissement des écosystèmes ;
- éviter tout endiguement ou remblaiement qui ne serait pas justifié par la protection de lieux fortement urbanisés ;
- sauvegarder l'équilibre des milieux naturels notamment les zones humides (marais, tourbières, prairies humides...) ou autres éléments du paysage (haies, talus, forêts) qui jouent un rôle très important de stockage et de rétention de l'eau.

Voilà ce tableau qui représente le risque de déplacement des personnes

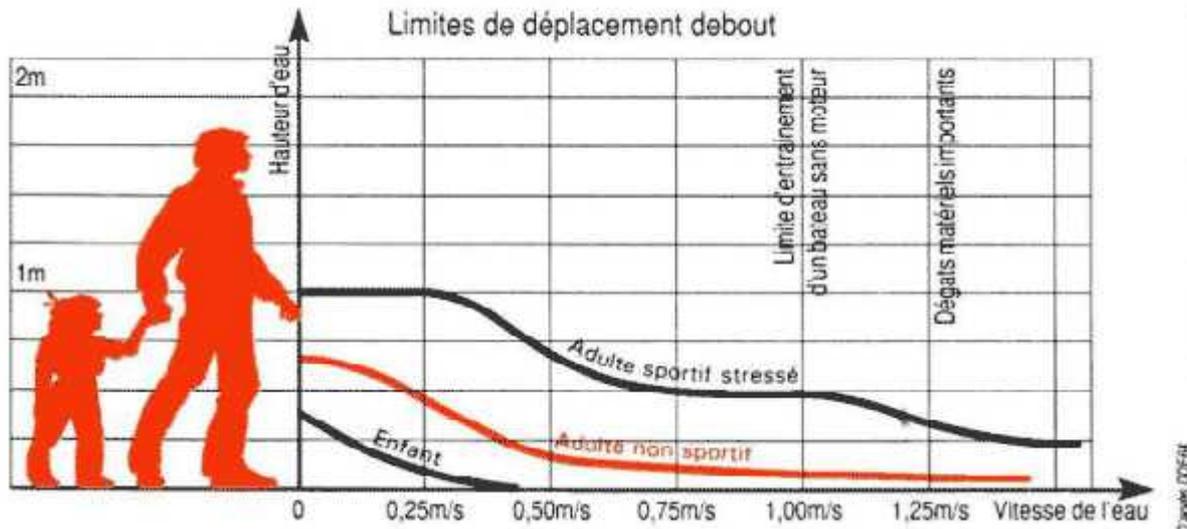


Figure I.9 : déplacement des personnes dans l'eau

I.11 Conclusion

Une crue est un niveau inhabituel observé dans un cours d'eau, qui peut causer des dommages importants dans les régions avoisinantes. Les crues varient spatialement et temporairement dans leur intensité et sont souvent caractérisées par leur débit de pointe et leur hydro gramme. Ces derniers sont dus à plusieurs facteurs. En premier lieu, la quantité, l'intensité et l'extension spatiale de l'averse génératrice. En deuxième lieu, les propriétés physio - graphiques tels que la taille, la forme, les pentes et l'orientation du bassin exerçant une large influence. En plus l'intervention humaine et les changements naturels des caractéristiques du bassin augmentant la complexité du problème.

Pour toutes ces raisons, le calcul des crues maximales a suscité de nombreuses recherches, le nombre de formules et de méthodes se compte par dizaines ou plus.

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

II.1 INTRODUCTION

Pour bien mener notre étude, la présentation du lieu de l'étude est importante car elle nous renseigne sur le terrain du point de vue topographique, géologique, hydrogéologique... et du point de vue climatique sans oublier la démographie et le développement urbain. Ainsi la présentation de l'agglomération est un volet important pour le futur choix d'aménagement hydraulique

II.2 BUT DE ETUDE

L'objectif de cette étude, c'est la Protection de l'agglomération de la zone **S'MARA** contre les inondations, des Oueds **GUELT EL ZERGA**, **AIN DJENBA**, **EL KHEMAMSSA**, **ABDERHAIME**, à fin de faire un aménagement des oueds cité en objet, et protéger les terres agricoles et les populations en cas de passage des crues torrentiels qui menace la région.

II.3 Situation Géographique de la Zone d'étude

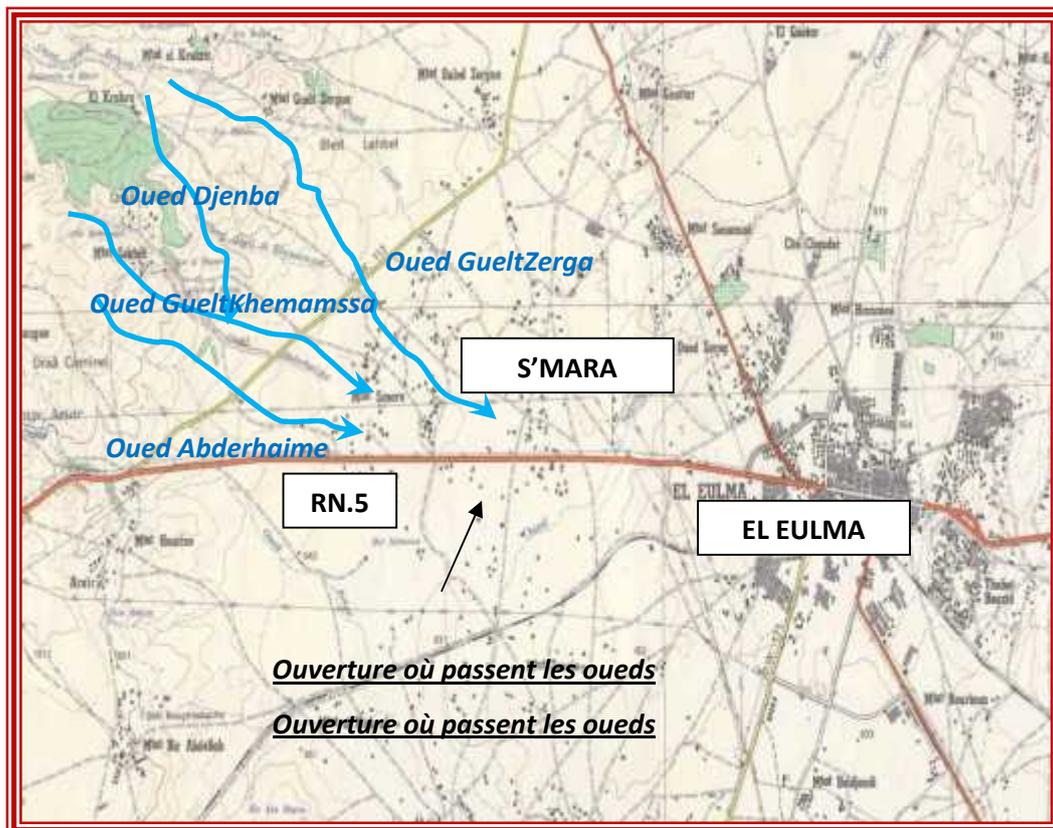


FIGURE II.1 : Situation Géographique de la Zone d'étude

II.4 DESCRIPTION GENERALE DE LA ZONE D'ETUDE.

L'oued GUELT KHEMAMSSA qui commence en a D'après la reconnaissance faite sur les lieux, en présence des représentants du centre d'étude et de réalisation en urbanisme (URBA SETIF), on a constaté les dégâts causé par le passage de la crue torrentiel qui a inondée la zone S'MARA, on a remarqué que les crues qui viennent de l'amont et l'étendu sur les surfaces inondables .en commençant par l'oued GUELT EL ZERGA sa source commence par Ain Hamamma sur une distance de 1.5 Km. Par rapport au début de l'oued, En aval juste au niveau de la route, il y a un ouvrage en passage busé au nombre de quatre sous dimensionné puisqu'il y a un grand débordement lors de dernier passage de la crue, qui a inondée toute la zone.

- L'oued AIN DJENBA qui commence par l'amont en traversant l'auto – route Est Ouest, qui fait jonction avec l'oued GUELT ZERGA.
- mont de l'autoroute et traversé par un ouvrage.
- L'oued ABDERHAIME qui commence en amont de l'AutoRoute Est Ouest, et traverse la R.N. N°77 entre Jijel et Sétif, puis se termine dans les vergers, on a remarqué que l'oued devient un épandage, ce qui constitue un danger imminent aux habitations et les agriculteurs en aval de l'oued.

II.5 DONNEES NATURELLES DU SITE

II.5.1 Géologie de la région

Le sous bassin d'El Eulma montre des limites nettes au Nord et au Sud dans des secteurs où les lignes de partage des eaux de surface suivent rigoureusement les lignes de crêtes.

A l'inverse à l'Est et à l'Ouest les lignes de partage des eaux auront un tracé flou en raison de la limite imprécise entre endoréisme et exoréisme.

La ville d'El Eulma se trouve sur l'axe routier RN5 entre Alger-Sétif et Constantine à 327 kilomètres d'Alger à l' Est et 101 kilomètres de Constantine à l'Ouest, Les Hautes Plaines Sétifiennes se développent au Sud de la RN5 à une Altitude moyenne de 950 mètres.

La bordure méridionale est marquée par des reliefs isolés : Djebel

II.5.2 Géologie du site

Le domaine qui a fait l'objet de notre étude appartient aux Hautes Plaines Sétifiennes, il se situe par 37° de Latitude Nord et 4° de Longitude Est.

Les Hautes Plaines Sétifiennes se présentent comme une surface légèrement ondulée s'étendant entre les Monts du Hodna au Sud et les Montagnes de Petite Kabylie au Nord.

II.6 Situation climatique

De par sa situation géographique, le climat de la zone **S'MARA** géographique, est de type méditerranéen. Une saison sèche de Mai à Septembre et d'une saison humide d'Octobre à Avril.

II.6.1 Pluviométrie

D'après le service climatologique de l'ANRH de Constantine la station pluviométrique d'el Eulma est nouvellement implantée et ne possède pas une longue série pour établir l'étude hydrologique. A 10 km de l'est d'El Eulma nous avons le poste pluviométrique de Bir El Arche, code 100306 d'une série de pluie s'étalant de 1976 à 2013. Par ailleurs, nous disposons de la carte pluviométrique établie par l'ANRH (1993) à laquelle nous y avons souvent recours

La région d'étude est soumise au climat des hautes plaines.

EXTRAIT DE CARTE DU RESEAU HYDRO CLIMATOLOGIQUE DE L'ANRH

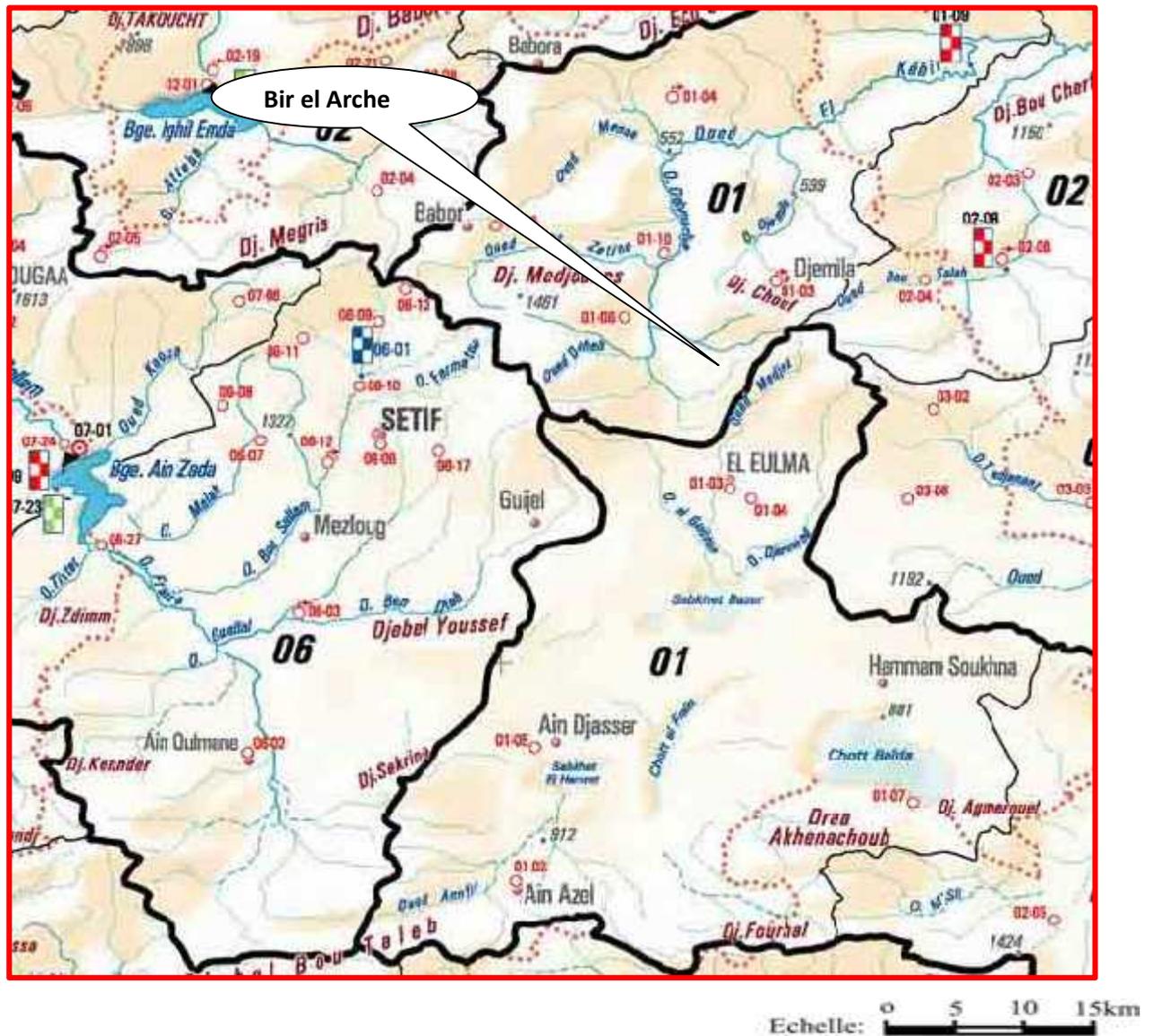


FIGURE II.2 : EXTRAIT DE LA CARTE DU RESEAU HYDRO CLIMATOLOGIQUE de la Zone d'étude DE L'ANRH

LEGENDE

	Limite de bassin avec code		Station hydrométrique classique
	Limite de sous bassin avec code		Station hydrométrique automatisée
	Limite de wilaya		Station de surveillance de la qualité de l'eau
	Réseau hydrographique		Station hydrométrique classique et site de surveillance de la qualité de l'eau
	Barrage		Station hydrométrique automatisée et site de surveillance de la qualité de l'eau
	Plan d'eau (Chatt, Sabkha)		Antenne régionale de l'ANRH
	Station pluviométrique		Secteur rattaché à l'antenne régionale
	Station pluviographique		Chef lieu de Wilaya
	Station climatologique		Localité

L'étude des précipitations porte sur les moyennes mensuelles et annuelles. Compte tenu que la station pluviométrique de **Bir el Arche** se situe non loin la zone d'étude est prise en compte. Cette station a l'avantage de présenter une série longue et récente.

La carte pluviométrique établie par l'ANRH dans le cadre du projet PNUD (1993) est également prise en compte

Tableau. II.1 : Caractéristiques de la station pluviométrique de Bir el Arche

Nom	Code	Coordonnées	Années d'observation		
			X (en km)	Y (en km)	Z (m, NGA)
BIR EL ARCHE	100306	782,3	319,1	952	37

La répartition mensuelle des précipitations observées à la station de **Bir el Arche** est portée dans le tableau .II.02

Tableau .II.2 : Répartition mensuelle de la pluie annuelle

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	Jt	A	Moy
Pen mm	31.03	19.9	26.9	38.4	40.9	25.7	34.9	33.4	27.7	15.4	12.3	16.9	324
Pen %	9.58	6.15	8.30	11.8	12.6	7.95	10.7	10.3	8.56	4.75	3.79	5,22	100

Dans le cadre de notre étude, nous prendrons en considération la valeur moyenne de **324mm** celle de Bir el Arche.

La répartition mensuelle des précipitations observées à la station de **Bir el Arche** sont représenté dans le diagramme suivant

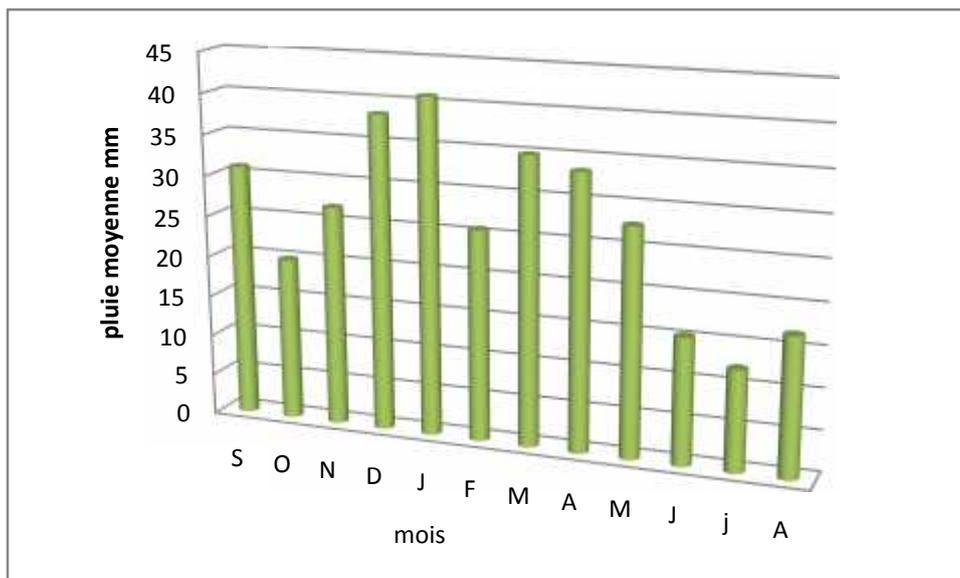


FIGURE II.3 : La répartition mensuelle des précipitations en (mm) à BIR EL ARCHE

EXTRAIT DE CARTE PLUVIOMETRIQUE DE L'ANRH (1993)

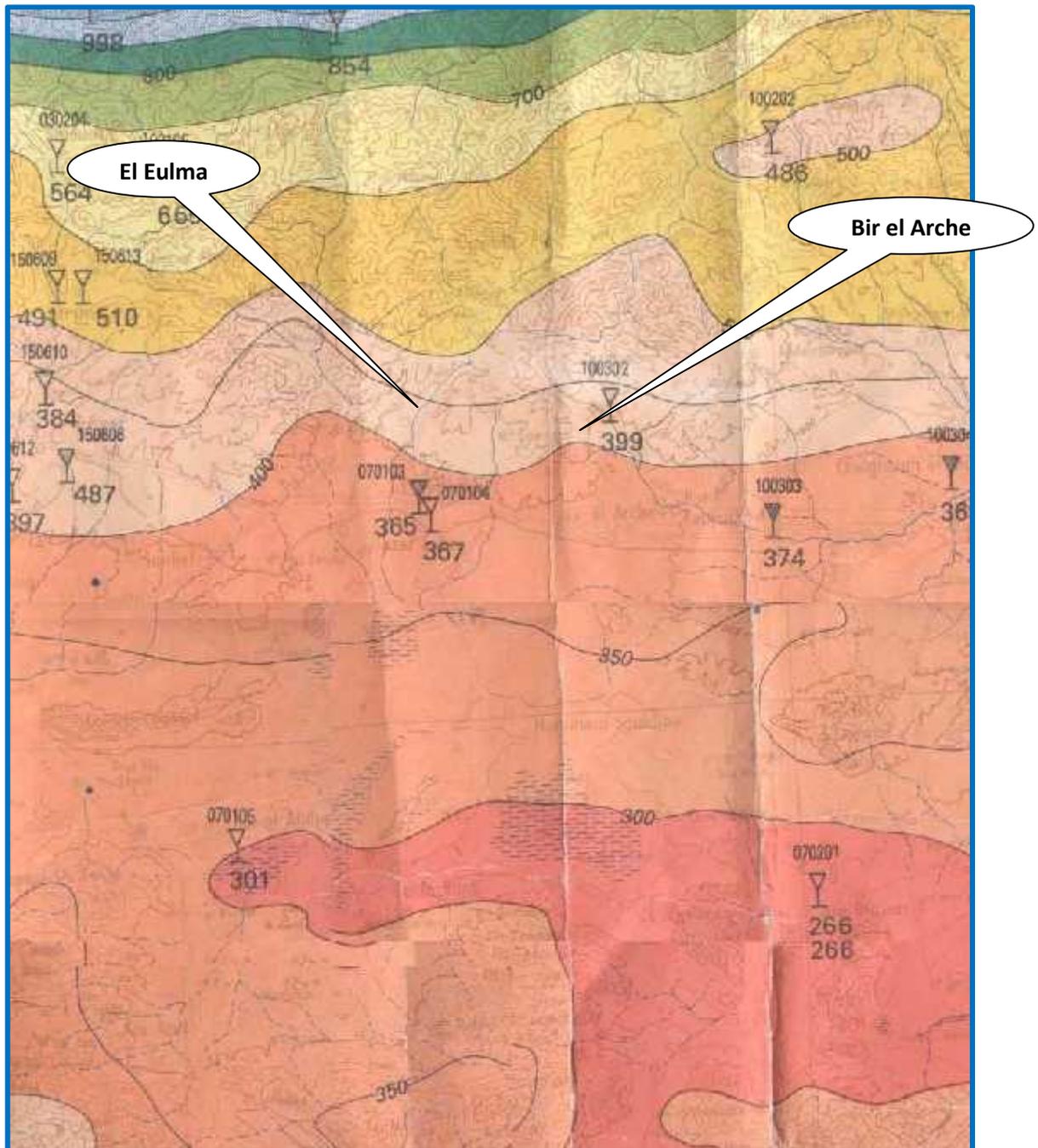


FIGURE II.4 : CARTE PLUVIOMETRIQUE de la Zone d'étude DE L'ANRH (1993)

Légende : 324 : Pluie moyenne annuelle en mm

▽
I : Station de mesure pluviométrique

L'analyse des différents paramètres de de la Zone S'MARA de la ville d'EL-EULMA a permis de dégager une image assez précise du climat de notre aire d'étude.

La station de **Bir el Arche** ne dispose pas de température. C'est une station pluviométrique. La seule station climatique qui est proche de la zone d'étude et présente les mêmes caractéristiques climatiques est celle de Sétif. Elle est située à 25 kilomètres à l'ouest de la zone d'étude.

II.6.2 La température

Tableau. II.3:Températures mensuelles moyennes (°C) à la station de Sétif

(Période : 1976– 2013)

J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Année
6.1	7.4	9.4	12.5	13.6	20.9	26.2	25.2	20	14.5	9.2	5.7	14.2

Les mois les plus chauds sont mois de juin, juillet, août et septembre, où la température moyenne varie entre 20 °C et 26.2 °C. Les mois les plus froids sont les mois de décembre, janvier et février, où la température moyenne varie entre 5.7 °C et 9.4 °C.

II.6.3 L'humidité

La variation de l'humidité dans l'air est assez considérable comme l'illustre dans le tableau suivant.

Tableau II .4: Humidité mensuelle moyenne (%) à la station de Sétif

(Période : 1976 - 2013)

J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Année
79.2	79.3	73.1	74.2	69.7	20.9	41.3	43.4	52.2	61.2	76	69	61.6

-Source : ONM Dar El Beida

Pour la période humide, elle s'étend du mois de novembre jusqu'à la fin du mois de mai, avec une moyenne annuelle de 61.6%.

II.6.4 Le Vent

Tableau II.05 : Vitesses du vent mensuelles moyennes (m/s) à la station de Sétif(Période : 1976 - 2013)

J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Anné
4.3	4.5	3.5	3.3	3.6	3.7	3.4	3.3	3.4	3.5	4.4	3.4	3.3

-Source : ONM Dar El Beida

Le maximum de force des vents est au cours de l'hiver et le minimum est à la fin de l'été, avec des directions généralement du nord vers le nord-ouest. La vitesse moyenne annuelle des vents est de 3.3 m/s.

II.7 Conclusion

Dans ce chapitre nous avons présenté la situation de la zone **S'MARA** de La ville d'El Eulma (wilaya de Sétif) sa topographie, ainsi que son climat. Cette étape constitue une phase la plus importante. Elle est basée sur la collecte des informations brutes, et aussi de vérifier la fiabilité pour une prise de décision correcte.

Une présentation fiable de la zone d'étude s'avère d'une grande importance ; vue le taux d'information qu'elle nous fournit, ce que nous permet d'évaluer les risques et d'estimer les catastrophe qui peuvent être engendré par un phénomène naturel comme les crues.

III.1 INTRODUCTION

L'Algérie est l'un des pays confrontés aux phénomènes de crues et d'inondations qui se manifestent de façon catastrophique constituant ainsi une contrainte majeure pour le développement économique et social.

Plusieurs régions du pays sont régulièrement menacées par ces catastrophes hydrologiques dont les effets sont souvent intensifiés par une urbanisation anarchique impliquant une occupation des terres inondées.

Les risques d'inondations sont dus à l'interaction complexe de plusieurs composantes, c'est le produit de la concomitance de facteurs topographiques, géologiques, hydrologiques et météorologiques.

L'examen des événements catastrophiques survenus dans notre pays montre que sur la plus part des bassins versants algériens, des superficies importantes de terres agricoles, des plaines et des agglomérations sont fréquemment touchés par la furie des eaux des oueds en crue.

L'objectif principal dans cette étude s'agit de la protection de la Zone S'MARA de la ville d'EL-EULMA contre les risques des inondations.

III.2 HYDROMETRIE

III.2.1 Définition du bassin versant

Le bassin versant au droit d'une section de mesure est défini comme la totalité de la surface topographique drainée par ce cours d'eau et ses affluents en amont de cette section. Tous les écoulements qui prennent naissance à l'intérieur de cette surface topographique passe par la section de mesure pour poursuivre leur trajet à l'aval.

Chaque bassin versant est séparé des autres par une ligne de partage des eaux. Cette limite est déterminée sur la carte topographique. En commençant par l'exutoire, on trace à main levée des segments perpendiculaires aux courbes de niveau en passant par les crêtes. Aboutissant automatiquement à l'exutoire. Les différents paramètres du bassin versant (forme, altitude, pente, relief, ..., etc) interviennent dans les différents écoulements.

III.2.2 Morphométrie

Les différents paramètres morphométriques sont calculés à partir de la carte d'état major d'El Eulma à échelle 1/50 000 et sur Autocad

III.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 solide et liquide, lame d'eau ruisselée, lame d'eau infiltrée, ...).

Elle est déterminée sur la carte d'état major d'El Eulma à échelle 1/50 000 et sur Autocad

SB1: Sous Bassin oued Guelt Zerga

SB2: Sous Bassin oued Djenba avant la confluence avec oued Guelt Khemamssa

SB3: Sous Bassin oued Guelt Khemamssa

SB4: Sous Bassin oued Djenba après la confluence avec oued Guelt Khemamssa

SB5: Sous Bassin oued Abderhaim

SB6: Sous Bassin au point de la confluence de tous les oueds à l'ouverture de la RN.5

III.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 fonction d'une part du climat qu'il subit et d'autre part de son propre milieu physique.

III.2.2.3 Caractéristiques de forme

La forme du bassin versant influence fortement l'écoulement global et notamment le temps de repense du bassin versant. C'est la configuration géométrique projetée sur un plan horizontal. Un bassin versant allongé ne réagira pas de la même manière qu'un bassin ramassé même s'ils sont placés dans les mêmes conditions météorologiques.

III.2.2.4 Indice de compacité de Gravelius

Indice de Gravelius « K_c » Appel aussi indice de forme. Cet indice caractérise la forme du bassin et exprime l'allongement des bassins versants.

$$K_c = 0.28 \frac{P_{BV}}{\sqrt{S_{BV}}} \dots\dots\dots (III.1)$$

Avec :

P_{SB} : Périmètre du sous bassin.

S_{SB} : Surface du sous bassin.

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

III.2.2.5 Le 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, la même densité de drainage.

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

- La longueur du rectangle équivalent

$$L = \frac{K_c \cdot \sqrt{S}}{1.128} \left(1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1.128}{K_c} \right)^2} \right) \dots\dots\dots (III.2)$$

- La largeur du rectangle équivalent

$$l = \frac{Kc \cdot \sqrt{S}}{1,128} \left(1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1,128}{Kc} \right)^2} \right) \dots\dots\dots(III.3)$$

Les résultats des paramètres morphométries des deux bassins versants de la région d'études sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau.III.1 : Paramètres morphométries des sous bassins versants

bassin versant	Surface (km ²)	Périmètre (Km)	Kc	L (Km)	l (Km)
SB1	10.50	25.30	2.19	11.76	0.89
SB 2	2.80	9.60	1.61	4.12	0.68
SB 3	1.70	8.20	1.76	3.63	0.47
SB 4	5.30	12.00	1.46	4.92	1.08
SB 5	5.90	14.10	1.63	6.08	0.97
SB 6	21.70	23.90	1.44	9.72	2.23

III.2.3 Le relief

L'influence du relief sur l'écoulement se conçoit aisément. Car de nombreux paramètres hydrométéorologiques varient avec l'altitude (précipitations, températures, vents, ..., etc) et la morphologie du bassin versant. En outre, la pente influe sur la vitesse d'écoulement. Le relief se détermine lui aussi au moyen d'indices ou des caractéristiques suivants :

III.2.3.1 courbe hypsométrique

La courbe hypsométrique fournit une vue synthétique de la pente du bassin versant (relief). Cette courbe 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 (ou au-dessous) de l'altitude représentée en ordonnée. Elle exprime ainsi la superficie du bassin ou le pourcentage de superficie. Au-delà d'une certaine altitude.

Les courbes hypsométriques demeurent un outil pratique pour comparer plusieurs bassins entre eux ou les diverses sections d'un seul bassin. Elles peuvent aussi servir à la détermination de la pluie moyenne sur un bassin versant et donnent des indications quant au comportement hydrologique et hydraulique du bassin et de son système de drainage.

III.2.3.2 Les altitudes caractéristiques

Elles sont obtenues directement à partir de carte d'état major d'El Eulma à échelle 1/50 000 et sur Autocad . Ces altitudes sont :

- Altitude maximale : représente le point le plus élevé du bassin,
- Altitude minimale : montre le point le bas, généralement à l'exutoire du bassin,
- Altitude médiane ou H_{50} : est déterminée sur la courbe hypsométrique,
- Altitude moyenne H_{moy} : est calculée par la formule suivante :

$$H_{moy} = \frac{\sum_{i=1}^n S_i \cdot H_i}{S} \dots\dots\dots (III.4)$$

Avec :

$$H_i = \frac{H_{I+n} + H_n}{2} \dots\dots\dots(III.5)$$

H_i : Altitude moyenne entre 2 courbes de niveaux consécutives (en mètre).
 S_i : Surface partielle comprise entre 2 courbes de niveaux consécutives (en km^2).
 S : Surface totale du bassin versant (en km^2).

III.2.3.3 Répartition Altimétrique

Pour caractériser le relief des sous bassins versants de la région d'étude, nous avons calculés (planimétrie) la répartition de la surface du bassin par tranche d'altitude sur la carte d'état major d'El Eulma à échelle 1/50 000 (la Zone **S'MARA**).

Les courbes hypsométriques et les résultats des paramètres du relief des sous bassins versants de la région d'étude sont résumés dans les tableaux ci-dessous.

Tableau .III.2 : Distribution de la superficie du SB1 en fonction de l'altitude

Altitude, m		S	Superficie partielle		hi, m	hi*si,m.km ²	Altitude, m	Superficie max	
			km ² Si	%				km ²	%
943	1000	2,8449	2,8449	27,09	971,50	2763,82	1230	0	0
943	1100	5,2279	2,383	22,70	1021,50	2434,23	1200	2,8449	27
943	1200	9,8179	4,59	43,71	1071,50	4918,19	1100	5,2279	50
943	1230	10,5	0,6821	6,50	1086,50	741,10	1000	9,8179	94
							943	10,5	100
						10857,34			
						Hmoy	1034		

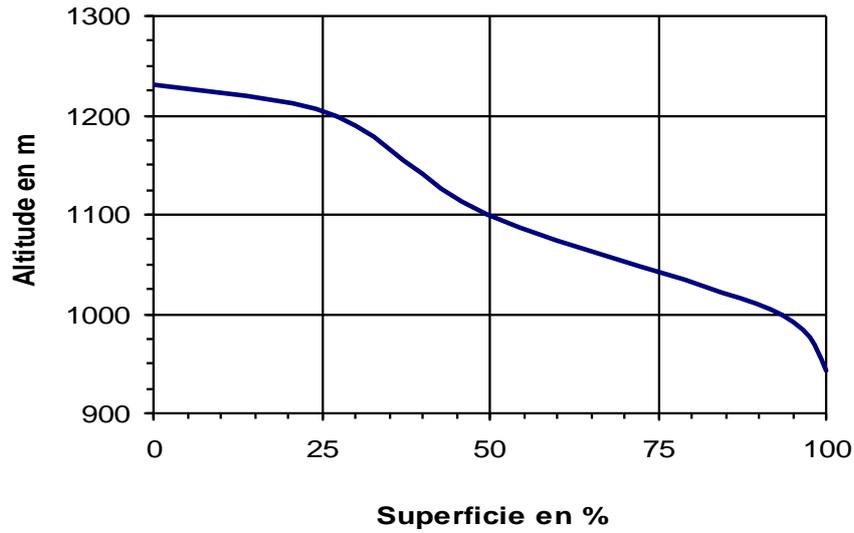


FIGURE III.1 : courbe hypsométrique de SB1

Tableau .III.3 : Distribution de la superficie du SB2 en fonction de l'altitude

Altitude, m		S km ²	Superficie partielle		hi, m	hi*si,m.km ²	Altitude, m		Superficie max	
			km ² Si	%					km ²	%
950	1000	1,5709	1,5709	56,10	975,00	1531,63	1091	0	0	
950	1091	2,8	1,2291	43,90	1020,50	1254,30	1000	1,5709	56	
							950	2,8	100	
						2785,92				
						Hmoy 995				

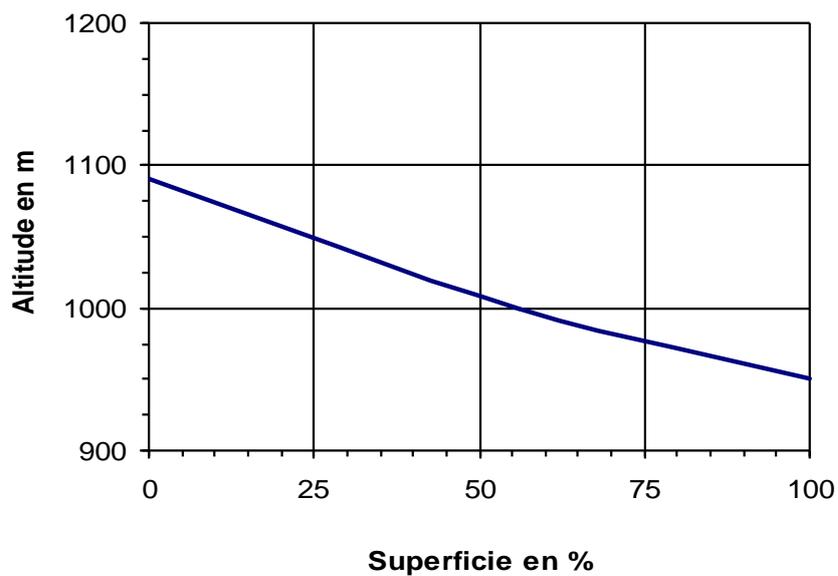


FIGURE III.2 : courbe hypsométrique de SB2

Tableau .III.4 : Distribution de la superficie du SB3 en fonction de l'altitude

Altitude, m		S Km ²	Superficie partielle		hi, m	hi*si,m.km ²	Altitude, m	Superficie max		
			km ² Si	%				km ²	%	
950	1000	1,0572	1,0572	62,19	975,00	1030,77	1061	0	0	
950	1061	1,7	0,6428	37,81	1005,50	646,34	1000	1,0572	62	
							950	1,7	100	
						1677,11				
						Hmoy	987			

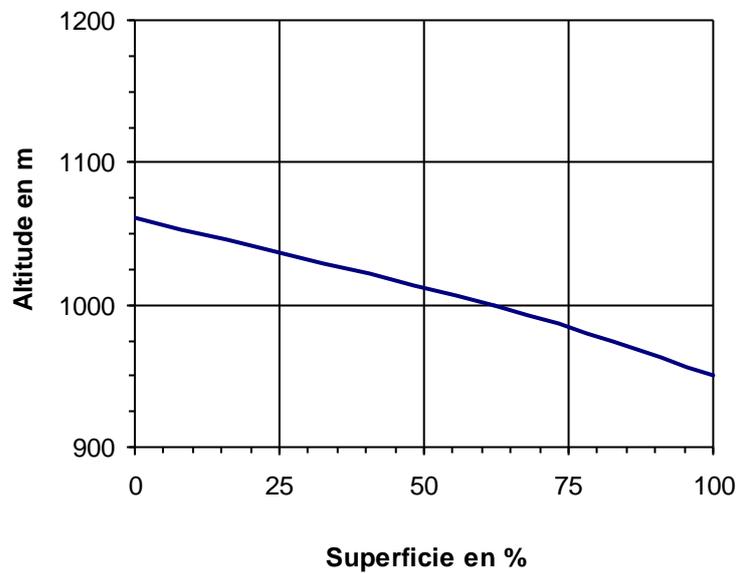


FIGURE III.3 : courbe hypsométrique de SB3

Tableau .III.5 : Distribution de la superficie du SB4 en fonction de l'altitude

Altitude, m		S Km ²	Superficie partielle		hi, m	hi*si,m.km ²	Altitude, m	Superficie max		
			km ² Si	%				km ²	%	
943	1000	3,4895	3,4895	65,84	971,50	3390,05	1091	0	0	
943	1091	5,3	1,8105	34,16	1017,00	1841,28	1000	3,4895	66	
							943	5,3	100	
						5231,33				
						Hmoy	987			

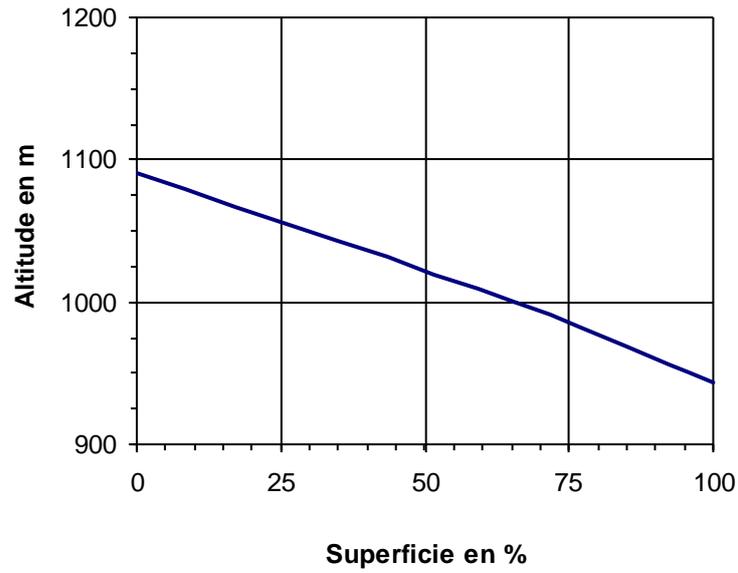


FIGURE III.4 : courbe hypsométrique de SB4

Tableau .III.6 : Distribution de la superficie du SB5 en fonction de l'altitude

Altitude, m		S Km ²	Superficie partielle		hi, m	hi*si,m.km ²	Altitude, m	Superficie max		
			km ² Si	%				km ²	%	
943	1000	2,8162	2,8162	47,73	971,50	2735,94	1130	0	0	
943	1100	5,6538	2,8376	48,09	1021,50	2898,61	1100	2,8162	48	
943	1130	5,9	0,2462	4,17	1036,50	255,19	1000	5,6538	96	
							943	5,9	100	
						5889,73				
						Hmoy	998			

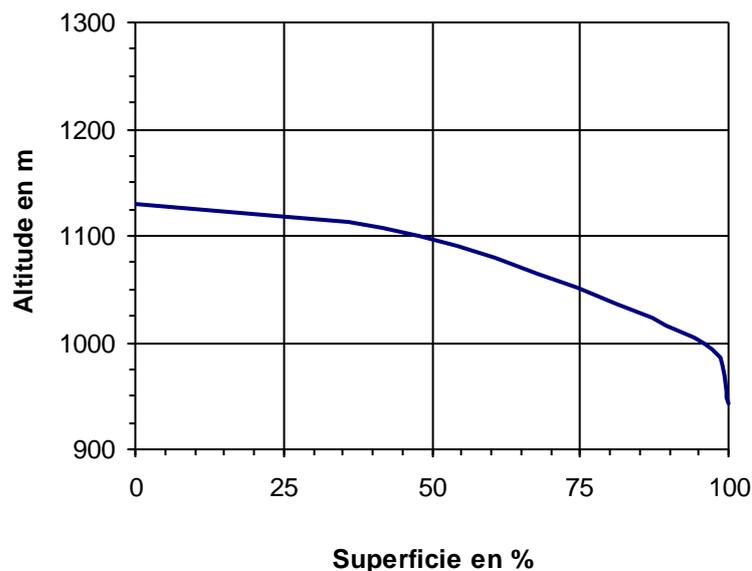


FIGURE III.5 : courbe hypsométrique de SB5

Tableau .III.7 : Distribution de la superficie du SB6 en fonction de l'altitude

Altitude, m		S	Superficie partielle		hi, m	hi*si, m.km ²	Altitude, m	Superficie max		
			km ² Si	%				km ²	%	
943	1000	9,1486	9,1486	42,16	971,50	8887,86	1230	0	0	
943	1100	16,2331	7,0845	32,65	1021,50	7236,82	1200	9,1486	42	
943	1200	21,016	4,7829	22,04	1071,50	5124,88	1100	16,2331	75	
943	1230	21,7	0,684	3,15	1086,50	743,17	1000	21,016	97	
							943	21,7	100	
						21992,73				
Hmoy						1013				

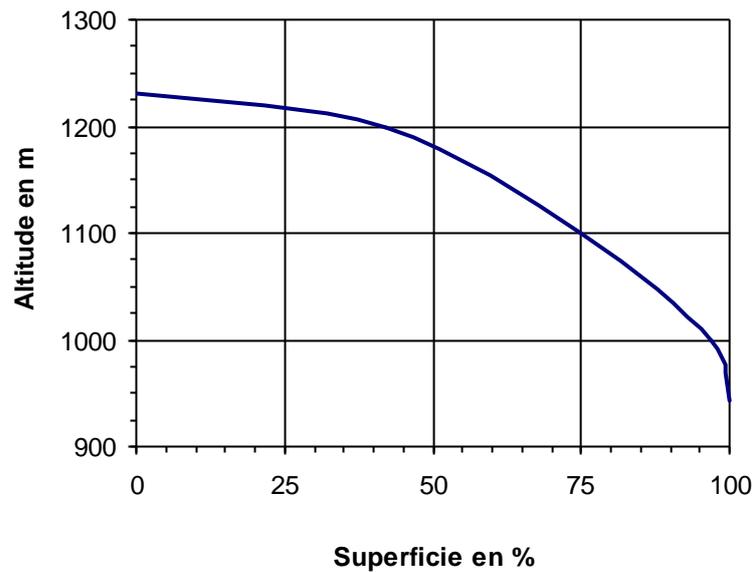


FIGURE III.6 : courbe hypsométrique de SB6

III.2.3.4 Indice de pente globale (I_g)

Il est défini comme étant le rapport entre l'altitude comprise entre 5% et 95% de la surface du bassin et la longueur du rectangle équivalent. On prend deux points S_1 et S_2 sur l'axe des abscisses telles que 90% de la surface du bassin versant soit comprise entre ces deux valeurs et que 5% de la surface totale du bassin versant soit inférieure à S_1 et 5% soit supérieure à S_2 . Les altitudes correspondantes sont lues sur la courbe hypsométrique. L'indice de pente globale (I_g) est donné par la formule suivante :

$$I_g = \frac{D}{L} = \frac{H_{5\%} - H_{95\%}}{L} \dots\dots\dots (III.6)$$

Avec :

D : Dénivelée entre $H_{5\%}$ et $H_{95\%}$ (m.)

L : longueur du rectangle équivalent (Km).

$H_{5\%}$ et $H_{95\%}$: sont respectivement les altitudes correspondantes à $S_{5\%}$ et $S_{95\%}$.

Les résultats de l'indice de pente globale (I_g) calculé dans les sous bassins versants de la région d'études sont résumés dans le tableau III.8.

Tableau .III.8 : Indice de pente globale (I_g)

bassins	H _{5%} (m)	H _{95%} (m)	H _{5%} - H _{95%}	L (km)	I _g (m/ km)
SB1	1225,00	990,00	235	11.76	19,99
SB2	1080,00	960,00	120	4.12	29,12
SB3	1055,00	960,00	95	3.63	26,16
SB4	1085,00	950,00	135	4.92	27,42
SB5	1000,00	990,00	10	6.08	1,64
SB6	1230,00	1010,00	220	9.72	22,64

III.2.3.5 Pente moyenne des bassins versants (I_m) ; Carlier et Leclerc (1964)

La pente moyenne est une caractéristique importante qui renseigne sur la topographie du bassin. Elle est considérée comme une variable indépendante. Elle donne une bonne indication sur le temps de parcours du ruissellement direct (donc sur le temps de concentration T_c) et influence directement le débit de pointe lors d'une averse. (André Musy, 2005).

L'indice de pente moyenne est donnée par la formule suivante :

$$I_m = \frac{H_{\max} - H_{\min}}{\sqrt{S}} \dots\dots\dots(III.7)$$

- Avec :
- H_{max} : altitude maximale(m) ;
 - H_{min} : altitudes minimale(m) ;
 - S : superficie totale du bassin versant [km²].

Les résultats de l'indice de pente moyenne (I_m) calculé dans les sous bassins versants de la région d'études sont résumés dans le tableau suivant

Tableau .III.9 : Indice de pente globale (I_m)

Bassin versant	SB1	SB2	SB3	SB4	SB5	SB6
I_m m/km	88.57	84.26	85.13	64.29	76.99	61.61

III.2.3.6 Indice de pente de Roche I_p (Roche (1963))

I_p est la moyenne de la racine carrée des pentes mesurées sur le rectangle équivalent, et pondérée par les surfaces, et pondérée par les surfaces comprises entre deux courbes de niveau H_i et H_{i-1}.

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

$$I_p = \frac{1}{\sqrt{L}} \sum_i^n \sqrt{S_i (H_i - H_{i-1})} \dots\dots\dots (III.8)$$

Avec :

L : Longueur de rectangle équivalent (m)

Si : surface partielle (%) comprise entre 2 courbes de niveau consécutives Hi et Hi-1.

Les résultats de l'indice de pente de Roche Ip sont résumés dans le tableau suivant

Tableau III.10 : Détermination de l'indice de pente de Roche Ip

Bassin versant	SB1	SB2	SB3	SB4	SB5	SB6
Ip(%)	1.09	1.28	1.22	1.18	1.15	0.92

III.2.3.7 Dénivelée spécifique Ds

La dénivelée spécifique est obtenue par la formule suivante (ORASTOM) :

$$D_s = D \sqrt{\frac{l_r}{L_r}} \dots\dots\dots (III.9)$$

Aves :

D : Dénivelée (D= H_{5%} - H_{95%});

L_r : longueur de rectangle équivalent;

l_r : largeur de rectangle équivalent

Les résultats de La dénivelée spécifique sont résumés dans le tableau suivant

Tableau III.11 : Détermination de La dénivelée spécifique Ds

Bassin versant	SB1	SB2	SB3	SB4	SB5	SB6
Ds (m)	64.65	48.75	34.18	63.25	3.99	105.38

III.2.4 Le réseau hydrographique

Le réseau hydrographique se définit comme l'ensemble des cours d'eau naturels ou artificiels, Permanents ou temporaires, qui participent à l'écoulement. Le réseau hydrographique est sans doute une des caractéristiques les plus importantes du bassin. Le réseau hydrographique peut prendre une multitude de formes.

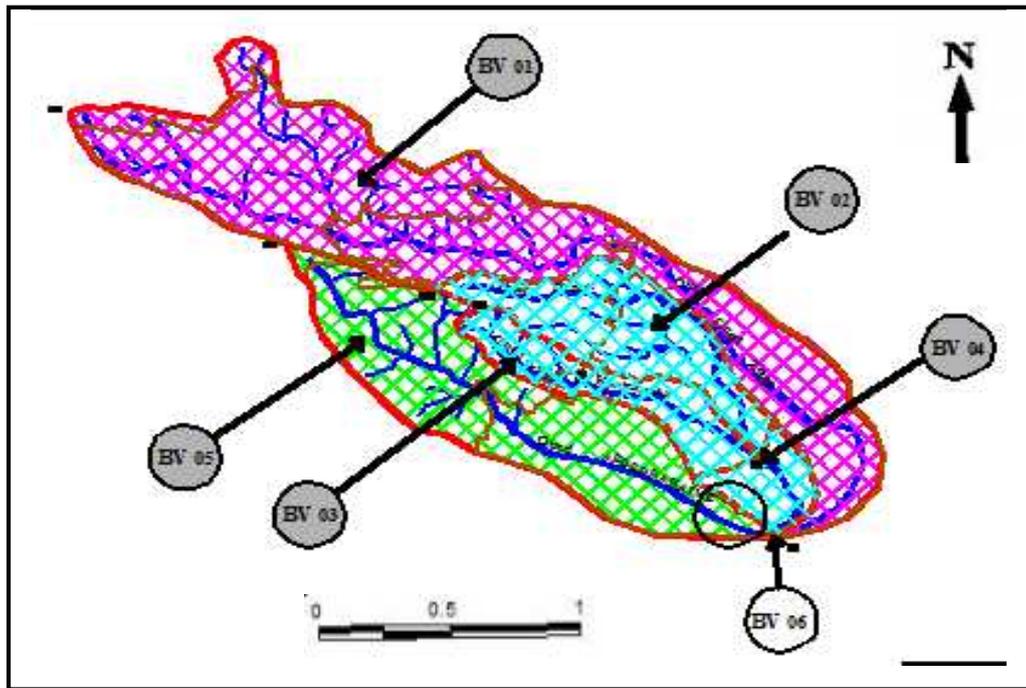


FIGURE III.7 : Plan altimétrique et réseau hydrographique De la région d'étude

Légende
 - - - - - limitation du bassin
 - - - - - cours d'eau

III.2.4.1 La densité de drainage

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

$$D_d = \frac{\sum L_i}{S} \dots\dots\dots (III.10)$$

Avec :

- D_d : densité de drainage [km/km^2],
- L_i : longueur de cours d'eau [km],
- S : surface du bassin versant [km^2].

Les résultats de calcul de la densité de draine est portés dans le tableau suivant :

Tableau III.12 : Densités de drainage

bassins	SB1	SB2	SB3	SB4	SB5	SB6
Dd [km/km^2]	1.17	1.60	2.17	1.51	1.08	0.56

III.2.4.2 La pente moyenne du cours d'eau principale

La pente moyenne du cours d'eau détermine la vitesse avec laquelle l'eau se rend à l'exutoire du bassin donc le temps de concentration. Cette variable influence donc sur le débit

maximal observé. Une pente abrupte favorise et accélère l'écoulement superficiel tandis qu'une pente douce ou nulle donne à l'eau le temps de s'infiltrer. Entièrement ou en partie dans le sol.

Le calcul des pentes moyennes et partielles de cours d'eau s'effectue à partir du profil longitudinal du cours d'eau principal et de ses affluents. La méthode la plus fréquemment utilisée pour calculer la pente longitudinale du cours d'eau consiste à diviser la différence d'altitude entre les points extrêmes du profil par la longueur totale du cours d'eau.

$$P_{\text{moy}} = \frac{H}{\Delta L} \dots\dots\dots(\text{III.11})$$

Avec :

P_{moy} : pente moyenne du cours d'eau [m/m],

H : dénivellation entre deux points suffisamment distance [m],

L : longueur du cours d'eau principal [m].

Les résultats de calcul de la pente moyenne du cours d'eau principal sont mentionnés dans le tableau ci-dessous.

Tableau III.13 : Pentes moyennes des cours d'eau principaux

bassins	SB1	SB 2	SB 3	SB 4	SB 5	SB 6
P_{moy} (m/km)	23.33	31.33	30	12	29.22	11.20

III.2.4.3 Temps de concentration

Le temps de concentration T_C des eaux sur un bassin versant se définit comme le maximum de durée nécessaire à une goutte d'eau pour parcourir le chemin hydrologique entre un point du bassin et l'exutoire de ce dernier. Il est composé de trois termes différents :

- T_h : Temps d'humectation c'est le temps nécessaire à l'imbibition du sol par l'eau qui tombe avant qu'elle ne ruisselle.
- T_r : Temps de ruissellement ou d'écoulement c'est le temps qui correspond à la durée d'écoulement de l'eau à la surface ou dans les premiers horizons de sol jusqu'à un système de collecte (cours d'eau naturel. collecteur).
- T_a : Temps d'acheminement c'est le temps mis par l'eau pour se déplacer dans le système de collecte jusqu'à l'exutoire.

Le temps de concentration T_C est donc égal au maximum de la somme de ces trois termes.

$$T_C = \max . [\sum (T_h + T_r + T_a)]$$

Théoriquement on estime que T_C est la durée comprise entre la fin de la pluie nette et la fin du ruissellement. Pratiquement le temps de concentration peut être déduit de mesures sur le terrain ou s'estimer à l'aide des formules empiriques les plus utilisées.

a) Formule de Témez

$$T_c = 0.3 [L / (I_r^{1/4})]^{0.76} \dots\dots\dots(III.12)$$

Où :

T_c : Temps de concentration en heures

L : Longueur de la rivière principale en km

I_r : La pente moyenne de la rivière

A titre de comparaison nous utiliserons d'autres formules comme celle de Giandotti et Turazza

b) Formule de Giandotti

$$T_c = \frac{4 * (S)^{0.5} + 1.5 * L_p}{0.8 (H_{moy} - H_{min})^{0.5}} \dots\dots\dots(III.13)$$

Où :

S : surface du bassin versant, km²

L_p : longueur du thalweg principal, km

H_{moy} ; altitude moyenne du bassin versant, m

H_{min} : altitude à l'exutoire, m

c) Formule de Turazza

$$T_c = 0.108 \frac{\sqrt[3]{S} * L}{\sqrt{I}} \dots\dots\dots(III.14)$$

Où :

I = la pente moyenne

Les résultats de calcul par les trois méthodes sont mentionnés dans le tableau suivant :

Tableau III.14 : Récapitulatif des calculs du temps de concentration

N° Sous bassin	SB1	SB2	SB3	SB4	SB5	SB6
Formule Témez	4.1	1.8	1.6	3.1	2.4	4.1
Formule de Giandotti	4.1	2.5	2.2	4.0	3.3	5.5
Formule de Turazza	19.0	3.9	2.8	11.1	7.3	24.3
Temps de concentration du projet en heure	4.1	2.2	1.9	3.6	2.8	4.8

Nous remarquons que la formule de Turazza nous donne des valeurs plus élevées, en l'écartant nous allons opter pour la moyenne des résultats des deux formules : Giandotti et Témez

III.2.4.4 Vitesse moyenne du ruissellement

Cette vitesse est donnée par la formule :

$$V_R = \frac{L}{T_c} \dots\dots\dots (III.15)$$

Avec :

L : Longueur de talweg principal en [Km].

T_c : temps de concentration en [heure].

Les résultats de la vitesse moyenne de ruissellement sont portés dans le tableau suivant :

Tableau III.14 : Calcul de la vitesse moyenne du ruissellement

Sous bassin	SB1	SB2	SB3	SB4	SB5	SB6
V_R (Km/h)	2.99	2.08	1.95	2.25	2.29	2.56

Le tableau ci-dessous présente les différents paramètres hydromorphométriques des sous bassins versants de la zone d'étude.

Tableau III.15 : récapitulatif des résultats de calcul

Caractéristique	Unité	SB1	SB2	SB3	SB4	SB5	SB6
Superficie	km ²	10,50	2,80	1,70	5,30	5,90	21,70
Longueur talweg	km	12,30	4,50	3,70	8,00	6,40	12,30
Périmètre	km	25,30	9,60	8,20	12,00	14,10	23,90
K indice de compacité	-	2,19	1,61	1,76	1,46	1,63	1,44
H5%	m	1225,00	1080,00	1055,00	1085,00	1000,00	1230,00
H95%	m	990,00	960,00	960,00	950,00	990,00	1010,00
L Longueur du rectangle équivalent	km	11,76	4,12	3,63	4,92	6,08	9,72
l largeur du rectangle équivalent	km	0,89	0,68	0,47	1,08	0,97	2,23
D dénivelé simple	m	235,00	120,00	95,00	135,00	10,00	220,00
Ig indice de pente globale	m/km	19,99	29,12	26,16	27,42	1,64	22,64
Ip indice de pente moyen	m/km	88.57	84.26	85.13	64.29	76.99	61.61
Indice de pente de Roche Ip	-	1.09	1.28	1.22	1.18	1.15	0.92
Dénivelée spécifique Ds	(m)	64.65	48.75	34.18	63.25	3.99	105.38
La densité de drainage Dd	[km/km ²]	1.17	1.60	2.17	1.51	1.08	0.56
La pente moyenne du cours d'eau principale P_{moy}	(m/km)	23.33	31.33	30	12	29.22	11.20

Tc temps de concentration	heure	4.12	2.16	1.90	3.55	2.8	4.8
Ve vitesse d'écoulement	km/h	2.99	2.08	1.95	2.25	2.29	2.56

III.3 ANALYSE DES DONNEES PLUVIOMETRIQUES

III. 3.1 Présentation de la station pluviométrique et pluie moyenne annuelle

Avant les précipitations sur les bassins versants, nous avons analysé les données disponibles à la station pluviométrique **BIR EL ARCHE** (la station la plus proche à la zone d'étude).

Tableau III.16 : Caractéristiques de la station pluviométrique BIR EL ARCHE

Station	Code	source	Coordonnées			Années D'observation	N
			X (km)	Y (km)	Z (m)		
BIR ARCHE	EL	100306	A.N.R.H	782,3	319,1	952	1976 - 2013 37ans

III.3.2 Analyse statistique des 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 ou l'agglomération.

Il existe plusieurs lois d'ajustement capables d'illustrer notre série en question, mais on retient la loi de GALTON (ou loi Log normale), et la loi de GUMBEL (ou loi normale).

L'étude consiste à faire un ajustement pour la série de données des précipitations maximales journalières par une loi théorique afin de déterminer une intensité de pluie et de période de retour. Et pour notre étude on passe par les étapes suivantes :

- ✓ Classer la série des précipitations par ordre croissant ou décroissant selon qu'on travaille à la fréquence au dépassement ou au non dépassement.
- ✓ Affecter un numéro d'ordre aux valeurs classées ;
- ✓ Calcul de la fréquence expérimentale ;
- ✓ Calcul des caractéristiques empiriques de la série de donnée ;
- ✓ Reporter les points sur papier à probabilité approprié à chaque loi ;
- ✓ Tracer la droite ou la courbe théorique appropriée ;
- ✓ Calculer les quantiles et leur intervalle de confiance.

III.3.2.1 Paramètres statistiques de l'échantillon

Les résultats des paramètres statistiques dans le tableau suivant :

Tableau III.17 : Les paramètres statistiques

Nombre d'observations	37
Minimum	22.6
Maximum	102
Moyenne	49.6
Ecart type	17.4
Médiane	44.0
Coeff de variation [Cv]	0,352
Coeff d'asymétrie [Cs]	0.940
Coeff d'aplatissement [CK]	3.59

III.3.2.2 Choix de la loi d'ajustement

Il existe plusieurs méthodes d'ajustement des séries pluviométrique. L'efficacité d'une méthode d'estimation dépend de la loi de probabilité, de la taille de l'échantillon et de certaines caractéristiques de l'échantillon. Toutefois, de nombreuses études comparatives, autant empiriques que théoriques ont été menées afin de déterminer dans quelles circonstances une méthode d'estimation est la plus efficace pour une loi donnée.

Dans notre étude on va utiliser les deux lois suivantes :

- 1)-la loi de **GUMBEL**.
- 2)-la loi de **GALTON (log-normal)**.

L'ajustement des pluies maximales journalières sera traiter par les logiciels "**HYDROLAB**" et **HYFREN**.

On a effectué l'ajustement de la série des pluies maximales journalières dans notre cas sur ses deux lois suivantes (La loi de *Gumbel* -doublement exponentielle-) et Galton -log normale-) avec une comparaison des graphes de régression obtenue par les ajustements.

a) Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL

L'équation de droite de Gumbel :

$$P_{maxj} = \frac{1}{r} y + X_0 \dots\dots\dots(III.16)$$

y : variable de la droite de Gumbel

$$y = -[\ln(-\ln(F(x)))] \quad \text{avec:} \quad F(x) = \frac{m-0.5}{N}$$

m : ordre de classement

N : taille de l'échantillon

$\frac{1}{r}$, x_0 : sont déterminées par la méthode des moindres carrés

Les résultats de calcul des fréquences expérimentales et des valeurs théoriques sont exposés dans le tableau suivant :

Tableau III.18 : Résultats d'ajustement à la loi de Gumbel

Période de retour T(ans)	Probabilité (q)	P_{jmax}	Ecart type ()	Intervalle de confiance (95%)
100	0,99	105	9.35	87.0 - 124
50	0,98	95.7	8.13	97.7 – 112
20	0,95	82.7	6.52	70.0 – 95.5
10	0,90	72.8	5.32	62.3 – 83.2

Le tracé de la droite de Gumbel est représenté sur papier normal comme montre la figure suivant :

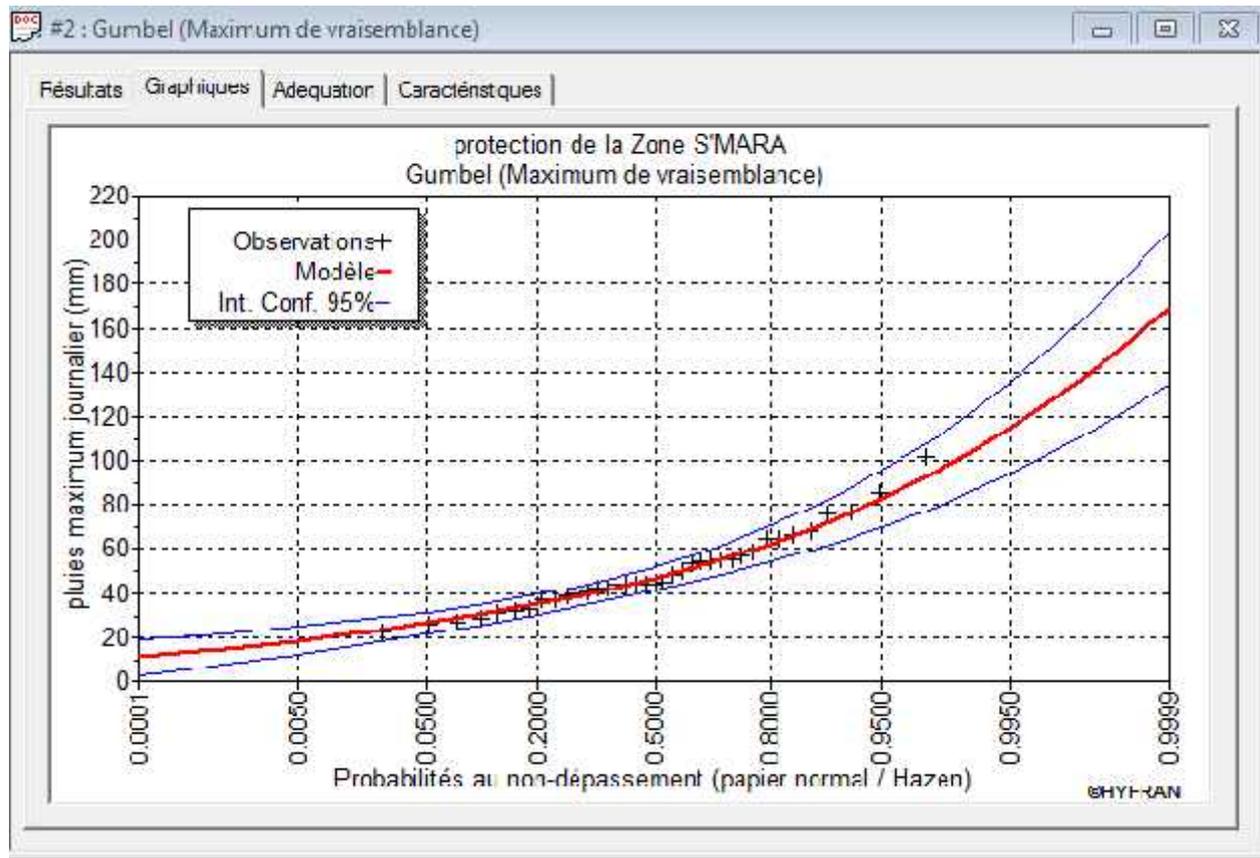


FIGURE III.8 : Représentation graphique de l’ajustement à la loi Normale (GUMBEL)

b) Ajustement à la loi de Galton (log-normale)

Calcul des fréquences expérimentales (au non dépassement) :

$$q = F(x_i) = \frac{m - 0.5}{N} \quad \text{et} \quad T = \frac{1}{1 - q} \quad \dots\dots\dots(III.17).(III.18)$$

m : numéro d’ordre de la valeur

N : taille de l’échantillon

Paramètres d’ajustement à la loi log normale :

$$X_{P\%} = X_{moy} + U \quad U_{P\%} \quad \dots\dots\dots(III.19)$$

Avec

X_{moy} : hauteur de pluie moyenne ;

U : Ecart –type ;

$U_{P\%}$: variable réduite de gauss.

Les résultats de l’ajustement dans le tableau suivant :

Tableau III.19 : Résultats d'ajustement à la loi de Galton

Période de retour T(ans)	Probabilité (q)	XT (mm)	Ecart type ()	Intervalle de confiance (95%)
100	0.99	104	11.5	81.8 – 127
50	0.98	94.9	9.56	76.2 – 114
20	0.95	82.4	7.21	68.3 – 96.6
10	0.90	72.7	5.59	61,8 – 83.7

Le tracé de la droite de Galton est représenté sur papier log-normal comme le montre la figure suivante :

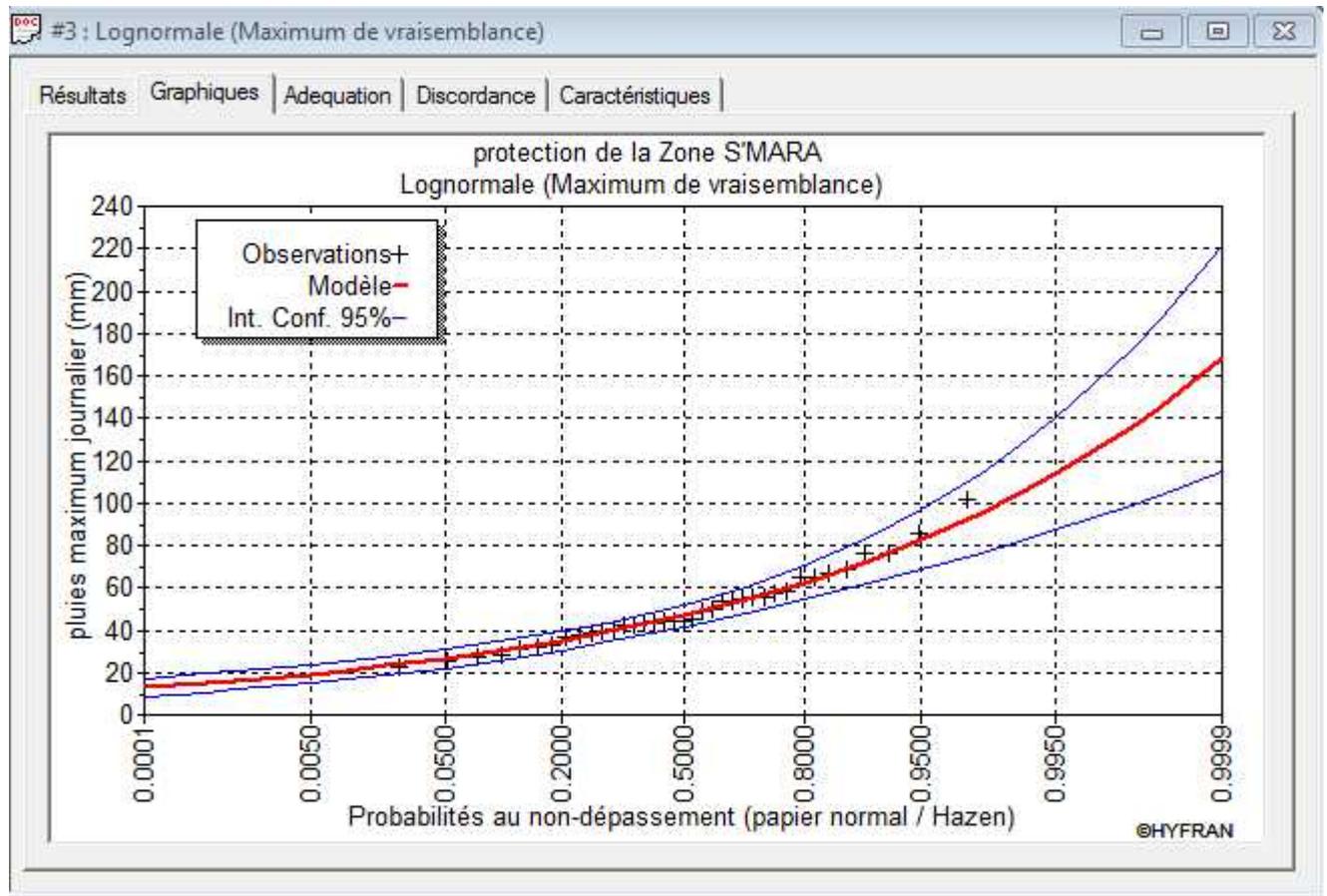


FIGURE III.9 : représentation graphique de l'ajustement à la loi de Galton

Remarque

Après l'utilisation des deux lois Gumbel et Galton, on constate que la droite d'ajustement est ajustée par rapport aux nuages des points expérimentaux dans le cas de la loi Gumbel donc, on prend les résultats de cette loi.

III.3.2.3 Pluies de courte durée

Le passage des pluies journalières maximales aux pluies de courtes durées est effectué au moyen de la formule K. Body (ANRH, 1984).

$$P_{tc} = P_{\max j} \left(\frac{t}{24} \right)^b \dots\dots\dots (III.20)$$

Avec :

t : durée de l'averse.

b : exposant climatique (*b* = 0.30, selon l'ANRH).

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

$$I_t = \frac{P_{ct}}{t} \dots\dots\dots (III.21)$$

Avec :

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

Les précipitations et les intensités maximales pour les différentes durées sont représentées dans le tableau suivant.

Avec :

P : Pluies de courte durée (*mm*).

I : Intensité maximale (*mm/h*).

Tableau III.20 : Précipitations maximales journalières pour chaque fréquence

Période retour	100	50	20	10
Fréquence	1	2	5	10
P_{maxj,p}(%)	105	95.7	82.7	72.8

Les précipitations et les intensités pour les différentes fréquences sont regroupées dans le tableau suivant :

Tableau III.21 : Récapitulatif des pluies, intensités maximales de durée t (h) et de période de retour

PDR	100		50		20		10	
	Pct	It	Pct	It	Pct	It	Pct	It
1	40.47	40.47	36.88	36.88	31.87	31.87	28.06	28.06
2	49.82	24.91	45.41	22.71	39.24	19.62	34.54	17.27
3	56.27	18.76	51.28	17.09	44.32	14.77	39.01	13.00
4	61.34	15.34	55.91	13.98	48.31	12.08	42.53	10.63
5	65.59	13.12	59.78	11.96	51.66	10.33	45.47	9.09
6	69.27	11.55	63.14	10.52	54.56	9.09	48.03	8.01
7	72.55	10.36	66.13	9.45	57.14	8.16	50.30	7.19
8	75.52	9.44	68.83	8.60	59.48	7.43	52.36	6.54
9	78.23	8.69	71.31	7.92	61.62	6.85	54.24	6.03
10	80.75	8.07	73.60	7.36	63.60	6.36	55.98	5.60
11	83.09	7.55	75.73	6.88	65.44	5.95	57.61	5.24
12	85.29	7.11	77.73	6.48	67.17	5.60	59.13	4.93
13	87.36	6.72	79.62	6.12	68.81	5.29	60.57	4.66
14	89.32	6.38	81.41	5.82	70.35	5.03	61.93	4.42
15	91.19	6.08	83.11	5.54	71.82	4.79	63.23	4.22
16	92.97	5.81	84.74	5.30	73.23	4.58	64.46	4.03
17	94.68	5.57	86.29	5.08	74.57	4.39	65.65	3.86
18	96.32	5.35	87.79	4.88	75.86	4.21	66.78	3.71
19	97.89	5.15	89.22	4.70	77.10	4.06	67.87	3.57
20	99.41	4.97	90.61	4.53	78.30	3.91	68.93	3.45
21	100.88	4.80	91.94	4.38	79.45	3.78	69.94	3.33
22	102.29	4.65	93.23	4.24	80.57	3.66	70.92	3.22
23	103.67	4.51	94.49	4.11	81.65	3.55	71.88	3.13
24	105.00	4.38	95.70	3.99	82.70	3.45	72.80	3.03

On peut représenter la *Courbe pluie-durée-fréquence* et *Courbe intensité-durée-fréquence* dans les deux figures suivantes ;

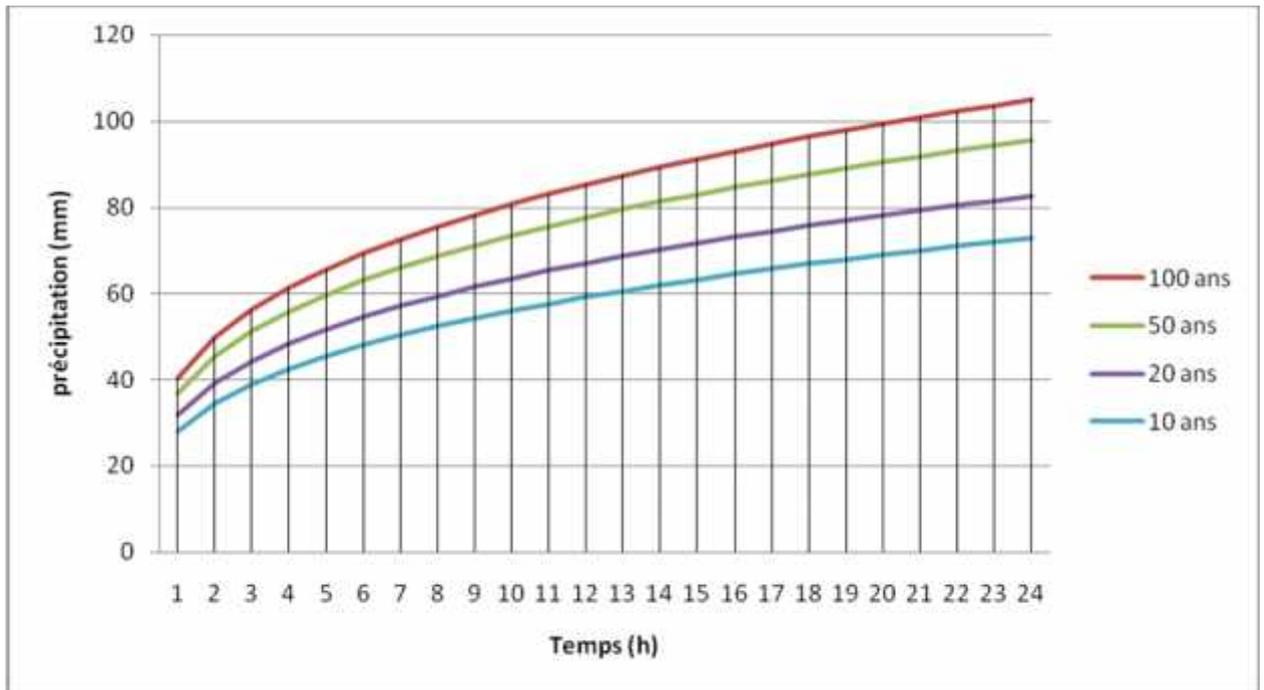


FIGURE III.10 : Courbe pluie-durée-fréquence

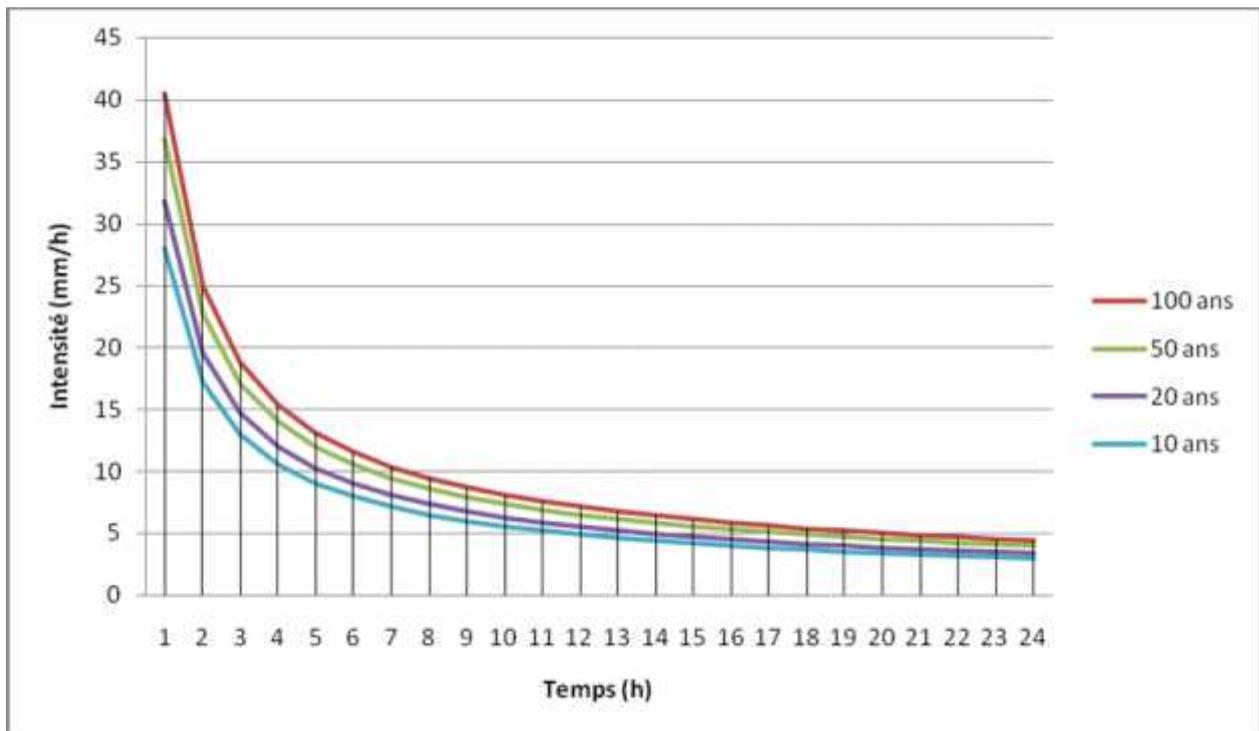


FIGURE III.11: Courbe intensité-durée-fréquence

III.4 LES APPORTS**III.4.1 Apports liquides****III. 4.1.1 Apport moyen interannuel (A_0)**

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

a) Formule de SAMIE

$$A = L_e \cdot S \dots\dots\dots(III.22)$$

$$L_e = P^2 (293 - 2.2\sqrt{S}) \dots\dots\dots (III.23)$$

Où :

L_e : lame d'eau écoulée (mm).

P : précipitation moyenne (m).

S : la superficie en Km^2 du bassin versant.

b) Formule de DERY II

$$A = 0.513 \cdot P^{2.683} \cdot Dd \cdot S^{0.842} \dots\dots\dots (III.24)$$

Où :

A : apport moyen interannuel (en hm^3).

P : précipitation moyenne (m).

S : superficie (en Km^2).

c) Formule de MEDINGER

$$A = L_e \cdot S \dots\dots\dots (III.25)$$

Où :

$$L_e = 1.024(P - 0.26)^2$$

P : précipitation moyenne (m).

L_e : lame d'eau écoulée (mm).

d) Formule de CHAUMONT

$$A = L_e \cdot S \dots\dots\dots (III.26)$$

Mais, cette relation donne

- Le coefficient de ruissellement par la relation suivante : $C_e = 0.6(1 - 10^{-0.36P^2})$, avec :

P : précipitation moyenne (m).

- La lame d'eau écoulée est donnée par la relation : $L_e = P \cdot C_e$

e) Formule de COUTAGNE

$$A = L_e \cdot S \dots\dots\dots(III.27)$$

- Elle donne le déficit décaoulent D tel que:

$$D = P^2 - \}P^2$$

Avec :

$$\} = \frac{1}{0.8 + 0.14T_0}$$

T_0 : température moyenne dans la zone d'étude. $T_0 = 18^\circ c$.

- La lame d'eau écaoulée est alors : $L_e = P - D$.

f) Formule de TURC

$$A = L_e \cdot S \dots\dots\dots(III.28)$$

$$L_e = P - \frac{P}{\sqrt{0.9 + \frac{P^2}{L^2}}}$$

Avec :

$$L = 300 + 25T_0 + 0.05 (T_0)^3.$$

T_0 : température moyenne dans la zone d'étude.

j) Formule de l'ANRH

L'apport moyen interannuel est donnée par :

$$A_0 = 0.915 \cdot \overline{P}^{2.684} \cdot S^{0.842} \dots\dots\dots (III.29)$$

Avec :

P : précipitation moyenne (m).

S : superficie (*en* Km^2).

Les résultats des apports moyens interannuels dans le tableau suivant :

Tableau III.22 : Apports moyens interannuels selon les différentes méthodes

Sous bassin	SB1	SB2	SB3	SB4	SB5	SB6
Apport moy interannuel A_0	Mm³	Mm³	Mm³	Mm³	Mm³	Mm³
Formule de MEDINGUER	0.63	0.168	0.102	0.318	0.354	1.302
Formule de COUTAGNE	3.92	1.04	0.63	1.98	2.2	8.1
Formule de l'ANRH	1.53	0.50	0.33	0.86	0.94	2.88

*** Commentaire**

On prend la valeur calculée par la formule de l'ANRH parce qu'elle est proche à la valeur moyenne des 3 formules empiriques.

III.4. 1.2 Caractéristiques de l'écoulement**a) Module de l'écoulement (M_e)**

Il est donné par :
$$M_e = \frac{A_0}{T} \dots\dots\dots (III.30)$$

Avec :

A_0 : Apport moyen annuel [litres].

T : Temps d'une année en [secondes] " $T = 31.536.10^6$ secondes".

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

On a :
$$M_0 = \frac{M_e}{S} \dots\dots\dots (III.31)$$

D'où :

M_e : Module de l'écoulement [l/s].

S : Superficie du bassin [Km^2].

c) lame d'eau écoulée (L_e)

On a :
$$L_e = \frac{A_0}{S} \dots\dots\dots (III.32)$$

Où :

A_0 : Apport moyen annuel [litres].

S : Superficie du bassin.

d) Coefficient de l'écoulement (C_e)

Il est donné par :
$$C_e = \frac{L_e}{P_{moy}} \dots\dots\dots (III.33)$$

Avec :

P_{moy} : Pluie moyenne annuelle en [mm].

L_e : lame d'eau écoulée en [mm].

e) Coefficient de variation (C_v)

Pour le calcul du coefficient de variation C_v et en absence d'une série d'observation, on doit utiliser les trois formules empiriques, qui sont :

- Formule de SOKOLOVSKY**

On a :
$$C_v = a - 0.063 \cdot \log_{10}(S + 1) \dots\dots\dots (III.34)$$

Avec : $a = 0.78 - 0.29 \cdot \log_{10}(M_0)$ (III.35)

M_0 : Module de l'écoulement relatif [l/s/km²].

• **Formule d'OURKGUIPROVODKHOZ**

On a : $C_v = \frac{0.7}{M_0^{-0.127}}$ (III.36)

M : Module de l'écoulement relatif [l/s/km²].

• **Formule de L'ANTONOV**

On a : $C_v = \frac{0.7}{(S + 1000)^{0.097}}$ (III.37)

S : Superficie du bassin en [km²]

Les résultats des caractéristiques d'écoulement sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau III.23 : Les caractéristiques de l'écoulement

SB	S (Km ²)	A ₀ (Mm ³)	Me (L/S)	M ₀ (L/S/Km ²)	Le (mm)	Ce	Cv		
							F-SOKO	F-OURK	F-ANTO
SB1	10.5	1.53	48.52	4.62	145.71	0.25	0.51	0.85	0.35
SB2	2.8	0.50	15.85	5.66	178.57	0.31	0.54	0.87	0.36
SB3	1.7	0.33	10.46	6.15	194.12	0.34	0.55	0.88	0.36
SB4	5.3	0.86	27.27	5.14	162.26	0.29	0.53	0.86	0.36
SB5	5.9	0.94	29.81	5.05	159.32	0.28	0.52	0.86	0.35
SB6	21.7	2.88	91.32	4.21	132.72	0.23	0.49	0.84	0.35

*** Commentaire**

On prend les valeurs de la formule de *SOKOLOVSKY* parce qu'elles sont proches à la valeur moyenne des trois des formules empiriques, caractéristique d'écoulement.

III.4.2 Evaluation des apports solides

Le manque de données de mesure du transport solide nous ramène à accepter toute méthode empirique qui nous permet l'ordre de grandeur acceptable de l'écoulement solide

- **Formule de TIXERONT**

C'est la formule la plus utilisée en Algérie pour l'évaluation du taux d'abrasion :

$$E_s = a \cdot L_e^{0.15} \dots\dots\dots (III.38)$$

Où : E_s : taux d'abrasion (t/km²/an).

L_e : lame d'eau ruisselée en (mm).

a : coefficient empirique qui varie en fonction de la perméabilité du terrain. ($a = 350$)

En tenant compte du poids spécifique moyen des sédiments $= 1.4 T/m^3$.

$$V_s = \frac{E_s \cdot S}{\gamma} \dots\dots\dots (III.39)$$

Les résultats des apports solides sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.24 : Les apports solides

SB	S (km ²)	Le (mm)	Es (T/Km ² /an)	Vs (m ³ /ans)
SB1	10.5	145.71	738.91	5541.82
SB2	2.8	178.57	761.80	1523.6
SB3	1.7	194.12	771.40	936.7
SB4	5.3	162.26	750.93	2842.81
SB5	5.9	159.32	748.87	3155.95
SB6	21.7	132.72	728.63	11293.76

III.5 ETUDE DE CRUES

III.5.1 Différentes méthodes d'évaluation des crues

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

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

a) Méthodes historiques

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

b) Méthodes empiriques

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

c) Courbes enveloppes

Les pointes de crues maximales observées dans une région de caractéristiques hydrologiques homogènes sont reportées en fonctions de la surface du bassin versant permettant de tracer une courbe enveloppée (Francu-Rodier. Chaumont...).

d) Méthodes probabilistes

Analyse des débits afin de déterminer la loi de probabilité à laquelle ils répondent (Gumbel. Galton. Pearson III. Log Pearson III).

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

e) Méthodes déterministes

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

f) Méthode de l'hydrogramme unitaire

Basée sur un travail de dépouillement averse – crues (version de Sherman). Dans notre étude, on a utilisé les méthodes empiriques seulement.

III.5.2 Application sur les bassins versants

Partant des données morphologiques et pluviométriques existantes, une évaluation des débits de pointes des crues sera faite à partir de formules empiriques (Giandotti. Turazza et Sokolovski). Ces relations sont celles qui traitent au mieux les petits bassins versants.

III.5.2.1 Relation de Turazza (méthode rationnelle)

En tenant compte des conditions et du régime des petits bassins de l'Algérie cette méthode est bien adaptée aux petits bassins versants en admettant que la fréquence ou période de retour du débit déterminé est égale à celle de la pluie maximale sur le temps de concentration. Elle se présente sous la forme pratique :

$$Q_{\max} = \frac{C \times PTC \times S}{T_c \times 3.6} \text{ m}^3/\text{s} \quad \dots\dots\dots (III.40)$$

où :

C : Coefficient de ruissellement de fréquence donnée

S : Superficie du bassin versant en km²

PTC : Pluie de courte durée pour $t = T_c$, mm

T_c : **Temps** de concentration en heures

Les résultats de formule turazza sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.25 : Les résultats de formule turazza

Fréquence en %	0,1	1	2	5	10	20
Période de retour en année	1000	100	50	20	10	5
SB1	35,54	24,60	20,61	16,27	13,00	10,00
SB2	15,54	10,76	9,01	7,11	5,68	4,37
SB3	10,43	7,22	6,05	4,77	3,81	2,94
SB4	17,81	12,33	10,32	8,15	6,51	5,01
SB5	26,63	18,43	15,44	12,18	9,74	7,49
SB6	65,02	45,00	37,70	29,75	23,77	18,29

III.5.2.2 Formule de Giandotti 1

$$Q_{inst.} / Q_{moy} = (P_{tc} / P_{jmax}) * 24 / T_c, m^3/s$$

Dans laquelle Q_{moy} est le débit moyen qui se calcule comme suit :

$$Cr * P_{tc} * S$$

$$Q_{moy} = \frac{Cr * P_{tc} * S}{108}, m^3/s \quad \dots\dots\dots (III.41)$$

108

Où Cr est le coefficient de grande crue = 0.9

Les résultats de formule de Giandotti 1 sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.26 : Les résultats de formule de Giandotti 1

Fréquence en %	0,1	1	2	5	10	20
Période de retour en année	1000	100	50	20	10	5
SB1	31,99	23,62	21,20	18,02	15,60	13,09
SB2	13,99	10,33	9,27	7,88	6,82	5,72
SB3	9,39	6,93	6,22	5,29	4,58	3,84
SB4	16,03	11,83	10,62	9,03	7,81	6,56
SB5	23,96	17,69	15,88	13,50	11,68	9,81
SB6	58,52	43,20	38,77	32,96	28,53	23,95

III.5.2.3 Formule de Giandotti forme 2

$$\frac{170 * S * (H_{moy} - H_{min})^{1/2}}{4(S)^{1/2} + 1.5(L)} * P_{tc} * 10^{-3} \dots\dots\dots(III.42)$$

S : superficie en km²

L : longueur du talweg principal en km

Ptc : pluie de courte durée en mm

Les résultats de formule de Giandotti forme 2 sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.27 : Les résultats de formule de Giandotti forme 2

Fréquence en %	0,1	1	2	5	10	20
Période de retour en année	1000	100	50	20	10	5
SB1	34,03	25,13	22,55	19,17	16,59	13,93
SB2	12,82	9,46	8,49	7,22	6,25	5,25
SB3	8,55	6,31	5,66	4,81	4,17	3,50
SB4	15,14	11,18	10,03	8,53	7,38	6,20
SB5	22,14	16,35	14,67	12,47	10,79	9,06
SB6	54,24	40,04	35,94	30,55	26,44	22,20

III.5.2.4 Formule de Sokolovsky

$$Q_{max\%} = \frac{0.28.p_{tc}.r.S}{t_c} f \dots\dots\dots (III.43)$$

Où: s: La superficie du BV

r : Coefficient de ruissellement en fonction de la fréquence, voir tableau

T_c : temps de concentration

f : coefficient de forme de l’hydrogramme de crue f=1.2

P_{ct} : pluie fréquentielle de courte durée, correspondant au temps de concentration

Tableau III.28 : Coefficient de ruissellement en fonction de la fréquence

Fréquence (%)	0.1	1	2	5	10	20
r	0.8	0.75	0.7	0.68	0.65	0.6

Les résultats de formule de sokolovsky sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.29 : Les résultats de formule de sokolovsky

Fréquence en %	0,1	1	2	5	10	20
Période de retour en année	1000	100	50	20	10	5
SB1	35,83	24,80	20,77	17,15	14,19	11,00
SB2	15,66	10,84	9,08	7,50	6,20	4,81
SB3	10,51	7,28	6,10	5,03	4,16	3,23
SB4	17,95	12,42	10,41	8,59	7,11	5,51
SB5	26,84	18,58	15,56	12,85	10,63	8,24
SB6	65,54	45,36	38,00	31,37	25,96	20,12

Pour la poursuite de l'étude nous optons pour les valeurs maximales des formules utilisées, le plus souvent c'est la formule de Sokolovsky

III.5.3 Volumes et hydrogrammes des crues

III.5.3.1 Hydrogramme de crue

La forme de l'hydrogramme de crue est déterminée selon la méthode de Sokolovsky qui assimile l'hydrogramme à deux équations paraboliques, l'une traduisant la montée de la crue et qui s'écrit :

$$Q(t) = Q_{\max} \left(\frac{T}{T_m} \right)^2 \dots\dots\dots(III.44)$$

Et la seconde équation représentant l'équation de décrue :

$$Q(t) = Q_{\max} \left(\frac{T_d - T}{T_d} \right)^3 \dots\dots\dots(III.45)$$

Où,

Q_{\max} : débit maximum, m^3/s

$Q(t)$: débit fonction du temps, m^3/s

T_m : temps de montée de la crue, heures

T_d : temps de décrue ($T_d = 2.5 T_m$)

III.5.3.2 Volume de crue

Le volume de la crue est déterminé en décrivant l'hydrogramme d'un triangle de base T_b par la formule suivante, pour laquelle T_b est exprimé en minutes

$$V = 30 Q_{\max} \cdot T_b \dots\dots\dots(III.46)$$

Où, V : volume de crue en m^3

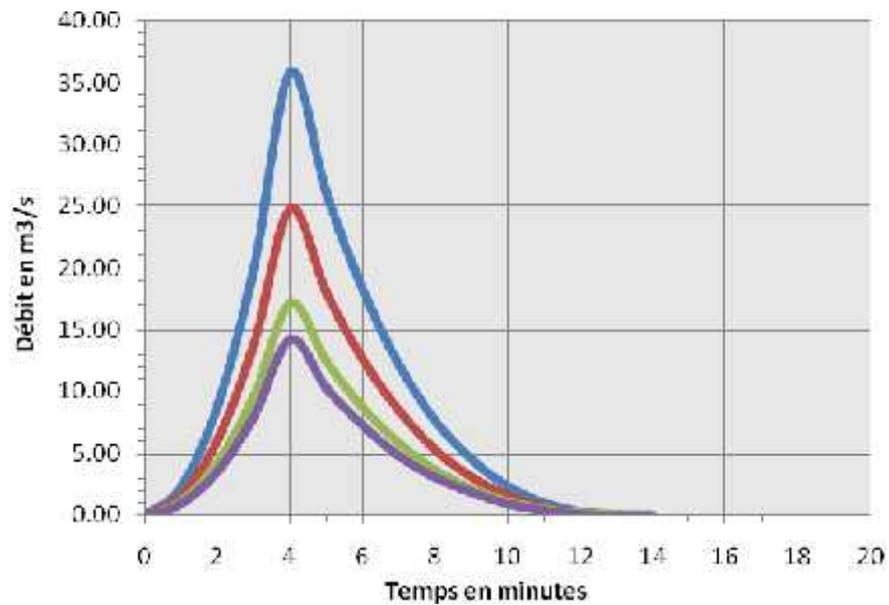
T_b : temps de base en minutes

Q_{\max} : le débit maximum en m^3/s

Tableau III.30 : Volume de crue en m³ pour différentes fréquences

Fréquence (%)	0.1	1	2	5	10	20
Période de retour (année)	1000	100	50	20	10	5
SB1	15499,71	10728,57	8986,69	7420,09	6139,42	4757,77
SB2	3554,12	2460,09	2060,67	1701,44	1407,78	1090,97
SB3	2208,00	1528,33	1280,19	1057,03	874,59	677,77
SB4	6461,98	4472,85	3746,64	3093,51	2559,59	1983,56
SB5	8051,84	5573,31	4668,43	3854,61	3189,32	2471,58
SB6	33424,39	23135,64	19379,36	16001,07	13239,37	10259,90

Les différents hydrogrammes des crues sont représentés dessous

**FIGURE III.12**: HYDROGRAMME DE CRUE SB1

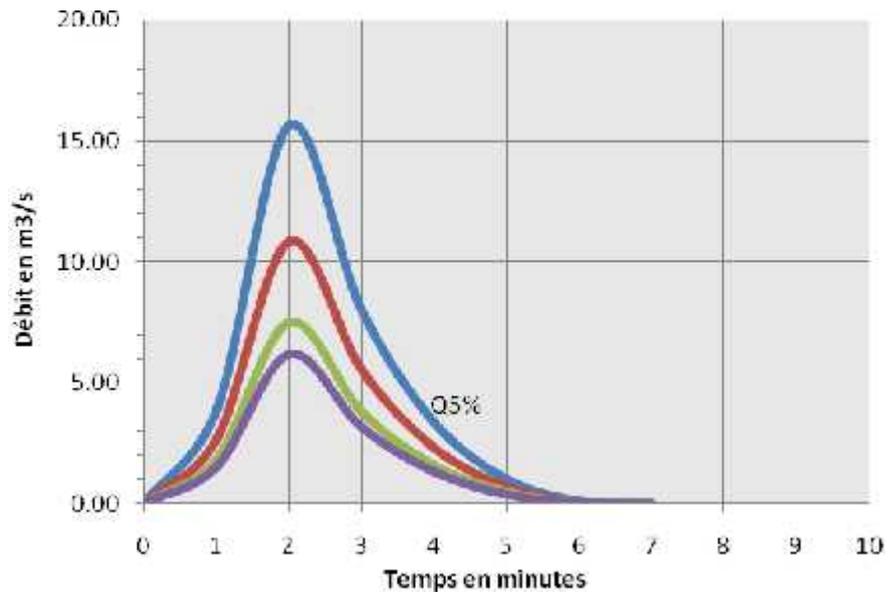


FIGURE III.13: HYDROGRAMME DE CRUE SB2

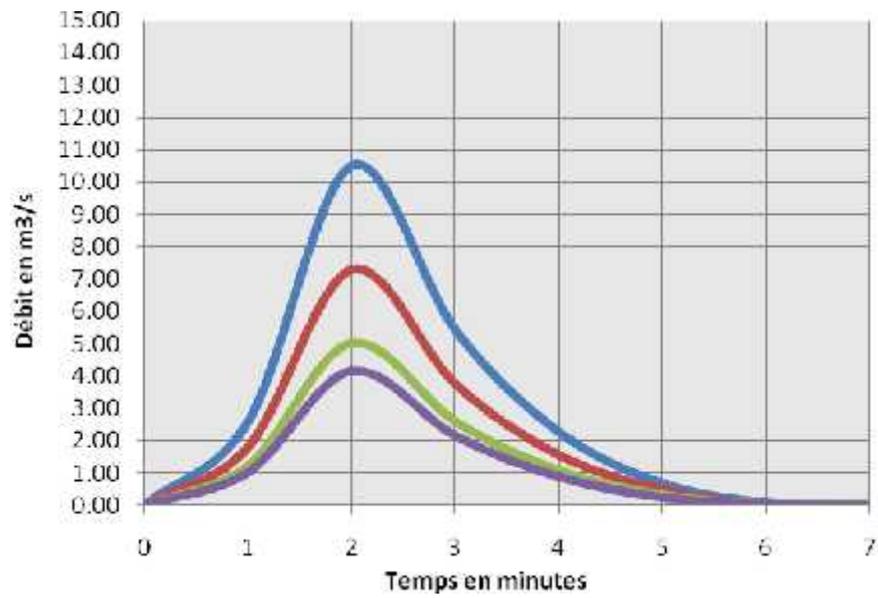


FIGURE III.14: HYDROGRAMME DE CRUE SB3

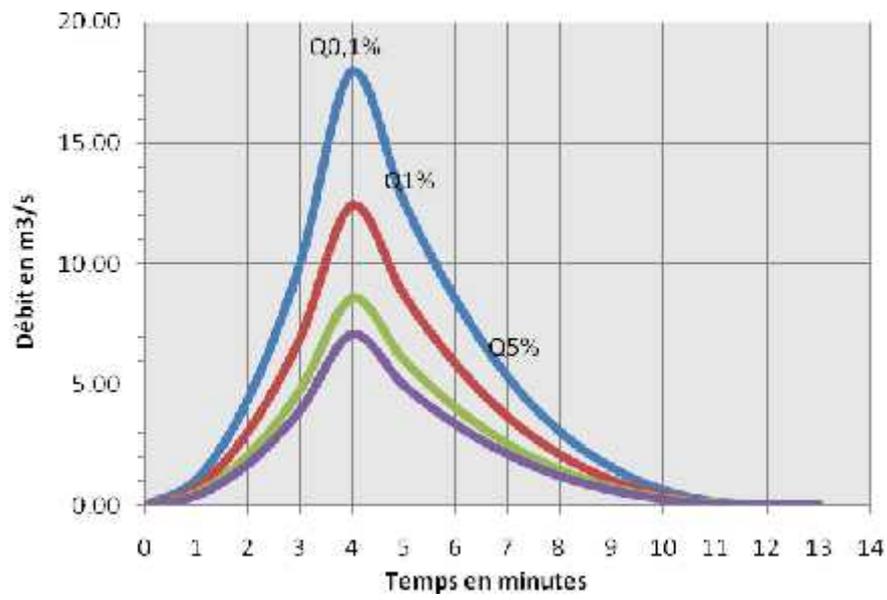


FIGURE III.15: HYDROGRAMME DE CRUE SB4

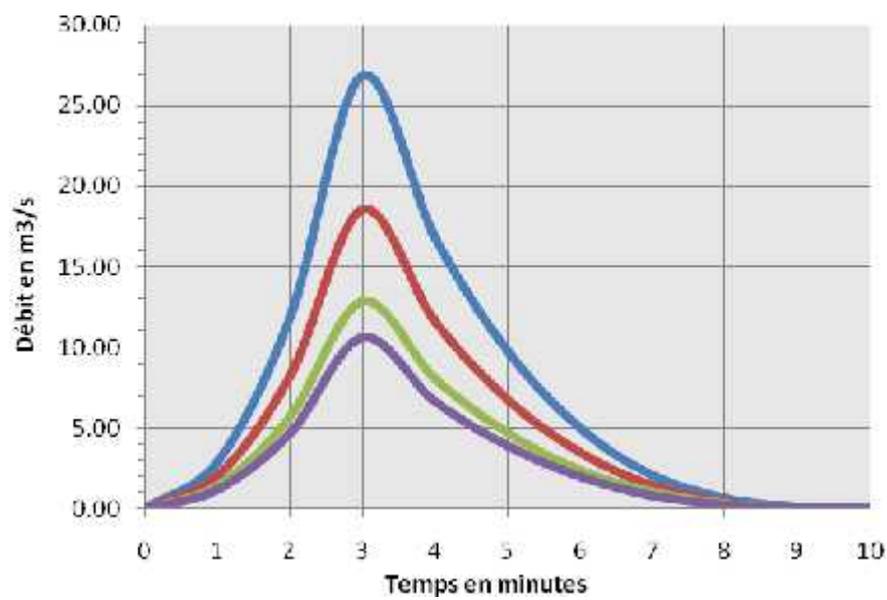


FIGURE III.16: HYDROGRAMME DE CRUE SB5

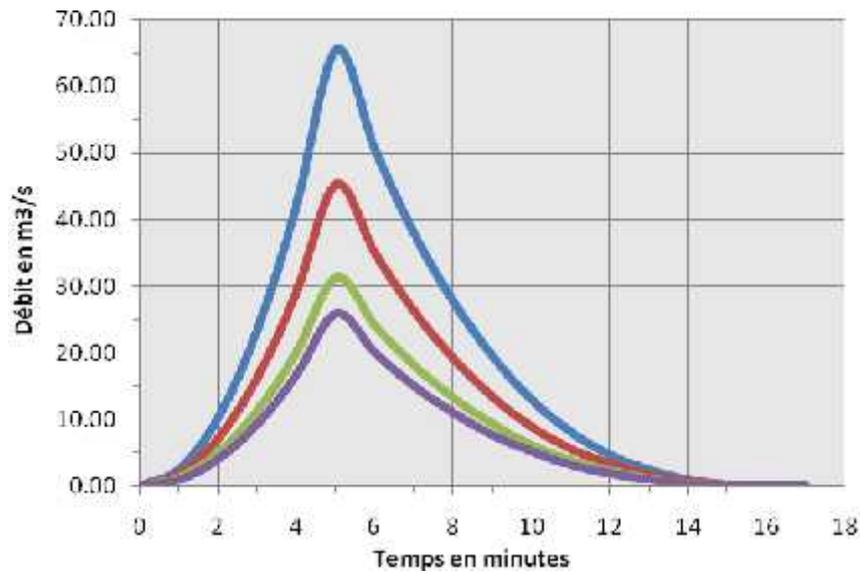


FIGURE III.17: HYDROGRAMME DE CRUE SB6

Légende :

Crue 0.1 %

Crue 5 %

Crue 1 %

Crue 10 %

III.6 CONCLUSION

La présente étude hydrologique s'inscrit dans le cadre de la protection de la Zone S'MARA de la ville d'EL-EULMA contre les inondations. Elle a pour objectif la quantification des apports liquides de différentes périodes de retour (5, 10, 20, 50 et 100 ans), y compris les hydrogrammes de crues correspondants en vue de la conception et du dimensionnement conformes des ouvrages d'aménagement de protection contre les inondations.

Pour ce faire et compte tenu de l'absence des données de jaugeages (bassins non jaugés), notre calcul basée seulement sur les formules empiriques usuelles communément utilisées en Algérie.

Dans ce chapitre, on a constaté aussi que la loi de Gumbel est le meilleur pour faire l'ajustement que la loi de Log normal.

Finalement, une évaluation plus ou moins variée a permis de fixer les valeurs des crues qui traversant la Zone S'MARA ont permis de dimensionner les ouvrages proposés pour protéger contre les inondations de cette ville.

IV.1 INTRODUCTION

Sur la base des résultats obtenus à partir des chapitres précédents, composés de l'étude géologique et en fonction de l'analyse de la zone d'étude, des schémas seront proposés. Le but de cette étude, est de bien protéger la zone S'MARA contre les inondations. Cette protection consiste à sélectionner les meilleures solutions d'aménagement compte tenu des conditions naturelles. Mais aussi il faut que les solutions, soient réalisables du point de vue technique et économique et qu'elles soient, bien adaptées au terrain avec ses conditions aussi bien topographiques que géologiques

IV.2 LES DIFFERENTS AMENAGEMENTS D'UN COURS D'EAU

Un canal est une machine hydraulique aménagée par l'Homme dont le concepteur modifie alors les caractéristiques géométriques et hydrauliques d'un cours d'eau, par curages, creusements, rectifications, élargissement, bétonnage des berges et du fond, recalibrage...

- **Dragage** : Approfondissement du lit mineur par prélèvement de ses matériaux.
- **Couverture de cours d'eau** : Canalisation poussée à l'extrême, notamment en milieu urbain ou périurbain, avec la couverture ou la mise sous tuyau complète du cours d'eau sur des linéaires pouvant être très importants.
- **Endiguement** : Augmentation de la hauteur des berges pour éviter le débordement des eaux et pour préserver le maximum d'espace pour l'agriculture et l'urbanisation. Dans les plaines alluviales, des milliers de kilomètres de berges de cours d'eau ont été protégés contre les processus d'érosion, le plus souvent au moyen de techniques dites "lourdes" à base de perrés, de murs de béton, d'enrochements, d'épis, de palplanches, de gabions,... etc.
- **Rectification** : De très nombreux cours d'eau naturellement sinueux ou méandriformes ont été artificiellement rectifiés sur de longues distances, généralement pour en augmenter la débitance (notamment grâce à l'augmentation de la pente) et réduire ainsi la fréquence de submersion des terrains riverains.
- **Recalibrage** : Le principe du recalibrage consiste à augmenter la débitance du lit mineur en augmentant la section d'écoulement par élargissement du lit, approfondissement ou les deux. Le recalibrage des cours d'eau est probablement l'un des types d'intervention les plus fréquemment réalisés dans le monde. Ce type de travaux hydrauliques a été mis en œuvre très anciennement dans les zones urbaines et périurbaines, souvent accompagné d'endiguements étroits, pour réduire la fréquence des inondations.

- **Déplacement de cours d'eau** : Un certain nombre de cours d'eau ont été volontairement déplacés de leur position initiale naturelle vers l'un ou l'autre côté du fond de vallée. Ces déplacements sont souvent très anciens (plusieurs siècles). L'objectif était principalement de gagner des terres cultivables ou d'améliorer leur exploitabilité en libérant.

IV.3 PROPOSITIONS D'AMENAGEMENT

Parmi les propositions d'aménagement, plusieurs variantes sont souvent utilisées dans les projets d'aménagement et de protection contre les crues, dans ce qui suit on s'intéresse aux variantes les plus réalisables ;

Première variante : protection avec des gabions

Deuxième variante: protection avec une digue en terre en matériaux locaux.

Troisième variante : protection avec un canal trapézoïdale (à ciel ouvert) en béton armé

IV.4 CHOIX DE LA VARIANTE LA PLUS CREDIBLE

- **Pour la Première variante**

Les gabions servent à la construction d'ouvrages efficaces et relativement peu coûteux pour la descente et la retenue des eaux. En agriculture par exemple, ils servent notamment à aménager :

- des chutes le long de cours d'eau et près de ponceaux pour adoucir les pentes abruptes et protéger contre l'érosion
- des chutes pour déverser des voies d'eau dans les fossés collecteurs.

Parmi les autres utilisations toutefois moins courantes qu'en agriculture, notons la protection des berges des cours d'eau et l'édification des murs de soutènement pour protéger contre l'érosion les flancs de coteaux.

On ne peut pas utiliser cette variante car

- 1) Les pierres à gabion (75 à 125 mm) peuvent être difficiles à obtenir dans certaines carrières.
- 2) Le grillage du gabion n'est pas disponible partout et peut se détériorer après quelques années.
- 3) L'utilisation de gabions se limite aux zones où l'écoulement est intermittent et où le drainage n'est pas très important.
- 4) Le principal inconvénient de ces techniques est de modifier le régime hydraulique de la rivière le long du linéaire mis en place. L'écoulement est en effet accéléré car on a diminué la rugosité de la berge

- **Pour la Deuxième variante**

On propose comme un deuxième aménagement de protection l'endiguement (digue de protection) pour protéger la zone d'équipements (habita, équipements) assez proche de l'oued, située en rive droite contre le débordement certain de l'oued en cet endroit.

Les digues de protection contre les inondations sont des ouvrages dont au moins une partie est construite en élévation au dessus du niveau du terrain naturel et destinés à contenir épisodiquement un flux d'eau afin de protéger des zones naturellement inondables. Les digues de protection contre les inondations constituent le deuxième grand type de digues. On trouve ces digues essentiellement le long des cours d'eau, parfois positionnées directement en contact avec la berge, ou éloignées de plusieurs mètres

On peut pas utilise cette variante aussi car les Inconvénients suivants

- 1) Il ya tout jour le risque de la rupture de digue
- 2) On ne peut pas utilise la diguette dans la ville
- 3) La surface utilisée par cette variante très grande par rapport la 3^{eme} variante

- **Pour la Troisième variante**

On propose comme Troisième variante un aménagement de l'oued en un canal trapézoïdal de dimension à déterminer grâce à logiciel "CANAL 21", la faible pente du thalweg naturel, va nous conduire à un canal de dimension importante, sur tout son

Donc on utilise ce variant car

- 1) Le faible coût, le revêtement se fait par un béton de faible épaisseur et armé par du treillis soudé (du fait de leur inclinaison, les berges sont auto stables).
- 2) Facilité d'entretien (les sections trapézoïdales offrent de faibles profondeurs).
- 3) Le nettoyage est facile
- 4) Le dailles de service et longe

IV.5 CONCLUSION

Après l'analyse des ouvrages de protection et d'évacuation des eaux pluviales provenant des bassins versants de la Zone S'MARA et pour résoudre l'origine du risque, on propose de réalisé un canal trapézoïdal

IV.1 INTRODUCTION

L'écoulement de l'eau à surface libre est un phénomène beaucoup plus compliqué que l'écoulement en charge parce que la présence d'une surface libre entraîne les variations des sections liquides suivant la longueur du courant même en cas d'obstacles insignifiants. Il exige l'étude des processus de formation des chaabs et parfois nécessite la prise en considération de l'influence des forces tensioactive ...etc. Les courants à surface libre peuvent être permanents, non permanent, uniforme ou non uniforme.

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

IV.2 DIMENSIONNEMENT DES OUVRAGES

Pour le dimensionnement de la variante choisie, il nous faut un débit de dimensionnement qui est en fonction de la période de retour. Nous avons opté pour une période de retour de **100ans**, auquel, il faut ajouter le débit correspondant aux apports solides. Toutefois ce débit est négligeable devant le débit de crue probable mais on ajoute une hauteur qui correspond ou compense ce débit dans le dimensionnement du canal.

Le dimensionnement proprement dit, consiste à calculer en écoulement à surface libre la hauteur d'eau dans le canal en fixant sa largeur, selon les valeurs trouvées, on augmente ou on diminue la largeur. A cette hauteur d'eau dite «Normale» s'ajoute une revanche qui est prise comme mesure de sécurité.

Donc, les paramètres clés pour le dimensionnement sont :

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

IV.3 GENERALITES

IV.3.1 Calcul hydraulique

Le calcul hydraulique s'inspire de la règle des valeurs extrêmes (débit et vitesse d'écoulement). Donc, les canaux doivent satisfaire les conditions de l'évacuation rapide et continue de toutes les quantités d'eaux dans le but d'assurer une protection suffisante contre les inondations.

IV.3.2 Les canaux à ciel ouvert

On appelle canal, un système de transport dans lequel l'eau s'écoule et dont la surface libre est soumise à la pression atmosphérique. Le profil de meilleure conductivité est le profil qui

véhicule le débit maximum. Pour un canal de pente "J" et de coefficient de rugosité "n", la section qui véhicule le débit maximum est celle où le rayon hydraulique est maximal, et la section est minimale. Parmi toutes les formes de section, la semi-circulaire est celle qui satisfait au rayon hydraulique maximum. Dans les conditions techniques de réalisation, la forme semi-circulaire sera plus coûteuse que celle de forme rectangulaire qui présente des avantages de simplicité de réalisation.

IV.3.3 Dimensionnement des canaux

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

La vitesse moyenne du courant sous la forme suivant :

$$V = C \cdot \sqrt{R \times I} \dots\dots\dots (IV.1)$$

On utilisant le rapport suivante : $Q = V \times S$, on obtient :

$$Q = CS \cdot \sqrt{R \times I} \dots\dots\dots (IV.2)$$

Avec :

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

S : section mouille (m^2),

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

I : pente de fond du canal (mm).

IV.3.4 Détermination de coefficient de Chézy

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

a- Formule de PAVLOVSKI

$$C = \frac{1}{n} R^{1/y} \dots\dots\dots (IV.3)$$

Avec : R : rayon hydraulique

n : la rugosité,

y : est l'exposant déterminé soit d'après la relation complète :

$$y = 2.5 \sqrt{n} - 0.13 - 0.75 \sqrt{R} (\sqrt{n} - 0.10) \dots\dots\dots (IV.4)$$

Soit d'après les égalités simplifiées :

$$y = 1.5 \sqrt{n} \quad \text{si} \quad R < 1m \dots\dots\dots (IV.5)$$

$$y = 1.3 \sqrt{n} \quad \text{si} \quad R > 1m \dots\dots\dots (IV.6)$$

b- Formule d'AGROSKINE

$$C = \frac{1}{n} + 17.72 \log R \dots\dots\dots (IV.7)$$

c- Formule de MANING-STRICKLER

$$C = \frac{1}{n} \cdot R^{\frac{1}{6}} \dots\dots\dots (IV.8)$$

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

$$V = K_s \cdot R_h^{2/3} \cdot I^{1/2} \dots\dots\dots (IV.9)$$

Avec :

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'enrochement ou gabionnage,
- $K_s = 70$ pour le cas du Béton,
- $K_s = 100$ pour le cas du PVC ou PEHD.

IV.3.5 Les paramètres géométriques

IV.3.5.1 Le choix de la section de meilleure conductivité

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

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

Parmi toutes les formes de section, on a la forme semi-circulaire (qui nous donne le rayon hydraulique maximum).

Les paramètres géométriques sont résumés dans le tableau ci-dessous.

Tableau.IV.1 : Paramètres géométriques d'une section semi-circulaire

La section	Paramètre		
	S	P	R
Semi-circulaire	$\times r^2 / 2$	$\times r$	$r/2 = h/2$

Mais cette forme n'est réalisée que dans les canaux artificiels en béton ou en métal. Dans les conditions techniques de réalisation, la forme semi-circulaire sera plus coûteuse que la forme Trapézoïdale qui présente des simplicités de réalisation.

A cet effet notre choix portera sur la section Trapézoïdale dont les caractéristiques sont

reportées dans le tableau suivant.

Tableau.IV.2 : Paramètres géométriques d'un canal à section Trapézoïdale

Désignatio	Expression	Définition
B	$b+2mh$	Largeur supérieur de la section
S	$bh+mh^2$	la surface mouillée
P	$b+2h(1+m^2)^{1/2}$	le périmètre mouillé
R_h	$\frac{S}{p}$	rayon hydraulique

IV.3.5.2 Calcul du rayon hydraulique maximal

On a : $R_h = \frac{S}{P}$ (IV.10)

Alors : Le rayon hydraulique sera max pour une valeur de P_{min} .
Le périmètre soit min pour $dP=0$.

On a :

$dS = h db + (b + m.h) dh = 0$ (IV.11)

$dP = db + 2(1 + m^2)^{0.5} dh = 0$ (IV.12)

Les équations (11) et (12) donnent :

$b = 2h(1 + m^2)^{0.5} - m$ (IV.13)

$S = 2 \times (\sqrt{1 + m^2} - m)$ (IV.14)

IV.3.6 Calcul de la profondeur normal h_n

Pour la détermination de h_n , on utilise la méthode itérative.

On tire la valeur de (b) à partir de l'équation générale de l'écoulement uniforme :

$Q = S . C . \sqrt{R} . \sqrt{I}$ (IV.15) -

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

Par la suite, on trace la courbe : $Q = f(b)$ et on détermine la valeur de b (m) correspondante à Q_n , C'est à- dire, on cherche b (m) pour le débit Q_{max} .

IV.3.7 Calcul de la profondeur critique h_{cr}

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

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

IV.3.7.1 Méthode graphique

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

Et puisque la valeur de h_{cr} est la valeur qui correspondre une énergie spécifique et minimale. Donc on construit le graphe : $H_s = f(h)$, sachant que : $H_s = E_p + E_c$,

D'où :

E_p : Energie potentielle est égale à h, ($E_p = h$),

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

IV.3.7.2 Méthode analytique d'AGROSKINE

La méthode d'AGROSKINE utilise la formule suivante :

La condition de criticité est :
$$\frac{r \times Q^2 \times B_{cr}}{g \times S_{cr}^3} = 1$$

Avec :

B : largeur du plan d'eau en surface,

g : l'accélération gravitaire prise égale 9,81.

Pour un canal rectangulaire :

IV.3.7.3 Calcul de la pente critique

La pente critique correspondant à la profondeur critique.

La pente critique est donnée par la formule suivante :

$$Q = C \cdot S_{cr} \cdot \sqrt{R_h \cdot I_{cr}} \dots\dots\dots (IV.16)$$

Donc :

$$I_{cr} = \frac{Q^2}{C^2 \cdot S_{cr}^2 \cdot R_h} \dots\dots\dots (IV.17)$$

IV.3.8 Calcul de la ligne d'eau

IV.3.8.1 Equation de la surface libre de la ligne d'eau

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

En se basant sur l'équation d'énergie :

$$H = z + V^2 / 2g + h \dots\dots\dots (IV.18)$$

Et sur l'équation de la continuité :

$$Q = V \cdot S \dots\dots\dots (IV.19)$$

Dérivant l'équation (19) par rapport à dx, on trouve :

$$\frac{d}{dx} \cdot \left(\frac{(Q / S)^2}{2 g} \right) + \frac{dh}{dx} + \frac{dz}{dx} = \frac{dH}{dx} \dots\dots\dots (IV.20)$$

Comme : $\frac{dz}{dx} = -J_f$ et $\frac{dH}{dx} = -J_e = -\frac{(Q / S)^2}{C^2 \cdot R_h}$

On trouve :

$$\frac{dh}{dx} = J_f \frac{1 - \frac{(Q / S)^2}{C^2 \cdot R_h \cdot j_f}}{1 - \frac{(Q / S)^2}{g \cdot S / B}} \dots\dots\dots (IV.21)$$

IV.3.8.2 Calcul de la surface d'eau

Pour le tracé de la surface d'eau, on doit passer par l'intégration de l'équation N° (21).

On peut distinguer pour cela 3 méthodes de calcul :

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

IV.3.9 Calcul des paramètres de courbure du canal

Compte tenir de la topographie du terrain naturel, le canal d'évacuation d'eaux pluviales présente des courbures aux plusieurs points. Une courbe qui se trouve dans un canal rectiligne provoque un changement de direction de l'écoulement.

Le débit Q, la vitesse moyenne U et la surface S restent constants à travers la courbe. La répartition de la profondeur h (y) donne tout fois une pente transversale et la force centrifuge qui s'exerce sur l'écoulement en courbe provoque une surélévation H sur le bord extérieur.

L'expression de H est donnée par

$$\Delta H = \frac{V^2}{g} \cdot \text{Log} \left(1 + \frac{L}{R} \right)$$

Avec :

L : Largeur, (m)

R : Rayon de courbure, (m)

Hauteur d'eau au niveau du coude : $H_f = H + \frac{\Delta H}{2}$

IV.3.10 Raccordement des canaux

La différence des largeurs entre deux tronçons différents nécessite la réalisation d'un ouvrage de raccordement (selon la section) pour maintenir les conditions de bon écoulement. Son estimation est établie par la relation :

$$L = \frac{b_2 - b_1}{2tgS}, \text{ m}$$

D'où :

L : Longueur du raccordement, (m).

b_2, b_1 , Largeur du premier et deuxième tronçon, (m).

S : Angle du divergent, en degrés.

Remarque :

1- Pour notre étude, on va utiliser le logiciel "CANAL 21" dont le principe de calcul est basé sur la première méthode (La méthode par approximation successive).

Ce logiciel permet trois types d'études différents :

- 1) Etude d'une section transversale de bief :
 - calcul des paramètres hydrauliques liés à la section.
 - Etude de l'écoulement uniforme dans la section.
- 2) Etude d'un ouvrage considéré isolément :
 - déversoir (surface libre).
 - vanne ou orifice (en charge).
- 3) Etude de la ligne d'eau en écoulement permanent dans un "canal" complexe, constitué d'éléments divers. (Biefs, ouvrages...).

2- Pour la détermination des pentes de projet, on s'est basé sur le levé topographique de la Zone S'MARA de la ville d'EL-EULMA qui nous a permis de tracer les profils en long de chaque tronçon.

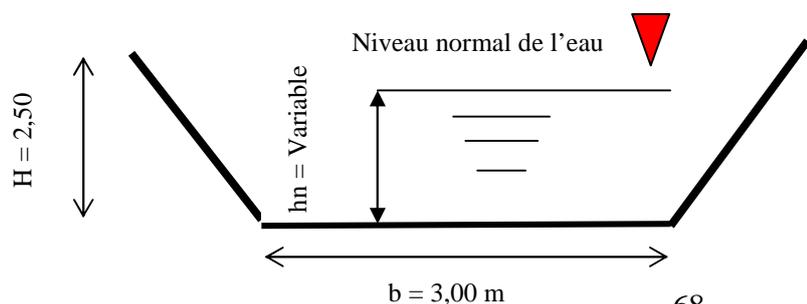
IV.4 DIMENSIONNEMENT DES AMENAGEMENTS

IV.4.1.1 Calcul hydraulique d'oued Guelt ZERGA

Caractéristiques du canal (Revêtement en Béton –Armé)

Section de forme Trapézoïdale ouverte.

- Q total = 24.80 m³/s
- m = 3,00
- b = 3,00
- H = 2,50 m



- n = 0.016.

- Longueur total des Tronçons indiqué L = 1455.90 m

IV.4.1.2 Calcul de la pente critique d'oued GUELT ZERGA

Section Trapézoïdale de dimensions (3,00 x 1,00) m

Débit centennale Q1 % = 24,80 m³ / s:

Base du canal b = 3,00 m

- Coefficient hydraulique constant a = 1,1.

Formule du calcul de la hauteur critique pour section Trapézoïdale :

$$k = 3\sqrt{r \cdot Q^2 / g \cdot b^2} \text{ et } \frac{m k}{b}$$

$$D'où hcr = \left(1 - \frac{cr}{3} + 0,105 \cdot cr^2 \right)$$

D'après le calcul hydraulique par la méthode de CAUHY & OILER, la

- Hauteur critique hcr = 1,485 m d'où :

- Vitesse critique Vcr = 3.195 m / s

- Pente critique Icr = 0,002891

- Coefficient de CHEZY C = 61,635 m^{0,5}/s.

- Rayon hydraulique critique Rcr = 0,929 m.

- Surface hydraulique Scr = 7,763 m².

- Coefficient hydraulique constant a = 1,1

$$Icr = \frac{Q^2}{C \cdot cr^2 \cdot Rcr \cdot Scr^2} = \frac{(24,80)^2}{(61.635)^2 \cdot (0.929) \cdot (7.763)^2} = 0.002891.$$

Donc la pente critique égale Icr = 0,002891..

D'où la vitesse critique Vcr = 3.195 m / s

On peut représenter la courbe de tarage et le type de la section comme suit

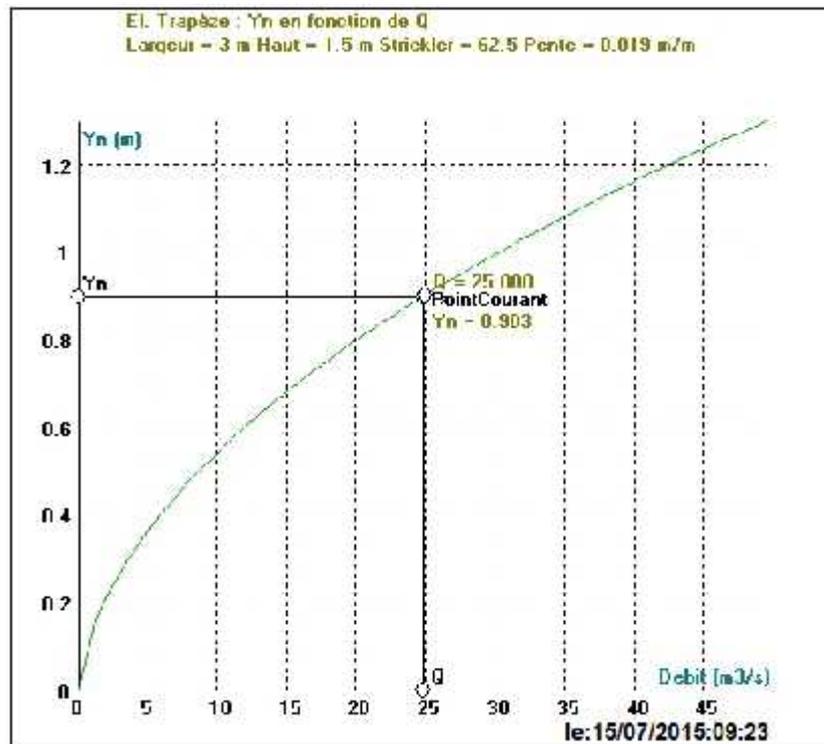


FIGURE IV.1 : Courbe de tarage du canal Guelt ZERGA

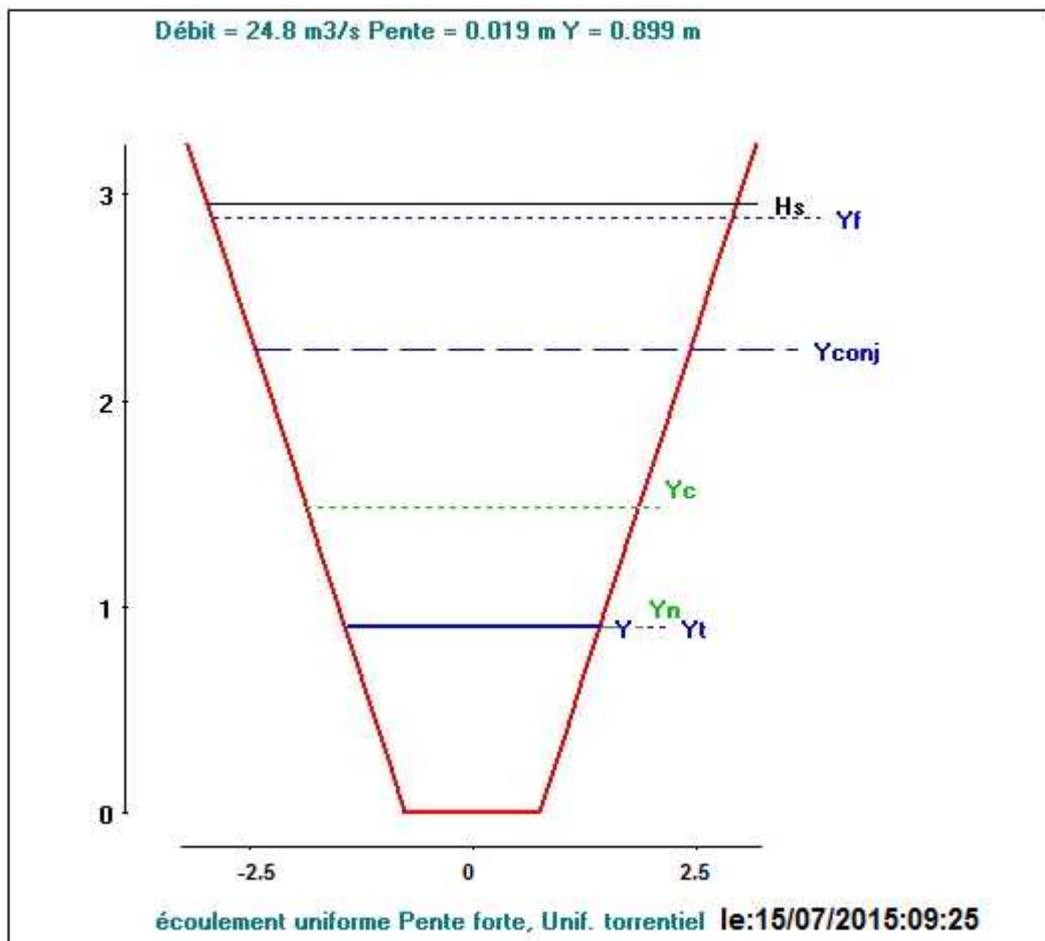


FIGURE IV.2 : Type de la section de forme trapézoïdale du canal Guelt ZERGA

IV.4.1.3 Calcul hydraulique du dalot GUEL T ZERGA

Caractéristiques du dalot traversé sur Route

Section de forme Rectangulaire fermée Dalot traversée sur route.

- $Q = 24.80 \text{ m}^3/\text{s}$

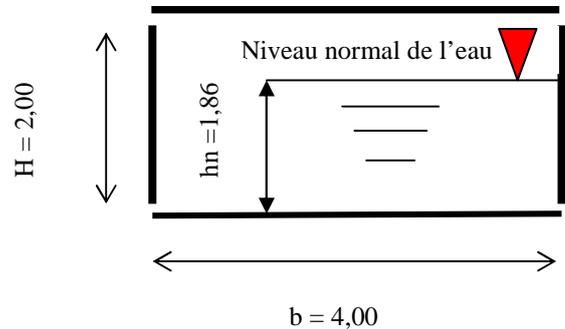
- $m = 0.00$

- $b = 4,00$

- $H = 2,00 \text{ m}$

- $n = 0.016$

- L_1 longueur du tronçon Dalot N°01=9,33 m



IV.4.1.4 Calcul de la pente critique au niveau du dalot GUEL T ZERGA

Section Rectangulaire fermée de dimensions (4,00 x 2,00) m

Débit centennale $Q_{1\%} = 24,80 \text{ m}^3 / \text{s}$:

Base du canal $b = 4,00 \text{ m}$

- Coefficient hydraulique constant $a = 1,1$.

Formule du calcul de la hauteur critique pour section Trapézoïdale :

$$k = 3\sqrt{r \cdot Q^2 / g \cdot b^2} \text{ et } \frac{m \cdot k}{b}$$

$$D'où hcr = \left(1 - \frac{cr}{3} + 0,105 \cdot cr^2 \right)$$

D'après le calcul hydraulique par la méthode de CAUHY & OILER, la

- Hauteur critique $hcr = 1,58 \text{ m}$ d'où :

- Vitesse critique $Vcr = 3.92 \text{ m / s}$

- Pente critique $Icr = 0,004682$

- Coefficient de CHEZY $C = 61,04 \text{ m}^{0,5}/\text{s}$.

- Rayon hydraulique critique $Rcr = 0,883 \text{ m}$.

- Surface hydraulique $Scr = 6,32 \text{ m}^2$.

- Coefficient hydraulique constant $a = 1,1$

$$Icr = \frac{Q^2}{C^2 \cdot Rcr \cdot Scr^2} = \frac{(24,80)^2}{(61,038)^2 \cdot (0,883) \cdot (6,320)^2} = 0.004682.$$

$$Icr = \frac{Q^2}{C^2 \cdot Rcr \cdot Scr^2} = \frac{(24,80)^2}{(61,038)^2 \cdot (0,883) \cdot (6,320)^2} = 0.004682.$$

Donc la pente critique égale $Icr = 0,004682$.

D'où la vitesse critique $Vcr = 3.924 \text{ m / s}$

- $Y_{cr} = 1.58 \text{ m}$; $Y_n = 1,86 \text{ m}$, $V_{cr} = 3.92 \text{ m/s}$,
- $V = 3.33 \text{ m/s}$, $I_{cr} = 0.004682$, $I = 0,003 = 0,30 \%$

Le calcul de la ligne d'eau s'effectue par le logiciel CANAL21, le tronçon a traversée en Dalot, la hauteur normal désigné par l'abréviation « Y_n » est supérieur à la hauteur critique « Y_c » d'où le régime du courant d'eau est fluvial

$$I = 0,003 < I_{cr} = 0,004682$$

-----> le régime est fluvial

$$Y_{cr} = 1,58 \text{ m} < Y_n = 1,86 \text{ m}$$

On peut représenter la courbe de tarage et le type de la section comme suit

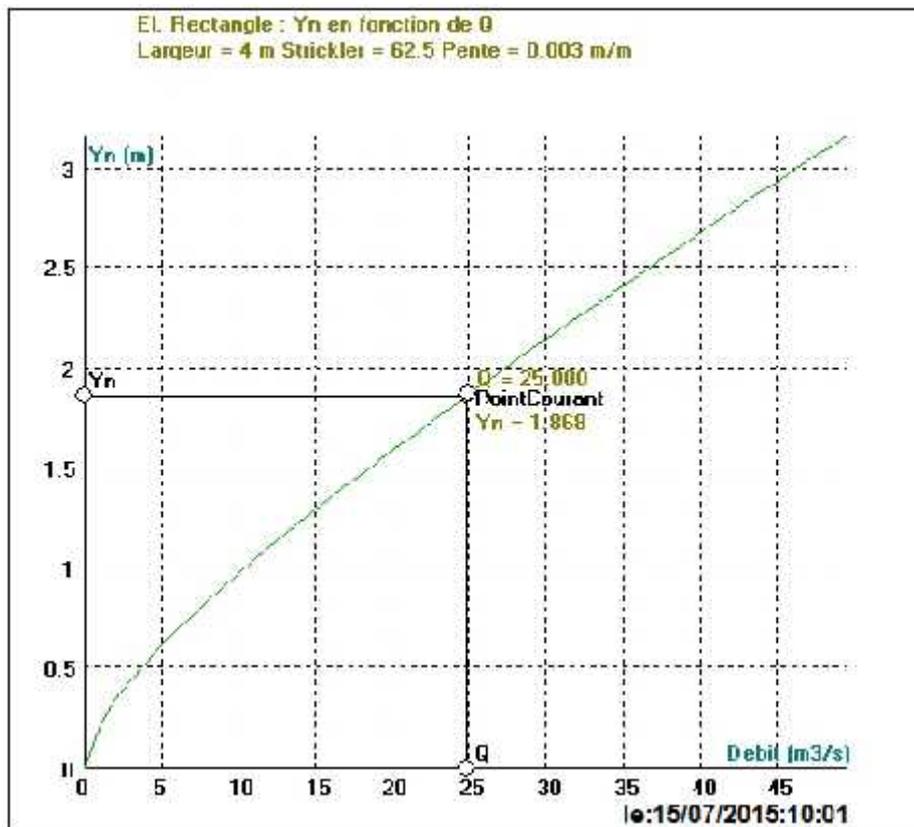


FIGURE IV.3 : Courbe de tarage du Dalot

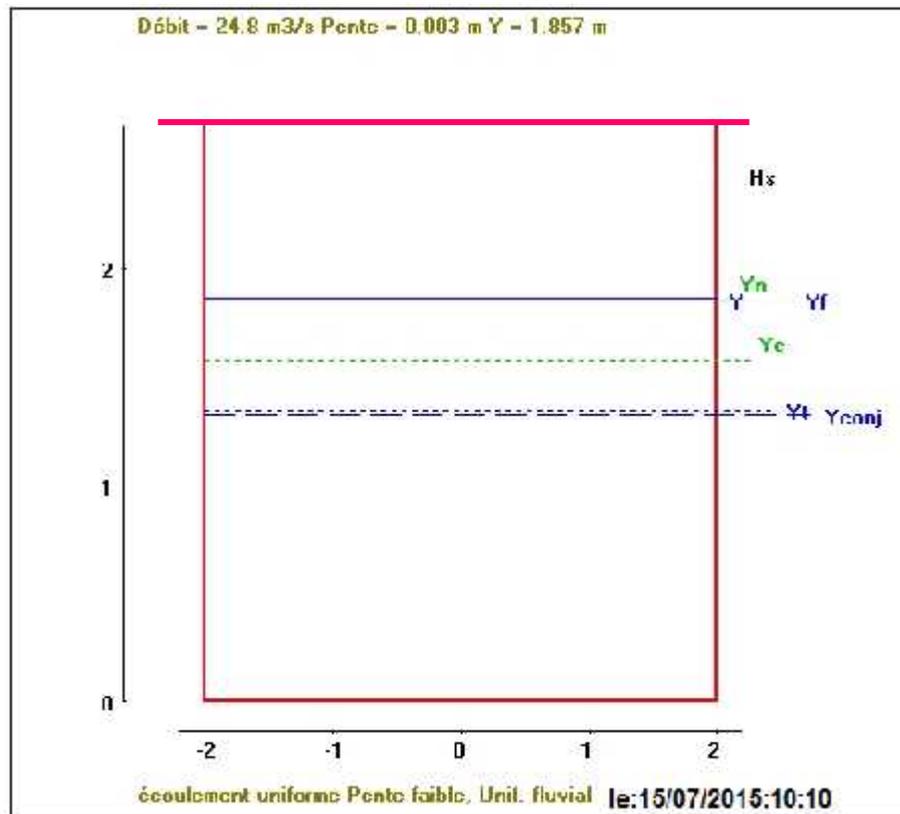


FIGURE IV.4 : Section type du Dalot de dimension (4.00 x 2.00) de la traversée sur route

- Y_c : Hauteur critique de la ligne d'eau.
- Y_n : Hauteur normale du tirant d'eau ;
- Q : Débit centennal de la crue du projet.
- Y_{conj} : Hauteur conjugué du tirant d'eau.
- Y_f : Hauteur fluvial.
- Y_t : Hauteur torrentiel.
- H_s : Charge spécifique.

Tableau .IV.3 : Paramètres de calcul du Dalot sur canal GUEL T ZERGA

Données																		
Géométrie	Largeur	Fruit	Rugosité	Pente	Débit	Hauteur	Géométriques				Hydraulique							
Type	b	m	K	I	Q	Y	Hs	Lm	Pm	Sm	Rh	V	Fr	Hsc	Yc	Yn	J	LBief
Dalot	4.00	0	62,50	+0.003	24.80	2.59	0.913	4.00	9.19	10.38	0.96	3.33	0.28	2.00	1.58	1.86	0.0300	9.33 m

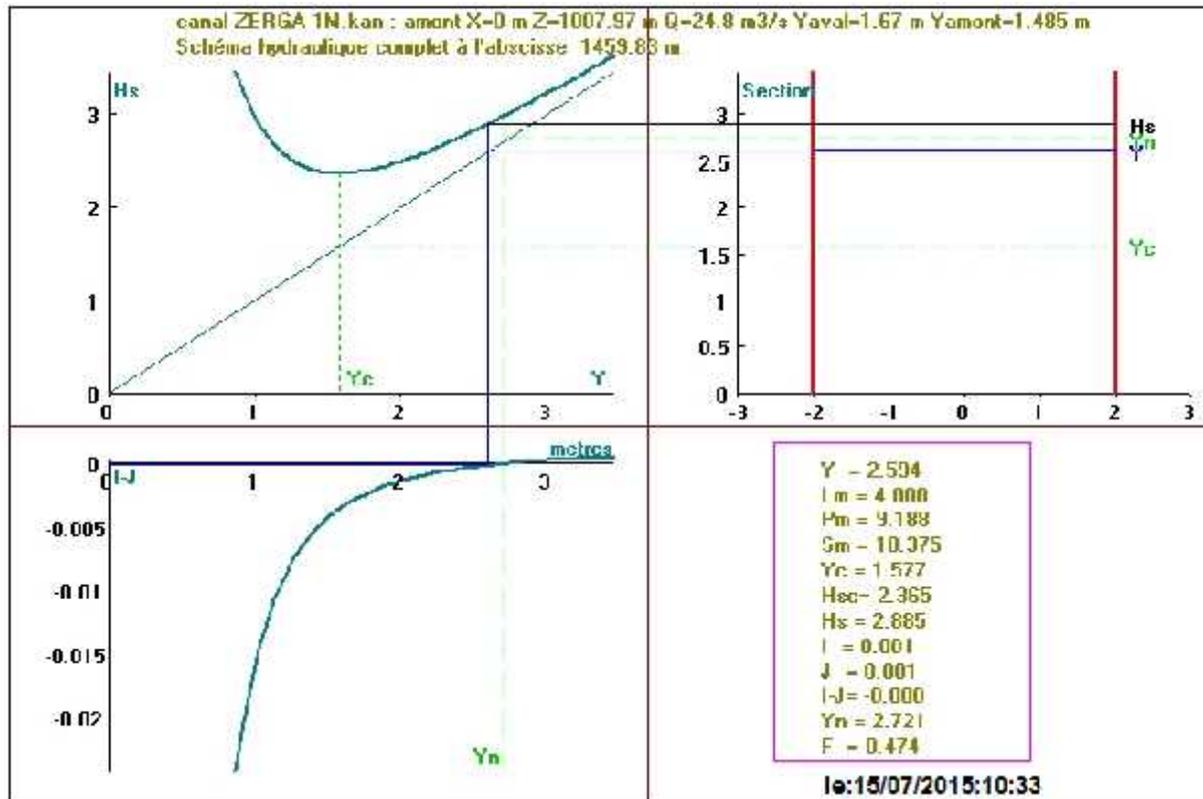


FIGURE IV.5 : Schéma hydraulique du Dalot GUEL T ZERGA

Les Paramètres de calcul du canal et Paramètre de la ligne d'eau d'oued GUEL T ZERGA sont reposer dans le tableau suivant

Tableau IV.5 : Les différent Paramètres de calcul du canal et Paramètre de la ligne d'eau d'oued GUEL T ZERGA

no	Elem	x	Zf	Y	V	H	Hs	reg.	Pm	S	Lm	I	Yc	HsC	Z
.	.	m	m	m	m/s	m	m	.	m	m ²	m	m/m	m	m	m
0	1	0.00	1007.47	1.49	3.20	1009.48	2.01	tor	8.35	7.76	7.45	0.019	1.49	2.01	1008.96
15	1	40.96	1006.68	1.03	5.28	1009.14	2.45	tor	6.72	4.70	6.10	0.019	1.49	2.01	1007.72
16	1	43.69	1006.63	1.03	5.33	1009.11	2.47	tor	6.70	4.65	6.08	0.019	1.49	2.01	1007.66
17	1	46.42	1006.58	1.02	5.38	1009.07	2.49	tor	6.67	4.61	6.06	0.019	1.49	2.01	1007.60
18	1	49.15	1006.53	1.01	5.43	1009.04	2.51	tor	6.65	4.57	6.04	0.019	1.49	2.01	1007.54
19	1	51.88	1006.47	1.01	5.47	1009.00	2.53	tor	6.63	4.54	6.02	0.019	1.49	2.01	1007.48
20	2	51.88	1006.47	1.01	5.47	1009.00	2.53	tor	6.63	4.54	6.02	0.008	1.49	2.01	1007.48
35	2	166.12	1005.58	1.12	4.76	1007.85	2.27	tor	7.02	5.21	6.35	0.008	1.49	2.01	1006.70
36	2	173.73	1005.52	1.12	4.74	1007.79	2.26	tor	7.03	5.23	6.36	0.008	1.49	2.01	1006.64
37	2	181.35	1005.46	1.12	4.72	1007.72	2.26	tor	7.05	5.25	6.37	0.008	1.49	2.01	1006.59
38	2	188.96	1005.41	1.12	4.71	1007.66	2.25	tor	7.05	5.27	6.37	0.008	1.49	2.01	1006.53
39	2	196.58	1005.35	1.13	4.69	1007.60	2.25	tor	7.06	5.28	6.38	0.008	1.49	2.01	1006.47
40	3	196.58	1005.35	1.13	4.69	1007.60	2.25	tor	7.06	5.28	6.38	0.007	1.49	2.01	1006.47
55	3	315.55	1004.47	1.16	4.53	1006.67	2.20	tor	7.17	5.48	6.47	0.007	1.49	2.01	1005.62
56	3	323.48	1004.41	1.16	4.53	1006.61	2.20	tor	7.17	5.48	6.47	0.007	1.49	2.01	1005.56
57	3	331.41	1004.35	1.16	4.52	1006.55	2.20	tor	7.17	5.48	6.47	0.007	1.49	2.01	1005.51
58	3	339.34	1004.29	1.16	4.52	1006.49	2.20	tor	7.18	5.49	6.47	0.007	1.49	2.01	1005.45
59	3	347.27	1004.23	1.16	4.52	1006.43	2.20	tor	7.18	5.49	6.48	0.007	1.49	2.01	1005.39
60	4	347.27	1004.23	1.16	4.52	1006.43	2.20	tor	7.18	5.49	6.48	0.004	1.49	2.01	1005.39
75	4	743.05	1002.61	1.36	3.63	1004.64	2.03	tor	7.89	6.83	7.07	0.004	1.49	2.01	1003.96
76	4	769.43	1002.50	1.36	3.63	1004.53	2.03	tor	7.89	6.83	7.07	0.004	1.49	2.01	1003.86
77	4	795.82	1002.39	1.36	3.63	1004.42	2.03	tor	7.89	6.83	7.07	0.004	1.49	2.01	1003.75
78	4	822.20	1002.28	1.36	3.63	1004.31	2.03	tor	7.89	6.83	7.07	0.004	1.49	2.01	1003.64
79	4	848.59	1002.18	1.36	3.63	1004.20	2.03	tor	7.89	6.83	7.07	0.004	1.49	2.01	1003.53

no	Elem	x	Zf	Y	V	H	Hs	reg.	Pm	S	Lm	I	Yc	HsC	Z
80	5	848.59	1002.18	1.36	3.63	1004.20	2.03	tor	7.89	6.83	7.07	0.007	1.49	2.01	1003.53
95	5	1074.70	1000.55	1.17	4.45	1002.73	2.18	tor	7.23	5.58	6.52	0.007	1.49	2.01	1001.72
96	5	1089.78	1000.44	1.17	4.45	1002.62	2.18	tor	7.23	5.58	6.52	0.007	1.49	2.01	1001.61
97	5	1104.85	1000.33	1.17	4.45	1002.51	2.18	tor	7.22	5.57	6.51	0.007	1.49	2.01	1001.50
98	5	1119.93	1000.22	1.17	4.45	1002.40	2.18	tor	7.22	5.57	6.51	0.007	1.49	2.01	1001.39
99	5	1135.00	1000.11	1.17	4.45	1002.29	2.18	tor	7.22	5.57	6.51	0.007	1.49	2.01	1001.28
100	6	1135.00	1000.11	1.17	4.45	1002.29	2.18	tor	7.22	5.57	6.51	0.004	1.49	2.01	1001.28
110	6	1226.32	999.79	1.37	3.60	1001.82	2.03	tor	7.93	6.90	7.10	0.004	1.49	2.01	1001.16
115	6	1271.97	999.63	1.76	2.49	1001.71	2.08	flu	9.36	9.96	8.29	0.004	1.49	2.01	1001.40
116	6	1281.11	999.60	1.80	2.41	1001.70	2.10	flu	9.50	10.28	8.41	0.004	1.49	2.01	1001.40
117	6	1290.24	999.57	1.84	2.34	1001.69	2.12	flu	9.64	10.60	8.52	0.004	1.49	2.01	1001.41
118	6	1299.37	999.54	1.88	2.27	1001.68	2.14	flu	9.77	10.92	8.63	0.004	1.49	2.01	1001.42
119	6	1308.50	999.51	1.91	2.21	1001.67	2.16	flu	9.90	11.24	8.74	0.004	1.49	2.01	1001.42
120	7	1308.50	999.51	1.91	2.21	1001.67	2.16	flu	9.90	11.24	8.74	0.003	1.49	2.01	1001.42
135	7	1424.87	999.16	2.28	1.70	1001.58	2.43	flu	11.21	14.62	9.83	0.003	1.49	2.01	1001.43
136	7	1432.63	999.13	2.30	1.67	1001.58	2.44	flu	11.30	14.85	9.91	0.003	1.49	2.01	1001.44
137	7	1440.38	999.11	2.33	1.64	1001.57	2.46	flu	11.39	15.09	9.98	0.003	1.49	2.01	1001.44
138	7	1448.14	999.09	2.35	1.62	1001.57	2.48	flu	11.47	15.33	10.05	0.003	1.49	2.01	1001.44
139	7	1455.90	999.06	2.37	1.59	1001.57	2.50	flu	11.56	15.57	10.12	0.003	1.49	2.01	1001.44
140	8	1455.90	999.06	1.86	3.34	1001.49	2.43	flu	7.71	7.43	4.00	0.003	1.58	2.37	1000.92
155	8	1463.27	999.04	1.86	3.34	1001.47	2.43	flu	7.71	7.43	4.00	0.003	1.58	2.37	1000.90
156	8	1463.76	999.04	1.86	3.34	1001.47	2.43	flu	7.71	7.43	4.00	0.003	1.58	2.37	1000.90
157	8	1464.25	999.04	1.86	3.34	1001.46	2.43	flu	7.71	7.43	4.00	0.003	1.58	2.37	1000.90
158	8	1464.74	999.04	1.86	3.34	1001.46	2.43	flu	7.71	7.43	4.00	0.003	1.58	2.37	1000.89
159	8	1465.23	999.04	1.86	3.34	1001.46	2.43	flu	7.71	7.43	4.00	0.003	1.58	2.37	1000.89
160	9	1465.23	999.04	1.86	3.34	1001.46	2.43	flu	7.71	7.43	4.00	0.003	1.58	2.37	1000.89
176	9	2243.46	996.70	1.84	3.36	999.12	2.42	flu	7.69	7.37	4.00	0.003	1.58	2.37	998.54
177	9	2292.10	996.55	1.83	3.38	998.97	2.42	flu	7.67	7.33	4.00	0.003	1.58	2.37	998.39

178	9	2340.74	996.41	1.82	3.42	998.82	2.41	flu	7.63	7.26	4.00	0.003	1.58	2.37	998.22
179	9	2389.38	996.26	1.78	3.49	998.66	2.40	flu	7.56	7.12	4.00	0.003	1.58	2.37	998.04
180	9	2438.02	996.12	1.67	3.71	998.49	2.37	flu	7.34	6.68	4.00	0.003	1.58	2.37	997.79
181	10	2438.02	996.12	1.67	3.71	998.49	2.37	flu	7.34	6.68	4.00	0.004	1.58	2.37	997.79

On peut représenter le Schéma du calcul de la ligne d'eau comme suit

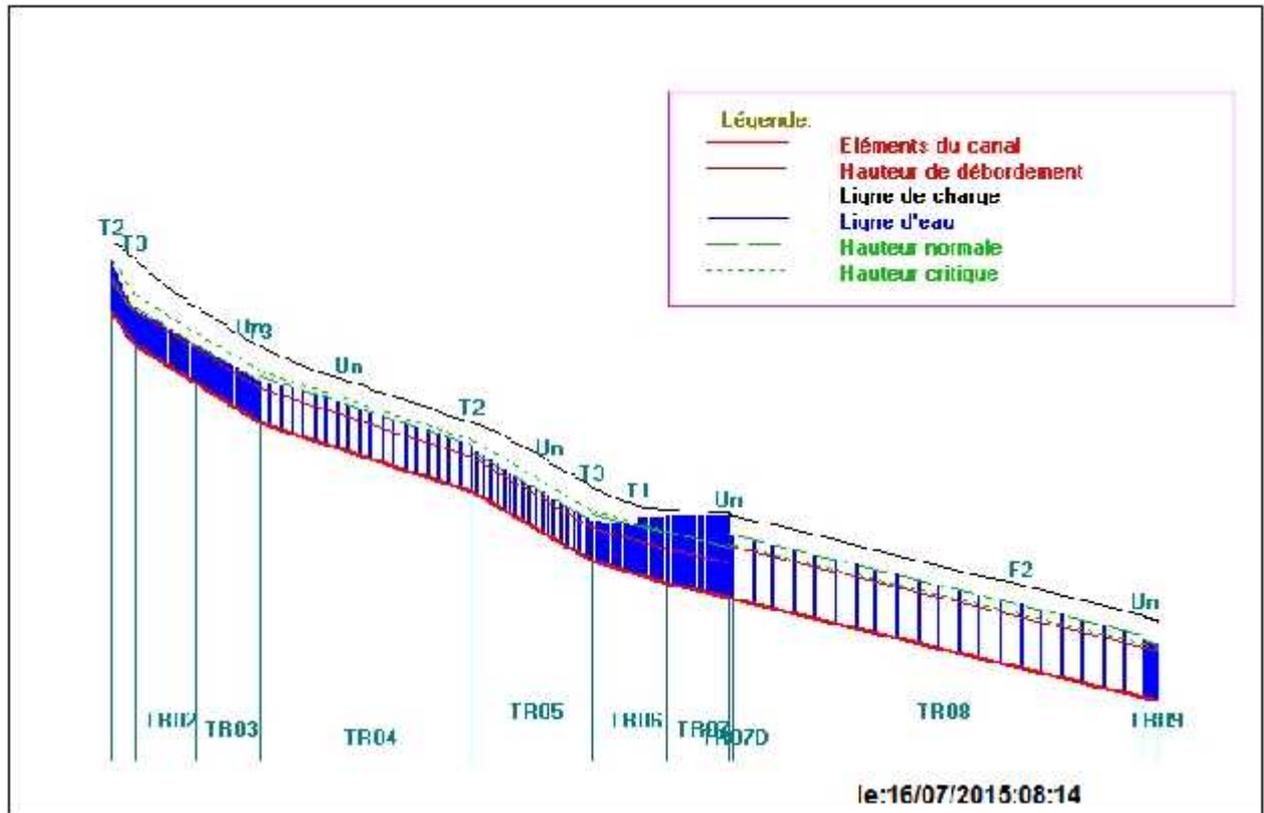


FIGURE IV.7 : Schéma du calcul de la ligne d'eau du canal GUELT ZERGA

IV.4.2.1 Calcul hydraulique d'oued Guelt Khemamssa avant la jonction d'oued Jenba

Caractéristiques du canal (Revêtement en Béton –Armé)

Section de forme Trapézoïdale ouverte.

- $Q \text{ total} = 7.28 \text{ m}^3/\text{s}$

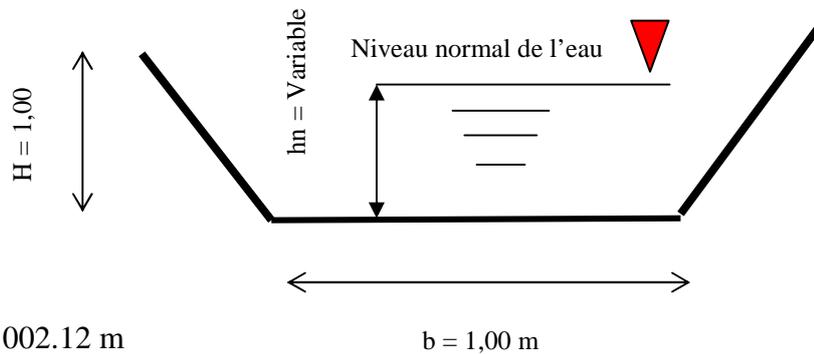
- $m = 1.5$

- $b = 1,00$

- $H = 1,00 \text{ m}$

- $n = 0.016.$

- Longueur total des Tronçons indiqué $L = 1002.12 \text{ m}$



IV.4.2.2 Calcul du pente critique au niveau de oued GUELT KHEMAMASSA avant la jonction, avec oued DJENBA

Section Trapézoïdale ouvert de dimensions (1,00 x 1,00) m

Débit centennale $Q_{1\%} = 7,28 \text{ m}^3 / \text{s}:$

Base du canal $b = 1,00 \text{ m}$

- Coefficient hydraulique constant $a = 1,1$.

Formule du calcul de la hauteur critique pour section Trapézoïdale :

$$k = 3\sqrt{r \cdot Q^2 / g \cdot b^2} \text{ et } \frac{m k}{b} = \dots$$

$$D'où hcr = \left(1 - \frac{cr}{3} + 0,105 \cdot cr^2 \right)$$

D'après le calcul hydraulique par la méthode de CAUHY & OILER, la

- Hauteur critique $hcr = 1,08 \text{ m}$ d'où :

- Vitesse critique $Vcr = 2.56 \text{ m / s}$

- Pente critique $Icr = 0,003565$

- Coefficient de CHEZY $C = 56,35 \text{ m}^{0,5}/\text{s}$.

- Rayon hydraulique critique $Rcr = 0,579 \text{ m}$.

- Surface hydraulique $Scr = 2,84 \text{ m}^2$.

- Coefficient hydraulique constant $a = 1,1$

$$Icr = \frac{Q^2}{C \cdot cr^2 \cdot Rcr \cdot Scr^2} = \frac{(7,28)^2}{(56.354)^2 \cdot (0.579) \cdot (2.842)^2} = 0.003565.$$

Donc la pente critique égale $Icr = 0,003565$.

D'où la vitesse critique $Vcr = 2.56 \text{ m / s}$

On peut représenter la courbe de tarage et le Schéma du calcul de la ligne d'eau comme suit

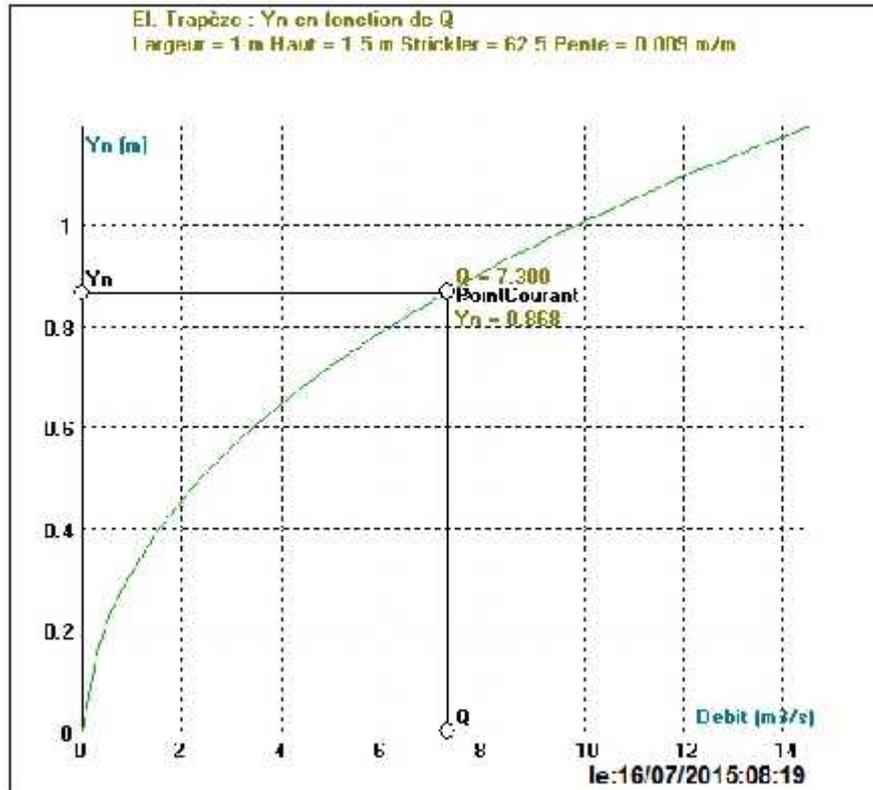


FIGURE IV.8 : Courbe de tarage avant la jonction
De l'oued DJENBA

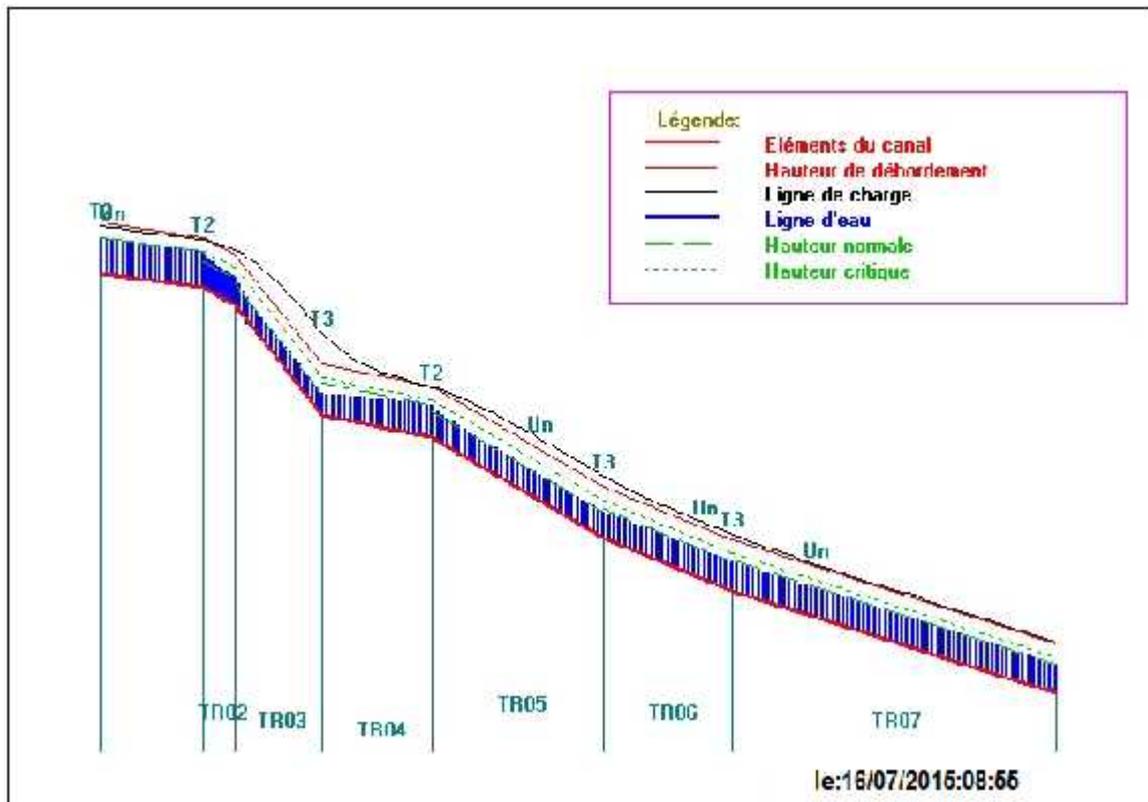


FIGURE IV.9 : Schéma du calcul de la ligne d'eau du canal KHEMAMSSA
Avant la jonction avec le canal DJENBA

Les Paramètres de calcul du canal et *Paramètre de la ligne d'eau* du canal Khemamssa avant la jonction de canal DJENBA sont represente dans le tableau suivant

Tableau IV.6 : Les différent Paramètres de calcul du canal et *Paramètre de la ligne d'eau* du canal Khemamssa avant la jonction de canal DJENBA

no	Elem	x	Zf	Y	V	H	Hs	reg.	Pm	S	Lm	I	Yc	HsC	Z
.	.	m	m	m	m/s	m	m	.	m	m ²	m	m/m	m	m	m
0	1	0	1015.77	1.08	2.56	1017.19	1.42	tor	4.90	2.84	4.25	0.004	1.08	1.42	1016.85
15	1	83.3	1015.45	1.06	2.65	1016.87	1.42	tor	4.83	2.75	4.18	0.004	1.08	1.42	1016.51
16	1	88.85	1015.43	1.06	2.65	1016.85	1.42	tor	4.83	2.75	4.18	0.004	1.08	1.42	1016.49
17	1	94.4	1015.41	1.06	2.65	1016.83	1.42	tor	4.83	2.75	4.18	0.004	1.08	1.42	1016.47
18	1	99.96	1015.39	1.06	2.65	1016.81	1.42	tor	4.83	2.75	4.18	0.004	1.08	1.42	1016.45
19	1	105.51	1015.37	1.06	2.65	1016.79	1.42	tor	4.83	2.75	4.18	0.004	1.08	1.42	1016.43
20	2	105.51	1015.37	1.06	2.65	1016.79	1.42	tor	4.83	2.75	4.18	0.015	1.08	1.42	1016.43
35	2	131.86	1014.97	0.84	3.87	1016.57	1.60	tor	4.01	1.88	3.50	0.015	1.08	1.42	1015.81
36	2	133.62	1014.95	0.83	3.90	1016.55	1.61	tor	3.99	1.87	3.49	0.015	1.08	1.42	1015.78
37	2	135.38	1014.92	0.83	3.93	1016.54	1.61	tor	3.98	1.85	3.48	0.015	1.08	1.42	1015.75
38	2	137.13	1014.90	0.82	3.96	1016.52	1.62	tor	3.97	1.84	3.47	0.015	1.08	1.42	1015.72
39	2	138.89	1014.87	0.82	3.98	1016.50	1.63	tor	3.96	1.83	3.46	0.015	1.08	1.42	1015.69
40	3	138.89	1014.87	0.82	3.98	1016.50	1.63	tor	3.96	1.83	3.46	0.035	1.08	1.42	1015.69
55	3	211.88	1012.31	0.64	5.84	1014.68	2.38	tor	3.30	1.25	2.91	0.035	1.08	1.42	1012.94
56	3	216.74	1012.14	0.64	5.87	1014.53	2.39	tor	3.29	1.24	2.91	0.035	1.08	1.42	1012.77
57	3	221.61	1011.97	0.63	5.89	1014.37	2.40	tor	3.29	1.24	2.90	0.035	1.08	1.42	1012.60
58	3	226.47	1011.79	0.63	5.91	1014.21	2.41	tor	3.28	1.23	2.90	0.035	1.08	1.42	1012.43
59	3	231.34	1011.62	0.63	5.93	1014.05	2.42	tor	3.28	1.23	2.89	0.035	1.08	1.42	1012.25
60	4	231.34	1011.62	0.63	5.93	1014.05	2.42	tor	3.28	1.23	2.89	0.006	1.08	1.42	1012.25
76	4	323.68	1011.11	0.90	3.43	1012.61	1.50	tor	4.25	2.12	3.71	0.006	1.08	1.42	1012.01
77	4	329.45	1011.07	0.91	3.37	1012.57	1.49	tor	4.29	2.16	3.74	0.006	1.08	1.42	1011.99

no	Elem	x	Zf	Y	V	H	Hs	reg.	Pm	S	Lm	I	Yc	HsC	Z
78	4	335.22	1011.04	0.92	3.32	1012.53	1.48	tor	4.32	2.19	3.76	0.006	1.08	1.42	1011.96
79	4	340.99	1011.01	0.93	3.28	1012.49	1.48	tor	4.35	2.22	3.79	0.006	1.08	1.42	1011.94
80	4	346.76	1010.98	0.94	3.24	1012.45	1.47	tor	4.37	2.25	3.81	0.006	1.08	1.42	1011.91
81	5	346.76	1010.98	0.94	3.24	1012.45	1.47	tor	4.37	2.25	3.81	0.016	1.08	1.42	1011.91
100	5	454.04	1009.22	0.76	4.51	1011.01	1.79	tor	3.73	1.61	3.27	0.016	1.08	1.42	1009.97
109	5	504.86	1008.38	0.75	4.55	1010.19	1.81	tor	3.71	1.60	3.26	0.016	1.08	1.42	1009.14
110	5	510.5	1008.29	0.75	4.55	1010.10	1.81	tor	3.71	1.60	3.26	0.016	1.08	1.42	1009.04
111	5	516.15	1008.20	0.75	4.55	1010.01	1.81	tor	3.71	1.60	3.26	0.016	1.08	1.42	1008.95
112	5	521.79	1008.11	0.75	4.56	1009.92	1.81	tor	3.71	1.60	3.25	0.016	1.08	1.42	1008.86
113	5	527.44	1008.01	0.75	4.56	1009.82	1.81	tor	3.71	1.60	3.25	0.016	1.08	1.42	1008.77
114	6	527.44	1008.01	0.75	4.56	1009.82	1.81	tor	3.71	1.60	3.25	0.015	1.08	1.42	1008.77
120	6	560.98	1007.51	0.76	4.47	1009.29	1.78	tor	3.74	1.63	3.28	0.015	1.08	1.42	1008.27
134	6	639.23	1006.34	0.77	4.42	1008.10	1.76	tor	3.76	1.65	3.30	0.015	1.08	1.42	1007.10
135	6	644.82	1006.25	0.77	4.42	1008.02	1.76	tor	3.76	1.65	3.30	0.015	1.08	1.42	1007.02
136	6	650.41	1006.17	0.77	4.42	1007.93	1.76	tor	3.76	1.65	3.30	0.015	1.08	1.42	1006.94
137	6	656	1006.09	0.77	4.42	1007.85	1.76	tor	3.76	1.65	3.30	0.015	1.08	1.42	1006.85
138	6	661.59	1006.00	0.77	4.42	1007.76	1.76	tor	3.76	1.65	3.30	0.015	1.08	1.42	1006.77
139	7	661.59	1006.00	0.77	4.42	1007.76	1.76	tor	3.76	1.65	3.30	0.009	1.08	1.42	1006.77
140	7	667.17	1005.95	0.78	4.32	1007.68	1.73	tor	3.80	1.68	3.33	0.009	1.08	1.42	1006.73
160	7	778.82	1004.95	0.86	3.68	1006.50	1.55	tor	4.11	1.98	3.59	0.009	1.08	1.42	1005.81
180	7	890.46	1003.94	0.87	3.65	1005.49	1.55	tor	4.13	1.99	3.60	0.009	1.08	1.42	1004.81
200	7	1002.11	1002.94	0.87	3.65	1004.48	1.55	tor	4.13	1.99	3.60	0.009	1.08	1.42	1003.80

IV.4.2.3 Calcul hydraulique d'oued Guelt Khemamssa après la jonction d'oued JENBA

Caractéristiques du canal (Revêtement en Béton –Armé)

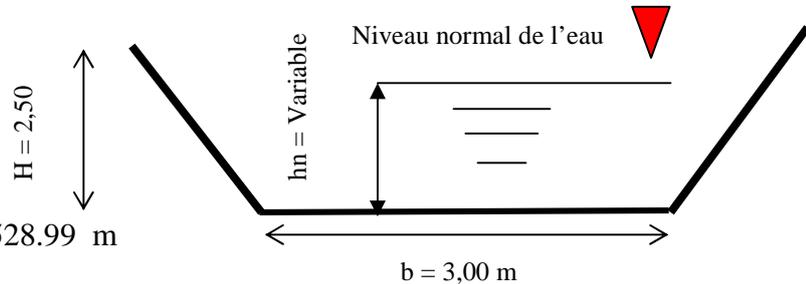
Section de forme Trapézoïdale ouverte.

- Q total = 12.42 m³/s

- m = 3,00 , b = 3,00

- H = 2,50 m , n = 0.016.

- Longueur total des Tronçons indiqué L = 528.99 m



IV.4. 2.4 Calcul du pente critique au niveau de oued GUELT KHEMAMSSA après la jonction avec oued DJENBA

Section Trapézoïdale ouvert de dimensions (3,00 x 2,50) m

Débit centennale Q1 % = 12,42 m³ / s:

Base du canal b = 3,00 m

- Coefficient hydraulique constant a = 1,1.

Formule du calcul de la hauteur critique pour section Trapézoïdale :

$$k = 3\sqrt{r \cdot Q^2 / g * b^2} \text{ et } \frac{m k}{b}$$

$$D'où hcr = \left(1 - \frac{cr}{3} + 0,105 \cdot cr^2 \right)$$

D'après le calcul hydraulique par la méthode de CAUHY & OILER, la

- Hauteur critique hcr = 1,18 m d'où :

- Vitesse critique Vcr = 2.79 m / s

- Pente critique Icr = 0,003193

- Coefficient de CHEZY C = 58,59 m^{0.5}/s.

- Rayon hydraulique critique Rcr = 0,711 m.

- Surface hydraulique Scr = 4,45 m².

- Coefficient hydraulique constant α = 1,1

$$Icr = \frac{Q^2}{C \cdot cr^2 \cdot Rcr \cdot Scr^2} = \frac{(12,42)^2}{(58.587)^2 \cdot (0.711) \cdot (4.449)^2} = 0.003193.$$

Donc la pente critique égale Icr = 0,003193.

D'où la vitesse critique Vcr = 2.792 m / s

On peut représenter la courbe de tarage et le Schéma du calcul de la ligne d'eau comme suit

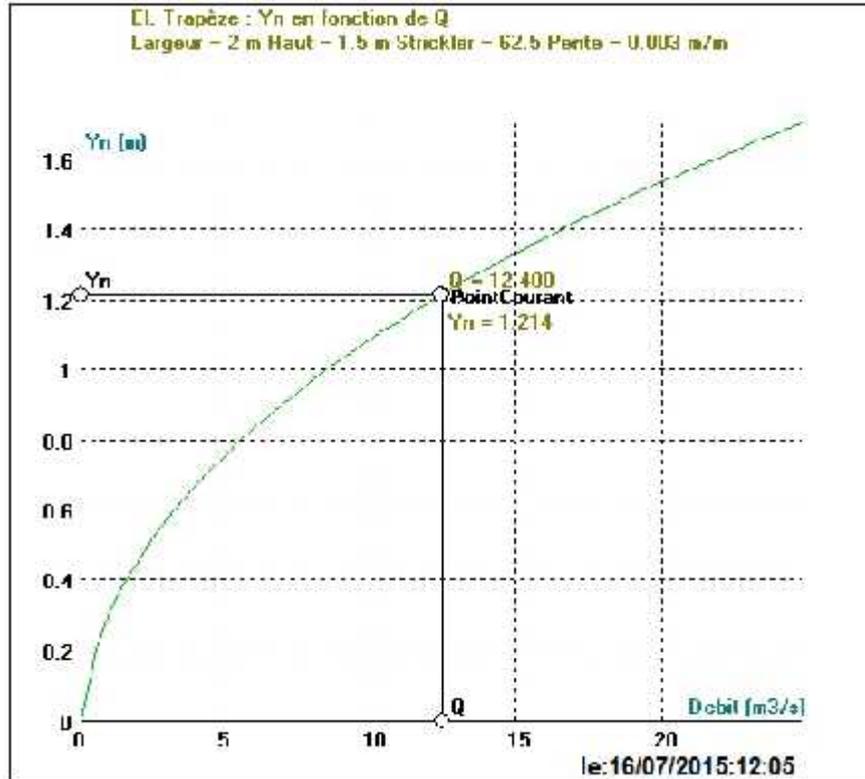


FIGURE IV.10 : Courbe de tarage Après la jonction De l'oued DJENBA

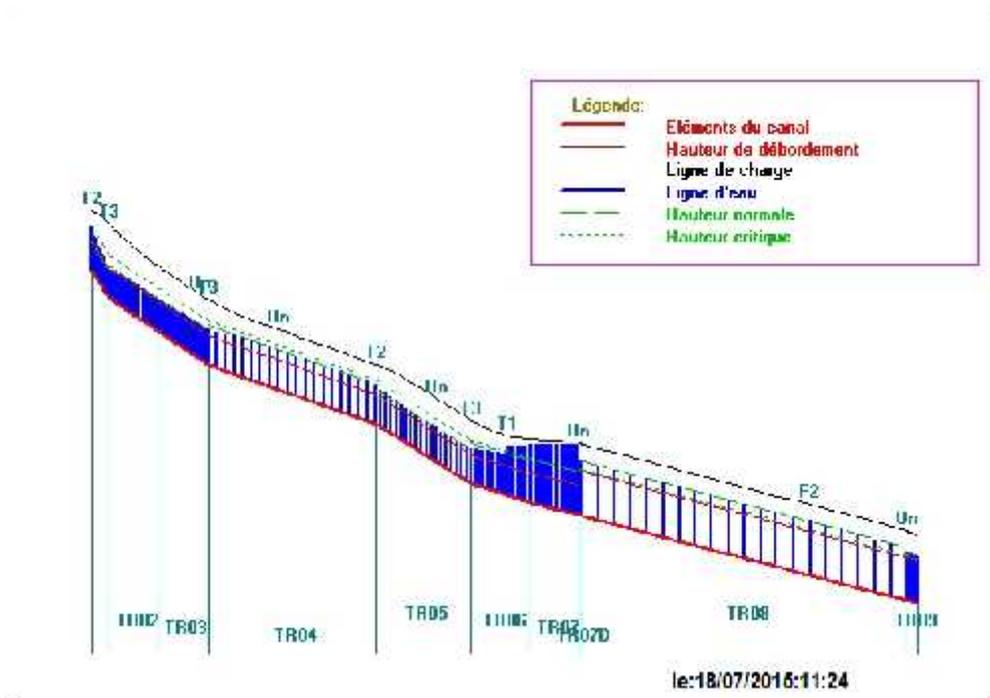


FIGURE IV.11 : Schéma du calcul de la ligne d'eau du canal oued Guelt Khemamssa après la jonction d'oued JENBA

Tableau .IV.7 : Paramètres de calcul d'oued GUELT KHEMAMSSA après la jonction avec oued DJENBA

Données																	
	Largeur	Fruit	Rugosité	Pente	Débit	Hauteur		Géométriques			Hydraulique						
	b	m	K	I	Q	Y	Hs	Lm	Pm	Sm	Rh	V	Fr	Hsc	Yc	Yn	J
ale	2.00	1.5	62,50	+0.003	12.42	2.52	2.56	9.57	11.09	14.58	0.73	2.68	0.47	2.37	1.18	1.21	0.0300

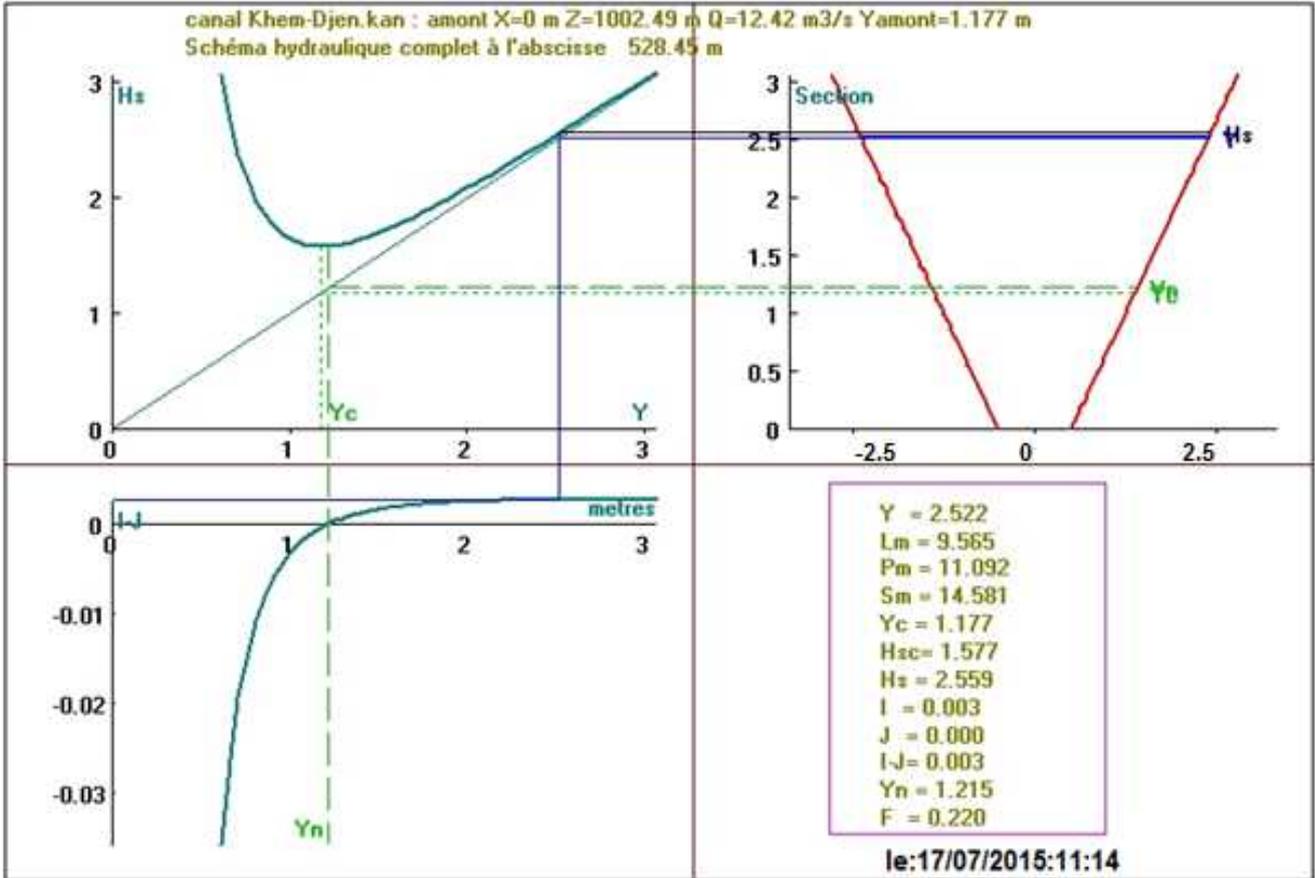


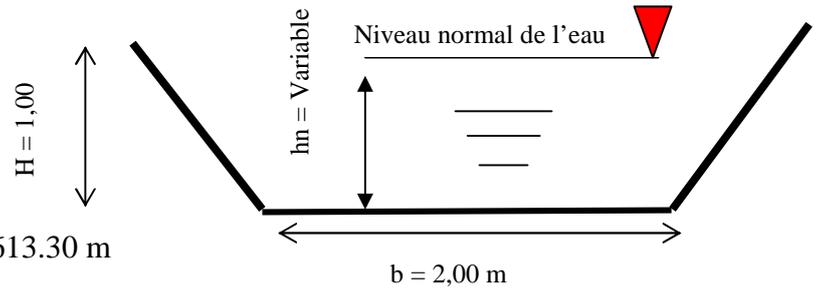
FIGURE IV.12 : Schéma hydraulique du canal d'oued GUELT KHEMAMSSA après la jonction avec oued DJENBA

IV. 4.3.1 Calcul hydraulique d’oued DJENBA

Caractéristiques du canal (Revêtement en Béton –Armé)

Section de forme Trapézoïdale ouverte.

- Q total = 10.84 m³/s
- m = 1.5 , b = 2,00
- H = 1,00 m , n = 0.016
- Longueur total des Tronçons indiqué L = 613.30 m



IV. 4.3.2 Calcul de la pente critique d’oued DJENBA

Section Trapézoïdale de dimensions (2,00 x 1,50) m

Débit centennale Q1 % = 10,80 m³ / s:

Base du canal b = 2,00 m

- Coefficient hydraulique constant a =1,1.

Formule du calcul de la hauteur critique pour section Trapézoïdale :

$$k = 3\sqrt{r \cdot Q^2 / g \cdot b^2} \text{ et } k = \frac{m \cdot k}{b}$$

$$D'où h_{cr} = \left(1 - \frac{cr}{3} + 0,105 \cdot cr^2 \right)$$

D’après le calcul hydraulique par la méthode de CAUHY & OILER, la

- Hauteur critique hcr = 1,09 m d’où :
- Vitesse critique Vcr = 2.74 m / s
- Pente critique Icr = 0,003342
- Coefficient de CHEZY C = 57,896 m^{0,5}/s.
- Rayon hydraulique critique Rcr = 0,668 m.
- Surface hydraulique Scr = 3,962 m².
- Coefficient hydraulique constant α =1,1

$$I_{cr} = \frac{Q^2}{C \cdot cr^2 \cdot R_{cr} \cdot S_{cr}^2} = \frac{(10,84)^2}{(57.896)^2 \cdot (0.668) \cdot (3.962)^2} = 0.003342.$$

Donc la pente critique égale Icr = 0,003342.

D’où la vitesse critique Vcr = 2.74 m / s

On peut représenter la courbe de tarage comme suit

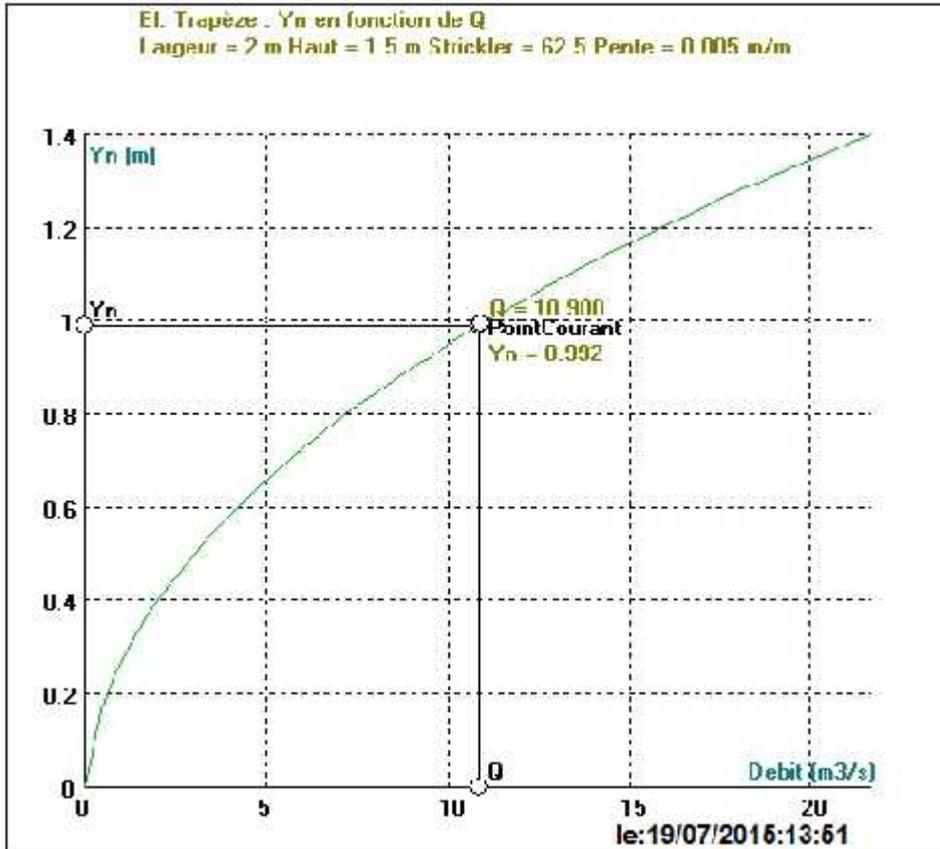


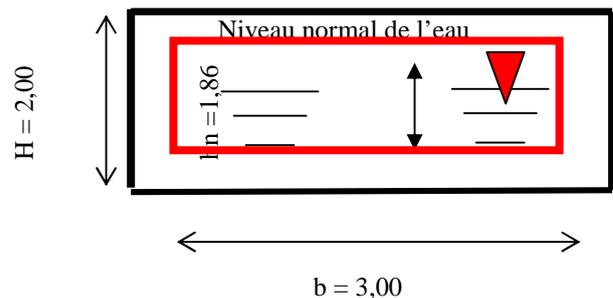
FIGURE IV.13 : Courbe de tarage du DJENBA

IV. 4.3.3 Calcul hydraulique du Dalot sur canal DJENBA

Caractéristiques du Nouveau dalot projeté de la traversée sur Route

Section de forme Rectangulaire fermée Dalot sur traversée sur route.

- $Q = 10.84 \text{ m}^3/\text{s}$.
- $m = 0.00$
- $b = 3,00$
- $H = 2,00 \text{ m}$
- $n = 0.016$
- L_1 longueur du tronçon Dalot = 21,46 m



IV. 4.3.4 Calcul de la pente critique au niveau du Dalot d'oued DJENBA

Section Trapézoïdale de dimensions (2,00 x 3,00) m

Débit centennale $Q_{1\%} = 10,84 \text{ m}^3 / \text{s}$:

Base du canal $b = 3,00 \text{ m}$

- Coefficient hydraulique constant $a = 1,1$.

Formule du calcul de la hauteur critique pour section Trapézoïdale :

$$k = 3\sqrt{r \cdot Q^2 / g \cdot b^2} \text{ et } = \frac{m \cdot k}{b}$$

$$D'où h_{cr} = \left(1 - \frac{cr}{3} + 0,105 \cdot cr^2\right)$$

D'après le calcul hydraulique par la méthode de CAUHY & OILER, la

- Hauteur critique $h_{cr} = 1,10 \text{ m}$ d'où :
- Vitesse critique $V_{cr} = 3.29 \text{ m/s}$
- Pente critique $I_{cr} = 0,005173$
- Coefficient de CHEZY $C = 57,33 \text{ m}^{0.5}/\text{s}$.
- Rayon hydraulique critique $R_{cr} = 0,635 \text{ m}$.
- Surface hydraulique $S_{cr} = 3,30 \text{ m}^2$.
- Coefficient hydraulique constant $\alpha = 1,1$

$$I_{cr} = \frac{Q^2}{C_{cr}^2 \times R_{cr} \times S_{cr}^2} = \frac{(10,84)^2}{(57.334)^2 \times (0.635) \times (3.300)^2} = 0.005173.$$

Donc la pente critique égale $I_{cr} = 0,005173$.

D'où la vitesse critique $V_{cr} = 3.285 \text{ m/s}$

- $Y_{cr} = 1.10 \text{ m}$; $Y_n = 1,12 \text{ m}$, $V_{cr} = 3.29 \text{ m/s}$,
- $V = 3.22 \text{ m/s}$, $I_{cr} = 0.005173$, $I = 0,0048 = 0,48 \%$

Le calcul de la ligne d'eau s'effectue par le logiciel CANAL21, le tronçon qui traversée en Dalot, la hauteur normal désigné par l'abréviation « Y_n » est supérieur à la hauteur critique « Y_c » d'où le régime du courant d'eau est fluvial. (Voir tableau calcul de la ligne d'eau).

$$I = 0,0048 < I_{cr} = 0,005173$$

-----→ le régime est fluvial

$$Y_{cr} = 1,10 \text{ m} < Y_n = 1,12 \text{ m}$$

On peut représenter la courbe de tarage et le type de la section comme suit

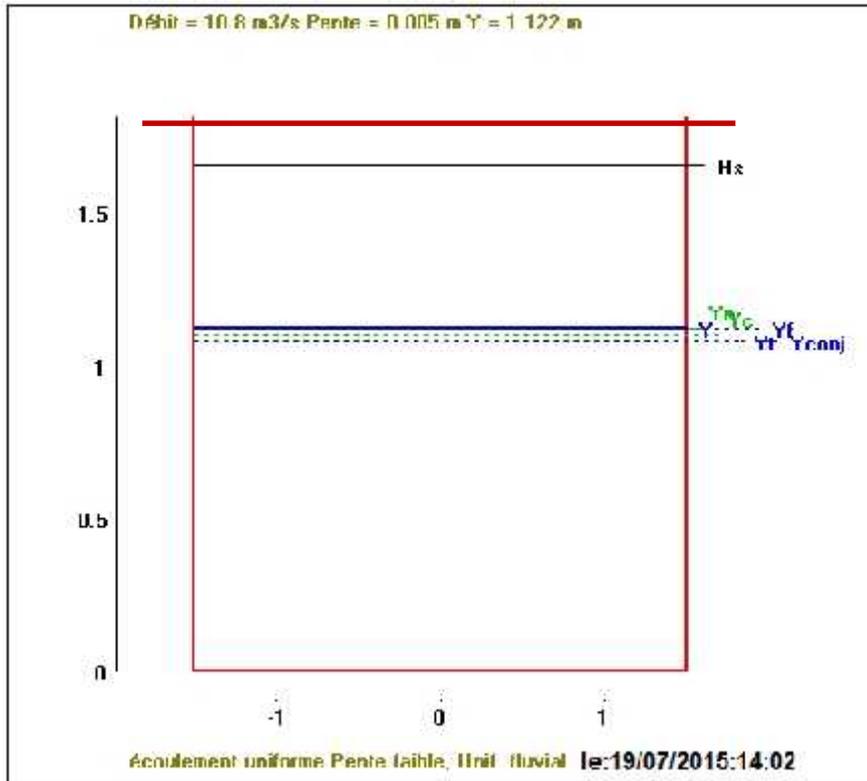


FIGURE IV.14 : Section du Dalot sur canal OUED DJENBA

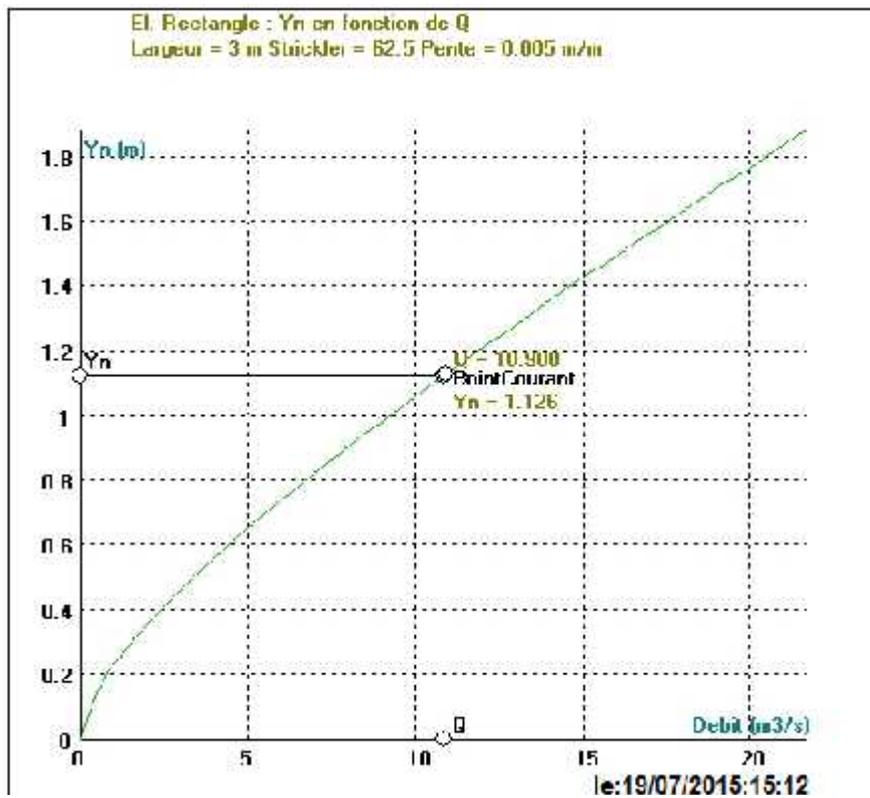


FIGURE IV.15 : Courbe de tarage du Dalot sur canal OUED DJENBA

Les Paramètres de calcul du canal et *Paramètre de la ligne d'eau* du canal GUELT KHEMAMASSA ET OUED DJENBA sont representés dans le tableau suivant

Tableau IV.8 : Les différents Paramètres de calcul du canal et *Paramètre de la ligne d'eau* du canal GUELT KHEMAMASSA ET OUED DJENBA

no	Elem	x	Zf	Y	V	H	Hs	reg.	Pm	S	Lm	I	Yc	HsC	Z
.	.	m	m	m	m/s	m	m	.	m	m ²	m	m/m	m	m	m
0	1	1002.11	1003.38	1.18	2.80	1004.96	1.58	tor	6.24	4.43	5.53	0.009	1.18	1.58	1004.56
15	1	1018	1003.24	1.00	3.54	1004.88	1.64	tor	5.61	3.51	5.01	0.009	1.18	1.58	1004.24
16	1	1019.06	1003.23	1.00	3.56	1004.87	1.64	tor	5.60	3.49	5.00	0.009	1.18	1.58	1004.23
17	1	1020.12	1003.22	1.00	3.58	1004.86	1.65	tor	5.59	3.47	4.98	0.009	1.18	1.58	1004.21
18	1	1021.18	1003.21	0.99	3.59	1004.86	1.65	tor	5.57	3.46	4.97	0.009	1.18	1.58	1004.20
19	1	1022.24	1003.20	0.99	3.61	1004.85	1.65	tor	5.56	3.44	4.97	0.009	1.18	1.58	1004.19
20	2	1022.24	1003.20	0.99	3.61	1004.85	1.65	tor	5.56	3.44	4.97	0.003	1.18	1.58	1004.19
35	2	1134.35	1002.82	1.16	2.88	1004.40	1.58	tor	6.17	4.32	5.47	0.003	1.18	1.58	1003.97
36	2	1141.83	1002.79	1.16	2.87	1004.37	1.58	tor	6.17	4.32	5.47	0.003	1.18	1.58	1003.95
37	2	1149.3	1002.77	1.16	2.87	1004.35	1.58	tor	6.17	4.32	5.47	0.003	1.18	1.58	1003.92
38	2	1156.78	1002.74	1.16	2.87	1004.32	1.58	tor	6.17	4.32	5.47	0.003	1.18	1.58	1003.90
39	2	1164.25	1002.72	1.16	2.87	1004.29	1.58	tor	6.17	4.32	5.47	0.003	1.18	1.58	1003.87
40	3	1164.25	1002.72	1.16	2.87	1004.29	1.58	tor	6.17	4.32	5.47	0.006	1.18	1.58	1003.87
51	3	1254.96	1002.20	1.02	3.45	1003.83	1.63	tor	5.67	3.60	5.06	0.006	1.18	1.58	1003.22
60	3	1329.17	1001.78	1.77	1.50	1003.66	1.89	flu	8.39	8.26	7.32	0.006	1.18	1.58	1003.55
64	3	1362.16	1001.59	1.98	1.26	1003.65	2.06	flu	9.14	9.84	7.94	0.006	1.18	1.58	1003.57
65	3	1370.4	1001.54	2.03	1.21	1003.65	2.11	flu	9.32	10.24	8.09	0.006	1.18	1.58	1003.57
66	3	1378.65	1001.49	2.08	1.17	1003.64	2.15	flu	9.50	10.65	8.24	0.006	1.18	1.58	1003.57
67	3	1386.89	1001.45	2.13	1.12	1003.64	2.19	flu	9.68	11.06	8.39	0.006	1.18	1.58	1003.58
68	3	1395.14	1001.40	2.18	1.08	1003.64	2.24	flu	9.86	11.48	8.54	0.006	1.18	1.58	1003.58
69	4	1395.14	1001.40	2.18	1.08	1003.64	2.24	flu	9.86	11.48	8.54	0.003	1.18	1.58	1003.58

no	Elem	x	Zf	Y	V	H	Hs	reg.	Pm	S	Lm	I	Yc	HsC	Z
80	4	1477.89	1001.17	2.41	0.92	1003.62	2.45	flu	10.69	13.55	9.23	0.003	1.18	1.58	1003.58
84	4	1507.99	1001.08	2.50	0.87	1003.62	2.53	flu	11.00	14.34	9.49	0.003	1.18	1.58	1003.58
85	4	1515.51	1001.06	2.52	0.85	1003.62	2.55	flu	11.08	14.54	9.55	0.003	1.18	1.58	1003.58
86	4	1523.03	1001.04	2.54	0.84	1003.62	2.57	flu	11.15	14.74	9.61	0.003	1.18	1.58	1003.58
87	4	1530.56	1001.02	2.56	0.83	1003.62	2.59	flu	11.23	14.94	9.68	0.003	1.18	1.58	1003.58
88	4	1538.08	1001.00	2.58	0.82	1003.61	2.62	flu	11.30	15.15	9.74	0.003	1.18	1.58	1003.58
89	5	1538.08	1001.00	1.58	3.94	1003.37	2.37	tor	5.16	3.16	2.00	0.012	1.58	2.37	1002.58
98	5	1588.63	1000.41	1.35	4.59	1002.84	2.43	tor	4.71	2.71	2.00	0.012	1.58	2.37	1001.77
100	5	1599.86	1000.28	1.90	3.28	1002.73	2.44	flu	5.79	3.79	2.00	0.012	1.58	2.37	1002.18
104	5	1622.32	1000.02	2.21	2.81	1002.64	2.61	flu	6.42	4.42	2.00	0.012	1.58	2.37	1002.23
105	5	1627.94	999.96	2.28	2.72	1002.62	2.66	flu	6.57	4.57	2.00	0.012	1.58	2.37	1002.24
106	5	1633.56	999.89	2.36	2.64	1002.60	2.71	flu	6.71	4.71	2.00	0.012	1.58	2.37	1002.25
107	5	1639.17	999.83	2.42	2.56	1002.59	2.76	flu	6.85	4.85	2.00	0.012	1.58	2.37	1002.25
108	5	1644.79	999.76	2.49	2.49	1002.57	2.81	flu	6.99	4.99	2.00	0.012	1.58	2.37	1002.26
109	6	1644.79	999.76	2.49	2.49	1002.57	2.81	flu	6.99	4.99	2.00	0.002	1.58	2.37	1002.26
120	6	1731.88	999.56	2.47	2.52	1002.35	2.79	flu	6.94	4.94	2.00	0.002	1.58	2.37	1002.03
140	6	1890.24	999.20	2.39	2.59	1001.94	2.74	flu	6.79	4.79	2.00	0.002	1.58	2.37	1001.59
160	6	2048.59	998.83	2.25	2.76	1001.47	2.64	flu	6.50	4.50	2.00	0.002	1.58	2.37	1001.08
176	6	2175.27	998.54	1.95	3.19	1001.01	2.47	flu	5.89	3.89	2.00	0.002	1.58	2.37	1000.49
177	6	2183.19	998.52	1.90	3.26	1000.97	2.45	flu	5.81	3.81	2.00	0.002	1.58	2.37	1000.43
178	6	2191.1	998.51	1.85	3.35	1000.93	2.43	flu	5.70	3.70	2.00	0.002	1.58	2.37	1000.36
179	6	2199.02	998.49	1.78	3.49	1000.89	2.40	flu	5.56	3.56	2.00	0.002	1.58	2.37	1000.27
180	6	2206.94	998.47	1.58	3.94	1000.84	2.37	flu	5.16	3.16	2.00	0.002	1.58	2.37	1000.05
181	7	2206.94	998.47	1.58	3.94	1000.84	2.37	tor	5.16	3.16	2.00	0.023	1.58	2.37	1000.05
200	7	2221.57	998.13	1.23	5.06	1000.66	2.53	tor	4.46	2.46	2.00	0.023	1.58	2.37	999.36

IV. 4.4.1 Calcul hydraulique d'oued Abderrehaim

Caractéristiques du canal (Revêtement en Béton –Armé)

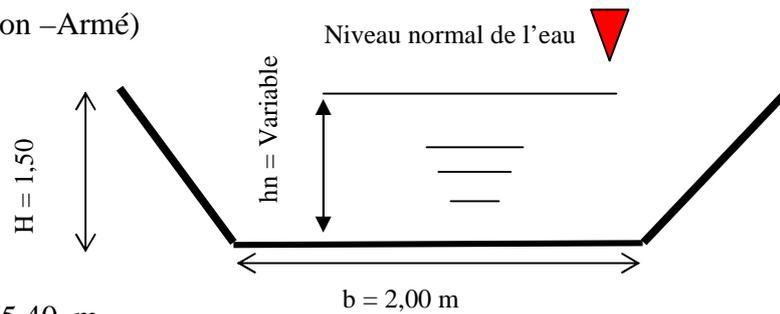
Section de forme Rectangulaire ouverte.

- Q total = 18.58 m³/s

- m = 1.5 , b = 2,00

- H = 1,50 m , n = 0.016.

- Longueur total des Tronçons indiqué L =2055.40 m



IV. 4.4.2 Calcul de la pente critique d'oued ABDERRAHAIME

Section Trapézoïdale de dimensions (2,00 x 1,50) m

Débit centennale Q1 % = 18,58 m³ / s:

Base du canal b = 2,00 m

- Coefficient hydraulique constant $\alpha = 1,1$.

Formule du calcul de la hauteur critique pour section Trapézoïdale :

$$k = 3\sqrt{r \cdot Q^2 / g \cdot b^2} \text{ et } \frac{m k}{b}$$

$$D'où hcr = \left(1 - \frac{cr}{3} + 0,105 \cdot cr^2 \right)$$

D'après le calcul hydraulique par la méthode de CAUHY & OILER, la

- Hauteur critique hcr = 1,45 m d'où :

- Vitesse critique Vcr = 3.07 m / s

- Pente critique Icr = 0,003080

- Coefficient de CHEZY C = 60,433 m^{0,5}/s.

- Rayon hydraulique critique Rcr = 0,838 m.

- Surface hydraulique Scr = 6,054 m².

- Coefficient hydraulique constant $\alpha = 1,1$

$$Icr = \frac{Q^2}{C \cdot cr^2 \cdot Rcr \cdot Scr^2} = \frac{(24,80)^2}{(60.433)^2 \cdot (0.838) \cdot (6.054)^2} = 0.003080.$$

Donc la pente critique égale Icr = 0,003080.

D'où la vitesse critique Vcr = 3.069 m / s

On peut représenter la courbe de tarage et le type de la section comme suit

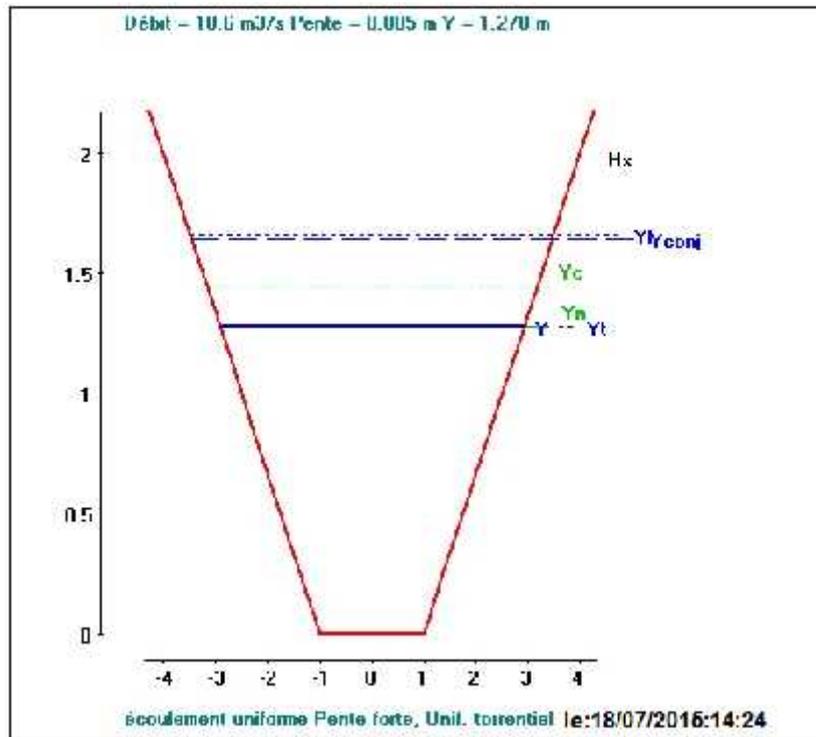


FIGURE IV.16 : Section du canal d'oued ABDERRAHAIME

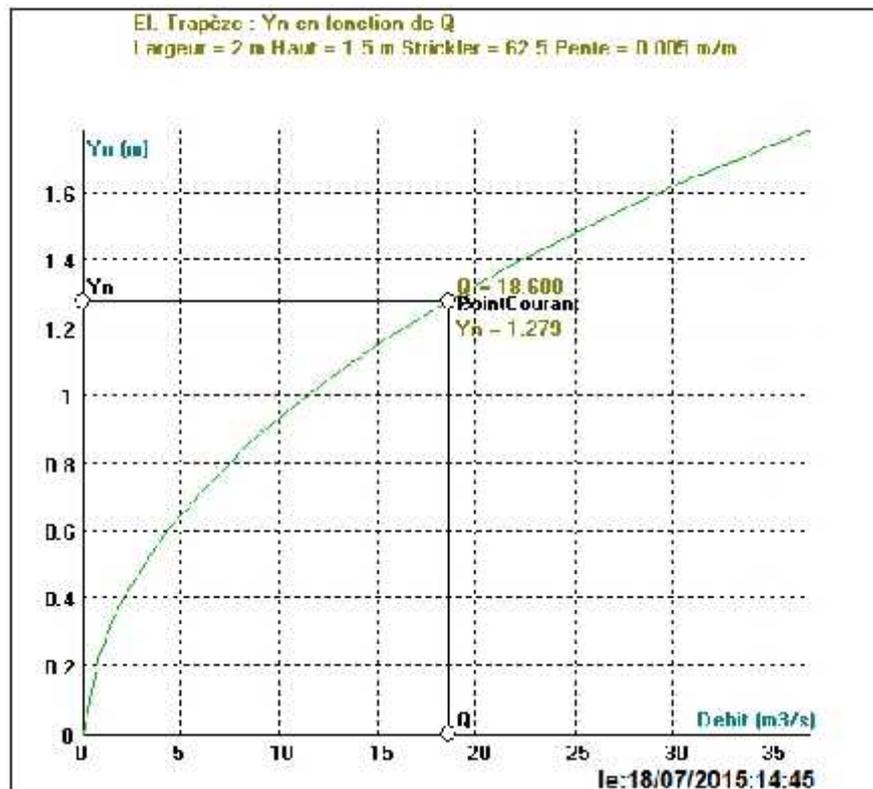


FIGURE IV.17 : Courbe de tarage du canal d'oued ABDERRAHAIME

IV. 4.4.3 Calcul hydraulique du Dalot sur canal d’oued Abderrehaime

Le tableau suivant représente les différents paramètres du calcul

Tableau .IV.9 : Paramètres de calcul du Dalot sur canal d’oued Abderrehaime

Données																		
Géométrie	Largeur	Fruit	Rugosité	Pente	Débit	Hauteur		Géométriques				Hydraulique						
Type	b	m	K	I	Q	Y	Hs	Lm	Pm	Sm	Rh	V	Fr	Hsc	Yc	Yn	J	LBief
Dalot	4.00	0.0	62,50	+0.0051	18.58	1.30	1.95	4.00	6.60	5.20	0.76	3.73	1.07	2.37	1.30	1.24	0.0300	21.12 m

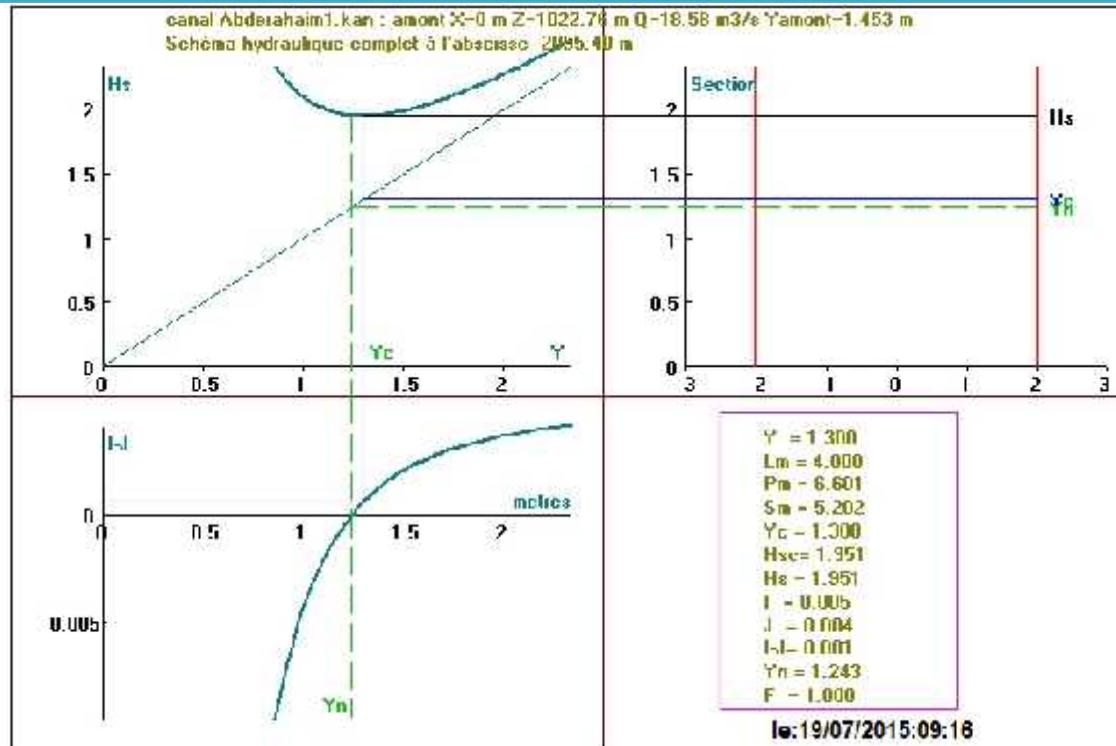


FIGURE IV.18: Schéma hydraulique du Dalot sur canal d’oued Abderrehaime

On peut représenter la courbe de tarage et le type de la section comme suit

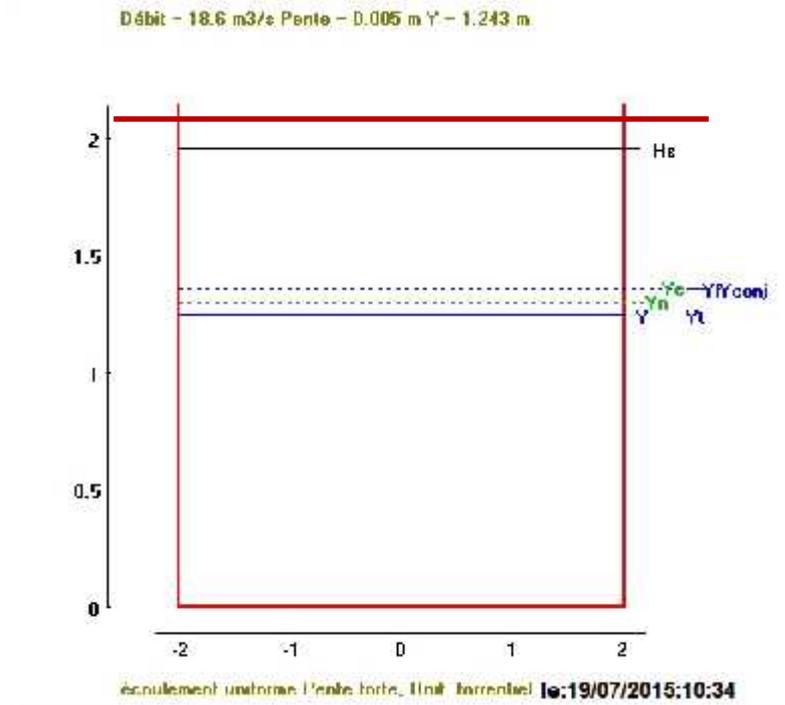


FIGURE IV.19 : Section du Dalot sur canal d'oued ABDERRAHAIME

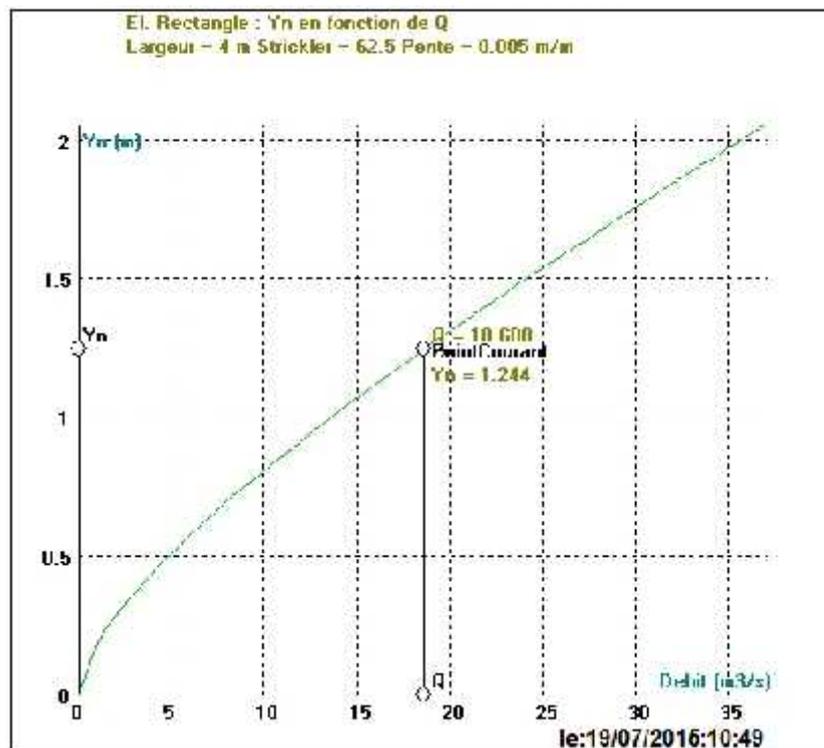


FIGURE IV.20 : Courbe de tarage du Dalot sur canal d'oued ABDERRAHAIME

Les Paramètres de calcul du canal et *Paramètre de la ligne d'eau* du canal ABDERRAHAIME sont représentés dans le tableau suivant

Tableau IV.10 : Les différent Paramètres de calcul du canal et *Paramètre de la ligne d'eau* du canal ABDERRAHAIME

no	Elem	x	Zf	Y	V	H	Hs	reg.	Pm	S	Lm	I	Yc	HsC	Z
.	.	m	m	m	m/s	m	m	.	m	m ²	m	m/m	m	m	m
0	1	0	1022.76	1.45	3.06	1024.69	1.93	tor	7.24	6.07	6.36	0.018	1.45	1.93	1024.21
20	1	70.77	1021.45	0.98	5.44	1023.94	2.49	tor	5.54	3.41	4.95	0.018	1.45	1.93	1022.43
40	1	141.53	1020.14	0.94	5.81	1022.80	2.66	tor	5.38	3.20	4.82	0.018	1.45	1.93	1021.08
55	1	194.61	1019.16	0.93	5.90	1021.86	2.70	tor	5.35	3.15	4.79	0.018	1.45	1.93	1020.09
56	1	198.15	1019.09	0.93	5.90	1021.80	2.70	tor	5.35	3.15	4.79	0.018	1.45	1.93	1020.02
57	1	201.68	1019.03	0.93	5.90	1021.73	2.70	tor	5.35	3.15	4.78	0.018	1.45	1.93	1019.96
58	1	205.22	1018.96	0.93	5.91	1021.67	2.71	tor	5.35	3.15	4.78	0.018	1.45	1.93	1019.89
59	1	208.76	1018.90	0.93	5.91	1021.60	2.71	tor	5.34	3.15	4.78	0.018	1.45	1.93	1019.83
60	2	208.76	1018.90	0.93	5.91	1021.60	2.71	tor	5.34	3.15	4.78	0.024	1.45	1.93	1019.83
80	2	279.01	1017.23	0.88	6.35	1020.16	2.94	tor	5.18	2.93	4.64	0.024	1.45	1.93	1018.11
100	2	349.26	1015.55	0.87	6.48	1018.56	3.01	tor	5.13	2.87	4.61	0.024	1.45	1.93	1016.42
112	2	391.41	1014.55	0.87	6.50	1017.57	3.02	tor	5.12	2.86	4.60	0.024	1.45	1.93	1015.42
113	2	394.92	1014.47	0.87	6.50	1017.49	3.02	tor	5.12	2.86	4.60	0.024	1.45	1.93	1015.33
114	2	398.43	1014.38	0.87	6.50	1017.41	3.02	tor	5.12	2.86	4.60	0.024	1.45	1.93	1015.25
115	2	401.95	1014.30	0.87	6.51	1017.32	3.02	tor	5.12	2.86	4.60	0.024	1.45	1.93	1015.17
116	2	405.46	1014.22	0.87	6.51	1017.24	3.02	tor	5.12	2.86	4.60	0.024	1.45	1.93	1015.08
117	3	405.46	1014.22	0.87	6.51	1017.24	3.02	tor	5.12	2.86	4.60	0.007	1.45	1.93	1015.08
120	3	416.09	1014.14	0.90	6.21	1017.01	2.86	tor	5.23	2.99	4.69	0.007	1.45	1.93	1015.04
140	3	486.98	1013.65	1.05	4.93	1015.95	2.29	tor	5.80	3.77	5.16	0.007	1.45	1.93	1014.71

no	Elem	x	Zf	Y	V	H	Hs	reg.	Pm	S	Lm	I	Yc	HsC	Z
160	3	557.86	1013.17	1.14	4.39	1015.29	2.12	tor	6.11	4.23	5.42	0.007	1.45	1.93	1014.31
180	3	628.74	1012.68	1.17	4.21	1014.75	2.08	tor	6.23	4.41	5.52	0.007	1.45	1.93	1013.85
194	3	678.36	1012.33	1.18	4.17	1014.40	2.07	tor	6.26	4.45	5.54	0.007	1.45	1.93	1013.51
195	3	681.91	1012.31	1.18	4.17	1014.38	2.07	tor	6.26	4.46	5.54	0.007	1.45	1.93	1013.49
196	3	685.45	1012.29	1.18	4.17	1014.35	2.07	tor	6.26	4.46	5.54	0.007	1.45	1.93	1013.47
197	3	689	1012.26	1.18	4.17	1014.33	2.07	tor	6.26	4.46	5.55	0.007	1.45	1.93	1013.44
198	3	692.54	1012.24	1.18	4.17	1014.30	2.07	tor	6.26	4.46	5.55	0.007	1.45	1.93	1013.42
199	4	692.54	1012.24	1.18	4.17	1014.30	2.07	tor	6.26	4.46	5.55	0.014	1.45	1.93	1013.42
200	4	696.05	1012.19	1.16	4.26	1014.28	2.09	tor	6.20	4.36	5.49	0.014	1.45	1.93	1013.35
220	4	766.27	1011.24	1.04	5.04	1013.57	2.33	tor	5.74	3.69	5.11	0.014	1.45	1.93	1012.28
240	4	836.5	1010.29	1.01	5.23	1012.70	2.40	tor	5.64	3.55	5.03	0.014	1.45	1.93	1011.30
260	4	906.72	1009.34	1.00	5.28	1011.77	2.43	tor	5.62	3.52	5.01	0.014	1.45	1.93	1010.35
280	4	976.94	1008.40	1.00	5.30	1010.83	2.43	tor	5.61	3.51	5.00	0.014	1.45	1.93	1009.40
300	4	1047.16	1007.45	1.00	5.30	1009.88	2.43	tor	5.61	3.50	5.00	0.014	1.45	1.93	1008.45
320	4	1117.38	1006.50	1.00	5.31	1008.94	2.44	tor	5.61	3.50	5.00	0.014	1.45	1.93	1007.50
330	4	1152.5	1006.03	1.00	5.31	1008.46	2.44	tor	5.61	3.50	5.00	0.014	1.45	1.93	1007.03
331	4	1156.01	1005.98	1.00	5.31	1008.41	2.44	tor	5.61	3.50	5.00	0.014	1.45	1.93	1006.98
332	4	1159.52	1005.93	1.00	5.31	1008.37	2.44	tor	5.61	3.50	5.00	0.014	1.45	1.93	1006.93
333	4	1163.03	1005.88	1.00	5.31	1008.32	2.44	tor	5.61	3.50	5.00	0.014	1.45	1.93	1006.88
334	4	1166.54	1005.84	1.00	5.31	1008.27	2.44	tor	5.61	3.50	5.00	0.014	1.45	1.93	1006.84
335	5	1166.54	1005.84	1.00	5.31	1008.27	2.44	tor	5.61	3.50	5.00	0.005	1.45	1.93	1006.84
340	5	1184.05	1005.74	1.04	4.99	1008.05	2.31	tor	5.76	3.72	5.13	0.005	1.45	1.93	1006.78

no	Elem	x	Zf	Y	V	H	Hs	reg.	Pm	S	Lm	I	Yc	HsC	Z
360	5	1254.09	1005.36	1.17	4.21	1007.43	2.08	tor	6.24	4.42	5.52	0.005	1.45	1.93	1006.53
380	5	1324.12	1004.97	1.23	3.91	1006.98	2.01	tor	6.45	4.75	5.70	0.005	1.45	1.93	1006.20
400	5	1394.16	1004.59	1.25	3.84	1006.59	2.00	tor	6.51	4.85	5.75	0.005	1.45	1.93	1005.84
420	5	1464.2	1004.20	1.25	3.82	1006.20	2.00	tor	6.52	4.87	5.76	0.005	1.45	1.93	1005.45
440	5	1534.24	1003.81	1.26	3.82	1005.81	2.00	tor	6.52	4.87	5.76	0.005	1.45	1.93	1005.07
460	5	1604.27	1003.43	1.26	3.82	1005.43	2.00	tor	6.52	4.87	5.76	0.005	1.45	1.93	1004.68
461	5	1607.77	1003.41	1.26	3.82	1005.41	2.00	tor	6.52	4.87	5.76	0.005	1.45	1.93	1004.66
462	5	1611.28	1003.39	1.26	3.82	1005.39	2.00	tor	6.52	4.87	5.76	0.005	1.45	1.93	1004.65
463	5	1614.78	1003.37	1.26	3.82	1005.37	2.00	tor	6.52	4.87	5.76	0.005	1.45	1.93	1004.63
464	5	1618.28	1003.35	1.26	3.82	1005.35	2.00	tor	6.52	4.87	5.76	0.005	1.45	1.93	1004.61
465	6	1618.28	1003.35	1.26	3.82	1005.35	2.00	tor	6.52	4.87	5.76	0.005	1.45	1.93	1004.61
480	6	1670.73	1003.09	1.27	3.74	1005.07	1.98	tor	6.58	4.97	5.81	0.005	1.45	1.93	1004.36
500	6	1740.67	1002.73	1.28	3.72	1004.71	1.98	tor	6.61	5.00	5.83	0.005	1.45	1.93	1004.01
520	6	1810.61	1002.37	1.28	3.71	1004.35	1.98	tor	6.61	5.01	5.84	0.005	1.45	1.93	1003.65
540	6	1880.55	1002.01	1.28	3.71	1003.99	1.98	tor	6.61	5.01	5.84	0.005	1.45	1.93	1003.29
560	6	1950.49	1001.66	1.28	3.71	1003.64	1.98	tor	6.61	5.01	5.84	0.005	1.45	1.93	1002.94
580	6	2020.43	1001.30	1.28	3.71	1003.28	1.98	tor	6.61	5.01	5.84	0.005	1.45	1.93	1002.58
586	6	2041.41	1001.19	1.28	3.71	1003.17	1.98	tor	6.61	5.01	5.84	0.005	1.45	1.93	1002.47
587	6	2044.91	1001.18	1.28	3.71	1003.16	1.98	tor	6.61	5.01	5.84	0.005	1.45	1.93	1002.46
588	6	2048.41	1001.16	1.28	3.71	1003.14	1.98	tor	6.61	5.01	5.84	0.005	1.45	1.93	1002.44
589	6	2051.9	1001.14	1.64	2.53	1003.11	1.97	flu	7.93	7.34	6.93	0.005	1.45	1.93	1002.78
590	6	2055.4	1001.12	1.67	2.46	1003.11	1.98	flu	8.03	7.54	7.02	0.005	1.45	1.93	1002.80
591	7	2055.4	1001.12	1.30	3.57	1003.07	1.95	tor	6.60	5.20	4.00	0.005	1.30	1.95	1002.42

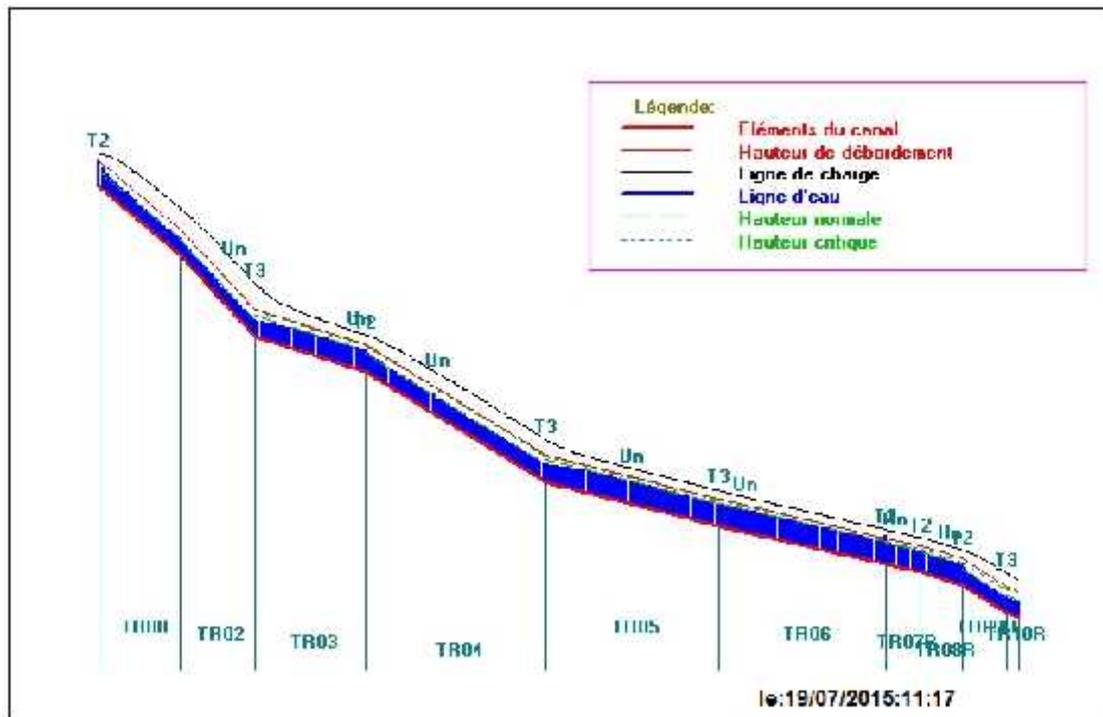


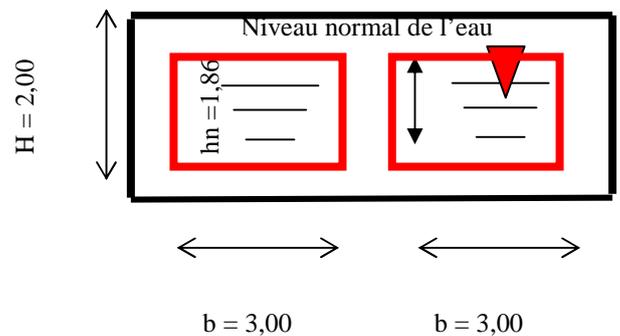
FIGURE IV.21 : Schéma de calcul de la ligne d'eau du canal ABDERRAHAIME

IV. 4.5.1 Calcul hydraulique du Dalot de la R.N°05

Caractéristiques du Nouveau dalot projeté de la traversée sur Route R.N N°05

Section de forme Rectangulaire fermée Dalot en double section traversée sur route.

- $Q = 45.36 \text{ m}^3/\text{s}$.
- $m = 0.00$
- $b = 6,00$
- $H = 2,00 \text{ m}$
- $n = 0.016$
- L_1 longueur du tronçon Dalot N°01=29,76 m



IV. 4.5.2 Calcul de la pente critique au niveau du Dalot de la R.N°05

Section Dalot de dimensions (6,00 x 2,00) m

Débit centennale $Q_{1\%} = 45,36 \text{ m}^3 / \text{s}$:

Base du canal $b = 6,00 \text{ m}$

- Coefficient hydraulique constant $a = 1,1$.

Formule du calcul de la hauteur critique pour section Trapézoïdale :

$$k = 3\sqrt{r \cdot Q^2 / g \cdot b^2} \text{ et } \frac{m \cdot k}{b}$$

$$D'où hcr = \left(1 - \frac{cr}{3} + 0,105 \cdot cr^2\right)$$

D'après le calcul hydraulique par la méthode de CAUHY & OILER, la

- Hauteur critique hcr = 1,80 m d'où :
- Vitesse critique Vcr = 4.20 m / s
- Pente critique Icr = 0,003839
- Coefficient de CHEZY C = 63,91 m^{0,5}/s.
- Rayon hydraulique critique Rcr = 1,125 m.
- Surface hydraulique Scr = 10,80 m².
- Coefficient hydraulique constant a = 1,1

$$Icr = \frac{Q^2}{C_{cr}^2 \times R_{cr} \times S_{cr}^2} = \frac{(45,36)^2}{(63.912)^2 \times (1.125) \times (10.800)^2} = 0.003839.$$

Donc la pente critique égale Icr = 0,003839.

D'où la vitesse critique Vcr = 4.20 m/ s

- Ycr = 1.80 m ; Yn = 2,27 m, Vcr = 3.92 m / s,
- V = 3.60 m/s, Icr = 0.003839, I = 0,003 = 0,30 %

Le calcul de la ligne d'eau s'effectue par le logiciel CANAL21, le tronçon qui traversée en Dalot , la hauteur normal désigné par l'abréviation « Yn » est supérieur à la hauteur critique « Yc » d'où le régime du courant d'eau est fluvial. (Voir tableau calcul de la ligne d'eau IV.11).

$$I = 0,003 < Icr = 0,003839$$

-----> le régime est fluvial

$$Ycr = 1,58 \text{ m} < Yn = 1,86 \text{ m}$$

On peut représenter la courbe de tarage et le type de la section comme suit

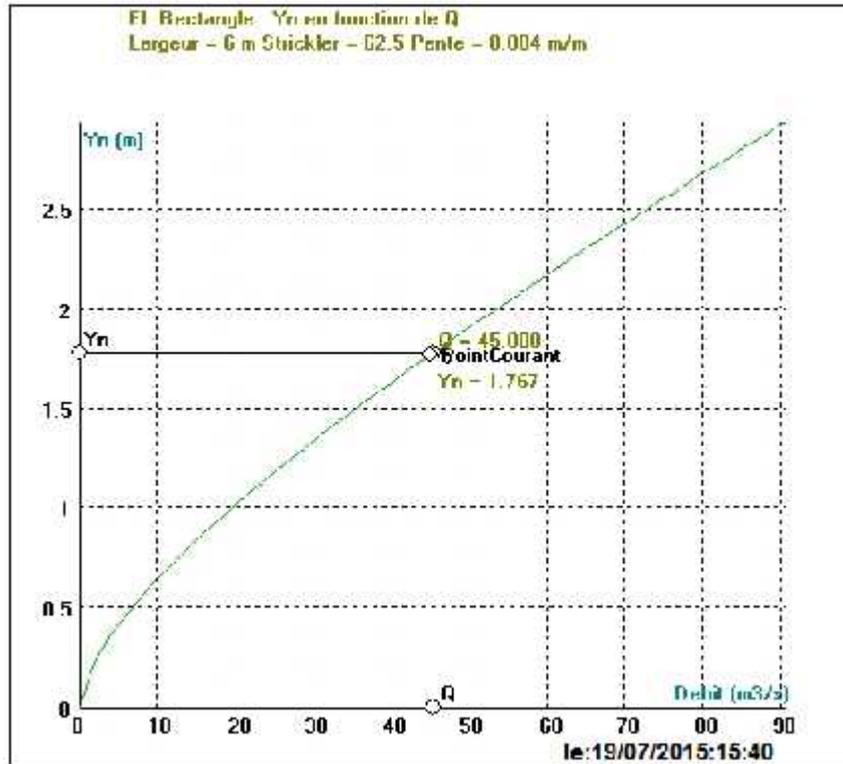


FIGURE IV.22 : Courbe de tarage du Dalot au niveau R.N°05

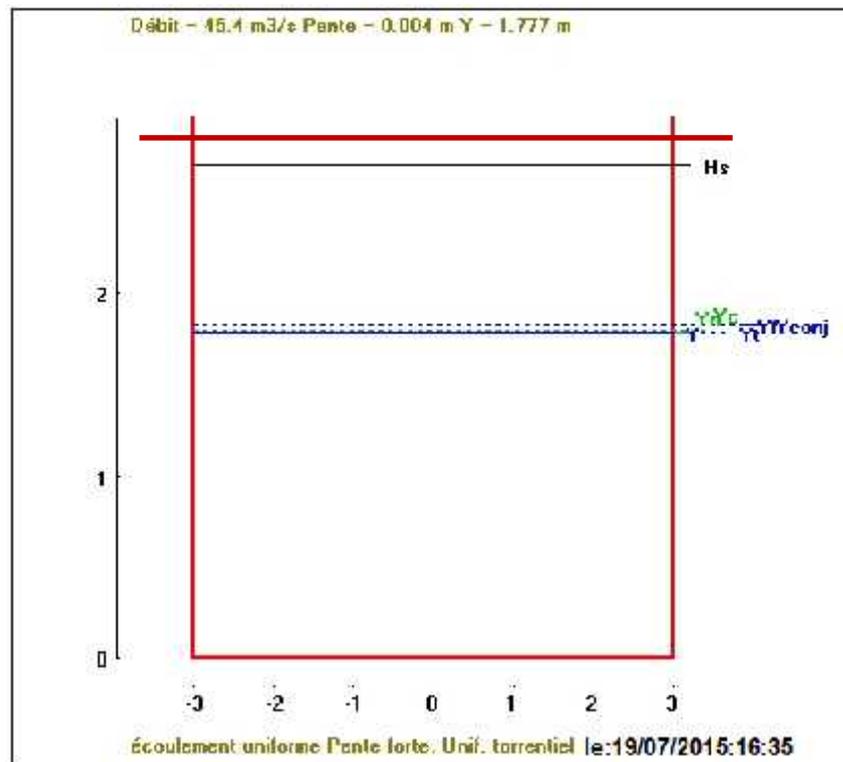


FIGURE IV.23 : Section du Dalot au niveau R.N°05

Les Paramètres de calcul du canal et *Paramètre de la ligne d'eau* au niveau du Dalot de la R.N°05 sont reposerer dans le tableau suivant

Tableau IV.11 : Les différent Paramètres de calcul du canal et *Paramètre de la ligne d'eau* en aval du dalot sur R.N°05

no	Elem	x	Zf	Y	V	H	Hs	reg.	Pm	S	Lm	I	Yc	HsC	Z
.	.	m	m	m	m/s	m	m	.	m	m ²	m	m/m	m	m	m
0	1	0	996.94	1.97	3.84	999.66	2.72	flu	9.94	11.82	6.00	0.003	1.80	2.70	998.91
15	1	23.49	996.88	1.89	4.00	999.59	2.71	flu	9.78	11.34	6.00	0.003	1.80	2.70	998.77
16	1	25.06	996.88	1.88	4.02	999.58	2.70	flu	9.76	11.28	6.00	0.003	1.80	2.70	998.76
17	1	26.63	996.87	1.87	4.05	999.58	2.70	flu	9.73	11.20	6.00	0.003	1.80	2.70	998.74
18	1	28.19	996.87	1.85	4.09	999.57	2.70	flu	9.70	11.09	6.00	0.003	1.80	2.70	998.72
19	1	29.76	996.87	1.80	4.20	999.57	2.70	flu	9.60	10.80	6.00	0.003	1.80	2.70	998.67
20	2	29.76	996.87	1.07	5.57	999.52	2.65	tor	9.86	8.15	9.21	0.003	1.57	2.18	997.94
40	2	96.97	996.70	1.27	4.51	999.01	2.31	tor	10.59	10.06	9.82	0.003	1.57	2.18	997.97
60	2	164.17	996.53	1.48	3.72	998.72	2.19	tor	11.34	12.18	10.44	0.003	1.57	2.18	998.01
63	2	174.25	996.50	1.52	3.61	998.69	2.18	tor	11.47	12.56	10.55	0.003	1.57	2.18	998.02
80	2	231.38	996.36	1.59	3.40	998.54	2.18	flu	11.73	13.33	10.77	0.003	1.57	2.18	997.95
100	2	298.59	996.19	1.59	3.40	998.37	2.18	flu	11.73	13.33	10.77	0.003	1.57	2.18	997.78
120	2	365.79	996.03	1.59	3.40	998.21	2.18	flu	11.73	13.33	10.77	0.003	1.57	2.18	997.62
140	2	433	995.86	1.59	3.40	998.04	2.18	flu	11.73	13.33	10.77	0.003	1.57	2.18	997.45
160	2	500.21	995.69	1.59	3.40	997.87	2.18	flu	11.73	13.33	10.77	0.003	1.57	2.18	997.28
180	2	567.41	995.52	1.59	3.40	997.70	2.18	flu	11.73	13.33	10.77	0.003	1.57	2.18	997.11
200	2	634.62	995.35	1.59	3.40	997.53	2.18	flu	11.73	13.33	10.77	0.003	1.57	2.18	996.94
220	2	701.82	995.19	1.61	3.36	997.37	2.18	flu	11.79	13.51	10.82	0.003	1.57	2.18	996.79
233	2	745.51	995.08	1.68	3.16	997.27	2.19	flu	12.07	14.36	11.05	0.003	1.57	2.18	996.76
234	2	748.87	995.07	1.69	3.14	997.26	2.19	flu	12.10	14.44	11.08	0.003	1.57	2.18	996.76
235	2	752.23	995.06	1.70	3.12	997.26	2.20	flu	12.13	14.53	11.10	0.003	1.57	2.18	996.76
236	2	755.59	995.05	1.71	3.11	997.25	2.20	flu	12.15	14.61	11.12	0.003	1.57	2.18	996.76
237	2	758.95	995.04	1.71	3.09	997.24	2.20	flu	12.18	14.69	11.14	0.003	1.57	2.18	996.76
238	3	758.95	995.04	1.71	3.09	997.24	2.20	flu	12.18	14.69	11.14	0.002	1.57	2.18	996.76

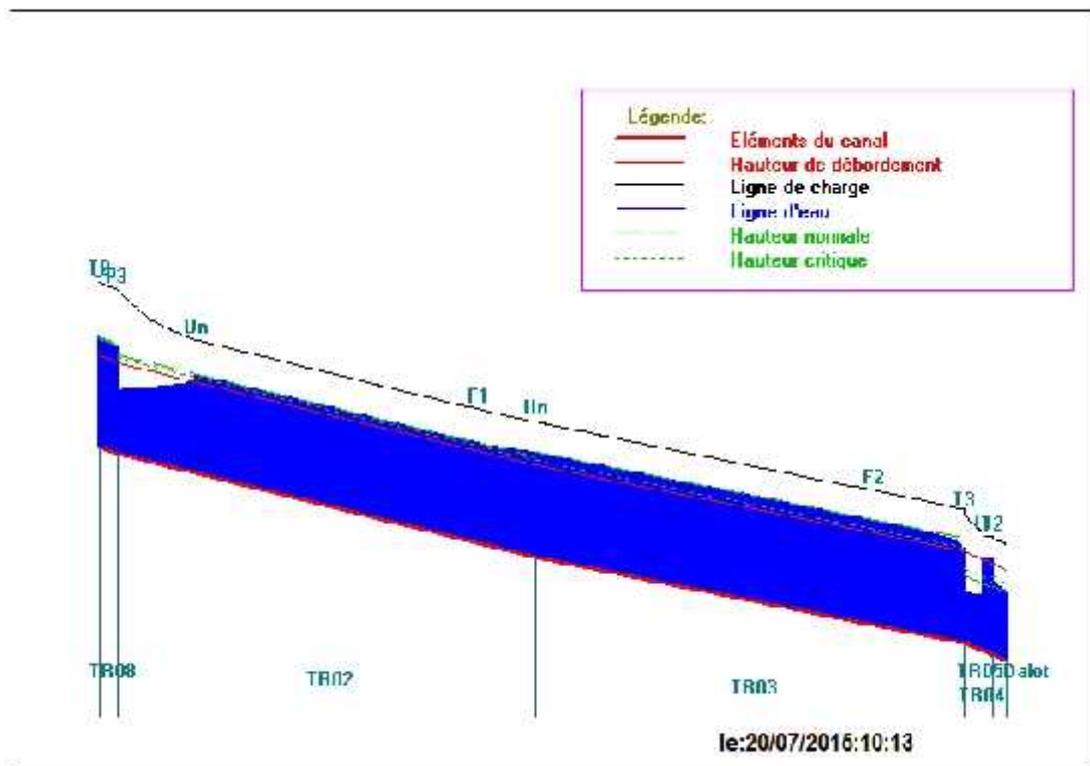


FIGURE IV.24 : Schéma du calcul de la ligne d'eau du Dalot au niveau R.N°05

IV.5 CONCLUSION

Dans ce chapitre, nous avons abordé le côté hydraulique à savoir le dimensionnement du canal d'évacuation d'eaux pluviales de la Zone **S'MARA** de la ville **d'EL-EULMA**. Nous avons suivi une méthode de calcul déjà expliquée au préalable. Donc l'addition des débits d'eaux pluviales dans un canal, ainsi, la pente du tronçon qui nous a permis de procéder le dimensionnement du canal après un calcul précis.

Le tracé arrêté est constitué d'aménagements d'évacuation des eaux pluviales par canal rectangulaire fermé en béton armé avec des ouvrages de réceptions et de rejets, ainsi que des dispositifs qui permettent, si nécessaire :

- ❖ de réduire les vitesses trop importantes et de dissiper l'énergie induite,
- ❖ de diminuer l'effet des coulées de boues,
- ❖ de retenir les produits charriés par les eaux pluviales et dont la venue perturberai le bon fonctionnement des ouvrages prévus.

Ceci, dans le but de protéger les ouvrages eux même, afin qu'il puisse jouer leur rôle de protection contre le risque inondation.

Nous avons également préservés les ouvrages de protection déjà existants tout en préconisant la nécessité de procéder à leur restauration par le curage et la mise en œuvre d'enduit d'étanchéité en mortier de ciment de 2 cm d'épaisseur.

Enfin, Pour assurer un bon fonctionnement du système d'évacuation, nous insistons, et attirons l'attention des responsables, sur la nécessité de procéder au nettoyage et au curage du dispositif projeté, après chaque pluie et avant l'arrivée des nouvelles pluies.

VI.1 INTRODUCTION

Le but de l'organisation de chantier est, à cet effet, de réaliser des projets dans des délais courts et à moindres coûts.

L'organisation de chantier consiste à rechercher constamment, la meilleure façon d'utiliser économiquement la main d'œuvre et les autres moyens mis en œuvre pour gérer le chantier.

Afin d'atteindre cet objectif, il est impératif de :

- Définir avec précision les méthodes d'exécution, les modes opératoires permettant la mise en pratique des techniques modernes de construction avec un haut rendement,
- Arrêter en quantité et en qualité le personnel à employer, le coût de la main d'œuvre ayant une incidence importante sur le prix de revient,
- Répartir et coordonner les tâches par la concentration d'une main d'œuvre spécialisée,
- Structurer convenablement les postes de travaux stabilisés pour lesquels, on adoptera une mécanisation de plus en plus poussée.

VI.2 INSTALLATIONS DU CHANTIER

VI.2.1 Installations destinées au personnel

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

VI.2.2 Installations destinées au stockage des matériaux

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

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

VI.2.3 Installations destinées à la réparation des engins

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

VI.2.4 Installations pour La préfabrication

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

VI.3 SUCCESSION DES OPERATIONS DU CHANTIER

a- Travaux préparatoires

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

b- Exécution de l'ouvrage

- Excavation des canaux
- Construction des canaux
- Construction des digues en gabion

VI.4 TECHNOLOGIE DES PRINCIPAUX TRAVAUX

Nous prévoyons une route d'accès à tous les ouvrages pendant la construction, les engins utilisés sont :

- Pour l'exécution des déblais et des remblais nous utilisons des bulldozers,
- Pour l'extraction des alluvions nous utilisons des pelles rétro,
- Pour le transport des terres nous utilisons des camions à benne,
- Pour les travaux de finition (régalage et compactage) nous utilisons des niveleuses et des compacteurs à pneus.

Les images suivantes Représentent les engins que nous utilisons



Photo VI.1 : Bulldozer



Photo VI.2 : Pelles rétro



Photo VI.3 : Camions à benne et Charger



Photo VI.4 : Niveleuses

VI.5 PLANIFICATION

VI.5.1 Définition

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

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

VI.5.2 Techniques de la planification

Il existe deux principales méthodes de planification à savoir :

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

VI.5.2.1 Méthodes basées sur le réseau

VI.5.2.1.1 Définition du réseau

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

a. Réseau à flèches :

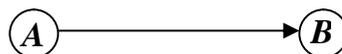
L'opération est représentée par une flèche et la succession des opérations par des nœuds.



L'opération **A** précède l'opération **B**

b. Réseau à nœuds :

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



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

VI.5.2.1.2 Construction du réseau

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

a. Etablissement d'une liste des tâches :

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

b. Détermination des tâches antérieures :

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

c. Construction des graphes partiels.

d. Regroupement des graphes partiels.

e. Détermination des tâches de début de l'ouvrage et de fin de l'ouvrage.

f. Construction du réseau.

VI.5.2.1.3 Différentes méthodes basées sur le réseau

a- Méthode C.P.M (méthode du chemin critique)

L'objectif de cette méthode est de réduire les temps de réalisation d'un ouvrage en tenant compte de trois phases :

1^{ère} phase : l'effectif nécessaire pour effectuer le travail considéré ;

2^{ème} phase : analyser systématiquement le réseau, heure par heure, jour par jour, selon l'unité de temps retenue ;

3^{ème} phase : adapter le réseau aux conditions ou contraintes fixées par l'entreprise.

b- Méthode P.E.R.T (Program Evaluation and Review Technical)

C'est-à-dire technique d'ordonnement des tâches et contrôle des programmes, c'est une méthode consistant à mettre en ordre sous forme de réseau plusieurs tâches qui grâce à leur chronologie et leur dépendance concourent toutes à l'obtention d'un produit fini.

c -Méthode P.D.M (Procedure Diagram Methode):

C'est une méthode basée sur le réseau à nœuds et développe trois (3) relations à savoir :

1. Commencement de l'opération (A) et (B) ;
2. Finition de l'opération (A) et commencement de (B) ;
3. Finition de l'opération (A) et finition de l'opération (B).

VI.5.2.2 Méthodes basées sur le graphique

VI.5.2.2.1. Méthode linéaire (ligne of balance technic)

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

VI.5.2.2.2 Méthode à barres

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

VI.5.3 Les étapes de la planification

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

- ✓ **Collection des informations :** L'établissement d'une synthèse d'analyse des informations acquises par des études comparatives permet l'usage correct du plan de réalisation de notre projet.
- ✓ **Décomposition du projet :** C'est une partie importante car chaque projet peut être analysé de diverses manières. Nous attribuons à chaque tâche un responsable et ses besoins en matériels.
- ✓ **Relations entre les tâches :** Il existe deux relations essentielles entre les tâches lors de la réalisation. L'une porte sur un enchaînement logique et l'autre sur un enchaînement préférentiel.

VI.5.4 Choix de la méthode de calcul

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

VI.5.4.1 Les paramètres de la méthode C.P.M

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

DCP	TR
DFP	DCPP
DFPP	MT

Avec :

TR : temps de réalisation.

DCP : date de commencement au plus tôt.

DCPP : date de commencement au plus tard.

DFP : date de finition au plus tôt.

DFPP : date de finition au plus tard.

MT : marge totale.

$$\text{ET : } \begin{cases} DFP = DCP + TR \\ DCPP = DFPP - TR \end{cases}$$

VI.5.4.2 Chemin critique (C.C)

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

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

suivante :

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

VI.5.5 Elaboration du réseau selon la méthode CPM

La méthode du CPM est une méthode de planification, elle a pour objectif de réduire le temps et le coût de réalisation de projet et augmenter le rendement du travail. Pour la construction du réseau il faut d'abord établir les différentes tâches des travaux. Ces derniers sont reportés dans le tableau suivant :

Tableau. VI.1: Elaboration d'un réseau selon la méthode CPM

Les travaux	Opération	Durée
Décapage de la terre végétale et ouverture de piste	A	20 jours
Excavation de la tranchée	B	90 jours
Remblai en TVO	C	30 jours
Compactage	D	20 jours
Lit de béton propriété	E	35 jours
Mise en mise en œuvre de gabion	G	90 jours
Le bétonnage	H	120 jours
Compactage des tranches des collecteurs	I	20 jours

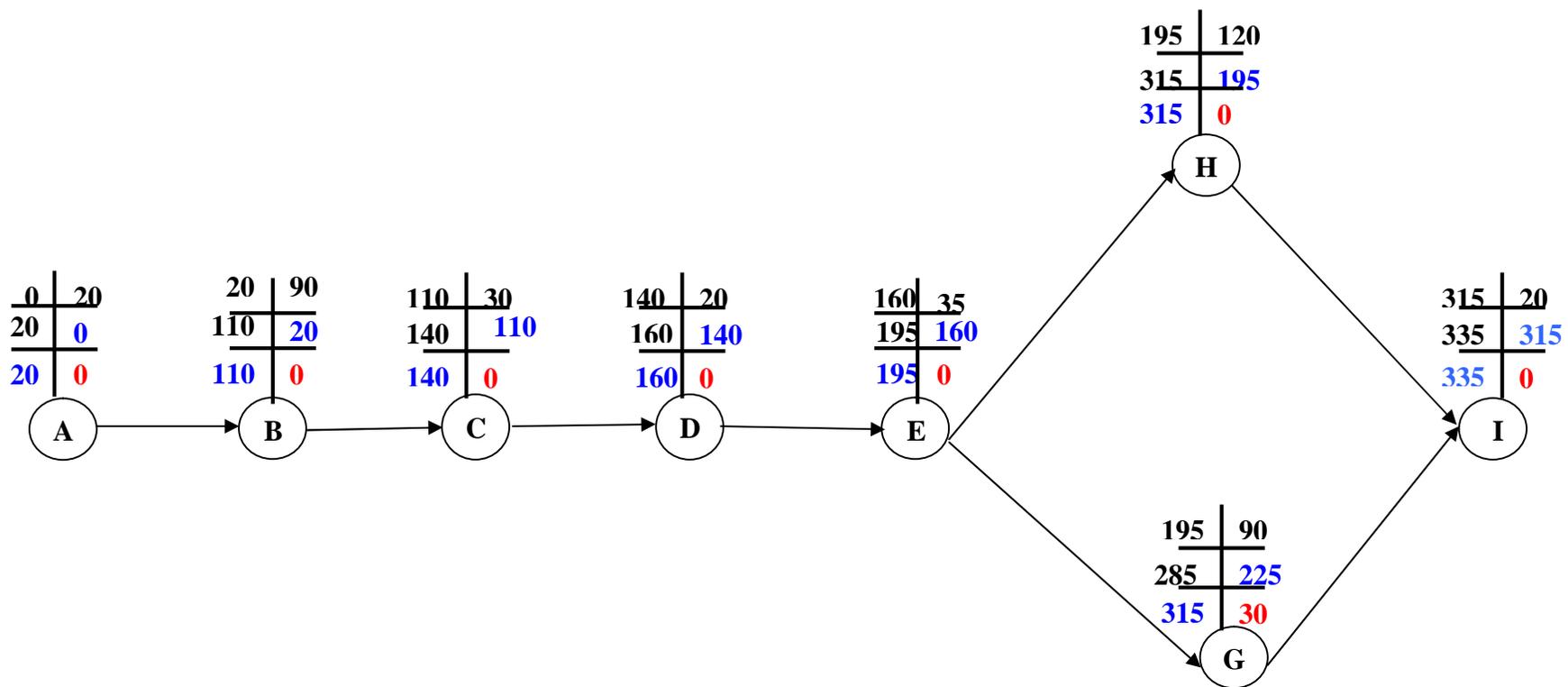


FIGURE VI.1 : Réseau à nœuds

VI.5.6 Détermination des chemins critiques

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

Ainsi on obtient les résultats consignés dans le tableau suivant :

Tableau VI.2 : Détermination des chemins critiques

Opération	TR	D.P		D.F.P		M.T
		D.C.P	D.F.P	D.C.P.P	D.F.P.P	
A	20	0	20	0	20	0
B	90	20	110	20	110	0
C	30	110	140	110	140	0
D	20	140	160	140	160	0
E	35	160	195	160	195	0
G	90	195	285	225	315	30
H	120	195	315	195	315	0
I	20	315	335	315	335	0

Nous pouvons représenter le Diagramme de GANTT comme suivant

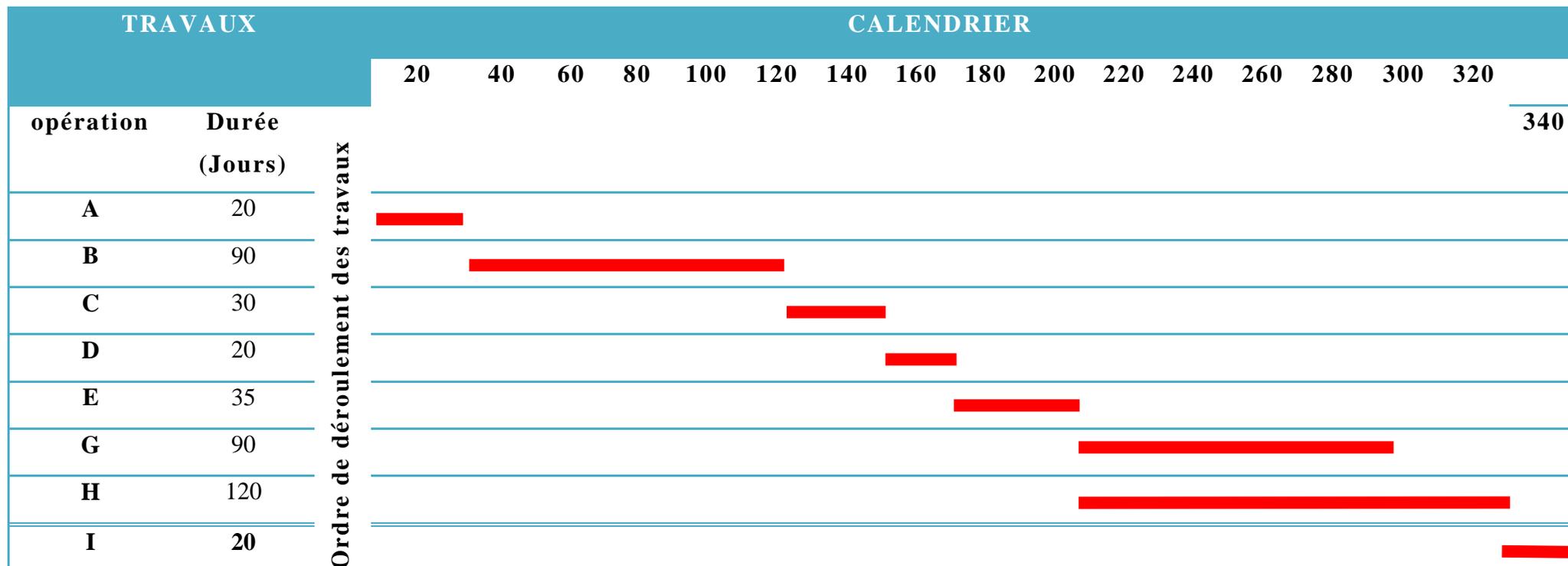


FIGURE VI.2 : Diagramme de GANTT

V.6 CONCLUSION

D'après ce chapitre, on peut conclure que l'organisation de chantier est nécessaire avant le commencement des travaux, car elle nous permet de définir tout les volumes des travaux nécessaires pour l'élaboration du chantier. D'autre part on peut avoir une information sur le coût total de projet ainsi que leur temps de réalisation. L'organisation de chantier définit aussi tous les engins que l'on peut utiliser dans le chantier et le choix final des engins seront basés sur une étude économique.

VII.1 INTRODUCTION

L'objectif sera donc de diminuer la fréquence et la gravité des accidents dans l'entreprise. Il existe pour cela un certain nombre de dispositifs, de consignes, de règlement dit de « sécurité ».

Il n'y a nul doute que l'une des conditions du développement est la protection du travailleur. La qualité de son travail et son rendement requiert une sécurité maximale. Si l'on ne peut, au stade actuel du développement de l'Algérie, assurer un niveau de vie optimum à tous les citoyens, on peut, par contre essayer de prodiguer à tous ses aspects (sociale, culturelle, économique et physique).

Nul ne peut nier l'importance des problèmes soulevés. Toutefois il semble que les approches développées sur les risques professionnels ne font pas suffisamment ressortir la liaison avec les conditions de travail. Or ce sont bien, celles ci qui déterminent dans une très large mesure, la situation du travailleur et les contraintes aux quelles il est assujetti pour assurer sa tâche. L'homme est soumis à des rythmes biologiques, il varie continuellement. Son travail varie aussi en fonction de ces rythmes, de ces caractéristiques psychophysiologiques et de son environnement.

Lorsqu'on évoque les accidents du travail, on a souvent plus ou moins tendance à penser qu'une seule cause serait à l'origine de la situation. S'agissant de l'accident de travail, on peut l'attribuer soit à la machine, soit à l'homme. Dans l'autre cas, on tente de faire ressortir la part de l'homme et la part de la machine. Ainsi les préoccupations concernant les risques professionnels, ne doivent pas être séparées de l'analyse du travail et les conditions dans lesquelles le travailleur est amené à exécuter son travail. L'analyse des causes d'accident n'a intérêt que si elle met celle-ci en relation avec le travail des opérateurs et on prend place dans un diagnostic général de la situation de travail et de ses effets sur la charge de travail, les risques pour la santé et la sécurité.

VII.2 INSTRUCTIONS STRUCTURELLES SUR LA SECURITE

VII.2.1 INSTRUCTIONS A DONNER AUX TRAVAILLEURS ET AUX VISITEURS DU CHANTIER

Quoiqu'il en soit Algérien ou expatrié, la personne qui travaille ou pénètre sur le site doit être informé en matière de sécurité de façon qu'il respecte les règles de sécurité du chantier.

VII.2.2 INSTRUCTIONS A DONNER AU CHEF D'EQUIPE

- Le chef d'équipe confirme périodiquement les mesures préventives contre les accidents.

- Réunion matinale en matière de sécurité.
- Le contre maître de chaque poste préside tous les matins une réunion pour expliquer le détail des travaux à exécuter en précisant l'instruction sur la sécurité.
- Mise en ordre du chantier : l'effectif de chaque poste s'engage à la mise en ordre du chantier une fois par mois à la date préalablement fixée.

VII.3 CONTROLE ET ENTRETIEN DU MATERIEL

Les engins ne peuvent être utilisés sur le site qu'avec le bon de mise en service qui sera émis à la suite du contrôle mécanique les engins utilisés doivent passer le contrôle journalier et son résultat sera enregistré dans le rapport journalier.

Les engins doivent être au contrôle période et son résultats sera enregistré dans le carnet d'entretien.

Les échafaudages, plate forme, passerelle, boisage, cintre, coffrage, soutènement, et toute autre installation les gardes corps, rampes, filets, ceintures de sécurité et toute autre dispositif de sécurité, les chaînes câbles aux cordages, les échelles ainsi que matériel et engins de toute nature mis par les chefs d'établissement à la disposition des travailleurs à effectué et aux risques auxquels les travailleurs sont exposés.

Les installations, les dispositifs les matériels ou les engins utilisés doivent avoir notamment une résistance suffisante pour supporté les charges et les efforts auxquels ils sont soumis.

En outre, la stabilité des installations et des engins de toute nature mis en œuvres sur des chantiers doit être assuré d'une manière efficace.

VII.4 ORGANISATION DU SERVICE DE LA SECURITE D'OUVRAGE

L'organisation de la prévention se présente à travers les activités professionnelles du pays comme immense chaîne de solidarité, composée de multiples maillons, correspondant chacun aux différents services ou personnes.

VII.5 PRINCIPES FONCTIONS DU SERVICE DE SECURITE

VII.5.1 Etudes

- Participation au comité d'hygiène et de sécurité.
- Analyse des postes de travail « Etude Sécurité ».
- Suggestions du personnel.
- Statistique : élaboration et commentaire.
- Rapport avec l'administration.

VII.5.2 Exécution

- Mesures légales d'hygiène et de sécurité (code de travail).
- Réalisations pratiques des suggestions et des études.

VII.5.3 Contrôle

- Enquêtes à la suite des accidents.
- Inspections des installations.
- Visites périodiques effectuées par les organismes.
- Contrôle éventuel des moyens de transport du personnel.

VII.5.4 Animation

- Lutte contre l'incendie et les accidents de trajet.
- Equipes de secours.
- Formation spéciale concernant certaines professions.

VII.5.5 Fonction humaines

- Etude physiologique du travail.
- Affection et mouvement de la main-d'œuvre suivant l'avis du médecin du travail et en collaboration avec le service de la personne.

VII.6 LES CAUSES DES ACCIDENTS

L'accident du travail n'est jamais le fait d'un hasard ou de la fatalité.

Les causes sont la somme des différents éléments classés en deux catégories : facteur matériel et facteur humain.

Le facteur matériel concerne les conditions dangereuses susceptibles d'évoluer au cours du travail.

Les causes d'accident d'origine matérielle proviennent soit :

- De la profession en général et du poste de travail en particulier,
- De la nature de la forme des matériaux mis en œuvre,
- Des outils et machines utilisés, implantation, entretien,
- De l'exécution du travail, difficultés particulières,
- Du lieu de travail, conditions climatiques.
- Des conditions d'hygiène et de sécurité, ventilation, protection, ..., etc.

Par opposition aux conditions dangereuses techniquement et pratiquement décevables, les actions dangereuses dans le travail sont imputables au facteur humain et nécessitant parfois l'intervention de psychologues avertis.

Certaines actions dangereuses sont des réactions psychiques difficilement prévisibles, car chaque être humain est un cas particulier qui réagit différemment, selon les circonstances.

VII.7 LES ACTIONS ET CONDITIONS DANGEREUSES

- Intervenir sans précaution sur les machines en mouvement.

Ex : Graisser un engin en marche.

- Imprudence durant les opérations de stockage et manutention.

Ex : Passer sous une charge suspendue (lors de la pose des tubes) dans la tranchée.

- Intervenir sans précaution sur des installations sous tension, sous pression.

Ex : Ramasser un outil à proximité d'un conducteur sous tension (dans une station de pompage).

- Ne pas utiliser l'équipement de protection individuelle.

Ex : Ne pas porter un masque et une paire de gants lors de la construction des canaux.

- Adopter une position peu sûre.

Ex : Transport du personnel sur la plate-forme d'un camion chargé de gros matériel.

- Suivre un rythme de travail inadapté.

Ex : Cadence de travail trop rapide.

- Outillage, engin, équipement en mauvais état.

Ex : Echelle dont les barreaux cassés ont été remplacés par des planches clouées.

- Défaut dans la conception, dans la construction.

Ex : Installation électrique en fil souple.

- Eclairage défectueux.

Ex : Eclairage individuel du poste de travail sans éclairage (travaux sur chantier).

- Conditions climatiques défavorables.

VII.8 CALCUL DU DEBIT D'AIR NECESSAIRE A LA VENTILATION DE LA GALERIE

VII.8.1 Ordonnance 66-183

Art.85- Dans les galeries en cours de percement ou il est fait usage d'explosifs, la ventilation doit être réalisée dans les conditions ci-après :

1°. Il doit être introduit au front de taille, au moyen d'une installation de ventilation artificielle, 200 litres au moins d'air par seconde et par mètre carré de la plus grande section de la galerie ventilée ; l'air introduit doit être prélevé loin de toute source de viciation.

2°. Après chaque tir, une aspiration doit être effectuée le plus près possible du front de taille, afin d'éliminer au maximum les poussières en suspension.

3°. Eventuellement, une ventilation auxiliaire doit permettre d'accélérer l'absorption au bouchon de tir.

Le débit d'air nécessaire à la ventilation de la galerie de dérivation est déterminé par la formule suivante :

$$Q = q.S \quad (l/s) \dots\dots\dots(VII.1)$$

Où : q : débit d'air pour 1m² de section de la galerie, q=200 l/s.

S : section de la galerie,

VII.8.2 Calcul du diamètre de la canalisation d'air à la ventilation

Le diamètre de la canalisation est déterminé d'après la formule suivante :

$$Q=V.S \quad (m^3/s) \dots\dots\dots(VII.2)$$

Où : V : vitesse de circulation d'air dans la conduite égale à 5 m/s.

S : section de la conduite qui est déterminée comme suit :

$$S = \frac{\pi D^2}{4}, \quad \text{avec } D : \text{diamètre de la conduite.}$$

$$\text{Donc : } Q=V*\frac{\pi D^2}{4} \Rightarrow D = \sqrt{\frac{4Q}{\pi.V}}$$

VII.9 ORGANISATION DE LA PREVENTION DES ACCIDENTS DU TRAVAIL

L'organisation de la prévention se présente à travers les activités professionnelles du pays comme une immense chaîne de solidarité, composée de multiples maillons, correspondant chacun aux différents services ou personnes intéressées figurés dans l'organigramme ci-après :

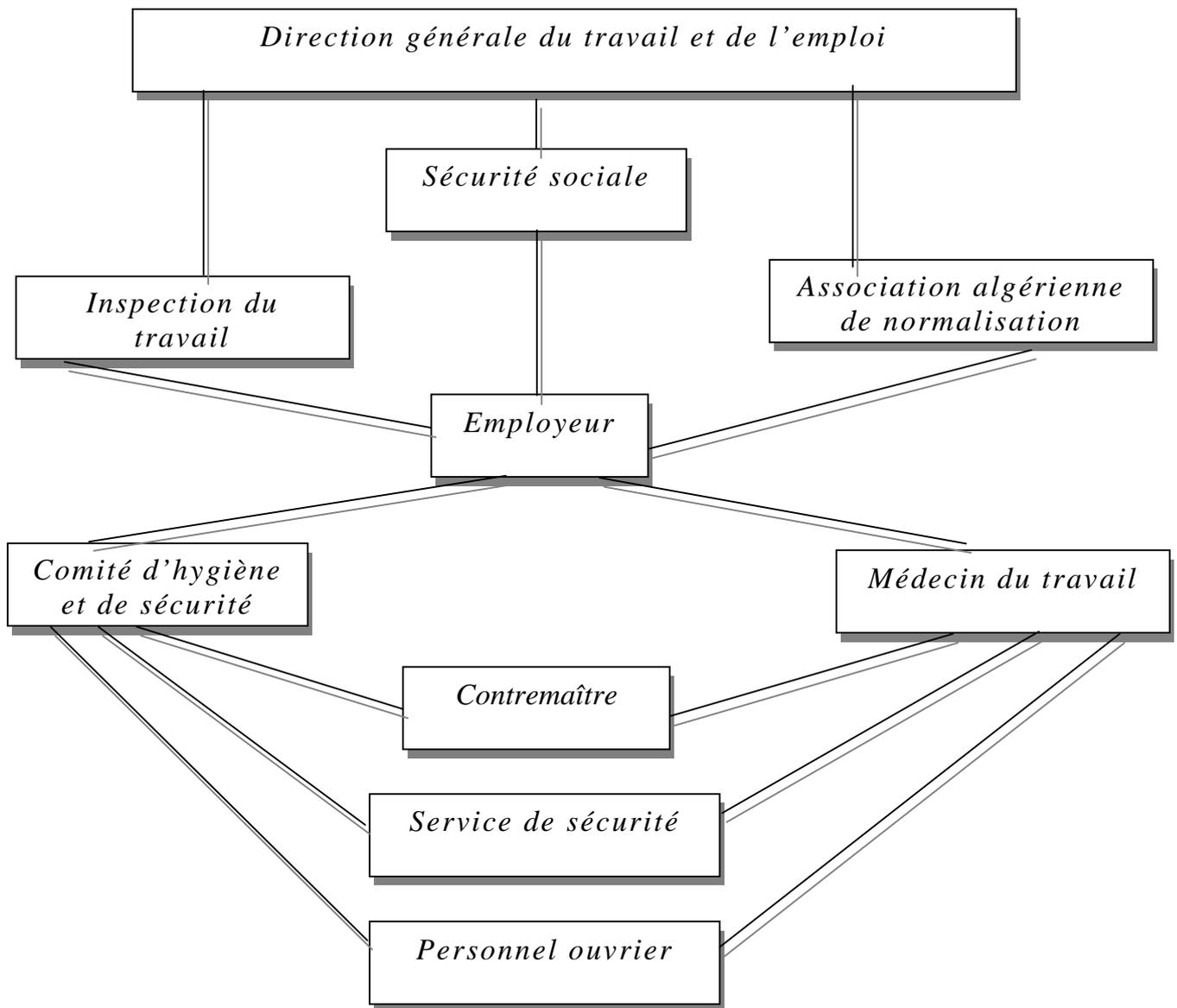


FIGURE VII.1 : Organigramme de la prévention des accidents du travail

* **Le contremaître :** constitue le maillon essentiel de la chaîne de prévention des accidents du travail. Vu sous l'angle de la protection du personnel, le rôle du contre-maître revêt trois aspects important, pédagogique, de surveillance, de suggestion.

Parmi les principales fonctions du service de protection :

- Etudes, participation au comité d'hygiène et de sécurité.
- Exécution, mesures légales d'hygiène et de sécurité (code de travail, réalisations pratiques des suggestions et des études).

Les mesures de prévention collective sont la suite logique de l'étude de sécurité. Les mesures de prévention collectives peuvent être classées en deux catégories distinctes :

- ✓ Respect de la réglementation, la législation, les contrôles techniques.
- ✓ Les moyens techniques (protection des éléments de machines et mécanismes en mouvement).

Devant les dangers constatés dans l'exercice de certaines professions ou dans l'emploi de nouveaux produits, la législation a de plus en plus tendance à compléter la prévention collective par des moyens de protection individuelle.

- ❖ La protection des membres supérieurs est assurée par le port de gants, mouffles, maniques, épaulières, doigtiers.
- ❖ Protection des membres inférieurs.
- ❖ Protection des yeux.
- ❖ Protection du tronc.
- ❖ Protection de la tête.
- ❖ Protection des voies respiratoires.

L'équipement de protection est nécessaire lorsque les risques auxquels est exposé le personnel n'ont pu être éliminés ou supprimés à la source. Cet équipement doit remplir les conditions suivantes :

- Correspondre au danger considéré.
- Être pratique et confortable.
- Être solide.

VII.10 CONCLUSION

La prévention devrait tendre à ne plus être conçue comme un correctif et s'appuyer uniquement sur des critères défensifs.

Avec les avancées du progrès technique et scientifique, on doit pouvoir en saisir les acquis pour renverser la tendance, c'est-à-dire, faire de la prévention une action offensive pour qu'il n'y ait plus de risques. A cet effet, il convient d'accorder d'avantage d'intérêt aux aspects éducationnels de l'homme au travail afin de lui permettre une grande maîtrise de l'outil de production et une plus grande adaptation à son environnement.

Conclusion générale

A l'issue de ce modeste travail qui a pour objectif de protéger la ville S'mara contre tout risque d'inondation et sélectionner les meilleures solutions d'aménagements compte tenu des conditions naturelles.

Au nombre des effets directs et immédiats sur la santé figurent les pertes de vie humaine, les dommages corporels et, très rapidement, la pénurie d'eau salubre et la destruction des réseaux d'égouts, leur cortège de menaces sanitaires - diarrhée, choléra et autres affections dangereuses liées à l'eau. Dans certains pays, les eaux de décrue offrent aussi des conditions favorables à la multiplication des moustiques vecteurs du paludisme. Nous ne saurions enfin oublier les effets à plus long terme qui sont les inondations graves sur la santé mentale, par exemple la dépression et l'anxiété.

S'il nous est difficile de prévenir les inondations de grande ampleur, nous pouvons tout au moins nous attacher à préserver les services de protection contre les inondations que nous fournissons, gratuitement, les zones humides. Cours d'eau, lacs et marais ralentissent et retiennent les eaux de crue mais cela, uniquement si nous ne construisons pas nos centres urbains sur les plaines d'inondation naturelles et si nous réfléchissons davantage à toutes les implications que peuvent avoir la canalisation de nos cours d'eau et le drainage de nos marais.

Dans le but de protéger la zone d'étude contre tout risque d'inondation la variante choisie en phase de proposition des variantes, consiste à exécuter un canal traversé la ville S'mara, trapézoïdale, dont l'objectif est d'évacuer les eaux venantes de la partie amont

Toute fois, une étude plus poussée et rigoureuse de ce canal s'avère d'une importance majeure afin de garantir les conditions d'écoulement optimales.

Cependant, la longévité et la pérennité de ces systèmes de protection sont tributaires de leur entretien, leur exploitation et leur gestion. D'où il est indispensable de pratiquer de manière rationnelle un entretien, une exploitation et une gestion de systèmes d'évacuation.

En finalité , après avoir tenu compte des contraintes de projet caractérisé par l'importance de débit de la crue centennale, du grand volume de déblai, la décision de réalisation de cet aménagement revient à son opportunité pour la zone où elle est située et est du ressort des autorités locales.

Références bibliographiques

Benaouadj, A. Contribution à l'étude des inondations dans la vallée du M'Zab (Wilaya de Ghardaïa). Mémoire de Magister. ENSH Algérie.2001.134p.

Boumesseneh, A. Les inondations dans la ville de BISKRA Causes et Impacts .Mémoire de Magister. Univ. de Batna Algérie.2007.120p.

Boukhlifa, M. Contribution à la modélisation de la relation "pluie débit" en absence de données hydrométriques : cas d'une zone urbaine (ville de Tipasa).Mémoire de Magister. ENSH Blida.2010.115p.

Graf W. H., altinakar M. S.Hydraulique fluviale : écoulement et phénomènes de transport dans les canaux a géométrie, Volume 16, Traité de Génie Civil, Ecole polytechnique fédérale de Lausanne, Presse polytechnique et universitaire romanes.2000.628p.

Laborde, J.P.Eléments D'hydrologie De Surface .Université De Nice. Sophia Antipolis.2000.476p.

Lamas, J., (1993) Hydrologie générale. Principes et applications, 2 e édition.Gaétan Morin Editeur. Québec. Canada. 527p.

LEDOUX Bruno (2006) : « La gestion du risque inondation », Edition TEC et DO.

McCuen, R. H. Hydrologic analysis and design, 3rd edition. Pearson Prentice Hall. New Jersey. USA. 2004.859p.

Meriaux. P : « Les digues sèches, destinées à la protection contre les inondations »Thèse Doctorat.- (2004).

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

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.

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),

SERRE. D : « Evaluation de la performance des digues de protection contre les inondations ». Th Doctorat. Université De Marne-La-Vallée - (2005).

Soil Conservation Service (SCS) (1972) National Engineering Handbook, Section 4, Hydrology. SCS, US department of Agriculture. Washington, Etat-Unis

Touaibia, B. Manuel pratique d'hydrologie. Edition Madani. Blida. Algérie.2004.166p.

U.S. Army Corps of Engineers (2010a) . HEC-RAS River Analysis System Hydraulic reference manual, Hydrologic Engineering Center, CPD-69, Version 4.1.

U.S. Army Corps of Engineers (2010b). HEC-RAS River Analysis System – User's Manual, Hydrologic Engineering Center, CPD-68, Version 4.1.

Yahiaoui A.(2012). Inondations Torrentielles Cartographie des Zones Vulnérables en Algérie du Nord (Cas de l'oued Mekerra, Wilaya de Sidi Bel Abbès). Thèse de Doctorat. Ecole Nationale Polytechnique. Algérie.

Références Sitographiques

<http://www.midi-pyrenees.ecologie.gouv.fr> Consulte le [12.07.2015]

<http://www.geoportail.fr> Consulte le [26.07.2015]

<http://www.inondationthore.com> Consulte le [17.07.2015]

<http://www.notre-planete.info/www.prim.net> Consulte le [02.08.2015]

série des pluies max journalières à la station BIR EL ARCHE (Période : 1976 – 2013)

Année	Sept	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	Max
1976/1977	0.0	16.7	10.6	18.0	5.9	27.7	45.0	13.6	27.0	23.0	0.0	0.0	45.0
1977/1978	20.6	33.2	19.0	6.5	29.0	55.3	14.4	2.8	14.7	7.3	8.0	12.5	55.3
1978/1979	13.0	4.0	27.0	8.0	7.5	25.0	102.0	40.5	24.0	12.5	36.0	13.0	102.0
1979/1980	44.0	18.0	9.0	31.0	25.0	9.0	8.0	15.0	30.0	7.0	5.0	0.0	44.0
1980/1981	3.5	7.5	16.0	3.2	35.5	23.0	15.0	65.0	17.0	0.0	0.0	10.0	65.0
1981/1982	3.0	19.0	22.0	10.5	13.5	40.0	15.5	30.5	4.5	15.0	0.0	10.0	40.0
1982/1983	19.0	13.0	14.0	5.5	25.0	20.5	53.5	16.0	24.0	0.0	0.0	0.0	53.5
1983/1984	14.5	5.5	13.5	55.2	6.6	14.3	31.8	15.8	10.7	14.3	0.0	19.4	55.2
1984/1985	8.5	11.4	13.3	36.8	43.6	15.7	40.9	17.2	13.7	2.7	0.0	4.3	43.6
1985/1986	15.0	24.4	17.3	28.5	14.0	13.1	9.4	23.0	11.9	2.8	5.1	14.0	28.5
1986/1987	9.0	13.0	7.5	12.4	31.2	76.1	26.0	12.2	16.8	8.4	3.2	2.3	76.1
1987/1988	4.8	24.4	3.6	66.8	17.2	13.0	38.1	32.5	33.5	1.4	3.1	0.0	66.8
1988/1989	18.4	26	15.6	23.5	11.9	12.7	43.8	16.6	14.8	10.1	3.1	12.3	43.8
1989/1990	64.6	29.7	19.8	34.8	11.4	26.2	29.4	9.0	27.0	13.1	11.5	6.5	64.6
1990/1991	5.0	19.5	25.5	9.1	9.1	9.4	21.6	22.1	13.1	22.6	4.1	0.4	25.5
1991/1992	19.3	1.2	14.1	43.9	22.5	34.3	24.0	18.7	16.2	18.3	0.0	8.5	43.9
1992/1993	32.5	20.2	4.2	4.0	8.6	0.0	9.0	29.8	27.0	13.3	4.1	8.0	32.5
1993/1994	20.5	3.7	29.5	43.2	8.0	19.0	24.4	7.0	68.4	5.9	3.7	3.0	68.4
1994/1995	33.6	29.3	11.5	12.4	30.4	12.3	15.1	36.0	30.1	36.8	13.2	0.0	36.8
1995/1996	16.8	9.4	13.7	54.7	38.3	20.0	15.2	6.0	28.5	22.7	2.0	6.5	54.7
1996/1997	24.5	2.9	23.4	29.0	15.3	31.0	8.1	16.5	2.9	0.0	0.0	9.5	31.0
1997/1998	31.2	25.8	4.6	15.9	42.4	16.0	26.7	19.0	1.8	11.3	4.0	2.1	42.4
1998/1999	17.2	23.2	8.5	18.5	36.1	50.2	18.7	21.0	39.5	14.6	0.8	15.6	50.2
1999/2000	6.6	18.5	5.0	27.0	13.6	7.3	4.6	13.3	13.4	5.8	7.8	12.4	27.0
2000/2001	14.5	23.8	27.0	31.2	13.4	19.5	8.5	38.9	18.2	2.6	0.0	8.0	38.9
2001/2002	24.9	6.3	58.7	27.2	20.2	25.3	9.3	10.5	2.0	5.9	0.0	8.6	58.7
2002/2003	12.3	12.8	8.6	54.1	10.7	11.3	11.6	7.3	23.1	1.8	0.1	9.5	54.1
2003/2004	12.4	9.3	5.7	20.3	37.2	20.3	19.2	15.4	9.0	0.0	0.0	2.5	37.2
2004/2005	14.1	2.3	9.5	5.2	14.7	42.0	26.6	7.3	3.2	1.0	11.4	16.5	42.0
2005/2006	5.6	2.4	47.2	85.3	36.0	11.6	22.2	62.7	16.0	5.4	0.6	8.2	85.3
2006/2007	32.3	15.1	5.5	76.6	31.2	11.0	7.1	13.8	17.8	6.5	3.6	9.3	76.6
2007/2008	16.4	17.8	57.3	53.1	13.7	12.7	7.1	19.7	0.0	3.7	0.0	2.2	57.3
2008/2009	14	6.6	35.6	40.9	25.2	17.2	7.0	24.9	37.8	2.8	5.6	5.0	40.9
2009/2010	14.6	1.9	4.6	22.4	9.7	14.3	43.7	19.6	8.6	5.8	0.0	0.0	43.7
2010/2011	27.5	28.2	10.7	21.3	9.1	15.5	27.4	20.7	32.3	1.4	13.7	13.4	32.3
2011/2012	33.5	22.0	24.0	21.3	48.2	9.2	16.9	35.0	7.1	0.0	12.1	48.7	48.7
2012/2013	9.3	8.8	12.0	15.2	22.6	6.6	20.4	19.0	13.2	6.0	3.4	4.7	22.6