

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPÉRIEURE DE L'HYDRAULIQUE- ARBAOUI ABDALLAH-

DEPARTEMENT GENIE DE L'EAU

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : Conception Des Ouvrages Hydrotechniques

THEME:

ETUDE D'AMENAGEMENT DE OUED AIN EL

DIBEG DE LA VILLE D'AIN EL BEL

W. (DJELFA)

Présenté par :

M^r : BENALI NOURI

DEVANT LES MEMBRES DU JURY

	Nom et prénom	Grade	Qualité
M^r	M.K.MIHOUBI	M C .A	Président
M^r	M.BACHIR CHERIF	M A .B	Examineur
M^{eme}	N. HADJ SADOK	M A .A	Examinatrice
M^r	M.D BENSALAH	M A .A	Examineur
M^{eme}	A.ADDOU	M A .A	Promotrice

Septembre 2012

Dédicace

Je rends un grand hommage à travers ce modeste travail, en signe de respect et de reconnaissance envers :

Ma mère

Mon père

Pour tous les sacrifices et leur soutien moral et matériel dont ils ont fait preuve pour que je réussisse.

Je le dédie également à

Mes frères et mes sœurs

En un mot, à toute ma famille, mes amis et tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à ma formation.

BEN ALI NOURI

Remerciement

Au terme de cette modeste étude, je tiens à exprimer ma profonde gratitude et mes vifs remerciements à

M^{me} A.ADDOU (ma promotrice) pour avoir contribué à l'élaboration de cette présente thèse et à ma formation durant les années de spécialité.

Je remercie également tous mes professeurs et particulièrement M^r MIHOUBI, M^{me} TOUIBIA, M^r AMMARI, M^r BACHIR CHERIF pour l'aide précieuse, qu'ils m'ont apporté durant l'élaboration de ce modeste travail. .

Aussi, je me permets d'exprimer tout mon respect aux membres de jury qui me feront l'honneur d'apprécier notre travail.

BE N ALI NOURI

ملخص

قمنا في هذا العمل بإنجاز دراسة واد عين الديباق بمدينة عين البل ولاية الجلفة والهدف من هذا العمل هو تهيئة الوادي من اجل الحماية ضد الفيضانات.

هذه الدراسة تتضمن المحاور الأساسية التي تتمثل في :

دراسة طبوغرافية و جيولوجية للمنطقة ثم دراسة هيدرولوجية للحوض وذلك لتحديد كمية المياه المتوقعة .
و أخيرا دراسة لتحديد أبعاد القناة التي يتم فيها جريان المياه. وكل ذلك من اجل حماية المنطقة من الفيضانات.

Résumé

Notre travail a pour objet de faire une étude sur l'oued AIN DIBEG qui se situe à la ville de d'AINEL BEL, WILAYA de DJELFA, dont le but est d'aménager l'oued pour la protection contre les inondations.

Notre travail consistera en une étude topographique et géologique de la zone, une étude hydrogéologique du bassin versant pour quantifier le débit de crue probable et enfin une étude de dimensionnement du canal.

Abstract

The aim of dissertation to study the AIN EL DIBEG River winch is located in the city of AIN EL BEL (DJELFA).it aimsatdeveloping thisriver to protectitagainst flood.

Our study has several basic parts. First A Topographic and Geological study of the area. Second the study of hydrological catchment to determine the probable flow. Finally A sizing study of the channel.

Sommaire

	Page
Introduction générale	
<u>Chapitre I : Données de base</u>	
I-1 Introduction	1
I-2 SITUATION DE LA ZONE D'ETUDE.....	1
I-2-1 SITUATION ADMINISTRATIVE ET GEOGRAPHIQUE	1
I-3 GEOLOGIE DU SITE	3
I.4 URBANISATION ET POPULATION.....	4
I-4.1 POPULATION	4
I-5 DESCRIPTION DE RESEAU D'ASSAINISSEMENT	5
I-6 CONTRAINTES PHYSIQUES DE LA VILLE	5
I-7 CARACTERISTIQUES GEOGRAPHIQUE ET GEOMORPHOLOGIQUES	6
I-2-3 DONNEES CLIMATOLOGIQUES	7
I-2-4 RESEAU HYDROGRAPHIQUE	10
I-9-1 Bassin Versant N°01	10
I-9-2 Bassin Versant N°02	10
I-10 Conclusion	10
<u>Chapitre II : Etude hydrologique</u>	
II.1 Introduction	11
II.2 Caractéristiques hydromorphométrique des bassins versants	11
II.2.1 Définition de bassins versant	11
II.2.2 Morphométrie	12
II.2.2.1 La surface	12
II.2.2.2 Le périmètre	12
II.2.2.3 Indice de capacité de Gaveluis	12
II.2.2.4 Rectangle équivalent.....	12
II.2.3 Le relief	13
II.2.3.1 Répartition et courbes hypsométriques	13
II.2.3.2 Les altitudes caractéristiques.....	16
II.2.3.3 Indice de pente globale	16
II.2.3.4 Pente moyenne des bassins versants	17
II.2.4 Le réseau hydrographique	18
II.2.4.1 La densité de drainage	18
II.2.4.2 Le profil en long du cours d'eau principal des bassins versants.....	18
II.2.4.3 La pente moyenne des cours d'eau principales	20
II.2.4.4 Le temps de concentration	20
II.2.4.5 La vitesse moyenne de ruissellement.....	22
II.3 Analyse des données pluviométriques	24
II.3.1 Pluie moyenne annuelle	24
II.3.2 Les précipitations maximales journalières	25
II.3.3 Choix de la loi d'ajustement.....	26

SOMMAIRE

II.3.3-1	Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL.....	27
II.3.3-2	Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GALTON.....	29
II.3-4	Pluies des courtes durées	33
II.4	Les apports	36
II.4.1	Les apports liquides	36
II.4.1.1	Apport moyen interannuel	36
II.4.1.2	Les caractéristiques de l'écoulement	38
II.4.2	Estimation fréquentielle des apports.....	40
II.4.3	Evaluation des apports solides	40
II.5	Etude des crues	41
II.5.1	Déférentes méthodes d'évaluation des crues	41
II.5.2	Application sur les bassins versants	42
II.5.2.1	Formule de Mallet Gauthier	42
II.5.2.2	Formule de Turzza	43
II.5.2.3	Formule de Giandotti	43
II.5.2.4	Formule de Sokolovski	43
II.5.3	Hydrogrammes des crues	45
II.6	Conclusion	48

Chapitre III : Calcul hydraulique

III-1	Introduction	49
III-2	Calcul hydraulique des variantes choisies	49
III-2.1	Condition de l'écoulement uniforme	49
III-2.2	Les formules du calcul principal	49
III-2.3	Détermination de coefficient de Chézy	50
III-2.4	Description de variantes proposées pour l'étude.....	52
III-2.5	Les paramètres géométriques	53
III-2.5.1	Le choix de la section de meilleure conductivité	53
III-2.5.2	Calcul du rayon hydraulique	55
III-2.6	Calcul de la profondeur normal	56
III-2-6-1	Méthode itérative	56
III-2-6-2	Méthode D'AGROSKINE.....	56
III-2.7	Calcul de la profondeur critique	57
III-2.7.1	Méthode graphique	57
III-2-7-2	Méthode itérative	57
III-2.7-3	Méthode analytique d'Agroskine	57
III-2.8	Calcul de la pente critique	58
III-2.9	Calcul de la ligne d'eau	58
III-2.9.1	Equation de la surface libre de la ligne d'eau	58
III-2.9.2	Calcul de la surface d'eau	59
III-2.9-3	Définition du logiciel CANAL 21.....	59
III-2.9-4	Canaux à jonction	60
III-2.10	Dimensionnement des ouvrages et calcul de la ligne d'eau.....	61

SOMMAIRE

III-3-1	Protection de la zone est.....	61
III-3-1-1	Première partie	61
III-3-1-2	Deuxième partie	65
III-3-1-2a	Galerie en béton armé d'une distance de 230m (place de souk)....	65
III-3-1-2b	Galerie en béton armé d'une distance de 120m	69
III-3-1-3	Troisième partie.....	72
III-3-2	Protection de la zone ouest.....	74
III-3-2-1	Première partie	74
III-3-2-2	Deuxième partie	78
III-3-3	Protection de la zone après l'intersection des deux oueds	80
III-3-3-1	Première partie	80
III-3-3-2	Deuxième partie	84
III-3-3-3	Troisième partie.....	86
III-3-3-4	Quatrième partie	89
III-4	Conclusion	91

Chapitre IV : Calcul de ferrailage

IV-1	Introduction	92
IV-2	Les actions à prendre en comptes	92
IV-2-1	Les actions permanentes	92
IV-2-2	Les actions variables	92
IV-2-3	Les actions accidentelles	93
IV-3	La pression agissant sur le canal	93
IV-3-1	Canal vide avec poussée des terres	93
IV-3-2	Canal plein d'eau sans poussée des terres	96
IV-3-3	Combinaison des deux cas	97
IV-4	Calcul de ferrailage	98
IV-4-1	Calcul des réactions et des moments	98
IV-4-2	Calcul de ferrailage a flexion simple.....	99
IV-5	Conclusion.....	102

Chapitre V : Organisation de chantier

V-1	Introduction	103
V-2	Installation de chantier	103
V-2.1	Installation destinée au personnel	103
V-2.2	Installation destinée au stockage des matériaux	103
V-2.3	Installation destinée à la réparation des engins	103
V-2.4	Installation destinée à la préfabrication	103
V-3	Succession de l'opération	104
V-4	Technologie des principaux travaux	104

SOMMAIRE

V-5	Calcul du volume des travaux	105
V-5.1	Premier trace: (la zone Est).....	105
V-5.2	Deuxième trace: (la zone Ouest).....	106
V-5.3	Troisième trace: (la zone après l'intersection)	107
V-6	Devis des defferrismes volumes des travaux	108
V-7	Planification	109
V-7.4	Choix de la méthode de calcul	111
V-7.5	Elaboration du réseau selon la méthode CPM	112
V-8	Conclusion.....	115

Liste des Tableaux

Tableau		Page
Tableau N°I-01 :	Perspectives de la population de la commune.....	4
Tableau N°I-02 :	Répartition des pluies moyennes mensuelles de la station de AIN EL BEL...	8
Tableau N°I- 03	Les Paramètres climatiques enregistrés à la station	9
Tableau N°I- 04	Insolation moyenne journalière (h/j) pour chaque mois.....	10
Tableau N°II-01	les paramètres morphometrie des sous bassin	13
Tableau N°II-02	Répartition et courbe hypsométrique de SB01.....	14
Tableau N°II-03	Répartition et courbe hypsométrique de SB02.....	14
Tableau N°II-04	les altitudes caractéristiques	16
Tableau N°II-05	Indice de pente globale I_g	17
Tableau N°II-06	Pentes moyennes des bassins versant I_m	17
Tableau N°II-07	Les densités de drainage.....	18
Tableau N°II-08	Les pentes moyennes des cours d'eau principales.....	20
Tableau N°II-09	Les temps de concentration.....	22
Tableau N°II-10	La vitesse de ruissellement.....	22
Tableau N°II-11	caractéristiques hydromorphometrique des bassins versants.....	23
Tableau N°II-12	la station pluviométrique	24
Tableau N°II-13	Répartition mensuelle de la pluie annuelle de la station de Ain el bel	24
Tableau N°II-14	Caractéristiques de la série avec N=31 ans.....	26
Tableau N°II-15	Résultat de l'ajustement a la loi de Gumbel.....	28
Tableau N°II-16	Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon.....	29
Tableau N°II-17	Résultat de l'ajustement a la loi de Galton.	30
Tableau N°II-18	Pluies et intensités maximales de durée t (h) et de période retour.....	34
Tableau N°II-19	Intensités et pluies de courte durée correspond au temps de concentration	36
Tableau N°II-20	Apports moyens interannuels.....	38
Tableau N°II-21	Les caractéristiques d'écoulement	39
Tableau N°II-22	l'Apport fréquentielle de sous bassin versant 01.....	40
Tableau N°II-23	l'Apport fréquentielle de sous bassin versant 02.....	40
Tableau N°II-24	Les apports solides	41
Tableau N°II-25	Valeur de coefficient de ruissellement C	43
Tableau N°II-26	valeur de coefficient de ruissellement α	44
Tableau N°II-27	Débits de crues au bassin versant n°01.....	44
Tableau N°II-28	Débits de crues au bassin versant n°02.....	45
Tableau N°II-29	Débits fréquentiels pour construction l'hydrogramme de crue de s.b 01	46
Tableau N°II-30	Débits fréquentiels pour construction l'hydrogramme de crue de s.b 02	47
Tableau N°III-01	Paramètres géométriques d'un canal à section trapézoïdale	54
Tableau N°III-02	Paramètres géométriques d'un canal à section rectangulaire	55
Tableau N°III-03	Ligne d'eau de la première partie	62
Tableau N°III-04	Résultats ligne d'eau à pas d'espace de 67m.....	62
Tableau N°III-05	Calcul des paramètres hydrauliques de la première partie	63
Tableau N°III-06	Ligne d'eau de la deuxième partie A	66
Tableau N°III-07	Résultats ligne d'eau à pas d'espace de 23m.....	66

LISTE DES TABLEUX

Tableau N°III-08	Calcul des paramètres hydrauliques de la deuxième partie A.....	67
Tableau N°III-09	Ligne d'eau de la deuxième partie B	69
Tableau N°III-10	Résultats ligne d'eau à pas d'espace de 12m.....	70
Tableau N°III-11	Calcul des paramètres hydrauliques de la deuxième partie B.....	70
Tableau N°III-12	Ligne d'eau de la troisième partie	72
Tableau N°III-13	Résultats ligne d'eau à pas d'espace de 14m.....	72
Tableau N°III-14	Calcul des paramètres hydrauliques de la troisième partie	73
Tableau N°III-15	Ligne d'eau de la première partie	74
Tableau N°III-16	Résultats ligne d'eau à pas d'espace de 39m.....	75
Tableau N°III-17	Calcul des paramètres hydrauliques de la première partie	75
Tableau N°III-18	Ligne d'eau de la deuxième partie	78
Tableau N°III-19	Résultats ligne d'eau à pas d'espace de 23m.....	78
Tableau N°III-20	Calcul des paramètres hydrauliques de la deuxième partie	79
Tableau N°III-21	Ligne d'eau de la première partie	80
Tableau N°III-22	Résultats ligne d'eau à pas d'espace de 11m.....	81
Tableau N°III-23	Calcul des paramètres hydrauliques de la première partie	81
Tableau N°III-24	Ligne d'eau de la deuxième partie	84
Tableau N°III-25	Résultats ligne d'eau à pas d'espace de 18m.....	84
Tableau N°III-26	Calcul des paramètres hydrauliques de la deuxième partie	85
Tableau N°III-27	Ligne d'eau de la troisième partie	86
Tableau N°III-28	Résultats ligne d'eau à pas d'espace de 32m.....	87
Tableau N°III-29	Calcul des paramètres hydrauliques de la troisième partie	87
Tableau N°III-27	Ligne d'eau de la Quatrième partie	89
Tableau N°III-28	Résultats ligne d'eau à pas d'espace de 31m.....	89
Tableau N°III-29	Calcul des paramètres hydrauliques de la Quatrième partie	90
Tableau N°V-01	Volume des travaux (la zone Est).....	105
Tableau N°V-02	Volume des travaux (la zone Ouest):.....	106
Tableau N°V-03	Volume des travaux (la zone après l'intersection).....	107
Tableau N°V-04	Le devis des différents travaux	108
Tableau N°V-05	Détermination des chemins critiques	114

Liste des Figures

<i>Figure</i>		<i>Page</i>
Figure N°I- 01	Carte situation de SITE Echelle : 1/50000.....	2
Figure N°I- 02	Carte géologique de la région étudiée	3
Figure N°I- 03	le bassin versant N° 01et02.....	6
Figure N°II-01	courbe hypsométrique SB01	15
Figure N°II-02	courbe hypsométrique SB02.....	15
Figure N°II-03	Le profil en long du cours d'eau principal du BV1.....	19
Figure N°II-04	Le profil en long du cours d'eau principal du BV2.....	19
Figure N°II-05	Répartition mensuelle de la précipitation.....	25
Figure N°II-06	Ajustement à la loi de gumbel (Hyfran).	31
Figure N°III-07	Ajustement à la loi log normal (Hyfran).	32
Figure N°II-08	courbes des pluies de courte durée fréquentielles.....	35
Figure N°II-09	courbes des intensités fréquentielles.....	35
Figure N°II-10	Hydrogrammes des crues du bassin n°01.....	47
Figure N°II-11	Hydrogrammes des crues du bassin n°02.....	48
Figure N°III-01	canal trapézoïdal.....	54
Figure N°III-02	Canaux à jonction.....	60
Figure N°III-03	Schémas de ligne d'eau type T ₂	63
Figure N°III-04	Schéma hydraulique complet	64
Figure N°III-05	Section de la Traversée Oued N°01.....	65
Figure N°III-06	Schémas de ligne d'eau type T ₂	67
Figure N°III-07	Schéma hydraulique complet	68
Figure N°III-08	Section de la Traversée Oued N°02.....	69
Figure N°III-09	Schémas de ligne d'eau type T ₂	71
Figure N°III-10	Schéma hydraulique complet	71
Figure N°III-11	Schémas de ligne d'eau type T ₂	73
Figure N°III-12	Schéma hydraulique complet	74
Figure N°III-13	Schémas de ligne d'eau type T ₂	76
Figure N°III-14	Schéma hydraulique complet	76
Figure N°III-15	Section de la Traversée Route N°01.....	77
Figure N°III-16	Schémas de ligne d'eau type T ₂	79
Figure N°III-17	Schéma hydraulique complet	80
Figure N°III-18	Schémas de ligne d'eau type T ₂	82
Figure N°III-19	Schéma hydraulique complet	82
Figure N°III-20	Section de la Traversée Oued N°03.....	83
Figure N°III-21	Schémas de ligne d'eau type T ₂	85
Figure N°III-22	Schéma hydraulique complet	86
Figure N°III-23	Schémas de ligne d'eau type T ₂	88
Figure N°III-24	Schéma hydraulique complet	88
Figure N°III-25	Schémas de ligne d'eau type T ₂	90
Figure N°III-26	Schéma hydraulique complet	91
Figure N°II-01	Les poussées de terres agissant sur le canal	93

LISTE DES FIGURES

Figure N°IV-02	répartition de la poussée de terre sur le canal	94
Figure N°IV-03	Répartition de la poussée de fond canal	95
Figure N°IV-04	Les poussées agissant sur un canal vide	95
Figure N°IV-05	Répartition de la charge d'eau sur le canal	96
Figure N°IV-06	Les poussées agissant sur un canal plein	97
Figure N°IV-07	Répartition des charges sur le canal.....	98
Figure N°IV-08	Répartition des réactions suivant l'axe X et Z.....	98
Figure N°IV-09	Diagrammes des réactions.....	99
Figure N°IV-10	Diagrammes des moments	99
Figure N°IV-11	Schéma de ferrailage	102
Figure N°V-01	Réseau à nœuds.....	113
Figure N°V-02	Diagramme de GANT.....	115

LISTE DES PLANCHES

Liste des planches

Planche N°01	Plan de masse
Planche N°02	Plan de l'aménagement
Planche N°03	Profil en long
Planche N°04	Profil en travers
Planche N°05	Organisation de chantier

Introduction générale

L'inondation est une catastrophe naturelle dans le monde total qui détruit les constructions, les périmètres agricole et le plus grave de ça est la vie humaine, d'après une statistique international, les inondations 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.

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

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

Les risques d'inondation sont dues à l'interaction complexe de plusieurs composantes c'est le produit de la concomitance de facteur topographique, géologique, hydrologique et météorologique.

L'objectif de notre travail est d'aménager oued AIN EL DIBEG pour protéger la ville de AIN EL BEL contre les crues, et de traiter les moyens de protection contre ce phénomène par un aménagement hydraulique de protection, qu'on va dimensionner selon les données de bases et l'étude hydrologique qu'on doit faire. Nous devons recourir à protéger davantage les agglomérations. Aussi, il faut assurer le bon fonctionnement de notre ouvrage une fois exécuté, ainsi que leur maintenance permanente.

Chapitre I

Données de base

I.1) - Introduction:

Avant tout projet de protection contre les inondations, l'étude du site est nécessaire pour connaître les caractéristiques physiques du lieu et les facteurs influençant sur la conception du projet, qui peuvent se répartir en (04) classes:

- Les données relatives à l'agglomération;
- Les données naturelles du site;
- Les données relatives au développement futur de l'agglomération;
- Les données propres des Oueds.

I.2) SITUATION DE LA ZONE D'ETUDE :

I.2.1) SITUATION ADMINISTRATIVE ET GEOGRAPHIQUE :

La ville de AIN EL BEL se trouve dans la chaîne de l'atlas saharien elle se situe à 38 Kilomètres environ au sud de Djelfa.

AIN EL BEL est une des daïra de la wilaya de Djelfa apparue après le découpage administratif de 1986, elle est limitée au :

- Nord par la commune de Djelfa.
- Ouest par la commune de Charef.
- Sud-ouest par la commune de Taadmit.
- Sud-est par la commune de Messaad.
- Est par la commune de Zacaar.

La daïra d'AIN EL BEL est constituée de la commune d'AIN EL BEL chef lieu de commune et de daïra, la commune de Moudjerbarra, de Taadmit et la commune de Zaccar, elle est composée aussi de quatre agglomérations secondaires à savoir:

- Ksar Amara.
- Ksar Zeira.
- Ksar Tamakhmart.
- Et Oued Saddeur.

La surface totale de la daïra est de 51,2 ha .

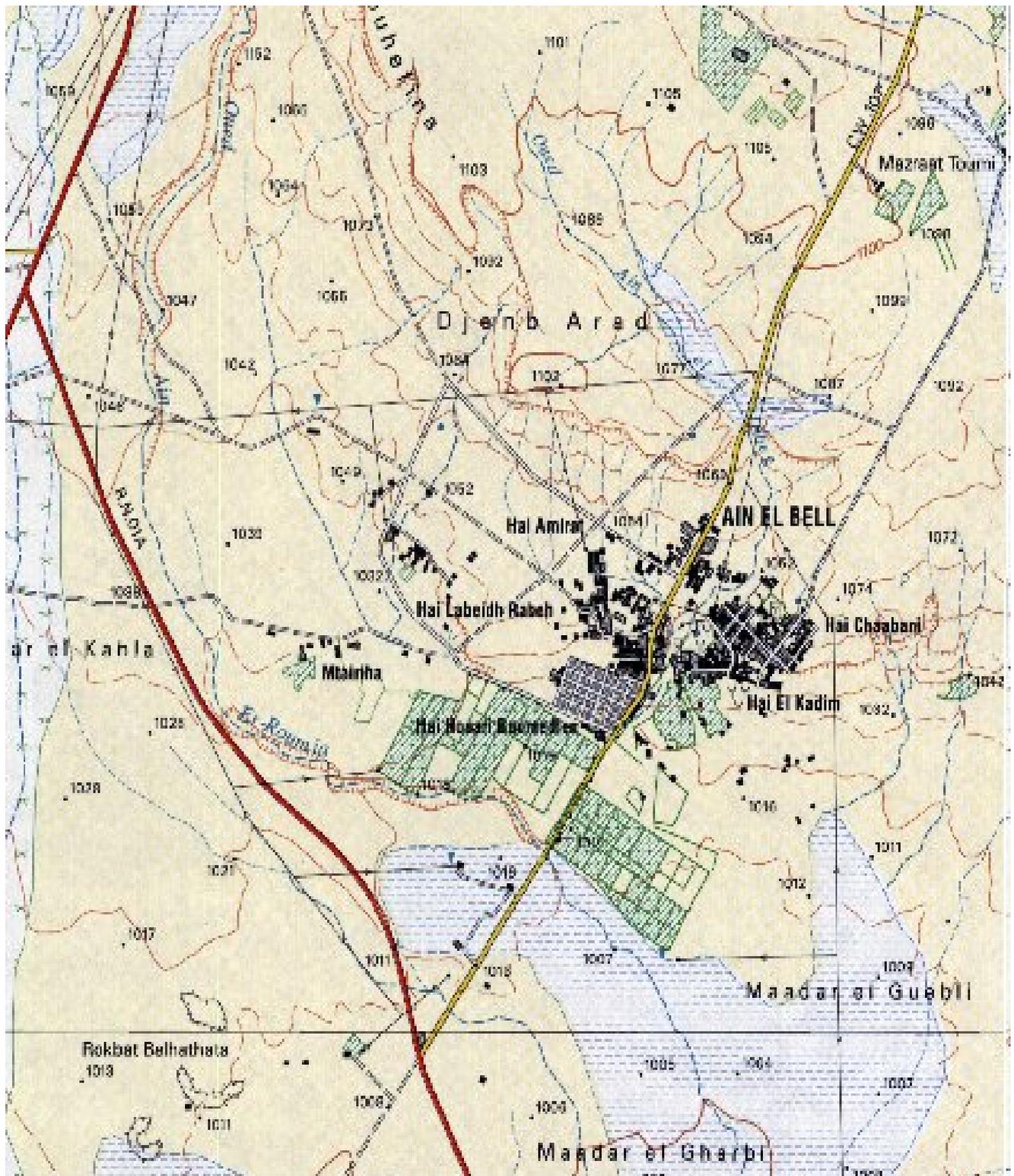


Figure N°I- 01 : Carte situation de SITE Echelle : 1/50000

I.3) GEOLOGIE DU SITE :

La reconnaissance géologique du site nous permettra de prendre les dispositions indispensables à la réalisation des tranchées, ainsi que le choix des engins de terrassement à utiliser.

En se basant sur les observations faites sur les cartes géologiques de la région et sur le terrain, les environs oued AIN EL DIBEG de la ville D'AIN EL BEL sont constitués en grandes parties par des marnes en bancs de (0,2-0,5) m avec intercalation des argiles et des argiles feuilletées limoneuses.

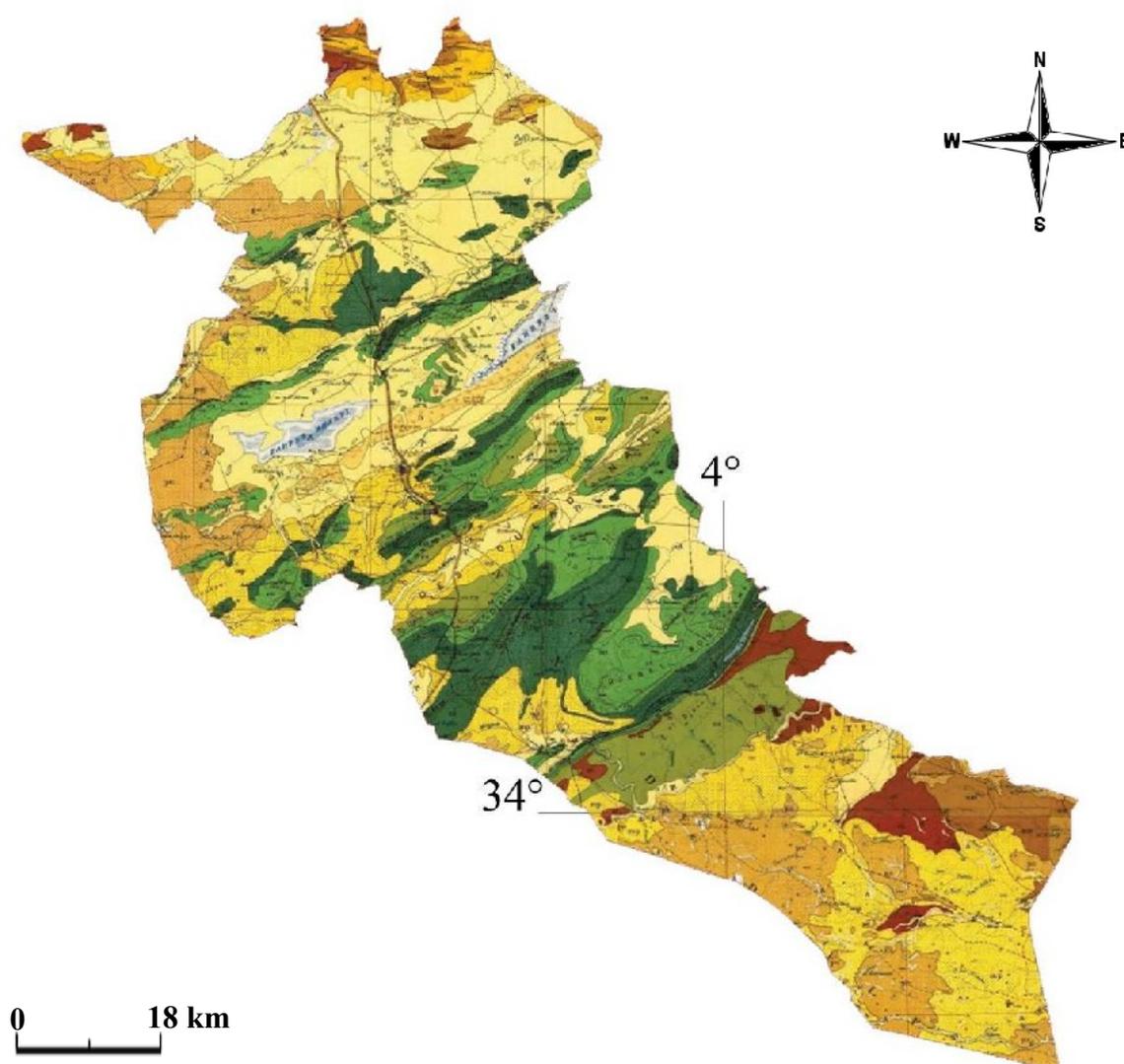


Figure N°I-02 : Carte géologique de la région étudiée (voire l'annexe I)

I.4) URBANISATION ET POPULATION:

Les ouvrages de génie civil comme ceux de l'hydraulique qu'on envisage d'utiliser dans le domaine de la collecte des eaux en milieu urbain doivent pouvoir répondre aux besoins de la population pour une certaine période appelée durée d'utilisation ou durée de vie de l'ouvrage en question.

Les données de base qui ont servi à l'élaboration de ce chapitre ont été obtenues de l'étude de Prospective territoriale pour un développement durable et intègre de la wilaya de Djelfa, élaborée par l'ANAT en 2003.

I.4.1 POPULATION :

Le peuplement de l'agglomération d'AIN EL BEL a connu une croissance rapide particulièrement entre 1977, 1987 et 1998. Les taux d'accroissement moyen enregistrés de 9,30 entre 1977 et 1987 et 8,62 entre 1987 et 1998.

La forte polarisation d'Ain El Bel centre sur son espace en tant que siège de daïra avec accueil d'une population importante.

*POPULATION FUTURE :

Le scénario d'accroissement de la population proposé par ANAT élaborée en 2003 dans le cadre de l'étude de prospective territoriale pour un développement durable et intègre de la wilaya de Djelfa est le suivant :

Entre 1998 et 2008, un taux de 5,00% par an pour le chef lieu et 6,55% par an pour la commune.

Entre 2008 et 2013, un taux de 7,80% par an pour le chef lieu et 6,30% Par an pour la commune.

Entre 2013 et 2025, un taux de 7,80% par an pour le chef lieu et 6,20% par an pour la commune.

Nous avons jugé que le scénario proposé par l'ANAT est raisonnable et peu être retenu pour notre étude.

Tableau N°I-01: Perspectives de la population de la commune

HORIZONS	2004	Taux d'acc	C.T 2008	Taux d'acc	M.T 2013	Taux d'acc	L.T 2025
Chef lieu	22.340	5,00	27.218	7,80	39.628	7,80	95.000
commune	29.900	6,55	38.596	6,30	52.361	6,20	107.700

I.5) DESCRIPTION DE RESEAU D'ASSAINISSEMENT :

Le réseau d'assainissement existant de la ville AIN EL BEL est de type unitaire, de ce fait les eaux pluviales et eaux usées seront évacuées gravitairement dans le collecteur principal qui longe l'artère principale de la ville Djelfa - Messaad. Ce dernier récolte toutes les eaux provenant des différentes zones.

La séparation des eaux pluviales et des eaux usées se fait par l'intermédiaire de trois déversoirs d'orage sur le long de collecteur principal. Le taux de raccordement de la ville est de 87%.

I.6) CONTRAINTES PHYSIQUES DE LA VILLE :

a. Les reliefs:

Ain El Bel est limité en Nord par le cordon de collines qui empêchent toute urbanisation future, vu leur constitution rocheuse et leurs pentes.

b. Les zones agricoles:

Les surfaces à potentiel agricole se situent au Sud de la ville, tout le long de l'oued, cette zone est mise en culture selon un système d'irrigation, ce qui est indispensable pour préserver au mieux ce potentiel, plus au Sud les terrains semblent présenter des aptitudes agricoles comportant dont l'exploitation est nécessaires dans le cadre des mises en valeurs.

c. Les zones de boisement :

Situées au Nord de la ville, imposent une certaine protection, afin de préserver ce qui existe de la densifier au future.

d. Les nappes superficielles ou d'inféro-flux :

Ces nappes superficielles d'alluvions des Oueds ne sont pas très bien connues sur les plans quantitatif et qualitatif, leur exploitation pour usages confondus (A.E.P et l'irrigation) n'est pas connue selon la Direction de l'hydraulique de la wilaya.

e. Les eaux souterraines

L'étude géologique des terrains faisant partie de la Wilaya de Djelfa a permis de relever l'existence d'un certain nombre de conditions favorables à la formation d'importantes nappes d'eau souterraines à la fois phréatique et profondes.

I.7) CARACTERISTIQUES GEOGRAPHIQUE ET GEOMORPHOLOGIQUES

Après la localisation du site choisi pour le future aménagement sur la carte topographique, une étude cartographique a permis de déterminer les principales caractéristiques du bassin versant présentées.

Le bassin N° 01: Les altitudes dans ce bassin varient de 1062 à 1121m. Le réseau hydrographique est constitué de deux cours d'eau formant un talweg principale traverser la ville du zone Nord Est et la zone Est.

Le bassin N° 02: Les altitudes dans ce bassin varient de 1048à 1102 m. Le réseau hydrographique est constitué de deux cours d'eau secondaire formant un talweg principal qui traverse la ville du zone Ouest.

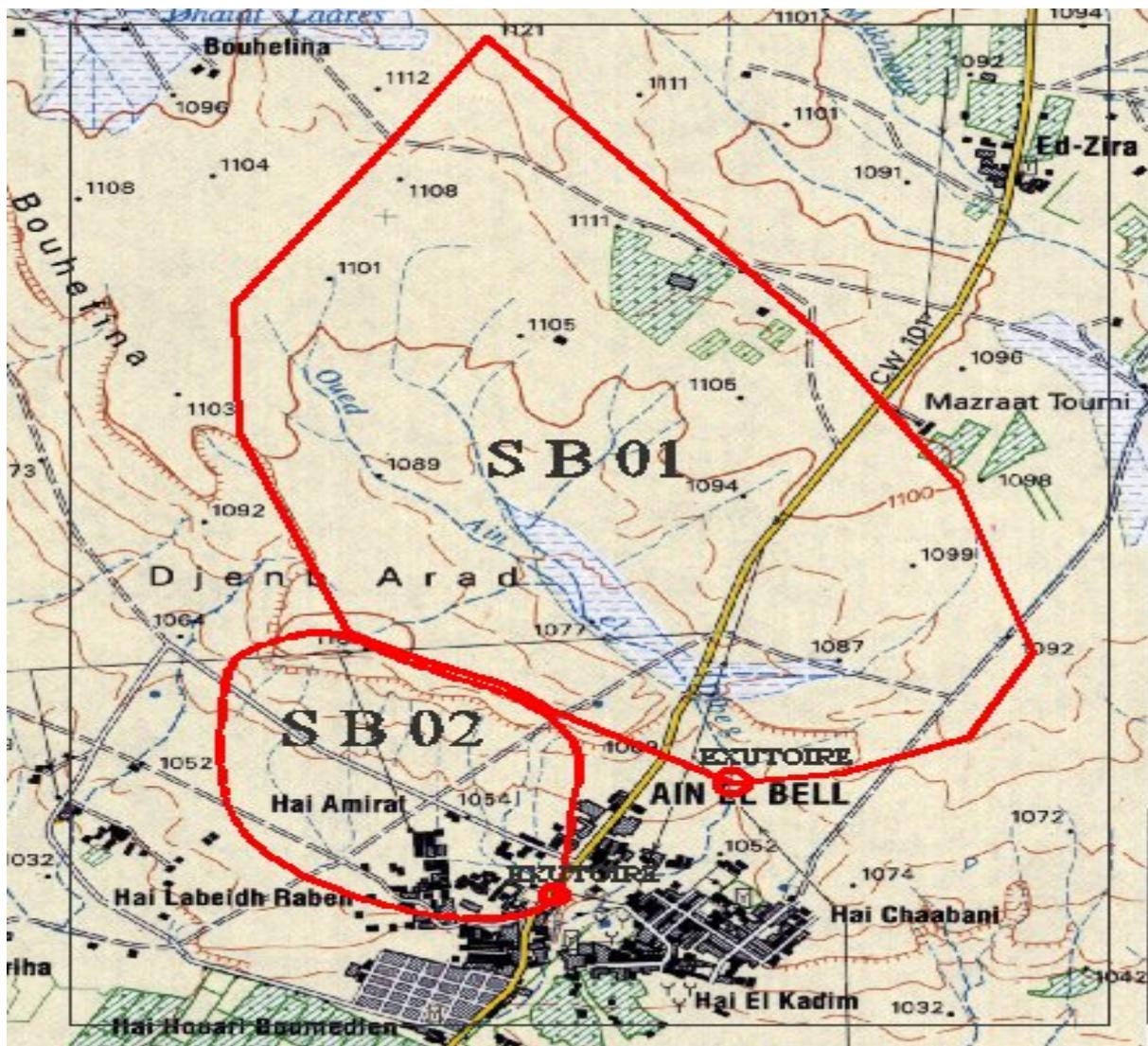


Figure N°I-03 : le bassin versant N° 01et02 a Echelle : 1/50000

I .8) DONNEES CLIMATOLOGIQUES :

Les données climatiques considérées concernent essentiellement les précipitations, les températures et d'autres phénomènes climatiques (vent, insolation, humidité, grêle, neige, orage, etc.).

Le climat de la ville de AIN EL BEL de Djelfa est nettement semi-aride à aride avec une nuance continentale.

Les précipitations moyennes interannuelles de AIN EL BEL environ 200 ,14 mm /an.

a) PRECIPITATIONS :

Les précipitations moyennes interannuelles **Pa** représentent la caractéristique climatique capitale de la localité. Elles sont exprimées sous forme de lame de pluie.

On dispose une série d'observations pluviométriques de la station d' Ain El Bel, située à proximité du bassin versant objet de la présente étude (Code de la station 060502) Elle comprend des données mensuelles et annuelles sur une période de 31 années allant de 1977 à 2007.

Code de la Station : 060502

Nom de Station : AIN EL BEL

X= 548,5 km

Y= 418 km

Z= 1031m

**Tableau N°I-02: Répartition des pluies moyennes mensuelles de la station de
Ain El Bel :**

Années	sept	oct	nov	dec	janv	fev	mars	avril	mai	juin	juil	aout	Pmaxj(mm)
1977	8	6	43	1,3	1,9	7	1	0	2,5	0	0	4,3	43
1978	0	18,4	5,1	1	19	6	4	14,2	8,2	4,3	0	4	19
1979	15	0	0	0	5	13	22	27,2	7,5	0	0	4	27,2
1980	35	0	18,2	10	0	10,1	3,5	26	0	20,5	0	16	35
1981	22	0	0	15,5	10,2	10,5	12,3	33,4	3,8	0	0	0	33,4
1982	3,5	17	9,2	5,5	0	0	0	25	23,9	0	0	22	25
1983	0	0	0	0	0	0	15	0	0	0	0	18	18
1984	0	12	18	8	2	3	5,5	28,2	25	0	25	0	28,2
1985	12	12	0	19,5	0	0	23	6,2	8	6	8,5	22	23
1986	22,5	18,9	1,5	3,5	4	12	20	0	7,5	8,5	8,5	0	22,5
1987	0	2	14,5	14,9	10	10,5	6,5	13	12	21,5	0	8	21,5
1988	4	7,6	7	0	16	0	0	7,1	36	10,1	2	42,2	42,2
1989	8	4	9	5,7	23	0	11	16,2	25	10	15	20	25
1990	8	0	6,5	0	5	16	13,8	15	8,5	3,5	0	9	16
1991	26	10	8	0	12	3	8	30,3	50	0	8	0	50
1992	3	0	2,5	0	5	19	4	3	13	15,5	4,5	0,5	19
1993	3,5	0	5,5	5,3	7,5	5	8,2	0	0	15,5	1	2	15,5
1994	31	17,5	20,7	1	0	11,2	5,8	1,2	5,3	7,2	8,6	9,5	31
1995	10,5	15	2	7,1	20,5	18	11,5	8	15,4	5,5	12	10	20,5
1996	0	0	1	9,8	3,4	0	0	11,5	2,5	0	0,5	5,5	11,5
1997	28,4	5,5	7,2	6,3	3,5	12,4	10,2	28,5	7,5	2	0	3	28,5
1998	20,4	0	4,4	3,1	0	0	0	1	2,5	11,2	0	0	20,4
1999	26,4	9,7	17,9	12	6,3	2	0	1	4,5	0	2,7	5	26,4
2000	11,5	27	2	5,1	6,3	2	0	1	4,5	0	2,7	5	27
2001	12,6	21,5	2	3,5	3,5	0	2,5	5,6	5,8	3,1	5	6,1	21,5
2002	2,5	7	8,5	2,1	9	1,2	2,7	4,5	0	1	6,1	0	9
2003	2	20,3	13,7	8,7	2	0	7,9	12,9	22,9	0	0	9,2	22,9
2004	35,7	10,1	5,2	6,8	0	4,1	11,4	3,2	0	5,2	0	0	35,7
2005	15,3	28	3,2	5,4	13,5	6	0,8	8,4	7	0	2,2	4,3	28
2006	2,1	2	7	10	3	7	10	18	12	0	0	4	18
2007	15,2	4	6	0	1,8	1,5	0	0	14,5	3,2	3	0	15,2

b) La Température- Vent-Humidité Relative :

Afin de situer le climat de la région, nous donnons la répartition de la température du vent et de l'évaporation, Ces données ont été enregistrées à la station de AIN EL BEL.

Nom de Station : AIN EL BEL

Ces données sont fournies par l'Office National de la météorologie "O.N.M".

Tableau N°I-03: Les Paramètres climatiques enregistrés à la station de AIN EL BEL.

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Année
Température °C	19.8	13.6	8.6	4.8	4.2	5.5	8.2	11.4	15.6	20.3	24.3	23.9	13.3
Vent m/s	4,9	4,1	4,1	4,8	4,4	3,6	3,9	3,4	3,8	3,5	4,5	4,7	3,8
Humidité Relative (%)	74	70	64	59	53	46	35	39	51	63	72	76	58

La température moyenne annuelle dans la région est de 13,3 °C. Les valeurs minimales et maximales atteignent respectivement 4,2°C pendant le mois le plus froid (janvier) et 24,3°C pendant le mois le plus chaud (Juillet).

L'humidité relative moyenne annuelle de la région est de 58 %, ces valeurs extrêmes sont atteintes en Mars 35 % et en Août 76 %.

La vitesse moyenne annuelle du vent est de 3,8 m/s, elle n'est pas trop variable pendant l'année, entre un maximum 4,9m/s et minimum 3,4m/s.

Les directions générales du vent sont Nord - Ouest et Sud avec des fréquences de 21,8 % et 15,2 % respectivement.

Pendant l'année on enregistre :

Un vent de direction Nord – Ouest avec une fréquence de 21,8% pendant la période qui s'étend d'octobre à mai

- Un vent de direction Sud avec une fréquence de 15,2 % pour les mois de juillet et août.

c) L'insolation:

Au cours de la période allant de 1990-2004, l'insolation enregistrée par la station d'Ain El Bel est donnée par le tableau 04 qui suit:

Tableau N°I-04: Insolation moyenne journalière (h/j) pour chaque mois

Mois	Jan	fév	mars	Avril	mai	juin	juillet	août	sep	oct	nov	déc
Insolation (h/j)	8,3	8,0	8,4	9,2	9,3	10,6	11,5	10,6	9,2	8,8	7,7	7,7

I.9) RESEAU HYDROGRAPHIQUE :

Le réseau hydrographique est défini comme étant l'ensemble des cours d'eau naturels ou artificiels, permanents ou temporaires, qui participent à l'écoulement .c'est l'une des caractéristiques les plus importantes du bassin.

I-9-1) Le Bassin N°01:

Selon la valeur du paramètre de densité de drainage qui est de $Dd = 2,88[\text{km}/\text{km}^2]$ (d'après l'étude Hydrologique par la suite).on conclure que la densité est faible.

I-9-1) Le Bassin N°02:

Selon la valeur du paramètre de densité de drainage qui est de $Dd = 4,72[\text{km}/\text{km}^2]$ (d'après l'étude Hydrologique par la suite).on conclure que la densité est faible.

I.10) CONCLUSION :

Les pentes des bassins versants créant une aire d'alimentation du cours d'eau. Toute modification qui empêche le laminage de la crue où la pénétration des eaux dans le sol favorise une augmentation du ruissellement, un écoulement plus rapide causant les inondations a la ville.

Chapitre II
Etude Hydrologique

II.1) - Introduction :

L'hydrologie est une science qui étudie la phase du cycle d'eau qui débute avec l'arrivée de celle-ci sur la surface de la terre. Elle englobe les précipitations, le ruissellement et les eaux souterraines. C'est une science particulière car elle regroupe plusieurs sciences fondamentales très diversifiées et à pour but de répondre aux problèmes concernant la ressource en eau. L'hydrologie offre à l'ingénieur des outils d'inventaire et d'analyse des données pour répondre à des besoins soit sur le plan de la conception des éléments d'un aménagement que sur celui de l'exploitation des systèmes.

L'ingénieur hydrologue est appelé à participer à des nombreux types de projets, sauf que le type d'intervention en milieu hydrique rend nécessaire pour tout ingénieur civil. La connaissance des principes de bases de l'hydrologie; de façon qu'il soit en mesure de poser les problèmes, d'élaborer certaines solutions et de devenir interlocuteur valable au sein d'une équipe multidisciplinaire. Le dimensionnement, la sécurité et la bonne exploitation des ouvrages hydrauliques sont toujours liée a une évaluation saine non seulement des débits disponibles en moyenne mais surtout des débits extrêmes.

II.2) - Caractéristiques hydromorphométriques des bassins versants:

II.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.

II.2.2) – Morphométrie :

Les différents paramètres morpho métriques sont calculés à partir des cartes topographiques 1/50000 et sont résumés dans le tableau ci-après.

III.2.2.1 : la surface :

La surface topographique est le paramètre le plus important, il permet de contrôler l'intensité de plusieurs phénomènes hydrologique (apport ; volume de précipitation ou infiltration) elle est déterminée par logiciel AUTOCAD sur la carte topographique.

II.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.

II.2.2.3) - Indice de compacité de Gravelius :

Indice de Gravelius « Kc » Appel aussi indice de forme, cet indice caractérisent la forme du bassin, et exprime l'allongement des bassins versants.

$$Kc = \frac{P_{BV}}{2 \sqrt{\Pi S_{BV}}} \dots\dots\dots(II-1)$$

Avec :

P_{BV} : Périmètre du bassin versant

S_{BV} : Surface du bassin versant

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

II.2. 2.4) - Le rectangle équivalent :

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

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

- La longueur du rectangle équivalent :

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

- La largeur du rectangle équivalent :

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

Les résultats des paramètres morphométriques sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau N°II.1 : les paramètres morphométrie des sous bassin :

sous bassins	S (surfaces)	P (Périmètre)	Kc	L	l
SB1	7.247	10.910	1.14	3.160	2.292
SB2	1.531	4.963	1.13	1.313	1.160

II.2.3) - Les reliefs :

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

II.2.3.1) - Répartition et courbe hypsométrique :

Les courbes hypsométriques peuvent 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.

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants:

Tableau N°II-02: Sous bassin versant N°01:

Altitudes (m.)	Hi (m)	Surfaces				Si.Hi (m.Km2)
		Partielles		Cumulées		
		Si (Km2)	Si (%)	Si (Km2)	Si (%)	
1121-1120	1120,5	0,102	1,41	0,102	1,31	114,291
1120-1110	1115	0,629	8,69	0,731	10,00	701,335
1110-1102	1106	2,188	30,22	2,919	40,21	2419,928
1102-1100	1101	0,036	0,50	2,955	40,71	39,636
1100-1090	1095	2,27	31,35	5,225	72,06	2485,65
1090-1080	1085	1,369	18,91	6,594	90,96	1485,365
1080-1070	1075	0,551	7,61	7,145	98,57	592,325
1070-1062	1066	0,095	1,31	7,24	100,00	101,27
Somme		7,24	100,00			7939,8

Tableau N°II-03: Sous bassin versant N°02:

Altitudes (m.)	Hi (m)	Surfaces				Si. Hi (m.Km2)
		Partielles		Cumulées		
		Si (Km2)	Si (%)	Si (Km2)	Si (%)	
1102-1100	1101	0,021	1,39	0,021	2,19	23,341
1100-1090	1095	0,029	1,92	0,050	4,11	32,193
1090-1080	1085	0,105	6,86	0,155	10,97	113,925
1080-1070	1075	0,220	14,38	0,375	25,35	236,500
1070-1060	1065	0,267	17,45	0,642	42,80	284,355
1060-1050	1055	0,861	56,27	1,503	99,08	908,355
1050-1048	1049	0,033	2,16	1,536	100,00	34,617
Somme		1,537	100,00			1633,286

Répartition et courbe hypsométrique dans les figures suivantes : II.1 et II.2

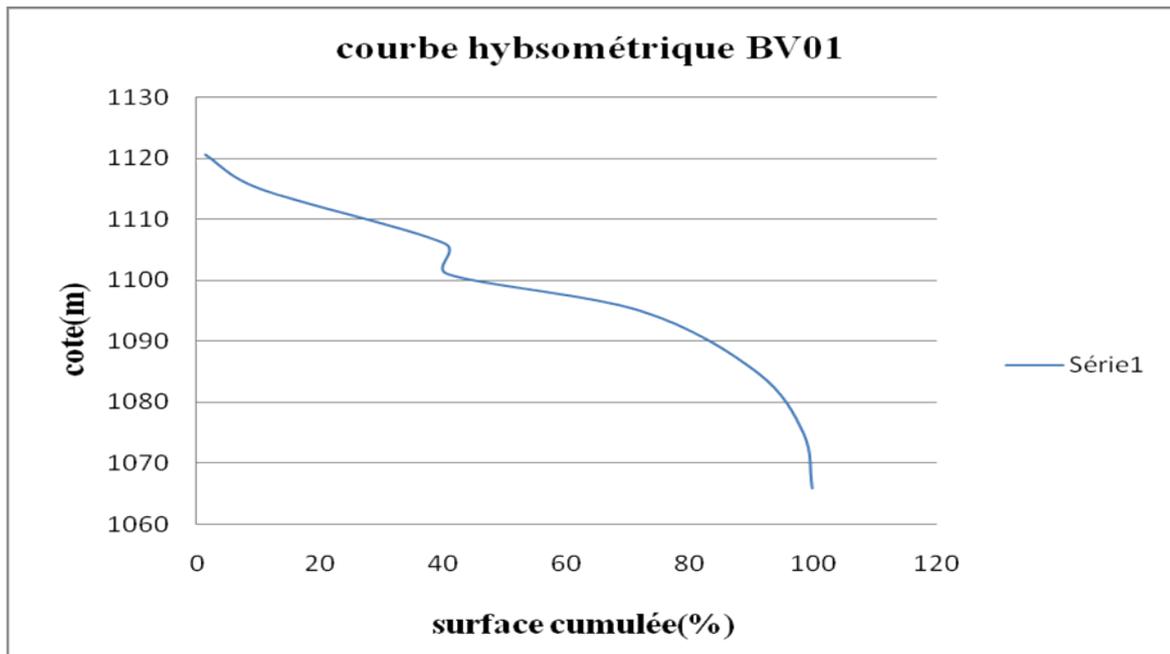


Figure N°II.1: Courbe hypsométrique du sous bassin versant n°01

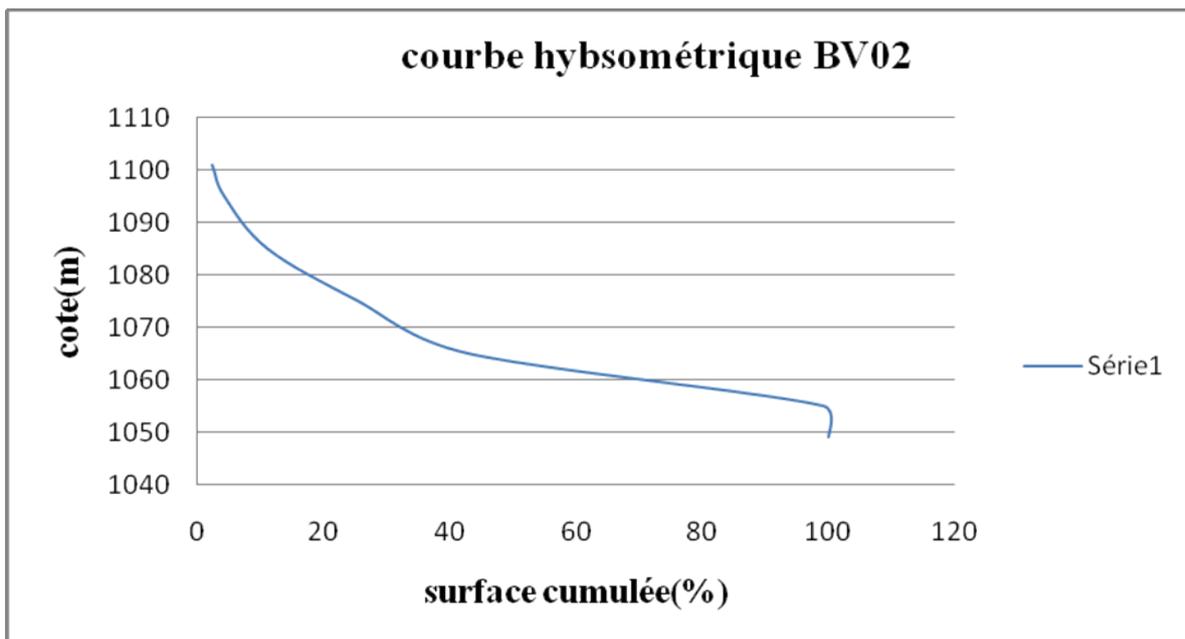


Figure N°II.2: Courbe hypsométrique du sous bassin versant n°02

II.2.3.2)- Les altitudes caractéristiques :

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

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

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

$$H_i = \frac{\sum_{i=1}^n S_i * H_i}{S} \dots\dots\dots(\text{II-4})$$

Avec : $H_i = \frac{H_{i+n} + H_n}{2}$

Hi : Altitude moyenne entre 2 courbes de niveaux consécutives en m

Si : surface partielle comprise entre 2 courbes de niveaux consécutives en km²

S: surface totale du bassin versant en km²

Les résultats dans le tableau suivant :

Tableau N°II-04: les altitudes caractéristiques :

Sous bassins	SB1	SB2
Hmax	1121	1102
Hmin	1062	1048
H _{50%}	1098,5	1064
Hmoy	1096,657	1062,922

II.2.3.3) - Indice de pente globale (I_g) :

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

Les altitudes correspondantes sont lues la courbe hypsométrique .Il est donné par la formule suivante :

$$I_g = \frac{D}{L} = \frac{H_5 - H_{95}}{L} \dots\dots\dots(\text{II-5})$$

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 dans le tableau suivant :

Tableau N°II-05: Indice de pente globale (I_g) :

Sous bassins	$H_{5\%}$ (m)	$H_{95\%}$ (m)	$H_{5\%}- H_{95\%}$	L (km)	I _g (m/ km)
SB1	1119,5	1080	39,5	3,16	12,5
SB2	1094	1055,5	38,5	1,313	29,32

II.2.3.4) -Pente moyenne des bassins versants (I_m) :

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

Elles donnée par la formule suivante

$$I_m = \frac{\Delta H (0.5 l_1 + l_2 + l_3 + \dots + 0.5 l_n)}{S} \dots\dots\dots (II-6)$$

Avec :

ΔH : Dénivelée entre deux courbes de niveaux (m)

L_i : longueur de la courbe de niveau d'ordre 1,2, 3,....., n (m)

S : Surface du bassin versant (Km²)

Les résultats dans le tableau suivant :

Tableau N°II.06: pentes moyennes des bassin versant I_m :

Sous bassins	SB1	SB2
I _m (%)	2,90	4,68

II.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.

II.2.4.1) - La densité de drainage:

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

$$D_d = \frac{\sum L_i}{S} \dots\dots\dots(II-7)$$

Avec :

D_d : densité de drainage [km/km^2] ;

L_i : longueur de cours d'eau [km] ;

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

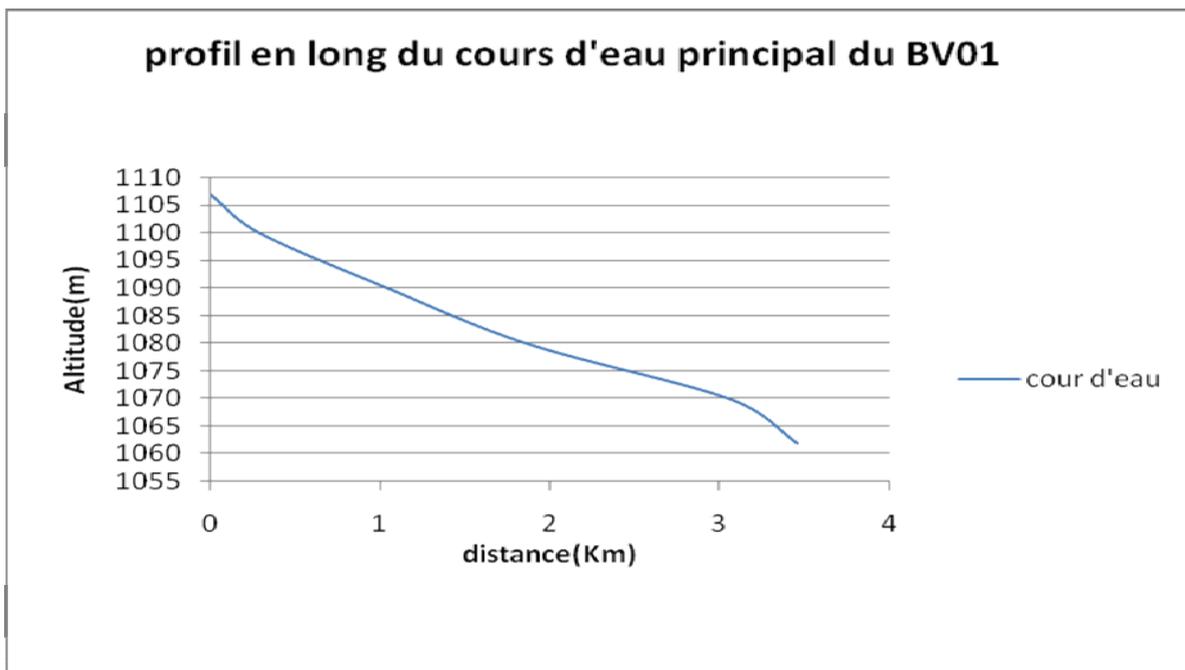
Les résultats dans le tableau suivant :

Tableau N°II.07: Les densités de drainage :

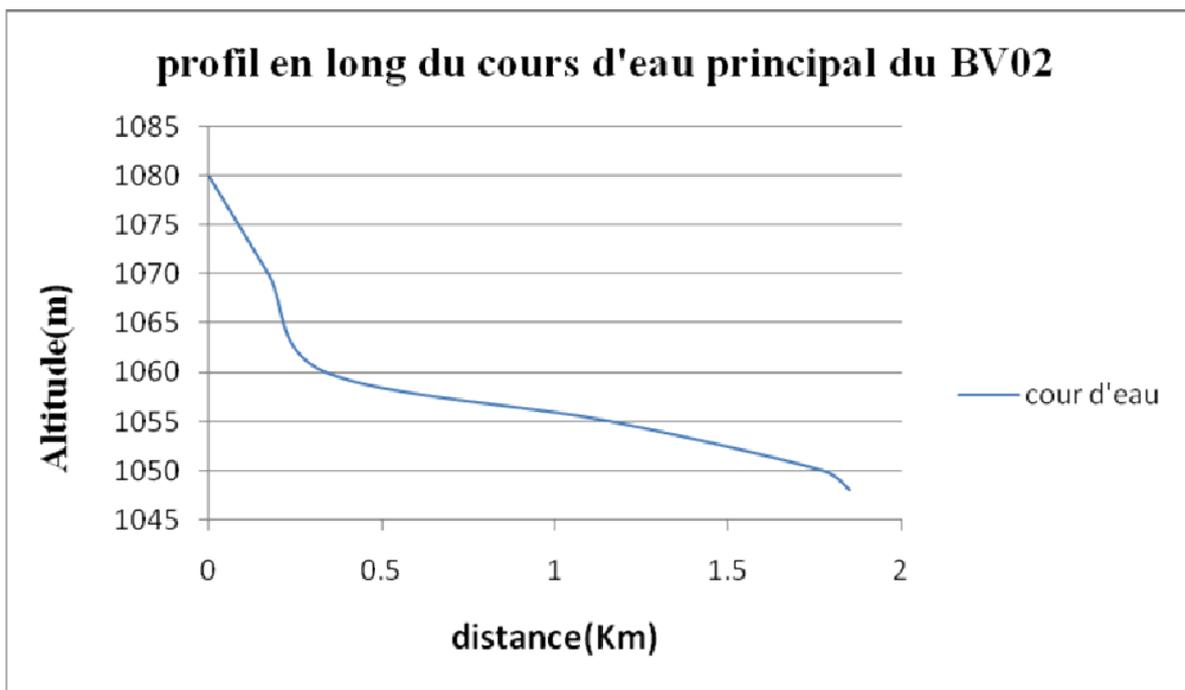
Sous bassins	SB1	SB2
Dd [km/km^2]	2,88	4.72

II.2.4.2 : Le profil en long du cours d'eau principal des bassins versants

On a l'habitude de représenter graphiquement la variation altimétrique du fond du cours d'eau en fonction de la distance à l'émissaire. Cette représentation devient intéressante lorsque l'on reporte les cours d'eau secondaires d'un bassin versant qu'il est alors facile de comparer entre eux et au cours d'eau principal. Notons qu'il est d'usage d'utiliser un graphisme différent lorsque les affluents sont en rive gauche ou droite de la rivière dont ils sont tributaires. Le profil en long d'un cours d'eau permet de définir sa pente moyenne.



• Figure N°II.3: Le profil en long du cours d'eau principal du BV1 :



• Figure N°II.4: Le profil en long du cours d'eau principal du BV2

II.2.4.3)- La pente moyenne du cours d'eau principal :

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

$$P_{\text{moy}} = \frac{\Delta H}{\Delta L} \dots\dots\dots(\text{II-8})$$

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

ΔH : dénivellation entre deux points suffisamment distance [m] ;

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

Les résultats dans le tableau suivant :

Tableau N°II.08: Les pentes moyennes des cours d'eau principal :

Sous bassins	SB1	SB2
P_{moy}	11.28	17.27

II.2.4.4) - Le 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,

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

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 de formules le plus souvent empiriques.

a) Formule de GIANDOTTI :

$$T_c = \frac{4 \cdot \sqrt{S} + 1.5 \cdot L}{0.8 \cdot \sqrt{H_{\text{moy}} - H_{\text{min}}}} \dots\dots\dots \text{(II-9)}$$

S : Surface du bassin versant en [Km²] ;

L : longueur du talweg principale en [Km];

H_{moy} , - H_{min} : respectivement la hauteur moyenne et minimale du B.V en [m].

b) Formule de CALIFORNIA:

$$T_c = \left(\frac{0.87 \cdot L^3}{H_{\text{max}} - H_{\text{min}}} \right)^{0,386} \dots\dots\dots \text{(II-10)}$$

L : longueur du talweg principale en [Km];

H_{max} - H_{min} : respectivement la hauteur maximale et minimale du B.V en [m].

c) Formule de KIRPICH :

$$T_c = 0,6615 \cdot L_p^{0,77} \cdot i_{\text{moy}}^{0,385} \dots\dots\dots \text{(II-11)}$$

L_p : Longueur du cours d'eau principal (km) ;

i_{moy} : Pente moyenne du bassin versant.

d) Formule de VENTURA :

$$T_c = 0,1272 \sqrt{\frac{S}{i_{\text{moy}}}} \dots\dots\dots \text{(II-12)}$$

S : Surface du bassin versant en [Km²] ;

i_{moy} : Pente moyenne du bassin versant.

Les résultats de la différente méthode dans le tableau suivant :

Tableau N°II.09: Les temps de concentration :

Formules	SB1	SB2
GIANDOTTI	3,38	2,50
CALIFORNIA	0.83	0.41
KIRPICH	0.44	0.33
VENTURA	2	0.73

Sur la base de ces résultats, et la considération du talweg principal, nous nous proposons d'adopter les valeurs, GRIANDOTTI qui est d'emploi fréquent en Algérie parce que la formule de GRIANDOTTI tient compte tous les paramètres géométriques du bassin.

II.2.4.5: Vitesse moyenne de ruissellement:

Cette vitesse est donnée par la formule :

$$V_R = \frac{L}{T_c} \dots\dots\dots(II-13)$$

Avec :

L : Longueur de talweg principal en [Km];

T_c : temps de concentration en [heure].

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

Tableau N°II.10: La vitesse de ruissellement :

Sous bassins	SB1	SB2
V _R (Km/h)	1,02	0.74

Les résultats de calcul sont présents dans le tableau suivant :

Tableau N°II .11: caractéristiques hydromorphométrique des bassins versants :

caractéristiques	SB1	SB1
1-Morphométrie		
Surfaces (Km ²)	07,24	1,53
Périmètres (Km)	10,68	04,70
Longueurs de R-E (Km)	03,16	01,31
Largeurs de R-E (Km)	02,29	01,16
2-Les reliefs		
2-1-Les altitudes caractéristiques		
Altitudes max (m)	1121,00	1102,00
Altitudes moy (m)	1096,65	1062,92
Altitudes méd (m)	1098,50	1064,00
Altitudes min (m)	1062,00	1048,00
Altitudes 5 (m)	1119,50	1094,00
Altitudes 95 % (m)	1080,00	1055,50
Indice de pente globale Ig (m/Km)	12,50	29,32
les pentes moyennes des BV Im (%)	02,90	04,68
3-Le réseau hydrographique		
la densité de drainage Dd (Km/Km ²)	02,88	04,72
longueurs des cours d'eau principaux (Km)	03,45	01,85
pentés moy des cours d'eau principaux (%)	11,28	17,27
Temps de concentration (h)	03,38	02,50
vitesse moyenne ruissellement (Km/h)	01,02	0,74

II.3)- Analyse des données pluviométriques :**II.3.1)- Pluie moyenne annuelle :**

Avant d'évaluation la précipitation sur les bassins versant nous avons analysée les données disponibles à la station pluviométrique.

L'estimation de la pluie moyenne est faite à partir de la station pluviométrique de AIN EL BEL Soit la borne pluviométrique de (214.16mm/ans).

Tableau N°II.12: la station pluviométrique :

Station	Code	source	Coordonnées			Années D'observation	N
			X (km)	Y (km)	Z (m)		
AIN EL BEL	060502	A.N.R.H	548.5	418	1031	1977 - 2007	31 ans

Le tableau N°II.13 reproduit les valeurs des pluies moyennes mensuelles, ainsi que leur répartition dans l'année :

Tableau N°II.13 : Répartition mensuelle de la pluie annuelle

Mois	sept	Oct	nov	dec	janv	fev	mars	avr	mai	juin	juil	aout	total
P (mm)	28,06	25,80	18,27	15,28	15,48	12,59	15,39	25,83	26,98	10,05	6,20	14,25	214,16
P %	13,10	12,05	8,53	7,13	7,23	5,88	7,18	12,06	12,60	4,69	2,90	6,65	100,00

La répartition mensuelle des précipitations est présentée par la figure N°II.5.
On note une pointe au mois de Septembre.

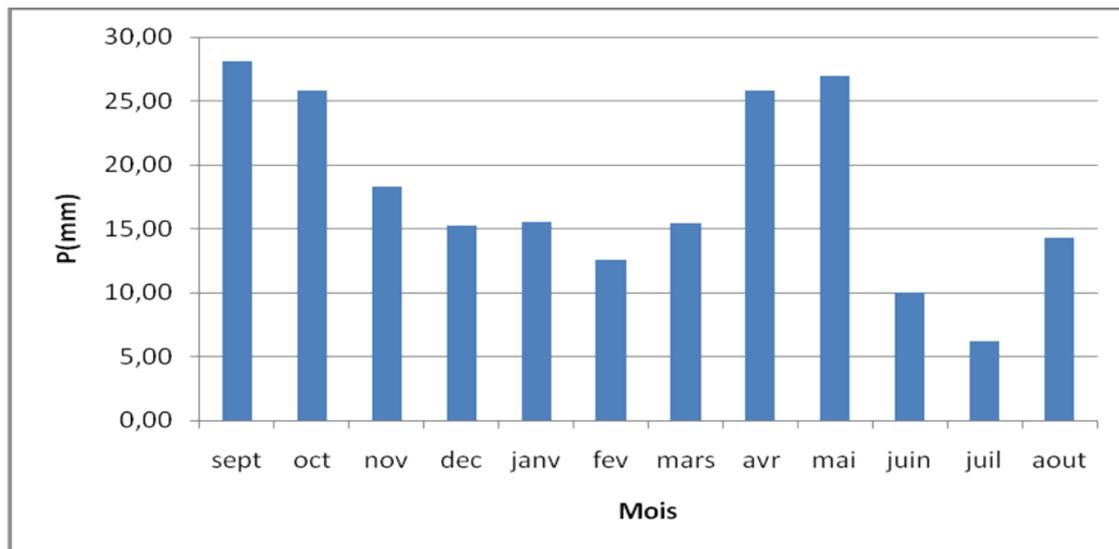


Figure N°II.5: Répartition mensuelle de la précipitation

II. 3.2) - Les précipitations maximales journalières:

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 de durée et de période de retour donnée.

Pour notre étude on passe par les étapes suivantes :

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

Tableau N°II.14 : Caractéristiques de la série avec N=31ans :

Caractéristiques	Formules	Valeurs
La somme des $P_{\max j}$ en (mm)	$\sum_{i=1}^{N=31} Xi$	779
la moyenne des $P_{\max j}$ en (mm)	$\bar{X} = \frac{\sum_{i=1}^{n=31} Xi}{n}$	25,1
L'écart type « σ_x » ; Pour $n > 30$ ans	$\sigma_x = \left[\sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{31} (X_i - 25.1)^2}{30}} \right]$	9,27
Coefficient de variation « Cv » :	$C_v = \frac{\sigma}{\bar{X}}$	0.372
L'exposant climatique :	$b = 0.35$	

Remarque :

L'exposant climatique pour notre région ($b = 0.35$) est donné par l'ARNH de ALGER.

ARNH : agence nationale des ressources hydriques.

II.3.3) : Choix de la loi d'ajustement :

Comme 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 (B.Touabia, 2001).

Dans notre étude on va utiliser les deux lois suivantes :

1)-la loi de GUMBEL

2)-la loi de GALTON (log-normal2).

L'ajustement des pluies maximales journalières sera traiter par logiciel "Hyfran".

On a effectué l'ajustement de la série des pluies maximales journalières dans notre cas les deux lois suivantes. La loi de Gumbel (doublement exponentielle), Galton (log normale), a

l'aide de logiciel Hyfran, avec une comparaison des graphes de régression obtenue par les ajustements.

II.3.3.1) : Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL.

Cette loi a une fonction de répartition qui s'exprime selon la formule suivante :

$$F(x) = e^{-e^{-y}} \dots\dots\dots(\text{II-14})$$

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

1/a : la pente de la droite de GUMEL

y : variable réduite de GUMBEL

x : précipitation maximale journalière (mm)

x_0 : ordonnée à l'origine en(mm)

On peut écrire : $y = - \ln (- \ln (F (x)))$

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

- classer les valeurs des précipitations par ordre croissant avec attribution d'un rang 1, 2,3.....n.
- calculer pour chaque valeur de précipitation la fréquence expérimentale par la formule de HAZEN.

$$F (x) = \frac{m - 0.5}{n} \dots\dots\dots(\text{II-15})$$

m : rang de précipitation

n : nombre d'observations(31)

- calculer la variable réduite de GUMBEL donnée par la formule suivante : $y = - \ln (- \ln (F(x)))$
- calculer les paramètres d'ajustement « a » et « x_0 »
- représenter graphiquement les couples (x_i, y_i) sur papier GUMBEL.

• Gumbel (Méthode des moments)

Résultats de l'ajustement

Nombre d'observations: 31

Paramètres :

U : 20.729

Alpha : 07.23161

Quantiles :

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

T = 1/(1-q)

Tableau N°II.15: résultat de l'ajustement a la loi de Gumbel

Période de retour (ans)	Probabilité (q)	XT	Ecart type	Intervalle de confiance
1000.0	0.9990	70.7	9.63	51.8 -89,6
200.0	0.9950	59.0	7.47	44.4 -73,7
100.0	0.9900	54.0	6.54	41.2 -66,8
50.0	0.9800	48.9	5.61	37.9 -59,9
20.0	0.9500	42.2	4.39	33.6 -50,8
10.0	0.9000	37.0	3.48	30.2 -43,8
5.0	0.8000	31.6	2.57	26.5 -36,6
3.0	0.6667	27.3	1.94	23.4 -31,1
2.0	0.5000	23.4	1.53	20.4 -26,4

Station AIN EL BEL: code / (060502)

Test d'homogénéité

Test d'adéquation :

Gumbel (Méthode des moments)

Hypothèses :

H0 : L'échantillon provient d'une loi Gumbel

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

Résultats :

Résultats de la statistique : $\chi^2 = 4.90$

p- value $P = 0.2974$

Degrés de liberté : 4

Nombres des classes : 7

Conclusion :

Nous pouvons accepter H0 au niveau de signification de 5%

Tableau N°II.16 : Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon

Gumbel (Méthode des moments)	Carac.de l'échantillon
Minimum	09.0
Maximum	50
Moyenne	24.9
Ecart – type	9.27
Médiane	23
Coefficient de variation (C _V)	0.372
Coefficient d'asymétrie (C _S)	0.840
Coefficient d'aplatissement (CK)	3,28

II.3.3.2)-Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GALTON

Le procédé d'ajustement est identique à celui établi pour la loi de Gumbel, seul la représentation graphique change ou elle est faite sur du papier log-normale,

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

$$F(X) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_u^{+\infty} e^{-\frac{1}{2}u^2} du \quad \dots\dots\dots (II-16)$$

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

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

$$\text{Log } x(p\%) = \overline{\text{Log } x} + 6 \cdot \text{Log } u(p\%)$$

$$\text{Log } X = \frac{\sum_{i=1}^{42} \overline{\text{Log } X_i}}{N} \quad \dots\dots\dots (II-17)$$

- **Galton (Log -Normale)**

Nombre d'observations : 31

Paramètres :

Mu : 3.14799

Sigma : 0.378372

Quantiles :

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

T = 1/ (1-q)

Log normale (Maximum de vraisemblance)

Tableau N°II.17: résultat de l'ajustement a la loi de Galton.

Période de retour (ans)	Probabilité (q)	XT	Ecart type	Intervalle de confiance
1000.0	0.9990	75.0	12.4	50.7 -99,3
200.0	0.9950	61.7	8.83	44.4 -79,0
100.0	0.9900	56.2	7.44	41.6 -70,8
50.0	0.9800	50.7	6.14	38.6 -62,7
20.0	0.9500	43.4	4.57	34.4 -52,4
10.0	0.9000	37.8	3.50	31.0 -44,7
5.0	0.8000	32.0	2.54	27.0 -37,0
3.0	0.6667	27.4	1.95	23.6 -31,2
2.0	0.5000	23.3	1.58	20.2 -26,4

Station de AIN EL BEL: code / (060502)

Test d'homogénéité

Test d'adéquation

Log normale (Maximum de vraisemblance)

Hypothèses :

H0 : L'échantillon provient d'une loi- Log normale

H1 : L'échantillon ne provient pas d'une loi- Log normale

Résultats :

P-Value: SW=0,98

Résultat de la statistique P = 0,9290

Conclusion :

Nous pouvons accepter H0 au niveau de signification de 5%

Et voici les graphes obtenues par les deux lois d'ajustement avec la comparaison entre les deux graphes

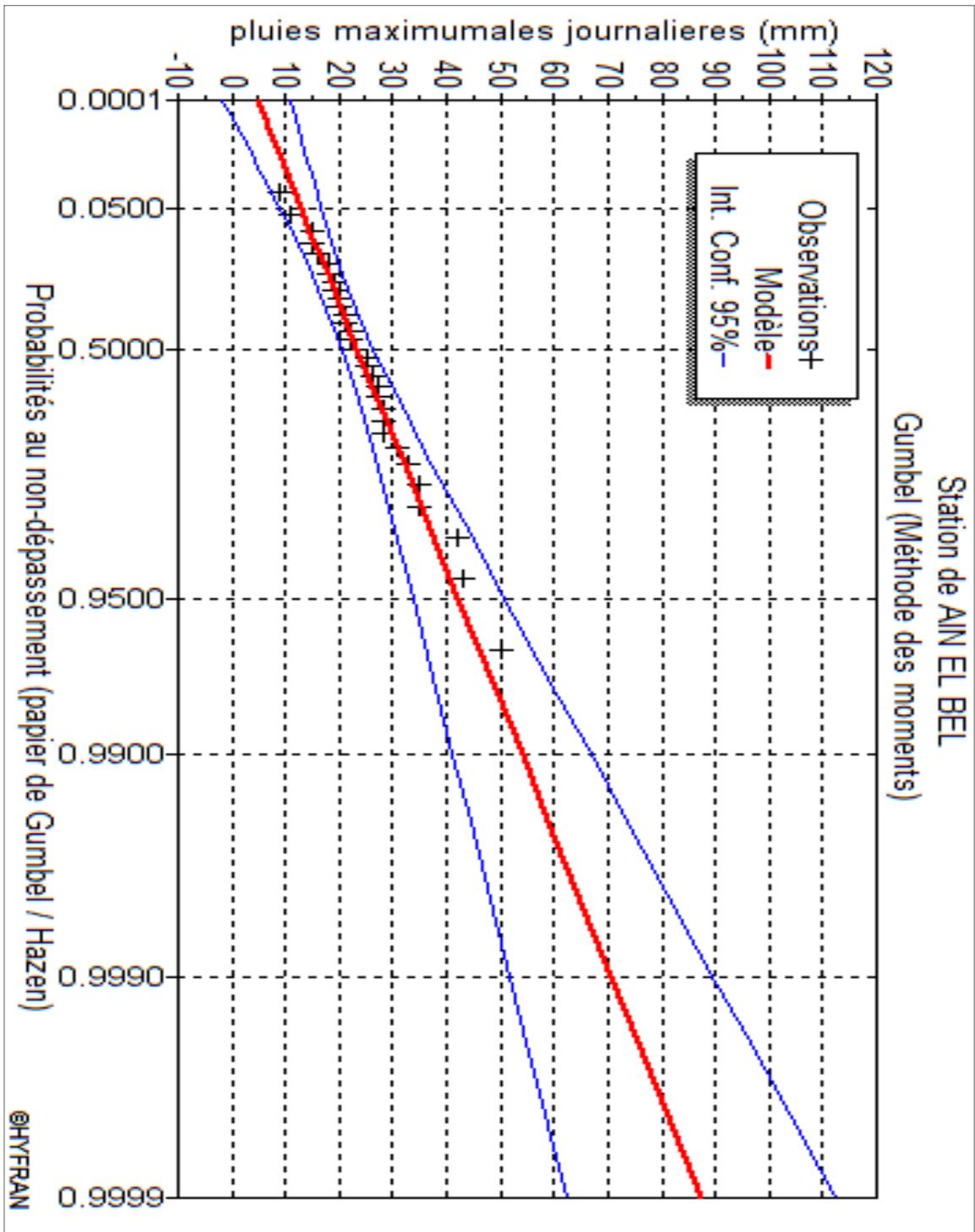


Figure N° II.06 : L'ajustement des pluies à la loi de Gumbel

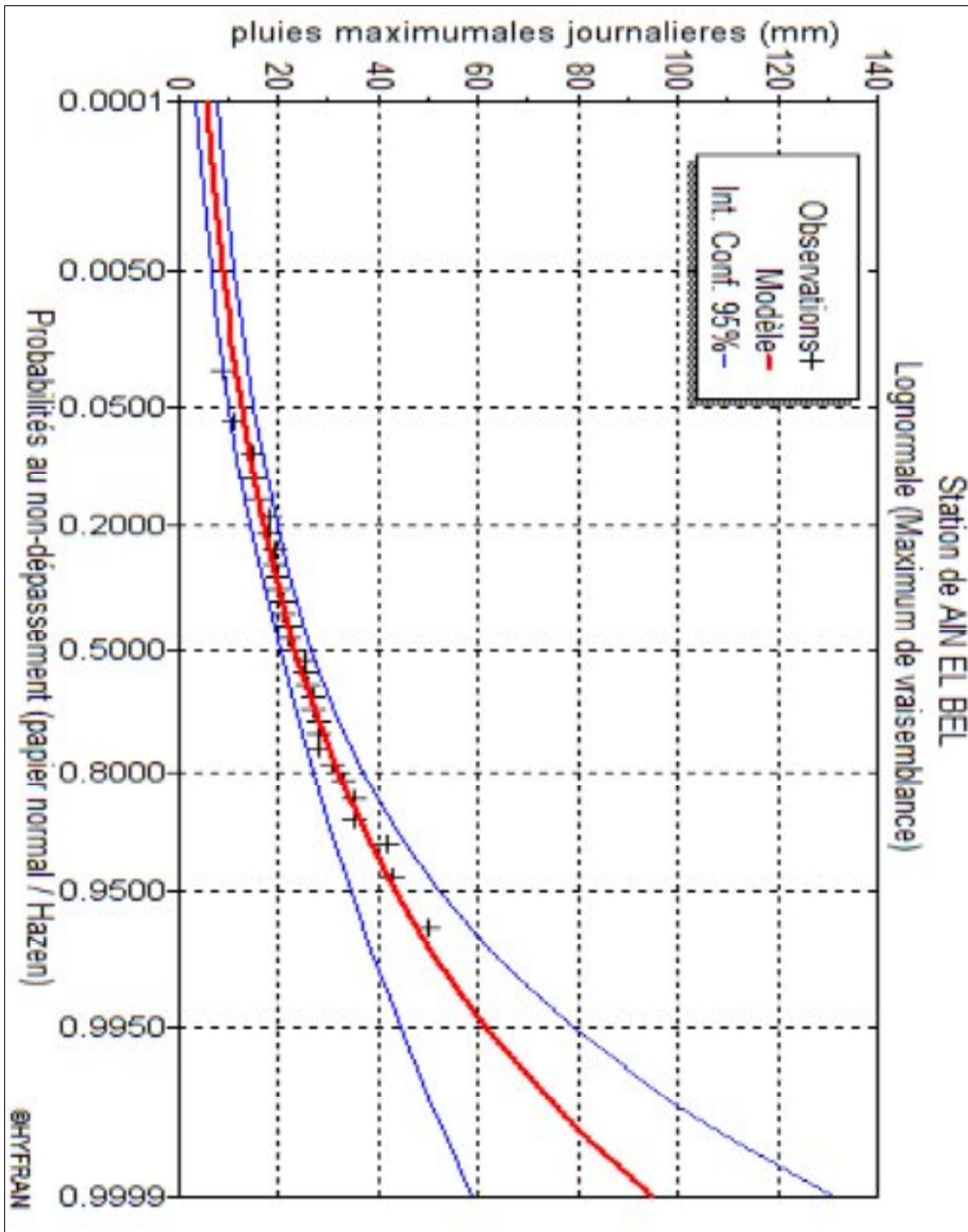


Figure N° II.07 : L'ajustement des pluies à la loi de GALTON

Conclusion :

En utilisant les deux lois Gumbel et Log normal, on constate que les droites d'ajustement sont bien ajustées par rapport aux nuages de points expérimentaux afin d'opter pour l'utilisation d'une loi on a fait une corrélation entre les valeurs expérimentaux et théoriques de chaque loi ; Donc on opte pour la loi de Log normal

II.3.4)- 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).

$$P_{tc} = P_{\max} \left(\frac{t}{24} \right)^b \dots\dots\dots (II-16)$$

Avec :

t : durée de l'averse

b : exposant climatique b = 0.35 selon les études régionales de l'AN RH.

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

$$I_t = \frac{P_{ct}}{t} \dots\dots\dots (II-17)$$

Avec :

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

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

P : Pluies de courte durée (mm)

I : Intensité maximale (mm/h)

Tableau N°II.18. Pluies et intensités maximales de durée t (h) et de période retour :

Période de retour	1000		100		50		20		10		5	
	Pct	It										
1	24,66	24,66	18,48	18,48	16,67	16,67	14,27	14,27	12,43	12,43	10,52	10,52
2	31,43	15,72	23,55	11,78	21,25	10,62	18,19	9,09	15,84	7,92	13,41	6,71
4	40,06	10,01	30,02	7,50	27,08	6,77	23,18	5,80	20,19	5,05	17,09	4,27
6	46,17	7,69	34,60	5,77	31,21	5,20	26,72	4,45	23,27	3,88	19,70	3,28
8	51,06	6,38	38,26	4,78	34,52	4,31	29,55	3,69	25,73	3,22	21,78	2,72
10	55,21	5,52	41,37	4,14	37,32	3,73	31,95	3,19	27,82	2,78	23,55	2,36
12	58,84	4,90	44,09	3,67	39,78	3,31	34,05	2,84	29,66	2,47	25,11	2,09
14	62,11	4,44	46,54	3,32	41,98	3,00	35,94	2,57	31,30	2,24	26,50	1,89
16	65,08	4,07	48,76	3,05	43,99	2,75	37,66	2,35	32,80	2,05	27,77	1,74
18	67,82	3,77	50,82	2,82	45,84	2,55	39,24	2,18	34,18	1,90	28,93	1,61
20	70,36	3,52	52,73	2,64	47,57	2,38	40,72	2,04	35,46	1,77	30,02	1,50
22	72,75	3,31	54,51	2,48	49,18	2,24	42,10	1,91	36,67	1,67	31,04	1,41
24	75,00	3,13	56,20	2,34	50,70	2,11	43,40	1,81	37,80	1,58	32,00	1,33

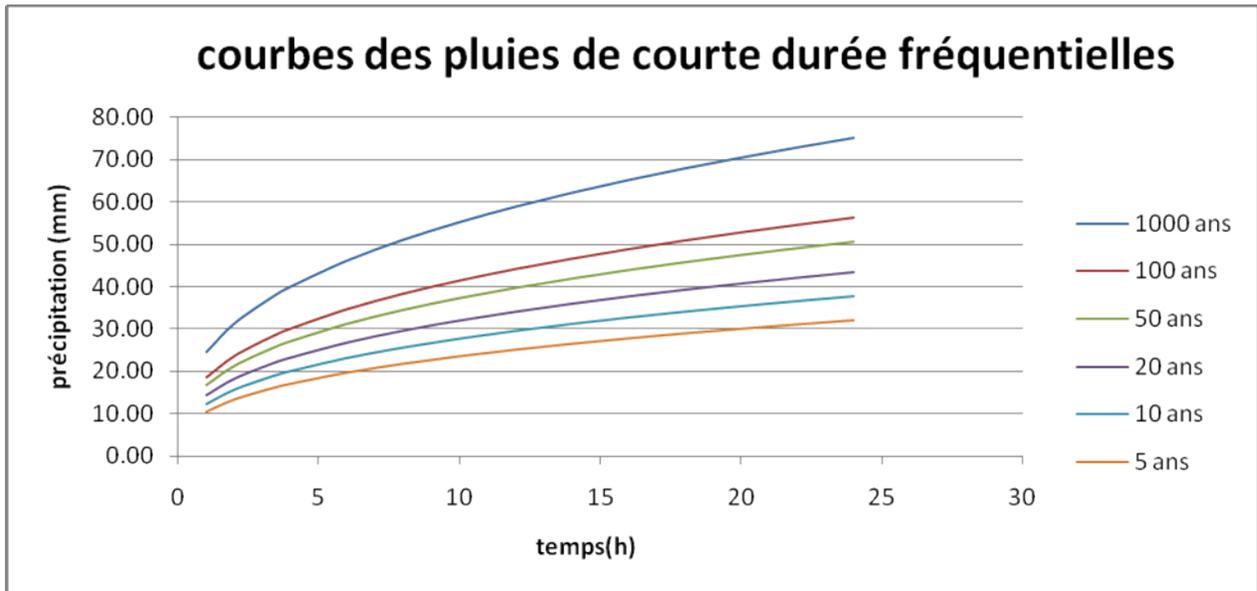


FIGURE N°II.08 : COURBES DES PLUIES DE COURTE DUREE FREQUENTIELLES

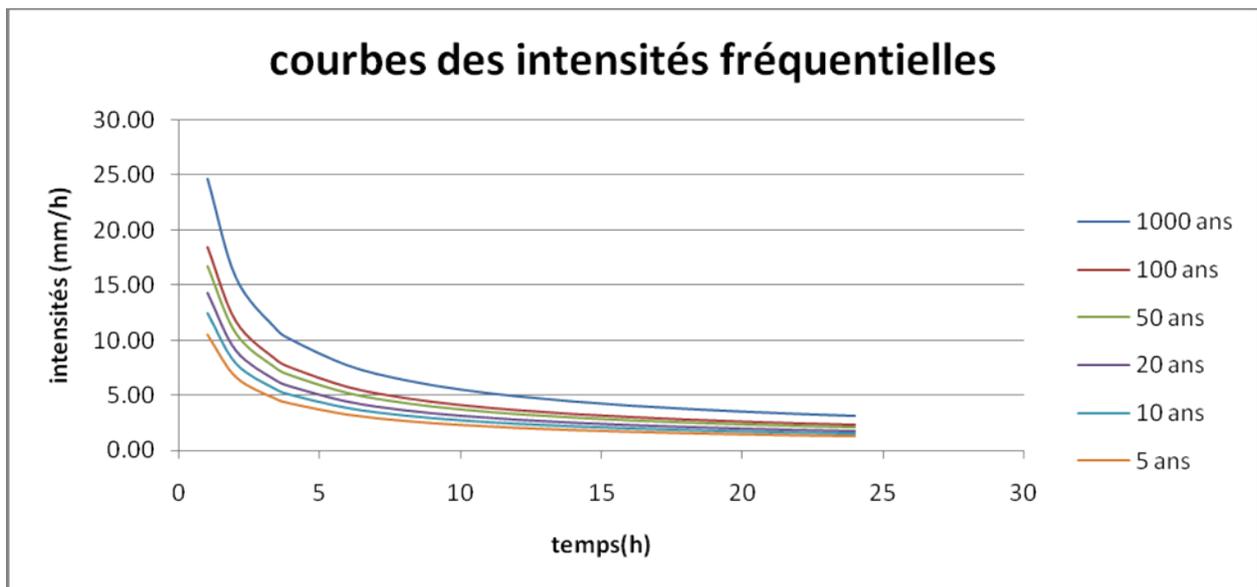


FIGURE N°II.09 : COURBES DES INTENSITES DE COURTE DUREEFREQUENTIELLES

Tableau N°II.19: Intensités et pluies de courte durée correspond au temps de concentration :

Période de retour	1000		100		50		20		10		5	
	Pct	It	Pct	It	Pct	It	Pct	It	Pct	It	Pct	It
3,38	37,77	11,17	28,30	8,37	25,53	7,55	21,85	6,47	19,03	5,63	16,11	4,77
2,5	33,98	13,59	25,46	10,19	22,97	9,19	19,67	7,87	17,13	6,85	14,50	5,80

II.4)-Les apports :

II.4.1)- Apports liquides :

II.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 DERY II:

$$A = 0.513 \cdot P^{2.683} \cdot Dd \cdot S^{0.842} \dots\dots\dots (II-18)$$

Ou:

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

P : précipitation moyenne (m).

S: superficie (en Km^2).

b). Formule de MEDINGER:

$$L_e = 1.024(P - 0.26)^2 \dots\dots\dots (II-19)$$

P : précipitation moyenne (m).

L_e : lame d'eau écoulée (mm).

$$A = L_e \cdot S$$

c). Formule de CHAUMONT:

Cette relation donne le coefficient de ruissellement par la relation suivante:

$$C_e = 0.6(1 - 10^{-0.36P^2}) \dots\dots\dots (II-20)$$

P : précipitation moyenne (m).

La lame d'eau écoulée est donnée par la relation :

$$L_e = P \cdot C_e$$

$$A = L_e \cdot S$$

d). Formule de COUTAGNE:

Elle donne le déficit décaoulent D tel que:

$$D = P - \lambda P^2 \dots\dots\dots (II-21)$$

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

T_0 : température moyenne dans la zone d'étude. $T_0 = 13.35^\circ\text{c}$

La lame d'eau écaoulée est alors:

$$L_e = P - D$$

$$A = L_e \cdot S$$

f). Formule de TURC:

$$L_e = P - \frac{P}{\sqrt{0.9 + \frac{P^2}{L^2}}} \dots\dots\dots (II-22)$$

Avec:

$$L = 300 + 25T_0 + 0.05 (T_0)^3 \dots\dots\dots (II-23)$$

T_0 : température moyenne dans la zone d'étude.

$$A = L_e \cdot S$$

j). Formule de l' INRH:

L'apport moyen interannuel est donnée par:

$$A_0 = 0.915 \cdot \bar{P}^{2.684} \cdot S^{0.842} \dots\dots\dots (II-24)$$

P : précipitation moyenne (m).

S: superficie (en Km^2).

Les résultats des apports moyens interannuels dans le tableau suivant :

Tableau N°II.20.: Apports moyens interannuels :

sous bassin	SB1	SB2
Apport moy interannuel A_0	Mm^3	Mm^3
formule de l'INRH	0.077	0.019
formule de MEDINGUER	0.015	0.003
formule de COUTAGNE	0.123	0.026
formule de CHAUMONT	0.034	0.007

Conclusion :

Pour les deux Bassins versant On prend les valeurs de la formule d'INRH parce que sont proches à
Les valeurs moyennes entre les 4 formules empiriques

II.4. 1.2) - caractéristiques de l'écoulement :**a)- Module de l'écoulement (M_e):**

Il est donné par :
$$M_e = \frac{A_0}{T} \dots\dots\dots (II-25)$$

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 :
$$M_0 = \frac{M_e}{S} \dots\dots\dots (II-26)$$

M_e : Module de l'écoulement [l/s].

S : Superficie du bassin [Km^2].

c)- Lamé d'eau écoulee (L_e):

On a :
$$L_e = \frac{A_0}{S} \dots\dots\dots (II-27)$$

A_0 : Apport moyen annuel [litres].

S : Superficie du bassin.

d)- Coefficient de l'écoulement (C_e):

Il est donné par :
$$C_e = \frac{L_e}{P_{moy}} \dots\dots\dots (II-28)$$

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

L_e : Lamé d'eau écoulée en [mm].

e) Coefficient de variation (Cv) :

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

• **Formule de SOKOLOVSKY:**

On a : $C_v = a - 0.063 \cdot \log_{10}(S + 1) \dots\dots\dots$ (II-29)

Avec : $a = 0.78 - 0.29 \cdot \log_{10}(M_0) \dots\dots\dots$ (II-30)

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

• **Formule d'OURKGUIPROVODKHOZ :**

On a : $C_v = \frac{0.7}{M_0^{-0.127}} \dots\dots\dots$ (II-31)

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

• **Formule de L'ANTONOV:**

On a : $C_v = \frac{0.7}{(S + 1000)^{0.097}} \dots\dots\dots$ (II-32)

S : Superficie du bassin en [km²]

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

Tableau N°II.21. Les caractéristiques d'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-ANTO	F-OURK
SB1	7.24	0.077	2.44	0.34	10.63	0.0496	0.858	0.357	0.610
SB2	1.53	0.019	0.60	0.39	12.41	0.0579	0.873	0.358	0.621

Conclusion :

Pour les deux Bassins versant On prend les valeurs de la formule de OURKGUIPROVODKHOZ parce que sont proches à Les valeurs moyennes entre les 3 formules empiriques

II.4.2) – Estimation fréquentielle des apports:

L'estimation fréquentielle des apports peut être envisagée par l'application d'une loi Log Normale (loi de Galton) qui est donnée comme suite :

$$A_{\dot{u}} = \frac{A_0 \cdot e^{U \cdot \sqrt{\ln(Cv^2 + 1)}}}{\sqrt{Cv^2 + 1}}$$

A%: apport de fréquence donnée

U:variable réduite de Gauss.

A₀:apport moyen annuel (Mm³).

Cv:coefficient de variation.

Tableau N°II.22: l'Apport fréquentielle de sous bassin versant 01.

periode de retour(an)	2	5	10	20	50	100
Fréquence (%)	50	20	10	5	2	1
le variable réduit "u"	0	0,84	1,282	1,64	2,054	2,33
Apport (Mm ³)	0,065	0,105	0,134	0,164	0,207	0,241

Tableau N°II.23: l'Apport fréquentielle de sous bassin versant 02.

periode de retour(an)	2	5	10	20	50	100
Fréquence (%)	50	20	10	5	2	1
le variable réduit "u"	0	0,84	1,282	1,64	2,054	2,33
Apport (Mm ³)	0,016	0,026	0,033	0,041	0,052	0,060

II.4.3)- 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 :

$$E_s = a \cdot L_e^{0.15} \dots\dots\dots (II-33)$$

Où : Es : taux d'abrasion (t/km2/an)

Le : lame d'eau ruisselée en (mm)

a : coefficient empirique qui varie en fonction de la perméabilité du terrain

a = 350 (perméabilité moyenne).

En tenant compte du poids spécifique moyen des sédiments $\gamma=1.4 \text{ T/m}^3$.

$$V_s = \frac{E_s \cdot S}{\gamma} \dots\dots\dots (II-34)$$

Les résultats des apports solides sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau N°II.24. Les apports solides :

SB	S (km ²)	Le (mm)	Es (T/Km2/an)	Vs (m3/ans)
SB1	7.24	10.63	498.939	2580.227
SB2	1.53	12.41	510.662	558.080

II.5)-Étude de crues :

II.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, enquêtes 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 elle 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 va utiliser les méthodes empiriques

II.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 :

Mallet – Gauthier, Giandotti, Turazza, et Sokolovsky. Ces relations sont celles qui traitent au mieux les petits bassins.

II.5.2.1) - Formule de Mallet – Gauthier :

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

$$Q_{\max, p\%} = 2 K \cdot \log(1 + 20 H) \frac{S}{\sqrt{L}} \sqrt{1 + 4 \log T - \log s} \dots\dots\dots (II-35)$$

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

\bar{H} : Précipitation moyenne interannuelle en m

S : Surface du bassin versant en Km²

L : Longueur du talweg principale en Km

T : Période de retour

II.5.2.2)- Formule de Turazza :

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

$$Q_{\max, p\%} = \frac{c \cdot \bar{i}_{tc} \cdot A}{3 \cdot 6} \dots\dots\dots(\text{II-36})$$

A : Surface du bassin versant

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

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

Tableau N°II.25 : valeur de coefficient de ruissellement C :

Fréquence %	0.1	1	2	5	10	20
Période de Retour	1000	100	50	20	10	5
C	0,5	0,49	0,47	0,43	0,40	0,35

II.5.2.3) -Formule de Giandotti :

Le débit maximum probable est donné par la formule suivante :

$$Q_{\max, p\%} = \frac{C \cdot S \cdot h_{tc, p\%} \cdot \sqrt{h_{\text{moy}} - h_{\text{min}}}}{4 \sqrt{S} + 1,5 L} \dots\dots\dots (\text{II-37})$$

S : Surface du bassin versant en Km²

L : Longueur du talweg principale en Km

h_{moy} : Altitude moyenne en m

h_{min} : Altitude minimale en m

h_{tc,p%} : Lamme d'eau précipitée pour une probabilité donnée et d'un durée égale au temps de concentration des eaux.

C : coefficient topographique variant entre 66 et 166.

II.5.2.4) - Formule de Sokolovsky :

Le débit maximum probable est donné par la formule suivante :

$$Q_{\max, p\%} = 0,28 \cdot \frac{X_{p\% tc} \cdot \alpha_{p\%} \cdot S \cdot f}{t_m = t_c} \dots\dots\dots (\text{II-38})$$

$\alpha_{p\%}$: coefficient de ruissellement pour la crue probable

$$\alpha_{p\%} = \frac{\sqrt{Pct\%} - \sqrt{H0}}{\sqrt{Pct\%} + \sqrt{H0}} \dots\dots\dots (\text{II-39})$$

S : Surface du bassin versant en Km²

f : Coefficient de forme de la crue

T_c : Temps de concentration du bassin versant en h

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

0.28 : coefficient de changement d'unité

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

$$f = \frac{12}{4 + 3\gamma} \dots\dots\dots (II-40)$$

Pour S ≤ 50km² on a γ = 2

- Pour des petits bassins non boisé, sol peu perméable, on a γ = 2 ÷ 2.5
- Pour bassin boisé, sol perméable on a γ = 3 ÷ 4

Le coefficient de ruissellement est pris des valeurs suivantes :

Tableau N°II.26 : valeur de coefficient de ruissellement α :

Fréquence %	0.1	1	2	5	10	20
Période de Retour	1000	100	50	20	10	5
α _{p%}	0,56	0,54	0,52	0,48	0,44	0,39

Puisque les bassins versant ont une surface inférieure à 50 Km² on prend γ = 2 alors :

$$f = \frac{12}{4 + 3\gamma} = 1.2$$

Les débits de crues des bassins versants par les différentes formules dans les tableaux suivants.

Tableau N°II.27 : Débits de crues au bassin versant n°1 :

Débit de crue au bassin versant n°01				
Période de retour	Formule de Mallet Gauthier	Formule de Turazza	Formule de Giandotti	Formule de Sokolovsky
An	(m ³ /s)	(m ³ /s)	(m ³ /s)	(m ³ /s)
1000	25,50	11,23	10,09	15,22
100	20,88	8,25	7,56	11,00
50	19,28	7,14	6,82	9,55
20	16,92	5,60	5,84	7,55
10	14,89	4,53	5,09	6,03
5	12,54	3,96	4,31	4,52

Tableau N°II.28: Débits de crues au bassin versant n°2 :

Débit de crue au bassin versant n°02				
Période de retour	Formule de Mallet Gauthier	Formule de Turazza	Formule de Giandotti	Formule de Sokolovsky
An	(m ³ /s)	(m ³ /s)	(m ³ /s)	(m ³ /s)
1000	7,55	2,89	2,89	4,35
100	6,26	2,12	2,16	3,14
50	5,82	1,84	1,95	2,73
20	5,18	1,44	1,67	2,16
10	4,63	1,16	1,46	1,72
5	4,01	1,02	1,23	1,29

- La formule de Mallet Gauthier est d'usage très répandue chez les hydrologues du Nord d'Afrique, celle-ci tient compte de plusieurs paramètres caractérisant le bassin versant (la pluie fréquentielle qui correspond au temps de concentration, perte d'eau initiale, le coefficient de ruissellement, la surface du bassin versant, la forme de la crue et du temps de montée de la crue).
- Nous adoptons le débit maximal de crue centennale donné par la formule de Mallet Gauthier étant donné que la méthode adoptée pour le tracé de l'hydrogramme de crue est celle de Mallet Gauthier qui a une relation directe avec la formule de débit maximale de crue.

II.5.3)- Hydrogrammes des crues :

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

• La montée de la crue : $Q_{max} = Q_{max} p \left[\frac{t}{t_m} \right]^n \dots\dots\dots (II-41)$

• La décrue : $Q_{max} = Q_{max} p \left[\frac{t_d - t}{t_d} \right]^m \dots\dots\dots (II-42)$

t_m : temps de montée de la crue

t_d : temps de la décrue

m ,n : puissance des équations m = 2, n = 3.

t_m = t_c et t_d = γ . t_c On prend γ = 2

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

Tableau N°II.29 : Débits fréquentiels pour construction l'hydrogramme de crue de s.b 01 :

Temps	Qmax (0,1%)	Qmax (1%)	Qmax (2%)	Qmax (5%)	Qmax (10%)	Qmax (20%)
0	0	0	0	0	0	0
0,5	0,083	0,068	0,062	0,055	0,048	0,041
1	0,660	0,541	0,499	0,438	0,386	0,325
1,5	2,229	1,825	1,685	1,479	1,301	1,096
2	5,283	4,326	3,994	3,505	3,085	2,598
2,5	10,318	8,449	7,801	6,847	6,025	5,074
3	17,830	14,600	13,481	11,831	10,411	8,768
3,38	25,500	20,880	19,280	16,920	14,890	12,540
3,38	25,500	20,880	19,280	16,920	14,890	12,540
3,88	21,867	17,905	16,533	14,510	12,769	10,754
4,38	18,514	15,159	13,998	12,284	10,811	9,104
4,88	15,439	12,642	11,673	10,244	9,015	7,592
5,38	12,643	10,353	9,559	8,389	7,383	6,218
5,88	10,127	8,292	7,657	6,719	5,913	4,980
6,38	7,889	6,460	5,965	5,235	4,607	3,880
6,88	5,930	4,856	4,484	3,935	3,463	2,916
7,38	4,251	3,481	3,214	2,820	2,482	2,090
7,88	2,850	2,334	2,155	1,891	1,664	1,402
8,38	1,729	1,415	1,307	1,147	1,009	0,850
8,88	0,886	0,725	0,670	0,588	0,517	0,436
9,38	0,322	0,264	0,244	0,214	0,188	0,159
9,88	0,038	0,031	0,029	0,025	0,022	0,019
10,14	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000

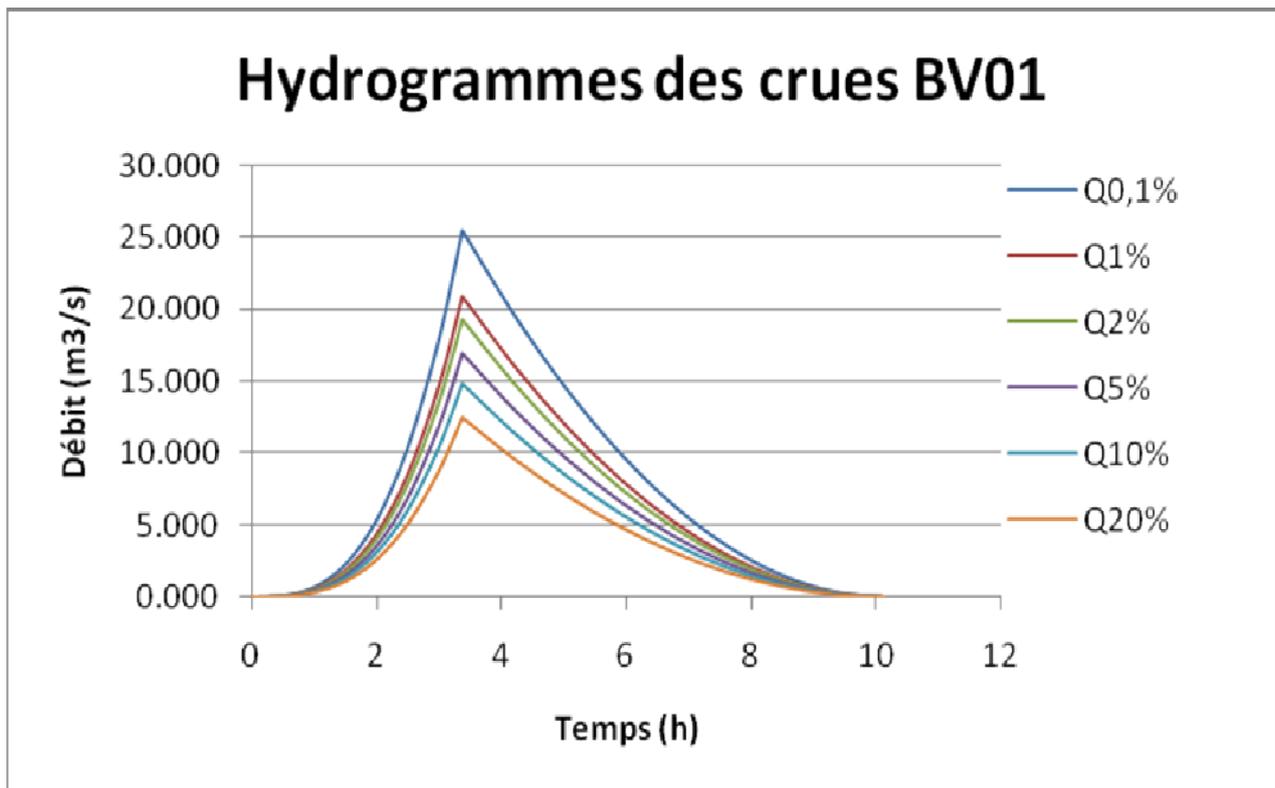


FIGURE N°II. 10 : Hydrogramme de crue de BV01

Tableau N°II.30 : Débits fréquents pour construction l'hydrogramme de crue de s.b 02

Temps	Qmax (0,1%)	Qmax (1%)	Qmax (2%)	Qmax (5%)	Qmax (10%)	Qmax (20%)
0	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
0,5	0,060	0,050	0,047	0,041	0,037	0,032
1	0,483	0,401	0,372	0,332	0,296	0,257
1,5	1,631	1,352	1,257	1,119	1,000	0,866
2	3,866	3,205	2,980	2,652	2,371	2,053
2,5	7,550	6,260	5,820	5,180	4,630	4,010
2,5	7,550	6,260	5,820	5,180	4,630	4,010
3	6,116	5,071	4,714	4,196	3,750	3,248
3,5	4,832	4,006	3,725	3,315	2,963	2,566
4	3,700	3,067	2,852	2,538	2,269	1,965
4,5	2,718	2,254	2,095	1,865	1,667	1,444
5	1,888	1,565	1,455	1,295	1,158	1,003
5,5	1,208	1,002	0,931	0,829	0,741	0,642
6	0,680	0,563	0,524	0,466	0,417	0,361
6,5	0,302	0,250	0,233	0,207	0,185	0,160
7	0,076	0,063	0,058	0,052	0,046	0,040
7,5	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000

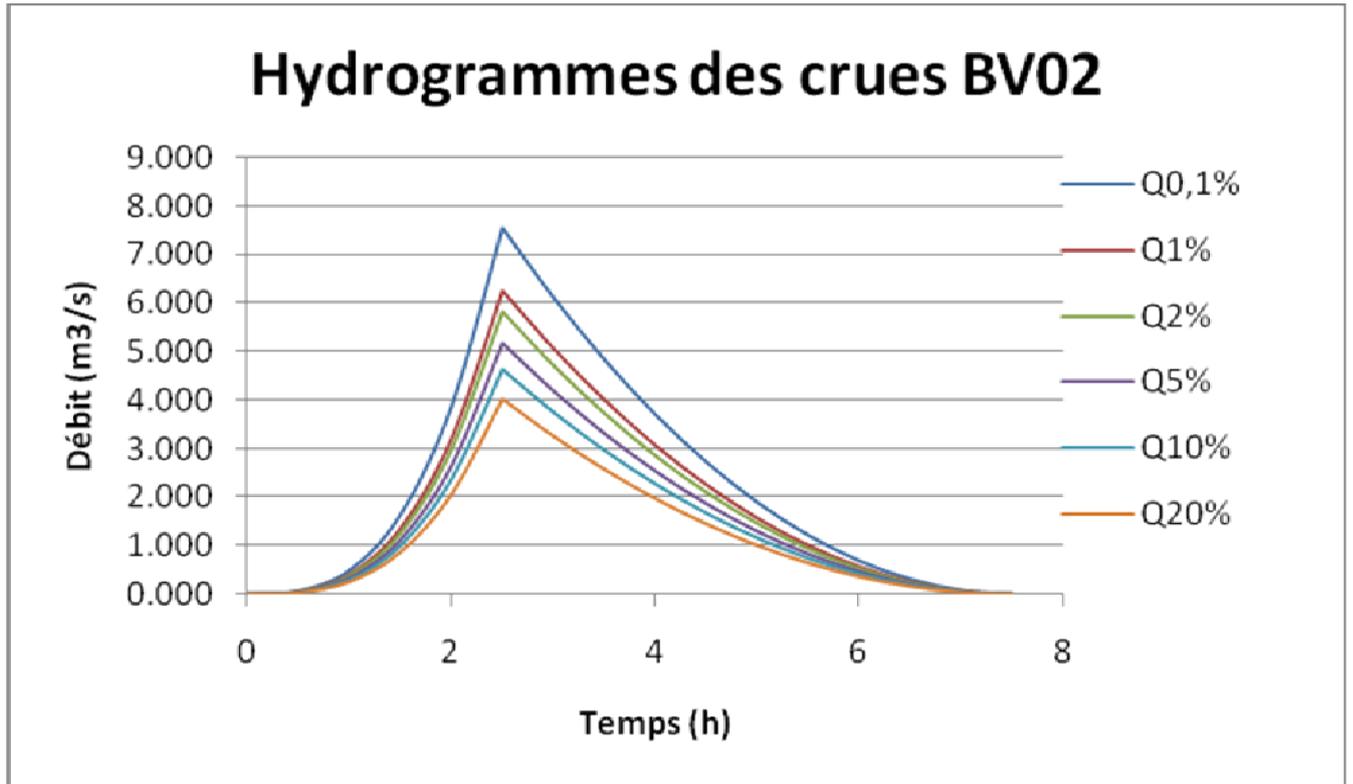


FIGURE N°II.11 : Hydrogramme de crue deBV02

II.6)- Conclusion :

Les hydrogrammes des crues établis permettent de voir l'évolution des crues dans le temps.

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

Chapitre III
Calcul Hydraulique

III.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 ondes et parfois nécessite la prise en considération de l'influence des forces tensioactive ...etc. Les courants à surface libre peuvent être permanent, non permanent .uniforme ou non uniforme.

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

III.2 : calcul hydraulique des variantes choisies :

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

III.2.1 : Les conditions de l'écoulement uniforme :

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

III.2.2 : Les formules de calcul principal :

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

La vitesse moyenne du courant sous la forme suivante :

$$v = c\sqrt{Ri} \quad \dots\dots\dots \quad (\text{III.1})$$

En utilisant le rapport suivant $Q = v * S$, on obtient

$$Q = CS \sqrt{Ri} \quad \dots\dots\dots \quad (\text{III.2})$$

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.

III.2.3 : Détermination de coefficient de Chézy :

En utilisant les formules empiriques pour Détermination de coefficient de chézy :

1-formule de PAVLOVSKI :

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

Avec :

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

n : la rugosité

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

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

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

Soit d'après les égalités simplifiées :

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

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

2-formule d'AGROSKINE :

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

Avec :

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

R_h: rayon hydraulique Rh = S/P (m)

n : la rugosité

3- La formule de MANING-STRICKLER :

$$C = \frac{1}{n} R^{1/6} \quad \dots\dots\dots \text{(III.8)}$$

Avec

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

R_h: rayon hydraulique Rh = S/P (m)

n : la rugosité

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

$$V = K.R_h^{2/3} .I^{1/2} \quad \dots\dots\dots \text{(III.9)}$$

Où :

K : coefficient de rugosité de STRICKLER.

R_h : le rayon hydraulique (m).

I : la pente du radie

Remarque :

Dans notre étude on choisi la formule de MANING-STRICKLER :

III.2.4 DESCRIPTION DES VARIANTES PROPOSÉES POUR L'ETUDE :

Le but de cette étude, est de bien protéger le chef lieu AIN EL BEL contre les crues. Cette protection consiste, en premier temps à limiter la progression des oueds vers les habitations et d'éviter ensuite le débordement des eaux de l'oued, lors des crues vers les habitations tout autour en second temps. Ces raisons, nous pousse à projeter une variante, qui garantira la protection du chef de la localité contre les crues de l'oued, mais aussi il faut que cette variante, soit réalisable au point de vue technique et qu'elle soit, bien adaptée avec le terrain et ces conditions aussi bien topographiques que géologiques. La variante qui sera choisie, devra être soit économique, ce qui nous oblige à faire une étude technico-économique entre les variantes proposées. La variante choisie, fera l'objet d'une étude détaillée.

Pour cette étude, nous proposons une variante mixte pour la protection contre les crues :

La variante :

A-un canal à ciel ouvert pour protéger la zone Est.

-Une galerie en Béton armé entre les deux ponts (place de souk).

B -un canal à ciel ouvert pour protéger la zone Ouest.

C- un canal à ciel ouvert pour protéger la zone après l'intersection du oued de la zone Est et l'oued de la zone Ouest

A- Protection en un canal à ciel ouvert pour protéger la zone Est

Cette variante, est constituée de canal trapézoïdal en béton armé, leur rôle est de contenir et de rediriger vers les endroits préférentiels la circulation des eaux. Au début de protection, on projette un canal d'amenée qui est composé d'un lit de pierres, pour protéger le canal lui-même contre les affouillements, qui peuvent se produire lors de l'entrée des eaux dans le futur canal;

Pour empêcher la population de tomber dans le canal, nous proposons des protections en acier de hauteur 1,00m.

-Une galerie en Béton armé entre les deux ponts (place de souk) :

On fait la protection de l'Oued des deux ponts (place de souk) et suivie par une distance connue par une galerie en béton armé de forme rectangulaire avec une section suffisante pour évacuer le débit de 20.88m³/s à l'intérieur de la ville.

B-Protection de la zone Ouest

La protection se fait par un canal trapézoïdal en Béton armé pour évacuer le débit de 6.26m³/s à l'intérieur de la ville.

D- Protection de la zone après l'intersection du oued de la zone Est et l'oued de la zone Ouest

La protection se fait par un canal trapézoïdal en Béton armé.

III-2-5 Les paramètres géométriques :

III-2-5-1 Le choix de la section de meilleure conductivité :

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 maximale. 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 trapézoïdale qui présente des avantages de simplicité de réalisation.

- Pour un canal trapézoïdal on a :

Tableau N°III.01 : Paramètres géométriques d'un canal à section trapézoïdale

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

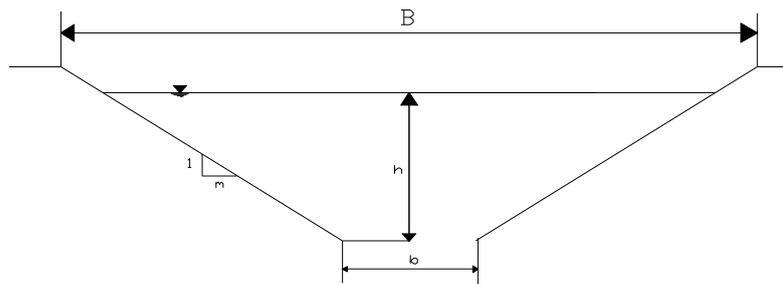


Figure N° III -1 : canal trapézoïdal

On pose : $\beta = 2\sqrt{1+m^2} - 2m$; tel que β est la largeur relative

- Et pour le choix d'une section rectangulaire ($m = 0$) ce qui donne : $\beta = 2 \Rightarrow b = 2h$

Donc, les paramètres géométriques d'un canal à section rectangulaire de meilleure conductivité ($m = 0$) sont présentés dans le tableau:

Tableau N°III.2 : Paramètres géométriques d'un canal à section rectangulaire (m=0)

<i>Désignation</i>	<i>Expression</i>
$b (m)$	$2h$
$S (m^2)$	$h. b$
$P (m)$	$b + 2h = 4h$
R_h	$\frac{S}{P} = \frac{h}{2}$

III-2-5-2 Calculs du rayon hydraulique maximal

On a: $R_h = \frac{S}{P}$ (III-10)

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

Le périmètre soit min pour $dP=0$.

On a :

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

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

Les équations b et c donnent :

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

$\beta = 2 \times (\sqrt{1 + m^2} - m)$ (III-14)

Pour la section rectangulaire $m=0$: $\beta = \frac{b}{h} = 2$ Avec : β = Largeur relative

$$R h = \frac{h}{2}$$

III.2.6: Calcul de la profondeur normal h_n :

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

III.2.6.1 : Méthode itérative :

On tire la valeur de h_0 à partir de l'équation générale de l'écoulement uniforme :

$$Q = S.C. \sqrt{R} \cdot \sqrt{I} \dots\dots\dots (III.15)$$

Avec :

S : Section mouillée ;

C : coefficient de CHEZY ;

R : Rayon hydraulique ;

I : pente du canal ;

Donc fixe la valeur de b on a donne les valeurs de h_n et détermine Q Jusqu a Q_{max} comme la dimensionnement les canaux propose dans la chapitre précédent

III.2.6.2 : Méthode D'AGROSKINE :

D'après la méthode d'agroskine on a

$$F = \frac{1}{4m_0} \frac{Q}{\sqrt{I}} \quad \text{avec } m_0 = 2\sqrt{1+m^2} - m \dots\dots\dots (III.16)$$

D'après les annexes on tire la valeur de R_a qui correspond à n et F

Donc par la méthode d'interpolation linéaire on a trouvé la valeur $\frac{b}{Ra}$

Après on peut tirer la valeur du rapport h_n/R_a

III.2.7: 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.

III.2.7.1 : 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 corresponde une énergie cinétique plus énergie potentielle minimale. Donc on construit le graphe de

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

E_p : Energie potentielle et est égale à h ;

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

III.2.7.2 : Méthode itérative :

Cette méthode consiste à tirer la valeur de h_{cr} à régime critique par l'équation suivante :

$$\frac{\alpha Q_{nor}^2}{g} = \frac{S_c^3}{B_c} \dots\dots\dots (III.17)$$

III.2.7.3 : Méthode analytique d'AGROSKINE :

La méthode d'AGROSKINE utilise la formule suivante :

$h_{cr} = K \cdot h_{cr(R)} \dots\dots\dots (III.18)$

$h_{cr(R)}$: Est h_{cr} de la section rectangulaire équivalente ;

$$h_{cr(R)} = \sqrt[3]{\frac{\alpha Q^2}{g \cdot b^2}} \dots\dots\dots (III.19)$$

Et d'autre part :

$$K = 1 - (\sigma_e/3) + 0,105\sigma_e^2 \quad \dots\dots\dots \quad \text{(III.20)}$$

Avec: $\sigma_e = m \cdot h_{c(R)}/b \quad \dots\dots\dots \quad \text{(III.21)}$

III.2.8: Calcul de la pente critique:

La pente critique correspondant à la profondeur critique.

La pente critique donne par la formule suivante :

$$Q = C \cdot S_{cr} \cdot \sqrt{R_h \cdot I_{cr}} \quad \dots\dots\dots \quad \text{(III.22)}$$

Donc :

$$I_{cr} = \frac{Q^2}{C^2 \cdot S_{cr}^2 \cdot R_h} \quad \dots\dots\dots \quad \text{(III.23)}$$

III.2.9: Calcul de la ligne d'eau

III.2.9.1: 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 basons sur l'équation d'énergie :

$$H = z + V^2 / 2g + h \quad \dots\dots\dots \quad \text{(III.24)}$$

Et sur l'équation de la continuité :

$$Q = V \cdot S \quad \dots\dots\dots \quad \text{(III.25)}$$

Dérivant l'équation (VI.2.9.a) par rapport à dx, on trouve :

$$\frac{d}{dx} \left(\frac{(Q/S)^2}{2g} \right) + \frac{dh}{dx} + \frac{dz}{dx} = \frac{dH}{dx} \quad \dots\dots\dots \quad \text{(III.26)}$$

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

On trouve :

$$\frac{dh}{dx} = J_f \frac{1 - \frac{(Q/S)^2}{C^2 \cdot R_h \cdot j_f}}{1 - \frac{(Q/S)^2}{g \cdot S / B}} \quad \dots \quad \text{(III.27)}$$

III.2.9.2: Calcul de la surface d'eau :

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

N° III.2.9.1.d

On peut distinguer pour cela 3 méthodes de calcul :

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

Remarque : Pour notre étude, on a utilisé le logiciel « CANAL 21 » dont le principe de calcul est basé sur la première méthode (La méthode par approximation successive).

III.2.9.3 : Définition du logiciel :

Le logiciel canal21 est l'interface sous Windows du logiciel canal9 (MSDOS) développé par le CEMAGREF de Lyon. C'est un outil de calcul simplifié d'écoulement à surface libre .il permet de traiter les caractéristiques d'écoulement dans des sections simplifiées, les lois des ouvrages hydrauliques classiques et les calculs de courbes de remous en régime permanent, fluvial et torrentiel, sur des géométries simplifiées.

III-2-9-4 : Canaux à jonction :

Les canaux à jonction sont caractérisés par un nombre important de paramètres géométriques. Notamment les formes des sections, les pentes du fond et les largeurs de surface. L'écoulement torrentiel peut provoquer des ondes de choc, c-à-d des ressauts hydrauliques présentant des fronts d'ondes obliques.

La figure N° présente schématiquement le plan d'une jonction de canaux, les indices o, l, et u, indiquent respectivement les branches amont, latérale et aval.

On peut donner une relation entre θ (l'angle par rapport à la direction du canal aval) et δ (l'angle du confluent). tel que :

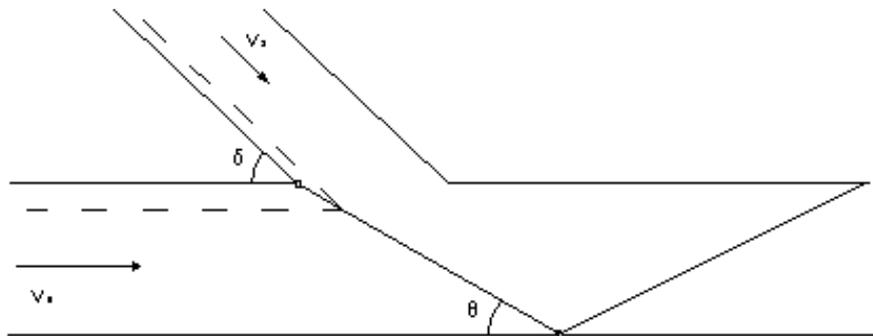


Figure N°III-2 : Canaux à jonction

Jonction de deux courants torrentiels

$$\frac{\theta}{\delta} = \left[1 + \frac{V_0}{V_l} \cdot \left(\frac{h_0}{h_l} \right)^{1/2} \right]^{-1} \quad \text{(III-28)}$$

La hauteur maximale h_{\max} de l'onde peut être calculée par :

$$h_{\max} / h_1 = 8 / 9 \sin \delta \left(1 + \frac{1}{2} F_L^2 \right) \dots \dots \dots \text{(III-29)}$$

On a rencontré deux jonctions au niveau des points 2 et 4, dont la hauteur maximale h_{\max} est égale à :

$$h_{\max} = 0,41 \cdot 8/9 \cdot \sin 58^\circ \left(1 + \frac{1}{2} 3,5^2 \right).$$

$$\Rightarrow h_{\max} = 0,39 \text{ m.}$$

III-2-10 DIMENSIONNEMENT DES OUVRAGES ET CALCUL DE LA LIGNE D'EAU :

Pour le dimensionnement de la variante choisie, il nous faut un débit de dimensionnement qui est une fonction de la période de retour, nous avons opté pour une période de retour de 100ans et par conséquence, le débit moyen fréquentiel correspondant de chaque Bassins Versant est de 20.88 m³/s pour la zone la zone Est (BV 01) et de 6.26 m³/s pour la zone Ouest (BV 02).

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.

III-3-1 PROTECTION DE LA ZONE EST :

III-3-1-1 Première partie :

Cette partie s'étend de début de l'oued jusqu'à le premier Pont 01. C'est un canal trapézoïdale en béton armé d'épaisseur 20cm 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.

$$Q=20.88\text{m}^3/\text{s}$$

Longueur du tronçon = 672m avec $b=3\text{m}$ et $m=0.577$ et $H_{\text{canal}}=H_{\text{eau}}+H_{\text{revanche}}=1.26\text{m}$

avec $H_{\text{revanche}}=1/4H_{\text{eau}}$

Tableau N°III-03 : Ligne d'eau de la première partie :

Q (m ³ /s)	STRICKLER (m ^{1/3} /s)	I %	I _{cr} (%)	H _n (m)	H _c (m)	Régime	L bief (m)
20.88	71	1.1	0.27	1.012	1.535	T	672

Tableau N°III-04 : Résultats ligne d'eau à pas d'espace de 67m

Section	Abscisse (m)	Pas	Y	Nombre de Froude	H _s	J	Type de courbe
		(m)	(m)		(m)	(‰)	
Amont	0		1.535	1	2.16	2.8	
1	67	67	1.108	1.702	2.474	9.8	T ₂
2	134	67	1.049	1.86	2.603	10.5	T ₂
3	201	67	1.027	1.923	2.658	10.8	T ₂
4	268	67	1.019	1.95	2.682	10.9	T ₂
5	335	67	1.015	1.961	2.693	11	T ₂
6	402	67	1.013	1.966	2.697	11	T ₂
7	469	67	1.013	1.968	2.699	11	T ₂
8	536	67	1.012	1.969	2.7	11	T ₂
9	603	67	1.012	1.97	2.71	11	T ₂
aval	672	67	1.012	1.97	2.71	11	T ₂

Tableau N°III- 05: calcul des paramètres hydrauliques de la première partie :

N ° de section	Débit (m ³ /s)	Y	P _m	S _m	L _m	R _h	Nombre de Froude	V	Régime d'écoulement
		(m)	(m)	(m ²)	(m)	(m)		(m/s)	
Amont	20.88	1.535	6.544	5.963	4.771	0.911	1	3.502	
1	20.88	1.108	5.559	4.034	4.279	0.726	1.702	5.177	Tor
2	20.88	1.049	5.422	3.781	4.21	0.697	1.86	5.522	Tor
3	20.88	1.027	5.372	3.691	4.186	0.687	1.923	5.657	Tor
4	20.88	1.019	5.352	3.654	4.175	0.683	1.95	5.714	Tor
5	20.88	1.015	5.343	3.639	4.171	0.681	1.961	5.738	Tor
6	20.88	1.013	5.34	3.632	4.169	0.680	1.966	5.748	Tor
7	20.88	1.013	5.338	3.629	4.169	0.680	1.968	5.753	Tor
8	20.88	1.012	5.337	3.628	4.168	0.680	1.969	5.755	Tor
9	20.88	1.012	5.337	3.628	4.168	0.680	1.97	5.756	Tor
Aval	20.88	1.012	5.337	3.627	4.168	0.680	1.97	5.756	Tor

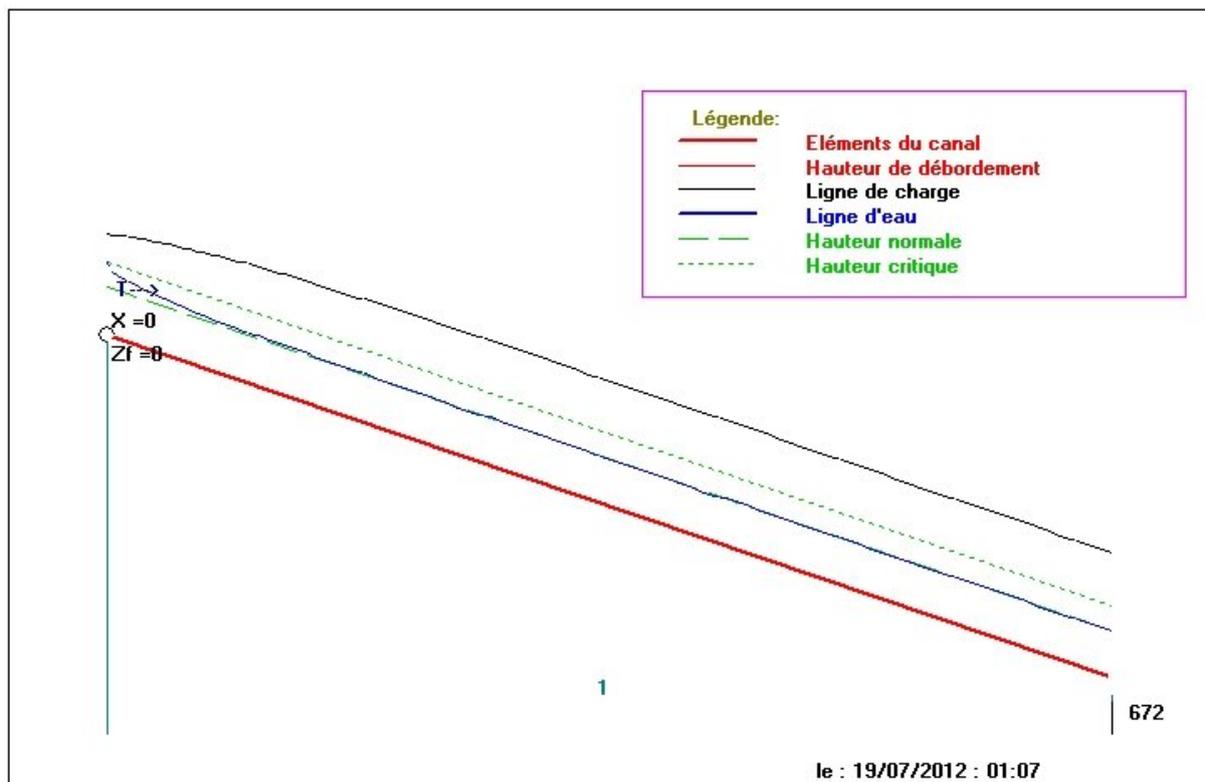


Figure N°III.03 : Schémas de ligne d'eau type T₂

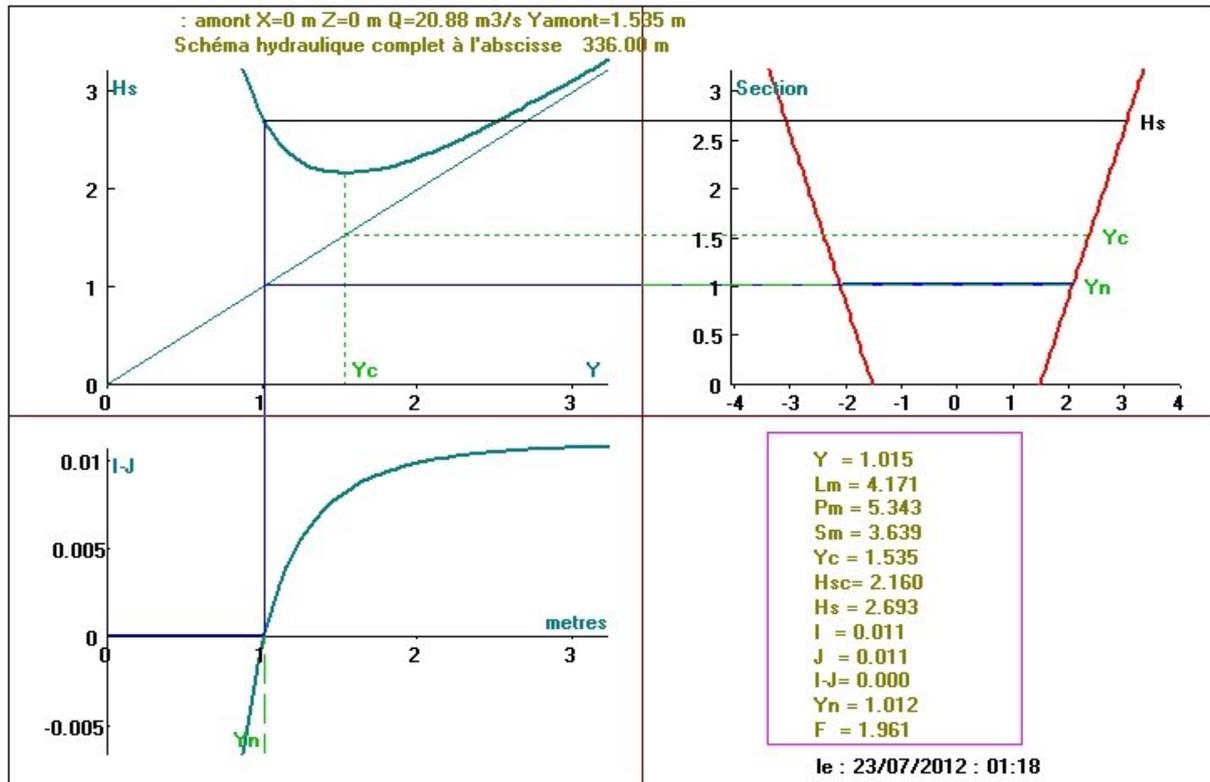


Figure N°III.04 : Schéma hydraulique complet

*** Vérification du passage du débit à travers le Pont 01 existant :**

Ce Premier Pont se trouve dans la place de Souk.

Pour s'assurer que le débit passe ou pas à travers la section existante de la traversée de l'Oued N°01 (Pont 01 de 07,10m de largeur, 1,90m d'hauteur).

Nous devons calculer le Débit qui peut le porter la section existante (traversé de l'oued N° 01(Pont 01)).

Et on a la section de Traversée de Oued N°01 est de 12,30 m²

Section existante = 12,30 m²

Périmètre de la section existant = 23,30m

On prend la pente de la section existante est de 0,50%

Donc le $Q_{porter} = 40.44 \text{ m}^3/\text{s}$

D'après ce calcul, nous remarquons que la traversée de l'oued (Pont 01) **peut véhiculer le débit de crues.**

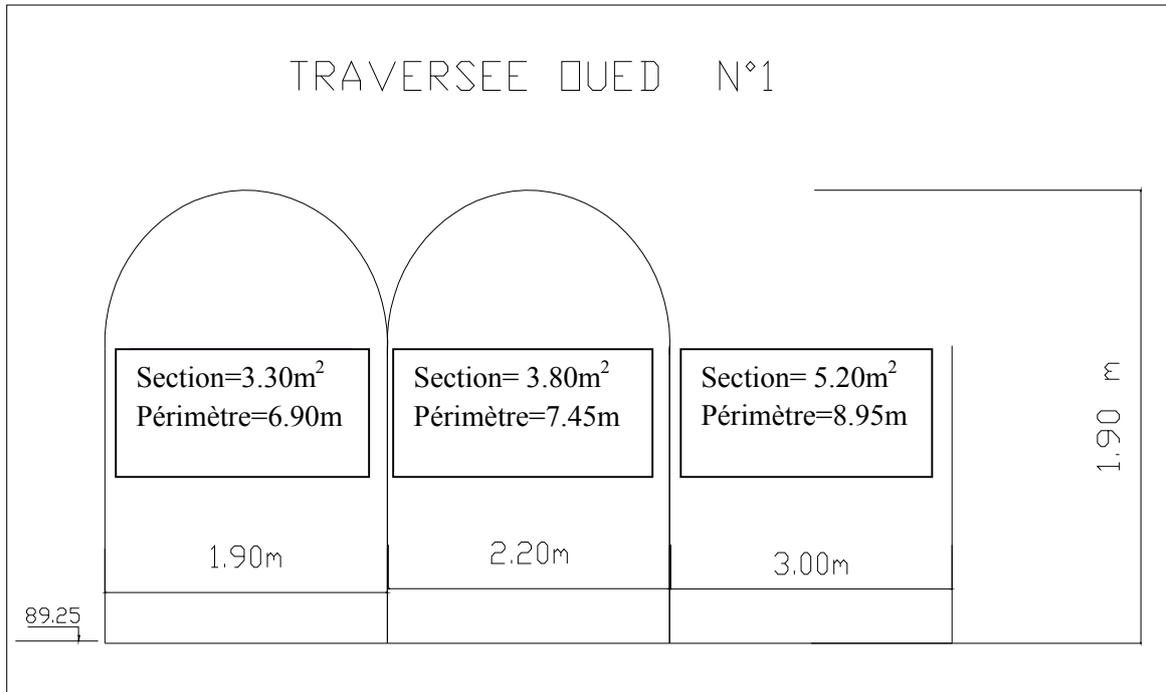


Figure N°III-5: Section de la Traversée Oued N°01

III-3-1-2 Deuxième partie :

Cette partie s'étend de premier pont jusqu'à le deuxième Pont (place de Souk) pour une distance de 230,00m. et cette galerie s'étend de 120,00m après la deuxième pont, donc 350,00m comme distance totale de cette partie.

La protection se fait par une galerie en Béton armé d'épaisseur 20cm

III-3-1-2-a Galerie en Béton armé d'une distance de 230m (place de souk)

$$Q=20.88\text{m}^3/\text{s}$$

Longueur du tronçon = 230m avec $b=3\text{m}$ et $H_{\text{canal}}=H_{\text{eau}}+H_{\text{revanche}}=1.60\text{m}$

avec $H_{\text{revanche}}=1/4H_{\text{eau}}$

Tableau N°III-6 : Ligne d'eau du Deuxième partie A :

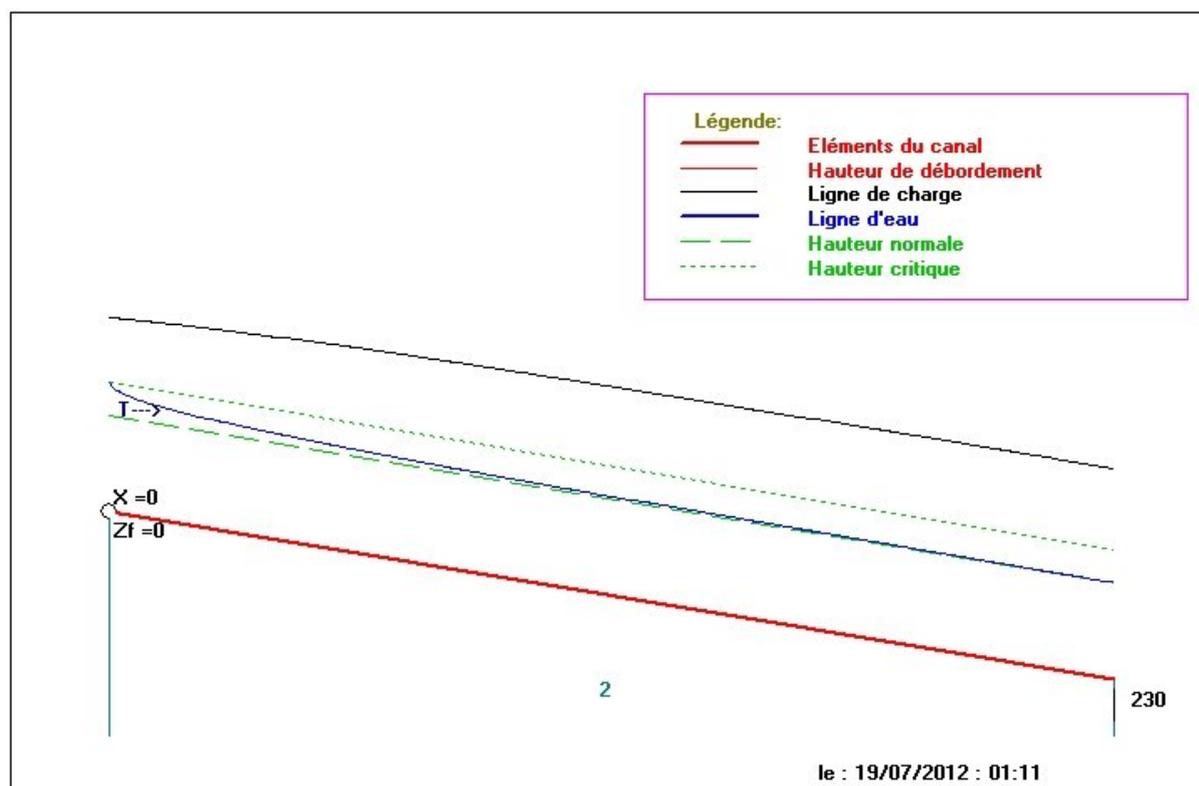
Q (m ³ /s)	STRICKLER (m ^{1/3} /s)	I %	I _{cr} (%)	H _n (m)	H _C (m)	Régime	L bief (m)
20.88	71	0.96	0.44	1.285	1.703	T	230

Tableau N°III-7: Résultats ligne d'eau à pas d'espace de 23m

Section	Abscisse (m)	Pas	Y	Nombre de Froude	H _s	J	Type de courbe
		(m)	(m)		(m)	(‰)	
Amont	0		1.703	1	2.554	4.5	
1	23	23	1.437	1.29	2.633	7	T ₂
2	46	23	1.375	1.378	2.681	7.9	T ₂
3	69	23	1.342	1.429	2.713	8.5	T ₂
4	92	23	1.322	1.462	2.735	8.8	T ₂
5	115	23	1.309	1.484	2.75	9	T ₂
6	138	23	1.3	1.499	2.761	9.2	T ₂
7	161	23	1.294	1.51	2.769	9.3	T ₂
8	184	23	1.29	1.517	2.774	9.4	T ₂
9	207	23	1.287	1.522	2.778	9.5	T ₂
aval	230	23	1.285	1.525	278	9.5	T ₂

Tableau N°III-8: calcul des paramètres hydrauliques du Deuxième partie A :

N° de section	Débit (m ³ /s)	Y	P _m	S _m	L _m	R _h	Nombre de Froude	V	Régime d'écoulement
		(m)	(m)	(m ²)	(m)	(m)		(m/s)	
Amont	20.88	1.703	6.406	5.109	3	0.798	1	4.087	
1	20.88	1.437	5.874	4.314	3	0.734	1.29	4.843	Tor
2	20.88	1.375	5.751	4.126	3	0.717	1.378	5.061	Tor
3	20.88	1.342	5.684	4.026	3	0.708	1.429	5.186	Tor
4	20.88	1.322	5.644	3.965	3	0.703	1.462	5.266	Tor
5	20.88	1.309	5.617	3.926	3	0.699	1.484	5.318	Tor
6	20.88	1.3	5.6	3.9	3	0.696	1.499	5.354	Tor
7	20.88	1.294	5.588	3.882	3	0.695	1.51	5.379	Tor
8	20.88	1.29	5.58	3.87	3	0.694	1.517	5.396	Tor
9	20.88	1.287	5.574	3.861	3	0.693	1.522	5.408	Tor
Aval	20.88	1.285	5.57	3.855	3	0.692	1.525	5.416	Tor

Figure N°III-06 : schémas de ligne d'eau type T₂

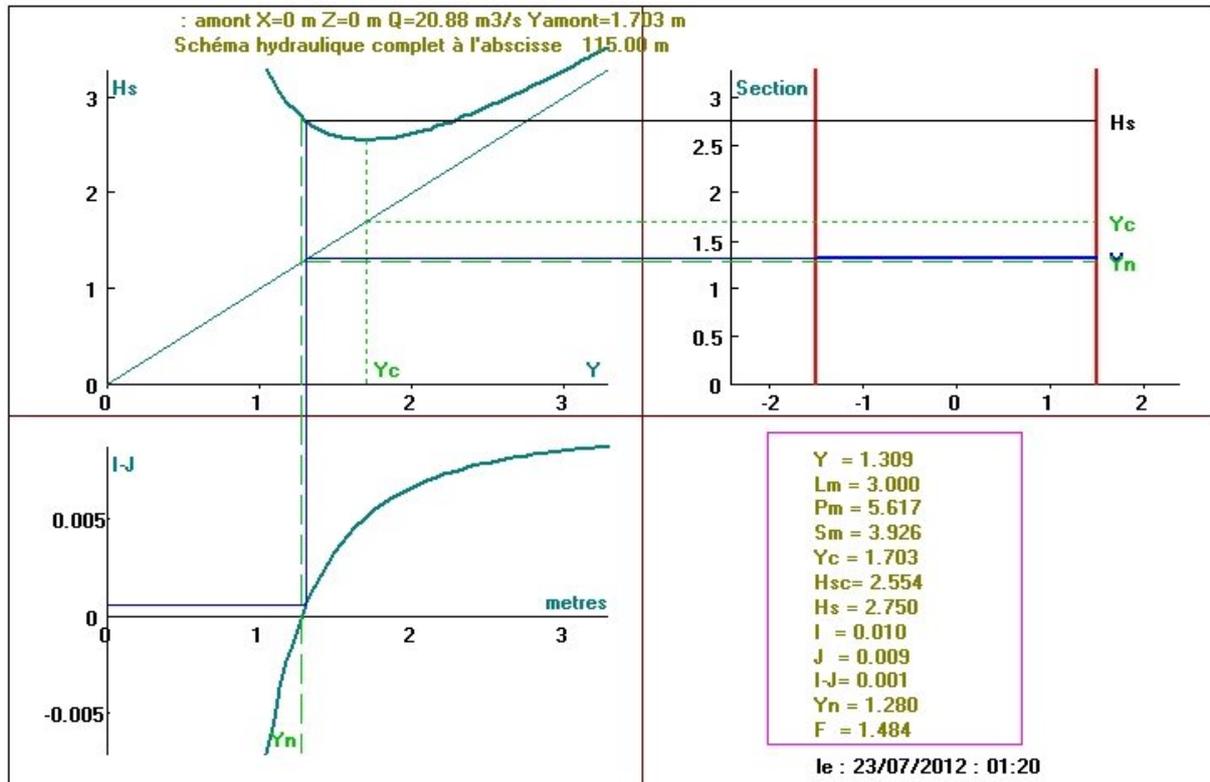


Figure N°III-07 : Schéma hydraulique complet

* Vérification du passage du débit à travers la section existante :

Ce deuxième Pont se trouve dans la place de Souk.

Pour s'assurer que le débit passe ou pas à travers la section existante de la traversée de l'Oued N°02 (Pont 01 de 08,20m de largeur, de 0,80m à 1,00m d'hauteur variable,).

Nous devons calculer le Débit qui peut porter la section existante (traversé de l'oued N° 02(Pont 02)).

Et on a la section de Traversée de Oued N°02 est de 05,94 m²

Section existante = 05,94 m²

Périmètre de la section existante = 25,75 m

I : Pente (m/m). On prend la pente du section existante est de 0,50%

Donc le $Q_{porter} = 11.19 \text{ m}^3/\text{s}$

Pour un débit centennal (débit de dimensionnement) $Q_{1\%} = 20.88 \text{ m}^3/\text{s}$,

Débit de dimensionnement > Débit qui peut porter la section existante.

D'après ce calcul, nous remarquons que la traversée de l'oued N°02 (Pont 02) ne peut pas véhiculer le débit de crues.

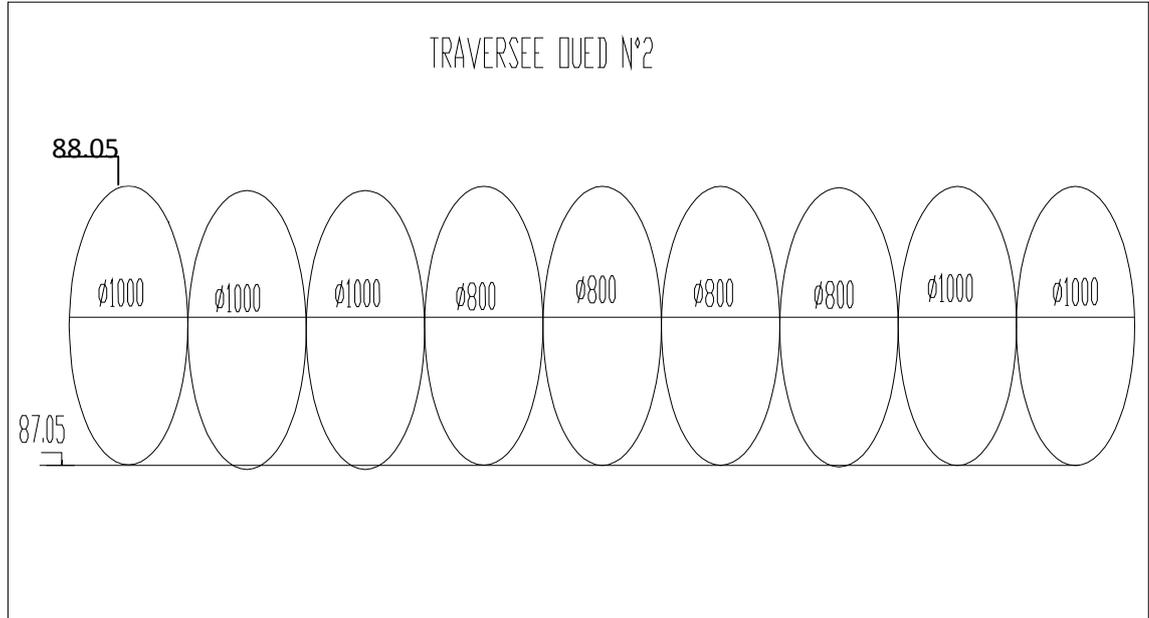


Figure N°III.08: Section de la Traversée Oued N°02.

III-3-1-2-b Galerie en Béton armé d'une distance de 120m

La galerie rectangulaire d'épaisseur 20cm avec une largeur de base de 3,00m
 $Q=20.88\text{m}^3/\text{s}$ Longueur du tronçon = 120m et $H=1\text{m}$

Tableau N°III-9: Ligne d'eau du Deuxième partie B :

Q (m ³ /s)	STRICKLER (m ^{1/3} /s)	I %	I _{cr} (%)	H _n (m)	H _c (m)	Régime	L bief (m)
20.88	71	4.4	0.44	0.789	1.703	T	120

Tableau N°III-10 : Résultats ligne d'eau à pas d'espace de 12m

Section	Abscisse (m)	Pas	Y	Nombre de Froude	H _s	J	Type de courbe
		(m)	(m)		(m)	(‰)	
Amont	0		1.703	1	2.554	4.5	
1	12	12	1.171	1.754	2.972	12.3	T ₂
2	24	12	1.04	2.096	3.323	17	T ₂
3	36	12	0.964	2.349	3.622	21.1	T ₂
4	48	12	0.913	2.548	3.876	24.5	T ₂
5	60	12	0.876	2.709	4.091	27.6	T ₂
6	72	12	0.849	2.839	4.272	30.1	T ₂
7	84	12	0.829	2.947	4.425	32.3	T ₂
8	96	12	0.812	3.035	4.554	34.2	T ₂
9	108	12	0.8	3.108	4.661	35.8	T ₂
aval	120	12	0.789	3.168	4.751	37.1	T ₂

Tableau N°III-11 : calcul des paramètres hydrauliques du Deuxième partie b

N° de section	Débit (m ³ /s)	Y	P _m	S _m	L _m	R _h	Nombre de Froude	V	Régime d'écoulement
		(m)	(m)	(m ²)	(m)	(m)		(m/s)	
Amont	20.88	1.703	6.406	5.109	3	0.798	1	4.087	
1	20.88	1.171	5.342	3.512	3	0.657	1.754	5.945	Tor
2	20.88	1.04	5.08	3.119	3	0.614	2.096	6.694	Tor
3	20.88	0.964	4.927	2.891	3	0.587	2.349	7.222	Tor
4	20.88	0.913	4.826	2.738	3	0.567	2.548	7.625	Tor
5	20.88	0.876	4.753	2.629	3	0.553	2.709	7.942	Tor
6	20.88	0.849	4.699	2.548	3	0.542	2.839	8.195	Tor
7	20.88	0.829	4.657	2.486	3	0.534	2.947	8.401	Tor
8	20.88	0.812	4.625	2.437	3	0.527	3.035	8.568	Tor
9	20.88	0.8	4.599	2.399	3	0.522	3.108	8.705	Tor
Aval	20.88	0.789	4.579	2.368	3	0.517	3.168	8.817	Tor

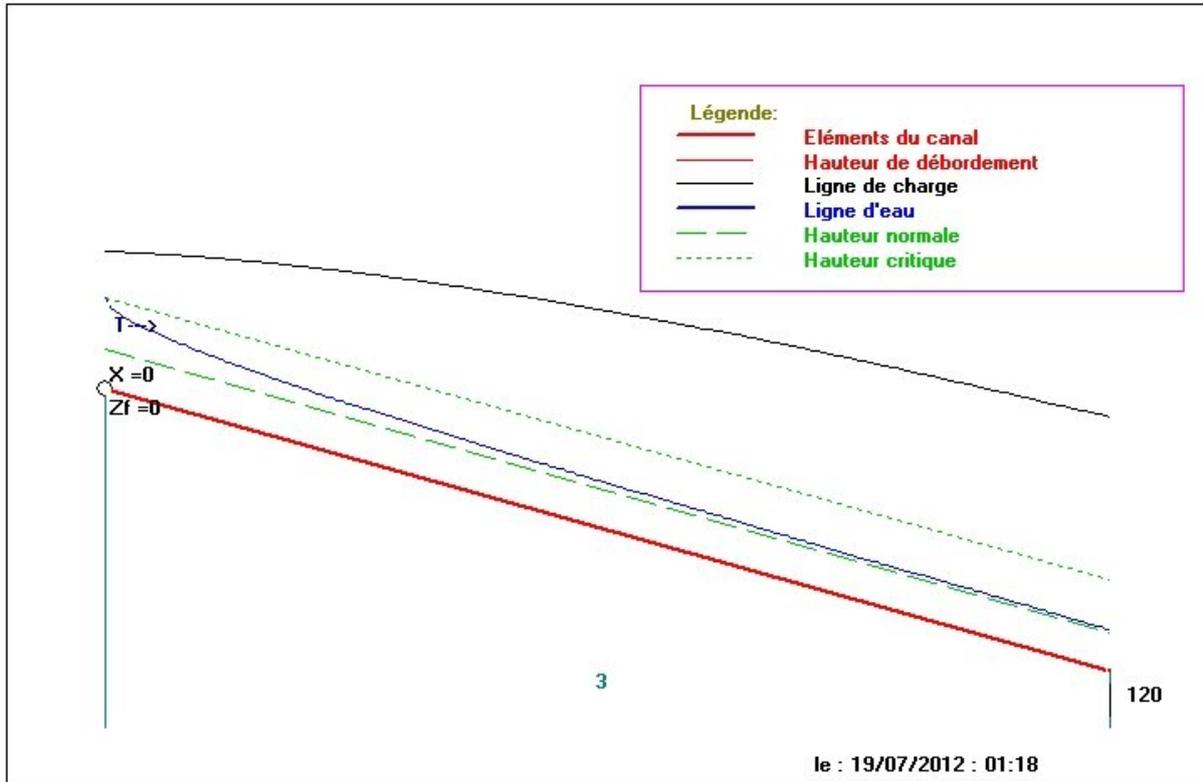


Figure N° III-09 : schémas de ligne d'eau type T_2

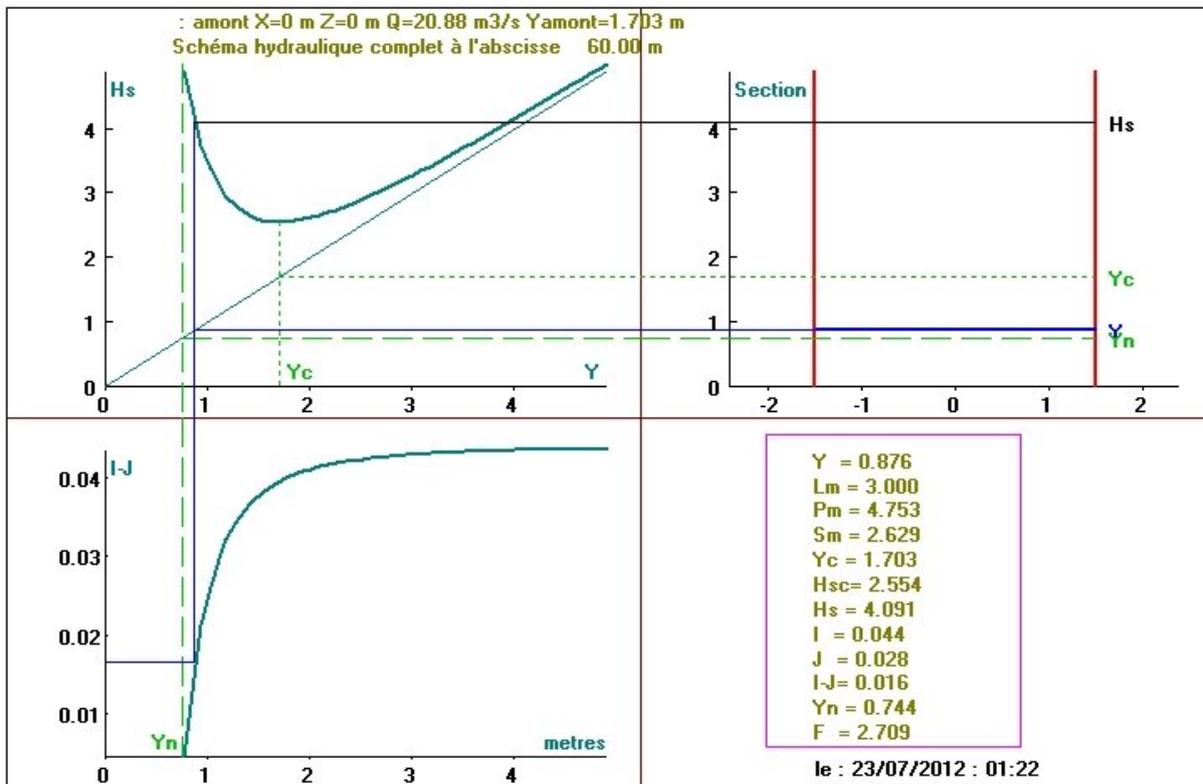


Figure N° III-10 : Schéma hydraulique complet

III-3-1-3-Troisième partie :

Cette partie s'étend de la fin de la galerie et jusqu'à l'intersection entre les deux oueds (l'oued de la zone Est et la zone Ouest).

La protection se fait par un canal trapézoïdal en béton armé d'épaisseur 20 cm.

$$Q=20.88\text{m}^3/\text{s}$$

Longueur du tronçon = 140m avec $b= 3\text{m}$ et $m=0.577$ et $H_{\text{canal}}=H_{\text{eau}}+H_{\text{revanche}}=0.85\text{m}$

avec $H_{\text{revanche}}=1/4H_{\text{eau}}$

Tableau N°III-12 : Ligne d'eau du Troisième partie

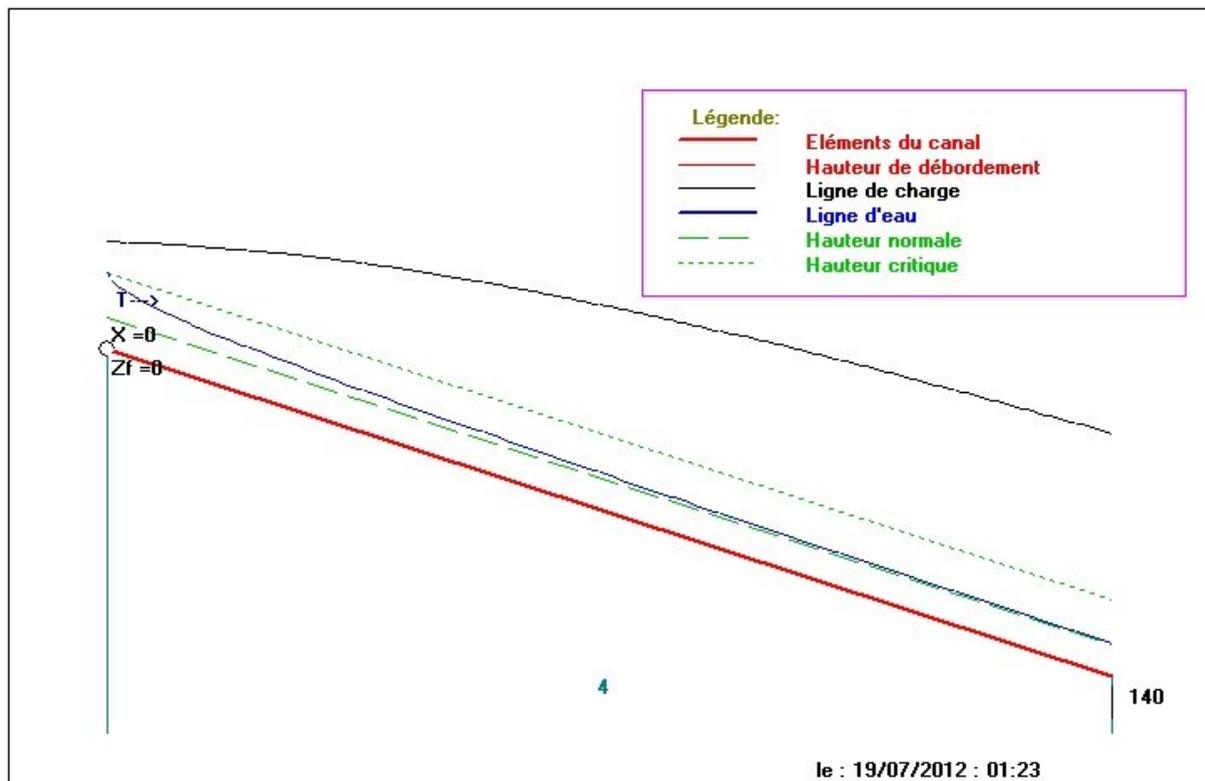
Q (m ³ /s)	STRICKLER (m ^{1/3} /s)	I %	I _{cr} (%)	H _n (m)	H _c (m)	Régime	L bief (m)
20.88	71	4.7	0.27	0.677	1.535	T	140

Tableau N°II-13 : Résultats ligne d'eau à pas d'espace de 14m

Section	Abscisse (m)	Pas	Y	Nombre de Froude	H _s	J	Type de courbe
		(m)	(m)		(m)	(‰)	
Amont	0		1.535	1	2.16	2.8	
1	14	14	1.009	1.98	2.711	11.1	T ₂
2	28	14	0.888	2.427	3.171	16.9	T ₂
3	42	14	0.82	2.753	3.557	21.9	T ₂
4	56	14	0.776	3.004	3.877	26.2	T ₂
5	70	14	0.746	3.201	4.141	29.9	T ₂
6	84	14	0.724	3.358	4.358	33	T ₂
7	98	14	0.707	3.482	4.535	35.6	T ₂
8	112	14	0.694	3.581	4.679	37.8	T ₂
9	126	14	0.685	3.661	4.795	39.5	T ₂
aval	140	14	0.677	3.724	4.89	41	T ₂

Tableau III. 14: calcul des paramètres hydrauliques du Troisième partie

N° de section	Débit (m ³ /s)	Y	P _m	S _m	L _m	R _h	Nombre de Froude	V	Régime d'écoulement
		(m)	(m)	(m ²)	(m)	(m)		(m/s)	
Amont	20.88	1.535	6.544	5.963	4.771	0.911	1	3.502	
1	20.88	1.009	5.329	3.613	4.164	0.678	1.98	5.778	Tor
2	20.88	0.888	5.051	3.12	4.025	0.618	2.427	6.693	Tor
3	20.88	0.82	4.894	2.85	3.947	0.582	2.753	7.328	Tor
4	20.88	0.776	4.793	2.677	3.896	0.559	3.004	7.8	Tor
5	20.88	0.746	4.722	2.558	3.861	0.542	3.201	8.162	Tor
6	20.88	0.724	4.671	2.473	3.835	0.529	3.358	8.444	Tor
7	20.88	0.707	4.632	2.409	3.816	0.52	3.482	8.666	Tor
8	20.88	0.694	4.604	2.362	3.801	0.513	3.581	8.841	Tor
9	20.88	0.685	4.581	2.325	3.79	0.508	3.661	8.98	Tor
Aval	20.88	0.677	4.564	2.297	3.782	0.503	3.724	9.091	Tor

Figure N°III-11 : schémas de ligne d'eau type T₂

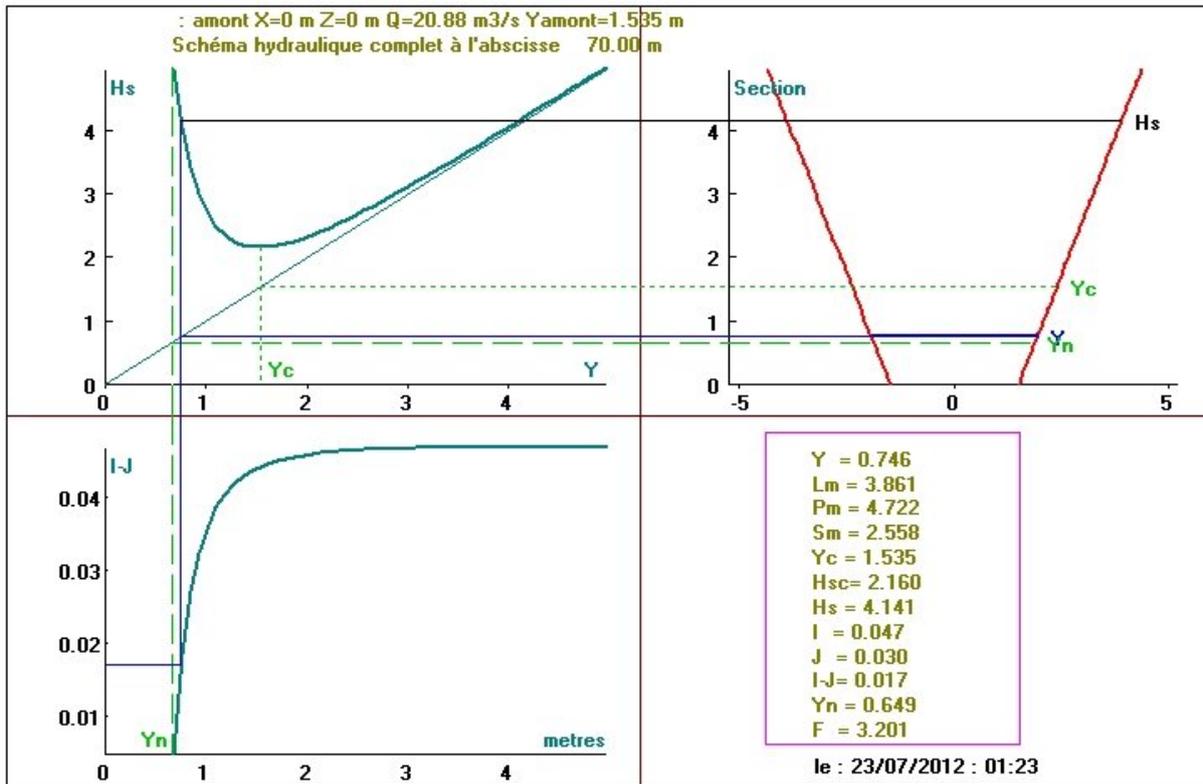


Figure N°III-12 : Schéma hydraulique complet

III-3-2.PROTECTION DE LA ZONE OUEST :

III-3-2-1 Première partie :

Cette partie s'étend de début de l'oued jusqu'à la traversée la route N°01 zone Ouest.

$Q=6.26\text{m}^3/\text{s}$

Longueur du tronçon = 302m avec $b= 2\text{m}$ et $m=0.577$ et $H_{\text{canal}}=H_{\text{eau}}+H_{\text{revanche}}=0.90\text{m}$

avec $H_{\text{revanche}}=1/4H_{\text{eau}}$

Tableau N°III-15 : Ligne d'eau du Première partie

Q (m ³ /s)	STRICKLER (m ^{1/3} /s)	I %	I _{cr} (%)	H _n (m)	H _c (m)	Régime	L bief (m)
6.26	71	0.78	0.11	0.695	0.911	T	302.6

Tableau III-16: Résultats ligne d'eau à pas d'espacede39m

Section	Abscisse (m)	Pas	Y	Nombre de Froude	H _s	J	Type de courbe
		(m)	(m)		(m)	(‰)	
Amont	0		0.911	1	1.288	3.2	
1	30	30	0.728	1.442	1.378	6.7	T ₂
2	60	30	0.705	1.515	1.398	7.4	T ₂
3	90	30	0.699	1.539	1.407	7.7	T ₂
4	120	30	0.696	1.548	1.411	7.8	T ₂
5	150	30	0.695	1.551	1.412	7.8	T ₂
6	180	30	0.695	1.552	1.412	7.8	T ₂
7	210	30	0.695	1.552	1.412	7.8	T ₂
8	240	30	0.695	1.552	1.412	7.8	T ₂
9	270	30	0.695	1.552	1.412	7.8	T ₂
aval	302.6	30	0.695	1.552	1.412	7.8	T ₂

Tableau N°III-17: calcul des paramètres hydrauliques du Première partie :

N° de section	Débit (m ³ /s)	Y	P _m	S _m	L _m	R _h	Nombre de Froude	V	Régime
		(m)	(m)	(m ²)	(m)	(m)		(m/s)	d'écoulement
Amont	6.26	0.911	4.104	2.301	3.051	0.561	1	2.721	
1	6.26	0.728	3.681	1.762	2.84	0.479	1.442	3.553	Tor
2	6.26	0.705	3.628	1.697	2.814	0.468	1.515	3.689	Tor
3	6.26	0.699	3.614	1.68	2.807	0.465	1.539	3.726	Tor
4	6.26	0.696	3.607	1.672	2.803	0.463	1.548	3.745	Tor
5	6.26	0.695	3.605	1.669	2.802	0.463	1.551	3.751	Tor
6	6.26	0.695	3.605	1.669	2.802	0.463	1.552	3.751	Tor
7	6.26	0.695	3.605	1.669	2.802	0.463	1.552	3.751	Tor
8	6.26	0.695	3.605	1.669	2.802	0.463	1.552	3.751	Tor
9	6.26	0.695	3.605	1.669	2.802	0.463	1.552	3.751	Tor
Aval	6.26	0.695	3.605	1.669	2.802	0.463	1.552	3.751	Tor

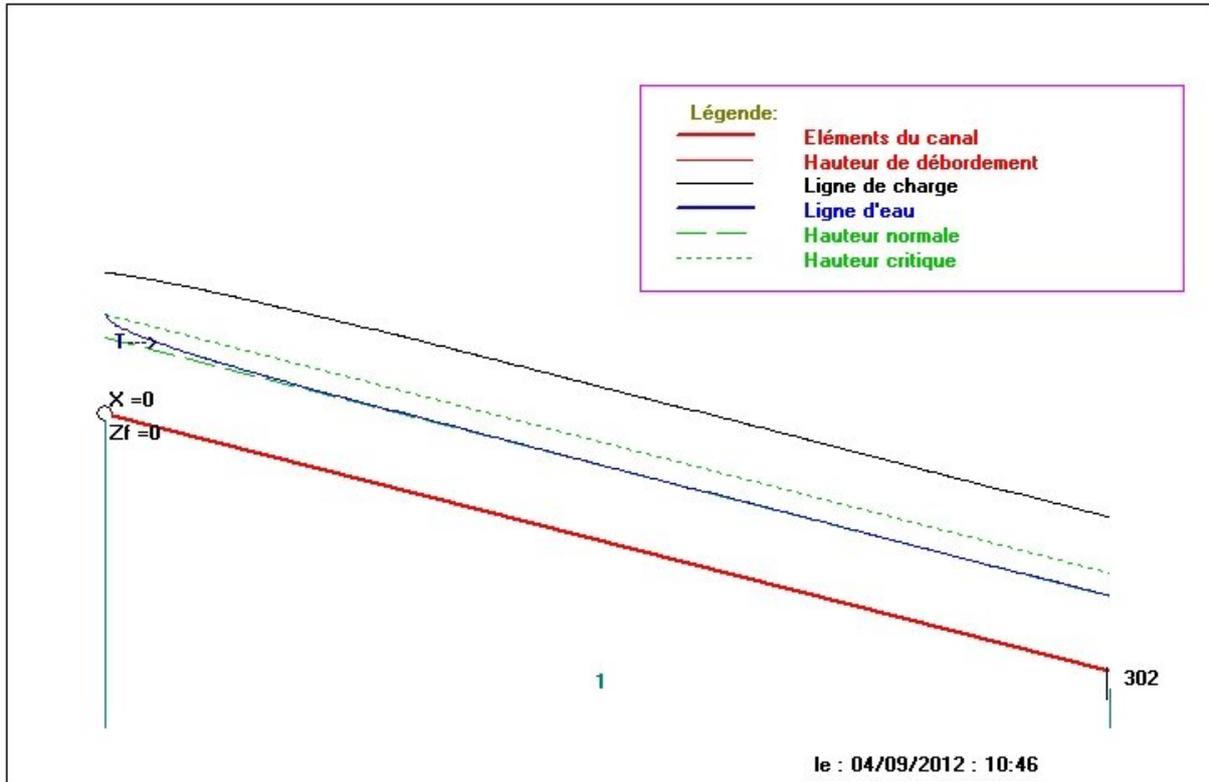


Figure N°III-13: schémas de ligne d'eau type T_2

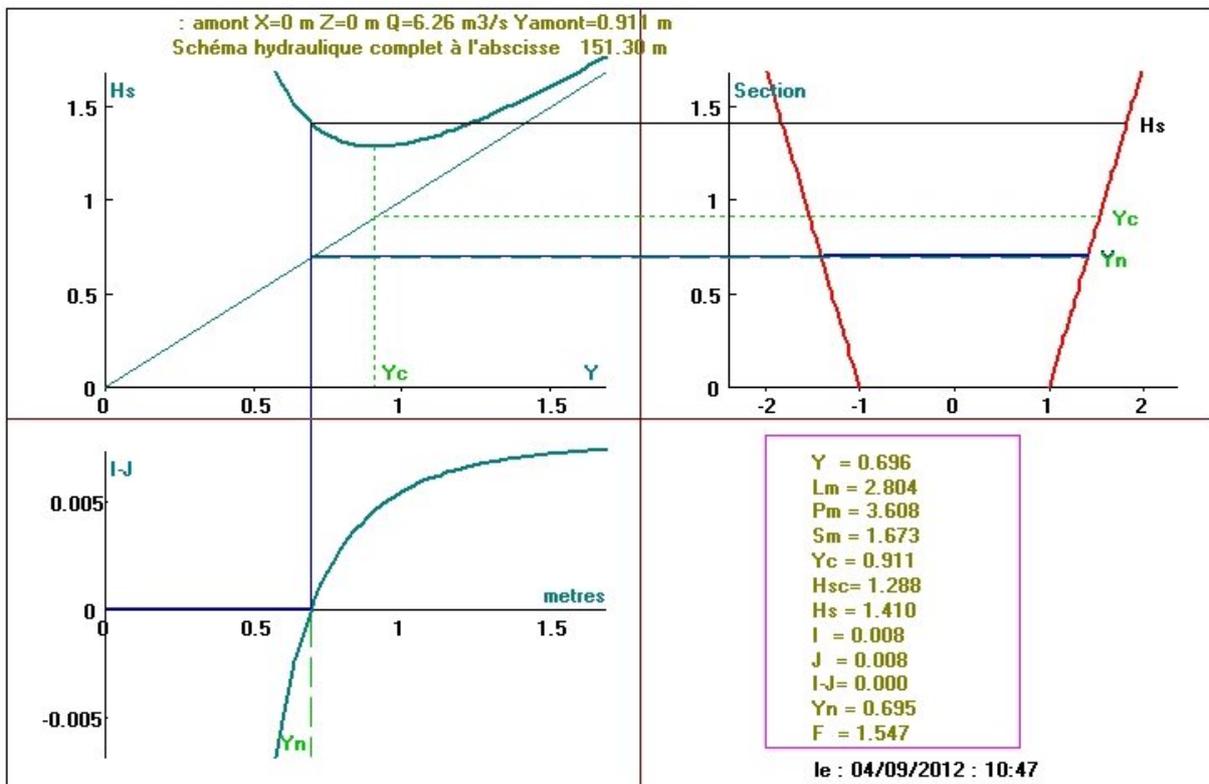


Figure N°III-14 : Schéma hydraulique complet

*** Vérification du passage du débit à travers la section existante :**

Ce Traversée Route N°01 se trouve dans la zone Ouest.

Pour s'assurer que le débit passe ou pas à travers la section existante de la traversée de la Route N° 01 (02,00m de largeur, 2,50m d'hauteur,).

Nous devons calculer le Débit qui peut le porter la section existante (traversé de la Route N° 01).

Et on a la section de Traversée de la Route N° 01 est de 04,60 m²

Section existante = 04,60 m²

Périmètre du section existant = 08,16m

I : Pente (m/m). On prend la pente du section existante est de 0,50%

Donc le $Q_{porter} = 15.69 \text{ m}^3/\text{s}$

D'après ce calcul, nous remarquons que la traversée de la Route N°01 *peut véhiculer le débit de crues*

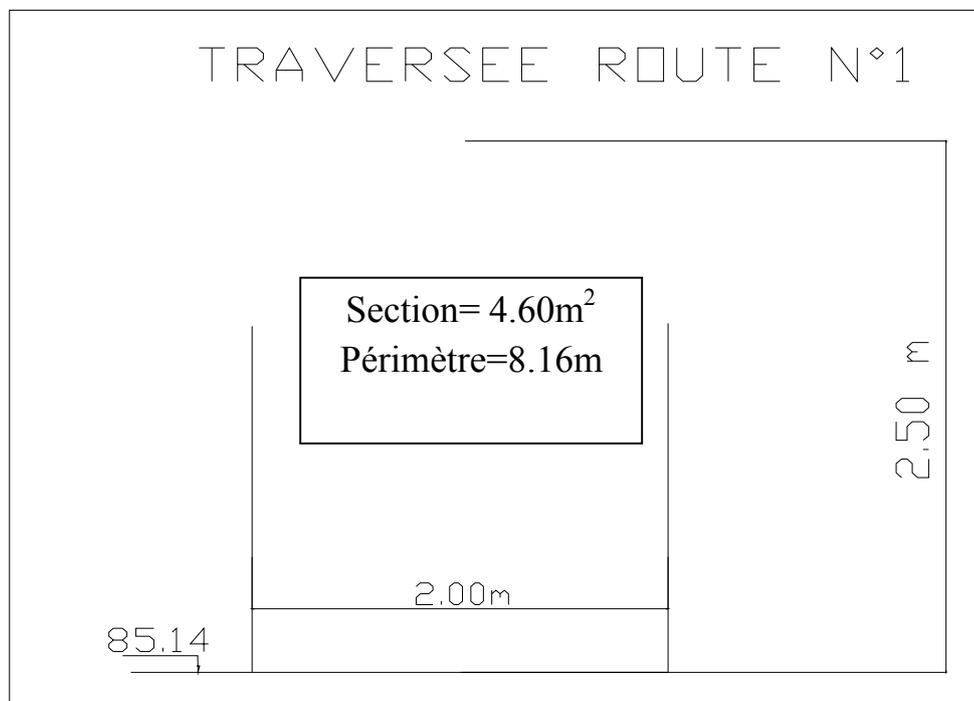


Figure N°III-15: Section de la Traversée Route N°01.

III-3-2-2 Deuxième partie :

$$Q=6.26\text{m}^3/\text{s}$$

Longueur du tronçon = 237.4m avec $b= 2\text{m}$ et $m=0.577$ et $H_{\text{canal}}=H_{\text{eau}}+H_{\text{revanche}}=0.55\text{m}$

avec $H_{\text{revanche}}=1/4H_{\text{eau}}$

Tableau N°III-18 : Ligne d'eau du Deuxième partie

Q (m ³ /s)	STRICKLER (m ^{1/3} /s)	I %	I _{cr} (%)	H _n (m)	H _c (m)	Régime	L bief (m)
6.26	71	4.2	0.31	0.415	0.911	T	237.4

Tableau N° III-19 : Résultats ligne d'eau à pas d'espace de 23m

Section	Abscisse (m)	Pas	Y	Nombre de Froude	H _s	J	Type de courbe
		(m)	(m)		(m)	(‰)	
Amont	0		0.911	1	1.288	3.2	
1	23	23	0.522	2.452	1.908	20	T ₂
2	46	23	0.464	2.952	2.27	29.4	T ₂
3	69	23	0.44	3.21	2.475	35	T ₂
4	92	23	0.428	3.348	2.589	38.1	T ₂
5	115	23	0.422	3.422	2.65	39.9	T ₂
6	138	23	0.419	3.461	2.684	40.9	T ₂
7	161	23	0.417	3.482	2.702	41.4	T ₂
8	184	23	0.416	3.493	2.711	41.7	T ₂
9	207	23	0.416	3.5	2.717	41.8	T ₂
aval	237.4	23	0.416	3.503	2.719	41.9	T ₂

Tableau N°III-20 Calcul des paramétrés hydrauliques Deuxième partie :

N ° de section	Débit (m ³ /s)	Y	P _m	S _m	L _m	R _h	Nombre de Froude	V	Régime d'écoulement
		(m)	(m)	(m ²)	(m)	(m)		(m/s)	
Amont	6.26	0.911	4.104	2.301	3.051	0.561	1	2.721	
1	6.26	0.522	3.204	1.2	2.602	0.375	2.452	5.217	Tor
2	6.26	0.464	3.071	1.051	2.535	0.342	2.952	5.956	Tor
3	6.26	0.44	3.015	0.991	2.507	0.329	3.21	6.317	Tor
4	6.26	0.428	2.988	0.961	2.494	0.322	3.348	6.514	Tor
5	6.26	0.422	2.974	0.947	2.487	0.318	3.422	6.610	Tor
6	6.26	0.419	2.967	0.939	2.483	0.316	3.461	6.667	Tor
7	6.26	0.417	2.964	0.935	2.482	0.315	3.482	6.695	Tor
8	6.26	0.416	2.962	0.933	2.481	0.315	3.493	6.710	Tor
9	6.26	0.416	2.96	0.932	2.480	0.315	3.5	6.717	Tor
Aval	6.26	0.416	2.96	0.931	2.480	0.315	3.503	6.724	Tor

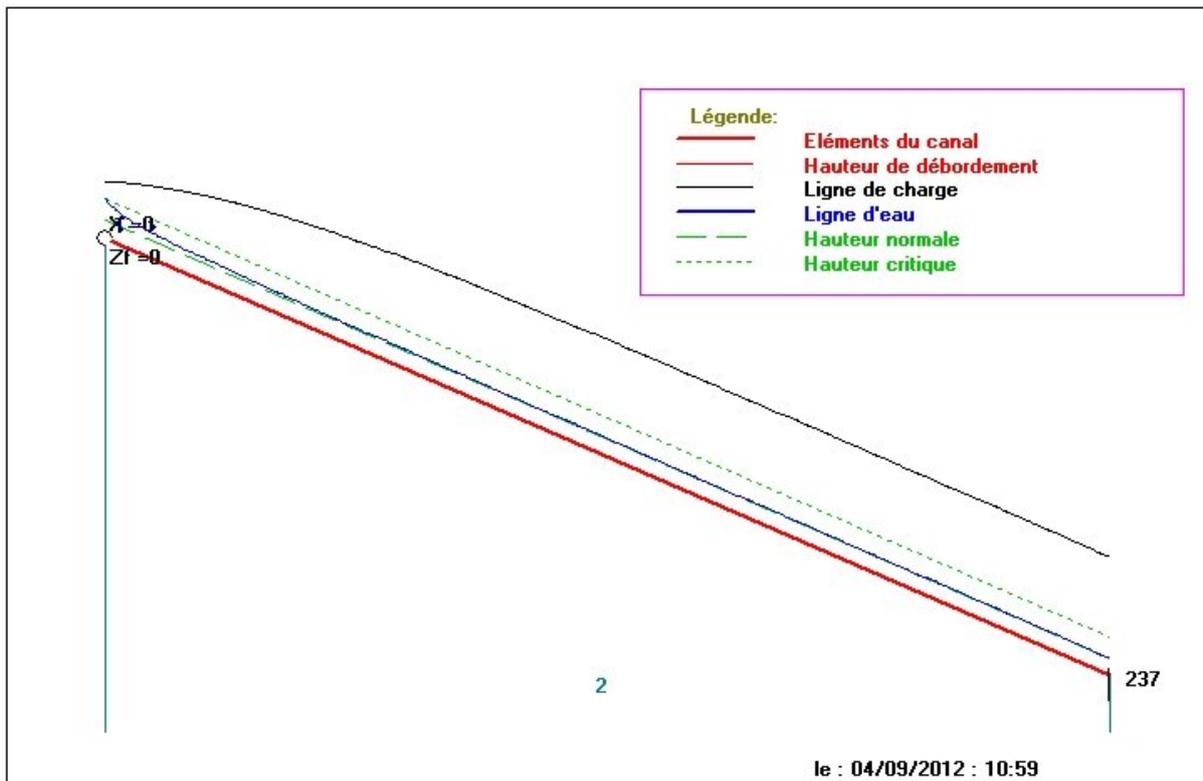


Figure N°III-16: schémas de ligne d'eau type T₂

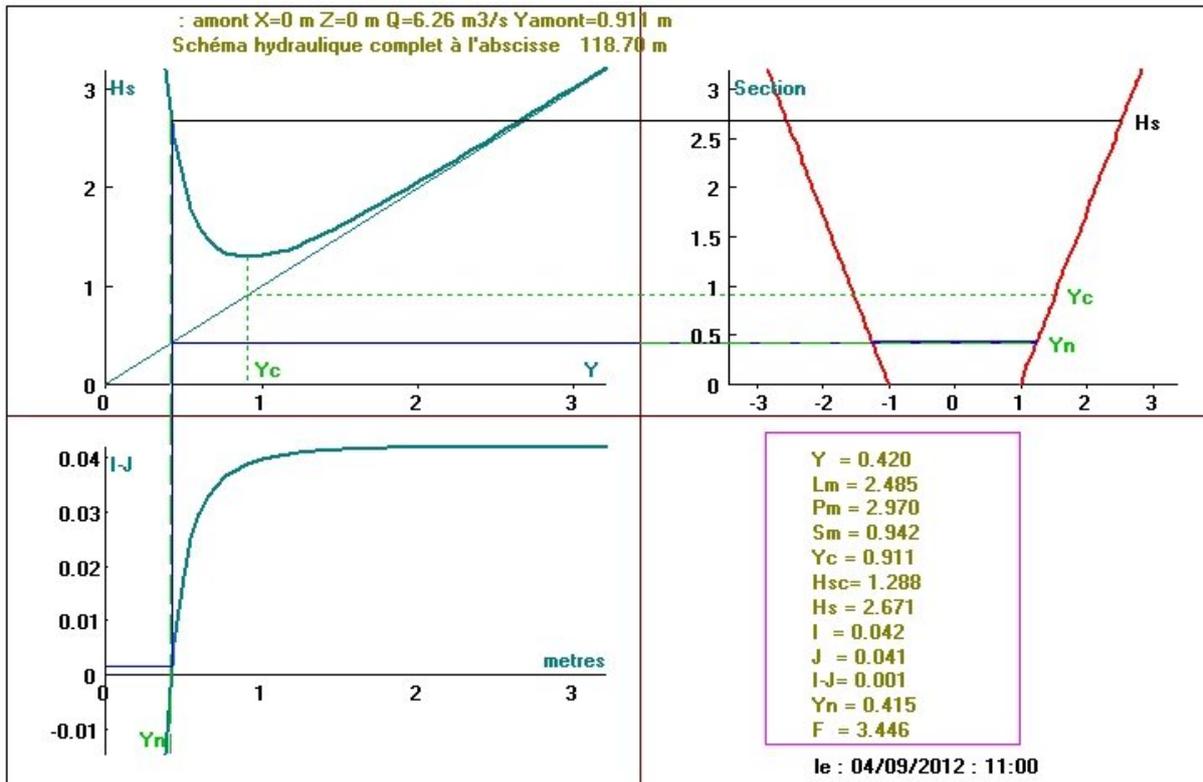


Figure N°III-17 : Schéma hydraulique complet

III-3-3.PROTECTION DE LA ZONE APRES L'INTERSECTION DES DEUX OUEDS DE LA ZONE EST ET LA ZONE OUEST:

III-3-3-1 Première partie :

Cette partie s'étend après l'intersection des deux oueds de la zone Est et la zone Ouest jusqu'à le traversé de l'oued N° 03.

$$Q=27.14\text{m}^3/\text{s}$$

Longueur du tronçon = 110m avec $b= 4\text{m}$ et $m=0.577$ et $H_{\text{canal}}=H_{\text{eau}}+H_{\text{revanche}}=1.1\text{m}$

avec $H_{\text{revanche}}=1/4H_{\text{eau}}$

Tableau N°III-21 : Ligne d'eau du Première partie :

Q (m ³ /s)	STRICKLER (m ^{1/3} /s)	I %	I _{cr} (%)	H _n (m)	H _c (m)	Régime	L bief (m)
27.14	71	2.5	0.25	0.833	1.548	T	110

Tableau N°III-22 : Résultat ligne d'eau à pas d'espace 11m :

Section	Abscisse (m)	Pas	Y	Nombre de Froude	H _s	J	Type de courbe
		(m)	(m)		(m)	(‰)	
Amont	0		1.548	1	2.202	2.5	
1	11	11	1.168	1.571	2.428	6.4	T ₂
2	22	11	1.064	1.822	2.622	8.7	T ₂
3	33	11	1	2.01	2.794	10.7	T ₂
4	44	11	0.955	2.161	2.944	12.5	T ₂
5	55	11	0.921	2.286	3.076	14	T ₂
6	66	11	0.895	2.391	3.192	15.4	T ₂
7	77	11	0.875	2.48	3.293	16.6	T ₂
8	88	11	0.858	2.555	3.381	17.6	T ₂
9	99	11	0.845	2.62	3.459	18.6	T ₂
aval	110	11	0.833	2.675	3.526	19.4	T ₂

Tableau N°III-23 Calcul des paramètres hydrauliques Première partie :

N° de section	Débit (m ³ /s)	Y	P _m	S _m	L _m	R _h	Nombre de Froude	V	Régime
		(m)	(m)	(m ²)	(m)	(m)		(m/s)	d'écoulement
Amont	27.14	1.548	7.575	7.575	5.786	1	1	3.583	
1	27.14	1.168	6.697	5.459	5.348	0.815	1.571	4.971	Tor
2	27.14	1.064	6.457	4.909	5.228	0.76	1.822	5.528	Tor
3	27.14	1	6.309	4.577	5.154	0.725	2.01	5.93	Tor
4	27.14	0.955	6.205	4.346	5.102	0.7	2.161	6.244	Tor
5	27.14	0.921	6.127	4.173	5.063	0.681	2.286	6.503	Tor
6	27.14	0.895	6.067	4.042	5.033	0.666	2.391	6.714	Tor
7	27.14	0.875	6.02	3.942	5.01	0.655	2.48	6.885	Tor
8	27.14	0.858	5.981	3.857	4.99	0.645	2.555	7.037	Tor
9	27.14	0.845	5.951	3.792	4.975	0.637	2.62	7.157	Tor
Aval	27.14	0.833	5.923	3.732	4.961	0.63	2.675	7.272	Tor

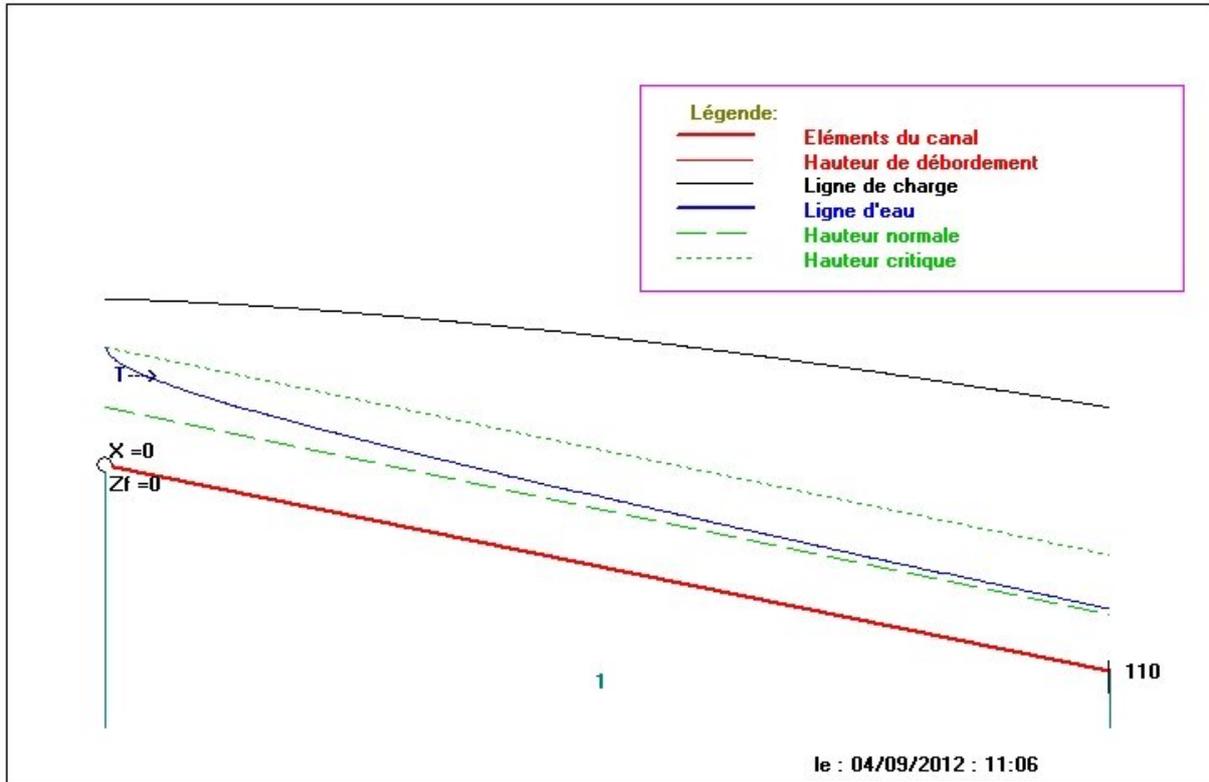


Figure N°III-18: schémas de ligne d'eau type T_2

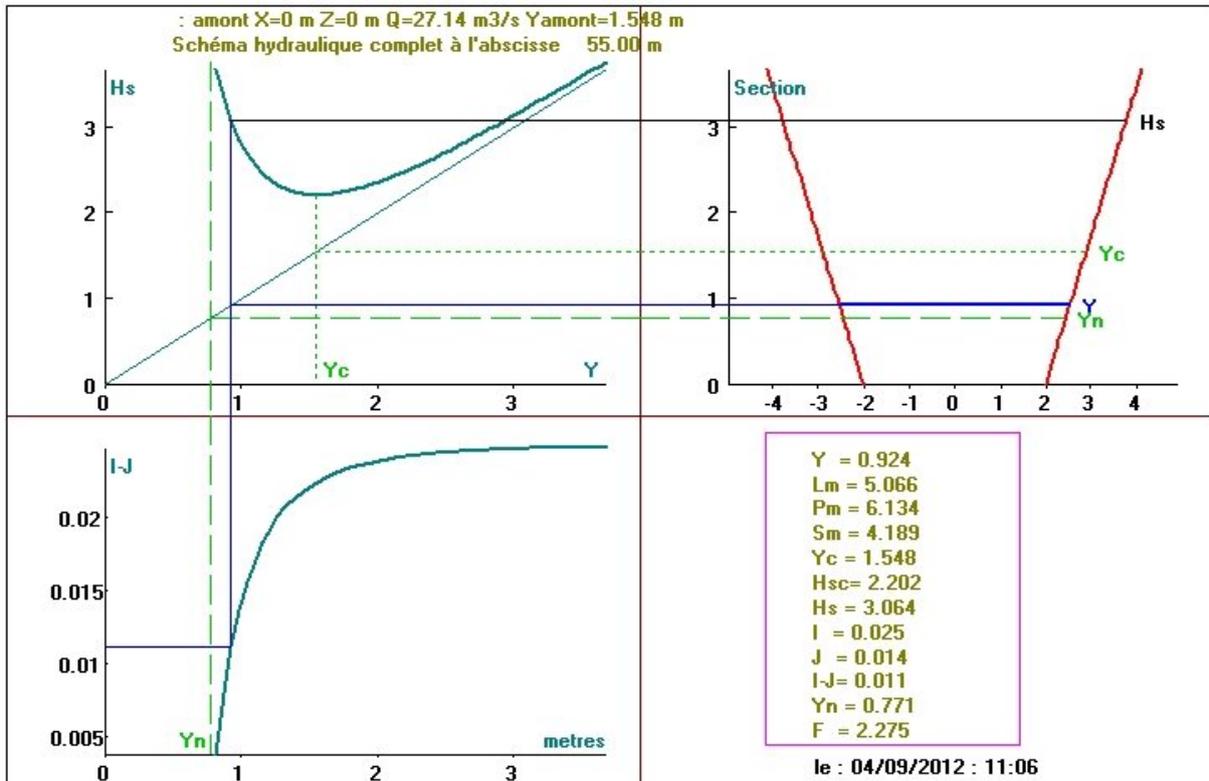


Figure N°III-19 : Schéma hydraulique complet

*** Vérification du passage du débit à travers la section existant :**

Pour s'assurer que le débit passe ou pas à travers la section existante de la traversée de l'Oued N°03 (08,00m de largeur, 03,00m d'hauteur,).

Nous devons calculer le Débit qui peut le porter la section existente (traversé de la Oued N° 03).

Et on a la section de Traversée de la Oued N° 03 est de 21,30 m²

Section existante = 21,30m²

Périmètre du section existant = 20,40m

I : Pente (m/m). On prend la pente du section existente est de 0,50%

Donc le $Q_{porter} = 109.76 \text{ m}^3/\text{s}$

Pour un débit centennal (débit de dimensionnement) $Q_{1\%} = 27.14 \text{ m}^3/\text{s}$,

Débit de dimensionnement < le Débit qui peut porter la section existente

D'après ce calcul, nous remarquons que la traversée de la Oued N°03 **peut véhiculer le débit de crues.**

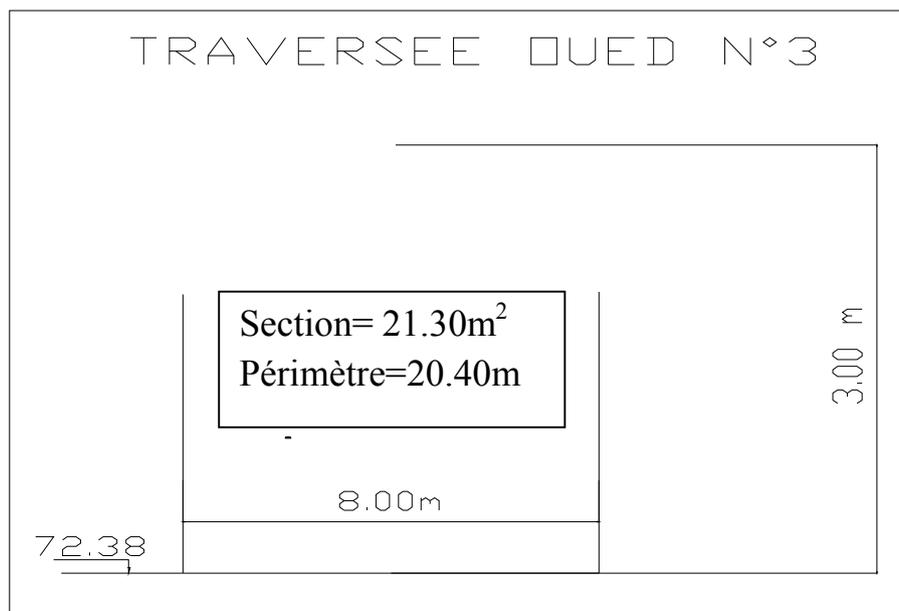


Figure N°III-20: Section de la Traversée Oued N°03.

III-3-3-2 Deuxième partie :

Cette partie s'étend le traversé de l'oued N° 03 jusqu'à les Arbres.

$$Q=27.14\text{m}^3/\text{s}$$

Longueur du tronçon = 176.5m avec $b=4\text{m}$ et $m=0.577$ et $H_{\text{canal}}=H_{\text{eau}}+H_{\text{revanche}}=0.70\text{m}$

$$\text{avec } H_{\text{revanche}}=1/4H_{\text{eau}}$$

Tableau N°III-24 : Ligne d'eau du Deuxième partie :

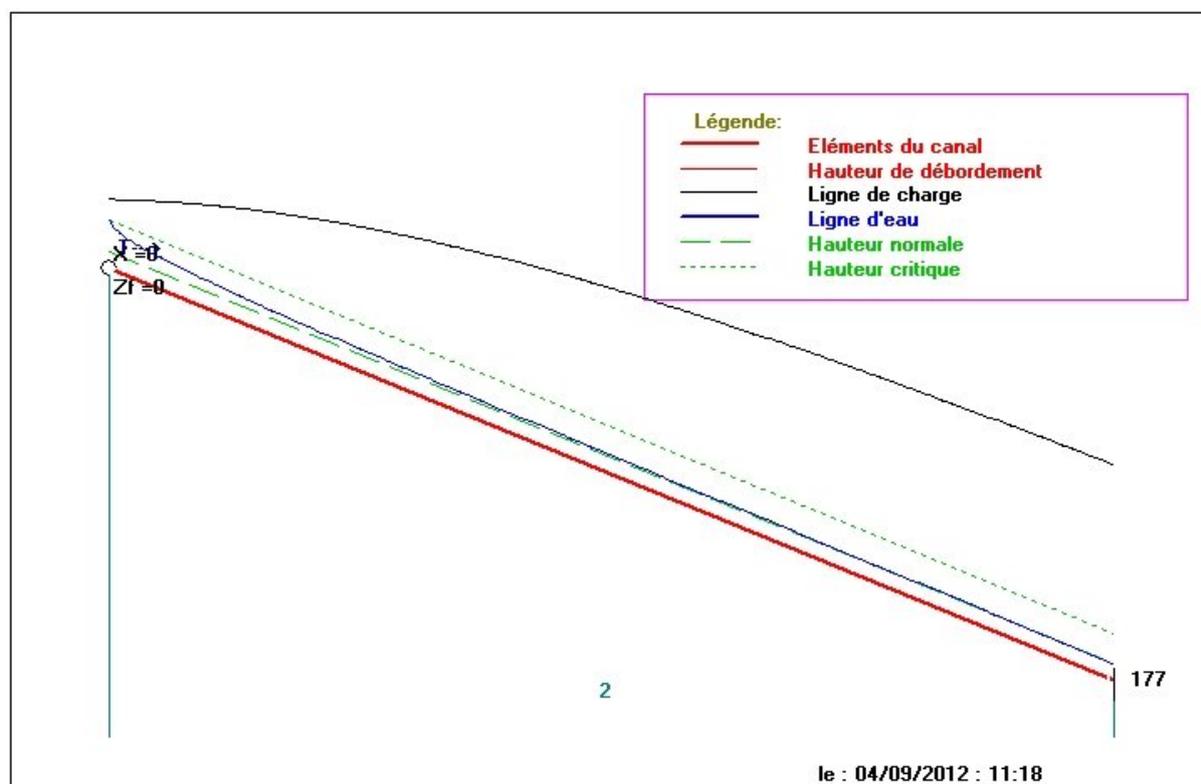
Q (m ³ /s)	STRICKLER (m ^{1/3} /s)	I %	I _{cr} (%)	H _n (m)	H _c (m)	Régime	L bief (m)
27.14	71	7.5	0.25	0.564	1.548	T	176.5

Tableau III-25 : Résultats ligne d'eau à pas d'espace de 18m

Section	Abscisse (m)	Pas	Y	Nombre de Froude	H _s	J	Type de courbe
		(m)	(m)		(m)	(‰)	
Amont	0		1.548	1	2.202	2.5	
1	18	18	0.878	2.465	3.276	16.4	T ₂
2	36	18	0.749	3.159	4.154	27.4	T ₂
3	54	18	0.682	3.653	4.86	37.2	T ₂
4	72	18	0.642	4.018	5.416	45.4	T ₂
5	90	18	0.615	4.29	5.849	52.1	T ₂
6	108	18	0.597	4.494	6.181	57.5	T ₂
7	126	18	0.584	4.647	6.435	61.7	T ₂
8	144	18	0.575	4.761	6.628	64.9	T ₂
9	162	18	0.568	4.847	6.773	67.4	T ₂
aval	176.5	18	0.564	4.91	6.883	69.3	T ₂

Tableau III-25 Calcul des paramètres hydrauliques Deuxième partie :

N° de section	Débit (m ³ /s)	Y	P _m	S _m	L _m	R _h	Nombre de Froude	V	Régime d'écoulement
		(m)	(m)	(m ²)	(m)	(m)		(m/s)	
Amont	27.14	1.548	7.575	7.575	5.786	1.000	1	3.583	
1	27.14	0.878	6.027	3.957	5.013	0.656	2.465	6.859	Tor
2	27.14	0.749	5.730	3.320	4.864	0.579	3.159	8.175	Tor
3	27.14	0.682	5.575	2.996	4.787	0.537	3.653	9.058	Tor
4	27.14	0.642	5.482	2.806	4.741	0.512	4.018	9.673	Tor
5	27.14	0.615	5.420	2.678	4.710	0.494	4.29	10.134	Tor
6	27.14	0.597	5.379	2.594	4.689	0.482	4.494	10.464	Tor
7	27.14	0.584	5.349	2.533	4.674	0.474	4.647	10.715	Tor
8	27.14	0.575	5.328	2.491	4.664	0.468	4.761	10.896	Tor
9	27.14	0.568	5.312	2.458	4.655	0.463	4.847	11.041	Tor
Aval	27.14	0.564	5.302	2.440	4.651	0.460	4.91	11.125	Tor

Figure N°III-21: schémas de ligne d'eau type T₂

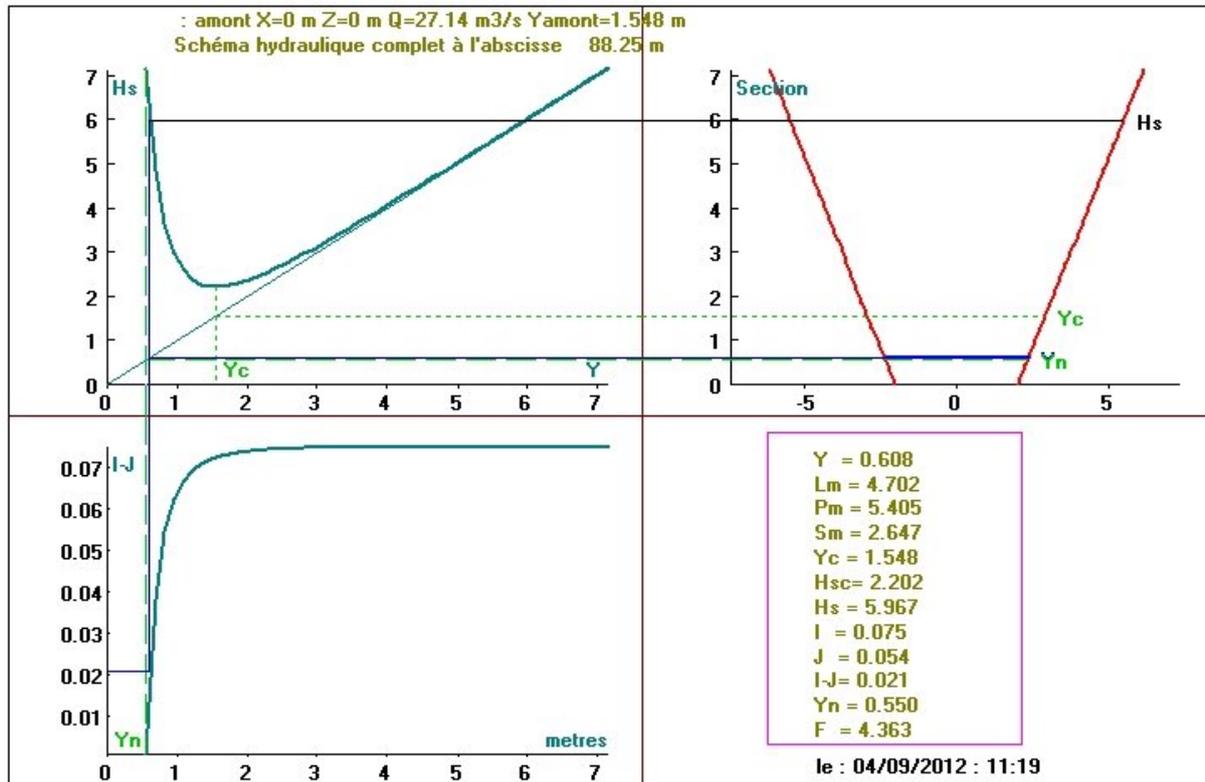


Figure N°III-22 : Schéma hydraulique complet

III-3-3-Troisième partie :

Cette partie s'étend de la fin de la deuxième partie jusqu'à la piste.

$Q=27.14\text{m}^3/\text{s}$

Longueur du tronçon = 323.8m avec $b= 4\text{m}$ et $m=0.577$ et $H_{\text{canal}}=H_{\text{eau}}+H_{\text{revanche}}=1.20\text{m}$

avec $H_{\text{revanche}}=1/4H_{\text{eau}}$

Tableau III-26 : Ligne d'eau du Troisième partie :

Q (m ³ /s)	STRICKLER (m ^{1/3} /s)	I %	I _{cr} (%)	H _n (m)	H _c (m)	Régime	L bief (m)
27.14	71	1.4	0.25	0.926	1.548	T	323.8

Tableau III-27 : Résultats ligne d'eau à pas d'espace de 32m

Section	Abscisse (m)	Pas	Y	Nombre de Froude	H _s	J	Type de courbe
		(m)	(m)		(m)	(‰)	
Amont	0		1.548	1	2.202	2.5	
1	32	32	1.134	1.646	2.481	7.1	T ₂
2	64	32	1.045	1.874	2.667	9.3	T ₂
3	96	32	0.999	2.012	2.795	10.7	T ₂
4	128	32	0.972	2.102	2.883	11.8	T ₂
5	160	32	0.955	2.162	2.944	12.5	T ₂
6	192	32	0.943	2.202	2.987	12.9	T ₂
7	224	32	0.936	2.229	3.014	13.3	T ₂
8	256	32	0.931	2.247	3.034	13.5	T ₂
9	288	32	0.928	2.26	3.048	13.7	T ₂
aval	323.8	32	0.926	2.268	3.057	13.8	T ₂

Tableau III-28: calcul des paramètres hydrauliques du Troisième partie :

N° de section	Débit (m ³ /s)	Y	P _m	S _m	L _m	R _h	Nombre de Froude	V	Régime
		(m)	(m)	(m ²)	(m)	(m)		(m/s)	d'écoulement
Amont	27.14	1.548	7.575	7.575	5.786	1	1	3.583	
1	27.14	1.134	6.619	5.278	5.309	0.797	1.646	5.142	Tor
2	27.14	1.045	6.413	4.81	5.206	0.75	1.874	5.642	Tor
3	27.14	0.999	6.307	4.572	5.153	0.725	2.012	5.936	Tor
4	27.14	0.972	6.244	4.433	5.122	0.71	2.102	6.122	Tor
5	27.14	0.955	6.205	4.346	5.102	0.7	2.162	6.244	Tor
6	27.14	0.943	6.177	4.285	5.088	0.694	2.202	6.334	Tor
7	27.14	0.936	6.161	4.25	5.08	0.69	2.229	6.387	Tor
8	27.14	0.931	6.15	4.224	5.074	0.687	2.247	6.425	Tor
9	27.14	0.928	6.143	4.209	5.071	0.685	2.26	6.448	Tor
Aval	27.14	0.926	6.138	4.199	5.069	0.684	2.268	6.464	Tor

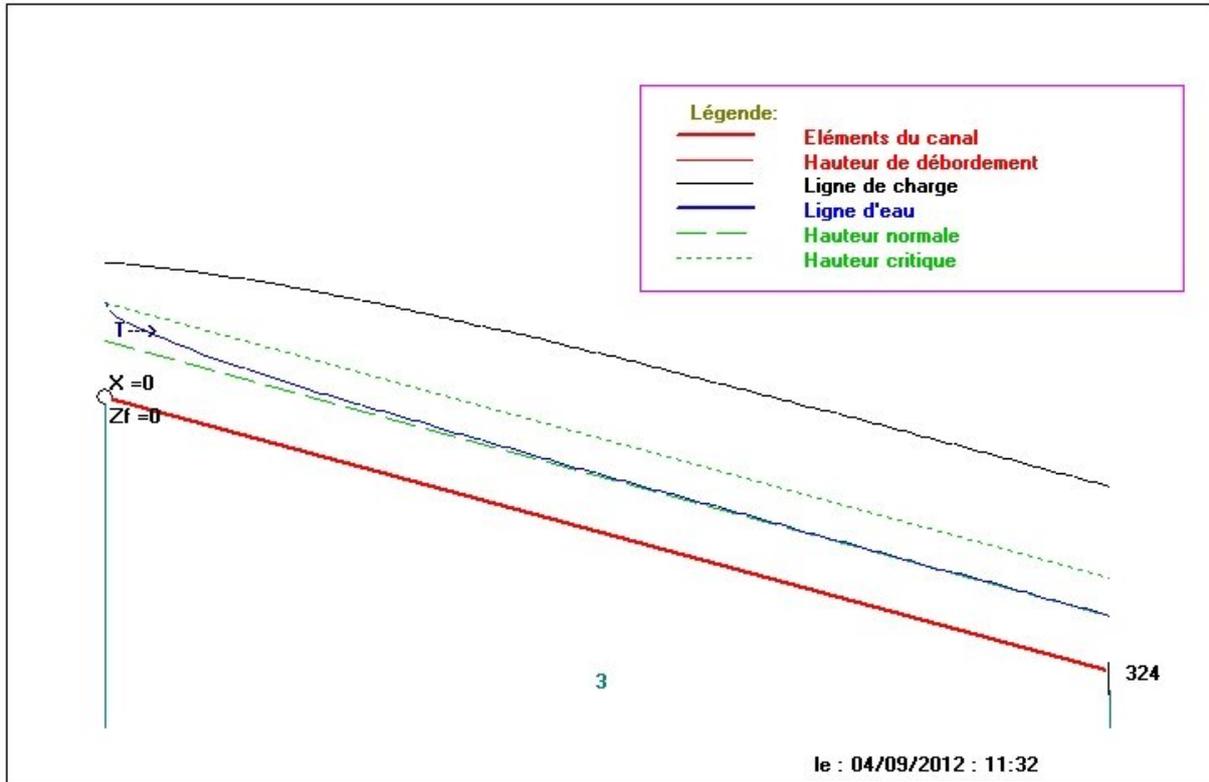


Figure N°III-23: schémas de ligne d'eau type T_2

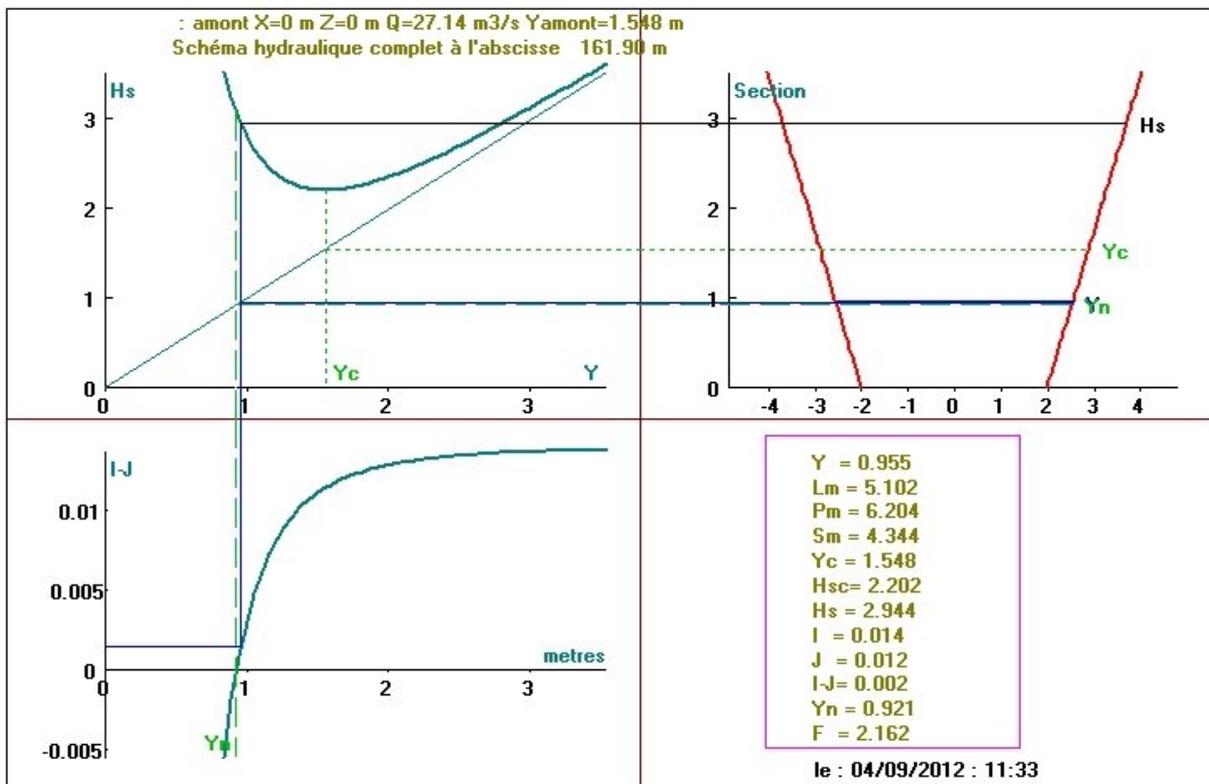


Figure N°III-24 : Schéma hydraulique complet

III-3-3-4 Quatrième partie :

Cette partie s'étend de la fin de la Troisième partie jusqu'à la sortie de l'oued hors la ville.

$$Q=27.14\text{m}^3/\text{s}$$

Longueur du tronçon = 312.85m avec $b=4\text{m}$ et $m=0.577$ et $H_{\text{canal}}=H_{\text{eau}}+H_{\text{revanche}}=1.32\text{m}$

avec $H_{\text{revanche}}=1/4H_{\text{eau}}$

Tableau III-29 : Ligne d'eau du Quatrième partie :

Q (m ³ /s)	STRICKLER (m ^{1/3} /s)	I %	I _{cr} (%)	H _n (m)	H _c (m)	Régime	L bief (m)
27.14	71	0.9	0.25	1.059	1.548	T	312.85

Tableau III-30 : Résultats ligne d'eau à pas d'espace de 31m

Section	Abscisse (m)	Pas	Y	Nombre de Froude	H _s	J	Type de courbe
		(m)	(m)		(m)	(‰)	
Amont	0		1.548	1	2.202	2.5	
1	31	31	1.322	1.443	2.346	5.4	T ₂
2	62	31	1.16	1.587	1.439	6.6	T ₂
3	93	31	1.122	1.674	1.502	7.3	T ₂
4	124	31	1.099	1.729	1.546	7.8	T ₂
5	155	31	1.085	1.767	1.576	8.2	T ₂
6	186	31	1.075	1.792	1.597	8.4	T ₂
7	217	31	1.069	1.809	1.611	8.6	T ₂
8	248	31	1.064	1.821	1.621	8.7	T ₂
9	279	31	1.061	1.829	1.628	8.8	T ₂
aval	312.85	31	1.059	1.835	1.633	8.9	T ₂

Tableau III-31: calcul des paramètres hydrauliques du Quatrième partie :

N° de section	Débit (m ³ /s)	Y	P _m	S _m	L _m	R _h	Nombre de Froude	V	Régime
		(m)	(m)	(m ²)	(m)	(m)		(m/s)	d'écoulement
Amont	27.14	1.548	7.575	7.575	5.786	1	1	3.583	
1	27.14	1.322	7.053	6.296	5.526	0.893	1.443	4.31	Tor
2	27.14	1.16	6.679	5.416	5.339	0.811	1.587	5.011	Tor
3	27.14	1.122	6.591	5.214	5.295	0.791	1.674	5.205	Tor
4	27.14	1.099	6.538	5.093	5.268	0.779	1.729	5.329	Tor
5	27.14	1.085	6.505	5.019	5.252	0.772	1.767	5.407	Tor
6	27.14	1.075	6.482	4.967	5.241	0.766	1.792	5.464	Tor
7	27.14	1.069	6.468	4.935	5.234	0.763	1.809	5.499	Tor
8	27.14	1.064	6.457	4.909	5.228	0.76	1.821	5.528	Tor
9	27.14	1.061	6.45	4.894	5.224	0.759	1.829	5.546	Tor
Aval	27.14	1.059	6.445	4.883	5.222	0.758	1.835	5.558	Tor

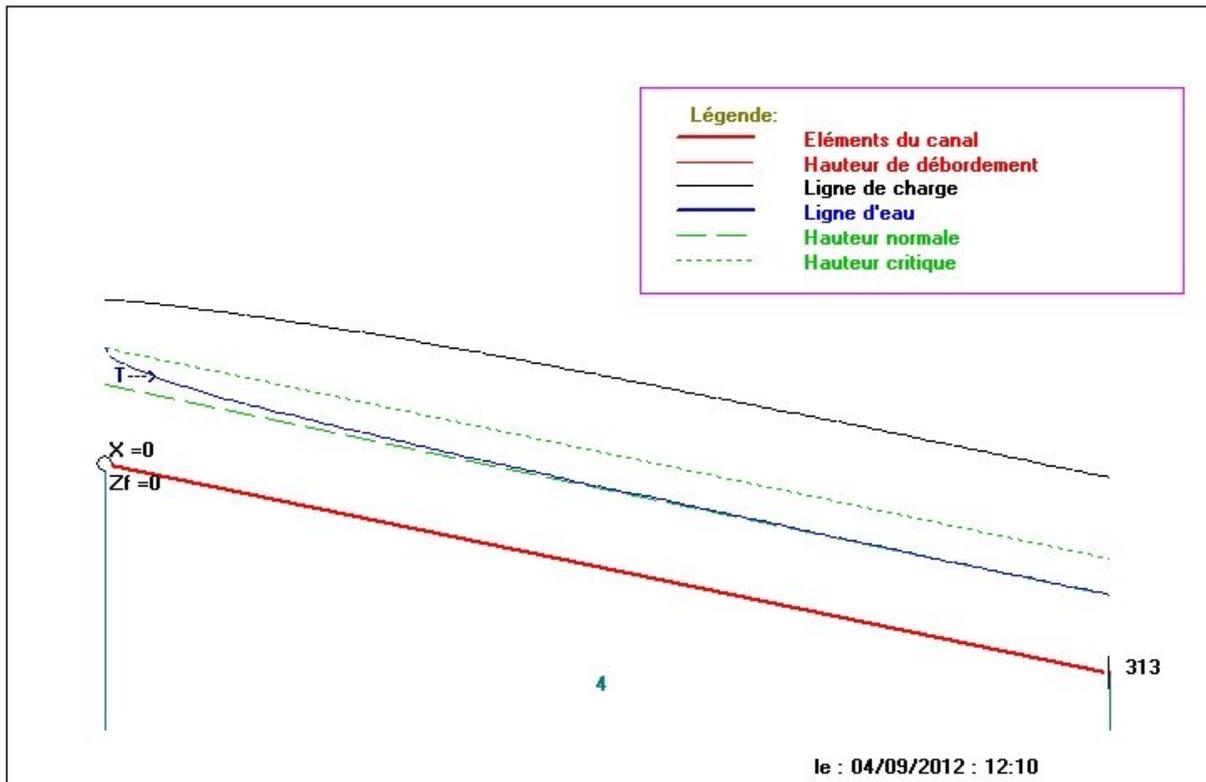


Figure N°III-25: schémas de ligne d'eau type T₂

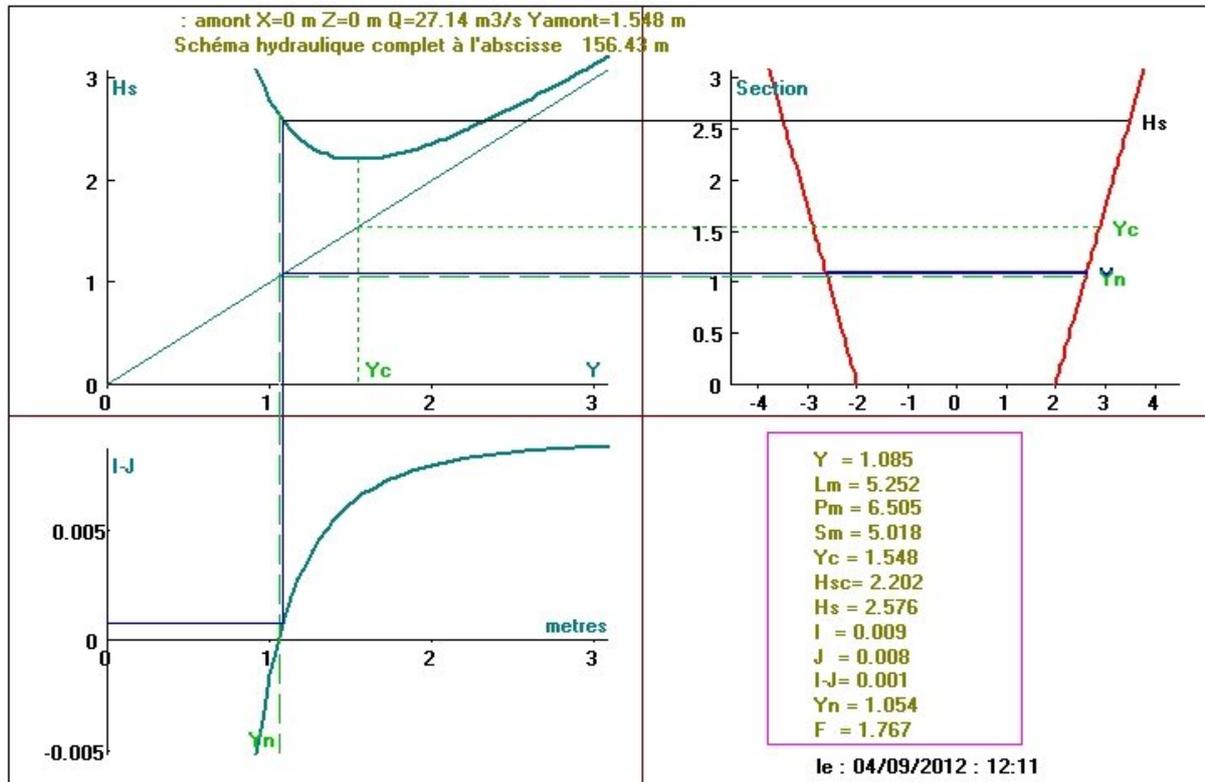


Figure N°III-26 : Schéma hydraulique complet

III-4 CONCLUSION :

A la fin de notre chapitre on a ressorti un écoulement torrentiel tout le long du canal. Ceci engendre des vitesses importantes pour des hauteurs d'eau inférieures à la hauteur critique avec des nombres de FROUDE qui est supérieur à 4,5 dans des Tronçon.

Chapitre IV

Calcul de feraiillage

IV.1 : Introduction :

En pratique, deux cas peuvent se présenter :

- **Premier cas :**

Le béton armé joue à la fois les rôles de structure mécanique et d'étanchéité (avec ou sans revêtement de protection complémentaire, destiné à empêcher l'attaque éventuelle du béton par le produit contenu). Dans ce cas, le béton doit être particulièrement compact, et la fissuration du béton strictement limitée.

- **Second cas**

Le béton armé ne joue que le rôle de structure mécanique, sans rôle d'étanchéité : dans ce cas, la fissuration est admise, étant entendu en contrepartie, qu'il doit être prévu, sur les parois en contact avec le liquide, un revêtement d'étanchéité capable de s'adapter aux légères déformations entraînées par la fissuration de son support. Les exigences vis-à-vis de la fissuration sont alors liées à la nature de ce revêtement (adhérent ou non, souple ou élastoplastique, etc.).

IV.2 : Actions à prendre en compte

Les actions à prendre en compte comprennent :

IV.2 .1: Les actions permanentes:

- poids propre, poids des superstructures, poids des équipements fixes ;
- éventuellement, poids et poussées des terres ;
- déformations imposées : tassements différentiels, retrait.

IV.2 .2: Les actions variables :

- poids et poussée du liquide contenu, le cas de l'ouvrage vide étant également à considérer ;
- charges climatiques : vent; neige;
- charges dues à l'exploitation de l'ouvrage, à l'entretien, et au fonctionnement des installations :
 - variations de poussée de l'eau intérieur à l'ouvrage,
 - Charges éventuelles sur le terrain avoisinant,
 - Effets thermiques,
 - Dépressions et surpressions.

IV.2.3: Les actions accidentelles :

(Séismes, crues, chocs, etc.) Qui sont normalement définies dans les documents particuliers

Poussée des terres :

IV.3: Les pressions agissant sur le canal :

Dans notre cas nous aurons donc à considérer en dehors du poids propre des canaux :

- Les poussées de l'eau agissant de l'intérieure vers l'extérieur.
- Les poussées de l'eau agissant de l'intérieure vers l'extérieur.
- Les poussées des terres extérieures agissant de l'extérieur vers l'intérieur.

Dans notre cas les calculs sont faits dans le cas la plus défavorable, c à d répondre la section maximale.

Pour calcul toutes les poussées agissantes sur le canal de l'oued principal, trois cas peuvent se présenter :

1. canal vide avec poussées des terres.
2. canal plein d'eau sans poussées des terres.
3. combinaison des deux cas.

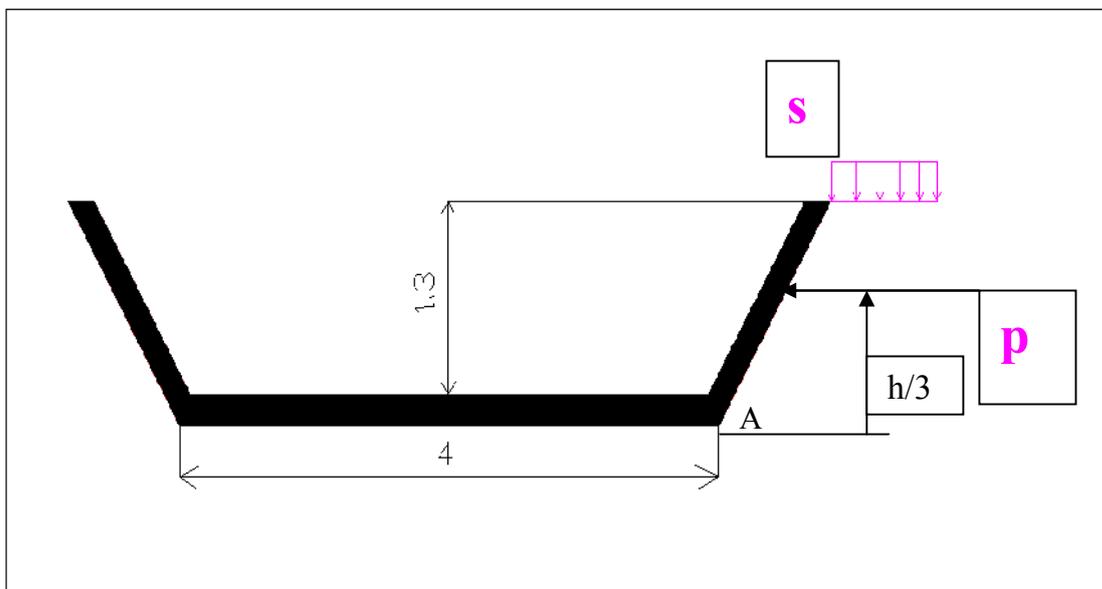
IV.3.1: canal vide avec poussées des terres :**IV.3.1: Les poussées de terres : p** 

Figure N° IV. 01: Les poussées de terres agissant sur le canal

$$p = A \cdot \delta_t \cdot h \quad \dots\dots\dots (IV.1)$$

Avec : p : Pression due a la Poussée de terre (T/m^2)

h : la hauteur des parois (m)

A : Coefficient de poussée ($A = \tan^2(\pi/4 - \phi/2)$)

δ_t : Poids volumique des terres ($1,8 T/m^3$)

On a $A = 0.333$

$p = 0$ **si $h=0$**

$p = 0,78 T/m^2$ **si $h=1.3$**

La force p est appliquée a : $\frac{h}{3} = 0,43 m$ au dessus du point A

On pose une surcharge majeure $s=1 T/m^2$

Schéma statistique de répartition de la poussée de terre sur le canal :

$a=1.5A*s=1.5*0.333*1=0.5 T/m^2$

$b'=1.35*A*\delta_t *h=1.35*0.333*1.8*1.3=1.05 T/m^2$

$b=a+b'=1.55 T/m^2$

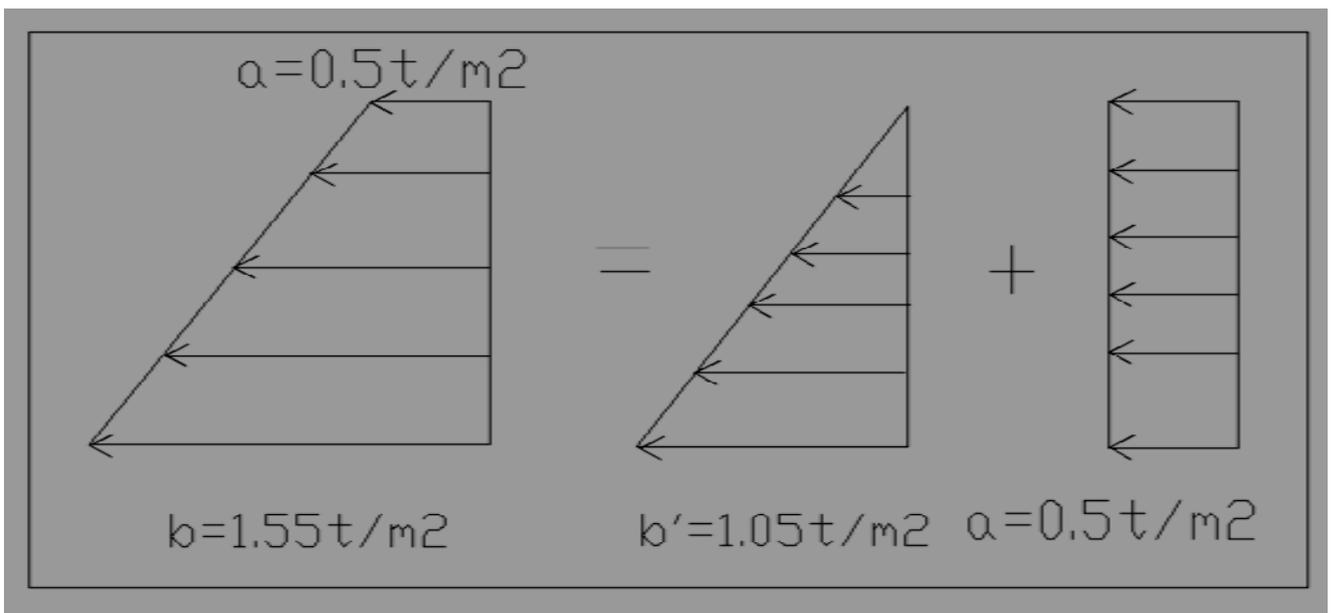


Figure N° IV.02 : Répartition de la poussée de terre sur le canal

Poussée de fond de canal P_{ca} :

$$P_{ca} = \gamma_b e \dots\dots\dots (IV.2)$$

Ou : γ_b : poids volumique du béton $\gamma_b=2,5T/m^3$.

e : épaisseur du canal e=0.2m.

On aura : $P_{ca}=0.5 T/m^2$.

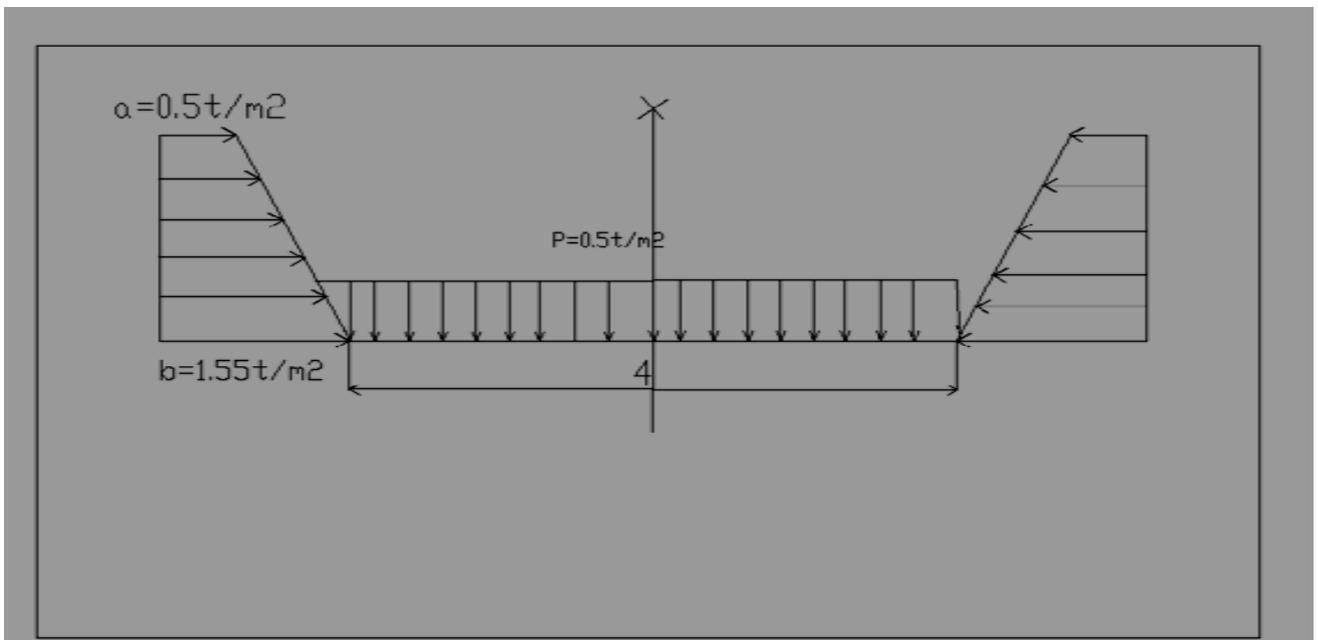


Figure N° IV.04 : Les poussées agissant sur un canal vide

IV.3.2: canal plein d'eau sans tenir compte des terres

$$P_{eau} = \rho . g . h \dots\dots\dots (IV.3)$$

P_{eau} : Pression due a la Poussées d'eau (T/m²)

ρ : Poids volumique de l'eau (1T/m³)

h : la charge d'eau (m)

$$P_{eau} = 1.3T / m^2$$

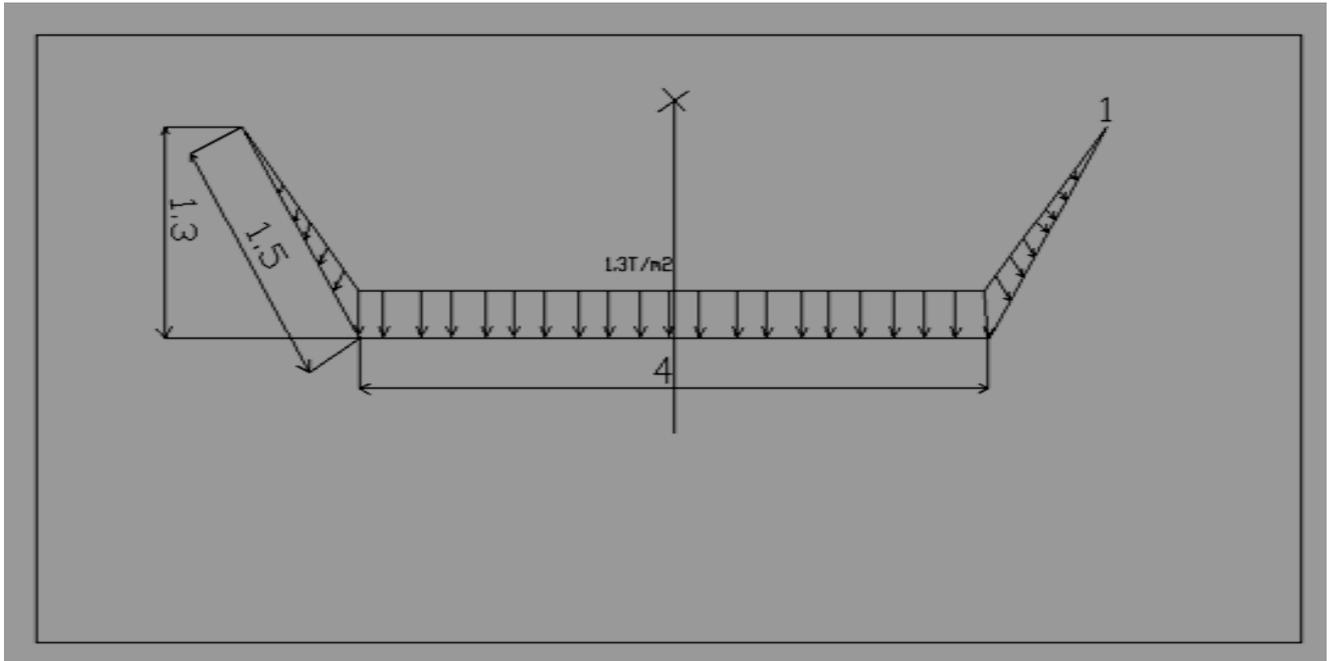


Figure N° IV.05 : Répartition de la charge d'eau sur le canal

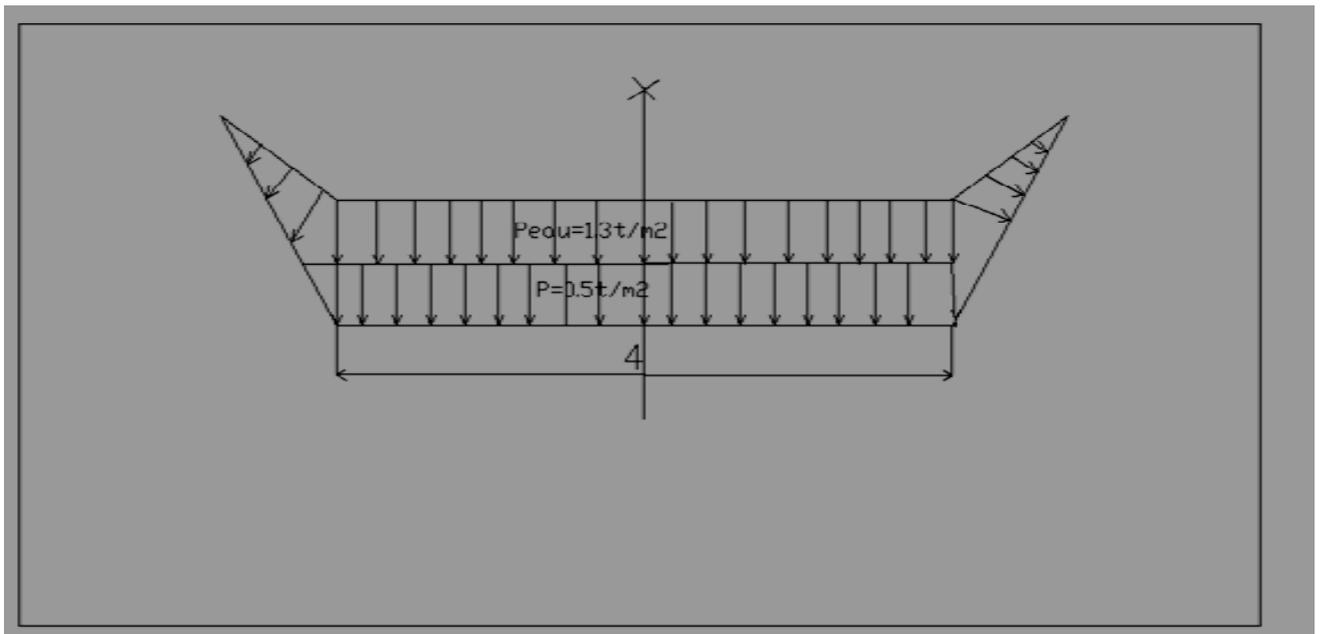


Figure N° IV.06 : Les poussées agissant sur un canal plein

VII.3.3: combinaison des deux cas :

$$P_{ultime} = 1.35(p + p_{canal}) + 1.5(p_s + p_{eau}) \dots\dots\dots (IV.4)$$

P_{ultime} : Pression ultime

p : Pression due a la Poussée de terre

P_{eau} : Pression due a la Poussée d'eau

p_s : Pression due a la surcharge

P_{canal} : Pression due a la fond de canal

Donc : $P_{ultime} = 5.18T / m^2$

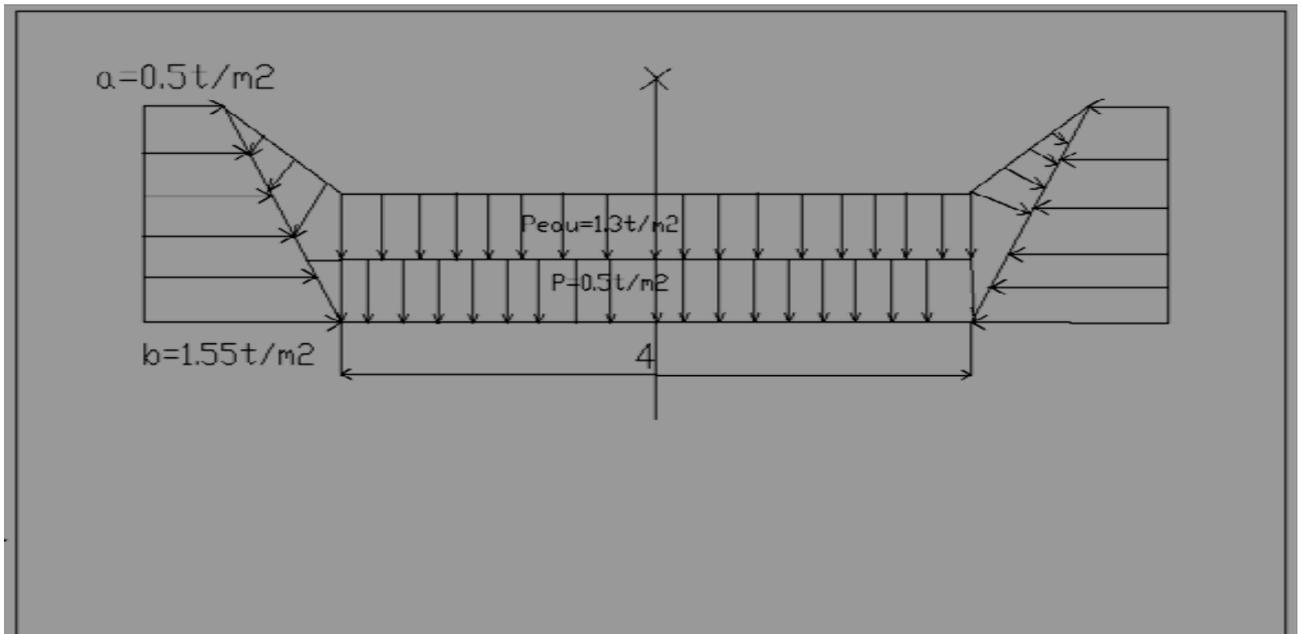


Figure N° IV.07 : Répartition des charges sur le canal

IV.4: calcul de ferrailage :

IV.4.1: calcul des réactions et moments :

On utilise logiciel SAP2000

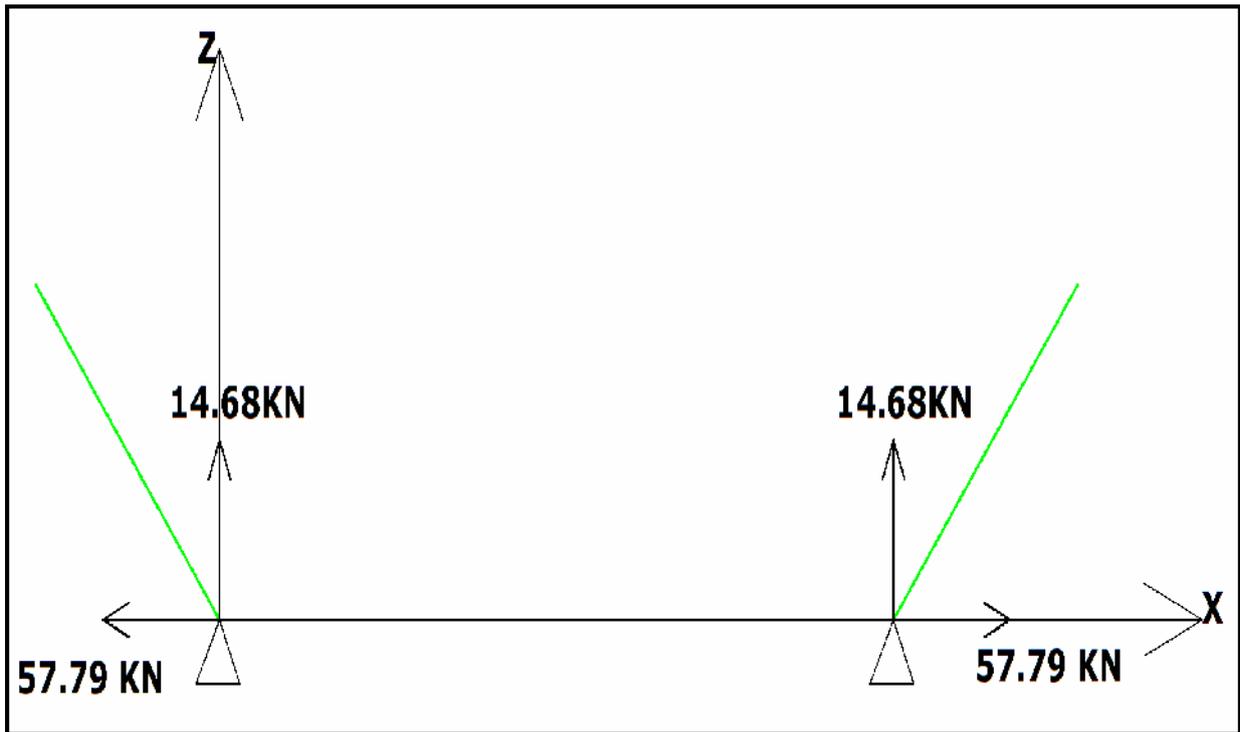


Figure N° IV.08 : Répartition des réactions suivant l'axe X et Z

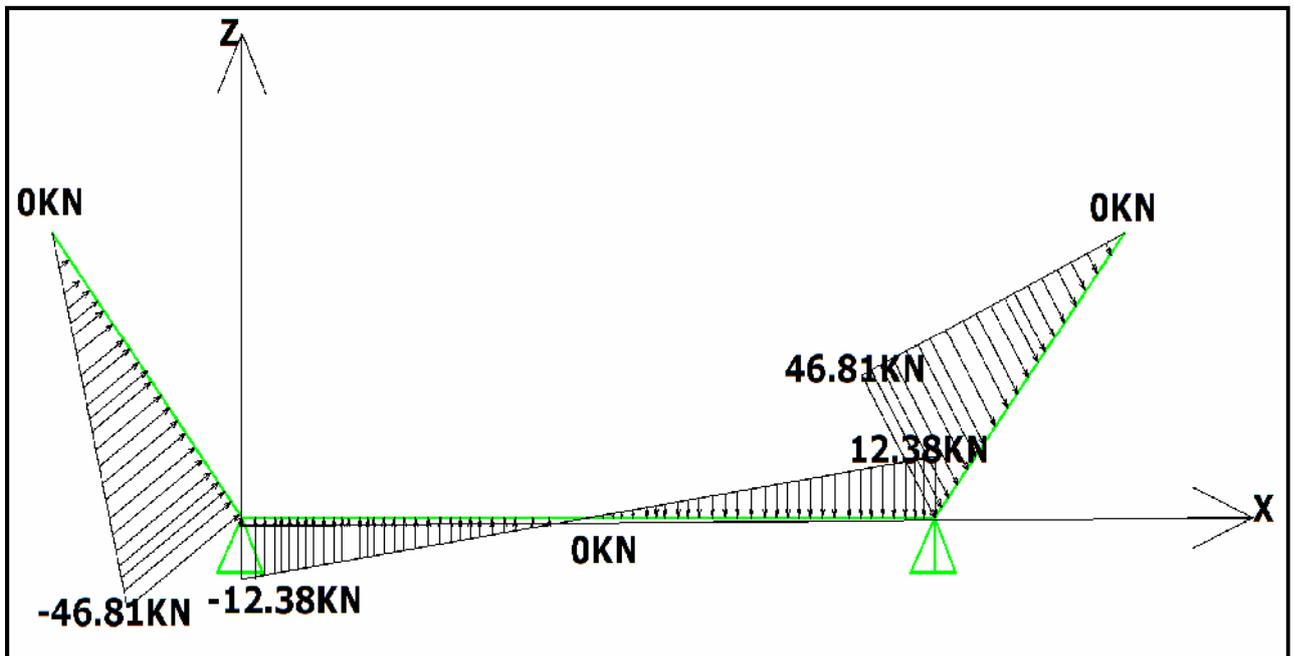


Figure N°IV.09 : Diagrammes des réactions

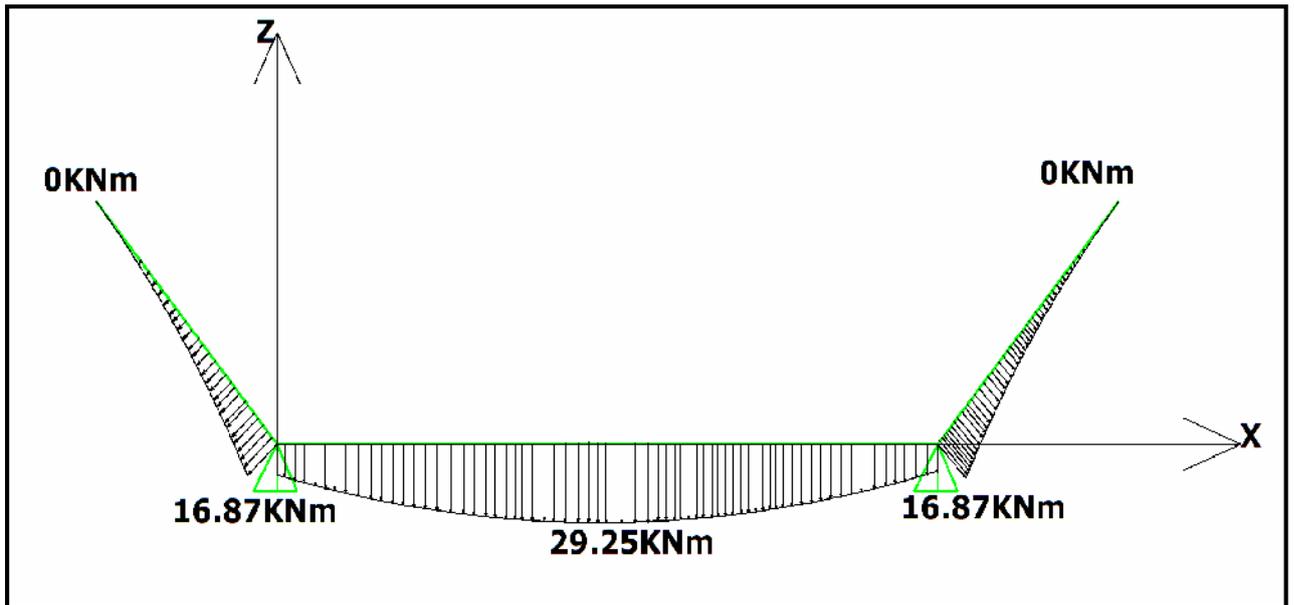


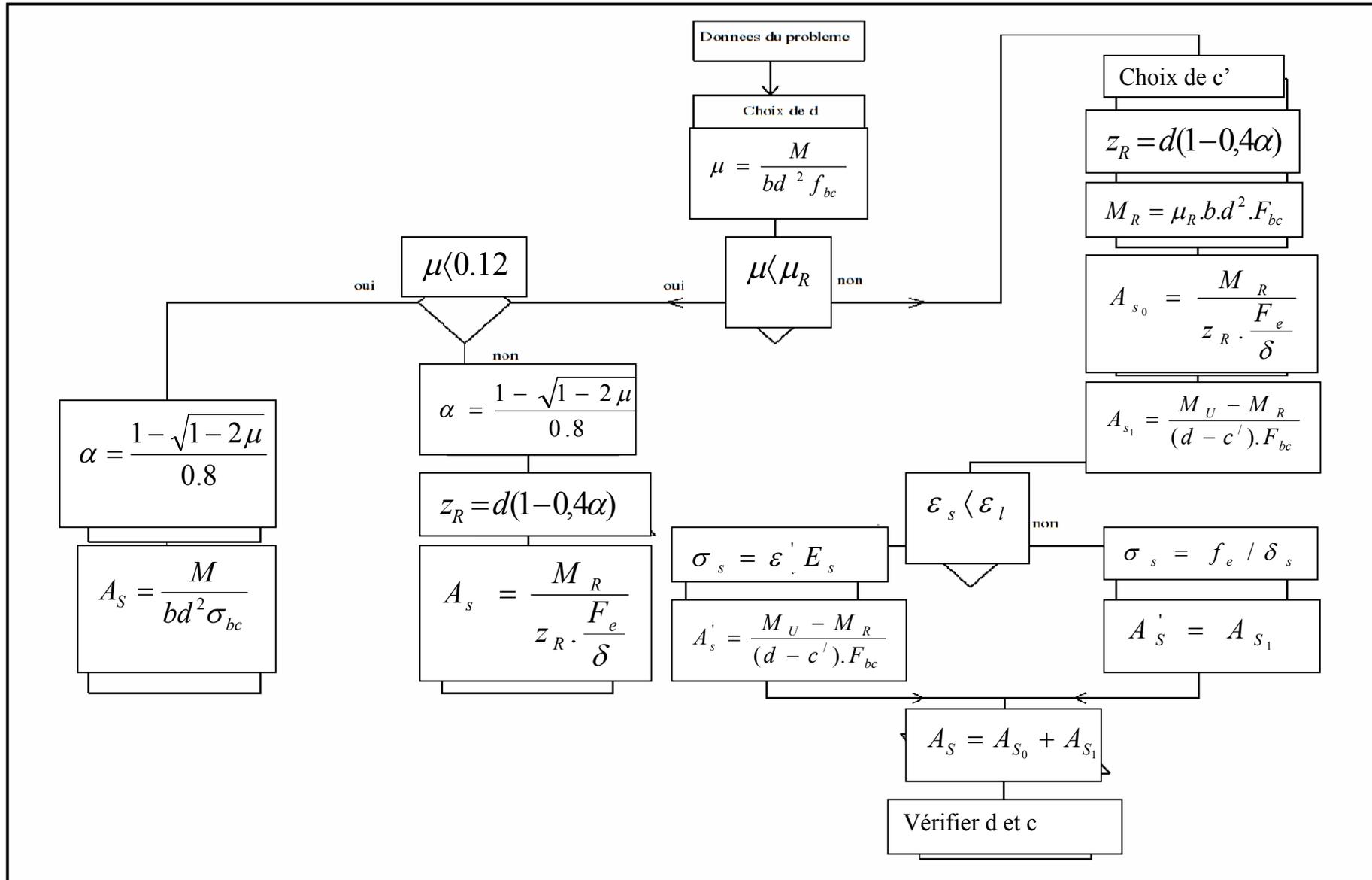
Figure N°I V.10: Diagrammes des moments

IV.4.2: Calcul de ferrailage a flexion simple

Figure N°IV.4.2.1 : Organigramme du ferrailage a flexion simple

$\mu < \mu_R$

Figure N°IV.10 : Organigramme du ferrailage a flexion simple pour une section rectangulaire



• Les étapes de calcul

• $\mu = M_{\max} / (\sigma_{bc} \cdot b \cdot d^2)$ (IV.5)

Avec :

σ_{bc} : Contrainte admissible due la compression du béton. $(0.85 \cdot f_{c28}) / \delta_b = 142$ bars avec $\delta_b = 1.5$

f_{c28} : résistance de béton a 28 jours on prend $f_{c28} = 250$ bars

δ_b : situation durable $\delta_b = 1.5$

b : Longueur de la tranche = 1m

d : épaisseur diminuée de l'enrobage = 17 cm

c : l'enrobage = 3 cm.

Donc $\mu = 0.285 > 0.186$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} \dots\dots\dots (IV.6)$$

Donc $\alpha = 0.43$

$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.828$

Donc on choisie $c' = 3$ cm

$$z_R = d * \beta = 17 (1 - 0.4\alpha) = 14 \text{ cm} \dots\dots\dots (IV.7)$$

$$A_{s0} = \frac{M}{z_R \cdot \sigma_S} \dots\dots\dots (IV.8)$$

$$M_R = \mu_R \cdot b \cdot d^2 \cdot \sigma_S = 4 \text{ KNm} \dots\dots\dots (IV.9)$$

Avec $\sigma_S = f_e / \delta_S = 4000 / 1.5 = 3478$ bars

$$A_{s0} = 1,64 \text{ cm}^2$$

$$A_{s1} = \frac{M_U - M_R}{(d - c') \cdot \sigma_S} = 11,16 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots (IV.10)$$

$$A_S = A_{s0} + A_{s1} = 12,8 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots (IV.11)$$

$$A_{S'} = A_{s1} = 11,16 \text{ cm}^2$$

- Pour $A_S = 9T_{14}$

- Pour $A'_S = 8T_{12}$

$$e_{\text{sup}} = \frac{100}{N-1} = \frac{100}{8} = 12,5\text{cm}$$

➔ $e_{\text{sup}} \text{ et } e_{\text{sinf}} = 15\text{cm}$

$$e_{\text{sinf}} = \frac{100}{N-1} = \frac{100}{7} = 14,28\text{cm}$$

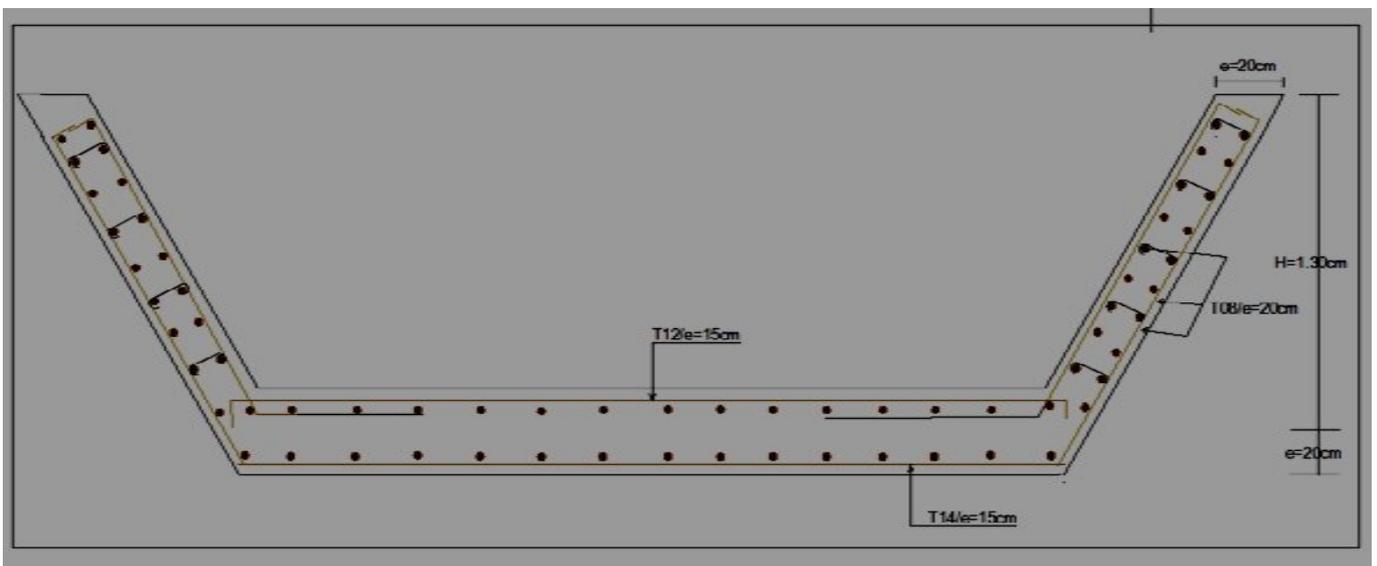


Figure N°IV.11 : Schéma de ferrailage

IV.5: Conclusion

Les ferrailages sont effectués convenablement pour le canal principal (grande section) par contre nous avons considéré la section minimale d'acier pour les autres parce que leur sections sont plus petits.

Chapitre V
Organisation de chantier

V.1)-Introduction :

Le but de l'organisation de chantiers 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.

V.2)-Installations du chantier :

V.2.1)- Installations destinées au personnel :

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

V.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...).

V.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.

V.2.4)- Installations pour la préfabrication :

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

V.3)- Succession des opérations 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;

V -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.

V.5)-Calcul des volumes des travaux :**V.5.1)-Premier trace: (la zone Est)****Tableau N°V.01 : volume des travaux (la zone Est) :**

N°	Désignation des travaux	Unité	Quantité
Travaux de terrassement			
01	Débroussaillage, décapage et nettoyage du lit d'oued.	M ³	1600
02	Terrassement en grande masse en terrain meuble (mécanique).	M ³	8890
03	Nivellement du fond de fouille	M ²	3200
04	Fourniture + Transport + Mise en œuvre d'un lit en TVO (tout -venant) Epaisseur = 0,10 m	M ³	320
05	Remblai en (tout -venant) -TVO	M ³	2098
06	Démolition de Gabionnage	M ³	920
Construction en béton armé			
01	Réalisation d'un canal en B.A. dose à 400 kg/m ³ de largeur 3.00 m, y compris coffrage et ferrailages et toutes sujétions, selon plan	M ³	7252
02	Fourniture + Transport + Mise en œuvre d'un lit en béton de propreté épaisseur = 0.10 m	M ³	384

V.5.2)- Deuxième trace : (la zone Ouest))**Tableau N°V .02 : volume des travaux : (la zone Ouest):**

N°	Désignation des travaux	Unité	Quantité
Travaux de terrassement			
01	Débroussaillage, décapage et nettoyage du lit d'oued.	M ³	740
02	Terrassement en grande masse en terrain meuble (mécanique).	M ³	4320
03	Nivellement du fond de fouille	M ²	1700
04	Fourniture + Transport + Mise en œuvre d'un lit en TVO (tout -venant) Epaisseur = 0,10 m	M ³	170
05	Remblai en (tout -venant) -TVO	M ³	1100
Construction en béton armé			
01	Réalisation d'un canal en B.A. dose à 400 kg/m ³ de largeur 3.00 m, y compris coffrage et ferrailages et toutes sujétions, selon plan	M ³	3840
02	Fourniture + Transport + Mise en œuvre d'un lit en béton de propreté épaisseur = 0.10 m	M ³	190

V.5.3)- Troisième trace: (la zone après l'intersection du oued de la zone Est et l'oued de la zone Ouest)

Tableau N°V. 03 : volume des travaux (la zone après l'intersection du oued de la zone Est et l'oued de la zone Ouest) :

N°	Désignation des travaux	Unité	Quantité
Travaux de terrassement			
01	Débroussaillage, décapage et nettoyage du lit d'oued.	M ³	1749
02	Terrassement en grande masse en terrain meuble (mécanique).	M ³	9721
03	Nivellement du fond de fouille	M ²	3497
04	Fourniture + Transport + Mise en œuvre d'un lit en TVO (tout -venant) épaisseur = 0,10 m	M ³	350
05	Remblai en TVO (tout -venant)	M ³	2294
06	Démolition de Gabionnage	M ³	430
Construction en béton armé			
01	Réalisation d'un canal en B.A. dose à 400 kg/m ³ de largeur 3.00 m, y compris coffrage et ferrillages et toutes sujétions, selon plan	M ³	7929
02	Fourniture + Transport + Mise en œuvre d'un lit en béton de propreté épaisseur = 0.10 m	M ³	420

V.6)- Devis des différents volumes des travaux :**Tableau N°V. 04 : Le devis des différents travaux :**

N°	Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Travaux de terrassement					
01	Débroussaillage, décapage et nettoyage du lit d'oued.	M ²	4089	200	997800
02	Terrassement en grande masse en terrain meuble (mécanique).	M ³	22931	150	3439650
03	Nivellement du fond de fouille	M ²	8397	100	839700
04	Fourniture + Transport + Mise en œuvre d'un lit en TVO (tout -venant) épaisseur = 0,10 m	M ³	840	1000	840000
05	Remblai en TVO (tout -venant)	M ³	5492	1150	6315800
06	Démolition de Gabionnage	M ³	1350	1000	1350000
Construction en béton armé					
01	Réalisation d'un canal en B-A. dose à 400 kg/m ³ de largeur 3.00 m, y compris coffrage et ferrailages et toutes sujétions, selon plan	M ³	19021	25000	475525000
02	Fourniture + Transport + Mise en œuvre d'un lit en béton de propreté épaisseur = 0.10 m	M ³	994	1200	1192800
MONTANT H T					490500750
TVA 17 %					83385128
TOTAL TTC					573885878

V.7)- Planification :**V.7.1)- 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.

V.7.2)-Techniques de la planification

Il existe deux principales méthodes de planification à savoir :

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

V.7.2.1)- méthodes basées sur le réseau :**V.7.2.1.1)-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 :

1. 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**

2. Réseau à noeuds :

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

V.7.2.1.2)- Construction du réseau

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

3 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.

4 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.

5 Construction des graphes partiels :**6 Regroupement des graphes partiels :****7 Détermination des tâches de début de l'ouvrage et de fin de l'ouvrage****8 Construction du réseau.****V.7.2.1.3)- Différentes méthodes basées sur le réseau****IV.7.2.1.3.1)- 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

V.7.2.1.3.2) - Méthode P.E.R.T (Program Evaluation and Review Technical)

C'est-à-dire technique d'ordonnancement 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.

V.7.2.1.3.3) - Méthode P.D.M (Procédure 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).

V.7.2.2)- Méthodes basées sur le graphique**V.7.2.2.1)- Méthode linéaire (ligne of balance technic)**

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

V.7.2.2.3)- Méthode à barres

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

V.7.3)- les étapes de la planification

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

IV.7.3.1)-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.

V.7.3.2)- 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.

V.7.3.3)- 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.

V.7.4)- 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**

V.7.4.1)- 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.

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

IV.7.4.2)- 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 :

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

V.7.5)- 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 les suivantes :

- | | |
|---|----------|
| <input type="checkbox"/> Décapage de la terre végétale - A | 10 jours |
| <input type="checkbox"/> Excavation de la tranchée - B | 30 jours |
| <input type="checkbox"/> Remblai en TVO (tout -venant) – C | 10 jours |
| <input type="checkbox"/> Compactage – D | 10 jours |
| <input type="checkbox"/> Lit de béton propriété - E | 20 jours |
| <input type="checkbox"/> Démolition des gabionnages - F | 15jours |
| <input type="checkbox"/> Le bétonnage – G | 60 jours |
| <input type="checkbox"/> Compactage des tranches des canaux – H | 10 jours |

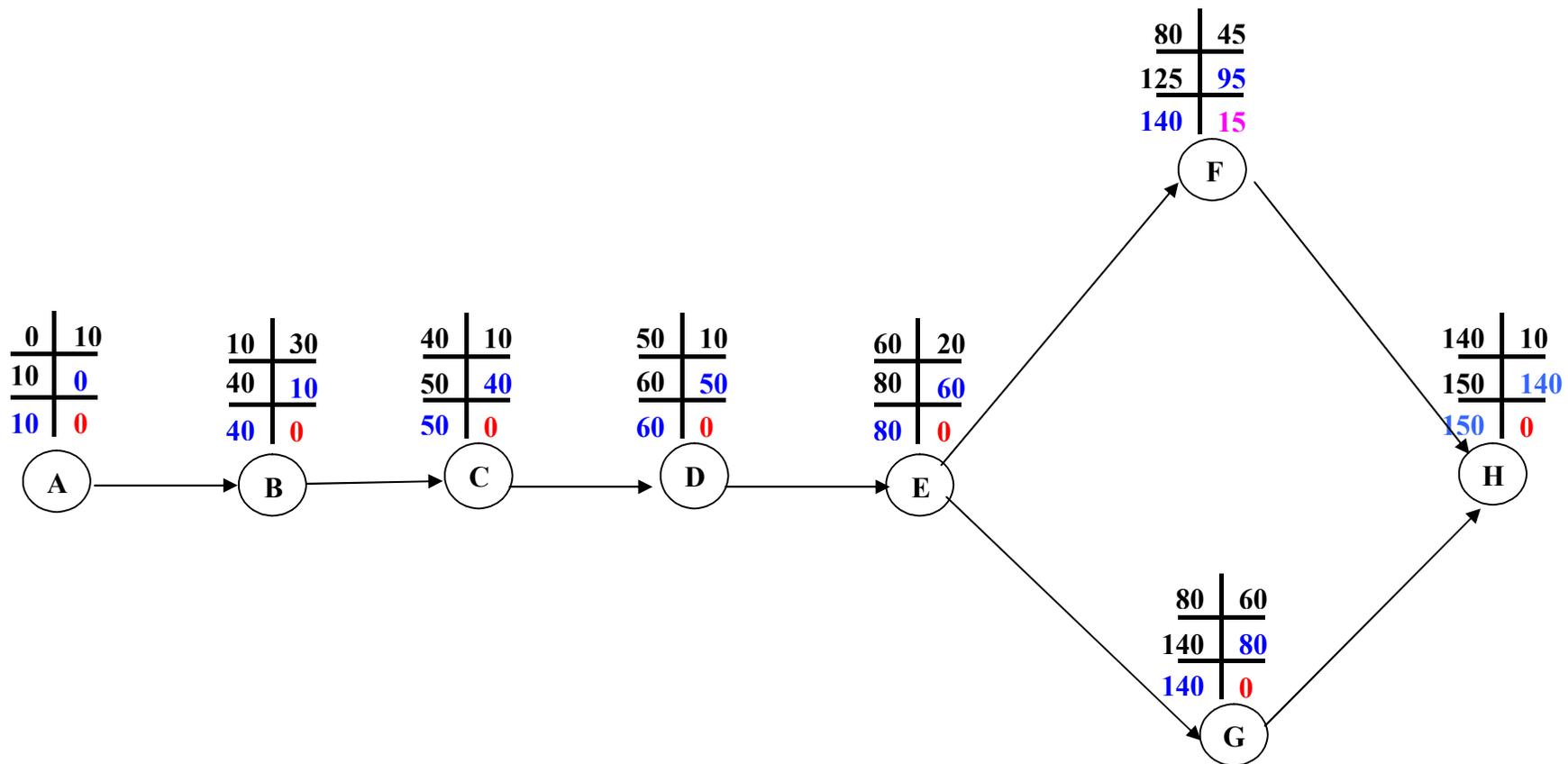


Figure. N°V.01 Réseau à nœuds

V.7.6)-: 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 N°V.05 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	10	0	10	0	10	0
B	30	10	40	10	40	0
C	10	40	50	40	50	0
D	10	50	60	50	60	0
E	20	60	80	60	80	0
F	45	80	125	95	140	15
G	60	80	140	80	140	0
H	10	140	150	140	150	0

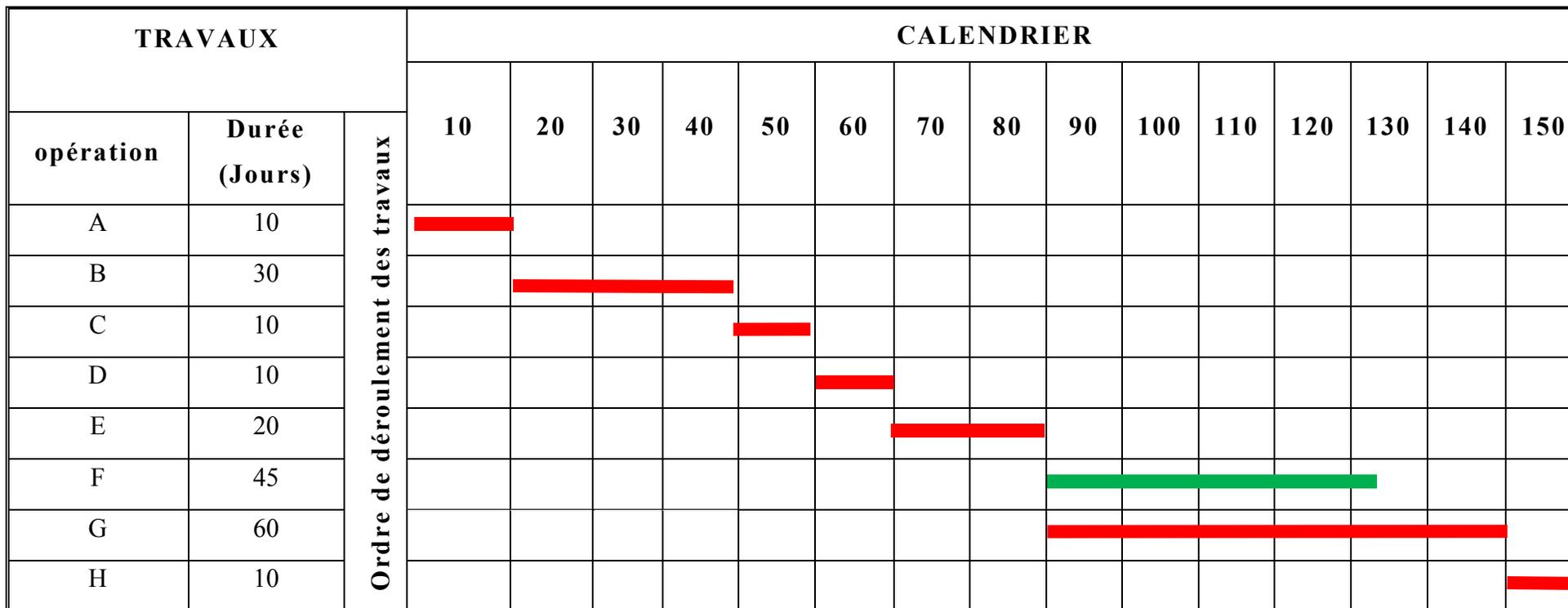


Figure N°V.06 diagramme de GANTT

V.8)- 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 le volume des travaux nécessaire 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.

Conclusion générale

La protection des sites urbains contre les crues et les inondations est une nécessité indispensable afin de réduire les risques humains, matériels et économiques.

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

A l'issue de notre étude, on a choisi une variante mixte pour assurer une meilleure protection de la ville de AIN EL BEL contre les crues de l'oued de AIN EL DIBEG de point de vue technique et économique (coût de l'ouvrage), ont été effectuées.

Suite à l'étude d'hydraulique, et en considérant le débit de crue estimé dans l'analyse hydrologique, nous avons opté pour une variante mixte à galerie et canal trapézoïdal qui s'adapte au lieu choisi, avec au départ démolition des protections qui existent, à savoir le gabionnage car nous ne choisissons pas l'ouvrage de gabionnage.

Nous avons convenu de refaire le dimensionnement de la section du pont N°02(place de souk) car la section n'est pas suffisante pour véhiculer le débit de dimensionnement.

A la fin de notre conclusion on peut dire que pour faire un dimensionnement :

- Il faut réunir plusieurs connaissances et paramètres et de les appliquer dans le bon sens en respectant les conditions exigées afin d'éviter tout risque de problèmes.
- On a fait appel aux lois de l'écoulement à surface libre qui occupe une place très importante dans l'hydraulique générale en tant que science.

Références bibliographiques

DEBREUIL.P, Initiation à l'analyse hydrologique ', Edition Masson et Cieorston .Paris .France . 1974.

LENCASTRE.A, hydraulique générale (Edition eyrolles).

Michel CARLIER, Hydraulique Générale et appliquée .Edition Eyrolles .Paris .France. 1972.

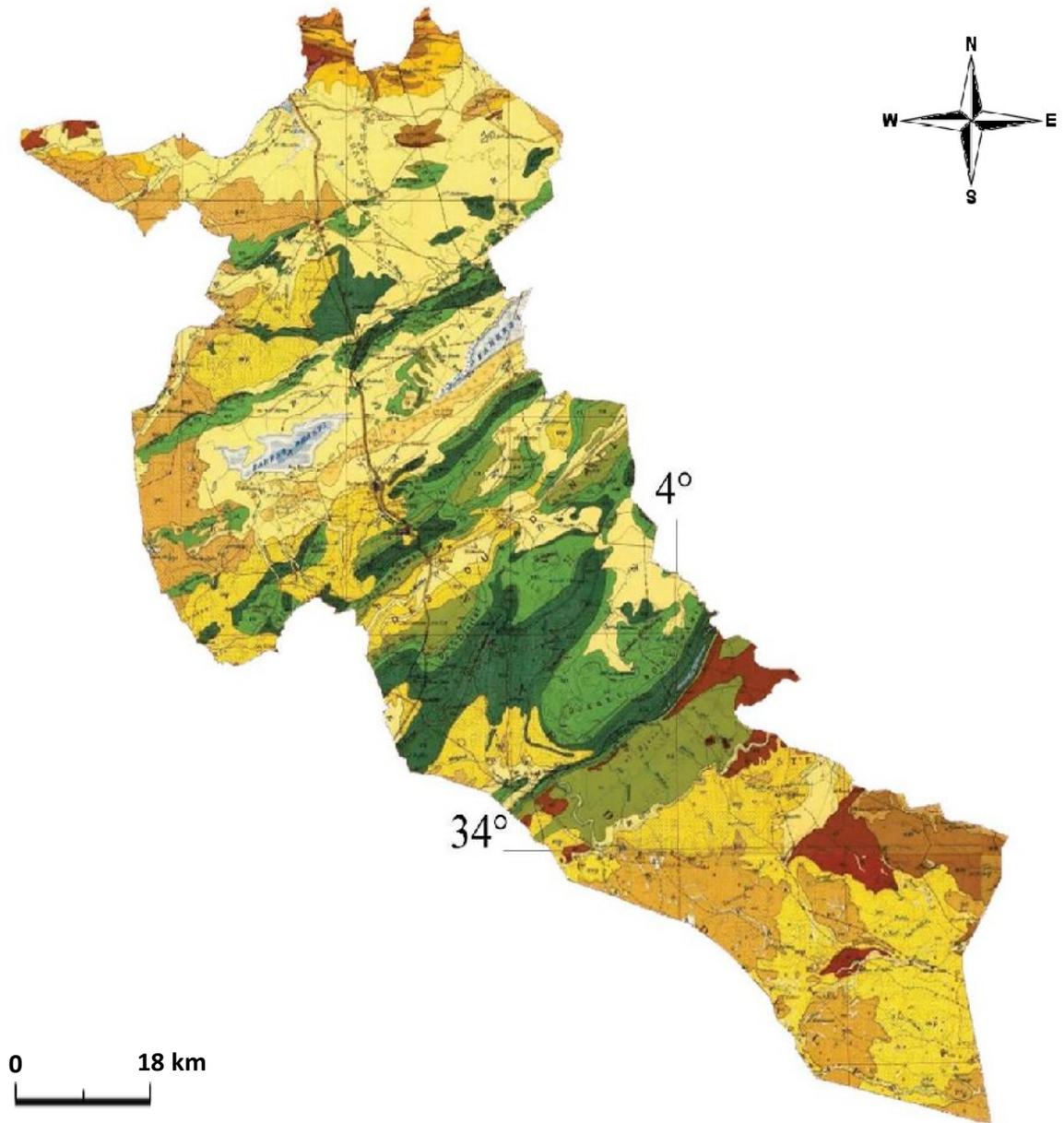
PIERRE CHARON, Calcul des ouvrages en béton armé suivant les règles B.A.E.L.83 .PARIS. 1986.

TOUAIBIA.B, Manuel Pratique d'Hydrologie .ENSH .Blida .Algérie . 2004

WILI H.HAGER –Anton j Schleiss, Construction hydrauliques Ecoulement stationnaire ; Volume 15 .L'Ecole polytechnique fédéral de Lausanne.

Annexes

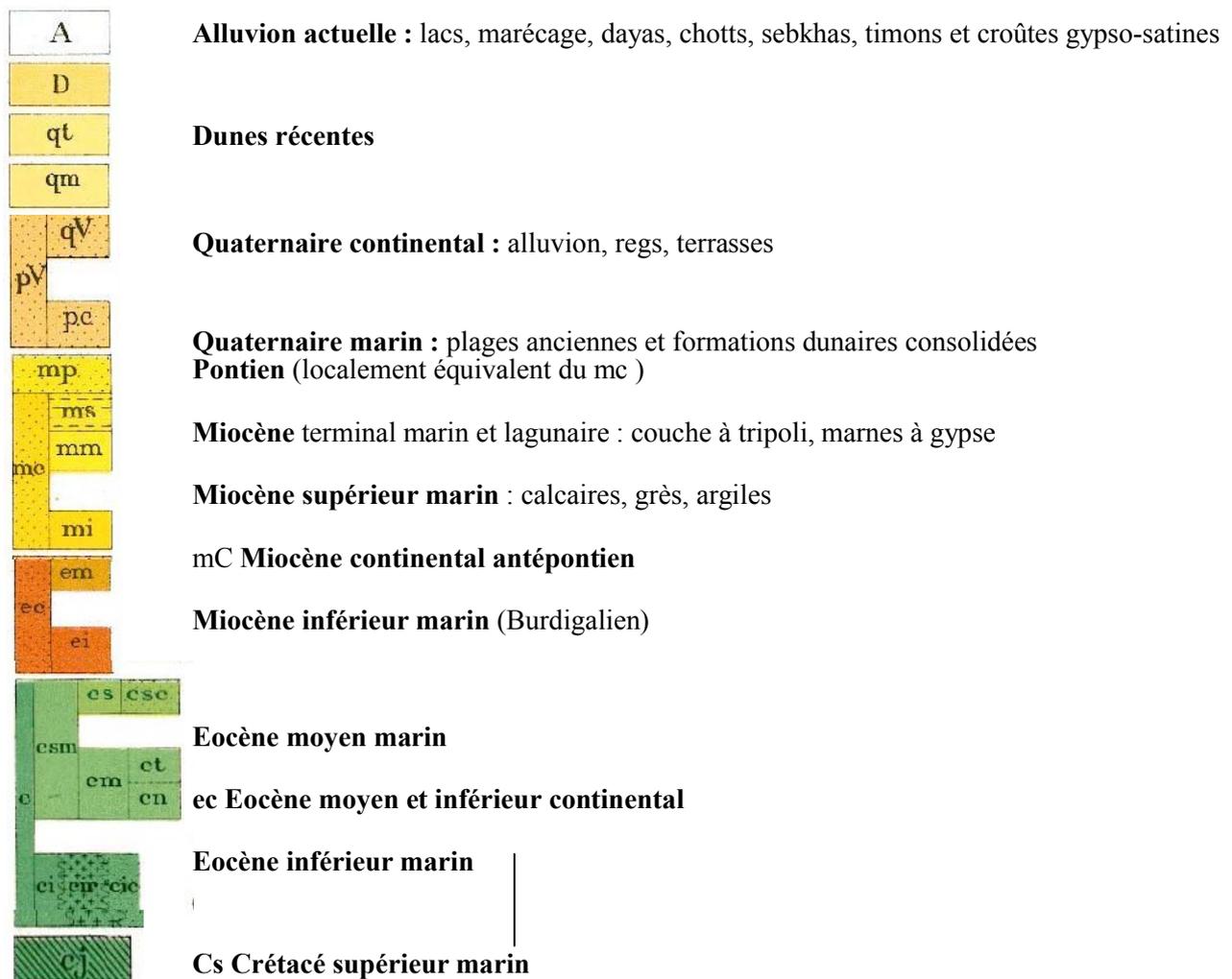
ANNEXES



(A.N.R.H. 2007)

ANNEXE I : Carte géologique de la région étudiée

ANNEXES



Hydrogéologie

Synclinal Sud de Ain El Ibel

D'après la série stratigraphique, le synclinal Sud est caractérisé par trois principaux aquifères qui sont: le Valenginien barrémien, l'Albien, le tertiaire continental quaternaire.

- **Valenginien-Barrémien**

Cet aquifère constitue la principale source d'eau dans la région, et offre le plus grand débit et la meilleure potentialité, il dépasse les 1500 m d'épaisseur. Il est composé d'alternance de grès fin à moyen avec des argiles gréseuses. L'affleurement de cette structure ne s'observe que dans la partie Sud de Ain El Bell, depuis le flanc NW de Djebel Zerga jusqu'au flanc Sud de Djebel Sefra, vers le Nord, cet aquifère est recouvert par des formations plus récentes (Aptien jusqu'au Sénonien). Sa profondeur dans l'axe du synclinal est de l'ordre de 2000 m (B.N.E.D.E.R., 1993).

ANNEXES

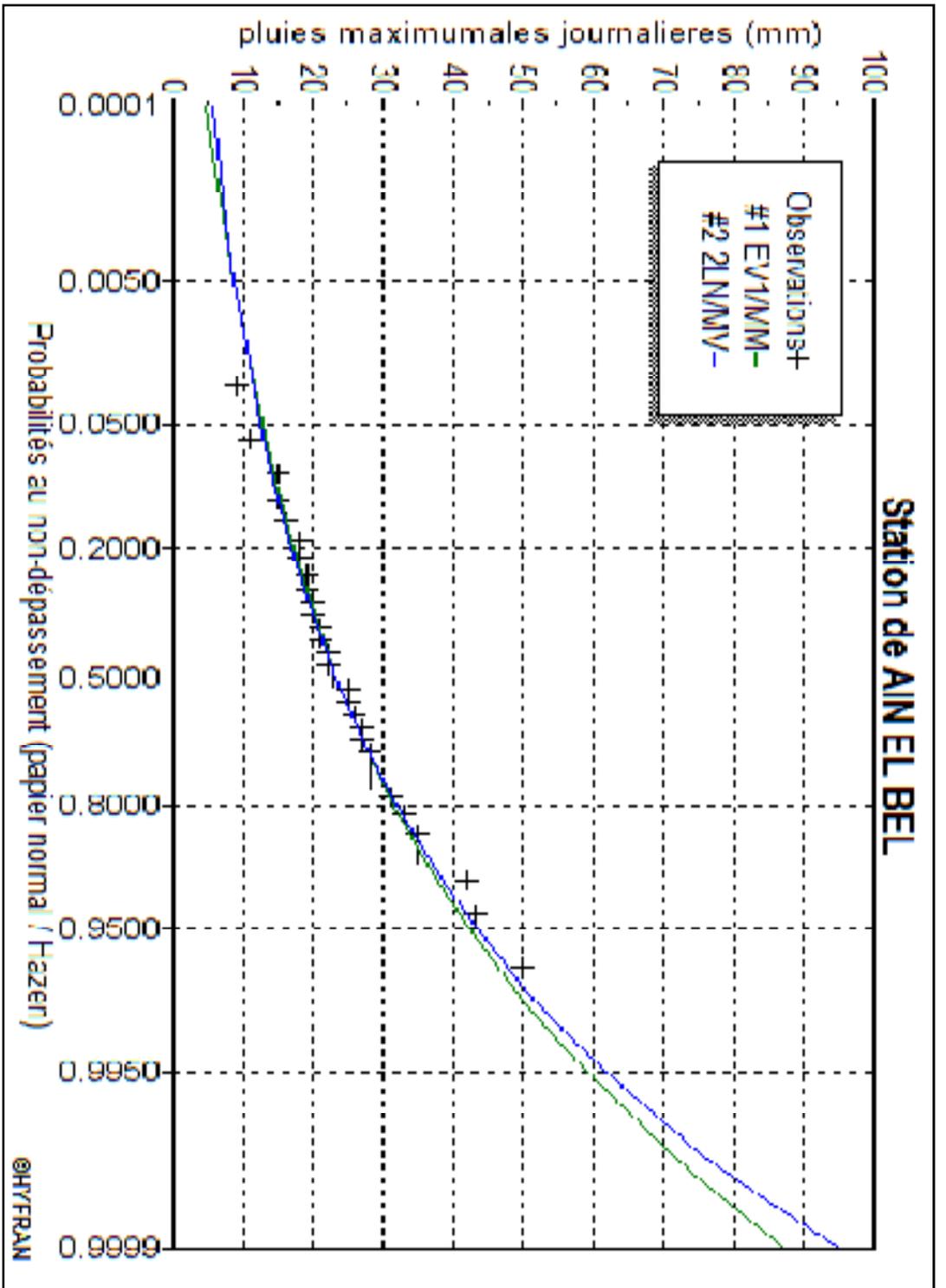
- **Albien**

L'Albien affleure dans la partie occidentale du synclinal sur le flanc Ouest d'une structure anticlinale où il est représenté essentiellement par :

- Une série argilo-gréseuse d'une épaisseur de 30 à 50m attribuée à l'Albien inférieur et constituée de grès fins et d'argiles, de grès fins à moyens à stratifications obliques et par des intercalations de grès friables et de sables jaunâtres.
- Une formation argilo-carbonatée constituée de marnes jaunes de dolomies, de calcaires dolomitiques, appartenant à l'Albien supérieur (B.E.R.E.G.H., 2001).

- **Tertiaire Continental-Quaternaire**

Les dépôts du tertiaire continental et du quaternaire se rencontrent essentiellement dans les vallées et les dépressions. Ils sont hétérogènes, avec une épaisseur totale n'excédant pas les 150 m. Ces dépôts peuvent former par endroits une nappe libre (B.N.E.D.E.R., 1993).



ANNEXE II : Comparaison graphique des deux graphes

ANNEXES

Calcul de la ligne d'eau par la méthode de BAKHMETEFF :

On a : $h_{\text{ori}}=h_{\text{cr}}$ donc on trouve la profondeur a la fin de tronçon sur une distance.

$$B = \frac{i}{i_{\text{cr}}} \dots\dots\dots(1).$$

$$\eta = \frac{h_{\text{cr}}}{h_{\text{no}}} \dots\dots\dots(2).$$

n : exposant hydraulique pour une section rectangulaire (n=3.4).

Pour une section trapézoïdale (n= 3.2).

donc la longueur de la courbe de remous par BAKHMETEFF est donné comme suit :

$$L = \frac{h_n}{i} * [(\eta_2 - \eta_1) - (1 - B) * (\beta(\eta_2) - \beta(\eta_1))] \dots\dots\dots(3).$$

Où :

$\beta(\eta_2)$ et $\beta(\eta_1)$: fonctions de BAKHMETEFF correspondantes au η_2 et η_1

Donc le calcul de la longueur de la courbe de remous est donné comme le montre le tableau suivant :

ANNEXES

➤ ZONE EST :

Tableau III.1 : La longueur de la courbe de remous (zone Est tronçon 1) .

h _i (m)	η	B(η)	η ₂ - η ₁	β (η ₂) - β (η ₁)	L(m)	Σ (m)
1.26	1.245	0.365	-0.049	0.051	9.87775345	9.87775345
1.21	1.196	0.416				
1.16	1.146	0.49	-0.049	0.111	26.8462335	53.1063244
1.11	1.097	0.601				
1.06	1.047	0.802	-0.049	1.861	521.760233	627.165511
1.01	0.998	2.663				

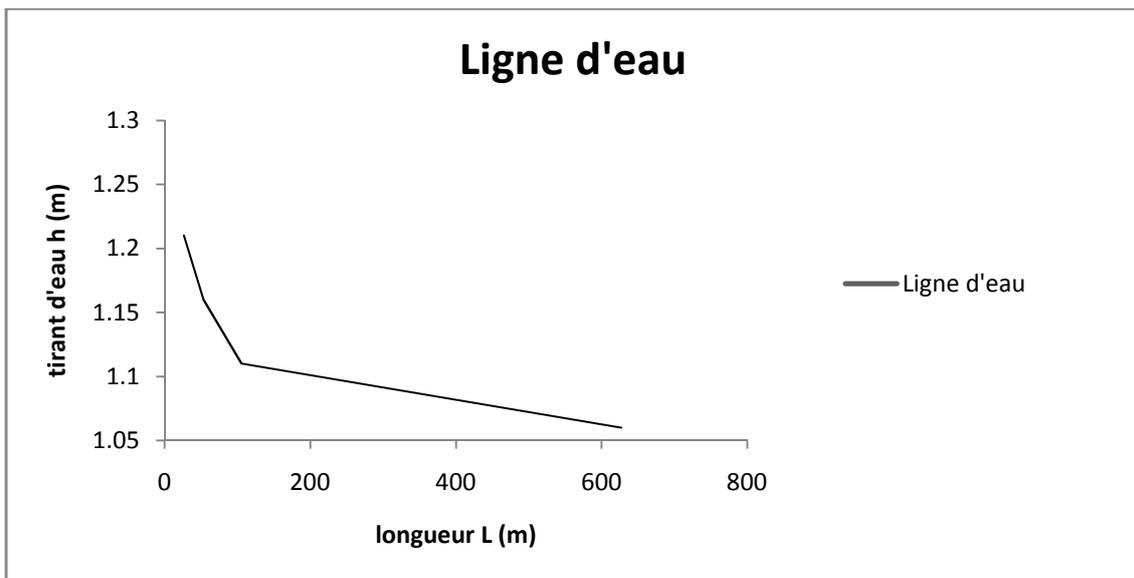


Figure N°.1: Schéma de ligne d'eau

D'après le tableau et graphe on trouve la hauteur d'eau a l'aval de coursier : h_{cri}=1.012m.

ANNEXES

Tableau III.2 : La longueur de la courbe de remous (zone Est tronçon 2A)

$h_i(m)$	η	$B(\eta)$	$\eta_2 - \eta_1$	$\beta(\eta_2) - \beta(\eta_1)$	L(m)	Σ (m)
1.703	1.325	0.255	-0.023	0.019	-0.12398958	-0.12398958
1.673	1.302	0.274	-0.023	0.014	-0.91372917	-1.03771875
1.643	1.279	0.288	-0.023	0.012	-1.229625	-2.26734375
1.613	1.255	0.3	-0.023	0.031	1.77138542	-0.49595833
1.583	1.232	0.331	-0.023	0.022	0.34985417	-0.14610417
1.553	1.209	0.353	-0.023	0.022	0.34985417	0.20375
1.523	1.185	0.375	-0.023	0.042	3.5088125	3.7125625
1.493	1.162	0.417	-0.023	0.033	2.08728125	5.79984375
1.463	1.139	0.45	-0.023	0.038	2.87702083	8.67686458
1.433	1.115	0.488	-0.023	0.048	4.4565	13.1333646
1.403	1.092	0.536	-0.023	0.094	11.7221042	24.8554688
1.373	1.068	0.63	-0.023	0.125	16.6184896	41.4739583
1.343	1.045	0.755	-0.023	0.227	32.7291771	74.2031354
1.313	1.022	0.982	-0.023	1.318	205.050354	279.25349
1.283	0.998	2.3				

ANNEXES

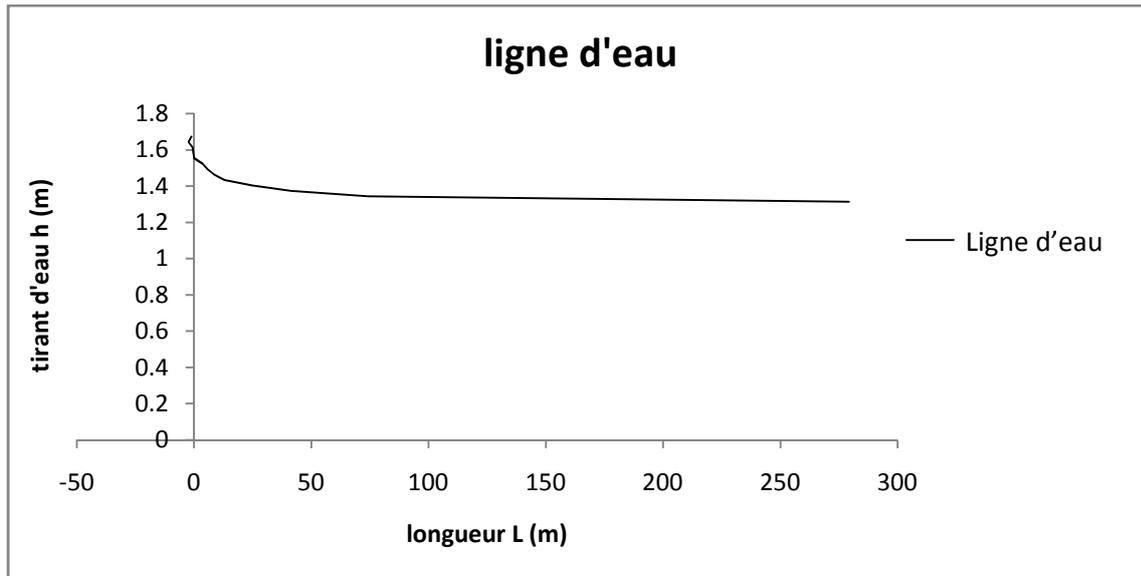


Figure N°.2: Schéma de ligne d'eau.

D'après le tableau et le graphe on trouve la hauteur d'eau a l'aval de tronçon : $h_{\text{cri}}=1.3\text{m}$.

Tableau .3 : La longueur de la courbe de remous (zone Est tronçon 2B)

$h_i(\text{m})$	η	$B(\eta)$	$\eta_2 - \eta_1$	$\beta(\eta_2) - \beta(\eta_1)$	L(m)	Σ (m)
1.703	2.158	0.067				
			-0.063	0.006	-0.16804545	-0.16804545
1.653	2.095	0.073				
			-0.063	0.008	0.15472727	-0.01331818
1.603	2.032	0.081				
			-0.063	0.003	-0.65220455	-0.66552273
1.553	1.968	0.084				
			-0.063	0.01	0.4775	-0.18802273
1.503	1.905	0.094				
			-0.063	0.006	-0.16804545	-0.35606818
1.453	1.842	0.1				
			-0.063	0.011	0.63888636	0.28281818
1.403	1.778	0.111				
			-0.063	0.014	1.12304545	1.40586364
1.353	1.715	0.125				
			-0.063	0.011	0.63888636	2.04475
1.303	1.651	0.136				
			-0.063	0.016	1.44581818	3.49056818
1.253	1.588	0.152				
			-0.063	0.014	1.12304545	4.61361364
1.203	1.525	0.166				
			-0.063	0.025	2.89829545	7.51190909

ANNEXES

1.153	1.461	0.191				
			-0.063	0.026	3.05968182	10.5715909
1.103	1.398	0.217				
			-0.063	0.073	10.6448409	21.2164318
1.053	1.335	0.29				
			-0.063	0.005	-0.32943182	20.887
1.003	1.271	0.295				
			-0.063	0.056	7.90127273	28.7882727
0.953	1.208	0.351				
			-0.063	0.099	14.8408864	43.6291591
0.903	1.144	0.45				
			-0.063	0.145	22.2646591	65.8938182
0.853	1.081	0.595				
			-0.063	0.587	93.5974318	159.49125
0.803	1.018	1.182				

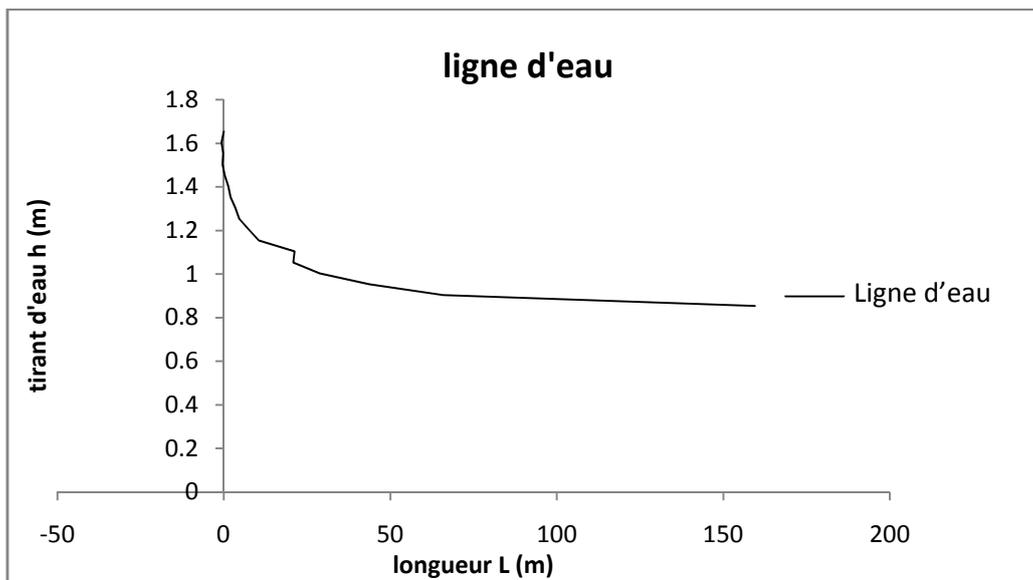


Figure N°.3: Schéma de ligne d'eau.

D'après le tableau et le graphe on trouve la hauteur d'eau a l'aval de tronçon : $h_{\text{cri}}=0.81\text{m}$.

ANNEXES

Tableau III.4: La longueur de la courbe de remous (zone Est tronçon 3)

$h_i(m)$	η	$B(\eta)$	$\eta_2 - \eta_1$	$\beta(\eta_2) - \beta(\eta_1)$	L(m)	Σ (m)
1.535	2.267	0.072	-0.074	0.011	1.53469787	1.53469787
1.485	2.194	0.083	-0.074	0.009	1.0622383	2.59693617
1.435	2.120	0.092	-0.074	0.012	1.77092766	4.36786383
1.385	2.046	0.104	-0.074	0.006	0.35354894	4.72141277
1.335	1.972	0.11	-0.074	0.007	0.58977872	5.31119149
1.285	1.898	0.117	-0.074	0.011	1.53469787	6.84588936
1.235	1.824	0.128	-0.074	0.015	2.47961702	9.32550638
1.185	1.750	0.143	-0.074	0.017	2.9520766	12.277583
1.135	1.677	0.16	-0.074	0.019	3.42453617	15.7021191
1.085	1.603	0.179	-0.074	0.024	4.60568511	20.3078043
1.035	1.529	0.203	-0.074	0.024	4.60568511	24.9134894
0.985	1.455	0.227	-0.074	0.039	8.14913191	33.0626213
0.935	1.381	0.266	-0.074	0.052	11.2201191	44.2827404
0.885	1.307	0.318	-0.074	0.065	14.2911064	58.5738468
0.835	1.233	0.383	-0.074	0.09	20.1968511	78.7706979
0.785	1.160	0.473	-0.074	0.192	44.2922894	123.062987
0.735	1.086	0.665	-0.074	0.626	146.816017	269.879004
0.685	1.012	1.291				

ANNEXES

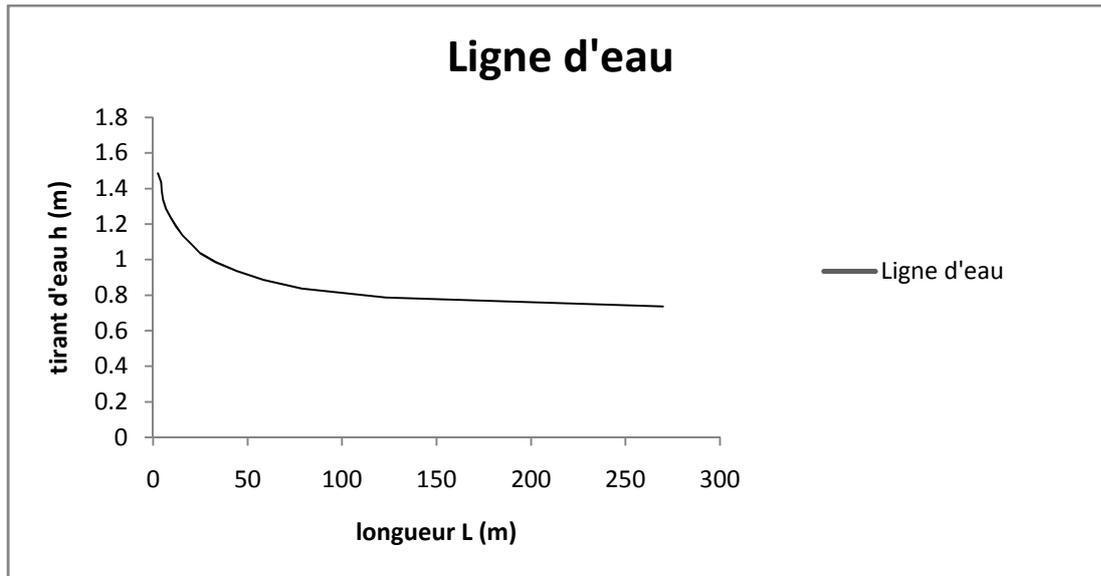


Figure N°.4: Schéma de ligne d'eau.

D'après le tableau et le graphe on trouve la hauteur d'eau a l'aval de tronçon : $h_{\text{cri}}=0.70\text{m}$.

➤ ZONE OUEST

Tableau .5: La longueur de la courbe de remous (zone Ouest tronçon 1)

$h_i(\text{m})$	η	$B(\eta)$	$\eta_2 - \eta_1$	$\beta(\eta_2) - \beta(\eta_1)$	L(m)	Σ (m)
0.911	1.311	0.318				
			-0.072	0.053	22.3493782	22.3493782
0.861	1.239	0.371				
			-0.072	0.072	32.6594359	55.0088141
0.811	1.167	0.443				
			-0.072	0.158	79.3260128	134.334827
0.761	1.095	0.601				
			-0.072	0.477	252.426455	386.761282
0.711	1.023	1.078				

ANNEXES

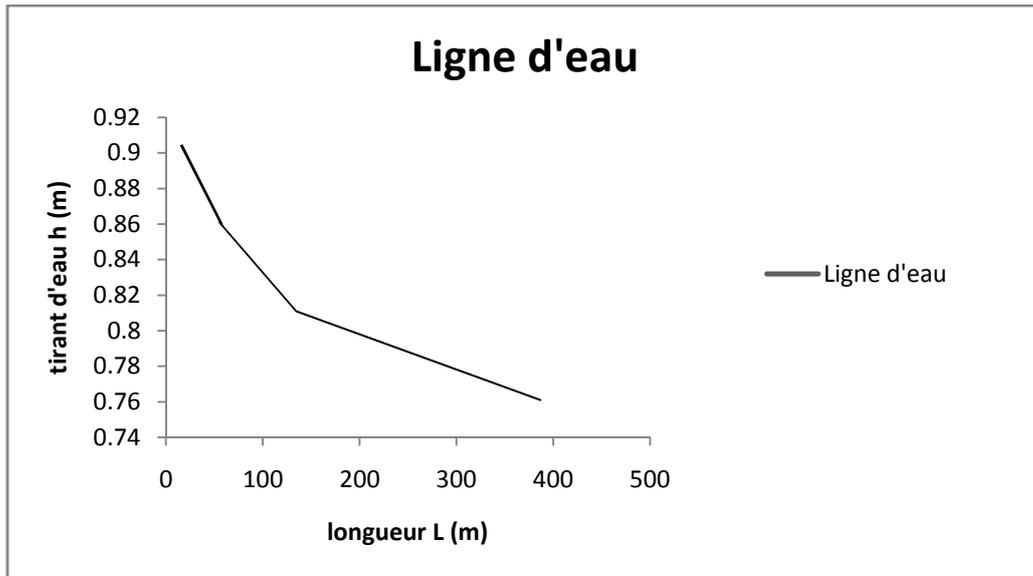


Figure N°.5: Schéma de ligne d'eau.

D'après le tableau et le graphe on trouve la hauteur d'eau a l'aval de tronçon : $h_{\text{cri}}=0.72\text{m}$.

Tableau .6: La longueur de la courbe de remous (zone Ouest tronçon 2)

$h_i(\text{m})$	η	$B(\eta)$	$\eta_2 - \eta_1$	$\beta(\eta_2) - \beta(\eta_1)$	L(m)	Σ (m)
0.911	2.195	0.083				
			-0.120	0.009	-0.0753119	-0.0753119
0.861	2.075	0.092				
			-0.120	0.018	1.03985238	0.96454048
0.811	1.954	0.11				
			-0.120	0.02	1.28766667	2.25220714
0.761	1.834	0.13				
			-0.120	0.023	1.6593881	3.91159524
0.711	1.713	0.153				
			-0.120	0.026	2.03110952	5.94270476
0.661	1.593	0.179				
			-0.120	0.048	4.75706667	10.6997714
0.611	1.472	0.227				
			-0.120	0.053	5.37660238	16.0763738
0.561	1.352	0.28				
			-0.120	0.112	12.6871238	28.7634976
0.511	1.231	0.392				
			-0.120	0.183	21.484531	50.2480286
0.461	1.111	0.575				
			-0.120	2.088	257.527638	307.775667
0.411	0.990	2.663				

ANNEXES

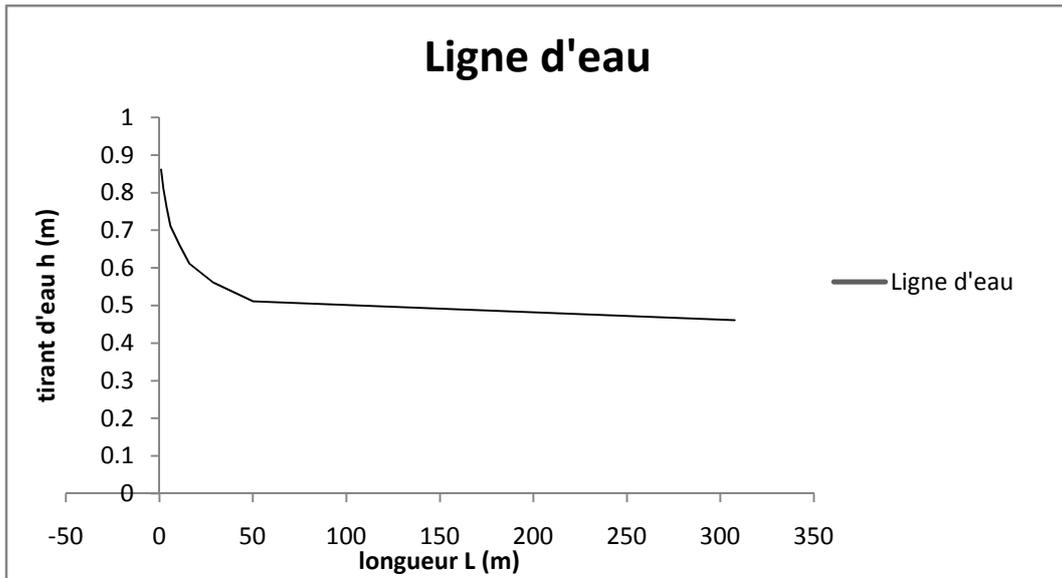


Figure N°.6: Schéma de ligne d'eau.

D'après le tableau et le graphe on trouve la hauteur d'eau a l'aval de tronçon : $h_{\text{cri}}=0.42\text{m}$.

ANNEXES

➤ ZONE APRES L'INTERSECTION DES DEUX OUEDS DE LA ZONE EST ET LA ZONE OUEST:

Tableau .7: La longueur de la courbe de remous (après l'intersection des deux oueds de la zone est et la zone ouest tronçon 1)

$h_i(m)$	η	$B(\eta)$	$\eta_2 - \eta_1$	$\beta(\eta_2) - \beta(\eta_1)$	L(m)	Σ (m)
1.548	1.858	0.125				
			-0.060	0.008	0.39904	0.39904
1.498	1.798	0.133				
			-0.060	0.014	2.19832	2.59736
1.448	1.738	0.147				
			-0.060	0.013	1.89844	4.4958
1.398	1.678	0.16				
			-0.060	0.019	3.69772	8.19352
1.348	1.618	0.179				
			-0.060	0.005	-0.5006	7.69292
1.298	1.558	0.184				
			-0.060	0.027	6.09676	13.78968
1.248	1.498	0.211				
			-0.060	0.025	5.497	19.28668
1.198	1.438	0.236				
			-0.060	0.03	6.9964	26.28308
1.148	1.378	0.266				
			-0.060	0.038	9.39544	35.67852
1.098	1.318	0.304				
			-0.060	0.047	12.09436	47.77288
1.048	1.258	0.351				
			-0.060	0.065	17.4922	65.26508
0.998	1.198	0.416				
			-0.060	0.093	25.88884	91.15392
0.948	1.138	0.509				
			-0.060	0.194	56.17672	147.33064
0.898	1.078	0.703				

ANNEXES

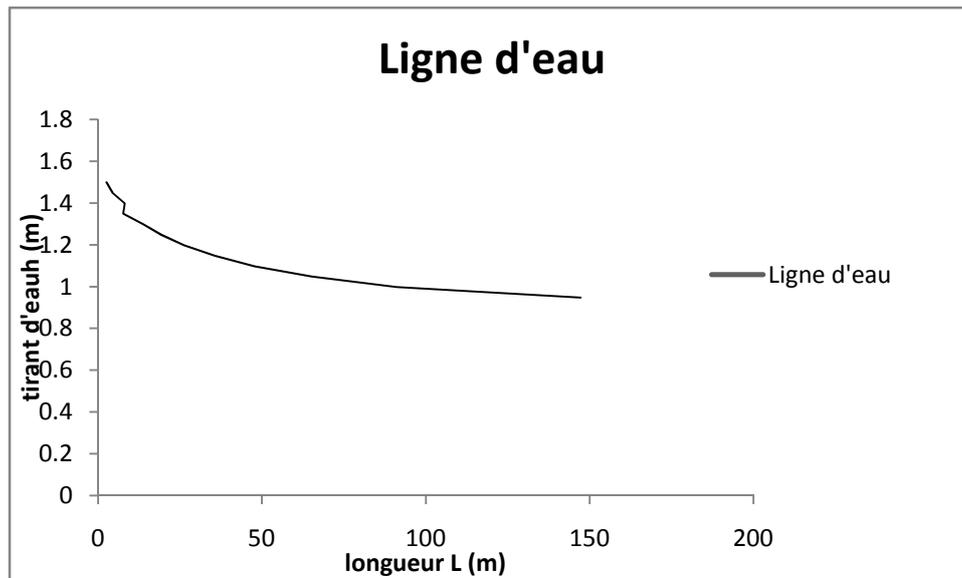


Figure N°.7: Schéma de ligne d'eau.

D'après le tableau et le graphe on trouve la hauteur d'eau a l'aval de tronçon : $h_{cri}=0.85m$.

Tableau .8: La longueur de la courbe de remous (après l'intersection des deux oueds de la zone est et la zone ouest tronçon 2)

$h_i(m)$	η	$B(\eta)$	$\eta_2 - \eta_1$	$\beta(\eta_2) - \beta(\eta_1)$	L(m)	Σ (m)
1.548	2.745	0.05	-0.089	0.004	-0.94415474	-0.94415474
1.498	2.656	0.054	-0.089	0.005	-0.78276838	-1.72692311
1.448	2.567	0.059	-0.089	0.005	-0.78276838	-2.50969149
1.398	2.479	0.064	-0.089	0.004	-0.94415474	-3.45384623
1.348	2.390	0.068	-0.089	0.007	-0.45999565	-3.91384188
1.298	2.301	0.075	-0.089	0.008	-0.29860928	-4.21245116
1.248	2.213	0.083	-0.089	0.009	-0.13722292	-4.34967408
1.198	2.124	0.092	-0.089	0.012	0.34693617	-4.00273791
1.148	2.035	0.104	-0.089	0.006	-0.62138201	-4.62411992
1.098	1.947	0.11				

ANNEXES

			-0.089	0.015	0.83109526	-3.79302466
1.048	1.858	0.125	-0.089	0.015	0.83109526	-2.9619294
0.998	1.770	0.14	-0.089	0.011	0.18554981	-2.77637959
0.948	1.681	0.151	-0.089	0.028	2.92911799	0.15273839
0.898	1.592	0.179	-0.089	0.032	3.57466344	3.72740184
0.848	1.504	0.211	-0.089	0.045	5.67268617	9.40008801
0.798	1.415	0.256	-0.089	0.048	6.15684526	15.5569333
0.748	1.326	0.304	-0.089	0.088	12.6122998	28.1692331
0.698	1.238	0.392	-0.089	0.098	14.2261634	42.3953965
0.648	1.149	0.49	-0.089	0.258	40.0479816	82.4433781
0.598	1.060	0.748	-0.053	0.842	134.933498	217.376876
0.568	1.007	1.59				

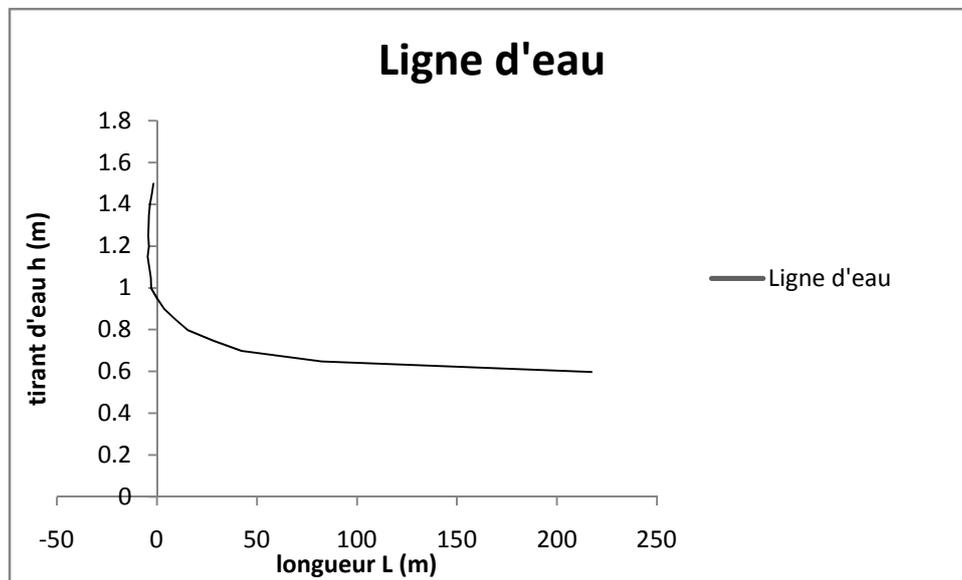


Figure N°.8: Schéma de ligne d'eau.

D'après le tableau et le graphe on trouve la hauteur d'eau a l'aval de tronçon : $h_{\text{cri}}=0.57\text{m}$.

ANNEXES

Tableau .9: La longueur de la courbe de remous (après l'intersection des deux oueds de la zone est et la zone ouest tronçon 3)

$h_i(m)$	η	$B(\eta)$	$\eta_2 - \eta_1$	$\beta(\eta_2) - \beta(\eta_1)$	L(m)	Σ (m)
1.548	1.679	0.153				
			-0.054	0.017	1.5786	1.5786
1.498	1.625	0.17				
			-0.054	0.014	0.66977143	2.24837143
1.448	1.570	0.184				
			-0.054	0.021	2.79037143	5.03874286
1.398	1.516	0.205				
			-0.054	0.022	3.09331429	8.13205714
1.348	1.462	0.227				
			-0.054	0.029	5.21391429	13.3459714
1.298	1.408	0.256				
			-0.054	0.028	4.91097143	18.2569429
1.248	1.354	0.284				
			-0.054	0.034	6.72862857	24.9855714
1.198	1.299	0.318				
			-0.054	0.053	12.4845429	37.4701143
1.148	1.245	0.371				
			-0.054	0.058	13.9992571	51.4693714
1.098	1.191	0.429				
			-0.054	0.08	20.664	72.1333714
1.048	1.137	0.509				
			-0.054	0.156	43.6876571	115.821029
0.998	1.082	0.665				
			-0.054	0.413	121.543971	237.365
0.948	1.028	1.078				
			-0.024	0.428	128.088114	365.453114
0.926	1.004	1.506				

ANNEXES

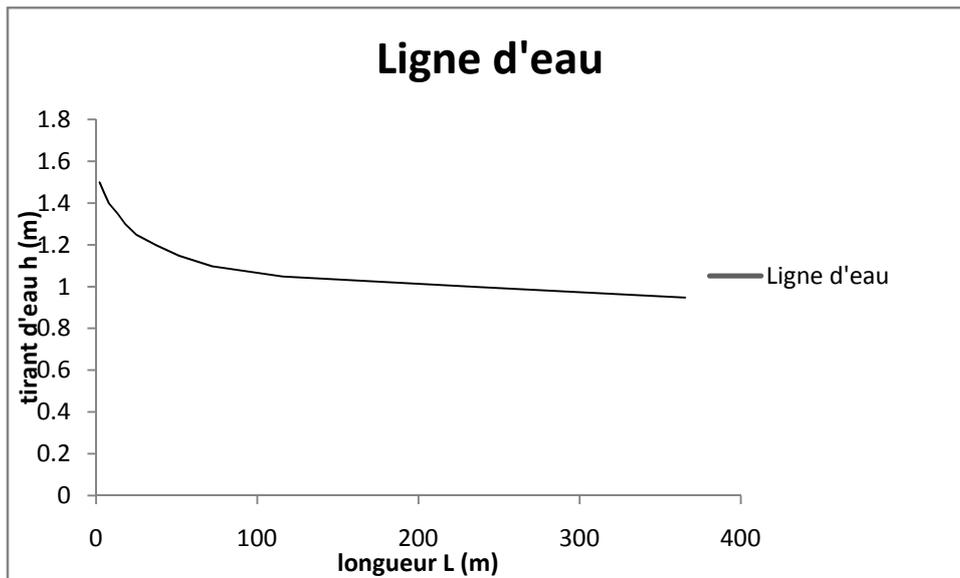


Figure N°.9: Schéma de ligne d'eau.

D'après le tableau et le graphe on trouve la hauteur d'eau a l'aval de tronçon : $h_{\text{cri}}=0.93\text{m}$.

Tableau 10: la longueur de la courbe de remous (après l'intersection des deux oueds de la zone est et la zone ouest tronçon 4)

$h_i(\text{m})$	η	$B(\eta)$	$\eta_2 - \eta_1$	$\beta(\eta_2) - \beta(\eta_1)$	L(m)	Σ (m)
1.548	1.466	0.227				
			-0.047	0.019	0.24139495	0.24139495
1.498	1.419	0.246				
			-0.047	0.027	2.68886162	2.93025657
1.448	1.371	0.273				
			-0.047	0.031	3.91259495	6.84285152
1.398	1.324	0.304				
			-0.047	0.03	3.60666162	10.4495131
1.348	1.277	0.334				
			-0.047	0.05	9.72532828	20.1748414
1.298	1.229	0.384				
			-0.047	0.059	12.4787283	32.6535697
1.248	1.182	0.443				
			-0.047	0.086	20.7389283	53.392498
1.198	1.134	0.529				
			-0.047	0.102	25.6338616	79.0263596
1.148	1.087	0.631				
			-0.047	0.237	66.9348616	145.961221
1.098	1.040	0.868				
			-0.037	0.838	252.026489	397.987711
1.059	1.003	1.706				

ANNEXES

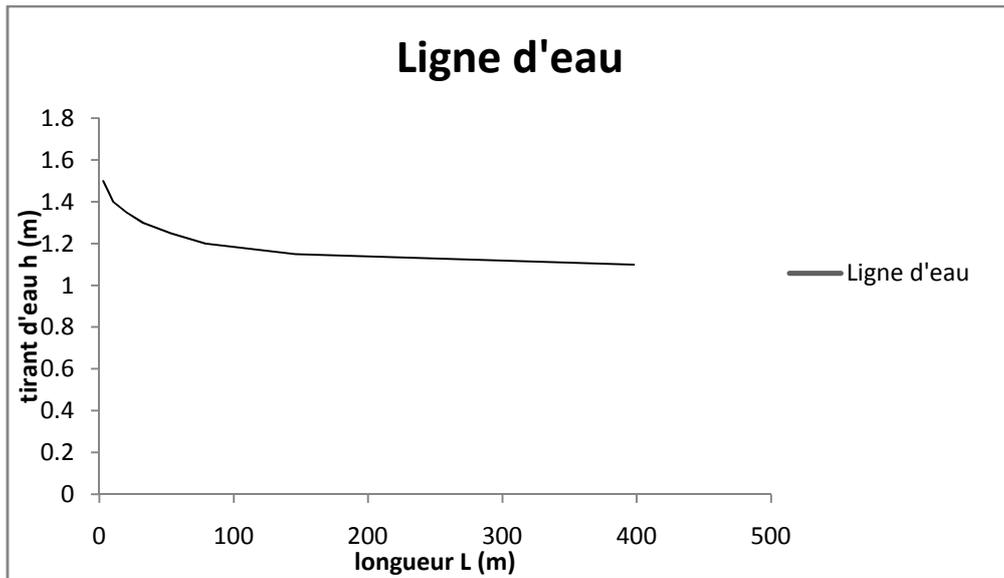


Figure N°.10: Schéma de ligne d'eau.

D'après le tableau et le graphe on trouve la hauteur d'eau a l'aval de tronçon : $h_{\text{cri}}=1.06\text{m}$.