

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE -ARBAOUI Abdellah-

DEPARTMENT GENIE DE L'EAU

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : Conception des Systèmes d'Assainissement

THEME :

**ETUDE DE LA PROTECTION DE LA VILLE DE TOUSNINA
(W.TIARET) CONTRE LES INONDATIONS**

Présenté par :

M^r BENCHERIK Omar Elfarouk

DEVANT LES MEMBRES DU JURY

Nom et Prénom	Grade	Qualité
M^r M. MEDDI	Professeur	Président
M^{me} F. DERNOUNI	M A.A	Examinateuse
M^{me} N. CHENITI	M A.B	Examinateuse
M^{me} C. MAZARI	M A.A	Examinateuse
M^{me} S. BELLABAS	M A.B	Examinateuse
M^r A. AMMARI	M A.A	Promoteur

Septembre-2012

Remerciement

Nous louons ALLAH en premier, pour tous les bienfaits qu'il veuille bien nous accorder et qu'il puisse encore nous donner santé et prospérité.

Je remercie mon encadreur Mr A. AMMARI, pour ses bons conseils et son suivi,

Je remercie mes parents pour leur soutien et leur aide continue et inconditionnelle,

Finalement, je remercie toute personne m'ayant appris quelque chose même ténue, toute ma famille, mes amis, et tous mes enseignants de tous les paliers de l'éducation confondus.

Dédicace

Ce travail est dédié en premier lieu à mes parents qui ont toujours été présents à mes cotés, m'ont encouragé et soutenu sans relâche.

Je le dédie aussi à tous ceux qui m'ont soutenu durant toutes les étapes de mes années d'études.

ملخص

تعتبر مدينة توسنينة منطقة فيضانية، الغرض الأساسي من هذا المشروع هو اقتراح وسائل فعالة لتجنب الفيضانات. لذلك قمنا بدراسة جغرافية وجيولوجية وتضاريس المنطقة، ثم الدراسة الهيدرولوجية من أجل تحديد كمية الأمطار المتتسقة وحساب تدفق الفيضانات، بعد القيام بهذه الحسابات، اقترحنا عدة حلول بحاج واخترنا منها الأمثل. وقمنا بالتدابير اللازمة للمنطقة باقتراح دراسة فنية واقتصادية، من خلالها نوفر الصحة والأمن والبيئة.

Résumé

La ville de Tousnina (Wilaya de Tiaret) est considérée comme zone inondable, le but essentiel de ce projet est de proposer des moyens efficaces afin de contrer les inondations.

Pour cela, nous avons fait une étude géographique, géologique et topographique de la ville, ainsi qu'une étude hydrologique afin de déterminer la pluviométrie du Oued et de calculer le débit de crue, une fois ces calculs faits, nous verrons quelques propositions avec les différents arguments et nous en sortirons avec la solution optimale. Nous aborderons, en outre, les différentes mesures prises pour l'organisation de chantier en proposant une étude technico-économique, aussi nous verrons les dispositions prises dans le cadre de l'Hygiène Sécurité Environnement(HSE).

Abstract

Tousnina town is considered as a floodplain. The essential purpose of this work is to propose efficient means to avoid flooding.

Therefore, we have presented the geography, the geology and the topography of the area, then we have passed to the hydrological study to determine the pluviometry and to calculate flood discharge. Once the calculations were suggested, we have proposed arguments and we have chosen the optimal one. We will approach the different measures taken for the site management, even a techno-economic study is proposed, we will see also, the different means of Health Security Environment (HSE).

Sommaire

Introduction générale

Chapitre I : Généralités sur les inondations

1.	Introduction.....	01
2.	Définition de l'inondation	01
3.	Différentes causes des inondations	02
4.	Type des inondations	03
5.	Exemples des inondations	03
5.1	Inondations dans le monde.....	03
5.2	Inondations en l'Algérie	04
6.	L'effet des inondations.....	05
	Conclusion.....	06

Chapitre II : Données de base

1.	Introduction.....	07
2.	Situation actuelle	07
2.1	Situation géologique	07
2.2	Situation géographique	08
2.3	Aperçu historique	08
2.4	Typologie d'habitat	09
2.5	Equipements	09
2.6	Voirie.....	10
2.7	Climat	10
2.7.1	Température.....	10
2.7.2	Les vents.....	10
2.7.3	Humidité relative	10
2.7.4	Evaporation	11
2.7.5	Pluviométries.....	11
3.	Analyse démographique	12
4.	Description du réseau d'assainissement	12
5.	Réseau hydrographique	12
6.	Les eaux souterraines	13
	Conclusion	13

Chapitre III : Etude hydrologique

1.	Introduction.....	14
2.	Notion d'averse	14
3.	Choix de la période de retour	14
4.	Détermination de l'intensité moyenne de précipitation	15
4.1	Analyse des données pluviométriques et choix de la loi d'ajustement.....	15
4.1.1	Analyse des données pluviométriques	15
4.1.2	Choix de la loi d'ajustement.....	16
4.1.3	Calcul de l'intensité de pluie de durée de 15min et de période de retour de 10 ans par la formule de Montanari	21
4.2	Caractéristiques des bassins versants	22
4.2.1	Caractéristique de forme	22
4.2.1.1	Indice de compacité de Gravelius	22
4.2.1.2	Le rectangle équivalent	22
4.2.2	Les altitudes caractéristiques.....	22
4.2.3	Indice de pente globale (Ig).....	23
4.2.4	Pente moyenne des bassins versants (Im).....	23
4.2.5	Le réseau d'écoulement.....	24
4.2.5.1	Densité de drainage.....	24
4.2.5.2	La pente moyenne du cours d'eau principale.....	24
4.2.5.3	Le temps de concentration.....	24
4.3	Pluies de courte durée.....	26
5.	Etude des crues.....	30
	Détermination des débits maximaux fréquentiels par les formules empiriques.....	30
5.1	Hydrogrammes des crues.....	32
5.2	Conclusion.....	37

Chapitre IV : Diagnostic et expertise de l'état des lieux et aménagement proposé

1.	Introduction.....	38
2.	Reconnaissance des aménagements existants et analyse du tissu urbain	38
2.1	Le réseau d'assainissement existant	38
3.	Zonage de l'assainissement pluvial	38
4.	Les variantes proposées	40
5.	Choix de la variante	40
6.	Choix de la forme de la section	41
7.	Aménagements proposés	41
	Conclusion.....	41

Chapitre V : Calcul hydraulique

1.	Introduction.....	42
2.	Les données	42
2.1	Période de retour	42
2.2	Calcul du coefficient d'écoulement	42
2.3	Evaluation des débits d'eaux pluviales.....	43
3.	Généralités.....	44
3.1	Calcul hydraulique.....	44
3.2	Les canaux à ciel ouvert.....	44
3.3	Les ouvrages annexes.....	45
3.4	Dimensionnement.....	45
3.4.1	Détermination de cœfficient de Chézy	45
3.4.2	Les paramètres géométriques.....	46
1.	Le choix de la section de meilleure conductivité	46
2.	Calculs du rayon hydraulique maximal.....	47
3.	Calcul de la profondeur normal h_n	47
4.	Calcul de la profondeur critique h_{cr}	48
4.1	Méthode graphique	48
4.2	Méthode analytique d'AGROSKINE	48
5.	Calcul de la pente critique	48
6.	Calcul de la ligne d'eau.....	49
6.1	Equation de la surface libre de la ligne d'eau.....	49
6.2	Les différentes formes de courbe de remous.....	50
6.3	Calcul de la surface d'eau	51
7.	Raccordement des canaux	51
8.	Dimensionnement des différents ouvrages proposés	52
8.1	Dimensionnement de l'ouvrage A	52
8.2	Dimensionnement de l'ouvrage B	53
8.3	Dimensionnement de l'ouvrage C	53
8.4	Dimensionnement de l'ouvrage D	53
8.5	Dimensionnement de l'ouvrage F	54
8.6	Dimensionnement de l'ouvrage G	54
8.7	Dimensionnement de l'ouvrage F1	54
8.8	Dimensionnement de l'ouvrage F2	55
8.9	Dimensionnement de l'ouvrage M	55
8.10	Dimensionnement de l'ouvrage N	56
8.11	Calcul des hauteurs des parois des ouvrages à ciel ouvert	56
9.	Calcul des abscisses d'eau après chaque chute	57
10.	Calcul du ressaut	59
10.1	Chutes brusques à la fin d'un canal	60
	Conclusion	61

Chapitre VI : Organisation de chantier

1.	Introduction	62
2.	Installations du chantier	62
2.1	Installations destinées au personnel	62
2.2	Installations destinées au stockage des matériaux	62
2.3	Installations destinées à la réparation des engins	63
2.4	Installations pour la préfabrication	63
3.	Succession des opérations du chantier	63
4.	Choix des engins	63
5.	Volumes des travaux	64
6.	Devis des différents volumes des travaux	64
7.	Planification	66
7.1	Définition	66
7.2	Techniques de la planification	66
7.3	Les étapes de la planification	68
7.4	Choix de la méthode de calcul	69
7.5	Elaboration du réseau selon la méthode CPM	70
7.6	Détermination des chemins critiques	72
	Conclusion	73

Chapitre VII : Protection et sécurité de travail

1.	Introduction	74
2.	Les Causes Des Accidents	74
3.	Les Actions Et Conditions Dangereuses	74
3.1	Conditions dangereuses dans le chantier	74
3.2	Actions dangereuses	74
4.	Organisation De La Prévention Des Accidents du Travail	75
5.	Plan de sécurité adaptée aux travaux de réalisation	76
	Conclusion	78

Conclusion général

Liste des tableaux

Tableau II.1	Principaux équipements de la ville de Tousnina	9
Tableau II.2	Répartition mensuelle de la température	10
Tableau II.3	Répartition mensuelle de l'humidité relative	11
Tableau II.4	Répartition mensuelle de l'évaporation	11
Tableau II.5	La station pluviométrique	11
Tableau II.6	Pluviométrie moyenne mensuelle	11
Tableau II.7	Estimation de la population pour différents horizons de calcul.....	12
Tableau III.1	Précipitations maximales journalières (mm):station de SOUGUEUR...	16
Tableau III.2	Caractéristiques de la série (avec N=17ans)	16
Tableau III.3	Résultat de l'ajustement a la loi de Gumbel	18
Tableau III.4	Résultat de l'ajustement à la loi de Galton	19
Tableau III.5	caractéristiques hydromorphométrique du bassin versant	25
Tableau III.6	Pluies maximales de durée t (h) et de période retour	27
Tableau III.7	Intensités maximales de durée t (h) et de période retour	27
Tableau III.8	Débits maximaux des crues de différentes périodes de retour	32
Tableau III.9	Hydrogrammes des crues de différentes périodes de retour SB 01.....	33
Tableau III.10	Hydrogrammes des crues de différentes périodes de retour SB 02.....	34
Tableau III.11	Hydrogrammes des crues de différentes périodes de retour SB 03	35
Tableau III.12	Hydrogrammes des crues de différentes périodes de retour SB 04	36
Tableau V.1	Indice de coefficient d'écoulement selon la classification du BV	42
Tableau V.2	Calcul du coefficient d'écoulement	43
Tableau V.3	Calcul des débits pluviaux pour chaque sous bassin par la méthode rationnelle	44
Tableau V.4	Paramètres géométriques d'un canal à section trapézoïdale	47
Tableau V.5	Différentes formes de courbes de remous	50
Tableau V.6	Paramètres de calcul du canal trapézoïdal en béton armé	52
Tableau V.7	Paramètres de calcul de la pente critique	52
Tableau V.8	Paramètres de calcul du canal trapézoïdal en béton armé	53
Tableau V.9	Paramètres de calcul de la pente critique	53
Tableau V.10	Paramètres de calcul du canal trapézoïdal en béton armé	53
Tableau V.11	Paramètres de calcul de la pente critique	53
Tableau V.12	Paramètres de calcul du canal trapézoïdal en béton armé	53
Tableau V.13	Paramètres de calcul de la pente critique	54
Tableau V.14	Paramètres de calcul du canal trapézoïdal en béton armé	54
Tableau V.15	Paramètres de calcul de la pente critique	54
Tableau V.16	Paramètres de calcul du canal trapézoïdal en béton armé	54
Tableau V.17	Paramètres de calcul de la pente critique	54

Tableau V.18	Paramètres de calcul du canal trapézoïdal en béton armé	55
Tableau V.19	Paramètres de calcul de la pente critique	55
Tableau V.20	Paramètres de calcul du canal trapézoïdal en béton armé	55
Tableau V.21	Paramètres de calcul de la pente critique	55
Tableau V.22	Paramètres de calcul du canal trapézoïdal en béton armé	55
Tableau V.23	Paramètres de calcul de la pente critique	56
Tableau V.24	Paramètres de calcul du canal trapézoïdal en béton armé	56
Tableau V.25	Paramètres de calcul de la pente critique	56
Tableau V.26	Les hauteurs des parois des ouvrages à ciel ouvert	57
Tableau V.27	Les dimensions des ouvrages à ciel ouvert	57
Tableau V.28	Les abscisses d'eau après chaque chute ouvrage M	59
Tableau V.29	Les différents types de ressaut	60
Tableau V.30	Les hauteurs conjuguées après chaque chute ouvrage M	61
Tableau VI.1	Le devis des différents travaux	64
Tableau VI.2	Les durées de différentes opérations	70
Tableau VI.3	Détermination des chemins critiques	72
Tableau VII.1	Plan de sécurité adaptée aux travaux de réalisation	77

Liste des figures

Figure I.1	bassin versant	02
Figure II.1	Photo aérienne du bassin pris en considération.(Source Google Earth)	07
Figure II.2	Plan de situation de la ville de TOUSNINA	08
Figure II.3	Réseau hydrographique dans les BV de la ville de Tousnina	13
Figure III.1	Ajustement a la loi GUMBEL.....	19
Figure III.2	Ajustement a la loi GALTON	20
Figure III.3	Comparaison graphique des deux graphes	20
Figure III.4	Pluies de courte durée fréquentielles.....	28
Figure III.5	courbes Intensité- durée- fréquence.....	29
Figure III.6	Hydro grammes des crues de différente période de retour SB 01	33
Figure III.7	Hydro grammes des crues de différente période de retour SB 02	34
Figure III.8	Hydro grammes des crues de différente période de retour SB 03	35
Figure III.9	Hydro grammes des crues de différente période de retour SB 04	36
Figure IV.1	Photos montrant quelques zones touchées par les inondations	39
Figure V.1	Les différentes formes de courbes de remous	51
Figure V.2	Profil en long au niveau de chute	58
Figure V.3	Schéma explicatif de la formule (V.28)	58
Figure V.4	Schéma d'un ressaut hydraulique	59
Figure V.5	Typologie des ressauts	60
Figure V.6	Les différentes chutes	61
Figure VI.1	Réseau à nœuds.....	71
Figure VI.2	Diagramme de GANTT	73
Figure VII.1	L'organisation de la prévention	75

Liste des planches

Titre de la Planche:

	<i>N°</i>
Plan d'aménagement de la ville de Tousnina (W.Tiaret)	1
Profil en long ouvrage M	2
Profil en long ouvrage A, B, C, D, F	3
Profil en long ouvrage G, F1, F2, N	4
Coupes des canaux trapézoïdales en béton armé	5

Introduction générale

La lecture des textes règlementaires algériens tels que le PNAE-DD (Plan National des Actions pour l'Environnement et le Développement Durable 2002), la loi sur l'eau (2005), la loi sur la protection de l'environnement et le décret sur la gestion des risques majeurs, montre l'importance de l'eau pour la nation, sa gestion et la protection contre ses effets graves tels que la pollution des ressources hydriques et l'inondation.

Toute ressource naturelle a ses aléas avec des impacts négatifs sur l'homme et son environnement. L'eau donne la vie mais peut l'ôter.

La nécessite de construire rapidement, après l'indépendance, a généré dans nos villes et villages des dangers liés à l'eau. En effet des édifices et des habitations sont réalisés sur des terrains inondables. Les cartes d'inondabilité étaient rares.

L'Etat Algérien, fort des expériences des crues mortelles, lance des études pour la protection des agglomérations contre les inondations. Ces études entrent dans le cadre d'une gestion globale et durable du territoire et des ses ressources naturelles. La prévention des risques majeurs passe d'abord par la protection avant le système d'alerte. Les dispositifs de protection sont onéreux et doivent être rigoureusement étudiés.

En Algérie le dispositif de protection, bien étudie, doit permettre la gestion des eaux dans tous étapes sans la perdre. Le pays souffre du manque d'eau. Sur le plan légal, la gestion des ressources hydriques se fait conformément à l'esprit et au texte de la loi n°05-12 du 4 Août 2005 relative à l'eau qui stipule dans son titre 1, article 2 que: " *la maîtrise des crues par des actions de régulation des écoulements d'eaux superficielles pour atténuer les effets nuisibles des inondations et protéger les personnes et les biens dans les zones urbaines et autres zones inondables*".

Notre école, fleuron de la nation dans le domaine hydraulique, a été fondée en 1985, preuve de l'intérêt de ce secteur pour la vie du pays. Nous participons lors de nos stages pratiques à l'élaboration des études et aux suivis des réalisations des ouvrages.

Mon mémoire porte sur la protection de la ville Tousnina (Wilaya de Tiaret) contre les inondations.

Chapitre I : Généralités sur les inondations

1. Introduction

La vie naturelle d'un cours d'eau est faite d'alternance entre les périodes de basses eaux et les périodes de hautes eaux. Lorsque celles-ci montent plus ou moins brutalement, on assiste à un phénomène d'inondation.

2. Définition de l'inondation

Une inondation est une montée des eaux, plus ou moins rapide, dans une zone habituellement hors d'eau. Le risque inondation est la conséquence de deux composantes [6] :

- l'eau qui peut sortir de son lit habituel d'écoulement ou remonter en surface
- l'homme qui s'installe dans la zone inondable avec toutes sortes de constructions, d'équipements et d'activités.

Les fortes pluies engendrent une crue, parfois associée à une remontée de la nappe phréatique. On distingue deux grands types de crues :

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

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

- L'inondation aréolaire : se produit en l'absence d'écoulement ou parce que ce dernier est trop modeste pour évacuer l'eau
- Lit mineur: Espace fluvial formé d'un chenal unique ou de chenaux multiples et de bancs de sables et/ou galets, recouverts par les eaux coulant à pleins bords avant débordement. Un cours d'eau s'écoule habituellement dans son lit mineur (basses eaux et débit moyen annuel).

- Lit majeur: Espace situé entre le lit mineur et la limite de la plus grande crue historique répertoriée.
- Le bassin versant : Un bassin versant est un territoire délimité par des frontières naturelles appelées "lignes de partage des eaux" ou "lignes de crête". Chaque bassin versant draine un cours d'eau principal souvent accompagné de plusieurs affluents. Ainsi, chaque goutte de pluie qui tombe sur ce territoire va rejoindre la rivière soit par écoulement de surface, soit par circulation souterraine après infiltration dans le sol

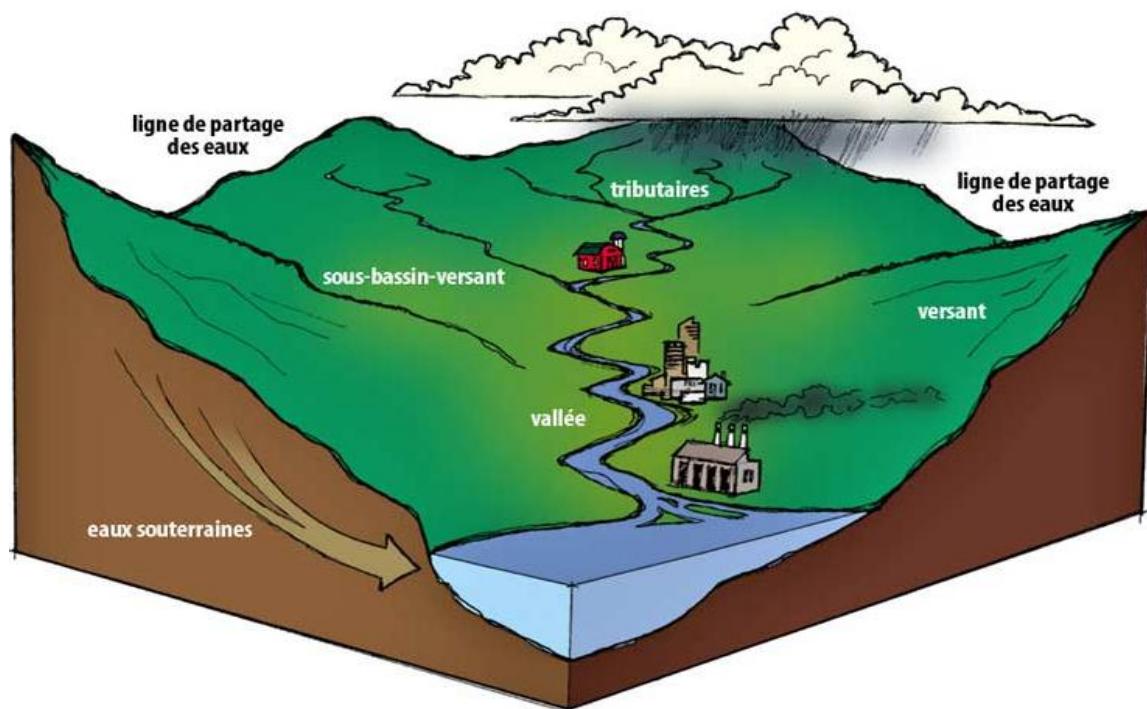


Figure I.1 bassin versant

3. Différentes causes des inondations

Elles peuvent avoir de nombreuses causes cumulables :

- La rupture d'ouvrages de protection (brèche dans une digue)
- La submersion marine dans les estuaires (conjonction de fortes marées et de situation dépressionnaire entraînant la crue du fleuve).
- L'imperméabilisation du sol par les aménagements ainsi que certaines pratiques culturelles
- La saturation et le refoulement du réseau d'assainissement des eaux pluviales
- Les situations météorologiques remarquables se traduisant par une forte pluvirosité (pluies importantes, orages violents)

- L'effet de l'homme (défaillances des différents réseaux, gonflement des oueds par les décombres, l'urbanisation anarchique des rives immédiates des cours d'eau)

4. Types des inondations

On distingue plusieurs types d'inondations selon la nature de la crue qui les occasionne [6]:

4.1 Par débordement direct

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

4.2 Par débordement indirect

Les eaux remontent par effet de siphon à travers les nappes alluviales, les réseaux d'assainissement

4.3 Par stagnation d'eaux pluviales ou ruissellement

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

4.4 Inondation par rupture d'une protection

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

5. Exemples des inondations

5.1 I inondations dans le monde

- **États-Unis**, crue du Mississippi en juillet 1993. On a dénombré 9 Etats touchés, 47 victimes, 8 millions de personnes concernées, 38.000 maisons gravement endommagées, 100 millions d'hectares de terres agricoles inondées, 10 millions dollars de dommages.

- **Inde et Népal**, au même moment qu'aux États-Unis, avec infiniment plus de victimes : 3000, mais beaucoup moins de dommages : 430000 dollars
- **Europe de l'Est**, crue de l'Oder en juillet 1997 : trois pays touchés (Pologne, Tchéquie, Allemagne), 50 victimes, 150.000 personnes déplacées, 5 millions dollars de dommages.
- **Chine**, crue du Yang Tsé Jiang (fleuve bleu), en août 1998 : 14 millions de personnes déplacées, 5 millions de travailleurs réquisitionnés pour renforcer les digues, qui ont failli être démolies pour préserver Shanghai. 50.000 victimes
- **Mexique**, les crues généralisées d'octobre 1999 ont provoqué 600 victimes.
- **Venezuela**, les violentes crues du Nord du pays de décembre 1999, qui ont provoqué de considérables coulées de boue, sont la cause d'un véritable désastre : quelques 20.000 à 30.000 victimes, et des dommages évalués à 14 millions dollars.
- **Mozambique**, en mars 2000, plus de 1.000 victimes.
- **Thaïlande**, crue du Mékong en octobre 2000, 400 victimes.

5. 2 Inondations en l'Algérie

Il y a lieu de noter, ici, quelques cas significatifs des inondations survenues à :

- Azazga (Tizi Ouzou)** : le 12 octobre 1971 et qui ont occasionné 40 morts et des centaines d'habitations détruites.
- Tizi Ouzou** : du 28 au 31 mars 1974 et qui ont provoqué 52 décès dans la Wilaya, 18000 sinistrés et des dégâts évalués à l'époque à 27 millions de DA.
- El Eulma (Sétif)** : le 1er septembre 1980 qui a fait 44 décès,
- Annaba** le 11 novembre 1982, au niveau du centre-ville et qui ont fait 26 morts, et 9500 sinistrés.
- Jijel** le 29 décembre 1984 et qui ont occasionné 29 morts et 11000 sinistrés.
- Bordj Bou Arréridj** : le 23 septembre 1994 et qui ont provoqué 16 décès et des dégâts évalués à 10.000.000DA.
- Oued Rhiou** : 22 décès.
- Alger (Bab-El-Oued)** le 10 novembre 2001, et qui ont fait 710 décès, 115 disparus et 30 milliards de DA de pertes.

-**Ghardaïa** : octobre 2008 a fait 34 décès "Les dégâts causés aux infrastructures tournent autour de 20 milliards de dinars

6. L'effet des inondations

Elles affectent les personnes, les communications, les biens et les activités mais aussi le milieu naturel.

6. 1 La mise en danger des personnes

Survient surtout lorsque les délais d'alerte et d'évacuation sont trop courts ou inexistant pour des crues rapides ou torrentielles sans exclure les crues de plaines généralement étudiées et contrôlées par un service d'annonce de crues.

Dans les espaces urbanisés ou touristiques (campings au bord des rivières) la population exposée peut être très importante. Le danger se traduit par le risque d'être emporté ou noyé mais aussi par l'isolement sur des îlots coupés de tout accès. On considère généralement que des hauteurs d'eau supérieures à 1 mètre ou des vitesses de plus de 0,50 m/s sont dangereuses pour l'homme. À ces risques, s'ajoutent l'électrocution, les blessures et traumatismes multiples dont les séquelles psychologiques et d'autre maladie comme le cholera

6. 2 L'interruption des communications

Se manifeste par la coupure des routes et des voies ferrées, la perturbation des réseaux enterrés ou de surface. La conséquence directe la plus grave est la difficulté d'intervention des secours.

6. 3 Les dommages aux biens et aux activités

Revêtent différentes formes; ils touchent essentiellement les biens mobiliers et immobiliers. À côté des dommages évidents (habitat, pertes agricoles, machines endommagées), d'autres sont souvent peu connus (infrastructures d'équipement, impossibilité d'être ravitaillé, chômage technique, perte d'activité). On estime ainsi que les dommages indirects sont en réalité supérieurs aux dommages directs.

Mais aussi les activités agricoles sont généralement les plus touchées, par l'endommagement des machines, des ouvrages, les pertes agricoles, l'impossibilité d'être ravitaillé, le chômage technique, les moyens de transport perturbés, etc.

6. 4 Les dégâts du milieu naturel

Dus à l'érosion et aux dépôts de matériaux, aux déplacements du lit ordinaire. Les phénomènes d'érosion, de charriage, de suspension de matériaux et d'alluvionnement participent à l'évolution du milieu naturel dans ces aspects positifs comme négatifs.

6. 5 Risque de pollution diverse

Pouvant aller jusqu'au déclenchement d'accidents technologiques.

6. 6 Le coût financier

Les risques d'inondations représentent environ 80 % du coût des dommages imputables aux risques naturels.

Conclusion

Les crues varient spatialement et temporairement dans leur intensité et sont souvent caractérisées par leur débit de pointe et leur hydrogramme. Ces derniers sont dus à plusieurs facteurs. En premier lieu, la quantité, l'intensité et l'extension spatiale de l'averse génératrice. En deuxième lieu, les propriétés physiographiques tels que la taille, la forme, les pentes et l'orientation du bassin exerçant une large influence. En plus l'intervention humaine et les changements naturels des caractéristiques du bassin augmentant la complexité du problème.

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

Chapitre II : Données de base

1. Introduction

Le territoire de la ville de Tousnina est régulièrement confronté à des ruissellements non maîtrisés ayant entraîné des inondations et des pollutions de la ressource en eau. L'assemblée populaire communale de Tousnina souhaite poursuivre sa politique de prévention afin de limiter les conséquences de tels événements. Cela concerne les étapes aussi importantes que l'élaboration de documents d'urbanisme et de projets de travaux sur les réseaux *Eaux Pluviales (EP)*. Ainsi, cette assemblée encourage aussi la réalisation d'une protection de la ville contre les risques d'inondation.

Le périmètre d'étude s'étend sur l'ensemble du bassin versant de l'oued Mina dont les affluents sont les oueds Yatt, Yezrem, et Oued Tousnina qui traversent la commune et le périmètre urbain.

2. Situation actuelle

2.1 Situation géologique

La partie Ouest de Tousnina s'étale en largeur, des versants méridionaux des reliefs terrasses alluviales d'oued Mina. La pente est orientée de l'Ouest vers l'Est, forte au début et faible à la limite sud des champs de Tousnina.

Du point de vue hydrographique, il y a des oueds qui se rencontrent juste à la sortie vers Sougueur et qui prennent origine à une vingtaine de kms du sud ouest (oued Tousnina) du sud (oued Mina) et du sud ouest (oued Yatt). Les deux premières cités traversent les champs de Tousnina.

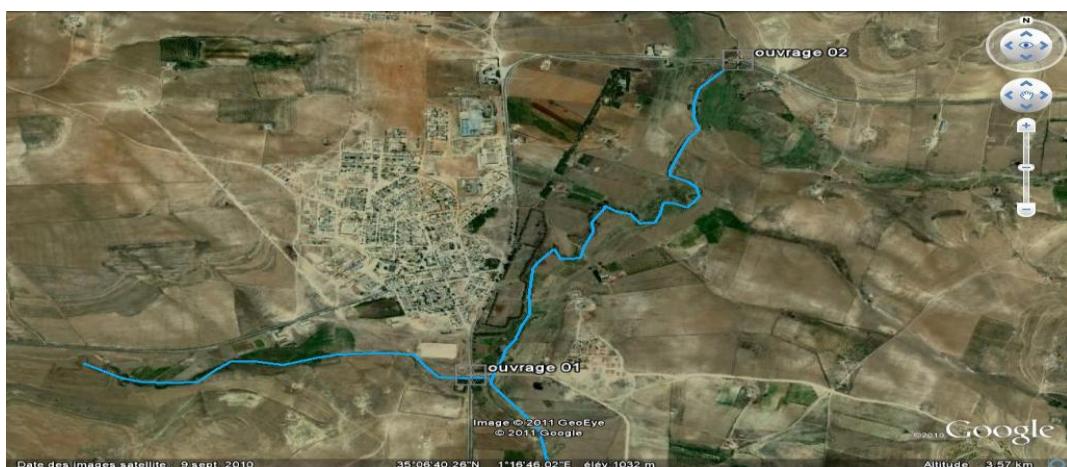


Figure II.1 Photo aérienne du bassin pris en considération.(Source Google Earth)

2.2 Situation géographique

La commune de Tousnina se trouve au sud de son chef lieu de wilaya Tiaret.

Les caractéristiques de la ville sont :

Altitude:35°11'00"

Longitude:1°27'37"

Z = 1134 m

Elle est limitée, au nord par les communes de Sougueur et Mellakou, à l'Est par la commune de Naima, à l'ouest par les communes de Frenda et Medroussa, et au sud par les communes de Chehaima et Medrissa.

Elle est desservie par des chemins de wilaya qui relie la R.N 14 à la R.N 23 et la RN90.

2.3 Aperçu historique

Initiée dans le cadre du plan de Constantine pendant le colonialisme, elle ne fut réalisée qu'après l'indépendance de l'Algérie dans le programme des mille villages agricoles de la révolution agraire dans les années 70 du vingtième siècle. Elle s'étale sur une superficie de près de 295,4 km².

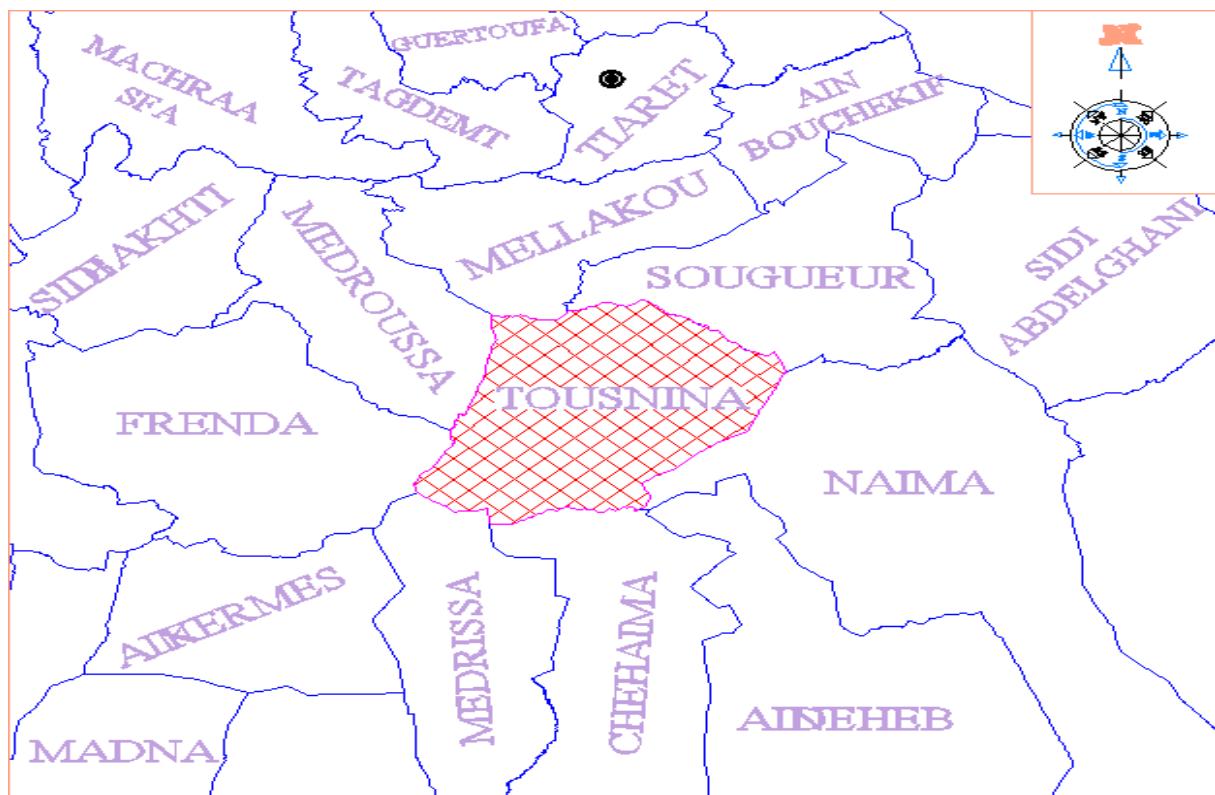


Figure II.2 Plan de situation de la ville de TOUSNINA

2.4 Typologie d'habitat

L'habitat de Tousnina est caractérisé en grande partie par des constructions de type individuel. L'ancien tissu du village socialiste sur lequel viennent se greffer de nouveaux lotissements, forme la nouvelle ville de Tousnina.

Le taux d'occupation par logement a atteint lors du dernier recensement le ratio de 7,8hab/log.

2.5 Equipements

L'ensemble des équipements est récent. La ville à moins de 60 ans d'âge. Ce sont des équipements étatiques relevant du secteur public. Il s'agit de :

Tableau II.1 Principaux équipements de la ville de Tousnina

N°	Désignation du type d'équipement	Nombre	Superficie totale /occupation (m ² /hab.)	Observations
Bâtiments de l'administration locale				
01	Siège Assemblée Populaire Communale	01	950/28 + visiteurs	- Récent - Bonne maintenance
02	Gendarmerie Nationale (Brigade)	01	3600	-
Equipements scolaires, culturels et sportifs				
01	Ecole primaires	03	13.000 /1286	occupées en journée de Septembre jusqu'à Juin
02	Collège d'Enseignement Moyen	01	6287 / 560	occupé en journée de Septembre jusqu'à Juin
03	Stade	02	12500 / 4 + visiteurs et sportifs	Il s'agit du stade municipal et d'une aire de jeu
Equipements Industriels, commerciaux et de service				
01	Unité eau minérale Tousnina	01	15800 / 68 + clients	Occupation 24 h/24 h
02	Unité Limonaderie	01	706 /14	Occupation 24 h/24 h
03	Coopérative Agricole CAPS	01	5366 / 9 + visiteurs	
04	Agence postale (PTT)	01	208 /5 + visiteurs	
Equipements sanitaires				
01	Centre de santé (Polyclinique et AMG)	02	360 /7 + visiteurs	Occupation diurne
Equipements de culte				
01	Mosquée	01	750/700	(occupation journalière de 100 personnes en moy)

2.6 Voirie : Le réseau de voirie de La ville est divisé en :

-Voirie primaire : conçue en voie large et boulevard, d'une longueur moyenne de 2,8 Km et d'une largeur de près de 12m.

-Voirie secondaires : la largeur moyenne est de 8m, pour une longueur d'environ 2,2Km.

-Voirie tertiaires : ce sont des voies de desserte

La voirie à Tousnina se trouve dans un état dégradé.

2.7 Climat

Généralement le climat de la région est caractérisé par :

- Une pluviométrie à une grande variabilité inter annuelle (200 à 360 mm/an) avec une répartition irrégulière souvent torrentielle.
- La période sèche s'étale sur près de 5 mois (Juin - octobre)
- Des températures allant à + 30° degrés en période estivale (Juillet Août).
- Le type de climat est aride à semi aride.

2.7.1 Température

La température moyenne mensuelle est d'environ 16°C, les températures extrêmes enregistrées sont 25° à 42°C, localisées respectivement en Janvier et en Juillet atteintes avec des fréquences faibles courant mois de Janvier, la température moyenne mensuelle varie le plus souvent entre 6° et 12°C alors qu'en juillet elle est située entre 20° et 32°C.

Tableau II.2 Répartition mensuelle de la température

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Moyenne interannuelle
T _{max} °C	12,1	12,8	15,3	17,7	21	27,5	32,2	31,1	27,7	21,7	16,0	12,8	20,7
T _{min} °C	5,4	6	7,2	9,3	11,8	17,2	21,2	20,2	17,4	13	8,7	6,8	12
T _{moy} °C	8,3	9	10,8	13	15,9	22	26,3	25,1	21,7	16,7	11,9	9,2	15,8

SOURCE : ANRH (TIARET)

2.7.2 Les vents

Les vents dominants chargés sont de direction W- NW pendant la période allant du mois d'Octobre au mois de Mai, et E- SE de Juin à Septembre avec une fréquence supérieure à 14%. La vitesse moyenne mensuelle du vent varie entre 2.5 et 3.5 m/s

2.7.3 Humidité relative

L'humidité relative mensuelle moyenne varie de 68 à 78% et de 46 à 68% respectivement pour les périodes allant de Novembre à Mars et du mois d'Avril au mois d'Octobre.

Tableau II.3 Répartition mensuelle de l'humidité relative

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Moyenne interannuelle
Max%	98,7	91,3	87,7	86,7	85,2	76,5	66,7	73,3	80,7	85,7	89,4	91,1	83,7
Min%	55	54,4	45,7	42,9	41,9	33,3	26,2	29,5	34,7	43,7	53,4	58,6	43,3
Moy%	74,7	75,6	68,9	67,2	65,4	55,4	45,7	50,9	58,7	66,5	73,3	77,4	65,1

SOURCE : ANRH (TIARET)

2.7.4 Evaporation

L'évaporation mensuelle varie de 150 à 210 mm, du mois d'Avril au mois de Septembre, et sa répartition mensuelle montre une croissance régulière d'Avril à Août et une période d'Octobre à Mai totalisant 31% de la moyenne annuelle.

Tableau II.4 Répartition mensuelle de l'évaporation

Mois E _v (mm)	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Moy Inter annuelle
Max	74,4	66,7	80,6	96	114,7	165	235,6	204,6	159	120,9	75	62	1454,5
Min	40,3	34,8	68,2	78	80,6	117	158,1	148,8	114	80,6	51	34,1	1005,5
Moy	55,8	52,2	77,5	84	99,2	150	207,7	182,8	138	96,1	60	52,7	1256,0
%	4,44	4,16	6,17	6,68	7,9	11,94	16,54	14,55	10,99	7,65	4,78	4,2	100

SOURCE : ANRH (TIARET)

2.7.5 Pluviométrie

La commune de Tousnina ne dispose pas de station météorologique. La station la plus proche est celle de la ville de Sougueur.

Les pluies sont représentées dans le tableau (II-06)

Tableau II.5 La station pluviométrique

Station	Code	Source	Coordonnées			Années D'observation	N
			Altitude	Longitude	Z (m)		
SOUGUEUR	010901	A.N.R.H	35°18'33"	1°49'99"	1134	1989 - 2005	17ans

SOURCE : ANRH (TIARET)

Tableau II.6 Pluviométrie moyenne mensuelle

Mois	Sept	Oct	Nov	Dec	Janv	Fev	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil	Aout	ANN
Moy (mm)	14.35	15.43	11.91	14.18	11.55	13.46	8.31	12.56	14.54	7.14	4.15	7.90	135.49

SOURCE : ANRH (TIARET)

3. Analyse démographique:

Le taux de croissance utilisé au P D A U 2012 est de 3%, pour une croissance naturelle de près de 1.83 % et un exode vers la cité en plein essor économique de 1.20 %.

L'estimation de la population à l'horizon de l'étude (2030), sur la base des données du recensement de 2008, se fait par la formule suivante (progression avec intérêt composé :

$P_{i+1} = P_i + P_i \times T$ où T est le taux d'accroissement, P_i est la population à l'année i et P_{i+1} la population à l'année ($i+1$) soit :

$$P_n = P_0 (1 + T)^n \dots \dots \dots \text{ (II-1)}$$

n : Nombre d'années pendant les quelles il y a croissance géométrique ($t_n - t_0$) ;

C'est la différence en années entre l'année de référence (Année du dernier recensement)

Et l'année de l'horizon de calcul.

T : Taux de croissance de la population considérée $T = 3\%$

(D'après le service technique de la commune)

P_n : population à l'horizon de calcul.

P_0 : population de référence (au dernier recensement ; en 2008).

Pour la ville de TOUSNINA ($P_0 = 4677$)

Tableau II.7 Estimation de la population pour différents horizons de calcul

<i>Horizon</i>	<i>2008</i>	<i>2020</i>	<i>2030</i>
<i>Estimation</i>	4677	6668	8962

4. Description du réseau d'assainissement

Tousnina est doté d'un réseau unitaire d'assainissement de 11980 ml de longueur, les diamètres varient de 200 à 600. On signale l'existence de deux principaux rejets. Le principal commence près du stade en diamètre 300 traverse la route et emprunte la direction Nord pour se diriger parallèlement à l'oued. Le second qui se situe à la limite Est est au bord de la route non loin du premier en diamètre 600, change de direction près des bâtiments en préfabriqué pour aller rejoindre l'exutoire.

5. Réseau 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 une des caractéristiques les plus importantes du bassin.

La chevelure hydrographique est dense et composée de plusieurs Oueds (Yatt .Guigueb) et qui sont des affluents d'oued Mina qui est considéré comme le plus important oued dans la wilaya et sur lequel est érigé barrage Benkhadda dont la capacité avoisine 45 HM3.

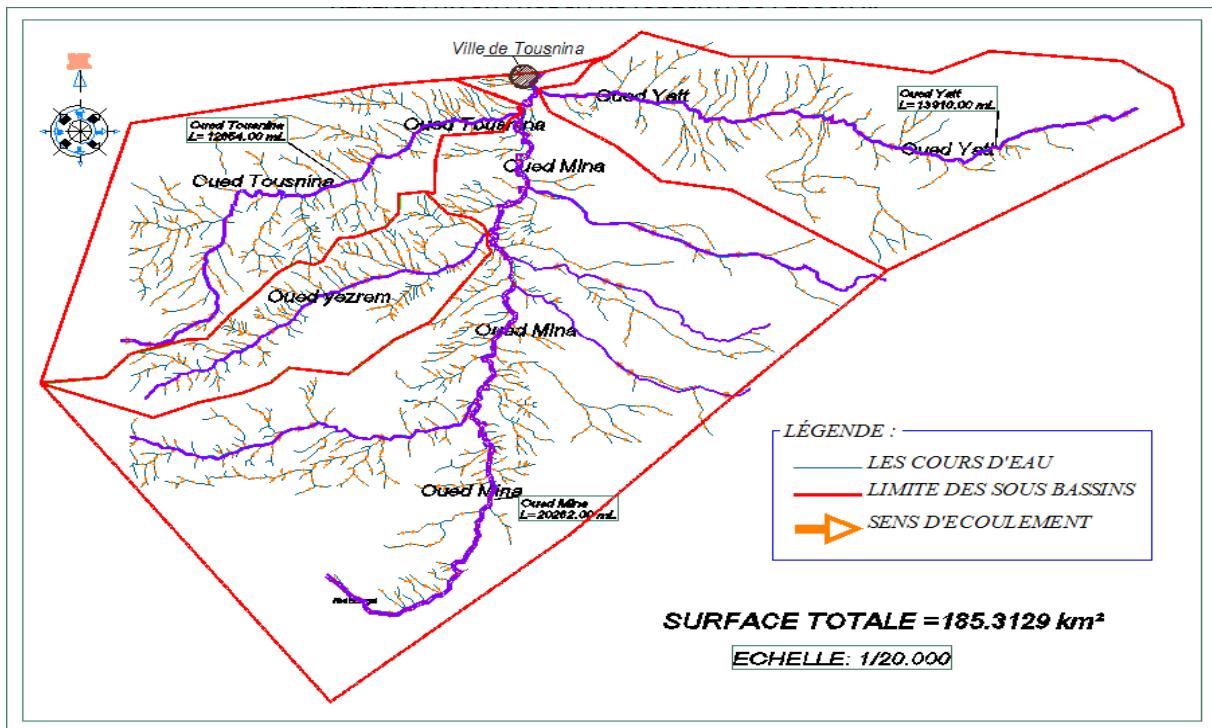


Figure II.3 Réseau hydrographique dans les SB de la ville de Tousnina

SOURCE : ANRH (TIARET)

6. Les eaux souterraines

La nappe phréatique de Mina est l'une des plus importantes ressources hydriques de la région. Elle desserve plusieurs localités comme Tiaret et Sougueur.

Conclusion :

En conclusion, la ville de Tousnina est une ville inondable à cause de la morphologie du terrain, des précipitations automnales (Averses et orages de fin d'été ou d'automne), et de l'inexistence d'ouvrage de rétention des eaux de pluie. La loi sur l'eau oblige les communes à œuvrer pour une gestion durable des ressources. Un système de protection de la ville s'impose pour protéger les biens et les hommes d'une part, et gérer judicieusement les ruissellements vers les cours naturels pour mieux les mettre au service des populations.

Chapitre III : Etude hydrologique

1. Introduction

L'étude hydrologique est indispensable pour toute mise en œuvre des projets hydro-électriques, de distribution d'eau, de protection contre les crues, d'Assainissement, de drainage, d'Irrigation, de Barrages et de navigation fluviale.

Dans le cas de mon étude, il est indispensable, en premier lieu, de déterminer l'intensité moyenne maximale des pluies et le temps maximal d'une averse.

Se basant sur les cartes d'état Major 277, 278, 246 et 247, j'ai délimité le bassin versant et déterminé les différents paramétrés hydrologiques.

2. Notion d'averse :

Une averse est un ensemble de pluies associées à une perturbation météorologique bien définie. La durée d'une averse peut donc varier de quelques minutes à une centaine d'heures et intéresser une superficie allant de quelques kilomètres carrés (orages) à quelques milliers (pluies cycloniques). Elle est définie comme étant un épisode pluvieux continu, pouvant avoir plusieurs pointes d'intensité.

Le volume d'eau qui tombe est déterminé sur un hydrogramme, suite au dépouillement d'un pluviogramme enregistrant la variation de la lame d'eau dans le temps.

Les averses les plus dangereuses sont les orages, car ces dernières sont caractérisées par une forte intensité de pluie dans un espace de temps réduit, d'où résulte un ruissellement important et bref d'une eau qui est généralement très chargée.

3. Choix de la période de retour :

La période de retour représente le temps que met une averse d'une intensité donnée pour se manifester.

Dans le domaine d'Assainissement ; le choix de la période de retour se fait à partir des situations générales ou particulières, de degrés de protection ou de compromis dont l'évaluation appartient aux responsables locaux. Il est en effet préférable d'obtenir sur l'ensemble d'un réseau un degré de protection, par exemple $T=5$ ans, plutôt que de réaliser des extensions de fréquence décennale, sachant que les collecteurs en aval seront insuffisants.

En Algérie, nous optons généralement pour une période de retour décennale ($T=10$ ans).

4. Détermination de l'intensité moyenne de précipitation :

Je me suis attaché à réunir une information de base, la plus complète possible, pour aider à analyser par la statistique les événements pluvieux tout en limitant leurs paramètres.

L'intensité moyenne (i_m) se définit par le rapport de la hauteur d'eau tombée Δh pendant une durée donnée Δt :

$$i_m = \frac{\Delta h}{\Delta t} \dots \dots \dots \text{ (III-1)}$$

Avec : i_m : intensité moyenne en mm/h .

Δh : hauteur de pluie tombée pendant la durée Δt .

Pour le calcul de l'intensité, on doit :

- Analyser les données pluviométriques et faire le choix du type de la loi à laquelle il faut ajuster nos résultats.
- Calculer les paramètres de la loi choisie, et vérifier son adéquation.
- Calculer la valeur de l'intensité moyenne de précipitation.

4.1. Analyse des données pluviométriques et choix de la loi d'ajustement :**4.1.1. Analyse des données pluviométriques :**

Avant d'évaluer les précipitations sur les bassins versants, j'ai analysé les données disponibles à la station pluviométrique. J'ai pris, comme base de calcul, la série pluviométrique de la station expérimentale de: SOUGUEUR dont le code: 010901 à l'ANRH de Tiaret. C'est la station la plus proche de Tousnina, et qui donne des résultats avérés suite à mon enquête sur site.

Les précipitations maximales journalières :

L'étude consiste à faire un ajustement pour la série des 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 III.1 Précipitations maximales journalières (mm)station de SOUGUEUR

Année	Sept	Oct	Nov	Dec	Janv	Fev	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil	Aout	P maxj (mm)
1 989	2,00	0,70	8,60	3,50	10,80	0,00	6,00	15,90	21,20	0,00	3,50	0,00	21,20
1 990	2,30	11,50	11,20	30,80	4,70	8,90	20,30	2,60	5,40	3,00	3,20	2,50	30,80
1 991	2,00	25,20	5,50	6,30	10,50	6,80	11,40	21,60	21,40	5,80	14,30	2,10	25,20
1 992	1,60	2,50	7,70	13,30	2,50	13,20	2,30	9,80	23,50	0,00	0,00	14,20	23,50
1 993	13,70	3,30	8,20	14,20	5,20	10,00	8,20	4,70	3,00	0,80	2,80	8,40	14,20
1 994	20,10	20,90	16,50	2,90	16,60	12,00	13,70	4,50	0,40	4,60	1,70	7,80	20,90
1 995	18,30	8,70	4,20	12,70	10,20	44,00	10,70	27,60	26,40	36,80	20,40	6,00	44,00
1 996	30,60	6,50	5,90	10,20	10,60	3,00	0,00	24,60	24,60	0,00	2,00	17,30	30,60
1 997	17,50	16,40	31,50	23,20	4,50	10,80	2,20	21,70	18,70	0,00	2,60	1,10	31,50
1 998	4,90	8,30	4,20	7,10	15,20	11,30	20,60	0,30	20,00	0,00	2,40	12,80	20,60
1 999	15,60	19,90	8,20	27,80	0,00	0,00	0,70	7,00	8,90	29,90	0,00	4,00	29,90
2 000	6,10	17,30	15,50	18,90	19,50	19,90	3,20	11,30	1,30	0,00	0,00	13,50	19,90
2 001	9,60	4,00	6,40	9,40	6,30	5,40	4,70	16,40	12,90	0,90	3,20	8,60	16,40
2 002	3,10	16,00	18,20	7,90	19,50	35,10	4,60	12,20	6,80	16,30	4,50	26,00	35,10
2 003	5,60	17,30	25,90	15,80	15,50	19,80	9,40	23,40	25,20	8,70	8,80	8,70	25,90
2 004	4,70	12,40	5,70	32,50	15,10	8,20	17,40	3,20	0,00	14,10	0,90	0,00	32,50
2 005	26,80	11,20	19,10	4,60	21,60	20,40	5,90	6,80	27,50	0,50	0,30	1,30	27,50

Source A.N.R.H (Tiaret)

Tableau III.2 Caractéristiques de la série (avec N=17ans)

Caractéristiques	Formules	Valeurs
La somme des P_{maxj} en (mm)	$\sum_{i=1}^{n=17} \mathbf{Xi}$	552,20
la moyenne des P_{maxj} en (mm)	$\bar{X} = \frac{\sum_{i=1}^{n=17} \mathbf{Xi}}{n}$	32,5
L'écart type « δ_x »	$\sigma_x = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{n=17} (X_i - 32,48)^2}{17}}$	17,8
Coefficient de variation « C_v » :	$C_v = \frac{\sigma}{\bar{X}}$	0,548
L'exposant climatique :	$b = 0,23$	(Donné par l'ARNH de Tiaret)

4.1.2. Choix de la loi d'ajustement:

Comme il existe plusieurs méthodes d'ajustement des séries pluviométriques. 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.

L'ajustement des pluies maximales journalières sera traité par le logiciel HYFRAN.

J'ai effectué l'ajustement de la série des pluies maximales journalières dans notre cas par les deux lois suivantes : La loi de Gumel (doublement exponentielle), et la loi de Galton (log normale), à l'aide de logiciel HYFRAN, Avec une comparaison des graphes de régression obtenue par les ajustements.

Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL

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

$$F(y) = e^{-e^{-y}} \quad \dots \dots \dots \quad (\text{III-2})$$

Tel que :

$$y = a(x - x_0),$$

1/a : la pente de la droite de GUMBEL,

Y : variable réduite de GUMBEL,

x : précipitation maximale journalière (mm),

x0 : 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.

$$F(x) = \frac{m - 0.5}{n} \quad \dots \dots \dots \quad (\text{III-3})$$

D'où : **m** : rang de précipitation.

n : nombre d'observations ($n = 17$).

- ✓ Calculer la variable réduite de GUMBEL donnée par la formule :

$$y = -\ln(-\ln(F(x))).$$

- ✓ Calculer les paramètres d'ajustement « a » et « x0 ».

- ✓ Représenter graphiquement les couples (x_i, y_i) sur papier GUMBEL.

- ✓ Estimation par la méthode des moments

On utilisant l'ajustement par logiciel HYFRAN pour estimé les paramètres

Nombre d'observations : 17

Quantiles :

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

$T = 1 / (1-q)$

Tableau III.3 Résultat de l'ajustement à la loi de Gumbel

T	q	P _{max, i, p %}	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)	
100	0,9900	88,3	17,0	55,1	122
50	0,9800	78,7	14,6	50,1	107
20	0,9500	65,7	11,4	43,4	88,0
10	0,9000	55,7	9,02	38,0	73,4
5	0,8000	45,3	6,68	32,2	58,4

Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GALTON

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

$$F(X) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_u^{+\infty} e^{-\frac{1}{2}u^2} du \quad \dots \dots \dots \text{ (III-4)}$$

$$u = \frac{x_i - \bar{x}}{\sigma_x}$$

Ou : σ_x (variable réduite de GAUSS)

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

$$\log x(p \%) = \bar{\log x} + \delta \cdot \log u(p \%)$$

$$\bar{\log x} = \frac{\sum_{i=1}^{30} \log x_i}{N} \quad \dots \dots \dots \text{ (III-5)}$$

Galton (Log -Normal)

Nombre d'observations : 17

Quantiles :

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

$T = 1 / (1-q)$

Log normale (Maximum de vraisemblance)

Tableau III.4 Résultat de l'ajustement à la loi de Galton

T	q	P _{max, j, p %}	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)	
100	0,9900	84,3	18,4	48,3	120
50	0,9800	74,4	14,8	45,3	103
20	0,9500	61,7	10,7	40,8	82,7
10	0,9000	52,3	7,92	36,8	67,8
5	0,8000	42,8	5,56	31,9	53,7

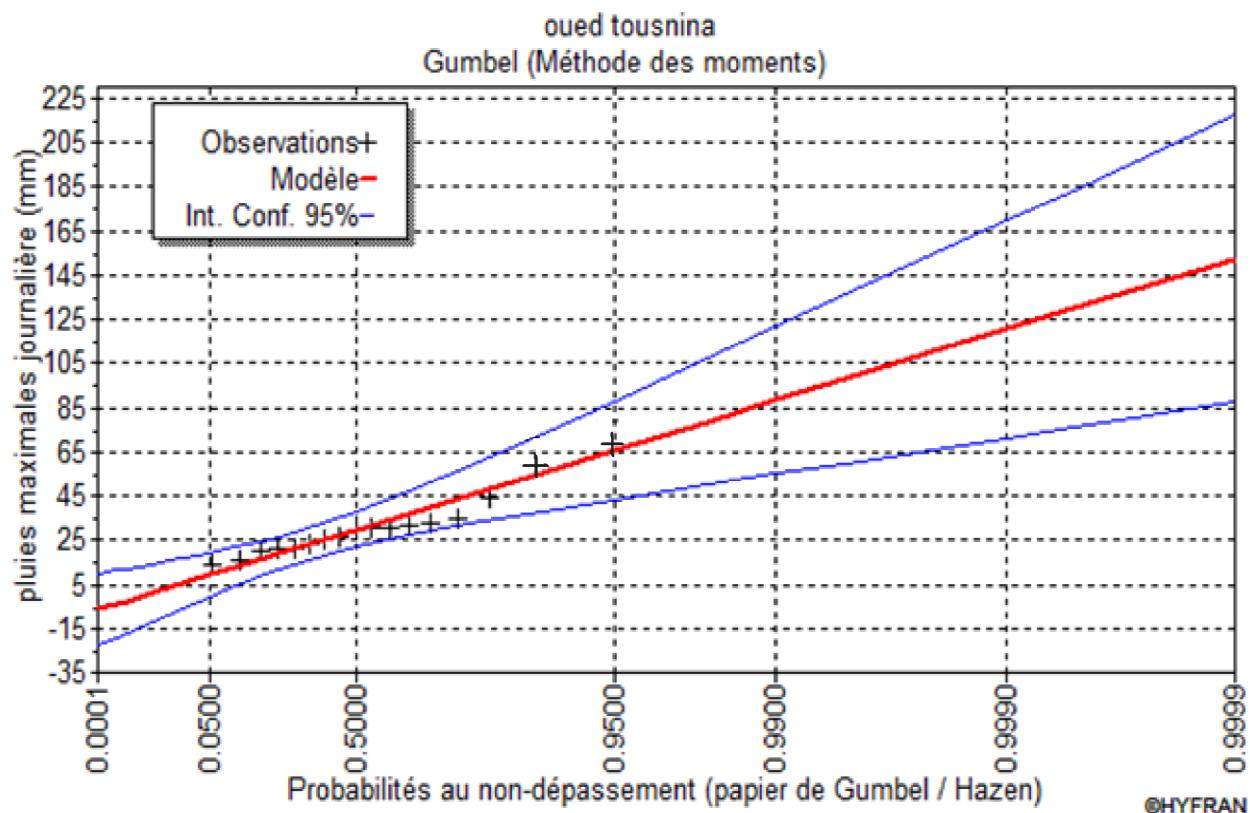


Figure III.1 Ajustement à la loi de Gumbel

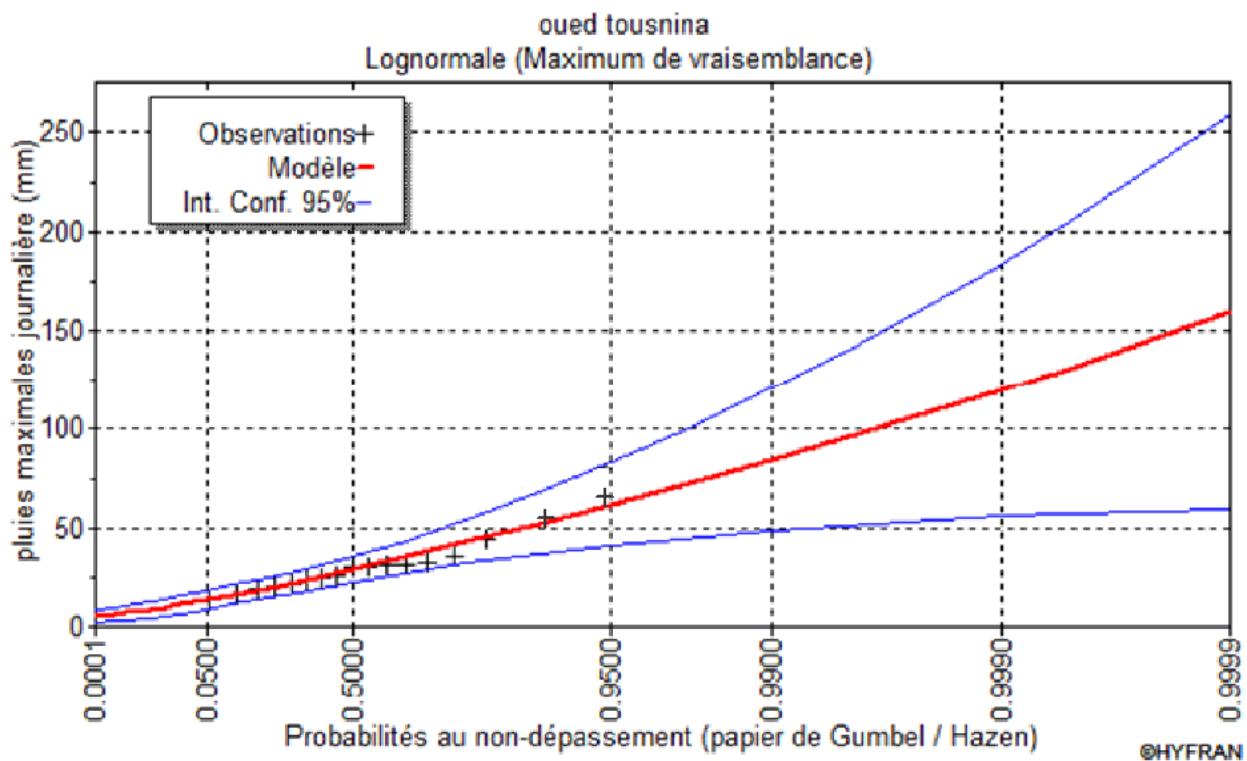


Figure III.2 Ajustement à la loi de Galton

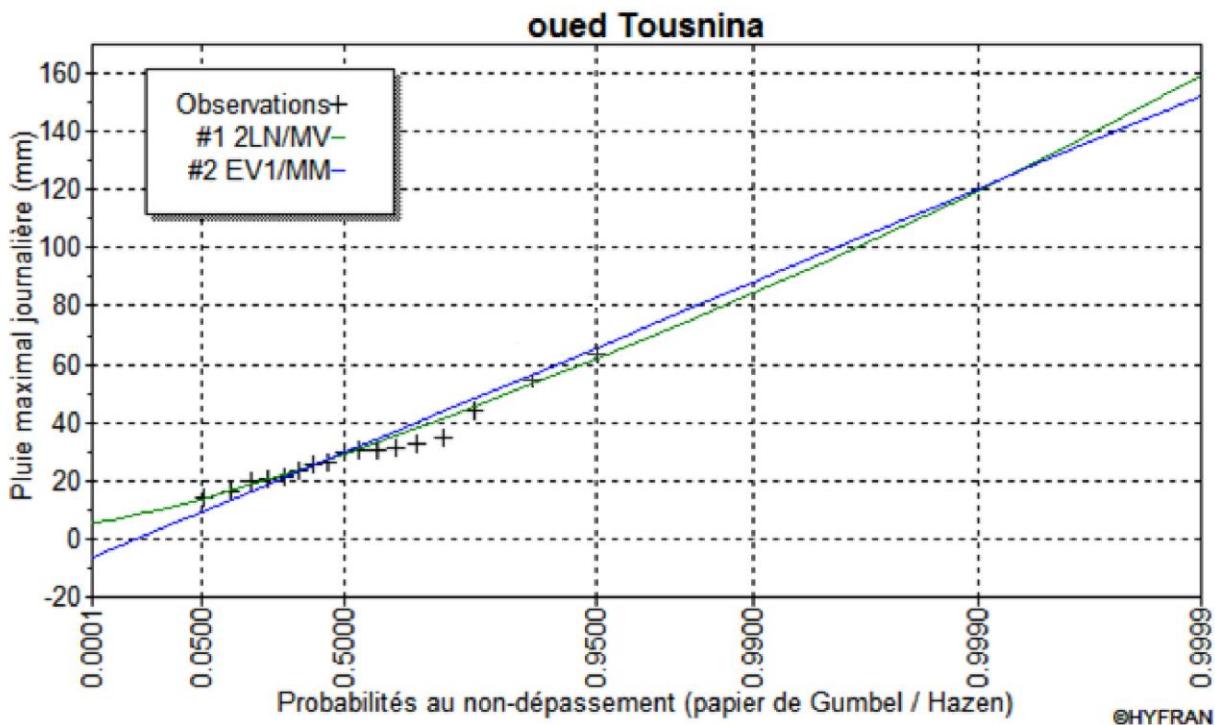


Figure III.3 Comparaison graphique des deux graphes

Remarque: En utilisant les deux lois Gumbel et Log normal, on constate que les droites sont bien ajustées par rapport aux nuages de points expérimentaux. Afin d'opter pour l'utilisation d'une loi, j'ai fait une corrélation entre les valeurs expérimentales et théoriques de chaque loi ; J'opte donc ainsi pour la loi de Galton.

4.1.3. Calcul de l'intensité de pluie de durée de 15min et de période de retour de 10 ans par la formule de Montanari :

Pour le calcul de l'intensité moyenne de précipitation Pour une averse de fréquence (p%) ; nous utilisons la formule de Montanari :

$$I_{t(15\text{min})(p\%)} = I_{24(p\%)} \left(\frac{t}{24} \right)^{b-1} \quad \dots \dots \dots \quad (\text{III-6})$$

- **I₂₄ (p%)** : Intensité moyenne de précipitation pour une journée de fréquence (p%) donnée ;
- **t** : Durée de l'averse en heures, t = 0,25h = 15 min pour une période de retour de 10 ans ;
- **b** : Exposant climatique de la région (b = 0,23) qui est donné par l'ANRH (TIARET) ;
Elle consiste à estimer les débits (Q) pluvial Pour l'estimation de l'intensité moyenne de précipitation, nous admettons qu'une averse ayant lieu une fois tous les 10 ans ; durant 15min, peut être la valeur optimale. Nous aurons donc :

$$I_{15\text{min},10\%} = I_{24(10\%)} \left(\frac{t}{24} \right)^{b-1} = \frac{P_{24(10\%)}}{24} \left(\frac{t}{24} \right)^{b-1}$$

D'après la pluie déterminée par la loi de Galton :

$$I_{15\text{min},10\%} = \frac{52,3}{24} \left(\frac{0,25}{24} \right)^{0,23-1} \Rightarrow I_{15\text{min},10\%} = 73,22 \text{ mm/h}$$

L'étude hydrologique nous permet de déterminer l'intensité moyenne de précipitation. D'après la droite de Galton qui est le meilleur ajustement de précipitation maximale journalière, on aura : $I_{15\text{min},10\%} = 73,22 \text{ mm/h}$

D'où l'intensité pluviale sera : $I = \frac{73,22 \times 10000}{3600} = 203,39 \text{ l/s/ha}$.

4.2 Caractéristiques des bassins versants

4.2.1 Caractéristique de forme

4.2.1.1 Indice de compacité de Gravelius

Est appelé aussi Indice de forme, qui caractérise la forme du bassin, et exprime l'allongement des sous bassins versant, il est déterminé par la formule (III-7):

$$K_c = 0.28 \frac{P_{BV}}{\sqrt{S_{BV}}} \quad \dots \dots \dots \quad (III-7)$$

Avec :

P_{BV} : Périmètre du bassin versant

S_{BV} : Surface du bassin versant

Plus le K_c sera proche de 1, plus le bassin aura une forme ramassée et plus le temps de concentration sera court [2].

4.2.1.2 Le rectangle équivalent

Le bassin versant rectangulaire résulte d'une transformation géométrique du bassin versant réel en gardant la même superficie, il est caractérisé par la longueur « L » et la largeur « l » définie respectivement par les formules suivantes :

- La longueur du rectangle équivalent :

- La largeur du rectangle équivalent :

4.2.2. 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 :

Avec :

$$H_i = \frac{H_{I+n} + H_n}{2} \quad \dots \quad \text{(III-11)}$$

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

Si : surface partielle comprise entre 2 courbes de niveaux consécutives en km^2 .

S: surface totale du bassin versant en km^2 .

4.2.3. Indice de pente globale (Ig)

Il est définie 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 et donné par la formule suivante :

$$Ig = \frac{D}{L} = \frac{H_{5\%} - H_{95\%}}{L} \quad \dots \quad (III-12)$$

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 $S_{95\%}$.

4.2.4. Pente moyenne des bassins versants (Im)

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:

$$I_m = \frac{\Delta H(0,5l_1 + l_2 + l_3 + \dots + 0,5l_n)}{S} \quad \dots \dots \dots \quad (III-13)$$

Avec :

ΔH : Dénivelée entre deux courbes de niveaux (m).

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

S : Surface du bassin versant (Km²)

4.2.5 Le réseau d'écoulement

4.2.5.1 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/ Km² [2]

Avec :

D_d : densité de drainage [km/km^2] ;

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

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

4.2.5.2 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

Avec I_C : pente moyenne du cours d'eau [m/km] ;

4H: dénivellation entre deux points suffisamment distants [m] :

4L: longueur du cours d'eau principal [km].

4.2.5.3 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,

$$T_c = \max (T_r + T_h + T_a) \dots \dots \dots \quad (III-16)$$

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.

Formule de GIANDOTTI

$$T_c = \frac{4 \cdot \sqrt{S} + 1,5 \cdot L}{0,8 \cdot \sqrt{H_{moy} - H_{min}}} \dots \dots \dots \quad (III-17)$$

Avec :

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].

Tableau III.5 Caractéristiques hydromorphométrique du bassin versant

CARACTERISTIQUES		SB01	SB02	SB03	SB04
1-Morphométrie					
Surfaces	(Km ²)	32,55	16,99	95,41	40,43
Périmètres	(Km)	27,70	22,54	55,82	29,70
Longueurs de R-E	(Km)	10,717	9,380	23,682	11,105
Largeurs de R-E	(Km)	3,037	1,812	4,029	3,641
2-Les reliefs					
Altitudes max	(m)	1242	1242	1254	1238
Altitudes moy	(m)	1137,50	1159,00	1139	1163,5
Altitudes min	(m)	1033	1076	1024	1089
Altitudes 5 %	(m)	1084,65	1129,80	1075,20	1143,45
Altitudes 95 %	(m)	1179,90	1179,90	1191,30	1176,10
Indice de pente globale Ig	(m/Km)	8,888	5,341	4,902	2,940
les pentes moyennes des BV Im	(%)	1,652	1,933	1,134	1,071
Indice de compacité de GRAVELIUS Kc		1,36	1,53	1,60	1,31

Tableau III.5 Caractéristiques hydromorphométrique du bassin versant (suite)

3-Le réseau hydrographique					
Densité de drainage Dd	(Km/Km2)	2,977	5,463	1,096	2,428
Longueurs du talweg principal	(Km)	12,654	8,589	20,283	13,910
Pentes moy des cours d'eau principal (%)		48,3	59,5	55,5	60,6
Temps de concentration (h)		5,111	4,030	8,101	6,705
Vitesse moyenne ruissellement (Km/h)		3,109	3,1	3,26	2,98

4.3 Pluies de courte durée

Le passage des pluies journalières maximales aux pluies de courtes durées est effectué au moyen de la formule K. Body (ANRH 1984) [1].

$$P_t = P_{\max} \cdot j \left(\frac{t}{24} \right)^b \quad \dots \dots \dots \quad (\text{III-18})$$

Avec

t : durée de l'averse ;

b : exposant climatique; $b = 0,23$

Source A.N.R.H (Tiaret)

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

$$I_t = \frac{P_t}{t} \quad \dots \dots \dots \quad (\text{III-19})$$

Avec

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

Les précipitations et les intensités maximales pour différentes durées sont représentées au tableau (III.18)

P_t : Pluies de courte durée (mm);

I : Intensité maximale (mm/h).

Tableau III.6 Pluies maximales de durée t (h) et de période retour

Fréquence	Période de Retour (an)	P _{max,j} (mm)	temps (h)												
			1	2	4	6	8	10	12	14	16	18	20	22	24
0,9900	100	84,3	40,586	47,601	55,828	61,285	65,477	68,925	71,877	74,471	76,794	78,903	80,838	82,630	84,300
0,9800	50	74,4	35,820	42,011	49,272	54,088	57,788	60,831	63,436	65,725	67,775	69,637	71,345	72,926	74,400
0,9500	20	61,7	29,705	34,840	40,861	44,855	47,923	50,447	52,608	54,506	56,206	57,750	59,166	60,477	61,700
0,9000	10	52,3	25,180	29,532	34,636	38,021	40,622	42,762	44,593	46,202	47,643	48,951	50,152	51,264	52,300
0,8000	5	42,8	20,606	24,168	28,345	31,115	33,243	34,994	36,493	37,810	38,989	40,060	41,042	41,952	42,800

Tableau III.7 Intensités maximales de durée t (h) et de période retour

Fréquence	Période de Retour (an)	temps (h)												
		1	2	4	6	8	10	12	14	16	18	20	22	24
0,9900	100	40,586	23,800	13,957	10,214	8,185	6,893	5,990	5,319	4,800	4,383	4,042	3,756	3,513
0,9800	50	35,820	21,005	12,318	9,015	7,223	6,083	5,286	4,695	4,236	3,869	3,567	3,315	3,100
0,9500	20	29,705	17,420	10,215	7,476	5,990	5,045	4,384	3,893	3,513	3,208	2,958	2,749	2,571
0,9000	10	25,180	14,766	8,659	6,337	5,078	4,276	3,716	3,300	2,978	2,720	2,508	2,330	2,179
0,8000	5	20,606	12,084	7,086	5,186	4,155	3,499	3,041	2,701	2,437	2,226	2,052	1,907	1,783

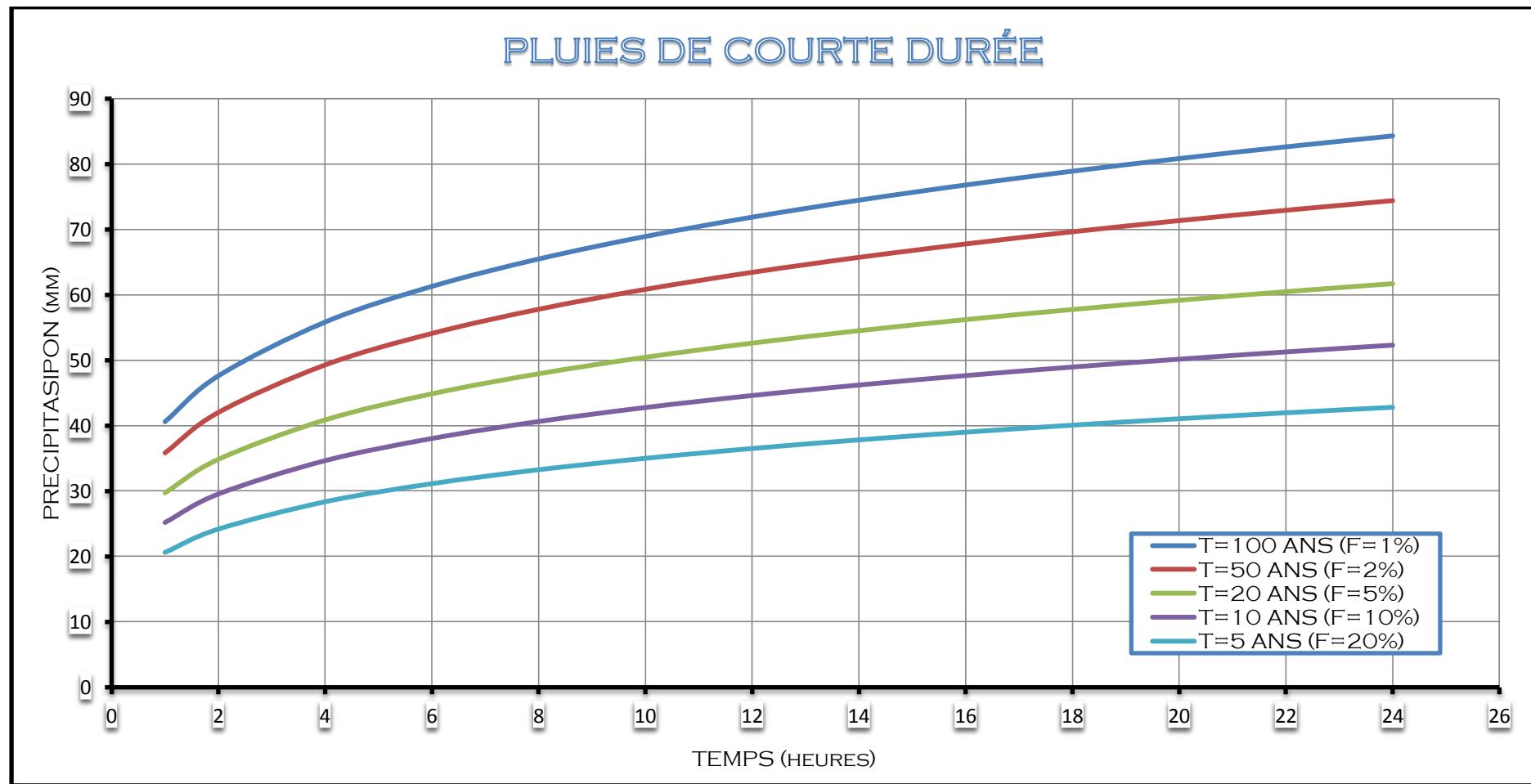


Figure III.4 Pluies de courte durée fréquentielles

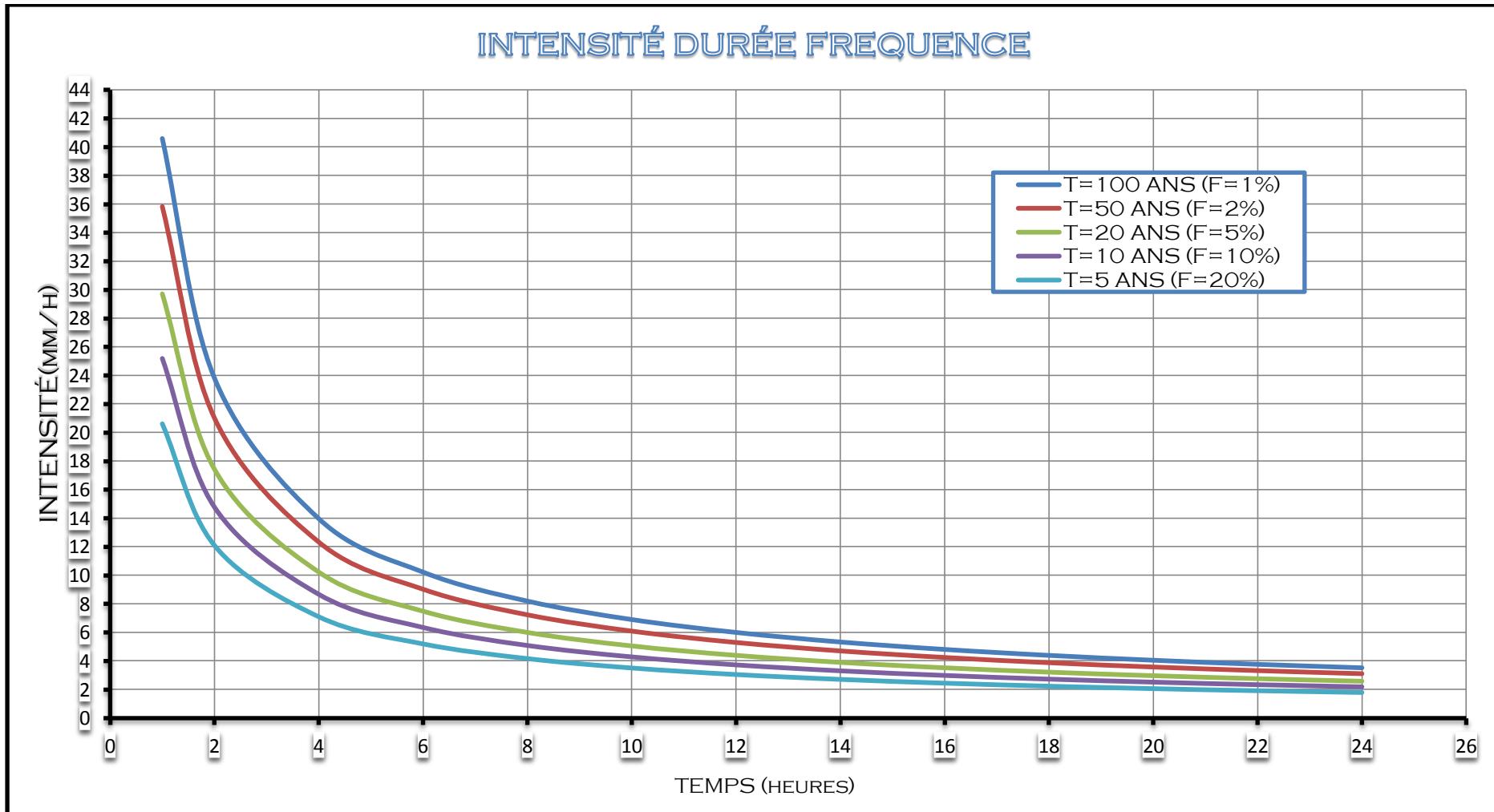


Figure III.5 Courbes Intensité-Durée-Fréquence

5. Etude des crues

Le but de cette partie est de déterminer les hydrogrammes de crues fréquentielles sur le bassin versant et de définir les débits maxima probables correspondants.

La détermination de ces hydrogrammes de crues probables ne reste pas sans difficultés quant au choix de la méthode utilisée surtout en absence de données.

Pour ce fait, des formules empiriques ont été développées pour l'estimation des débits maxima probables, et on procédera pour la construction des hydrogrammes de crues par la méthode des isochrones ou la méthode de l'hydrogramme synthétique.

Les paramètres définissants une crue est :

- Le débit maximum de la crue (débit de pointe).
- Le volume de la crue.
- La forme de la crue (Hydrogramme de crues).
- Le temps de base.

5.1 Détermination des débits maximaux fréquentiels par les formules empiriques

5.1.1 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.

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

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

P_{moy} : Précipitation moyenne interannuelle en m ;

S : Surface du bassin versant en Km² ;

L : Longueur du talweg principal en Km;

T : Période de retour.

5.1.2 Formule de Turazza

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

$$Q_{\max, p\%} = \frac{c \bar{i}_{tc} \cdot A}{3.6} \quad \text{..... (III-21)}$$

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° 13;

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

5.1.3 Formule de Giandotti

Le débit maximum probable est donné par la formule suivante :

$$Q_{\max, p\%} = \frac{C \cdot S \cdot h_{tc, p\%} \sqrt{h_{moy} - h_{\min}}}{4\sqrt{S} + 1,5L} \quad \dots \dots \dots \quad (\text{III-22})$$

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;

$h_{tc, p\%}$: Lame 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.

5.1.4 Formule de Sokolovsky

Le débit maximum probable est donné par la formule suivante :

$$Q_{\max, p\%} = 0,28 \cdot \frac{(P_{tc} - H_0) \cdot \alpha_{p\%} \cdot S \cdot f}{t_m = t_c} \quad \dots \dots \dots \quad (\text{III-23})$$

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

$$\alpha_{p\%} = \frac{\sqrt{Pct\%} - \sqrt{H_0}}{\sqrt{Pct\%} + \sqrt{H_0}} \quad \dots \dots \dots \quad (\text{III-24})$$

S : Surface du bassin versant en Km²;

f : Coefficient de forme de la crue;

T_c : Temps de concentration du bassin versant en h;

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

H_0 : la perte d'eau initiale. Au nord d'Algérie $H_0 = (7-14)$ mm;

0.28 : coefficient de changement d'unité.

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

$$f = \frac{12}{4 + 3\gamma} \quad \dots \dots \dots \quad (\text{III-25})$$

Pour $S \leq 50 \text{ km}^2$ on a $\gamma = 2$

- Pour des petits bassins non boisé, sol peu perméable, on a $\gamma = 2 \div 2,5$.

- Pour bassin boisé, sol perméable on a $\gamma = 3 \div 4$.

On prend $\gamma = 2$, Donc (f=1,2)

Les valeurs du coefficient de ruissellement sont représentées dans le tableau III.11 :

Tableau III.8 Débits maximaux des crues de différentes périodes de retour

Période de Retour		100	50	20	10	5
SB01	$P_{tc}(\text{mm})$	59,066	52,129	43,231	36,645	29,988
	$\alpha(\%)$	0,345	0,317	0,275	0,236	0,188
	$Q_{\max, P\%} [\text{m}^3/\text{s}]$	33,28	25,89	17,18	11,44	6,44
SB02	$P_{tc}(\text{mm})$	55,924	49,357	40,931	34,696	28,393
	$\alpha(\%)$	0,333	0,305	0,262	0,223	0,175
	$Q_{\max, P\%} [\text{m}^3/\text{s}]$	37,89	29,26	19,15	12,53	6,83
SB03	$P_{tc}(\text{mm})$	65,666	57,955	48,062	40,740	33,339
	$\alpha(\%)$	0,368	0,341	0,299	0,261	0,214
	$Q_{\max, P\%} [\text{m}^3/\text{s}]$	25,69	20,23	13,75	9,42	5,58
SB04	$P_{tc}(\text{mm})$	62,871	55,488	46,016	39,005	31,920
	$\alpha(\%)$	0,359	0,331	0,289	0,251	0,203
	$Q_{\max, P\%} [\text{m}^3/\text{s}]$	28,60	22,42	15,09	10,23	5,94

Commentaire :

On a adoptées celle de Sokolovsky du fait que cette méthode est d'usage très répondu chez les hydrologues d'Afrique du Nord.

5.2 Hydrogrammes des crues

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

- *La montée de la crue :*
$$Q_t = Q_{\max, P} \left[\frac{t}{t_m} \right]^n \quad \dots \dots \dots \quad (\text{III-26})$$

- *La décrue :*
$$Q_{t'} = Q_{\max, P} \left[\frac{t_b - t}{t_d} \right]^m \quad \dots \dots \dots \quad (\text{III-27})$$

Avec :

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

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

t_m : temps de montée de la crue;

t_d : temps de la décrue;

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

$$t_m = t_c$$

$$t_d = \gamma \cdot t_c$$

$$\text{On prend } \gamma = 2$$

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

Tableau III.9 Hydrogrammes des crues de différentes périodes de retour SB01

Temps (h)	Les débits en (m^3/s) au différente période de retour (ans)				
	100	50	20	10	5
0	0	0	0	0	0
2	5,10	3,96	2,63	1,75	0,99
4	20,38	15,86	10,52	7,01	3,94
5,111	33,28	25,89	17,18	11,44	6,44
6	25,33	19,71	13,08	8,71	4,90
8	12,29	9,56	6,34	4,22	2,38
10	4,73	3,68	2,44	1,62	0,91
12	1,15	0,90	0,60	0,40	0,22
14	0,07	0,06	0,04	0,03	0,01
15,333	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

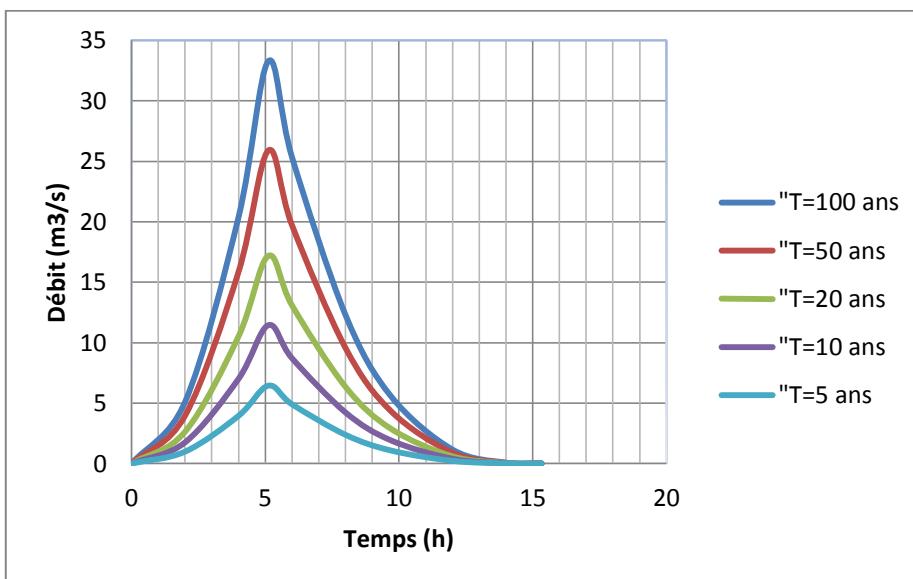


Figure III.6 Hydrogrammes des crues de différentes périodes de retour SB01

Le temps de base t_b est égal à la durée du ruissellement direct qu'on lit sur le graphe ou le tableau de l'hydrogramme. Le ruissellement direct commence à 0,1 h et se termine à 15,333 h, sa durée est donc égale à:

$$t_b = 15,333 - 0,1 = 15,323 \text{ h}$$

Comme $t_d = t_b - t_m = 10,222 \text{ h}$; donc une goutte de pluie met 10,222 h pour parcourir la distance qui sépare le point le plus éloigné du bassin versant de son exutoire.

Le volume du ruissellement direct est égal à la surface sous l'hydrogramme du ruissellement direct.

Tableau III.10 Hydrogrammes des crues de différentes périodes de retour SB02

Temps (h)	Les débits en (m^3/s) au différente période de retour (ans)				
	100	50	20	10	5
0	0	0	0	0	0
2	9,33	7,21	4,72	3,09	1,68
4	37,33	28,83	18,87	12,34	6,73
4,03	37,89	29,26	19,15	12,53	6,83
6	16,34	12,62	8,26	5,41	2,95
8	4,95	3,82	2,50	1,64	0,89
10	0,66	0,51	0,33	0,22	0,12
12	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
12,09	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

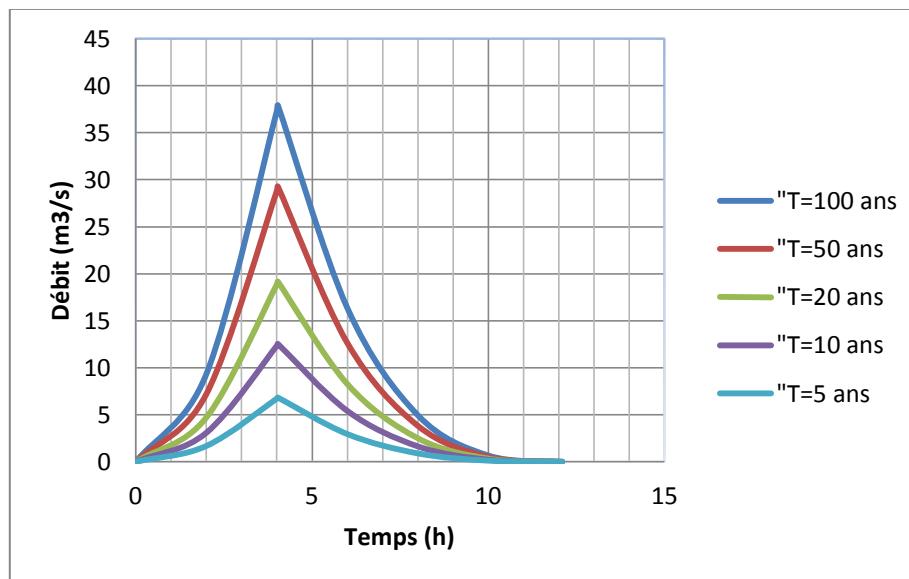


Figure III.7 Hydrogrammes des crues de différentes périodes de retour SB02

Le temps de base t_b est égal à la durée du ruissellement direct qu'on lit sur le graphe ou le tableau de l'hydrogramme. Le ruissellement direct commence à 0,1 h et se termine à 12,09 h, sa durée est donc égale à:

$$t_b = 12,09 - 0,1 = 11,99 \text{ h}$$

Comme $t_d = t_b - t_m = 8,06 \text{ h}$; donc une goutte de pluie met 8,06 h pour parcourir la distance qui sépare le point le plus éloigné du bassin versant de son exutoire.

Le volume du ruissellement direct est égal à la surface sous l'hydrogramme du ruissellement direct.

Tableau III.11 Hydrogrammes des crues de différentes périodes de retour SB03

Temps (h)	Les débits en (m ³ /s) au différente période de retour (ans)				
	100	50	20	10	5
0	0	0	0	0	0
2	1,57	1,23	0,84	0,57	0,34
4	6,26	4,93	3,35	2,30	1,36
6	14,09	11,10	7,54	5,17	3,06
8	25,05	19,73	13,41	9,19	5,44
8,101	25,69	20,23	13,75	9,42	5,58
10	17,67	13,92	9,46	6,48	3,84
12	11,25	8,86	6,02	4,12	2,44
14	6,61	5,20	3,54	2,42	1,43
16	3,46	2,72	1,85	1,27	0,75
18	1,51	1,19	0,81	0,55	0,33
20	0,48	0,38	0,26	0,18	0,10
22	0,07	0,06	0,04	0,03	0,02
24	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
24,303	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

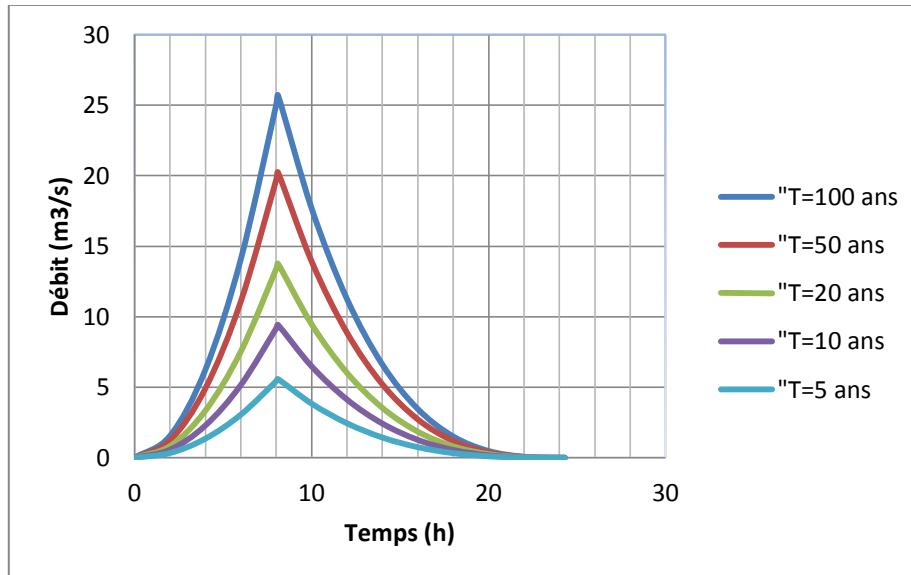


Figure III.8 Hydrogrammes des crues de différentes périodes de retour SB03

Le temps de base t_b est égal à la durée du ruissellement direct qu'on lit sur le graphe ou le tableau de l'hydrogramme. Le ruissellement direct commence à 0,1 h et se termine à 24,303 h, sa durée est donc égale à:

$$t_b = 24,303 - 0,1 = 24,203 \text{ h}$$

Comme $t_d = t_b - t_m = 16,202 \text{ h}$; donc une goutte de pluie met 16,202 h pour parcourir la distance qui sépare le point le plus éloigné du bassin versant de son exutoire.

Le volume du ruissellement direct est égal à la surface sous l'hydrogramme du ruissellement direct.

Tableau III.12 Hydrogrammes des crues de différentes périodes de retour SB04

Temps (h)	Les débits en (m ³ /s) au différente période de retour (ans)				
	100	50	20	10	5
0	0	0	0	0	0
2	2,54	1,99	1,34	0,91	0,53
4	10,18	7,98	5,37	3,64	2,11
6	22,90	17,95	12,08	8,19	4,76
6,705	28,60	22,42	15,09	10,23	5,94
8	21,09	16,53	11,13	7,54	4,38
10	12,27	9,62	6,48	4,39	2,55
12	6,34	4,97	3,34	2,27	1,32
14	2,71	2,13	1,43	0,97	0,56
16	0,83	0,65	0,44	0,30	0,17
18	0,11	0,09	0,06	0,04	0,02
20	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
20,115	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

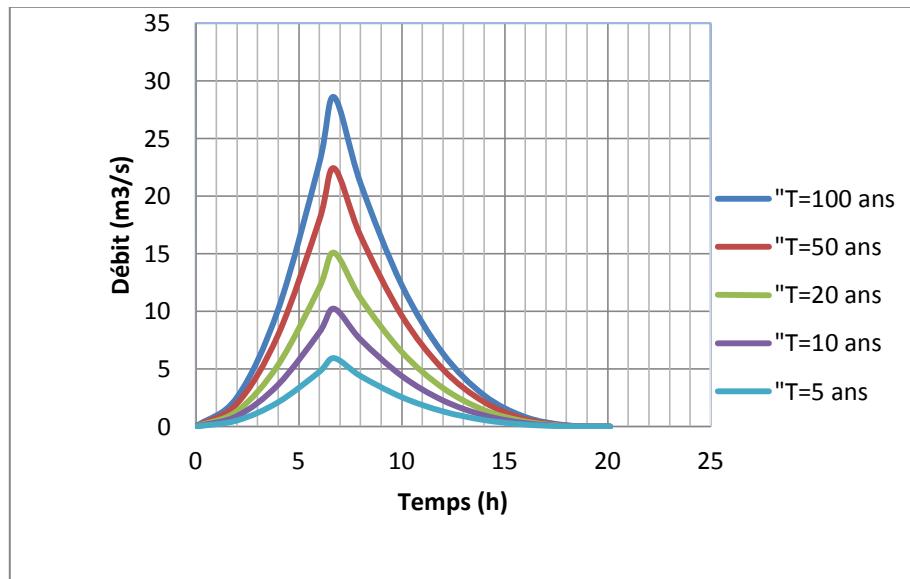


Figure III.9 Hydrogrammes des crues de différentes périodes de retour SB04

Le temps de base t_b est égal à la durée du ruissellement direct qu'on lit sur le graphe ou le tableau de l'hydrogramme. Le ruissellement direct commence à 0,1 h et se termine à 20,115 h, sa durée est donc égale à :

$$t_b = 20,115 - 0,1 = 20,015 \text{ h}$$

Comme $t_d = t_b - t_m = 13,41 \text{ h}$; donc une goutte de pluie met 13,41 h pour parcourir la distance qui sépare le point le plus éloigné du bassin versant de son exutoire.

Le volume du ruissellement direct est égal à la surface sous l'hydrogramme du ruissellement direct.

Conclusion :

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

Pour ce faire et compte tenu de l'absence des données de jaugeage (bassins non jaugés), notre calcul est basé seulement sur les formules empiriques usuelles communément utilisées en Algérie. En outre, les données hydriques de l'Oued Mina étant inexistantes, et n'ayant eu que celles de cet oued à Relizane, je ne pouvais faire de corrélations entre mes résultats de calculs et les valeurs mesurées.

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

On considère en même temps la crue décennale comme la crue de projet vu son importance et la hauteur de débordement qu'elle engendre donc, on opte pour le débit de dimensionnement de 10% et on adopte un débit maximal de crue décennale donné par la formule de *SOKOLOVSKI* par raison de sécurité.

Finalement, une évaluation plus ou moins variée a permis de fixer les valeurs des crues qui traversant la ville de Tousnina qui nous permettront de faire le dimensionnement et le calcul hydraulique de l'ouvrage de protection de cette ville contre les risques des inondations.

Chapitre IV : Diagnostic et expertise de l'état des lieux et aménagement proposé

1. Introduction

La forte déclivité et la topographie du terrain du site de Tousnina ainsi que les contraintes liées à l'aménagement de la ville (construction de bâtiments et de routes sans considération des inondations) ont été des paramètres influents sur le choix des variantes. Ce choix est limité.

Cependant deux variantes ont été mises en évidence. Elles se basent toutes les deux essentiellement sur l'évacuation des eaux pluviales.

Mais avant de présenter les ouvrages à projeter sur terrain, il est d'une importance majeure de bien connaître les différents aménagements existants et les zones inondables.

2. Reconnaissance des aménagements existants et analyse du tissu urbain

2.1. Le réseau d'assainissement existant

Les eaux pluviales et les eaux usées de la ville de Tousnina sont évacuées par un réseau d'assainissement existant avec un système unitaire de 11980 m de longueur. Les diamètres varient de $\Phi 200$ à $\Phi 600$ reliées entre eux par 230 regards. Ses eaux sont évacuées finalement par deux collecteurs de diamètre de $\Phi 300$ et $\Phi 600$ qui collecte ses rejets vers l'oued.

La protection contre les inondations est insuffisante, pour preuve il y'a ces inondations répétées presque chaque année.

3. Zonage de l'assainissement pluvial

La détection des zones touchées par l'inondation de l'année 2012, la ou l'arrivée des fortes crues au mois d'Avril provoque des dégâts catastrophiques dans la ville de Tousnina, en particulier :

- Zone sud touchée par les eaux de ruissellement sortie vers Medrissa ;
- Le CEM situé dans la zone Nord-est ;
- Champs de Tousnina non protégés (terres agricoles inondées) ;
- adduction non protégée à la sortie vers route de Sougueur.



Figure IV.1 Photos montrant quelques zones touchées par les inondations

4. Les variantes proposées

Après l'analyse et le diagnostic sur les ouvrages de protection et d'évacuation des eaux pluviales provenant du bassin versant, on peut admettre deux variantes possibles à implanter pour l'aménagement de la ville de Tousnina.

➤ Première variante proposée

Réaliser deux ceintures d'évacuation des eaux pluviales et des canaux tel que :

Premier tracé nord : consiste en un canal trapézoïdal pour l'évacuation le débit du sous bassin.

Deuxième tracé ouest : consiste en un canal trapézoïdal pour évacuer les débits des autres sous bassins.

Troisième tracé est : consiste à réaliser des canaux trapézoïdaux qui commencent à partir de la route vers l'oued.

➤ Deuxième variante proposée

Cette variante consiste à réaliser des canaux trapézoïdaux qui commencent à partir de la route vers l'oued sans prévoir de ceinture supplémentaire.

5. Choix de la variante

• Première variante

-Avantage :

- Garantir la récupération de toutes les eaux pluviales à l'intérieur et l'extérieur des zones inondables.
- Le terrain nous permet d'évacuer les eaux de crue hors la ville de Tousnina.

-Inconvénient :

- L'inconvénient majeur de cette variante est le linéaire important des canaux à réaliser.

• deuxième variante

-Avantage :

- Moindre coût.
- Tracé réduit des canaux mais avec des dimensions plus importante.

-Inconvénient :

- La construction d'un grand cours d'eau dont la gestion est difficile.

On a choisi dans notre projet d'étudier la première variante pour éviter l'inondation dans la ville.

6. Choix de la forme de la section

A fin d'optimiser les solutions, des variantes de la forme de la section du canal seront élaborées. La section la plus usuelle est :

- Section trapézoïdale.

➤ **Section Trapézoïdale**

- Avantages

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

- Inconvénient

- L'inconvénient majeur de cette section est la largeur des berges qui peut constituer une contrainte de passage à proximité des habitations.

7. Aménagements proposés

Ses aménagements consistent à exécuter des canaux au tour des terrains agricoles, considérés comme une ceinture de protection, dont l'objectif est d'évacuer les eaux en provenance de la partie amont, sans qu'elles passent par la ville de Tousnina.

Donc le projet consiste à réaliser dix canaux différents pour évacuer les eaux l'étude du relief topo ne nous a pas permis de prévoir un bassin de rétention pluviales hors de l'agglomération.

Conclusion :

Après l'analyse et le diagnostic sur les ouvrages de protection et d'évacuation des eaux Pluviales provenant des sous bassins, on a projeté les 03 tracés principaux pour l'aménagement de la ville de Tousnina, avec un calcul hydraulique détaillé dans le chapitre suivant (calcul hydraulique).

Chapitre V : Calcul hydraulique

1. Introduction

Le calcul hydraulique de chaque ouvrage proposé se base sur l'intensité de pluie et du coefficient de ruissellement déterminé pour une période de retour précise.

Connaissant en chaque point, les débits à évacuer et la pente des ouvrages, le choix des sections se déduira de la formule d'écoulement adoptée, tout en respectant les normes d'écoulement et en définissant le meilleur tracé possible des ouvrages.

2. Les données

2.1. Période de retour

La période de retour représente la période que met une averse d'une intensité donnée pour se manifester. La période de retour qui convient le plus à nos calculs est celle de **10 ans**, elle correspond presque à la durée de vie moyenne des ouvrages utilisés ainsi qu'elle avantage le cout du projet.

2.2. Calcul du coefficient d'écoulement

Le coefficient d'écoulement ou le coefficient de ruissellement C_r peut être déterminé en utilisant la formule de KENESSY ou C_r peut se diviser en trois indices principaux.

$$C_r = C_{r\ I} + C_{r\ II} + C_{r\ III}$$

Avec : $C_{r\ I}$: indice dépendant de la pente du bassin versant,

$C_{r\ II}$: indice dépendant de l'étanchéité du bassin versant,

$C_{r\ III}$: indice dépendant de la couverture végétale du bassin versant.

Les valeurs de chaque indice figurent dans le tableau suivant :

Tableau. V.1 Indice de coefficient d'écoulement selon la classification du BV

Classification	Valeurs
Indice de pente	
Très grande pente $\geq 35\%$	0,22 - 0,26 - 0,30
cPente moyenne 11% - 35%	0,12 - 0,16 - 0,20
Pente douce 3,5% - 11%	0,06 - 0,08 - 0,11
Terrain plat $\leq 3,5\%$	0,01 - 0,03 - 0,05
Indice de perméabilité	
Très imperméable	0,21 - 0,26 - 0,30
Peu imperméable	0,12 - 0,16 - 0,20

**Tableau. V.1 Indice de coefficient d'écoulement selon la classification du BV
(suite)**

Moyennement perméable	0,06 - 0,08 - 0,10
Très perméable	0,03 - 0,04 - 0,05
Indice de végétation	
Rocher	0,26 - 0,28 - 0,30
Prés, prairies	0,17 - 0,21 - 0,25
Terrain agricole, bois	0,07 - 0,11 - 0,15
Forets, alluvions meubles	0,03 - 0,04 - 0,05

La classification du bassin versant est comme suit :

Tableau. V.2 Calcul du coefficient d'écoulement

Classification	Valeurs
Indice de pente	
Pente douce 3,5% - 11%	0,06 - 0,08 - 0,11
Indice de perméabilité	
Peu imperméable	0,12 - 0,16 - 0,20
Indice de végétation	
Rocher	0,26 - 0,28 - 0,30

Nous prendrons la valeur maximale pour chaque indice $\rightarrow C_r = 0,11 + 0,20 + 0,30 = 0,61$

2.3. Evaluation des débits d'eaux pluviales

En utilisant l'intensité de pluie qui est de l'ordre de 73.22 mm/h, le coefficient de ruissellement de l'ordre de 0,61 et les surfaces partielles appropriées aux différant ouvrages proposés. Nous pouvons avoir le débit que chaque ouvrage doit véhiculer lors d'une crue, au quel 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.

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau .V.3 Calcul des débits pluviaux pour chaque sous bassin par la méthode rationnelle

Désignation des ouvrages	Type d'ouvrage	Surfaces appropriées (Ha)	Coefficient de ruissellement	Intensité de pluies (l/s/ha)	Débit de dimensionnement (m ³ /s)
Ouvrage A	Canal à ciel ouvert en B.A	20,32	0,61	203,39	2,52
Ouvrage B	Canal à ciel ouvert en B.A	17,38			2,16
Ouvrage C	Canal à ciel ouvert en B.A	18,97			2,35
Ouvrage D	Canal à ciel ouvert en B.A	2,79			0,35
Ouvrage F	Canal à ciel ouvert en B.A	1,29			2,07
Ouvrage G	Canal à ciel ouvert en B.A	4,42			0,55
Ouvrage F1	Canal à ciel ouvert en B.A	6,40			0,79
Ouvrage F2	Canal à ciel ouvert en B.A	9,04			1,12
Ouvrage M	Canal à ciel ouvert en B.A	37,76			4,68
Ouvrage N	Canal à ciel ouvert en B.A	8,03			1,00

Le débit qui va véhiculer dans le canal F est la somme des débits des deux canaux plus le débit du sous bassin F.

3. Généralités

3.1. Calcul hydraulique

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

3.2. Les canaux à ciel ouvert

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

véhicule le débit maximum. Pour un canal de pente "J" et de coefficient de rugosité "n", la section qui véhicule le débit maximum est celle où le rayon hydraulique est maximal, et la section est minimale.

3.3. Les ouvrages annexes

Les ouvrages annexes ont une importance considérable dans l'exploitation rationnelle des réseaux d'eau pluvial .Ils sont nombreux et obéissent à une hiérarchie de fonction très diversifiée : fonction de fenêtres ouvertes sur le réseau pour faciliter l'entretien, du système en raison de leur rôle économique en agissant sur les surdimensionnements et en permettant l'optimisation des coûts.

3.4. Dimensionnement

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

La vitesse moyenne du courant sous la forme suivante :

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

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

$$Q = CS \cdot \sqrt{R \times I} \quad \dots \dots \dots \quad (V-2)$$

Avec :

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

S : section mouillée (m^2),

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

I : pente de fond du canal (m/m).

3.4.1. Détermination de coefficient de Chézy

En utilisant les formules empiriques pour déterminer de coefficient de Chézy :

1- Formule de PAVLOVSKI

$$C = \frac{1}{n} R^{1/y} \quad \dots \dots \dots \quad (V-3)$$

Avec :

n : la rugosité,

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

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

Soit d'après les égalités simplifiées :

$$y = 1.5\sqrt{n} \text{ a } R < 1\text{m} \dots \text{ (V-5)}$$

2- Formule d'AGROSKINE

3- La formule de MANING-STRICKLER

$$C = \frac{1}{n} \cdot R^{\frac{1}{6}} \quad \dots \dots \dots \quad (V-8)$$

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

Avec :

K : coefficient de rugosité de STRICKLER, dépend de la nature du matériau du canal

- $K = 25 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ pour un lit naturel ;
 - $K = 40 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ pour le cas d'enrochement ou gabionnage ;
 - $K = 75 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ pour le cas du Béton ;
 - $K = 100 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ pour revêtement en PE.

3.4.2. Les paramètres géométriques

1. Le choix de la section de meilleure conductivité

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

Pour un canal de pente J_u et de coefficient de rugosité n , la section qui véhicule le débit maximum Q_{max} est celle où le rayon hydraulique R_h est maximal et la section S est minimale.

(Rh étant la surface mouillée S_m sur le périmètre mouillé P_m).

A cet effet notre choix portera sur la section trapézoïdale, dont les caractéristiques sont les suivantes : cependant et selon les conditions dans notre travail nous avons dimensionnés les sections trapézoïdales.

Tableau .V.4 Paramètres géométriques d'un canal à section trapézoïdale

Désignation	Expression	Définition
B	$b + 2mh$	La largeur supérieure du canal, en m
S	$h(b+mh)$	La surface mouillée
P	$b + 2h\sqrt{1 + m^2}$	Le périmètre mouillé
R_h	S/P	Rayon hydraulique
m	$\cotg \phi$	Fuit de talus, d'après la nature du terrain

2. Calculs du rayon hydraulique maximal

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

Le périmètre soit min pour $dP=0$.

On a :

$$dP = db + 2(1 + m^2)^{0.5} dh = 0 \quad \dots \dots \dots \quad (V-12)$$

Les équations (11) et (12) donnent :

$$b = 2h(1 + m^2)^{0.5} - m \quad \dots \dots \dots \quad (V-13)$$

$$\beta = 2 \times \left(\sqrt{1 + m^2} - m \right) \quad \dots \dots \dots \quad (V-14)$$

3. Calcul de la profondeur normal h_n

Pour la détermination de h_n en utilise la section la plus avantageuse.

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

Par suite en utilise les conditions les plus avantageuses pour tirer la valeur de (b).

Les conditions les plus avantageuses sont:

$$\frac{T}{2} = \frac{b + 2.m.h}{2} = h\sqrt{1 + m^2}$$

4. Calcul de la profondeur critique h_{cr}

On utilise pour le calcul de h_{cr} trois méthodes :

- ✓ La méthode graphique,
- ✓ La méthode itérative,
- ✓ La méthode d'AGROSKINE.

4.1. 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 correspond une énergie spécifique et minimale.

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

$$Hs = Ep + Ec$$

Tel que :

Ep : Energie potentielle et est égale à h ; ($E_p = h$).

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

4.2. Méthode analytique d'AGROSKINE

La méthode d'AGROSKINE utilise la formule suivante :

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

avec :

B : largeur du plan d'eau en surface.

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

α : coefficient de corrioliss varier entre 1.01 et 1.05

5. Calcul de la pente critique

La pente critique correspondant à la profondeur critique.

La pente critique donne par la formule de Chézy :

$$Q = C \cdot S_{cr} \cdot \sqrt{R_h \cdot I_{cr}} \quad \dots \dots \dots \quad (\text{V-16})$$

Donc :

$$I_{cr} = \frac{Q^2}{C^2 \cdot S_{cr}^2 \cdot R_h} \quad \dots \dots \dots \quad (\text{V-17})$$

Le régime d'écoulement

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

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{g \cdot h}} \quad \dots \dots \dots \quad (V-18)$$

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

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

Avec :

F_r : nombre de Froude ;

V : vitesse d'écoulement (m/s) ;

g : accélération de la pesanteur=9.81 m /s² ;

h : hauteur normale (m).

6. Calcul de la ligne d'eau

6.1. Equation de la surface libre de la ligne d'eau

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

En se basant sur l'équation d'énergie totale :

$$H = z + V^2 / 2g + h \quad \dots \dots \dots \quad (V-19)$$

Et sur l'équation de la continuité :

$$Q = V \cdot S \quad \dots \dots \dots \quad (V-20)$$

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

$$\frac{d}{dx} \left(\frac{(Q/S)^2}{2g} \right) + \frac{dh}{dx} + \frac{dz}{dx} = \frac{dH}{dx} \quad \dots \dots \dots \quad (V-21)$$

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

On trouve :

$$\frac{dh}{dx} = J_f \frac{1 - \frac{(Q/S)^2}{C^2 \cdot R_h \cdot j_f}}{1 - \frac{(Q/S)^2}{g \cdot S / B}} \quad \dots \dots \dots \quad (V-22)$$

6.2 Les différentes formes de courbe de remous :

Les courbes représentant la ligne d'eau d'un tel mouvement sont généralement appelées courbes de remous. D'après la formule (V-15) on a :

$$\frac{Q}{\sqrt{I}} = S.C.\sqrt{R_h} = K. \quad (V-23)$$

$$S_n.C_n.\sqrt{R_h} = K_n. \quad (V-24)$$

Donc l'équation (VI-42) devient :

$$\frac{dh}{dx} = J_f \frac{1 - (\frac{K_n}{K})^2}{1 - Fr^2}. \quad (V-25)$$

Avec : $Fr^2 = \frac{(Q/S)^2}{g \cdot S / B}.$ (V-26)

$J_f = i$ = pente de fond

D'autre par :

$$\frac{dh}{ds} = J_f \frac{1 - (\frac{h_n}{h})^2}{1 - Fr^2} \quad (V-27)$$

Pour les différentes valeurs de pente du fond et pour un débit constant on a :

Tableau .V.5 Différentes formes de courbes de remous

Classe de la pente	Notation de la pente	Classe de la profondeur	Type de la courbe de remous
$i > i_c$: Pente brute	S	$h_c > h_n$	S_1, S_2, S_3
$i = i_c$: critique	C	$h_c = h_n$	C_1, C_3
$i < i_c$: modérée	M	$h_c < h_n$	M_1, M_2, M_3
$i = 0$: horizontal	H	$h_c \rightarrow \infty$	H_2, H_3
$i < 0$: adresse	A	h_n imaginaire	A_2, A_3

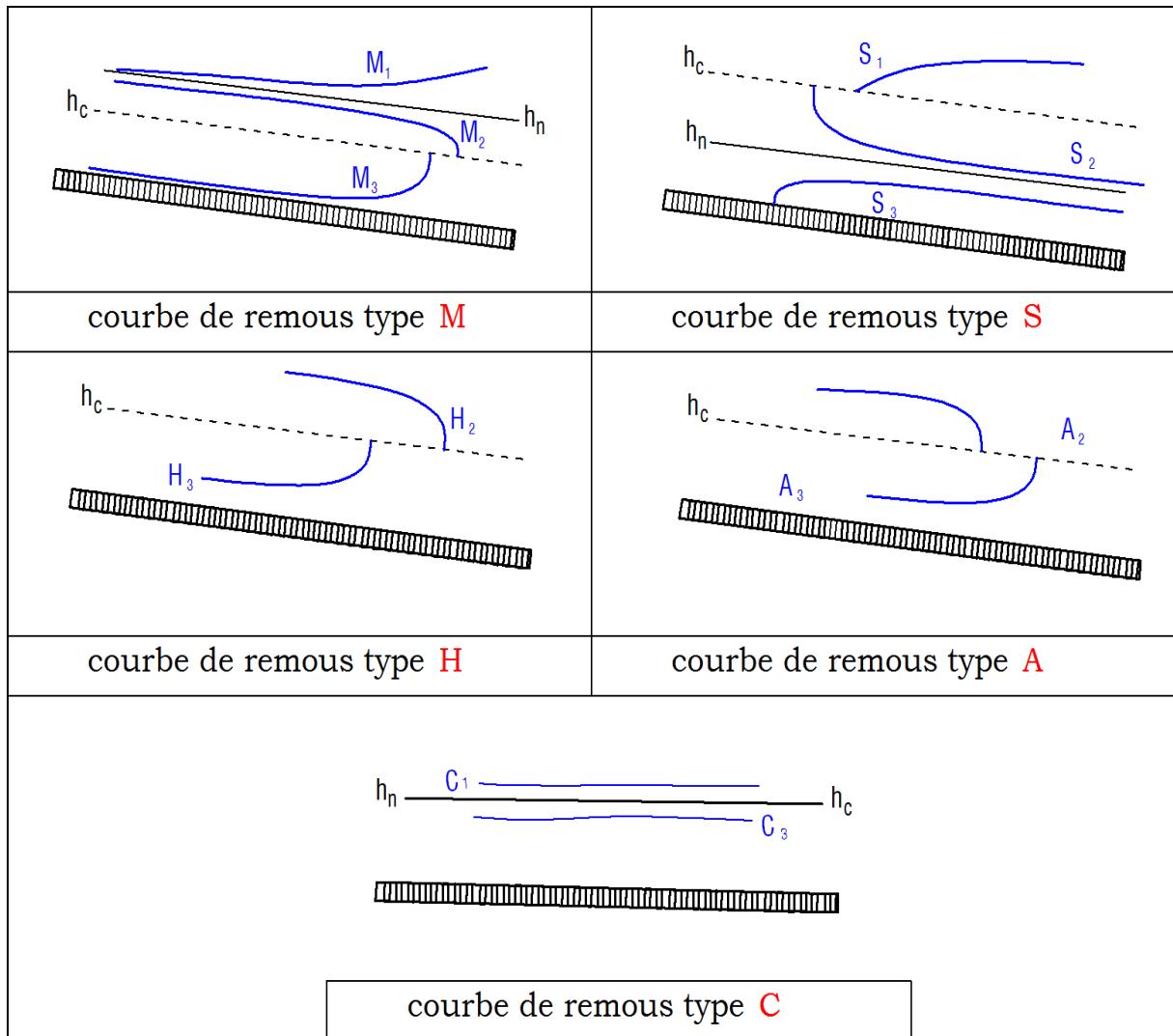


Figure .V.1 Les différentes formes de courbes de remous

6.3. Calcul de la surface d'eau

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

On peut distinguer pour cela 3 méthodes de calcul :

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

7. Raccordement des canaux

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

Son estimation est établie par la relation :

$$L = \frac{b_2 - b_1}{2 \tan \beta}, \quad m$$

Avec :

L : Longueur du raccordement, (m).

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

β : Angle du divergent, en degrés.

Remarque

A. Pour notre étude, on va dimensionner les canaux pour les conditions les plus avantageuses.

B. Le principe de calcul la profondeur critique est basé sur la méthode par approximation.

8. Dimensionnement des différents ouvrages proposés

Une fois les débits calculés, les pentes choisies, nous pouvons dimensionner les ouvrages proposés en choisissant la formule de MANNING-STRICKLER :

$$Q = K \times R_h^{2/3} \times I^{1/2} \times S \quad (m^3/s)$$

Avec :

Q : débit de dimensionnement,

K : coefficient de rugosité,

R_h : rayon hydraulique,

I : pente de l'ouvrage,

S : section mouillée de l'ouvrage.

8.1. Dimensionnement de l'ouvrage A

On a: $Q=2,52m^3/s$, $i=0,0163$, $k=75 m^{1/3}/s$, $m=0,577$

Donc: $h=0,59m \implies b=0,68m$

Tableau .V.6 Paramètres de calcul du canal trapézoïdal en béton armé

Q(m ³ /s)	K(m ^{1/3} /s)	I _r (m/m)	h _n (m)	S _m (m ²)	V(m/s)	F _r	Régime	Lbrief(m)
2,52	75	0,0163	0,59	0,60	4,18	1,74	TOR	456,2

↳ Pente critique

Tableau .V.7 Paramètres de calcul de la pente critique

h _{cr} (m)	K(m ^{1/3} /s)	b ₀ (m)	S _{cr} (m ²)	i _{cr} (m/m)
0,79	75	1,59	1,62	0,0061

8.2. Dimensionnement de l'ouvrage B

On a: $Q=2,16 \text{ m}^3/\text{s}$, $i=0,0224$, $k=75 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$, $m=0,577$

Donc: $h=0,52 \text{ m}$ $\implies b=0,60 \text{ m}$

Tableau .V.8 Paramètres de calcul du canal trapézoïdal en béton armé

Q(m ³ /s)	K(m ^{1/3} /s)	Ir (m/m)	h _n (m)	S _m (m ²)	V(m/s)	F _r	Régime	Lbrief(m)
2,16	75	0,0224	0,52	0,47	4,61	2,04	TOR	217,51

↳ **Pente critique**

Tableau .V.9 Paramètres de calcul de la pente critique

h _{cr} (m)	K(m ^{1/3} /s)	b ₀ (m)	S _{cr} (m ²)	i _{cr} (m/m)
0,76	75	1,48	1,46	0,0062

8.3. Dimensionnement de l'ouvrage C

On a: $Q=2,35 \text{ m}^3/\text{s}$, $i=0,047$, $k=75 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$, $m=0,577$

Donc: $h=0,47 \text{ m}$ $\implies b=0,54 \text{ m}$

Tableau .V.10 Paramètres de calcul du canal trapézoïdal en béton armé

Q(m ³ /s)	K(m ^{1/3} /s)	Ir (m/m)	h _n (m)	S _m (m ²)	V(m/s)	F _r	Régime	Lbrief(m)
2,35	75	0,047	0,47	0,38	6,16	2,87	TOR	74

↳ **Pente critique**

Tableau .V.11 Paramètres de calcul de la pente critique

h _{cr} (m)	K(m ^{1/3} /s)	b ₀ (m)	S _{cr} (m ²)	i _{cr} (m/m)
0,82	75	1,49	1,61	0,0062

8.4. Dimensionnement de l'ouvrage D

On a: $Q=0,35 \text{ m}^3/\text{s}$, $i=0,016$, $k=75 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$, $m=0,577$

Donc: $h=0,28 \text{ m}$ $\implies b=0,32 \text{ m}$

Tableau .V.12 Paramètres de calcul du canal trapézoïdal en béton armé

Q(m ³ /s)	K(m ^{1/3} /s)	Ir (m/m)	h _n (m)	S _m (m ²)	V(m/s)	F _r	Régime	Lbrief(m)
0,35	75	0,016	0,28	0,13	2,60	1,57	TOR	144

↳ **Pente critique**

Tableau .V.13 Paramètres de calcul de la pente critique

$h_{cr}(m)$	$K(m^{1/3}/s)$	$b_0 (m)$	$S_{cr}(m^2)$	$i_{cr}(m/m)$
0,36	75	0,74	0,34	0,0079

8.5. Dimensionnement de l'ouvrage F

On a: $Q=2,07m^3/s$, $i=0,0101$, $k=75 m^{1/3}/s$, $m=0,577$

Donc: $h=0,60m \implies b=0,69m$

Tableau .V.14 Paramètres de calcul du canal trapézoïdal en béton armé

$Q(m^3/s)$	$K(m^{1/3}/s)$	$Ir (m/m)$	$h_n (m)$	$S_m (m^2)$	$V(m/s)$	F_r	Régime	$Lbrief(m)$
2,07	75	0,0101	0,60	0,62	3,33	1,37	TOR	126

↳ **Pente critique**

Tableau .V.15 Paramètres de calcul de la pente critique

$h_{cr}(m)$	$K(m^{1/3}/s)$	$b_0 (m)$	$S_{cr}(m^2)$	$i_{cr}(m/m)$
0,71	75	1,51	1,36	0,0063

8.6. Dimensionnement de l'ouvrage G

On a: $Q=0,55m^3/s$, $i=0,0075$, $k=75 m^{1/3}/s$, $m=0,577$

Donc: $h=0,38m \implies b=0,44m$

Tableau .V.16 Paramètres de calcul du canal trapézoïdal en béton armé

$Q(m^3/s)$	$K(m^{1/3}/s)$	$Ir (m/m)$	$h_n (m)$	$S_m (m^2)$	$V(m/s)$	F_r	Régime	$Lbrief(m)$
0,55	75	0,0075	0,38	0,26	2,13	1,10	TOR	168,6

↳ **Pente critique**

Tableau .V.17 Paramètres de calcul de la pente critique

$h_{cr}(m)$	$K(m^{1/3}/s)$	$b_0 (m)$	$S_{cr}(m^2)$	$i_{cr}(m/m)$
0,41	75	0,93	0,48	0,0074

8.7. Dimensionnement de l'ouvrage F1

On a: $Q=0,79m^3/s$, $i=0,0066$, $k=75 m^{1/3}/s$, $m=0,577$

Donc: $h=0,45m \implies b=0,52m$

Tableau .V.18 Paramètres de calcul du canal trapézoïdal en béton armé

Q(m ³ /s)	K(m ^{1/3} /s)	Ir (m/m)	h _n (m)	S _m (m ²)	V(m/s)	F _r	Régime	Lbrief(m)
0,79	75	0,0066	0,45	0,35	2,25	1,07	TOR	277,16

Pente critique

Tableau .V.19 Paramètres de calcul de la pente critique

$h_{cr}(m)$	$K(m^{1/3}/s)$	$b_0(m)$	$S_{cr}(m^2)$	$i_{cr}(m/m)$
0,47	75	1,06	0,63	0,0071

8.8. Dimensionnement de l'ouvrage F2

On a: $Q=1,12 \text{ m}^3/\text{s}$, $i=0,0071$, $k=75 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$, $m=0,577$

Donc: $h=0,51\text{m}$ $\implies b=0,58\text{m}$

Tableau .V.20 Paramètres de calcul du canal trapézoïdal en béton armé

Q(m ³ /s)	K(m ^{1/3} /s)	Ir (m/m)	h _n (m)	S _m (m ²)	V(m/s)	F _r	Régime	Lbrief(m)
1,12	75	0,0071	0,51	0,45	2,51	1,12	TOR	345,6

→ **Pente critique**

Tableau .V.21 Paramètres de calcul de la pente critique

$h_{cr}(m)$	$K(m^{1/3}/s)$	$b_0(m)$	$S_{cr}(m^2)$	$i_{cr}(m/m)$
0,54	75	1,20	0,82	0,0068

8.9. Dimensionnement de l'ouvrage M

On a: $Q=4,68 \text{ m}^3/\text{s}$, $k=75 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$, $m=0,577$

Pour: $i=0,036$ donc: $h=0,64m \Rightarrow b=0,74m$

Pour: $i = 0,031$ donc: $h = 0,66\text{m} \Rightarrow b = 0,76\text{m}$

Pour: $i = 0,0231$ donc: $h = 0,69\text{m} \Rightarrow b = 0,79\text{m}$

Tableau .V.22 Paramètres de calcul du canal trapézoïdal en béton armé

Q(m ³ /s)	K(m ^{1/3} /s)	Ir (m/m)	h _n (m)	S _m (m ²)	V(m/s)	F _r	Régime	Lbrief(m)
4.68	75	0,036	0,64	0,71	6,59	2,63	TOR	200,10
		0,031	0,66	0,75	6,21	2,44		225
		0,0231	0,69	0,82	5,71	2,19		990,35

↳ **Pente critique**

Tableau .V.23 Paramètres de calcul de la pente critique

$h_{cr}(m)$	$K(m^{1/3}/s)$	$b_0 (m)$	$S_{cr}(m^2)$	$i_{cr}(m/m)$
1,07	75	1,98	2,77	0,0056
1,06		1,98	2,75	0,0056
1,05		2,00	2,74	0,0056

8.10. Dimensionnement de l'ouvrage N

On a: $Q=1m^3/s$, $k=75 m^{1/3}/s$, $m=0,577$

Pour: $i=0,0372$ donc: $h=0,36m \implies b=0,42m$

Pour: $i=0,0477$ donc: $h=0,34m \implies b=0,39m$

Pour: $i=0,0291$ donc: $h=0,37m \implies b=0,43m$

Tableau .V.24 Paramètres de calcul du canal trapézoïdal en béton armé

$Q(m^3/s)$	$K(m^{1/3}/s)$	$I_r (m/m)$	$h_n (m)$	$S_m (m^2)$	$V(m/s)$	F_r	Régime	$L_{brief}(m)$
1	75	0,0372	0,36	0,23	4,42	2,35	TOR	375
		0,0477	0,34	0,20	5,02	2,75		300
		0,0291	0,37	0,24	4,20	2,20		114,64

↳ **Pente critique**

Tableau .V.25 Paramètres de calcul de la pente critique

$h_{cr}(m)$	$K(m^{1/3}/s)$	$b_0 (m)$	$S_{cr}(m^2)$	$i_{cr}(m/m)$
0,57	75	1,08	0,80	0,0069
0,58		1,06	0,81	0,0069
0,56		1,08	0,78	0,0069

8.11. Calcul des hauteurs des parois des ouvrages à ciel ouvert

Par rapport au tirant d'eau correspondant à la crue de projet, il convient d'ajouter une revanche pour éviter les risques de débordement (Design of Small dams) propose la formule suivante pour l'évaluation de la revanche :

$$\text{Revanche} = 0.6m + 0.05v^3 \sqrt{y} (m)$$

Avec:

v : vitesse d'écoulement (m/s),

y : virant d'eau (m).

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau .V.26 Les hauteurs des parois des ouvrages à ciel ouvert

Désignation de l'ouvrage a ciel ouvert	Type de section	Tirant d'eau Y (m)	Vitesse d'écoulement V (m/s)	Revanche R (m)	Hauteur de la paroi(m) = Y+R	Hauteur normalisée de la paroi(m)
Ouvrage A	TRAPEZE	0,59	4,18	0,78	1,37	1,4
Ouvrage B	TRAPEZE	0,52	4,61	0,79	1,31	1,4
Ouvrage C	TRAPEZE	0,47	6,16	0,84	1,31	1,4
Ouvrage D	TRAPEZE	0,28	2,60	0,69	0,97	1,0
Ouvrage F	TRAPEZE	0,60	3,33	0,74	1,34	1,4
Ouvrage G	TRAPEZE	0,38	2,13	0,68	1,06	1,1
Ouvrage F1	TRAPEZE	0,45	2,25	0,69	1,14	1,2
Ouvrage F2	TRAPEZE	0,51	2,51	0,70	1,21	1,3
Ouvrage M	TRAPEZE	0,64	6,59	0,88	1,52	1,6
	TRAPEZE	0,66	6,21	0,87	1,53	1,6
	TRAPEZE	0,69	5,71	0,85	1,54	1,6
Ouvrage N	TRAPEZE	0,36	4,42	0,76	1,12	1,2
	TRAPEZE	0,34	5,02	0,78	1,12	1,2
	TRAPEZE	0,37	4,20	0,75	1,12	1,2

Donc les dimensions des canaux seront:

Tableau .V.27 Les dimensions des ouvrages à ciel ouvert

Désignation de l'ouvrage a ciel ouvert	largeur du fond b(m)	Pentes des talus	Hauteur totale (m)	largeur au miroir B(m)
Ouvrage A	0,68	0,577	1,4	2,30
Ouvrage B	0,60		1,4	2,22
Ouvrage C	0,54		1,4	2,16
Ouvrage D	0,32		1,0	1,47
Ouvrage F	0,69		1,4	2,31
Ouvrage G	0,44		1,1	1,71
Ouvrage F1	0,52		1,2	1,91
Ouvrage F2	0,58		1,3	2,08
Ouvrage M	0,79		1,6	2,64
Ouvrage N	0,43		1,2	1,82

9. Calcul des abscisses d'eau après chaque chute :

Pour connaître l'abscisse X_{pi} qui égale la distance entre le mur de la chute et le point où l'eau se tombe, on doit utiliser la formule d'un jet d'eau.

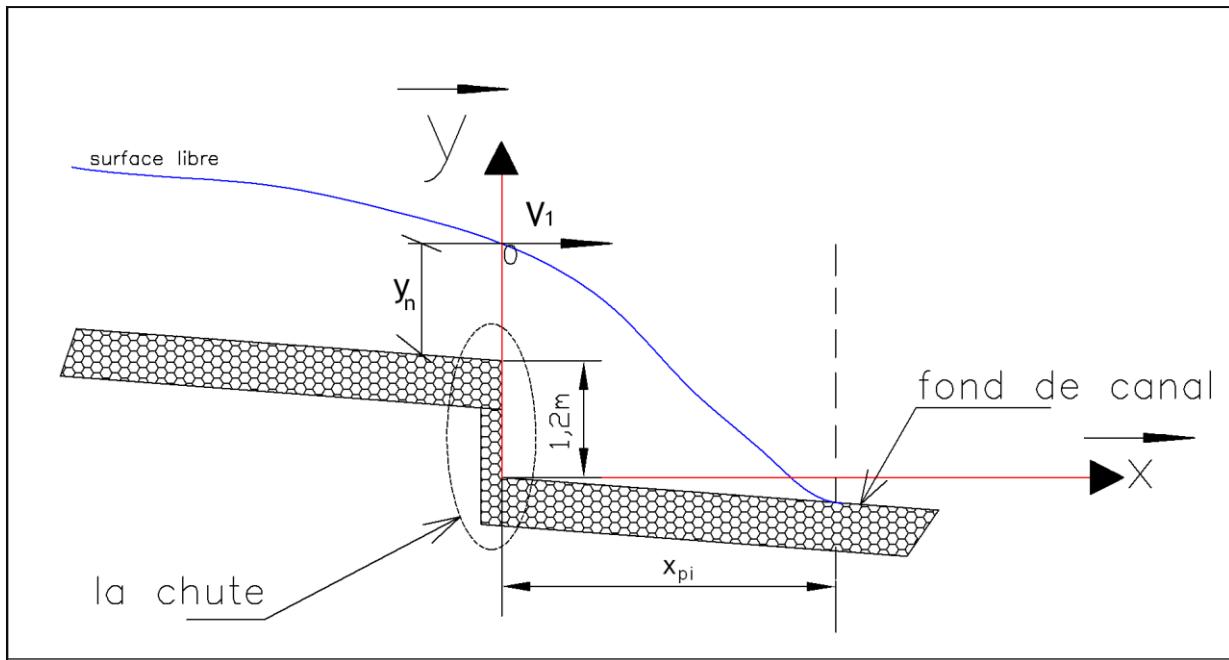


Figure .V.2 Profil en long au niveau de chute

On applique la formule de jet suivante :

$$y = -\frac{g}{2v^2} (1 + \tan^2 \theta) x^2 + \tan \theta \cdot x + y_0 \quad \dots \dots \dots \quad (V-28)$$

$$y - y_0 = -\frac{g}{2v^2} (1 + \tan^2 \theta) x^2 + \tan \theta \cdot x$$

Avec :

θ : l'angle que fait le jet avec l'horizontale.

$(x ; y)$: les coordonnées de la goutte d'eau, avec $V = V_1$

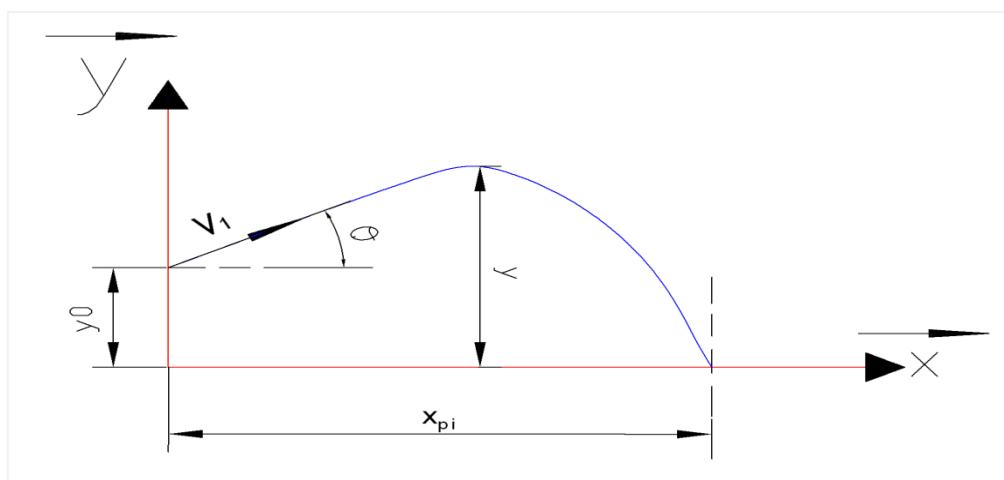


Figure .V.3 Schéma explicatif de la formule (V.28)

D'après ce schéma on conclue que :

$$y - y_0 = 1.2 + y_n = \frac{g}{2v^2} (1 + tg^2\theta)x^2 + tg\theta \cdot x$$

$$\theta = 0^\circ \Rightarrow 1,2 + y_n = \frac{g}{2v^2} x^2$$

$$\Rightarrow X_{pi} = \sqrt{\frac{2V^2(1,2+yn)}{g}}$$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau .V.28 Les abscisses d'eau après chaque chute ouvrage M

Coupe N°	V (m/s)	h _n (m)	X _{pi} (m)
P3 → P6	6,59	0,64	3,31
P7	6,59	0,64	3,69
P8	6,21	0,66	3,15
P9 → P16	6,21	0,66	3,61

10. Calcul du ressaut :

Le ressaut hydraulique est une surélévation brusque de la surface libre d'un écoulement permanent qui se produit lors du passage du régime torrentiel au régime fluvial. Il est accompagné d'une agitation marquée et de grandes pertes d'énergie.

Les principales caractéristiques d'un ressaut sont les suivantes :

- Hauteurs conjuguées (h^{''} et h[']).
- Hauteur de ressaut (h^{''} - h[']).
- La longueur approximative du ressaut (L_{RH}).

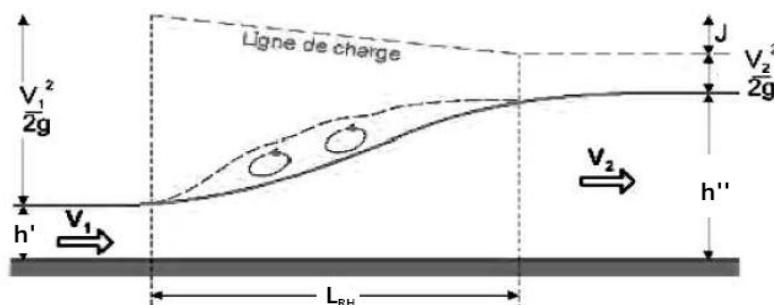


Figure .V.4 Schéma d'un ressaut hydraulique

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

Tableau .V.29 Les différents types de ressaut

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

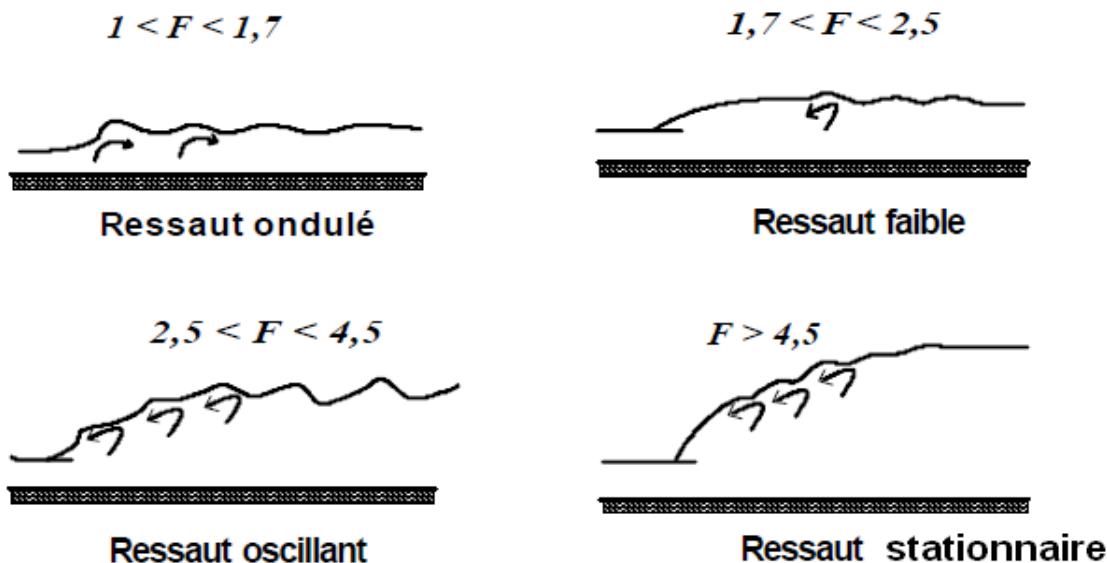


Figure .V.5 Typologie des ressauts

10.1. Chutes brusques à la fin d'un canal

Dans une chute brusque, si le canal est à pente faible ($I < I_c$), dans la section de la chute survient le régime critique, raccordé au régime uniforme au moyen d'une courbe de type M_2 . Si $I = 0$, ou $I < 0$, le passage se fait également en régime critique, avec courbe en amont, respectivement, du type H_2 ou A_2 .

Si le canal est à forte pente ($I > I_c$), le régime reste uniforme, jusqu'à la section de la chute.

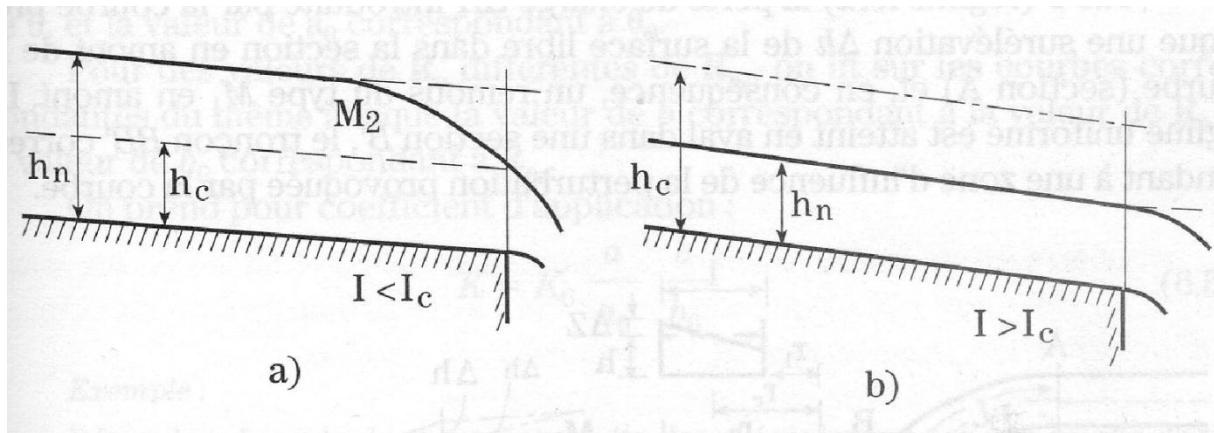


Figure .V.6 Les différentes chutes

Pour la détermination de la profondeur du ressaut on applique la loi de BERNOULLI :

$$\frac{v_1^2}{2g} + h_1 + Z = \frac{v_2^2}{2g} + h_2 \quad \text{avec:} \quad S_1 * v_1 = S_2 * v_2 = Q$$

$$\text{Donc:} \quad \frac{Q^2}{2gS_1^2} + h_1 + Z = \frac{Q^2}{2gS_2^2} + h_2 \quad \dots \dots \dots \quad (\text{V-29})$$

Tableau .V.30 Les hauteurs conjuguées après chaque chute ouvrage M

Coupe N°	h ₂ (m)
P3 → P6	0,6
P7	0,57
P8	0,56
P9 → P16	0,6

D'après ces résultats on conclue qu'il n'y a pas de ressaut, juste il y a une perturbation d'eau.

Conclusion :

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

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

Chapitre VI : Organisation de chantier

1. Introduction

L'objectif de l'organisation de chantier est de réaliser l'ouvrage au moins dans les délais et avec le moindre coût.

Donc la bonne connaissance du site et la conception judicieuse de l'ouvrage ne suffisent pas à garantir la qualité et la sécurité de l'ouvrage, il faut porter soin à l'exécution et les moyens qui y sont consacrés pour la réussite de l'opération.

La réalisation des canaux d'une longueur important nécessite l'utilisation de nombreux engins mécaniques (modernes et rentables) destines à excaver transporter, niveler et compacter les matériaux.

Donc, il est important de s'assurer que le chantier soit confié à une entreprise

Compétente et expérimentée et disposant de tous les moyens nécessaires pour l'exécution de tous les travaux dans de bonnes conditions.

Le délai de construction de l'aménagement hydraulique peut être change et cela en fonction des moyens de l'entreprise de construction.

2. Installations du chantier

2.1 Installations destinées au personnel

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

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...).

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.

2.4 Installations pour la préfabrication

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

3 Succession des opérations du chantier

3.1 Travaux préparatoires

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

3.2 Exécution des travaux

- Décapage de la couche de goudron ou celle de végétation
- Emplacement des piquets (piquetage)
- Exécution des tranches (excavation)
- Transport des terres excédentaire
- Aménagement du lit avec le sable

4. Choix des engins

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 a pneus

5. Volumes des travaux

5.1 Le volume des déblais

$$V \text{ déblais} = V \text{ canal} = \frac{S_i + S_{i+1}}{2}$$

5.2 Surface de la tranche

$$S_i = H_i \cdot b$$

5.3 Volume du sable

$$V_{is} = e \cdot L \cdot b$$

5.4 Volume du béton :

Le volume du béton égale au 2.volume de base plus le volume des deux parois

6. Devis des différents volumes des travaux

Tableau VI.1 Le devis des différents travaux

N°	DESIGNATION DES TRAVAUX	U	QUANTITE	P.UNITAIRE	MONTANT
CANAUX A CIEL OUVERT EN BETON ARME					
1 Ouvrage -A- (canal en béton armé)					
1-1	Décapage	M ³	4320.21	220,00	950446.20
1-2	Remblai compacté	M ³	2180.64	350,00	763224
1-3	Béton de propreté	M ³	250.91	10 000,00	2509100
1-4	Béton armé	M ³	374.08	20 000,00	7481600
2 Ouvrage -B- (canal en béton armé)					
2-1	Décapage	M ³	1850.93	220,00	407204.6
2-2	Remblai compacté	M ³	924.38	350,00	323533
2-3	Béton de propreté	M ³	113.10	10 000,00	1131000
2-4	Béton armé	M ³	169.65	20 000,00	3393000
3 Ouvrage -C- (canal en béton armé)					
3-1	Décapage	M ³	689.47	220,00	151683.4
3-2	Remblai compacté	M ³	368.45	350,00	128957.5
3-3	Béton de propreté	M ³	41.95	10 000,00	419500
3-4	Béton armé	M ³	62.93	20 000,00	1258600
4 Ouvrage -D- (canal en béton armé)					
4-1	Décapage	M ³	986.58	220,00	217047.6
4-2	Remblai compacté	M ³	527.22	350,00	184527
4-3	Béton de propreté	M ³	60.03	10 000,00	600300
4-4	Béton armé	M ³	90.05	20 000,00	1801000
5 Ouvrage -F- (canal en béton armé)					

Tableau VI.1 Le devis des différents travaux (suite)

5-1	Décapage	M ³	1227.24	220,00	269992.8
5-2	Remblai compacté	M ³	636.30	350,00	222705
5-3	Béton de propreté	M ³	57.96	10 000,00	579600
5-4	Béton armé	M ³	86.94	20 000,00	1738800
6	Ouvrage -G- (canal en béton armé)				
6-1	Décapage	M ³	1266.30	220,00	278586
6-2	Remblai compacté	M ³	676.70	350,00	236845
6-3	Béton de propreté	M ³	77.05	10 000,00	770500
6-4	Béton armé	M ³	115.58	20 000,00	2311600
7	Ouvrage -F1- (canal en béton armé)				
7-1	Décapage	M ³	2096.39	220,00	46065.8
7-2	Remblai compacté	M ³	1120.29	350,00	392101.5
7-3	Béton de propreté	M ³	127.56	10 000,00	1275600
7-4	Béton armé	M ³	191.34	20 000,00	3826800
8	Ouvrage -F2- (canal en béton armé)				
8-1	Décapage	M ³	2661.12	220,00	585446.4
8-2	Remblai compacté	M ³	1320.19	350,00	462066.5
8-3	Béton de propreté	M ³	169.34	10 000,00	11693400
8-4	Béton armé	M ³	255.74	20 000,00	5114800
9	Ouvrage -M- (canal en béton armé)				
9-1	Décapage	M ³	5 516.40	220,00	1213608
9-2	Remblai compacté	M ³	648.18	350,00	226863
9-3	Béton de propreté	M ³	671.95	10 000,00	6719500
9-4	Béton armé	M ³	982.15	20 000,00	19643000
10	Ouvrage -N- (canal en béton armé)				
-1	Décapage	M ³	5 885,01	220,00	1294702.2
-2	Remblai compacté	M ³	2276,37	350,00	796729.5
-3	Béton de propreté	M ³	370,37	10 000,00	3703700
-4	Béton armé	M ³	545,32	20 000,00	10906400

MONTANT EN HT	96030138	D.A
T.V.A 17%	16325123.46	D.A
MONTANT EN T.T.C	112355261.5	D.A

7. Planification

7.1 Définition

C'est une méthode dont dispose le cadre pour rendre son travail efficace, elle consiste [4]

- 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.

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.

7.2.1 Méthodes basées sur le réseau

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 :

a) Réseau à flèches

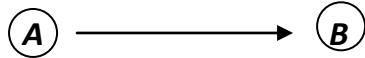
L'opération est représentée par une flèche et la succession des opérations par des nœuds.



L'opération A précède l'opération B

b) Réseau à nœuds

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



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

7.2.1.2 Construction du réseau

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

a) Etablissement d'une liste des tâches

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

b) détermination des tâches antérieures

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

c) Construction des graphes partiels**d) Regroupement des graphes partiels****e) Détermination des tâches de début de l'ouvrage et de fin de l'ouvrage****f) Construction du réseau.****7.2.1.3 Différentes méthodes basées sur le réseau****a) Méthode C.P.M (méthode du chemin critique)**

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

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

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

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

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

C'est-à-dire technique d'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.

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

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

- Commencement de l'opération (A) et (B) ;
- Finition de l'opération (A) et commencement de (B) ;
- Finition de l'opération (A) et finition de l'opération (B).

7.2.2 Méthodes basées sur le graphique

a) Méthode linéaire (ligne of balance technic)

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

b) Méthode à barres

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

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 :

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.

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.

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.

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

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.

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

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 :

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

7.5 Elaboration du réseau selon la méthode CPM

Cette 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 :

Tableau VI.2 Les durées de différentes opérations

Operations	Désignations	Durée (jour)
Décapage de la terre végétale	A	7
Excavation de la tranchée	B	20
transport	C	20
Remblai en TVO (tout -venant)	D	10
Compactage	E	10
Lit de sable	F	10
Lit de béton propriété	G	20
Le bétonnage	H	60
Travaux de la finition	I	10

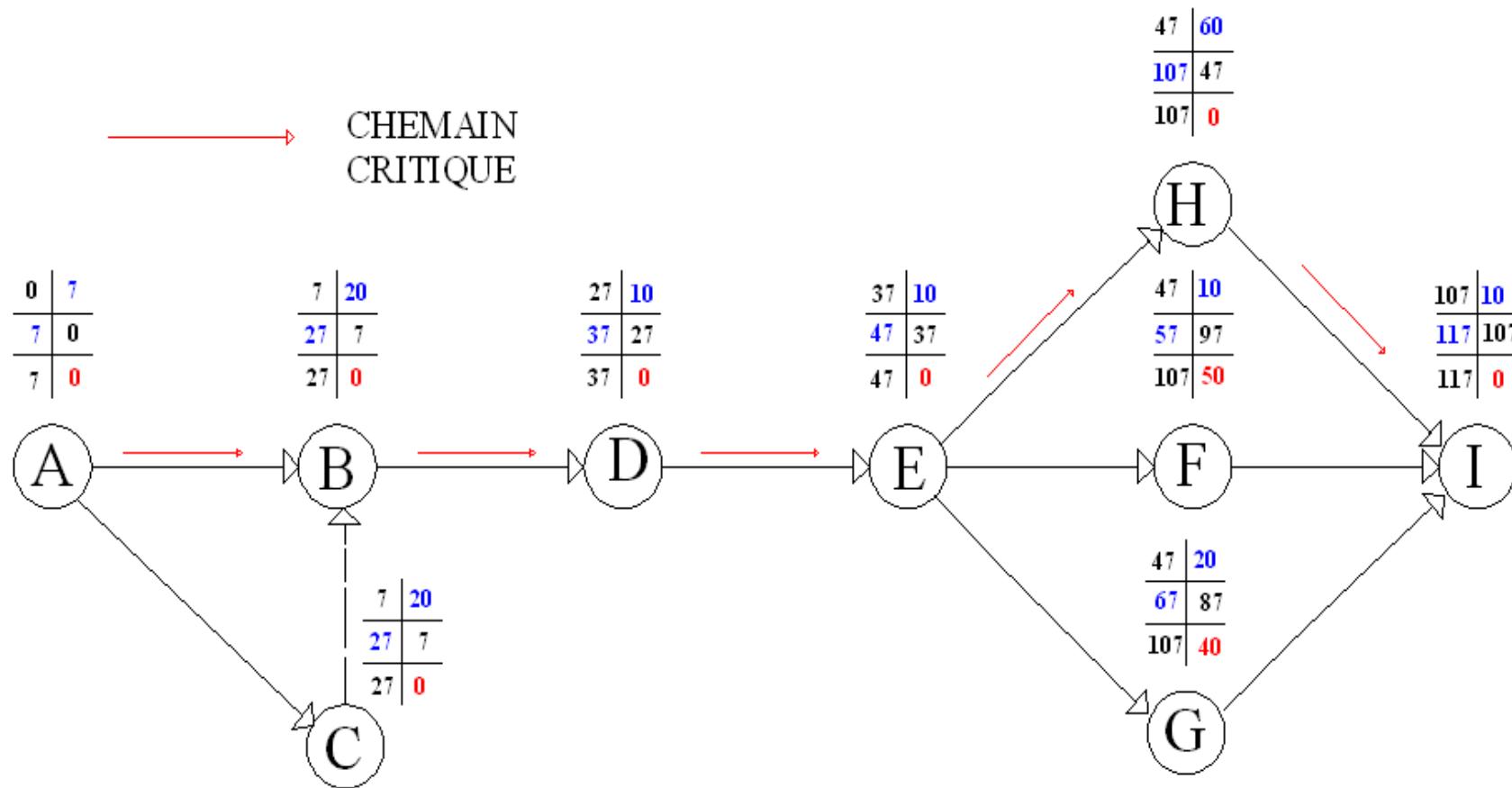


Figure VI.1 Réseau à nœuds

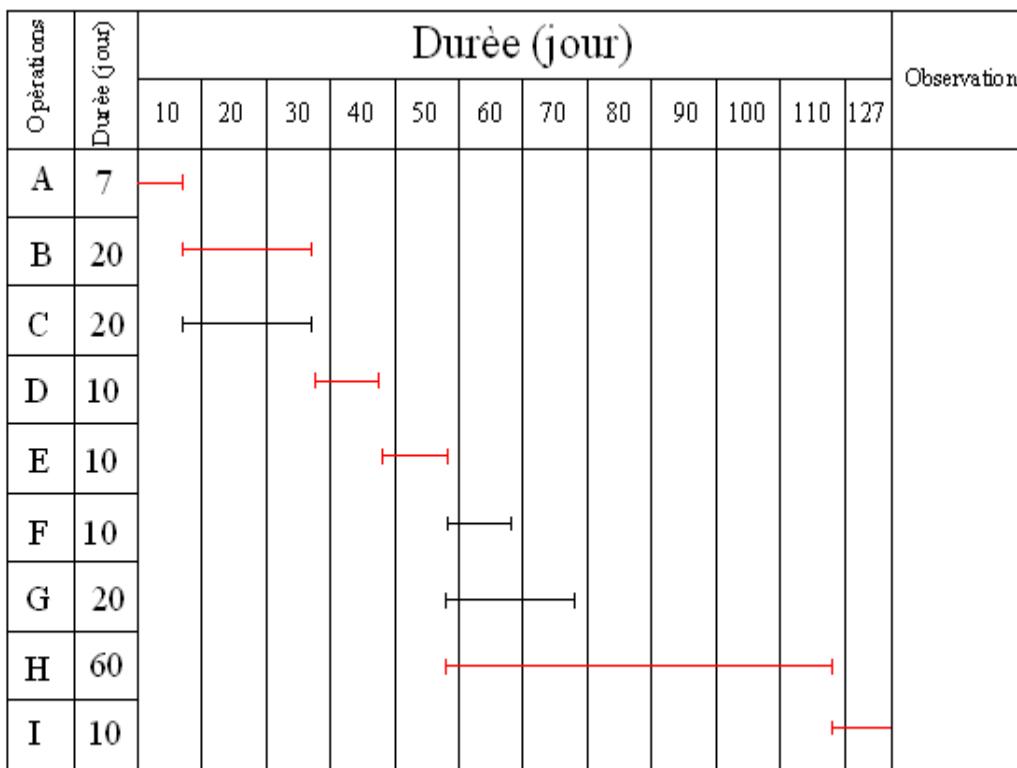
7.6 Détermination des chemins critiques

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 VI.3 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	7	0	7	0	7	0
B	20	7	27	7	27	0
C	20	7	27	7	27	0
D	10	27	37	27	37	0
E	10	37	47	37	47	0
F	10	47	57	97	107	50
G	20	47	67	87	107	40
H	60	47	107	47	107	0
I	10	107	117	107	117	0



— Chemain critique

Figure VI.2 Diagramme de GANTT

Conclusion

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

Chapitre VII : Protection et sécurité de travail

1. Introduction

Les accidents de travail et les problèmes qui en découlent ont une grande importance, sur le plan financier, sur le plan de la production et surtout, sur le plan humain.

L'objectif sera donc de diminuer la fréquence et la gravité des accidents dans l'entreprise .il existe pour cela un certain nombre de dispositifs, de consignes, de règlements dits « de sécurité ».leur utilité est incontestable [3].

2. Les Causes Des Accidents

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

Les causes sont la somme des différents éléments classés en deux catégories :

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

3. Les Actions Et Conditions Dangereuses

3.1 Conditions dangereuses dans le chantier

- Installation non protégée ou male protégée.
- Outils, engins et équipements en mauvais état.
- Matière défectueuse.
- Protection individuelle inexistante.
- Défauts dans la construction.
- Mauvaise disposition des lieux.
- Stockage irrationnel.
- Eclairage défectueux.
- Facteur d'ambiance impropre.
- Conditions climatiques défavorables.

3.2 Actions dangereuses

- Intervenir sans précaution sur des installations sous tension, sous pression.
- Intervenir sans précaution sur des machines en mouvement.
- Agir sans prévenir ou sans autorisation.
- Ne pas utiliser l'équipement de protection individuelle.
- Imprudence durant le travail.
- Mauvaise utilisation d'un outillage ou d'un engin.

- Suivre un rythme de travail inadapté.
- Plaisanter ou se quereller.
- Adopter une position peu sûre.

4. Organisation De La Prévention Des Accidents du Travail

L'organisation de la prévention figurée dans l'organigramme ci-après [3] :

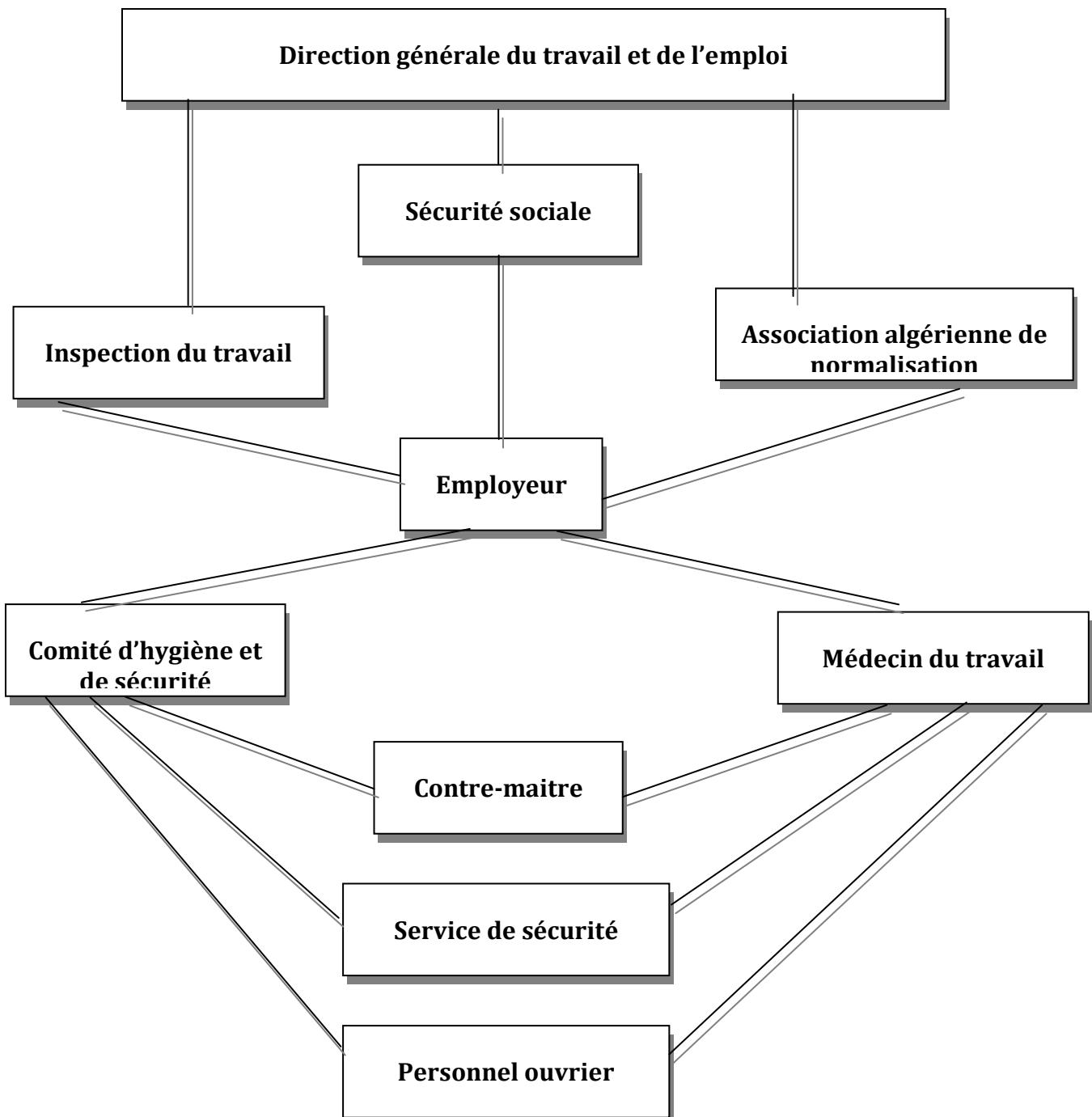


Figure VII.1 : L'organisation de la prévention

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

Parmi les principales fonctions du service de protection :

Etudes, participation au comité d'hygiène et de sécurité ;

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

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

Respect de la réglementation, la législation, les contrôles techniques ;

Les moyens techniques (protection des éléments de machines et mécanismes en mouvement) ;

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

La protection des membres supérieurs est assurée par le port de gants, moufles, maniques, épaulières, doigtiers ;

Protection des membres inférieurs ;

Protection des yeux ;

Protection du tronc ;

Protection de la tête ;

Protection des voies respiratoires.

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

Cet équipement doit remplir les conditions suivantes :

Correspondre au danger considéré ;

être pratique et confortable ;

être solide ;

5. Plan de sécurité adaptée aux travaux de réalisation

Puisque les travaux de terrassement sont les travaux qui prennent la plupart du temps dans la réalisation on a proposé plan de sécurité adapté aux travaux de terrassement généraux. On a résumé ce plan dans le tableau suivant.

Tableau VII.1 Plan de sécurité adaptée aux travaux de réalisation

Objectifs visés	Mesures appropriées à envisager
1) Prévenir les risques d'accident par chutes, chutes et engins de terrassement.	Disposition concernant : -La réalisation du chantier de jour comme nuit. -Les zones interdites au public.
2) Limiter les risques d'incidents lors de l'approvisionnement du chantier. Assurer la stabilité, la consolidation et la reprise des éléments stockés.	Repérage des lignes électriques.
3) Prévenir les accidents lors de l'utilisation du matériel : De renversement des engins ; De l'éboulement des terrains ;	Disposition à prendre pour le guidage des camions et des engins notamment lors des manœuvres en marche arrière.
4) Eviter les heurts entre les engins et renversement des engins.	Interdiction de dépassement et de stationnement.
5) Assurer la stabilité à la conservation et la reprise aisée des éléments stockés.	-Définition des lieux de stockage des divers matériaux.
6) Eliminer les surcharges en bordure des fouilles.	Mode de stockage des déblais et leur mode de déchargement.
7) Prévenir les chutes des objets.	Examen des câbles soumis à des sollicitations particulières.
8) Prévenir des ruptures des organes de levage.	Disposition et consignes particulières concernant l'entretien des matériels, des installations, les engins et les véhicules.
9) Heurts des personnes par les outils.	Les travailleurs qui utilisent la pioche ou la pelle dans leurs activités doivent être tenus à une distance suffisante les uns des autres.

Conclusion

La prévention devrait tendre à ne plus être conçue comme un correctif et s'appuyer uniquement sur des critères défensifs. Avec les avancées du progrès technique et scientifique, on doit pouvoir en saisir les acquis pour renverser la tendance, c'est à dire faire de la prévention une action offensive pour qu'il n'y ait plus de risques.

A cet effet, il convient d'accorder d'avantage d'intérêt aux aspects éducationnels de l'homme au travail afin de lui permettre une grande maîtrise de l'outil de production et une plus grande adaptation à son environnement

Conclusion générale

Le système de protection est conçu sur la base des données recueillies sur site à partir du dossier assainissement. En effet, le réseau d'assainissement est unitaire, dimensionné, à l'horizon 2030, pour une population de 8962 habitants et un débit de pointe des pluies de $16 \text{ m}^3 / \text{s}$. Il comporte une étude des sols de la ville, la protection des biens et des hommes, et doit avoir des impacts positifs sur l'environnement. C'est ainsi que la ville se dote de moyens d'évacuation des surplus d'eau et de protection de ses sols.

Une ceinture, canal à ciel ouvert trapézoïdal, protège les hommes et les constructions faisant partie du patrimoine communal actuel et projeté de la ville.

J'ai opté pour la mise en place de canaux avec des murs dissipateurs d'énergie pour tous les périmètres agricoles de la ville et dimensionné ces canaux pour une évacuation sécurisée des eaux pluviales. La superficie totale des parcelles agricoles protégées est de l'ordre de 37,41 Ha. Ces exploitations sont protégées contre l'érosion hydrique due aux crues pour une pluie torrentielle d'intensité 73,22 mm/h.

Le Plan d'Occupation des Sols de la ville Tousnina doit être minutieusement respecté dans les zones à risques et doit être revu pour les écoles projetées sur des terrains inondables.

Les impacts des ouvrages sur l'environnement sont plutôt positifs. Effectivement, le sol encourt très peu de dégâts, et les eaux canalisées vers l'oued peuvent être acheminées vers une destination désirée, stockées, traitées puis utilisées pour tout besoin (recharge de nappe, abreuvement de cheptel après alimentation des jous, boisement, etc.).

Les principales difficultés rencontrées lors de l'élaboration de ce travail furent la collecte des données, et par conséquent la prise de décision pour le choix des ouvrages et des matériaux.

References bibliographiques

- [1] A.LENCASTRE. hydraulique générale. Edition: eyrolles. 2008. 633 p.
- [2] B.TOUAIBIA. MANUEL PRATIQUE D'HYDROLOGIE. Mars 2004.166 p.
- [3] MARC SATIN / BECHIR SELMI. Guide technique de l'assainissement. Edition: Le moniteur. 2006. 726 p.
- [4] WALTER H.GRAF en collaboration avec M.S ALTINAKAR. HYDRAULIQUE FLUVIALE. Edition: Presses polytechniques et universitaires Romandes. 2000. 627 p.