

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE DE L'HYDRAULIQUE « ARBAOUI Abdellah »

DEPARTEMENT GENIE DE L'EAU

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : Conception des Ouvrages Hydrotechniques

THEME :

**ETUDE DE PROTECTION DE LA VILLE DE TENES
CONTRE LES INONDATIONS (W.CHLEF).**

Présenté par :

M^{lle} : MOKHTARI Sarra

DEVANT LES MEMEBRES DU JURY

Nom et prénom	Grade	Qualité
M^r M.K. MIHOUBI	M C.A	Président
M^r A. HEBBOUCHE	M A.A	Examinateur
M^{me} N. HADJ SADOK	M A.A	Examinatrice
M^r M. D.BENSALAH	M A.A	Examinateur
M^r M. BOUKHELIFA	M A.B	Examinateur
M^r A. ZEROUAL	M A.A	Promoteur

Juin 2013

Dédicace

Je dédie ce modeste travail :

A ma mère

A ma tante

A mon frère Ouadie

A toute les membres de la famille

A tous mes amis

Sarra

REMERCIEMENTS

- Je tiens à remercier vivement tous ceux qui m'ont apportés un soutien pour l'élaboration de ce mémoire de fin d'étude, particulièrement ma famille.
- Toute ma gratitude pour mon promoteur M^r Ayoub ZEROUAL, pour m'avoir accordé sa confiance pour mener à bien ce projet, pour l'encadrement de ce travail et sa disponibilité ainsi que ses conseils ont largement contribué à l'aboutissement de ce travail.
- Un remerciement particulier est adressé à M^{lle} H.SAIDI pour ses précieux conseils et orientations dans la partie hydrologie.
- Mon respect s'adresse aux membres de jury « M^{er} M.K.MIHOUBI, M^r A.HEBBOUCHE, M^{me} N.HADJ SADOK, M^{er} M.D.BENSALAH et M^{er} M.BOUKHELIFA » Qui m'ont feront l'honneur d'apprécier ce travail.
- Je tiens à présenter par occasion tout mon respect à tous les enseignants qui ont contribué à ma formation du primaire jusqu'au cycle universitaire.
- Un merci particulier aux ingénieurs de la Subdivision d'Hydraulique de TENES et du bureau d'étude d'hydraulique de M^r B.BELAIB pour la qualité de leurs collaborations, leurs aides constantes et pour la façon efficace et amicale avec laquelle ils ont suivi ce travail.

ملخص

الهدف من هذا العمل هو دراسة كيفية وضع شبكة لصرف مياه الأمطار على مستوى واد " بار " مدينة تنس ولاية الشلف. العمل يهدف إلى تحديد المعالم المرفولوجية و المناخية، متبوعا بدراسة هيدرولوجية مفصلة ، هذه الدراسة مكنتنا من تحديد كمية التدفق ، و اختيار الحل الأمثل لحماية هذه المدينة من الفيضانات. المشروع النهائي هو وضع قناة صرف GR2M القصوى بواسطة نموذج تمر عبر المدينة حيث يوجد الطرح النهائي في البحر و إنشاء حاجزين على مستوى الحوض. إن استعمال النمذجة الأكثر تطورا عن يسمح لنا بالدقة في التسيير الهيدروليكي للمنشأة. HEC-RAS طريق برنامج

Résumé

Cette étude a pour objectif de déterminer les ouvrages et aménagements pluviaux à mettre en place sur le bassin versant de l'Oued Baar, dans le centre urbain de la ville de TENES Wilaya de CHLEF. Le travail consiste à définir l'ensemble des paramètres géomorphologiques et climatiques du bassin versant de la zone d'étude, suivi d'une étude hydrologique détaillée. Ceci a permis de dégager le débit de dimensionnement par le Modèle GR2M et la variante adéquate pour la protection. Le projet final choisi est un canal parcourant la ville de l'amont à aval où se trouve le rejet dans la mer et la projection de deux barrages déversoirs au niveau du bassin versant. Une modélisation plus poussée avec le logiciel HEC-RAS a permis de simuler plus précisément le fonctionnement hydraulique de l'ouvrage.

Abstract

The purpose of this study is to determine plans of drainage structures on the basin of Baar Wadi, in the urban centre of the city of TENES. The work aims to define all the geomorphologic and climatic parameters of the watershed, followed by detailed hydrological study. This has allowed the identification of the structures designing discharges by the GR2M Model and the variant appropriate for the protection. So, the final project is a channel which covers town and plain until the downstream river where water discharge in the Mediterranean Sea and the projection of two spillways in the basin. A more important modelling with HEC-RAS software enables to simulate more precisely the hydraulic functioning of the structure.

TABLE DES MATIERES :

Remerciements.....	01
Dédicace	
Résumé.....	
Introduction Générale	01
Chapitre I : Présentation de la zone d'étude	
1.1 Présentation de la zone d'étude	02
I.2 Caractéristiques morphologiques	02
I.2.1 Caractéristiques géométriques	03
I.2.1.1 Indice de compacité de Horton (KH).....	03
I.2.1.2 Indice de compacité de Gravelius (KC)	03
I.2.1.3 Coefficient d'allongement (Ca).....	03
I.2.1.4 Rectangle équivalent.....	04
I.2.2 Relief	04
I.2.2.1 Courbe hypsométrique	05
I.2.2.2 Altitudes caractéristiques.....	06
I.2.2.2.a Altitude maximale et minimale	06
I.2.2.2.b Altitude moyenne.....	06
I.2.3 Les indices de pentes	06
I.3 Caractéristiques hydrographiques du bassin versant	06
3.1.1 Profil en long du cours d'eau de l'oued Baar	07
I.4 Temps de concentration	08
I.5 Vitesse de ruissellement.....	09
Chapitre II : Historique sur les crues et les inondations en Algérie	
II.1 Causes d'inondation en Algérie	11
II.1.1 Un réseau hydrographique qui favorise les phénomènes d'inondations	11
II.1.2 Perturbations météorologiques (origine et mécanisme de formation).....	11
II.1.3 Une urbanisation érigée aux bords des oueds et rivières	12
II.2 Inventaire des inondations catastrophiques en Algérie	13
II.3 Deux exemples des risques climatiques dans le milieu urbain	15
II.3.1 Les inondations de Bebb-El-Oued	15
II.3.2 Les inondations de Ghardaïa	15
II.4 Les inondations dans la zone d'étude	16
II.4 Conclusion.....	16
Chapitre III : Etude hydrologique	
III.1 Caractéristiques climatologiques.....	17
III.1.1 Températures	17
III.1.2 Evaporation	18
III.1.3 Pluviométrie	18
III.1.3.1 Caractéristiques de la station pluviométrique	18
III.1.3.2 Répartition mensuelle des précipitations dans le bassin.....	18
III.1.3.3 Pluies maximales journalières	19
III.2 Pluies de courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités.....	20
III.3 Etude des apports	22
III.3.1 Apport liquide.....	22
III.3.1.a Formule de SAMIE.....	22
III.3.1.b Formule de Turc.....	22
III.3.1.c Formule dite 'Algérienne'	22
III.3.1.d Formule de l'ANRH (Sogreah 1986/89).....	23
III.3.2 Caractéristiques de l'écoulement.....	23
III.3.2 .a Module de l'écoulement.....	23

III.3.2.b Module de l'écoulement relatif.....	23
III.3.2.c Lamé d'eau écoulée.....	23
III.3.2 .d Coefficient de l'écoulement	23
III.3.3 Apport solide en suspension	23
III.3.3.a Formule de Fournier	23
III.3.3.b Formule de Tixeront (1960).	23
III.3.3.c Formule de Saidi	24
III.3.3.d Formule de SOGREAH	24
III.4 Détermination des débits maximums.....	25
III.4.1 Formules empiriques et semi empiriques.....	25
III.4.2 Méthode historique	25
III.4.3 Méthode de GR2M.....	26
III.4.3.1 Méthodologie de modélisation	27
III.4.3.2 Simulation des débits.....	27
III.4.3.3 Ajustement de la série des débits rapportés à la loi log normal	27
III.5 Choix de la période de retour	28
III.6 Hydrogramme de crue.....	29
III.6.1 Estimation du temps de base de la crue	29
III.6.2 Volume maximal de l'apport.....	30
Chapitre IV : Calcul hydraulique	30
IV.1 Généralités	
IV.1.1 Ecoulement à surface libre.....	32
IV.1.2 Canaux à ciel ouvert	32
IV.1.3 Différents types de Canaux.....	32
1) Les canaux naturels.....	32
2) Les canaux artificiels	33
IV.1.4 Types d'écoulements	33
a) Variabilité dans le temps.....	33
a.1 Ecoulement permanent	33
a.2 Ecoulement non permanent	33
b) Variabilité dans l'espace	33
b.1 Régime uniforme.....	34
b.2 Régime non uniforme.....	34
IV.2 Dimensionnement des canaux	34
IV.2.1 Conditions de l'écoulement uniforme.....	34
IV.2.2 Formules de calcul.....	34
IV.2.3 Détermination de coefficient de Chézy	34
1) Formule d'AGROSKINE.....	35
2) Formule de MANING-STRICKLER	35
3) Formule de PAVLOVSKI	35
4) Formule de BAZIN	35
IV.3 Paramètres géométriques	36
IV.3.1 Choix de la section de meilleure conductivité	36
IV.3.2 Calculs du rayon hydraulique maximal.....	36
IV.3.3 Calcul de la profondeur normal h_n	37
3.1 Méthode graphique	37
3.2 Méthode itérative.....	38
IV.3.4 Calcul de la profondeur critique h_{cr}	38
3.1 Méthode graphique.....	38
1) Méthode analytique d'AGROSKINE.....	38
2) Méthode itérative	38

IV.3.5 Calcul de la pente critique	38
IV.3.6 Nombre de Froude	39
IV.4 Calcul de la ligne d'eau	39
IV.4.1 Equation de la ligne d'eau.....	39
IV.4.2 Différentes formes de courbe de remous	39
IV.4.3 Calcul de la surface d'eau	40
IV.5 Calcul du ressaut	40
IV.6 Calcul avant l'aménagement du Bassin versant	42
IV.7 Calculs des aménagements.....	
IV.7.1 Variante n°1	46
IV.7.2 Variante n°2.....	52
IV.7.3 Variante n°3	52
IV.7.3.1 Choix du site des deux digues.....	52
IV.7.3.2 Débits maxima annuels fréquents de projet.....	56
a- Formules empiriques et semi empiriques	59
b- Méthode analogique	59
Conclusion	60
Chapitre V : Protection contre les inondations	
V.1 Dimensionnement des Seuils	60
V.1.1 Seuil N°01 sur Oued Boufessoussa.....	60
V.1.1.2 Estimation du volume des sédiments.....	61
V.1.1.3 Estimation du volume mort.....	63
V.1.1.4 Estimation du volume de la Retenue.....	63
V.1.1.5 Côtes Caractéristiques.....	65
V.1.1.6 Laminage de crue.....	65
V.1.1.7 Dimensionnement du seuil 1.....	65
V.1.1.8 Vérification de la stabilité de seuil n°1.....	65
V.1.1.8.1 Stabilité au Glissement.....	66
V.1.1.8.2 Stabilité au Renversement.....	69
V.1.2 SEUIL N°2 Sur Oued TIFELLESSE.....	72
V.1.2.2 Estimation du volume des sédiments.....	75
V.1.2.3 Estimation du volume mort.....	75
V.1.2.4 Estimation du volume de la Retenue.....	76
V.1.2.5 Côte Caractéristiques.....	77
V.1.2.6 Laminage de crue.....	78
V.1.2.7 Dimensionnement du seuil 2.....	79
V.1.2.8 Vérification de la stabilité de seuil N°2.....	82
V.1.2.8.1 Stabilité au Glissement.....	84
V.1.2.8.2 Stabilité au Renversement	87
Conclusion Générale	
Références bibliographiques	
Annexes	

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Tableau I.01 Récapitulatif des caractéristiques géométriques du bassin versant.....	04
Tableau I.02 Coordonnées de la courbe hypsométrique	05
Tableau I.03 Altitudes caractéristiques	06
Tableau I.04 Les indices de pentes	06
Tableau I.04 Tableau récapitulatif des résultats du temps de concentration.....	09

Chapitre II : Historique sur les crues et les inondations en Algérie

Tableau II.1 : Habitations construites en zones inondables	12
--	----

Chapitre III : Etude hydrologique

Tableau III.01 Répartition mensuelle des températures	17
Tableau III.02 Répartition mensuelle de l'évaporation	18
Tableau III.03 Caractéristiques de la station pluviométrique de TENES	18
Tableau III.04 Caractéristiques de la série pluviométrique (31 ans)	19
Tableau III.05 Résultat de l'ajustement à la loi de GALTON	20
Tableau III.06 Précipitations maximales journalières pour chaque fréquence.....	20
Tableau III.07 Pluies de courte durée et intensités pour les différentes fréquences	21
Tableau III.08 Précipitations et les intensités pour les différentes fréquences	23
Tableau III.09 Synthèse des résultats de calcul de l'apport moyen annuel	24
Tableau III.10 Différentes valeurs de « α »	25
Tableau III.11 Récapitulatif du volume annuel moyen	26
Tableau III.12 Tableau récapitulatif des résultats de la première méthode	27
Tableau III.13 Débits maximaux de la crue de 12-11-2012	28
Tableau III.14 Débits simulés par le model GR2M.....	28
Tableau III.15 Caractéristique de la série	28
Tableau III.16 Résultats de l'ajustement rapportés à la loi log normal	28
Tableau III.17 Débit de projet par trois méthodes (fréquence limite=100ans).....	29
Tableau III.18 Hydrogrammes de crues de 100ans	30

Chapitre IV : Calcul Hydraulique

Tableau IV.01 Paramètres géométriques d'un canal à section rectangulaire de largeur b et de profondeur h.....	37
Tableau IV.02 Différentes formes de courbes de remous	42
Tableau IV.03 Différents types de ressaut.....	45
Tableau IV.04 Paramètres hydrauliques de chaque des quarante sections.....	51
Tableau IV.05 Calcul des paramètres optimaux du collecteur A1 – A9.....	53
Tableau IV.07 Calcul des paramètres optimaux du collecteur P9 – P41.....	53
Tableau IV.08 : Calcul des paramètres hydrauliques du collecteur A9 –P41.....	53
Tableau IV.09 Calcul des paramètres hydrauliques du collecteur A41–A75.....	54
Tableau IV.10 Calcul des paramètres optimaux du collecteur A41-A75	54
Tableau IV.11 Calcul des paramètres optimaux du collecteur A75- A90.....	54
Tableau IV.12 Calcul des paramètres hydrauliques du collecteur A75–A90.....	55
Tableau IV.13 Calcul des paramètres hydrauliques du collecteur A90–A102.....	55
Tableau IV.14 Calcul des paramètres hydrauliques du collecteur A90 –A102.....	55
Tableau IV.15 Calcul des paramètres optimaux du collecteur A1–A9.....	56
Tableau IV.16 Calcul des paramètres hydrauliques du collecteur A1 –A9.....	56
Tableau IV.17 : Calcul des paramètres optimaux du collecteur A9– A41.....	56
Tableau IV.18 Calcul des paramètres hydrauliques du collecteur A9 –A41.....	57
Tableau IV.19 Calcul des paramètres hydrauliques du collecteur P41–P75.....	57

Tableau IV.20 Calcul des paramètres optimums du collecteur P41-P75.....	57
Tableau IV.21 Calcul des paramètres optimums du collecteur A75- A90.....	58
Tableau IV.22 Calcul des paramètres hydrauliques du collecteur A75–A90.....	58
Tableau IV.23 Calcul des paramètres hydrauliques du collecteur A90–A102.....	58
Tableau IV.24 Calcul des paramètres hydrauliques du collecteur P90 –P102.....	59

Tableau IV.25 Récapitulatif des caractéristiques géomorphométriques des cinq sous bassins versants.....	59
Tableau IV.26 débits maxima annuels fréquentiels de projet.....	60

Chapitre V : Protection contre les inondations

Tableau V.1 Coordonnées des courbes «Hauteurs - Capacités - Surfaces».....	60
Tableau V.2 Détermination de Hd et Q en fonction de b.....	64
Tableau V.3 Débits déversants en fonction de h et b et le volume de la crue.....	67
Tableau V.4 Tableau récapitulatif des différents efforts	67
Tableau V.5 Coordonnées des courbes (Hauteurs - Capacités – Surfaces)	75
Tableau V.6 Détermination de Hd et Q en fonction de b	76
Tableau V.7 Débits déversant en fonction de h et b et le volume de crue.....	78
Tableau V.8 Tableau récapitulatif des différents efforts	79

LISTE DE FIGURES

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Figure I.01 Situation administrative de la commune de TENES	02
Figure I.02 Le Bassin Versant Mguir-Baar à l'échelle 1/25.000	03
Figure I.03 Courbe hypsométrique du bassin versant de Baar	05
Figure I.04 Réseau hydrographique du bassin versant	07
Figure I.05 Profil en long du cours d'eau de l'Oued Baar	07

Chapitre II : Historique sur les crues et les inondations en Algérie

Figure II.1 : Distribution des perturbations par année	11
--	----

Chapitre III : Etude hydrologique

Figure III.01 Répartition mensuelle des températures	17
Figure III.02 Répartition mensuelle de l'évaporation	18
Figure III.03 Répartition mensuelle des Pluies	19
Figure III.04 Intensités fréquents	21
Figure III.05 Architecture du modèle GR2M (Makhlouf, 1994)	27
Figure III.06 Représentation graphique de la loi log normal	29
Figure III.07 Hydrogrammes de crue de 100ans	31

Chapitre IV : Calcul Hydraulique

Figure IV.1 Canal naturel.....	33
Figure IV.2 Canal à forme rectangulaire.....	36
Figure IV.3 Relation entre le tirant d'eau et le débit normal.....	38
Figure IV.5 Différentes formes de courbes de remous.....	41
Figure IV.6 Fenêtre d'accueil du logiciel HEC-RAS.....	43
Figure IV.7 Définition du tracé de l'oued et des section.....	43
Figure IV.8 Sections en travers de l'Oued.....	44
Figure IV.9 Définition de la crue et des conditions aux limites.....	44
Figure IV.10 schéma d'un ressaut hydraulique.....	45
Figure IV.11 Typologie des ressauts.....	45
Figure IV.12 Sections en travers du canal et résultats de simulation	46
Figure IV.13 Profil en long du canal.....	52
Figure IV.13 Carte de situation du Bassin et Sous Bassins Versants de l'Oued Baar.....	59
Figure IV.14 Hydrogramme de la crue de 100ans du sous bassin 03.....	60
Figure IV.15 Hydrogramme de la crue de 100ans du sous bassin 05.....	61

Chapitre V : Protection contre les inondations

Figure V.1 Variation des volumes stockés en fonction de l'élévation du plan d'eau.....	64
Figure V.2 Variation de la surface inondée en fonction de l'élévation du plan d'eau.....	65
Figure V.3 Courbes de $H = f(Q, q)$	68
Figure V.4 Courbes de $V = f(Q, q)$	68
Figure V.5 Bloc amortisseur d'énergie (Blocs chicane).....	71
Figure V.7 Bassin de dissipation Type II.....	71
Figure V.8 Schéma statique.....	72
Figure V.9 Variation des volumes stockés en fonction de l'élévation du plan d'eau.....	72
Figure V.10 Variation de la surface inondée en fonction de l'élévation du plan d'eau.....	77
Figure V.11 Courbes de $H = f(Q, q)$	77
Figure V.12 Courbes de $V = f(Q, q)$	79
Figure V.13 Schéma statique.....	80

LISTE DES PLANCHES

Plans N° 01: Profil en long du canal existant.....Echelle : 1/100

Plans N° 02: Profils en travers du canal existant..... Echelle : 1/150

Plans N° 03: Profil en long du seuil projeté N01..... Echelle : 1/100

Plans N° 04: Profil en long du seuil projeté N02..... Echelle : 1/100

Plans N° 05: Coupes en travers des deux seuils projetés..... Echelle : 1/25

Plans N° 06: Carte de la zone inondable de la ville de TENES... Echelle : 1/750

LISTE DES ABREVIATIONS :

ONM : Office national météorologique ;
ANRH : Agence national des ressources hydrique ;
HEC-RAS: Hydrologic Engineering Center's River Analysis System;
GR2M : Génie Rural à 2 paramètres au pas de temps Mensuel ;
Min Ch. El : Altitude du radier du canal ;
Velchnl : Vitesse d'écoulement ;
W.S Elev : Altitude du plan d'eau calculé ;
Flowarea : Section mouillée ;
Top Width : Largeur au miroir ;
E.G Elev : Altitudes de la ligne d'énergie ;
Froude # chl : Nombre de Froude ;
E.G slope : Pente de la ligne d'énergie ;
W.S PF : Altitude du plan d'eau calculé ;
Crit PF : Altitude qui correspond à la hauteur critique.

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Le chapitre est consacré à une description générale du bassin versant de la ville de TENES afin de donner les caractéristiques géographiques et physiographiques, bases indispensables à la compréhension future des mécanismes hydrologiques des cours d'eau et d'avoir une vision générale sur les différents facteurs capables d'avoir une influence sur l'aménagement.

1.1 PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

La ville de Ténès est située sur le littoral à 50 Km de la ville de Chlef. Elle se compte parmi les grandes Daira de la wilaya vis-à-vis du nombre d'habitant et de l'importance économique. Elle est limitée :

- Au Nord par la mer Méditerranéenne,
- A l'Est par la commune de Oued Guoussine;
- Au Sud par la commune de Sidi Akkacha;
- A l'Ouest par la commune de Sidi AbdIrahmane.



Figure I.1 Situation administrative de la commune de **TENES** à l'échelle 1/1.000

I.2 CARACTERISTIQUES MORPHOLOGIQUES

Les caractéristiques morphologiques d'un bassin versant, unité fondamentale dans une étude hydrologique, jouent rôle primordial dans la détermination des différents comportements du régime hydrologique.

Le bassin versant de l'Oued Baar, artère hydrographique primaire de la zone d'étude, abrite intégralement la zone du site étudié dans son exutoire à l'entrée au niveau du centre urbain comme à la sortie. Ayant une superficie de 16 km², il couvre globalement la plate forme du centre urbanisé à son exutoire aval. Culminant à une altitude de 616 m, à l'Est du bassin, dans le Djebel Tabouli, le bassin est limité au Nord par le port de Ténès, au sud par les crêtes du bassin au site de Ouled Gharbi et à l'Ouest par la ville de Ténès. Sous forme d'impluvium très encaissé, ce bassin représente les cours

d'eau importants provoquant les inondations assez fréquentes au niveau du centre étudié, en favorisant par débordement les eaux pluviales intensives précipitées localement.

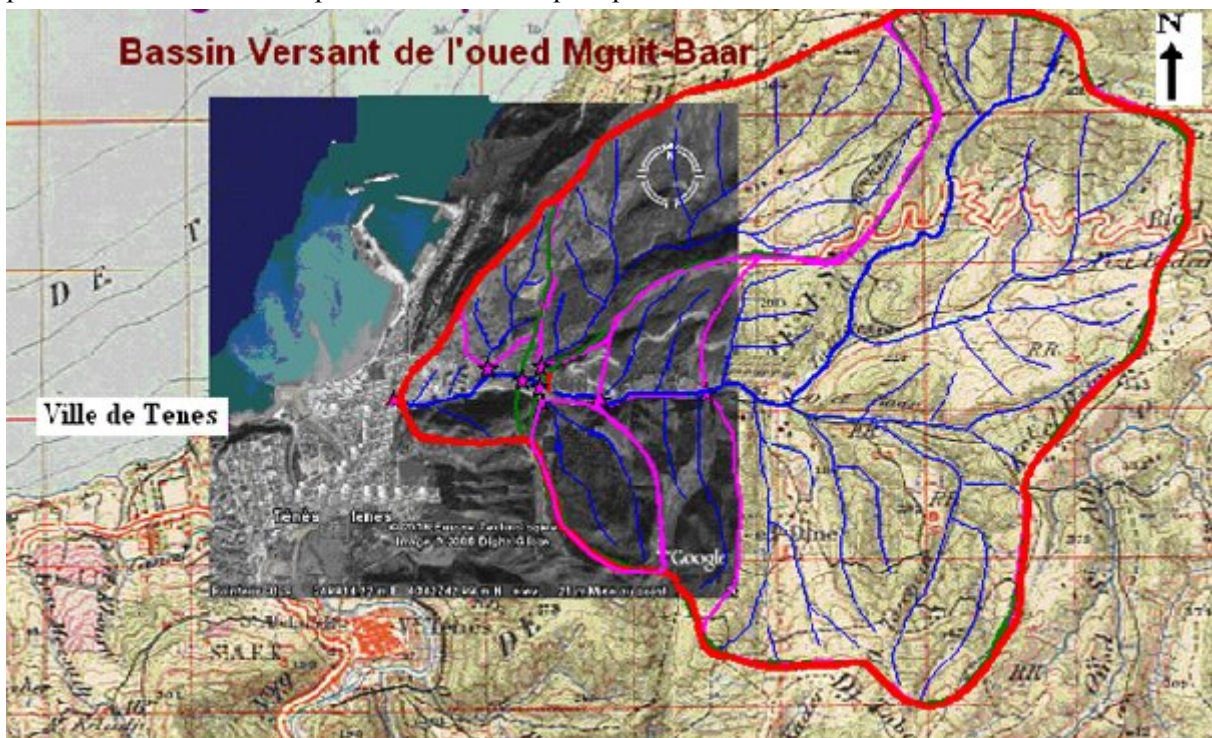


Figure I.2 Le Bassin Versant Mguilt-Baar à l'échelle 1/25.000

I.2.1 Caractéristiques géométriques

I.2.1.1 Indice de compacité de Horton (K_H)

L'indice de compacité de Horton exprime le rapport de la largeur moyenne du bassin versant à la longueur du cours d'eau principal. Il se calcule par la relation :

$$K_H = \frac{S}{L^2} \dots\dots\dots (I.01)$$

K_H : Indice de compacité de Horton;

S : Aire totale du bassin de drainage (km^2);

L : Longueur du cours d'eau principal (km).

I.2.1.2 Indice de compacité de Gravelius (K_C)

L'indice de compacité est un coefficient exprimant la forme du bassin versant, il est donné par la formule suivante:

$$K_C = \frac{0.28P}{\sqrt{S}} \dots\dots\dots (I.02)$$

P : Périmètre du bassin versant.

S : surface du bassin versant.

I.2.1.3 Coefficient d'allongement (Ca)

Ce coefficient est obtenu par la relation :

$$C_a = \frac{L^2}{S} \dots\dots\dots (I.03)$$

L : la longueur du talweg principal

S : la superficie du bassin versant.

I.2.1.4 Rectangle équivalent

Les dimensions du rectangle équivalent sont déterminées par les formules suivantes (ROCHE, 1963) :

a) Longueur L

$$L = \frac{K_c \sqrt{S}}{1,12} \left[1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1,12}{K_c} \right)^2} \right] \dots\dots\dots (I.04)$$

b) Largeur l

$$L = \frac{K_c \sqrt{S}}{1,12} \left[1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1,12}{K_c} \right)^2} \right] \dots\dots\dots (I.05)$$

Avec : **K_c** : Indice de compacité de Gravelius ; **S** : Superficie du bassin versant en km² ; **L** : Longueur du rectangle équivalent en km ; **l** : Largeur du rectangle équivalent en km.

Les caractéristiques géométriques du bassin versant de l'Oued Baar sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau I.01 Récapitulatif des caractéristiques géométriques du bassin versant

Désignation		Symbole	Unités	Valeur
Superficie		IV.3	km ²	15,98
Périmètre		P	km	18,78
Longueur du thalweg principal		L	km	6,5
Indice de compacité de Gravelius		K _C	/	1,29
Rectangle équivalent	longueur	L _r	km	7,04
	largeur	l _r	Km	2,26

I.2.2 Relief

Le relief a une forte influence sur la forme de l'hydrogramme de crue, une forte pente provoque un écoulement plus rapide, donc un temps de concentration plus court d'où une montée plus rapide de la crue. L'importance de son étude est caractérisée par la répartition altimétrique du terrain par une courbe appelée 'Courbe hypsométrique'.

I.2.2.1 Courbe hypsométrique

La courbe hypsométrique fournit une vue synthétique de la pente du bassin, donc du relief. Cette courbe représente la répartition de la surface du bassin versant en fonction de son altitude. Cette courbe a été identifiée après planimétrie des surfaces partielles à partir de la carte à l'échelle (1/25.000). Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau ci-après:

Tableau I.02 Coordonnées de la courbe hypsométrique :

Elévation (m)	Surface entre Courbe S_i (Km ²)	Surfaces Cumulées	Surfaces cumulées	Hi.Si
		S_i (Km ²)	S_i (%)	
570- 550	0.041	0.041	0.3	143.7
550-500	0.231	0.272	1.7	893.5
500-450	0.324	0.596	3.7	1771.4
450-400	0.761	1.357	8.5	3608.6
400-350	0.948	2.305	14.4	5408.4
350-300	1.336	3.641	22.8	7404.1
300-250	2.115	5.756	36.0	9904.3
250-200	2.540	8.296	51.9	11679.4
200-150	3.212	11.508	72.0	12601.1
150-100	2.384	13.892	86.9	10865.3
100-50	1.493	15.385	96.3	7219.8
50-05	0.597	15.982	100.0	2750.0

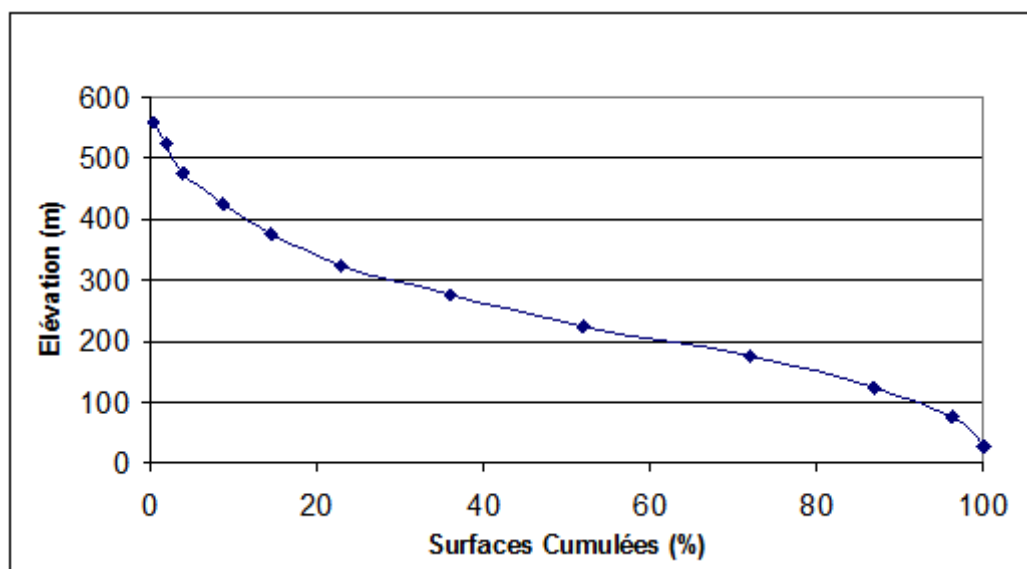


Figure I.3 Courbe hypsométrique du bassin versant de Baar

I.2.2.2 Altitudes caractéristiques

I.2.2.2.a Altitude maximale et minimale

Elles sont obtenues directement à partir de la carte topographique.

I.2.2.2.b Altitude moyenne

$$H_{\text{moy}} = \sum \left(\frac{S_i \times H_i}{S} \right) \dots\dots\dots (I.06)$$

Avec :

S_i : Surface partielle entre deux courbes de niveau (Km²);

H_i : Altitude moyenne entre deux courbes de niveau consécutives n-1 et n en (m);

S : Superficie du bassin versant (Km²).

Le tableau suivant récapitule les altitudes déterminées :

Tableau I.03 Altitudes caractéristiques

Altitudes	Valeur (m.NGA)
H_{moyenne}	222,3
$H_{\text{médiane}}$	240
H_{max}	570
H_{min}	05

I.2.3 Les indices de pentes

L'objet de ces indices est de caractériser les pentes et la classe d'un bassin versant. Aussi, on les utilise dans l'estimation des vitesses d'écoulements superficiels.

Le tableau suivant récapitule les indices calculés pour notre bassin :

Tableau I.04 Les indices de pentes

Les indices de pentes	Symbole	Unités	Valeur
Indice de la pente de roche	IV.4 p	m/km	8,3
Indice de la pente globale	I_g	m/km	57,7
Indice de pente moyenne	I	m/km	80,5

En conclusion, nous pouvons dire que l'indice de pente moyenne est fort et relief assez fort. On assiste, donc, à un écoulement torrentiel.

I.3 Caractéristiques hydrographiques du bassin versant

La restitution du réseau hydrographique est faite sur les mêmes cartes, citées pour la détermination de l'altitude moyenne. Pour procéder au calcul de la densité de drainage, il faut classer les cours d'eau. Il existe plusieurs classifications, la plus courante est la classification de SCHUM.

Le bassin de l'oued (Ténes) tel qu'il est décrit précédemment, est formé de deux artères principales qui longent le relief Est très accidenté en drainant les eaux pluviales qui constituent pratiquement les crues violentes en périodes pluvieuses. Les sites névralgiques critiques frappés par les inondations des fortes crues, situés à l'entrée du centre urbain, ont été répertoriés généralement à la confluence de l'artère principale du bassin. Il s'agit, en effet, des cinq exutoires.

I.3.1 Densité de drainage

$$D_d = \frac{\sum_{i=1}^n l_i}{S} \dots\dots\dots (I.07)$$

Avec :

L_i : Longueur totale des cours d'eau d'ordre i [Km].

n : L'ordre le plus élevé dans la classification. $n=4$

AN: $D_d=1,98 \text{ Km/Km}^2$.

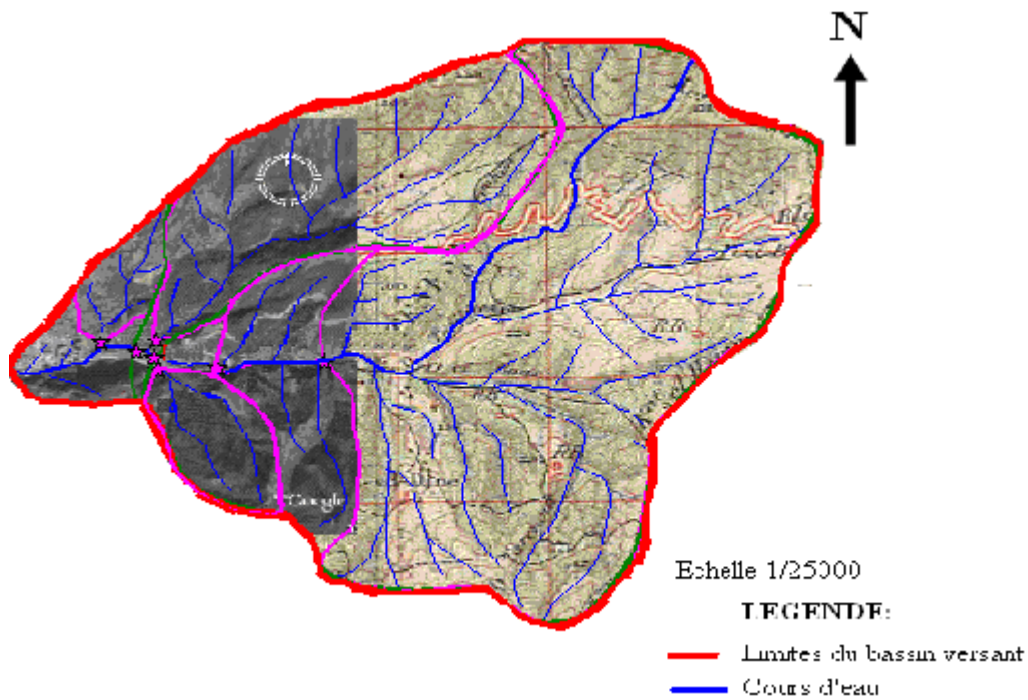


Figure I.04 Réseau hydrographique du bassin versant

I.3.2 Profil en long du cours d'eau de l'oued Baar

La topographie du cours principale joue un rôle très important dans le transport des matériaux vers l'aval et la vitesse d'écoulement. Le profil en long d'un oued est représenté par un graphique qui comporte : la distance du point à l'exutoire en abscisse; l'altitude du même point en ordonnées. Le profil en long Fig.I.5, montre une pente moyenne de 4.2%.

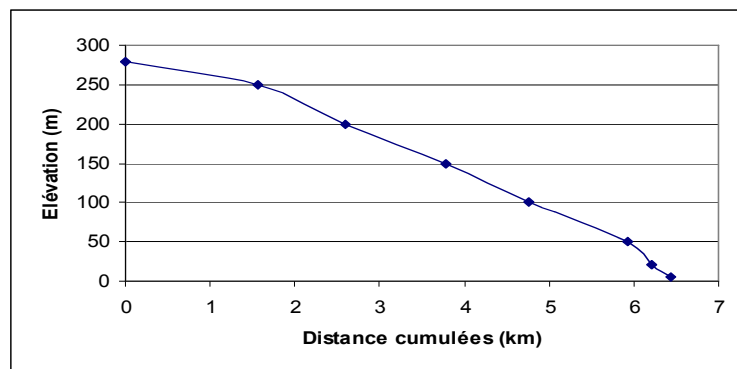


Figure I.05 Profil en long du cours d'eau de l'Oued Baar

I.4 Temps de concentration

Le temps de concentration est le temps qui sépare la fin de la pluie efficace de la fin du ruissellement direct. C'est le temps que met une goutte d'eau tombée sur le point le plus éloigné en amont du bassin versant pour arriver à l'exutoire. C'est une caractéristique importante de tout bassin versant. L'estimation du temps de concentration est obtenue grâce à des formules empiriques.

➤ **Formule de TURRAZA**

$$T_c = 0,108 * \frac{\sqrt[3]{S \times L}}{\sqrt{I}} \dots\dots\dots (I.08)$$

Avec :

Tc : Temps de concentration en (h).

S : Surface du bassin versant en (Km²).

L : Longueur du thalweg principal en (Km).

Im : Pente moyenne du cours d'eau en (%).

D'où : Tc = 3.24h.

➤ **Formule de SCS : (Soil Conservation Service, USA)**

$$T_c = \left(0,87 \times \frac{L^3}{H} \right)^{0,387} \dots\dots\dots (I.09)$$

Avec :

L : Longueur du thalweg principal (Km);

H : Différence entre altitude max. et altitude min.

AN :

Tc=0.716h ; **D'où : Tc = 0.716h**

➤ **Formule de GIANDOTTI**

Elle est obtenue par la formule :

$$T_c = \frac{4.\sqrt{S} + 1,5.L}{0,8\sqrt{H_{moy} - H_{min}}} \dots\dots\dots (I.10)$$

Avec :

S : Surface du bassin versant en (Km²);

L : Longueur du thalweg principal (Km).

Hmoy- Hmin =222.3-5 =217.3m.

AN : Tc=2.18h ; D'où : Tc =2.18 h

➤ **Formule de VENTURA**

Elle est donnée par :

$$T_c = 0,1272 \frac{\sqrt[3]{S}}{\sqrt{I_m}} \dots\dots\dots (I.11)$$

Avec :

I_m : Pente moyenne du cours d'eau;

S : Surface du bassin versant.

D'où : $T_c = 1.01h$

➤ **Formule de SOLOVSKY**

Il est obtenu grâce à la formule suivante :

$$T_c = \frac{L}{3,6.V_r} \dots\dots\dots (I.12)$$

L : Longueur du thalweg principal (Km);

V_r : Vitesse de ruissellement en (m/s).

Pour les petits cours d'eau, la vitesse du ruissellement selon l'auteur est de 1, 5m/s.

D'où : $T_c = 1.2h$

Voici un tableau qui récapitule toute les valeurs obtenues :

Tableau I.05 Tableau récapitulatif des résultats du temps de concentration

Formule utilisée	T_c : temps de concentration trouvé (heurs)
Formule de TURRAZA	3.24
Formule de SCS	0.716
Formule de GIANDOTTI	2.18
Formule de VENTURA	1.01
Formule de SOLOVSKY	1.2

On constate que les deux formules (TURRAZA et GIANDOTTI) surestiment le temps de concentration par rapport aux autres formules. donc en prend la moyenne des trois formules (SCS, VENTURA et SOLOVSKY) on trouve **$T_c=0.97h$**

I.5 Vitesse de ruissellement

On entend par ruissellement, l'écoulement par gravité à la surface du sol, suivant la pente du terrain et dans le micro-réseau hydrographique, des eaux météorologiques qui ont échappé à l'infiltration, à l'évaporation et au stockage superficiel. C'est, tout simplement, le rapport entre la longueur parcourue par le temps de concentration.

$$V_r = \frac{L}{T_c} \dots\dots\dots (I.13)$$

Avec :

L : Longueur du thalweg principal en (Km).

T_c : Temps de concentration en (h).

AN: $V_r=6.7\text{Km/h}$

Conclusion

L'analyse de ces différents paramètres physique et géomorphologique permet une meilleure compréhension des causes des variations des régimes hydrologiques du bassin versant étudié et par conséquent, leur contribution dans la genèse des crues. Avec une vitesse d'écoulement de 1.86m/s , une densité de drainage de 1.98 Km/Km^2 et une pente de plus de 4.2% , on peut conclure que les pointes de crues seront assez importantes.

Chapitre II : Historique sur les crues et les inondations en Algérie

L'Algérie présente une vulnérabilité élevée face aux risques météo hydrologiques comme conséquences de ses contraintes naturelles et de son importance socio-économique. Cela a été mis en évidence lors des inondations de novembre 2001, qui, par les dégâts produits s'inscrivent parmi les plus graves événements hydrologiques extrêmes qui ont affecté la région du centre (Beb-El-Oued). Le rôle de l'aléa météo hydrologique dans la genèse de ces inondations a été amplifié par l'action humaine, notamment par une urbanisation anarchique et des activités économiques développées dans des zones inondables.

II.1 CAUSES D'INONDATION EN ALGERIE

II.1.1 Un réseau hydrographique qui favorise les phénomènes d'inondations

Les villes Algériennes sont caractérisées par un système hydrographique endoréique. Elles sont par ailleurs en situation déprimée constituant ainsi un réceptacle à une grande partie des écoulements pluvieux. Le développement rapide et souvent incontrôlé des villes a rendu l'ensemble des réseaux techniques caduc et en particulier le réseau d'assainissement qui ne répond pas plus aux besoins d'évacuation des eaux domestiques et pluviales. Ce déficit est particulièrement accru dans le secteur où le réseau est unitaire. Cette situation rend certains secteurs des villes hautement vulnérables aux risques d'inondation et aux risques environnementaux.

II.1.2 Perturbations météorologiques (origine et mécanisme de formation)

L'Algérie est soumise régulièrement à des systèmes perturbés pluvieux très diversifiés liés d'une part à sa grande superficie et d'autre part à sa situation géographique considérée comme position centrale entre les phénomènes d'origine polaire et tropicale, subissant des sécheresses et des inondations d'ampleur et de périodicité variable. En effet, les fortes pluies qui se produisent généralement entre septembre et mai, sont dues essentiellement aux perturbations du front polaire. Elles sont provoquées par l'arrivée de masses d'air polaire de l'arctique et qui se régénèrent fortement lorsqu'elles parviennent sur les eaux chaudes de la Méditerranée. Le fort flux de chaleur d'humidité de la mer vers les masses d'air est en effet prépondérant dans l'intensification des perturbations. Ces dernières peuvent parfois pénétrer vers les régions sahariennes, elles sont alors fortement alimentées en humidité en provenance des régions tropicales.

Une analyse des perturbations atmosphériques dites "sévères" (précipitations supérieures à 30 mm pendant 24 heures) ayant affectées l'Algérie, le nombre des perturbations varie considérablement d'une année à l'autre, jusqu'à 33 pendant l'année 1997/98, et seulement 15 perturbations en 1989/90 (Yahiaoui, 2012). (Fig.1).

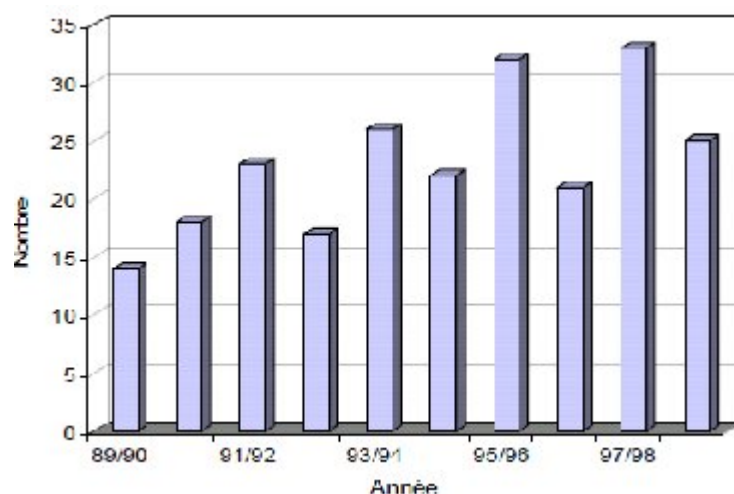


Figure II.1 : Distribution des perturbations par année en Algérie.

II.1.3 Une urbanisation érigée aux bords des oueds et rivières

Depuis quatre décennies, les villes Algériennes connaissent une poussée démographique due à l'exode rural. Cet afflux massif des populations vers les villes a entraîné une extension urbaine et une densification du tissu urbain. Les populations issues de ce phénomène sont confrontées au problème de logement, bien social, dont l'Etat n'arrive pas à définir une véritable politique afin de donner à chaque Algérien un cadre de vie idéal. Face à cette situation, les populations, à majorité des classes sociales défavorisées, se livrent à l'auto construction occupant des espaces instables (fonds de Oueds), où les systèmes d'assainissement sont inexistants ou ne répondent pas fonctionnellement et quantitativement au déficit de l'urbanisation. (Yahiaoui, 2012).

Tableau II.1 : Habitations construites en zones inondables

Wilaya	Nombre de constructions
Chlef	2248
Laghouat	3083
Oum-.El-Bouaghi	1999
Batna	16261
Bedjaia	500
Biskra	763
Bouira	1438
Tamanrasset	1159
Tébessa	17236
Tlemcen	375
Alger	14545+ quartiers Merdja et Baraki
Djelfa	784
Jijel	47 (05 zones à risques très élevés)
Setif	1261
Saida	976+09 cités
Skikda	4009
Sidi Bel Abbas	576 + 04 cités en centre-ville
Annaba	30 cités et quartiers
Médèa	3075
Mostaganem	1633
M'sila	1185
Oran	06 cités
El-Taref	2370
Tissemsilt	1340
Tipaza	2710
Mila	1663
Ain- Defla	7772
Naama	4924
Ain-Temouchent	14 zones jouxtant différents lits d'oueds

Source : Ministère de l'intérieur (2002)

D'une manière générale, les causes des inondations en Algérie peuvent être classées en trois types (Yahiaoui, 2012) :

a) Inondations liées à des situations météorologiques remarquables se traduisant par une forte pluviosité (pluie importantes, orages violents), tels que les inondations de décembre 1957 des bassins

de Mazafran et de la Sebaou, les inondations de l'automne 1969 en Algérie et en Tunisie, les inondations catastrophiques de mars 1973 sur l'Est algérien, les inondations de mars 1974 des bassins versants de l'Algérois et de la Sebaou, les inondations de décembre 1984 sur tout l'Est algérien etc...

b) Inondations provoquées par des facteurs liés à l'effet de l'homme : la défaillance des réseaux d'assainissement et de collecte des eaux pluviales, l'exhaussement des lits des cours d'eau par les décombres et les détritiques et d'autres agissements humains qui favorisent des dégâts lors des averses saisonnières : les cas de la ville de Tiaret inondée presque chaque hiver, et la plaine de M'Zab où des inondations se produisent tous les 2 à 3 ans illustrant parfaitement l'influence de ces facteurs.

c) Inondations produites dans des régions présentant un environnement topographique défavorable comme le cas des villes traversées par des cours d'eau (Bordj Bou Arreridj, Oued R'Hiou, Sidi Bel Abbès) ou situées au pied d'une montagne (Ain Defla, Batna, Médéa). Ces agglomérations à forte concentration des populations et sous l'effet d'une urbanisation anarchique et non réglementée présentent des grands risques, des pertes humaines et des destructions de constructions sont enregistrées à chaque inondation aussi légère qu'elle soit.

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

a) Inondations engendrées par des crues torrentielles ou crues éclair, et affectent les petits bassins versants de quelques dizaines de km² et sont le plus souvent liées à des chutes de pluies isolées et localement intenses issues de phénomènes de convection sous forme de tempêtes orageuses se produisant généralement en automne, et en été. Les crues de ce type sont particulièrement dangereuses en raison de la soudaineté et de la rapidité avec lesquelles elles se produisent. Les ruissellements extrêmement rapides et violents peuvent intervenir moins d'une heure après la pluie et les débits des cours d'eau passent de quelques m³/s à plusieurs milliers de m³/s en 2 ou 3 heures seulement. L'inondation de la ville de Oued R'Hiou, le 20 octobre 1993 en est un exemple, en 20 minutes de pluies des dégâts importants sont enregistrés, 23 morts, 20 blessés et plusieurs disparus.

b) Inondations des grands bassins versants résulte le plus souvent des précipitations importantes généralisées sur des grandes étendues et caractérisées par leur quantité et leur durée (10 à 15 jours). Ces crues sont massives, lentes et à évolution facilement prévisible sauf lorsqu'elles sont brutalement aggravées par des affluents avals plus courts et plus rapides.

II.2 INVENTAIRE DES INONDATIONS CATASTROPHIQUES EN ALGERIE

La réduction des dommages causés par ces calamités nécessite d'abord une parfaite identification des régions présentant le risque d'inondabilité, et des facteurs favorisant et amplifiant l'ampleur des dégâts et des pertes engendrées. Un premier travail de recensement de ces inondations s'avère indispensable afin de mieux identifier les régions présentant des risques réels d'inondabilité et de fournir certains paramètres hydrologiques caractérisant ces événements. (Yahiaoui, 2012)

▪ **12 octobre 1971** : Les fortes pluies orageuses qui se sont abattues sur la localité d'Azzazga (pluie journalière de 183 mm d'eau) causèrent 40 morts et des centaines d'habitations détruites.

▪ **27 au 29 mars 1973** : Des pluies exceptionnelles (pluie journalière de 166 mm d'eau à Annaba) généralisées à l'Est algérien provoquèrent des inondations catastrophiques dans plusieurs wilaya du pays.

▪ **28 au 31 mars 1974** : Des chutes de pluie exceptionnelles dans les wilayas d'Alger et de Tizi-Ouzou (688 mm en 4 jours) et 381 mm en une journée au col de Sakamody. Les dégâts à Tizi-Ouzou sont : 52 morts et 4570 maisons détruites, 130 villages isolés, et plus de 18 000 sinistrés, 13 ponts détruits et des dizaines de kilomètres de routes emportées.

▪ **01 septembre 1980** : Les pluies orageuses violentes localisées sur la ville d'El – Eulma provoquèrent des crues catastrophiques de l'oued Djehadi, le débordement fait 44 morts, 50 blessés et 365 familles sinistrées.

▪ **11 novembre 1982** : Des pluies orageuses violentes localisées à Annaba (la pluie enregistrée du 10/11 au 11/11/1982 est de 167 mm à l'Edough et 160 mm à Seraïdi engendrèrent de fortes crues des oueds Bouhdid, Forcha et Aneb.

▪ **22 août 1983** : Des pluies orageuses et violentes qui se sont abattues à Birine (W. Djelfa) inondèrent la commune à 60 % et provoquèrent 10 morts, 10 blessés, 200 habitations détruites et 1200 têtes de bétail emportées par les eaux.

▪ **03 février 1984** : Les pluies abondantes généralisées sur l'ensemble de l'Est Algérien avec un foyer de maximum sur les monts de Constantine (120 mm en 3 jours) et les monts de Medjerda (80 mm en 3 jours) ont provoqué des inondations catastrophiques dans toutes les wilayas de l'Est Algérien et les dégâts occasionnés sont importants :

- **Jijel** : 20 morts, 500 têtes de bétail emportées et dégâts évalués à 50 millions de dinars.

- **Constantine** : 1140 familles sinistrées, 200 hectares de cultures détruites.

- **Skikda** : 8000 habitations envahies.

- **Guelma** : 03 disparus, 1957 familles sinistrées, 02 ponts détruits et canalisations d'AEP détruites à 100 %.

- **Khenchela** : 777 familles sinistrées et pertes importantes en Cheptel.

- **Oum – El – Bouaghi** : 144 maisons détruites et 429 familles sinistrées.

▪ **29 décembre 1984 au 01 janvier 1985** : Des pluies exceptionnelles (plus de 250 mm en 4 jours seulement et 195 mm en une journée) généralisées sur tout l'Est Algérien provoquent des inondations très catastrophiques dans les wilayas de Jijel, Constantine, Skikda, Guelma, Annaba et El-Tarf.

▪ **05 juillet 1987** : Les pluies orageuses et très violentes tombées sur Batna (pluie journalière de 57 mm), provoquèrent deux morts, des dizaines de familles sinistrées et des dégâts évalués à 175 millions de centimes.

▪ **01 septembre 1989** : Les fortes chutes de pluies à la wilaya de Biskra accompagnées de grêles et d'un vent d'une rare violence provoquent le débordement des oueds El-Arab, El-Mellah et El-Kheddra occasionnant deux morts et 35 blessés et la destruction de 400 palmiers.

▪ **03 juin 1991** : Un orage local très violent à Ghardaïa (8 mm en 3 heures) provoque neuf morts et des pertes importantes en cheptel et en palmeraies.

▪ **26 et 27 janvier 1992** : Les fortes pluies généralisées du 24 au 28 janvier 1992 sur plusieurs régions du centre du pays engendrèrent des inondations catastrophiques dans les wilayas Alger, Blida Tipaza, Chelef, Ain Defla et Médéa. 637 familles sont sinistrées avec 361 à Alger, 106 à Tipaza, 87 à Médéa, 36 à Ain Defla et 23 à Chelef, et d'Importants dégâts sont aussi occasionnés.

▪ **29 septembre au 02 octobre 1994** : Plusieurs inondations catastrophiques sont enregistrées à Ghardaïa, Laghouat, Biskra, Mascara, Tissemsilt et Sidi Bel Abbès causent des dégâts importants :

-**Ghardaïa** : dégâts matériels évalués à 270 millions de dinars.

- **Laghouat** : dégâts matériels évalués à 5 millions de dinars dans le secteur de l'hydraulique.

- **Mascara** : deux mots et importants dégâts matériels.

-**Tissemsilt** : neuf morts.

-**Sidi Bel Abbès** : deux morts.

▪ **4 avril 1996** : Les inondations catastrophiques dans les wilayas d'Annaba et El-Taref, font cinq morts et dix blessés à Annaba et quatre ouvrages d'art endommagés à El-Taref.

- **14 janvier 1999** : De fortes chutes de pluies (74 mm à Adrar) dans le Sud-Ouest causèrent de graves inondations à Adrar, provoquant ainsi deux morts et plusieurs et plusieurs disparus.
- **28 septembre 2000** : Des pluies diluviennes dans la région de Boussaâda engendrent de fortes crues de l'oued Boussaâda, qui se sont soldées par des dégâts estimés à un mort, un disparu, treize habitations détruites, trente-huit familles évacuées et 193 têtes de bétail emportées par les eaux.
- **24 octobre 2000** : Les inondations catastrophiques de Sidi Bel Abbès (oued Mekerra), Tissemsilt, Theniet El Had (oued Mesloub), Chlef et Ain Defla causent la disparition de deux personnes emportées par l'oued Mekerra et d'importants matériels à Theniet El Had.
- **9 et 10 novembre 2001** : L'inondation spectaculaire et catastrophique sur l'Algérois à Bab El Oued (Bassin versant de l'oued Koriche) fit plus de 750 morts, 115 disparus et 30 millions de dinars de pertes matériels.
- **1 et 2 octobre 2008** : Les pluies torrentielles, inhabituelles et incessantes, pendant quarante-huit heures sur la région semi-désertique de Ghardaïa, ont fait monter les eaux des différents cours d'eau (oued M'Zab dont le débit atteint 900 m³/s) et ont provoqué des inondations qui ont causé le décès d'au moins 34 personnes et fait des dizaines de blessés et de sinistrés, des centaines de maisons ont été détruites, de nombreuses routes ont été coupées et les liaisons téléphoniques ont été très perturbées. Les dégâts matériels ont été estimés à environ 2500 millions de dinars, dont 2000 millions dinars pour les infrastructures.
- **01 octobre 2011** : Plusieurs inondations catastrophiques sont enregistrées à El Bayadh, M'sila, Djelfa, Biskra, Laghouat et une partie d'El Oued. Les inondations ont causé le décès d'au moins 08 personnes et 3 disparus et fait des dizaines de blessés et de sinistrés, des centaines de maisons ont été détruites, de nombreuses routes ont été coupées.

II.3 DEUX EXEMPLES DES RISQUES CLIMATIQUES DANS LE MILIEU URBAIN

II.3.1 Les inondations de Beb-El-Oued

Le post ONM au niveau de Bouzareah a enregistré 290 mm du 9 au 10 novembre, 260 mm par la se le journée du 10 novembre 2001. La pluviométrie enregistrée durant la première quinzaine de ce mois est de 196,4 mm soit un excédent de 87,8 mm par rapport à la moyenne du mois. Au post de Bouzareah un surplus de 140% par rapport à la moyenne mensuelle. Au niveau de Triolet les eaux se sont accumulées et ont donné de très forts débits. Le niveau d'eau maximum mesuré est de 2,45 mètres, ce qui donne un débit de crue maximum de 730 m³ / s et un apport total de 2, 600,000 m³ l'estimation empirique des sédiments charriés a donné un volume de 800,000 m³ (ANRH.2001).

II.3.2 Les inondations de Ghardaïa

Les pluies diluviennes qualifiées de «Tsunami fluviale» accompagnées de violents orages ont commencé le lundi 29 septembre 2008, où il n'avait pas plu depuis quatre ans, la pluie a continué le mardi, pas très forte, et le mercredi 1er octobre le jour de l'Aïd, c'était le déluge (150 mm en une heure). Les principaux oueds de la région (M'Zab, Zeghir, Nsa, Metlili) ont fonctionné à plein régime. Selon les sources locales, c'est la première fois depuis 70 ans que les trois oueds affluents sont en cru. D'habitude, seul un sur trois déborde sans mettre en danger les populations alentour, les autorités ont parlé d'un débit de 900 m³/s, l'Agence Nationale des Ressources Hydrauliques l'a estimé à 1200 m³/s. C'est une crue exceptionnelle puisqu'elle a atteint Sebkhet Sefioune qui se trouve à plus 180 Km environ de Ghardaïa. Dubieff, qui a travaillé plus de 40 ans sur la pluviométrie au Sahara Algérien, retient le fait que si lors d'une crue les eaux atteignent Sebkhet Sefioune, on peut considérer que celle-ci est cinquantenaire. A Metlili, on a enregistré une hauteur d'eau de 6 mètres, alors qu'en aval de Ghardaïa, celle-ci a frôlé les 10 mètres.

II.4 LES INONDATIONS DANS LA ZONE D'ETUDE

La station météorologique de Ténès a enregistré plus de 102 mm de pluviométrie du 9 au 10 novembre 2012, plusieurs quartiers de la ville de Ténès furent inondés par les eaux torrentielles. Toutefois, contrairement aux inondations de 2001, où a été enregistré des pertes humaines, cette fois-ci on ne déplore aucune victime mais les dégâts matériels sont considérables, particulièrement dans le quartier dit 'La cave' situé à la sortie-Est de la ville (Photos Annexe 1).

V Conclusion

L'Algérie présente une vulnérabilité élevée face aux risques météo hydrologiques comme conséquences de ses contraintes naturelles et de son importance socio-économique. Cela a été mis en évidence lors des inondations de novembre 2001, qui, par les dégâts produits s'inscrivent parmi les plus graves événements hydrologiques extrêmes qui ont affecté la région du centre (Beb-El-Oued). La description du régime des crues d'un bassin versant nécessite une banque de données pluviométriques et hydrométriques, et à l'aide d'une analyse statistique permet de connaître avec un certain degré d'erreur la nature de ce régime ainsi le débit de pointe, qui sera l'objet de prochain chapitre.

Chapitre III : Etude Hydrologique

L'ensemble des aspects liés aux processus de maturation de n'importe quel ouvrage hydraulique, allant du choix de débit jusqu'à l'étape de la réalisation, en passant par le dimensionnement des ouvrages, les aspects de la sécurité ainsi que la bonne exploitation des ouvrages hydrauliques sont conditionnés par à une évaluation correcte et juste de la crue. Cette logique est fondamentale, surtout, s'il s'agit de préserver les vies humaines et de réduire la vulnérabilité aux inondations des populations, des biens et des activités exposés à la crue.

Dans cette étude, l'objectif visé est de déterminer, le long du cours d'eau principal, le débit maximum de crues.

III.1 Caractéristiques climatiques

L'objectif de l'étude climatologique est de fournir les données concernant le climat, données nécessaires pour le dimensionnement du canal. Les conditions climatiques au niveau du bassin versant jouent un rôle capital dans le comportement hydrologique des cours d'eau. Les facteurs qui déterminent le climat sont : Les précipitations avec sa distribution dans le temps et dans l'espace, l'humidité, la température, le vent qu'ont une influence sur l'évaporation et la transpiration. Les données climatologiques sont fournies par différents secteurs spécialisés dans la mesure, le traitement et le stockage des données.

III.1.1 Températures

Tout comme les autres facteurs, la température à un rôle très important dans le phénomène de l'évapotranspiration et de l'établissement du bilan hydrique, ainsi que dans la détermination des critères climatiques d'une région. Le tableau ci-dessous nous donne la température moyenne mensuelle de la région (Période 1970/2010).

Tableau III.01 Répartition mensuelle des températures

Mois	Jan.	Fév.	Mar.	Avr.	Ma.	Jui.	Juil.	Aou.	Sep.	Oct.	Nov.	Déc.	Anu.
T (°C)	11.2	11.8	13.9	15.5	19.2	23.5	26.8	27.4	23.9	20.1	15	11.9	18.4

Source O.N.M

La répartition mensuelle des températures est présentée dans la figure ci-dessous : Notons que la température maximale est enregistrée au mois d'Août (27.4°) et la température minimale au mois de janvier (11.2°). La température annuelle moyenne est de 18.4°.

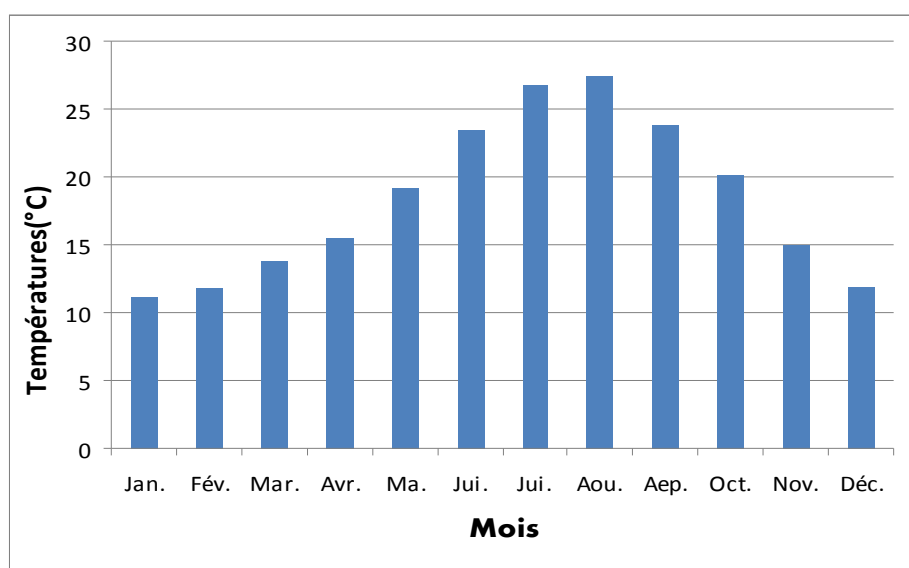


Figure III.01 Répartition mensuelle des températures

III.1.2 Evaporation

L'évaporation intervient dans le moment où les précipitations atteignant la surface du sol. C'est un facteur essentiel pour établir le bilan hydro-climatique d'un bassin versant.

Tableau III.02 Répartition mensuelle de l'évaporation.

MOIS	Jan.	Fév.	Mar.	Avr.	Mai.	Jui.	Jui.	Aou.	Sep.	Oct.	Nov.	Déc.
Eva. (mm)	29.92	32.31	41.91	51.19	75.48	108.70	138.87	143.94	112.25	83.04	50.01	35.53

Source O.N.M

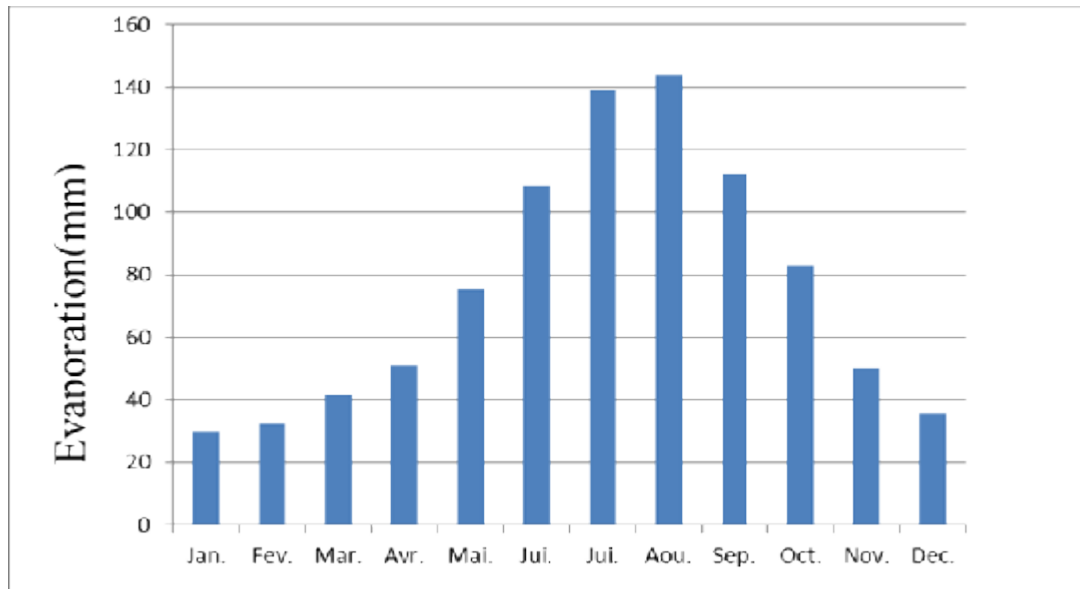


Figure III.02 Répartition mensuelle de l'évaporation.

III.1.3 Pluviométrie

Les précipitations constituent le facteur essentiel intervenant par les hauteurs totales annuelles, leur répartition mensuelle qui influence directement sur les régimes hydrologiques et leurs totaux journaliers et surtout les averses génératrices des crues.

III.1.3.1 Caractéristiques de la station pluviométrique

L'étude pluviométrique sera effectuée à partir des données des précipitations mensuelles et journalières enregistrées au niveau de la station pluviométrique de TENES.

Tableau III.03 Caractéristiques de la station pluviométrique de TENES

Station	Code	Source	Coordonnée			Année de service	N (ans)
			X	Y	Z		
TENES	020207	A.N.R.H	376 km	358 km	4 m	1970-2010	40

Source : A.N.R.H

III.1.3.2 Répartition mensuelle des précipitations dans le bassin

La répartition mensuelle des précipitations est présentée dans la figure ci-dessous. Notons une pointe au mois de décembre.

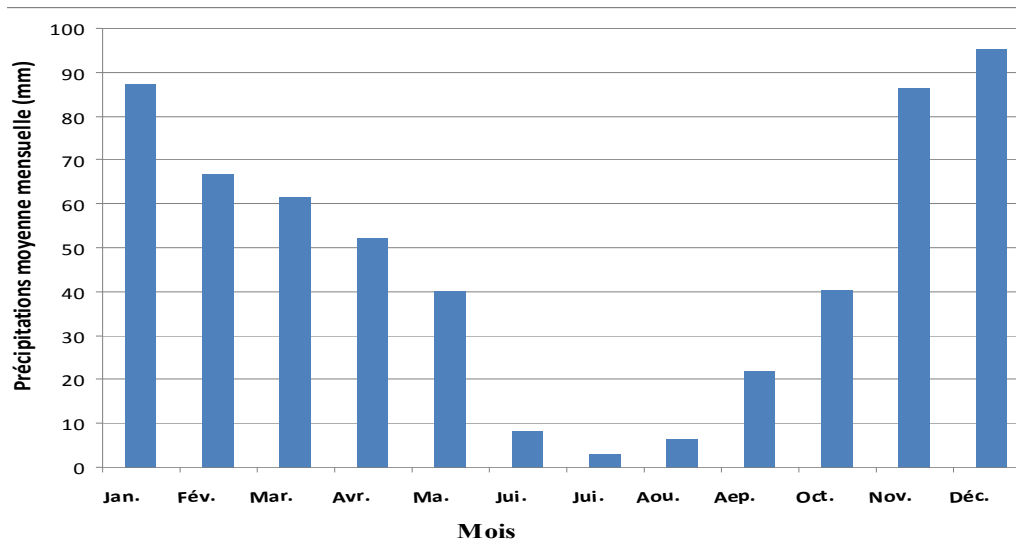


Figure III.03 Répartition mensuelle des Pluies

III.1.3.3 Pluies maximales journalières

Pour comprendre au mieux le mode de répartition des précipitations et effectuer des études prévisionnelles, on effectue des études statistiques pour déterminer les lois de répartition à utiliser. Concernant l'estimation des averses maximales de courte durée nécessaire pour le calcul des débits maximum probables on a utilisé les pluies journalières maximales de la station de TENES. Les caractéristiques de la série pluviométrique sont illustrées dans le tableau suivant :

Tableau III.04 Caractéristiques de la série pluviométrique (31 ans).

Caractéristiques	Formule	Valeurs
La moyenne des $P_{j,max}$ en (mm)	$\bar{X} = \frac{\sum_{i=1}^{n=31} X_i}{n}$	49.5
L'écart type « σ_x »; Pour $n > 30$ ans	$\sigma_x = \frac{\sum_{i=1}^{n=31} (X_i - \bar{x})^2}{n - 1}$	20.5
Coefficient de variation « C_v »	$C_v = \frac{\sigma}{\bar{X}}$	0,41

Parmi les lois de distributions qui peuvent rendre compte de la statistique des phénomènes extrême, c'est la loi de GEV qui s'adapte mieux aux variables pluviométriques. La loi de Galton reste comme même parmi les lois de distributions à dissymétrie positive qui peut être utilisées dans la région semi-aride. Les résultats de l'ajustement par la loi de Log-Normal « GALTON » sont résumés dans le tableau III.05

Tableau III.05 Résultat de l'ajustement à la loi de GALTON.

Période de retour (ans)	100	50	20	10	5
Probabilité de fréquence	0.99	0.98	0.95	0.9	0.8
X_t en (mm)	117	105	88.7	76.6	64.2

III.2 Pluies de courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités

Elle est utilisée pour l'estimation des crues, la pluie qui donne la crue critique est la pluie de durée égale au temps de concentration d'où la formule de MONTANARI applicable pour les pluies de courte durée dont l'équation est :

$$P_t(\%) = P_{j,\max} \times \left(\frac{t}{24}\right)^b \dots\dots\dots (III.01)$$

$P_t(\%)$: Pluie de courte durée de même fréquence que $P_{\max j} \%$ (mm).

$P_{j,\max}$: Pluie maximale journalière pour une fréquence donnée (mm).

T : Temps de l'averse égale à celui de temps de concentration en heures.

b : Exposant climatique ($b = 0,71$).

$$I_0 = \left(\frac{P_{\max}}{24}\right) \times \left(\frac{t}{24}\right)^{1-b} \dots\dots\dots (III.02)$$

I_0 : Pluie de courte durée (mm/h)

Tableau III.06 Précipitations maximales journalières pour chaque fréquence

Période	1000	100	50	20	10	5
Fréquence	0,1	1	2	5	10	20
$P_{\max j} p(\%)$	159	117	105	88.7	76.6	64.2

Dans le calcul de dimensionnement des ouvrages hydrotechniques, une averse type de probabilité déterminée et de durée égale au temps de concentration. En effet, il n'est plus à demander que le débit maximum d'un court d'eau lors d'une épisode pluviale est celle gérée par une averse tombée pendant une durée déterminé appelée temps de caractéristique en temps de concentration.

La répartition statistique des précipitations temporelles est donnée par la relation : $(I_t = \frac{P_t}{T_c})$

Tableau III.07 Pluies de courte durée et intensités pour les différentes fréquences:

Fréquence (%)		0.1	1	10
$P_{j\max}$ (mm)		159	117	76.6
P_t	$t=T_c=0.97h$	16.3	11.99	7.85
I (mm/h)	$t=T_c=0.97h$	16.8	12.36	8.09

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

Tableau III.08 Précipitations et les intensités pour les différentes fréquences

Fréquence	0.10%		1%		2%		10%	
T	Pmax	I ₀	Pmax	I ₀	Pmax	I ₀	Pmax	I ₀
0.5	10.18	20.36	7.49	14.98	6.72	13.44	4.90	9.81
1	16.65	16.65	12.25	12.25	11.00	11.00	8.02	8.02
1.5	22.21	14.80	16.34	10.89	14.66	9.78	10.70	7.13
2	27.24	13.62	20.04	10.02	17.99	8.99	13.12	6.56
3	36.32	12.11	26.73	8.91	23.99	8.00	17.50	5.83
4	44.56	11.14	32.79	8.20	29.42	7.36	21.47	5.37
5	52.21	10.44	38.42	7.68	34.48	6.90	25.15	5.03
6	59.42	9.90	43.72	7.29	39.24	6.54	28.63	4.77
7	66.29	9.47	48.78	6.97	43.78	6.25	31.94	4.56
8	72.89	9.11	53.63	6.70	48.13	6.02	35.11	4.39
9	79.24	8.80	58.31	6.48	52.33	5.81	38.18	4.24
10	85.40	8.54	62.84	6.28	56.39	5.64	41.14	4.11
11	91.38	8.31	67.24	6.11	60.34	5.49	44.02	4.00
12	97.20	8.10	71.52	5.96	64.19	5.35	46.83	3.90
13	102.88	7.91	75.71	5.82	67.94	5.23	49.57	3.81
14	108.44	7.75	79.80	5.70	71.61	5.12	52.24	3.73
15	113.89	7.59	83.80	5.59	75.21	5.01	54.87	3.66
16	119.23	7.45	87.73	5.48	78.73	4.92	57.44	3.59
17	124.47	7.32	91.59	5.39	82.20	4.84	59.96	3.53
18	129.63	7.20	95.38	5.30	85.60	4.76	62.45	3.47
19	134.70	7.09	99.12	5.22	88.95	4.68	64.89	3.42
20	139.69	6.98	102.79	5.14	92.25	4.61	67.30	3.36
21	144.62	6.89	106.42	5.07	95.50	4.55	69.67	3.32
22	149.47	6.79	109.99	5.00	98.71	4.49	72.01	3.27
23	154.27	6.71	113.52	4.94	101.87	4.43	74.32	3.23
24	159	6.63	117	4.88	105	4.375	76.6	3.19

III.3 Etude des apports

Vu l'inexistence d'une station hydrométrique sur le cours d'eau pour l'évaluation des apports, nous avons utilisés les formules empiriques les plus employées en Algérie.

III.3.1 Apport liquide

De nombreuses estimations des apports existent en Algérie, quelques-unes entre elles sont employées pour approcher au mieux la valeur de l'apport moyen annuel.

III.3.1.a Formule de SAMIE

$$Le = (P)^2 (293 - 2.2\sqrt{S}) \dots\dots\dots (III.03)$$

$$A = Le * S$$

Où:

P : précipitations moyennes interannuelles en mm ; P= 570mm

S : Superficie du Bassin versant. En Km² ;

III.3.1.b Formule de Turc

Cette formule établie à partir des observations faites sur 254 bassins versants situés sous tous les climats du globe, donne le déficit d'écoulement D.

$$A = Le * S$$

$$Le = P - \frac{P}{\sqrt{0.9 + \frac{P^2}{L^2}}} \dots\dots\dots (III.04)$$

$$L = 300 + 25 To + 0,05 To^3$$

Avec :

P : précipitation moyenne antre annuel ; en mm, (P=570 mm)

To : Température moyenne dans la zone d'étude, (To = 18.4° C)

III.3.1.c Formule dite 'Algérienne'

$$Le = P(1 - 10^{-kP^2}) \times 10^3 \dots\dots\dots (III.05)$$

$$A = Le * S$$

Où : k= 0.18 - 0.01 * log (S)

P : précipitation moyenne interannuelle; en m

III.3.1.d Formule de l'ANRH (Sogreah 1986/89)

$$Le = 720 * \left(\frac{P - 150}{1000} \right)^{1.85} \dots\dots\dots (III.06)$$

$$A = Le * S$$

Où : A : Apport moyen annuel en Hm³

P : Précipitation moyenne antre annuel ; en mm

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.09 Synthèse des résultats de calcul de l'apport moyen annuel

Méthode ou Formule	Lame écoulée Le (mm)	Apport moyen A (Hm ³)
SAMIE	92.33	1475.57
TURC	45.94	734.09
ALGERIENNE	67.28	1075.13
SOGREAH	144.66	2311.67

Sur la base de tous ces résultats la valeur retenue est la moyenne des quatre formules.

$A = 1399.11 \text{ Hm}^3$, c'est-à-dire une lame d'eau écoulée $Le = 87.55 \text{ mm}$.

III.3.2 Caractéristiques de l'écoulement

a) Module de l'écoulement

Il est donné par :

$$Me = A0 / T \dots\dots\dots (III.07)$$

A0 : Apport moyen annuel (litre)

T : Temps d'une année en secondes.

$$Me = 44,361/s$$

b) Module de l'écoulement relatif

$$M0 = Me / S \dots\dots\dots (III.08)$$

Me : Module de l'écoulement (l/s);

S : Superficie du bassin (Km²).

$$M0 = 2,771/s/Km^2$$

c) Lame d'eau écoulée

$$Le = A0/S \dots\dots\dots (III.09)$$

$$Le = 87.55 \text{ mm}$$

d) Coefficient de l'écoulement

Il est donné par :

$$Ce = Le / P_{moy} \dots\dots\dots (III.10)$$

$$Ce = 0,15$$

III.3.3 Apport solide en suspension

a) Formule de Fournier

$$Ta = \frac{1}{36} \left[\frac{Pm^2}{PA} \right]^{2,65} \left[\frac{h}{S} \right]^{0,46} \dots\dots\dots (III.11)$$

Avec :

Ta : Taux d'abrasion en (t/Km² /an);

P_m : Pluie mensuelle du mois le plus pluvieux

PA: Pluie moyenne annuelle;(47,5=mm)

h= (Hmax - Hmin) [m];

S: Surface du bassin versant.

AN:

h= 254,25m

D'où : $Ta = 0.43 \text{ t/Km}^2/\text{an}$

En tenant compte du poids spécifique moyen des sédiments $\gamma_s = 1.35 \text{ T/m}^3$.

Le volume annuel est exprimé comme suit:

$$V_s = \frac{Ta \times T}{\gamma_s} \times S$$

T : Duré de vie de l'ouvrage T=20ans

AN : $V_s = 103.21 \text{ m}^3$

b) Formule de Tixeront (1960)

Cette formule tient compte de la répartition du bassin versant en fonction de sa perméabilité et s'écrit :

$$Ta = \alpha \cdot Le^{0.21} \dots\dots\dots (III.12)$$

Ta = 191.84 T/km²/an

D'où :

Ta : Taux d'abrasion, T/km²/an;

Le : La lame d'eau écoulée en mm;

α : Egale à 75 pour un bassin à perméabilité moyenne.

Compte tenu du poids spécifique moyen des sédiments $\gamma_s = 1.35 \text{ T/m}^3$.

Le volume annuel est exprimé comme suit:

$$V_s = \frac{Ta \times S}{\gamma_s} \times T$$

AN :

$V_s = 45415.91 \text{ m}^3$

Tableau III.10 Différentes valeurs de « α »

Variation de perméabilité	α
Elevée	8,5
Moyenne	75
Faible à moyenne	350
Faible	1400
Imperméable	3200

c) Formule de Saidi

$$Q_s = 19 \cdot M_0^{1.246} \cdot C_e^{-0.885} \dots\dots\dots (III.13)$$

M_0 : module d'écoulement (=2.77 l/S/Km²);

C_e : Coefficient d'écoulement (=0,15).

AN :

$Q_s = 362.44 \text{ m}^3/\text{km}^2/\text{an}$

Compte tenu du poids spécifique moyen des sédiments $\gamma_s = 1.35 \text{ T/m}^3$.

Le volume annuel est exprimé comme suit:

$$V_s = \frac{Ta \times S}{\gamma_s} \times T$$

$$\text{AN: } V_s = 85805.59 \text{ m}^3$$

d) Formule de SOGREAH

Basée sur les données recueillies dans 27 bassins d'Algérie dont 16 alimentant des barrages réservoirs, ce modèle relie les apports solides (en $\text{T/Km}^2/\text{an}^{-1}$) au ruissellement annuel de crue (mm) et la perméabilité du bassin (K_{sog})

$$A = K_{\text{sog}} R^{0.15} \dots \dots \dots (III.14)$$

$$K_{\text{sog}} = 540 \text{ Pour notre bassin}$$

$$V_s = \frac{Ta \times S}{\gamma_s} \times T$$

En tenant compte du poids spécifique moyen des sédiments $\gamma_s = 1.35 \text{ T/m}^3$.

$$A = 1398 \text{ T/Km}^2/\text{an}$$

Le volume annuel est exprimé comme suit:

$$V_s = 330963.55 \text{ m}^3$$

Tableau III.11 Récapitulatif du volume annuel moyen

Formule	Taux d'abrasion ($\text{T/km}^2/\text{an}$)	Volume annuel moyen (m^3/an)
Fournier	0.43	103.21
Tixeront	191.84	45415.91
Formule de Saidi	362.44	85805.59
Formule de SOGREAH	1398	330963.55
Moyenne	488.1775	115572.065

III.4 Détermination des débits maximums

Dans notre travail on utilise trois méthodes :

1. Formules empiriques et semi empiriques ;
2. Méthode historique ;
3. Méthode de GR2M 'Modèle pluie-débit'.

III.4.1 Formules empiriques et semi empiriques

Ces formules sont basées sur l'expérimentation ou sur certaine information propre à certaines régions pour lesquelles elles ont été déterminées. Ces formules empiriques sont à prendre avec précaution dans le sens où si elles sont valables dans une région, elles ne sont pas dans d'autres et donnent souvent des valeurs sous-estimées ou surestimées (Touabia, 2003)

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés par les différentes formules empiriques.

Tableau III.12 Tableau récapitulatif des résultats de la première méthode

Fréquence %	P _{tc} (mm)	Débit maximum en m ³ /s			
		Mallet.Gauth	GIANDOTTI	SOKOLOVSKY	SYNTHETIQUE
0.1	16.3	42.25	24.77	54.13	35.83
1	11.99	80.62	18.22	39.82	80.09
10	7.85	107.4	11.93	26.07	121

III.4.2 Méthode historique

Cette méthode très ancienne repose sur l'idée qu'on ne verra jamais pire que ce qu'on a déjà vu dans le passé suffisamment répondu. Elle est toujours utilisée lorsqu'on ne dispose pas d'observation sur le débit maximum enregistré lors d'une crue exceptionnelle et où actuellement, on tendance à l'oublier. L'information déduite des crues historiques est précieuse et constitue une banque de données très importante.

Les niveaux atteints par les crues du passé en étudiant les laisses des crues (anciens ponts, anciennes constructions), en examinant les archives ou en questionnant les riveraines très âgés.

Les niveaux d'eau, par un calcul hydraulique, sont transformés en débit par une méthode d'extrapolation de la courbe de tarage sur la quelle est reportée la hauteur d'eau observée. La courbe de tarage de la section est déterminée en se basant sur les caractéristiques hydrauliques du cours d'eau (profil en travers, vitesse, pente de la ligne d'eau.....).

Cette méthode consiste à choisir les sections aux droits desquelles on détermine les débits, choix qui se fera en se basant sur les critères suivants :

- au début et à la fin des berges.
- dans les endroits où la largeur de l'oued s'agrandit brusquement, ou bien les endroits de l'oued où le bassin a une plus grande surface.
- au début et à la fin de toutes les habitées.
- aux endroits où on remarque un changement de pente longitudinale de l'oued.
- aux endroits d'intersection de l'oued avec des voies de communication.

Dans notre travail on se basant sur la crue énorme de 12 Novembre 2012, qui a inondé une grande partie de la ville de Tenes suite au débordement des deux canaux qui traversés la ville. Quarante sections ont été prises toute en long de deux canaux.

Le débit d'une canalisation en écoulement permanent et uniforme à l'air libre est donné par La formule de Manning-Strickler :

$$Q = KR^{2/3} S \sqrt{I} \dots\dots\dots (III.15)$$

Q: Débit (m³/s).

k : Coefficient de rugosité du lit.

R : Rayon hydraulique ;

I : Pente du canal.

S : Section mouillée.

Le tableau III.13 représente les débits partiels de la crue de 12 Novembre 2012 au niveau des sections choisies.

Tableau III.13 Débits maximas de la crue de 12-11-2012 .

N° Sections	40	38	36	34	32	30	28	26	24	22
Q (m ³ /s)	-	170	169	160	155	150	136	120	115	115
N° Sections	20	18	16	14	12	10	8	6	1(Exutoire)	
Q (m ³ /s)	90	90	88	76	76	76	76	76	76	

A partir du tableau III.13, le débit maximum de la crue de 12-11-2012 est **170 m³/s**.

III.4.3 Méthode de GR2M

Pour simuler la série des débits de notre bassin versant, le modèle hydrologique conceptuel global GR2M (Génie Rural à 2 paramètres au pas de temps Mensuel) (Makhlouf et Michel, 1994), développé par le CEMAGREF, a été utilisé (Figure III.05). Le modèle GR2M est constitué d'un **réservoir sol** qui régit la fonction de production et est caractérisé par son remplissage maximal A , qui correspond à la capacité en eau du sol. Il comporte également un **réservoir eau gravitaire** qui régit la fonction de transfert.

Les deux entrées pluie (P) et évaporation potentielle (E) sont modulées dans la même portion et concomitamment en multipliant les valeurs de ces entrées par un coefficient X_1 ($0 < X_1 < 1$) qui est un des paramètres de modèle.

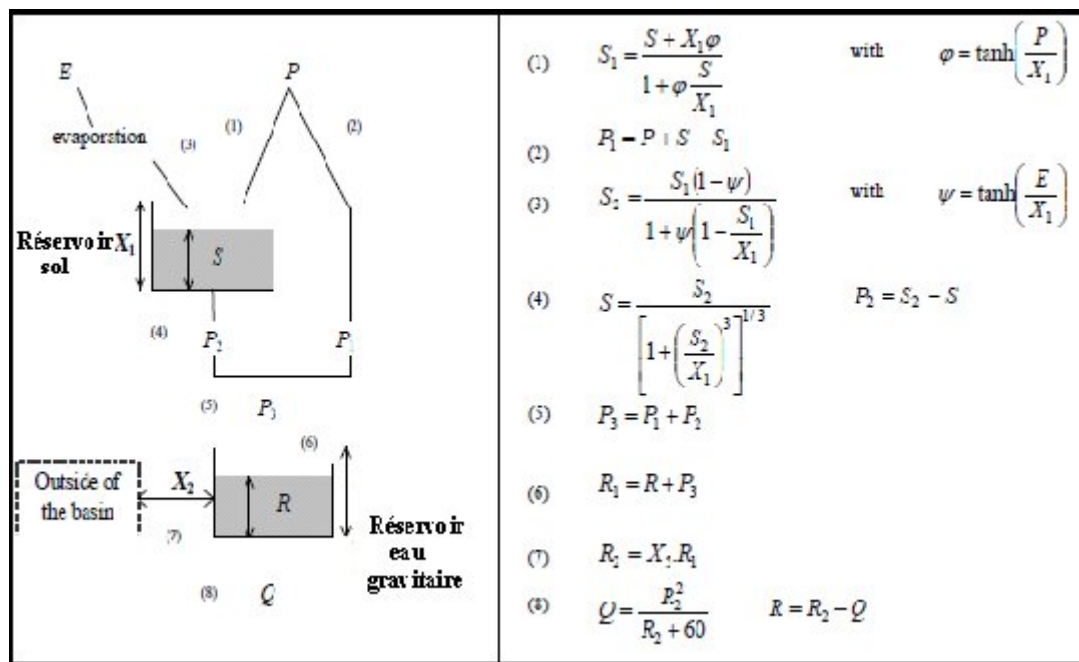


Figure III.04 Architecture du modèle GR2M (Makhlouf, 1994)

Pour procéder à des simulations de débits de notre bassin, le modèle a été optimisé sur des périodes où les débits sont connus de bassin voisin afin de s'assurer que le modèle reproduit au mieux le comportement de ce bassin. Pour cela, on a basé dans notre travail sur le modèle **GR2M** calé et validé sur le bassin haut Chelif par Saidi (2011) sur des données pluviométriques mensuelles ainsi que les températures mensuelles couvrant la période 1970-2010, disponibles auprès du l'ONM de Chelif.

III.4.3.1 Méthodologie de modélisation

Le modèle retenu (GR2M) fonctionne au pas de temps mensuel. Ce modèle, de type conceptuel, est réglé par deux paramètres (GR pour Génie Rural, 2 pour Deux paramètres, M pour le pas de temps Mensuel). Deux paramètres, X_1 et X_2 règle la génération de débits mensuels. Les valeurs de ces deux paramètres sont déduites d'une période d'apprentissage durant laquelle sont comparés les débits observés et ceux calculés par le modèle grâce à la seule connaissance des pluies de chaque mois. A travers ces valeurs, on vise à réduire l'écart entre débits observés et débits calculés.

III.4.3.2 Simulation des débits

Une fois le modèle optimisé et la relation pluie-débit établie pour le bassin voisin, il devient possible de simuler les écoulements de surface de notre bassin sur la même période où le modèle a été calé et validé. Pour ce-là, on a utilisé des données pluviométriques mensuelles ainsi que les données

mensuelles d'ETP calculées selon la formule de Thoronthwaite, sur la période (1970-2010). Le tableau suivant représente les sorties de GR2M pour notre bassin :

Tableau III.14 Débits simulés par le model GR2M

Année	Q (m ³ /s)	Année	Q (m ³ /s)
1970	89	1991	47.9
1971	60.4	1992	60
1972	73	1993	64.2
1973	92	1994	87
1974	92	1995	53.7
1975	53	1996	75
1976	30.9	1997	104
1977	39	1998	48
1978	43	1999	55.3
1979	77	2000	43.4
1980	62.4	2001	49
1981	79	2002	43.5
1982	31.9	2003	56.6
1983	74	2004	42.4
1984	70.5	2005	40.9
1985	68.8	2006	92.6
1986	64.4	2007	62.6
1987	26.1	2008	92
1988	41.4	2009	92
1989	35.5	2010	54.7
1990	33.9		

III.4.3.3 Ajustement de la série des débits rapportés à la loi log normal

Le calcul des débits fréquentiels se fait par l'ajustement de la série des débits calculés par le model GR2M.

Tableau III.15 Caractéristique de la série

Paramètres	Caractéristiques de la série
Minimum	26.1
Maximum	104
Moyenne	61.3
Ecart-type	22.4
Coefficient de variation (Cv)	0.36

Tableau III.16 Résultats de l'ajustement rapportés à la loi log normal

Période de retour (ans)	1000	200	100	50
Probabilité de fréquence (q)	0.999	0.995	0.99	0.98
Xt en (m ³ /s)	170	142	131	119

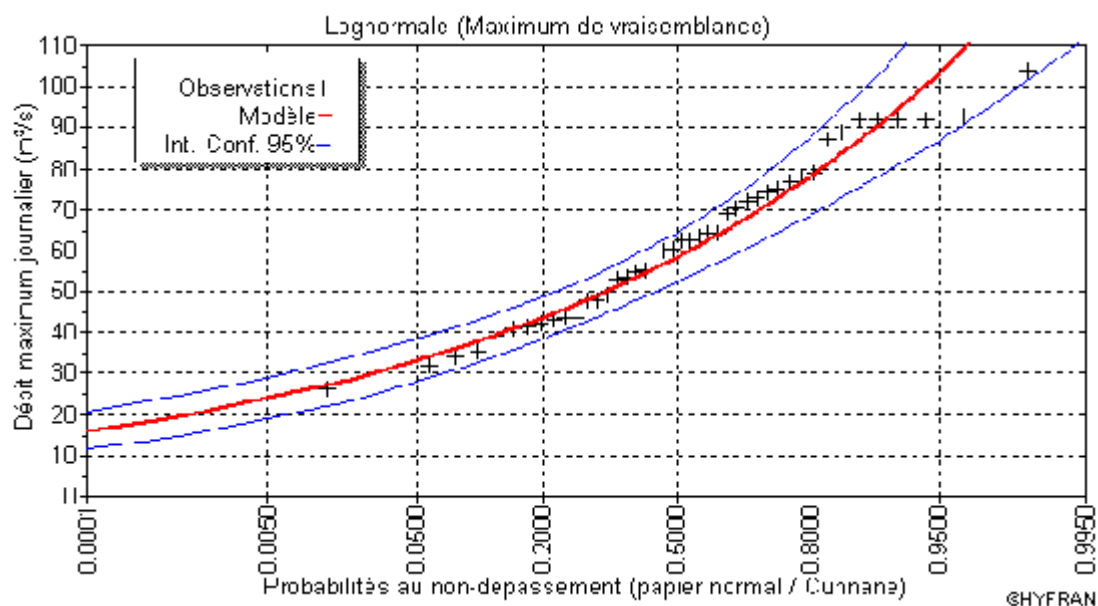


Figure III.05 Représentation graphique de la loi log normal

III.5 Choix de la période de retour

Le débit de pointe est l'une des plus importantes caractéristiques d'uneaverse qu'on puisse utiliser dans le design de la plupart des aménagements. Les inondations qui ont causé des dommages matériels élevés dans les milieux urbains, voire des pertes en vies humaines ont été relevées à travers l'histoire. Notre Oued à traverser une zone urbaine, donc nous jugeons qu'il faut prendre le moins de risque possible ; nous opterons pour une période de retour de 100 ans, pour assurer le maximum de sécurité.

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés par les trois méthodes et le débit de projet définitif.

Tableau III.17 Débit de projet par trois méthodes (fréquence limite=100ans)

Débit maximum en m ³ /s	Méthode	Période de retour (100ans)
	Mallet.Gauth	80.62
	GIANDOTTI	18.22
	SOKOLOVSKY	39.82
	SYNTHETIQUE	80.09
	Méthode historique	170
	GR2M	131

On constate que les formules empiriques et semi empiriques sous-estime le débit par rapport aux débits calculés par la méthode historique et GR2M. On opte pour le débit donné par la méthode de GR2M avec l'hypothèse de la stabilité de la relation pluie-débit et de la transposition pour notre bassin

Le débit de dimensionnement est de 131m³/s (tableau III.17).

III.6 Hydrogramme de crue

L'hydrogramme des crues pluviales exceptionnelles est généralement caractérisé par une forme triangulaire avec un sommet pointu. Un temps de montée comparativement court par rapport au temps de décrue. Parmi les modèles courants, on utilise celui de **SOKOLOVSKY** qui considère l'hydrogramme comme un triangle parabolique formé par deux branches.

- La branche de la phase montée est exprimée l'expression suivante :

$$Q_t = Q_{\max} \left(\frac{t}{t_m} \right)^m$$

- La branche de la phase décrue est exprimée par l'expression :

$$Q_t = Q_{\max} \left(\frac{t_d - t}{t_d} \right)^n$$

Avec :

Q_t : Débit instantané (m^3/s)

m et n : Coefficient de courbure (m=2; n=3).

t_m : Temps de montée de la crue, (SOKOLOVSKY)

$t_m = t_c = 0.97$ h

t_d : Temps de la décrue $t_d = \delta \cdot t_m = \delta \cdot t_c$

δ : Coefficient qui dépend de la capacité de régularisation.

Où :

$\delta=2$ pour petit cours d'eau à capacité de drainage insignifiant

$\delta=2,5$ à 3 pour les moyen et grands cours d'eau à lit moyen peu prononcé.

$\delta=4$ pour les grands cours d'eau forestiers et lit important.

Dans notre cas, on prend $\delta=2,5$ donc $t_d=2.425$ h

III.6.1 Estimation du temps de base de la crue

D'après Sokolovski, le temps de base de la crue T est exprimé en fonction du temps de montée t_m , et il est exprimé comme suite :

$$T = (\gamma + 1) \cdot t_m$$

Où ;

γ : Paramètre des Sokolovski égale au rapport du temps de décrue sur le temps de montée

$$t_d/t_m = 2.5$$

Donc :

$$T = 20H$$

III.6.2 Volume maximal de l'apport

Les volumes des crues à différentes fréquences se calculent avec la relation.

$$V_{\max} = Q_{\max} \frac{t_c}{f}$$

Où :

f : Coefficient de forme de l'hydrogramme de crue ($f=1,2$)

T_c : Temps de concentration (s).

Les volumes des crues fréquentielles sont exposés sur le tableau

L'hydrogramme de crues de 100ans est donné dans la figure suivante :

Tableau III.18 Hydrogramme de crues de 100ans.

Temps (h)	0	0.1	0.2	0.4	0.6	0.8	0.97	0.1	0.3	0.4	0.6
Période de retour 100ans	0	1.39	5.57	22.28	50.12	89.11	131	120.42	100.59	91.35	74.19
Temps (h)	0.8	1	1.2	1.4	1.6	1.8	2	2.2	2.4	2.425	
Période de retour 100ans	58.82	45.24	33.43	23.4	15.16	8.7	4.02	1.13	0.01	0	

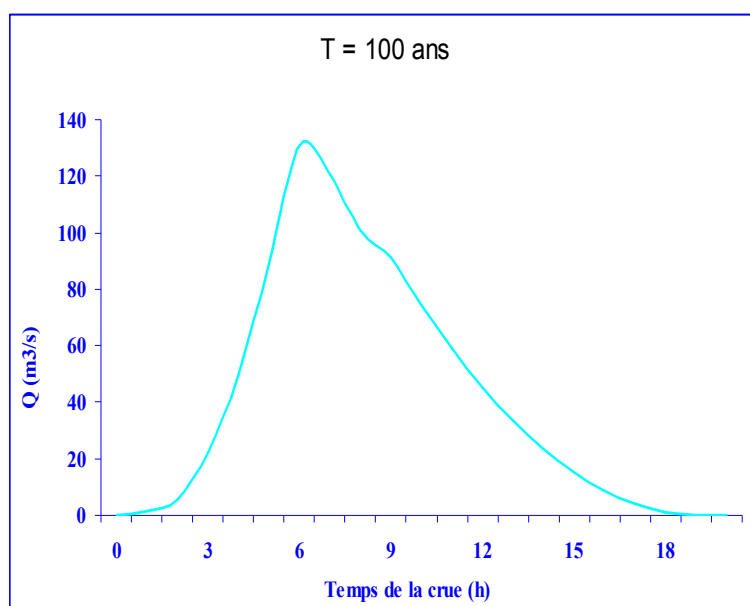


Figure III.06 Hydrogrammes de crue centennale.

Conclusion

Dans ce chapitre on a déterminé le débit de dimensionnement qui est de $131 \text{ m}^3/\text{s}$.

Chapitre IV : 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 des eaux dans le but d'assurer une protection suffisante contre les inondations. L'hydraulique fluviale, qui fait une partie de l'hydraulique, traite des écoulements dans les canaux artificiel et naturels ayant une surface libre soumise à la pression atmosphérique et dont la forme peut varier, ce qui implique une variation possible de la forme et des dimensions de la section transversale de la masse liquide. Les types d'écoulement qu'on rencontre en hydraulique fluviale sont :

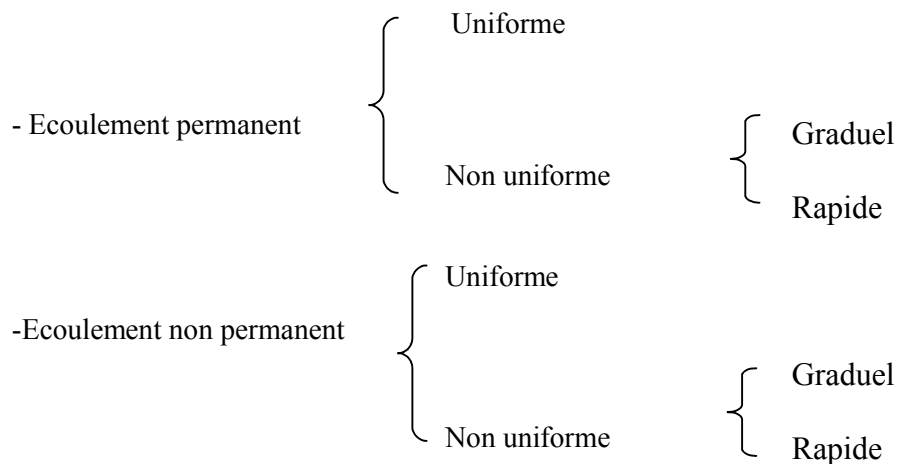


Figure IV.1 Types d'écoulements.

Les écoulements à surface libre en régime permanent peuvent présenter deux aspects :

- 1. Si la pente longitudinale (dans le sens de l'écoulement) et la section transversale sont constantes tout le long de la masse liquide, le régime est uniforme.**
- 2. Dans le cas contraire, le régime est varié.**

IV.1 Généralités

IV.1.1 Ecoulement à surface libre

Il est défini comme un écoulement de liquide avec une surface qui est en contact avec l'air libre est la pression atmosphérique, ce cas d'écoulement se fait sous l'action de la force de gravité à cause de l'existence de la pente.

IV.1.2 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 " i " et de coefficient de rugosité " n ", La section qui véhicule le débit maximum est celle où le rayon hydraulique est maximum, et la section est minimale.

IV.1.3 Différents types de Canaux

On distingue deux catégories de canaux :

- 1) Canaux naturels,
- 2) Canaux artificiels,

1) Les canaux naturels

Ce sont les cours d'eau qui existent naturellement sur (ou sous) terre; tels que les ruisselets, torrents, rivières, fleuves et estuaires. Les propriétés géométriques et hydrauliques des canaux naturels sont généralement assez irrégulières. L'application de la théorie hydraulique ne donne que des résultats approximatifs obtenus moyennant certaines hypothèses.

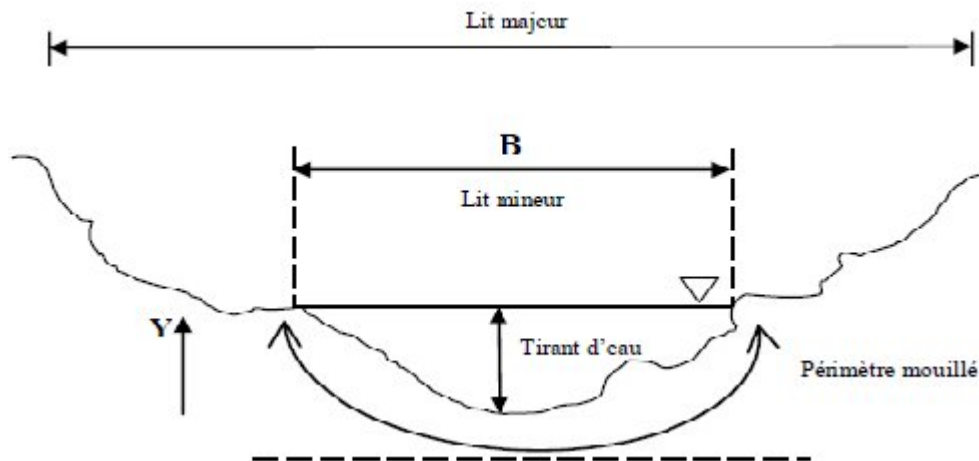


Figure IV.2 Canal naturel

– Section d'écoulement (ou section mouillée) S_m

Partie de la section du canal limitée par les parois et la surface libre.

– périmètre mouillé P_m

Longueur de la surface d'écoulement en contact avec le lit (fond + berges), c'est-à-dire le périmètre de la section d'écoulement moins la largeur au miroir.

– largeur au miroir B

Largeur de la section d'écoulement au niveau de la surface libre. La pression du fluide à cette interface est égale à celle de l'atmosphère.

– tirant d'eau

Profondeur maximale d'une section d'écoulement ;

2) Les canaux artificiels

Ce sont des cours d'eau réalisés par l'homme sur (ou sous) terre tels que: les canaux découverts construits au ras du sol (canaux de navigation, d'adduction et d'évacuation, d'irrigation et de drainage) ou les canaux couverts dans lesquels les liquides ne remplissent pas toute la section (tunnels hydrauliques, aqueducs, drains, égouts). Les propriétés hydrauliques des canaux artificiels sont généralement assez régulières. L'application de la théorie hydraulique donne souvent des résultats satisfaisants.

IV.1.4 Types d'écoulements

a) Variabilité dans le temps

a.1 Ecoulement permanent

On dit un écoulement permanent si les paramètres suivants : vitesse, débit et profondeur restent invariables dans le temps en grandeur et en direction. C'est à dire :

$$\frac{dv}{dt} = \frac{dQ}{dt} = \frac{dh}{dt} = \frac{du}{dt} = 0$$

(IV.1)

a.2 Ecoulement non permanent

On dit un écoulement permanent lorsque les paramètres suivants : vitesse, débit et profondeur se varient dans le temps en grandeur et en direction. C'est à dire :

$$\frac{dv}{dt} \neq \frac{dQ}{dt} \neq \frac{dh}{dt} \neq \frac{du}{dt} \neq 0$$

(IV.2)

b) Variabilité dans l'espace

b.1 Régime uniforme

Un écoulement est uniforme si les paramètres suivants : vitesse, pente, rugosité, profondeur et section restent invariables dans l'espace. C'est à dire :

$$\frac{dv}{dx} = \frac{di}{dx} = \frac{dh}{dx} = \frac{ds}{dx} = 0$$

(IV.3)

b.2 Régime non uniforme

Un écoulement est non uniforme si les paramètres suivants : vitesse, pente, rugosité, profondeur et section se varient dans l'espace. C'est à dire :

$$\frac{dv}{dx} \neq \frac{di}{dx} \neq \frac{dh}{dx} \neq \frac{ds}{dx} \neq 0$$

(IV.4)

* Régime non uniforme graduellement varié

Régime d'écoulement où la variation de hauteur dans la direction d'écoulement est très faible, typiquement si x désigne une longueur d'écoulement et Δh une variation de hauteur, on a $\Delta h/x \ll 1$.

* Régime non uniforme rapidement varié

Régime d'écoulement où la variation de hauteur dans la direction d'écoulement est très importante, En effet à l'approche d'une singularité ou bien en cas de ressaut bien en cas de ressaut hydraulique, l'écoulement peut entrer dans un régime rapidement varié.

IV.2 Dimensionnement des canaux

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

IV.2.1 Conditions de l'écoulement uniforme

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

IV.2.2 Formules de calcul

La formule de calcul principale pour un écoulement permanent uniforme est la formule de Chézy.

*La vitesse moyenne du courant est sous la forme suivant :

$$V = C \cdot \sqrt{R \cdot I}$$

(IV.5)

On utilisant le produit suivant :

$$Q = V \times S$$

(IV.6)

On obtient :

$$Q = C \cdot S \cdot \sqrt{R \cdot I}$$

(IV.7)

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

R_h : Rayon hydraulique étant la surface mouillée S_m sur le périmètre mouillé P_m .

R_h : S_m / P_m (m)

n : Coefficient de rugosité

I : Pente de fond du canal (radier).

IV.2.3 Détermination de coefficient de Chézy

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

1) Formule d'AGROSKINE

$$C = \frac{1}{n} + 17.72 \log R_h$$

(IV.08) Avec :

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

R_h : Rayon hydraulique, avec :

n : Coefficient de rugosité

2) Formule de MANING-STRICKLER

$$C = \frac{1}{n} R^{\frac{1}{6}}$$

(IV.09)

Avec :

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

R_h : Rayon hydraulique, avec :

n : Coefficient de rugosité avec $1/n = K_s$ (coefficient de Strickler).

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

$$V = K_s \cdot R_h^{2/3} \cdot I^{1/2}$$

(IV.10)

Où :

K_s : coefficient de rugosité de STRICKLER ($m^{1/3}/s$).

R_h : le rayon hydraulique (m).

I : la pente du radier (km/km).

3) Formule de PAVLOVSKY

$$C = \frac{1}{n} R_h^{1/y} \quad (\text{IV-11})$$

Avec :

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

n : Rugosité.

R_h : Rayon hydraulique, avec :

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

$$y = 2.5 \sqrt{n} - 0.13 - 0.75 \sqrt{R_h} (\sqrt{n} - 0.10) \quad (\text{IV-12})$$

Ou bien par les égalités simplifiées :

$$y = 1.5 \sqrt{n} \quad \text{à } R_h < 1m \quad (\text{IV-13})$$

$$y = 1.3 \sqrt{n} \quad \text{à } R_h > 1m \quad (\text{IV-14})$$

4) Formule de BAZIN

$$C = \frac{87}{1 + \frac{m_B}{\sqrt{R_h}}} \quad (\text{IV-15})$$

m_B : Coefficient de BAZIN.

m_B il est entre 0,06 et $1.75 m^{0.5}$.

Remarque :

Dans notre calcul on travaille avec la formule de MANING-STRICKLER

IV.3 Paramètres géométriques

IV.3.1 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 maximum, et la section S est minimale. Parmi toutes les formes de section, la semi-circulaire est celle qui satisfait au rayon hydraulique maximum.

On a:

$$S_m = \pi.r^2 / 2 \quad (\text{IV-16})$$

$$P_m = \pi.r \quad (\text{IV-17})$$

$$R_h = r/2 = h/2 \quad (\text{IV-18})$$

Avec:

S_m : section mouille (m^2)

P_m : périmètre mouille en (m).

R_h : rayon hydraulique en (m).

Mais cette forme plus coûteuse que la forme trapézoïdale et rectangulaire qui présente des simplicités de réalisation.

A cet effet notre choix portera sur la section rectangulaire dont ses caractéristiques sont :

❖ Canal à section rectangulaire

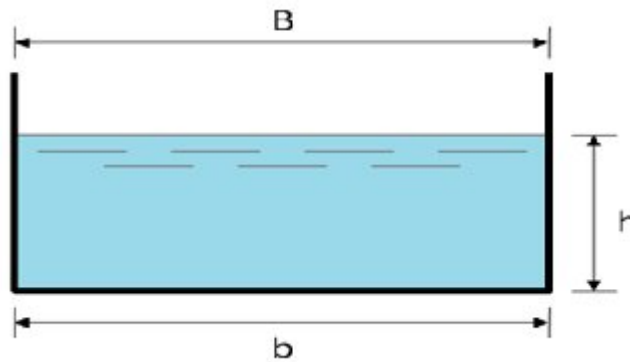


Figure IV.3 Canal à forme rectangulaire

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

B : La largeur supérieure du canal, en (m).

b : La largeur inférieure du canal, en (m).

$B = b$ parce que $m = 0$.

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

$$\circ \quad S_m = h \times b \quad (\text{IV-19})$$

$$\circ \quad P_m = b + 2 \times h \quad (\text{IV-20})$$

IV.3.2 Calculs du rayon hydraulique maximal

On a:
$$R_h = \frac{S_m}{P_m} \quad (\text{IV-21})$$

Alors:

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

Le périmètre soit min pour $dP = 0$.

On a :

$$dS = h db + (b + m \cdot h) dh = 0 \quad (\text{IV-22})$$

$$dP = db + 2 (1 + m^2)^{0.5} dh = 0 \quad (\text{IV-23})$$

Les équations dernières équations donnent :

$$b = 2h (1 + m^2)^{0.5} - m \quad (\text{IV-24})$$

$$\beta = 2 \times \left(\sqrt{1 + m^2} - m \right) \quad (\text{IV-25})$$

Pour la section rectangulaire ($m = 0$) :

$$\beta = \frac{b}{h} = 2 \quad (\text{IV-26})$$

Avec : β = Largeur relative

Donc :
$$R_h = \frac{h}{2} \quad (\text{IV-27})$$

Tableau IV.01 Paramètres géométriques d'un canal à section rectangulaire de largeur b et de profondeur h

Désignation	Expression
b (m)	2h
S (m ²)	h. b
P (m)	b + 2h = 4h
R _h	$\frac{S}{P} = \frac{h}{2}$

IV.3.3

Calcul de la profondeur normal h_n

A un débit donné, h_n est appelé profondeur normale, une fois fixée la nature de la paroi et la pente, on dispose en régime permanent et uniforme d'une relation reliant la profondeur h au débit Q. Dans les sections évasées, le débit croît toujours lorsque la profondeur de l'eau augmente (fig IV.3). La détermination de la profondeur normale (h_n) se fait par plusieurs méthodes ; et parmi ces méthodes on a la méthode graphique et la méthode itérative.

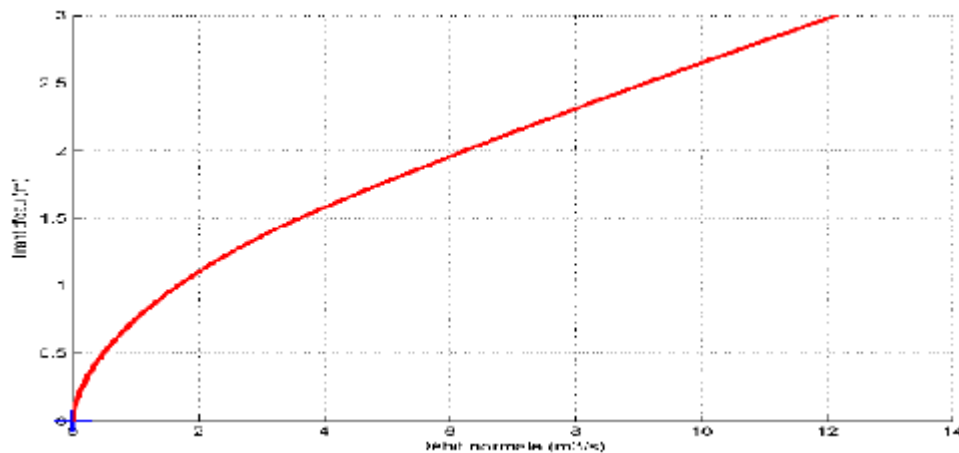


Figure IV.4 Relation entre le tirant d'eau et le débit normal

3.1 Méthode graphique

On tire la valeur de h_n à partir du graphe I = f(h), on trace le graphe par le calcul des valeurs de I en augmentant h avec un pas jusqu'à atteindre la valeur de la pente désiré. Donnant que :

$$I = \frac{Q_{normal}^2}{C^2 \cdot S^2 \cdot R} \quad (IV.28)$$

Cette formule est tirée à partir de l'équation générale de l'écoulement permanent uniforme

$$Q = S_m \cdot C \cdot \sqrt{R} \cdot \sqrt{I} \quad (IV.29)$$

3.2 Méthode itérative

On tire la valeur de (B) à partir de l'équation générale de l'écoulement uniforme.

$$Q = S \cdot C \cdot \sqrt{R \cdot I} \quad (IV.30)$$

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

Par suite on trace la courbe $Q = f(B)$, et on détermine la valeur de b correspondante à Q_n

IV.3.4 Calcul de la profondeur critique h_{cr}

Le calcul de h_{cr} se fait aussi par plusieurs méthodes, on cite trois méthodes qui sont :

- la méthode graphique.
- la méthode d'AGROSKINE.
- la méthode itérative.

3.1 Méthode graphique

La méthode graphique est basée sur le graphe de l'énergie en fonction de h . La valeur de h_{cr} est la valeur qui correspond à l'énergie spécifique minimale.

3) L'énergie spécifique

L'énergie spécifique H_s ou «charge spécifique» dans une section transversale mouillée est la valeur moyenne de l'énergie des molécules du liquide de cette section par unité de poids du liquide, cette énergie étant rapportée à l'axe horizontal passant par le point le plus bas de la section.

La charge moyenne de la section par rapport à un plan de référence donnée (choisie), est la différence entre la ligne de charge et le fond du canal dans une section donnée.

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

$$H_s = H_p + H_c \quad (IV.31)$$

H_p : Energie potentielle est égale à h ; ($H_p = h$)

H_c : Energie cinétique est égale à ; ($H_c = V^2/2g$) ;

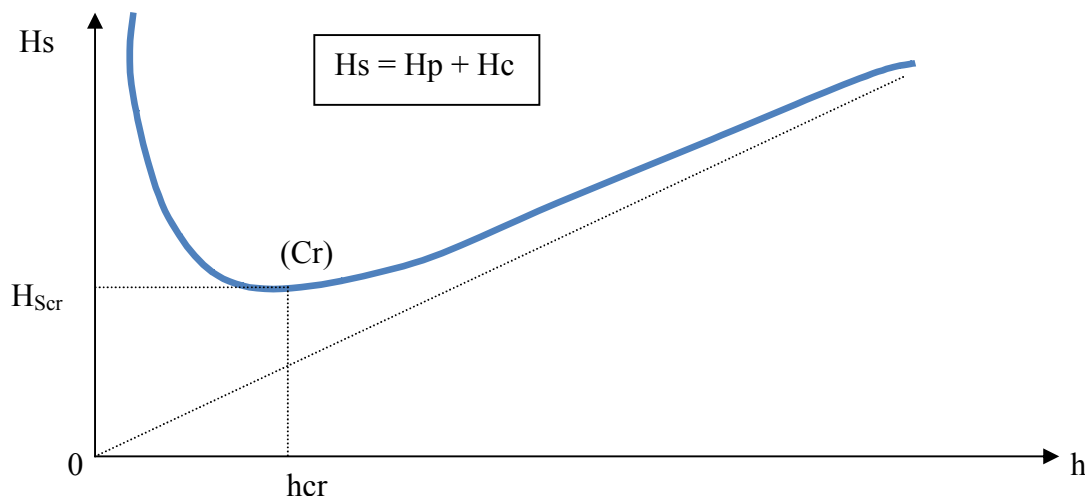


Figure IV.5 Energie spécifique en fonction de profondeur

4) Méthode analytique d'AGROSKINE

La méthode d'AGROSKINE utilise la formule suivante :

La condition de criticité est :

$$\frac{\alpha \times Q^2 \times B_{cr}}{g \times S_{cr}^3} = 1 \quad (IV.32)$$

α : Coefficient d'énergie cinétique dans la pratique on prend $\alpha = 1$.

B : Largeur du plan d'eau en surface.

g : Accélération gravitaire prise égale à 9.81 m/s^2 .

5) Méthode itérative

Cette méthode consiste à tirer la valeur de h_{cr} qui correspond à Q^2/g

Donc on tire la valeur de $(S^3/B) = Q^2/g$ et on tire par un tableur la valeur de h_{cr} qui lui correspond.

IV.3.5 Calcul de la pente critique

La valeur de la pente de fond dépend essentiellement de la topographie et de la constitution du terrain. Cette pente, généralement faible. La pente critique correspondant à la profondeur critique. Elle est donnée par la formule suivante :

$$Q = C \cdot S_{cr} \cdot \sqrt{R_h \cdot I_{cr}} \quad (IV.33)$$

Donc :

$$I_{cr} = \frac{Q^2}{C^2 \cdot S_{cr}^2 \cdot R_h} \quad (IV.34)$$

IV.3.6 Nombre de Froude

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

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{g \cdot h}} \quad (IV.35)$$

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

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

IV.4 Calcul de la ligne d'eau

IV.4.1 Equation 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 basant sur l'équation d'énergie :

$$H = Z + V^2 / 2g + h \quad (IV.36)$$

Et sur l'équation de la continuité :

$$V = Q / S \quad (IV.37)$$

Dérivant l'équation (IV-36) par rapport à x , on trouve :

$$\frac{dH}{dx} = \frac{dZ}{dx} + \frac{d}{dx} \left(\frac{(Q / S)^2}{2g} \right) + \frac{dh}{dx} \quad (IV.38)$$

Comme :

$$\frac{dz}{dx} = -J_f \quad (IV.39)$$

$$\frac{dH}{dx} = -J_e = -\frac{(Q / S)^2}{C^2 \cdot R_h} \quad (IV.40)$$

On trouve :

$$\frac{dh}{dx} = J_f \frac{1 - \frac{(Q / S)^2}{C^2 \cdot R_h \cdot j_f}}{1 - \frac{(Q / S)^2}{g \cdot S^3 / B}} \quad (IV.41)$$

IV.4.2 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 :

$$\frac{Q}{\sqrt{I}} = S.C.\sqrt{R_h} = K. \quad (\text{IV.42})$$

$$S_n.C_n.\sqrt{R_h} = K_n. \quad (\text{IV.43})$$

Donc l'équation (VI-42) devient :

$$\frac{dh}{dx} = J_f \frac{1 - \left(\frac{K_n}{K}\right)^2}{1 - Fr^2}. \quad (\text{IV.44})$$

Avec :

$$Fr^2 = \frac{(Q/S)^2}{g.S/B}. \quad (\text{IV.45})$$

$J_f = i$ = pente de fond

D'autre par :

$$\frac{dh}{dS} = J_f \frac{1 - \left(\frac{h_n}{h}\right)^2}{1 - Fr^2} \quad (\text{IV.46})$$

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

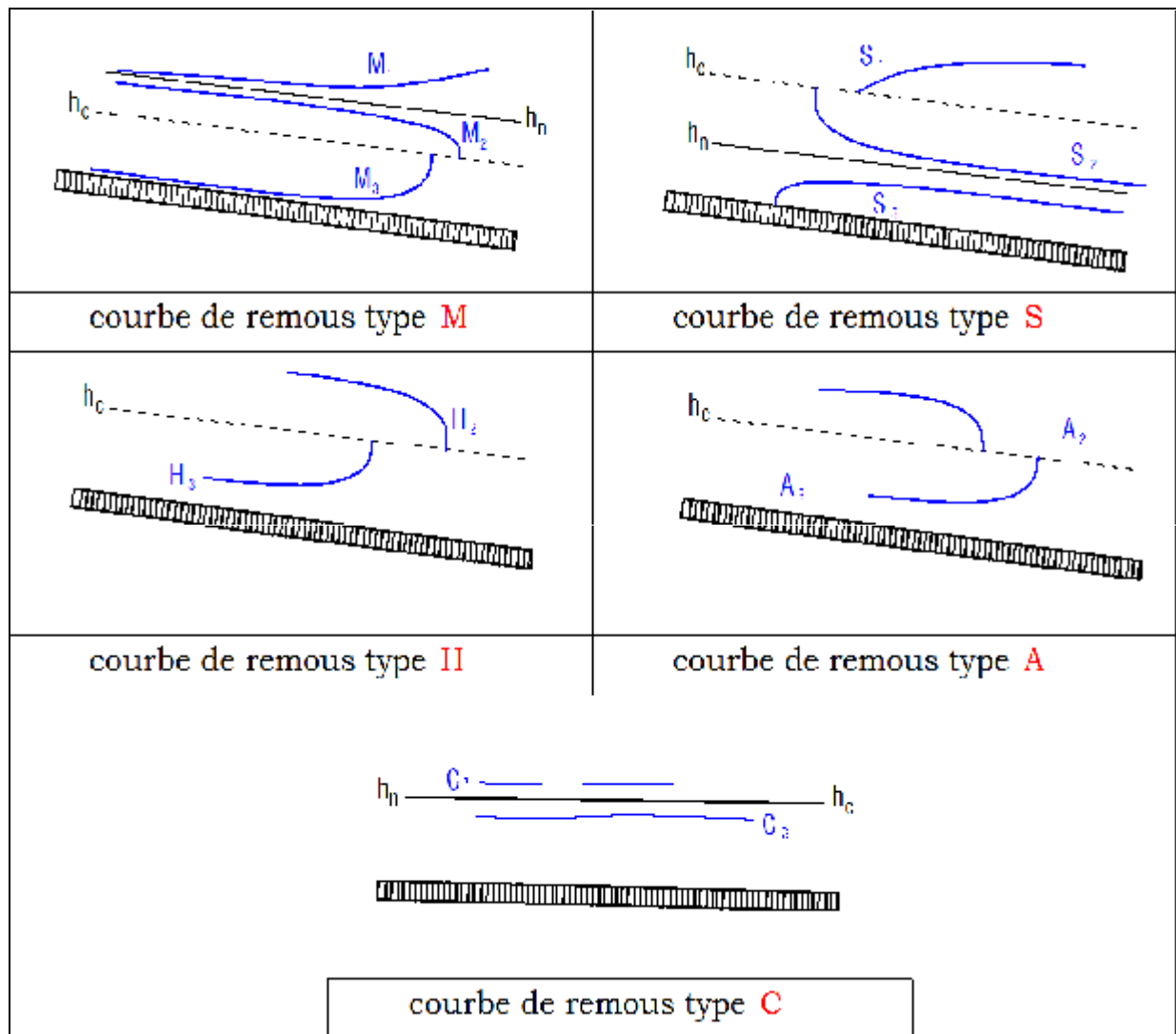


Figure IV.6 Différentes formes de courbes de remous

Tableau IV.02 Différentes formes de courbes de remous

Conditions	$(Kn/K) = (h_n/h)$	Signe de numérateur	$Fr = (hc/h_n)$	Signe de dénumérateur	Signe de dh/dx	Nom de la courbe
$i > 0$	< 1	+	< 1	+	+	M1

$i < i_c$	< 1	+	> 1	-	-	
$h_n > h_c$	> 1	-	< 1	+	-	M2
	> 1	-	> 1	-	+	M3
$i > 0$	< 1	+	< 1	+	+	S1
$i > i_c$	< 1	+	> 1	-	-	S2
$h < h_c$	> 1	-	> 1	-	+	S3
$i > 0$	< 1	+	< 1	+	+	C1
$i = i_c$	> 1	-	> 1	-	+	C3
$h_n = h_c$						
$i = 0$		-	< 1	+	-	H2
$h_n \rightarrow 0$		-	> 1	-	+	H3
$i < 0$		-	< 1	+	-	A2
$h_n \rightarrow 0$		-	> 1	-	+	A3

IV.4.3 Calcul de la surface d'eau

Pour le tracé de la surface d'eau, on doit passer par l'intégration de l'équation N° (IV-22). On peut distinguer pour cela 3 méthodes de calcul :

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

Dans notre cas, on utilise le logiciel **HEC-RAS VERSION 4.0** développé *US ARMY CORPS OF ENGINEERS*, en lui introduisant les données nécessaires à savoir:

- Les sections en travers de l'Oued
- Le débit maximum de crue
- La pente entre les sections
- Le coefficient de Manning

Ce logiciel permet ainsi le diagnostic des systèmes d'eaux pluviales et le dimensionnement de réseaux, tout en prenant en compte les phénomènes d'influence aval.

Les données d'entrées se caractérisent par leurs particularités du réseau (noeud, conduites, ...), les découpages en bassins versant (débit d'apport, ...) et par des données pluviométriques (hydrogrammes en régime transitoire, débit de projet en régime permanent).

Les résultats peuvent être exploités sous forme de tableaux (hauteur, vitesse, débits, volume, pour chaque ouvrage), par des résultats graphiques (vue en plan, profil en long) ou par une vision dynamique.

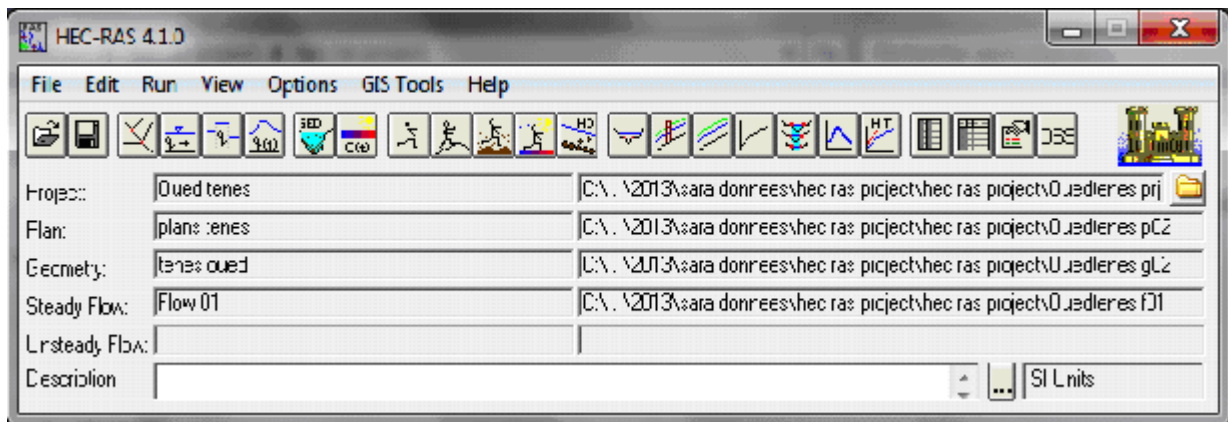


Figure IV.7 Fenêtre d'accueil du logiciel HEC-RAS

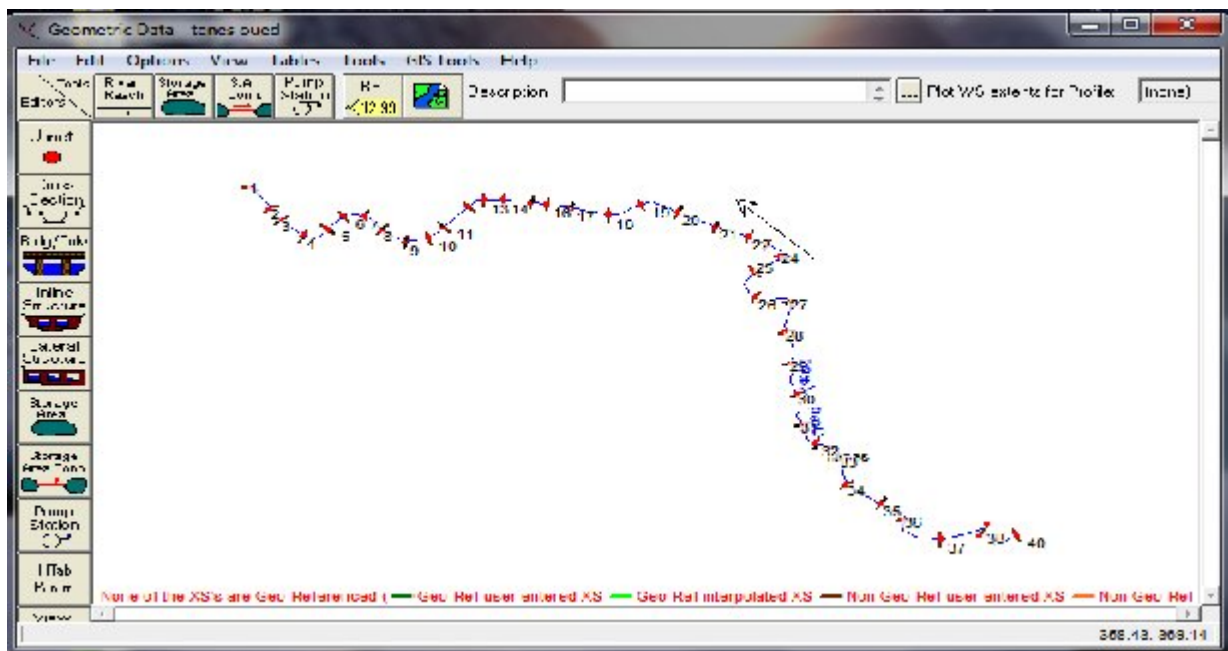


Figure IV.8 Définition du tracé de l'oued et des sections

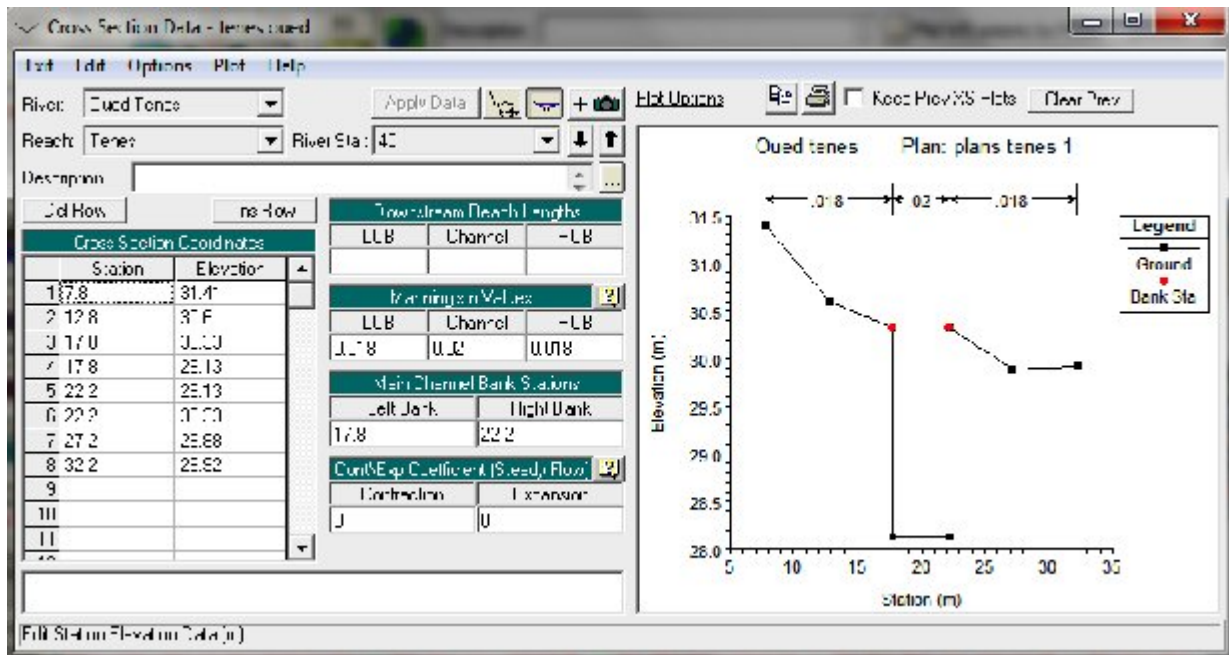


Figure IV.9 Sections en travers de l'Oued

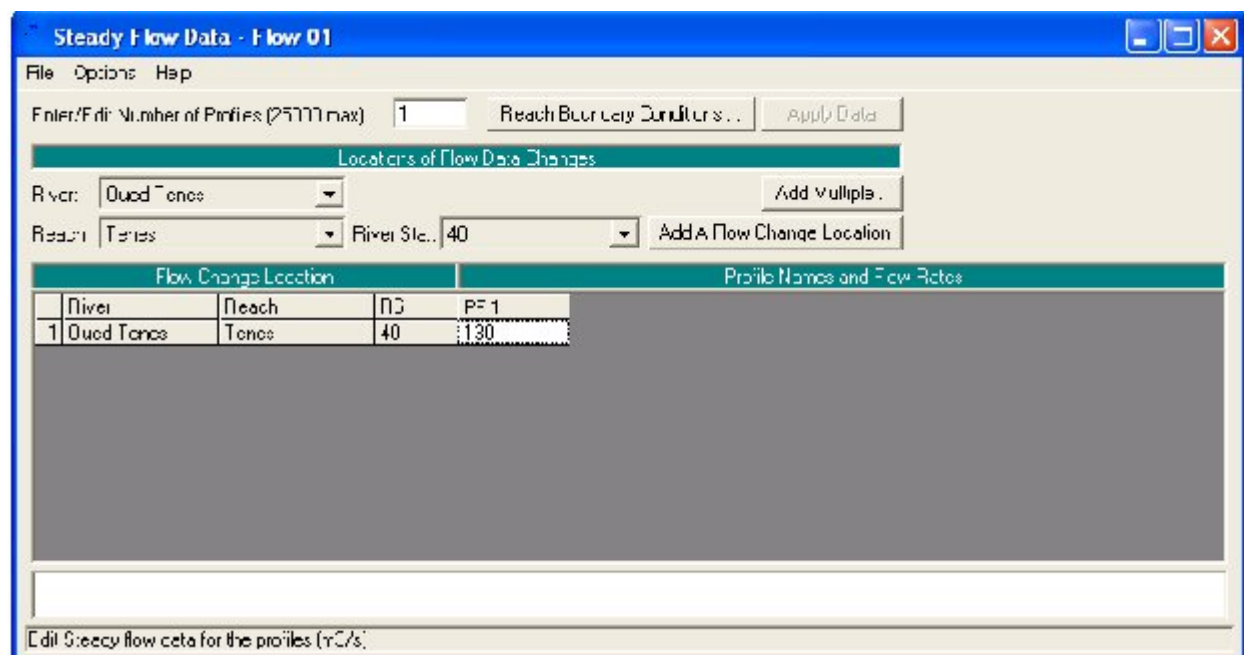


Figure IV.10 Définition de la crue et des conditions aux limites

IV.5 Calcul du ressaut

Le ressaut hydraulique c'est un phénomène de dissipation d'énergie, il est inversible, se produit si un écoulement passe brusquement du régime sur critique $F_r > 1$ (amont), au régime sous critique $F_r < 1$ (aval). Il se manifeste par une brusque surélévation (discontinue) du niveau d'eau ($h_2 - h_1$), sur une très courte distance. Il est accompagné par des mouvements très turbulents avec des instabilités à la surface. Le ressaut provoque une dissipation importante de l'énergie mécanique ($H_{RH} = H_{S2} - H_{S1}$), donc il se représente sous la forme d'une barre d'écume déferlant en rouleaux.

Les principales caractéristiques d'un ressaut sont les suivantes :

- Hauteurs conjuguée (h'' et h').
- Hauteur de ressaut ($h'' - h'$).

- La longueur approximative du ressaut (L_{RH}).

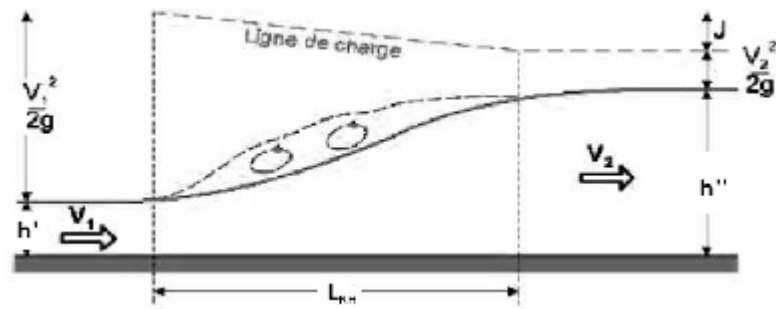


Figure IV.11 schéma d'un ressaut hydraulique

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

On peut avoir donc:

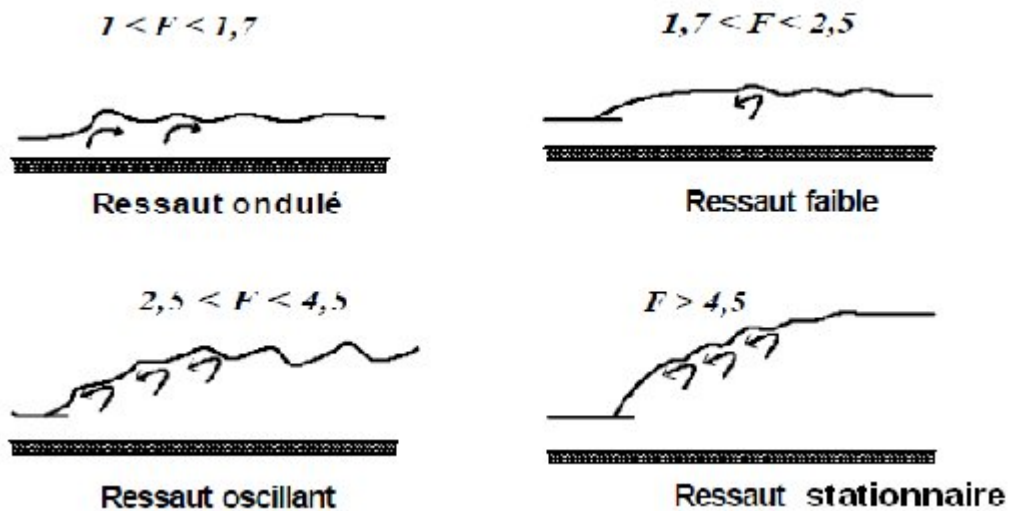


Figure IV.12 Typologie des ressauts

Tableau IV.03 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,

Si le nombre de FROUDE " Fr " est supérieur à 4,5; et suivant la vitesse d'écoulement, un bassin d'amortissement est projeté à fin de minimiser la longueur du ressaut, d'assurer une efficacité de contrôle et sans provoquer des effets indésirables dans le lit du canal. C'est seulement en réalisant ces objectifs que le potentiel d'énergie mécanique peut être contrôlé entièrement et économiquement, sans imposer de restriction sur l'écoulement à l'amont et à l'aval du dissipateur.

IV.6 Calcul avant l'aménagement du Bassin versant

Un jour du mois de novembre 2001 une pluie intense de 172mm enregistrée à la station de TENES s'est abattue sur la région provoquant ainsi une crue énorme et brutale crue qui a inondé presque tout le quartier du vieux de TENES. Les Autorités ont essayé de remédier à ce problème par la construction d'un canal en forme rectangulaire de largeur de 4.2m qui traverse la ville de TENES sur une longueur de 1.9Km, mais les inondations de 2012 ont confirmé que cette solution est encore insuffisante.

Pour déterminer la zone inondable pour le débit de projet, on a utilisé les résultats de simulation par le logiciel HEC-Ras.

Les résultats de la simulation par le logiciel HEC-Ras pour les quarante sections qui ont été prises en considération dans notre étude sont représentées dans la figure 12 et le tableau 4.

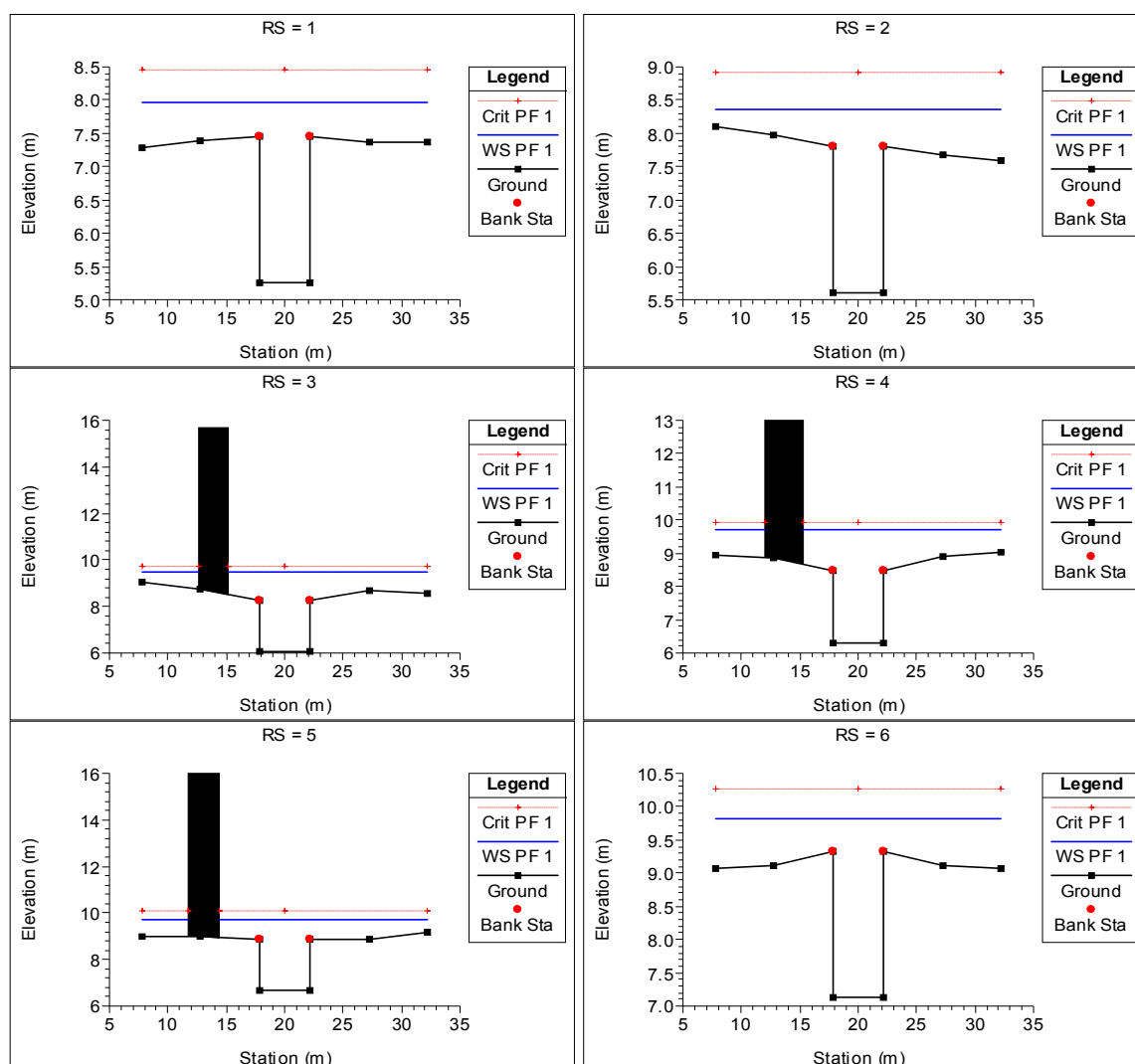


Figure IV.13 Sections en travers du canal et résultats de simulation.

W.S PF : Altitude du plan d'eau calculé

Crit PF : Altitude qui correspond à la hauteur critique

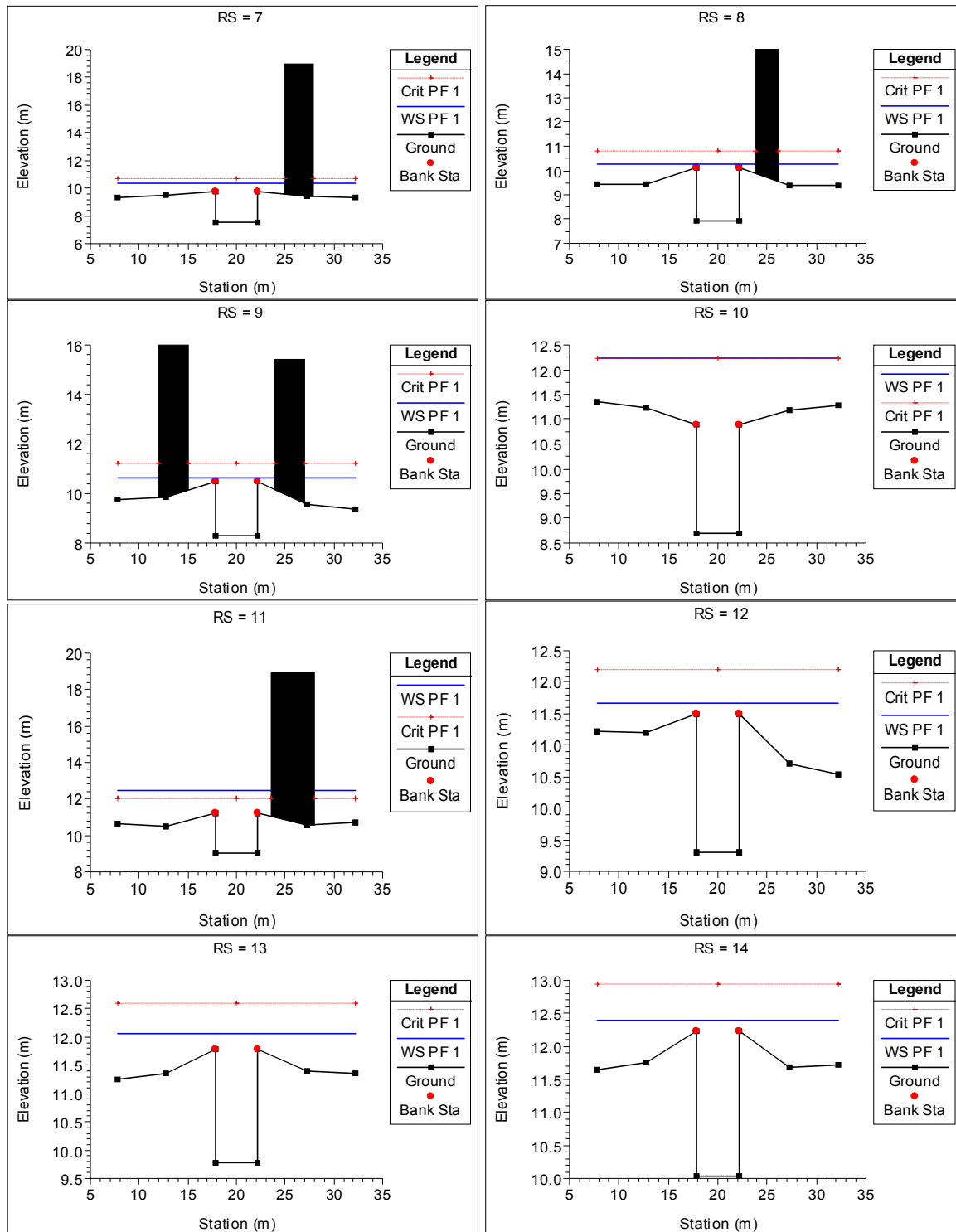


Figure IV.13 Sections en travers du canal et résultats de simulation (Suite).

W.S PF : Altitude du plan d'eau calculé

Crit PF : Altitude qui correspond à la hauteur critique

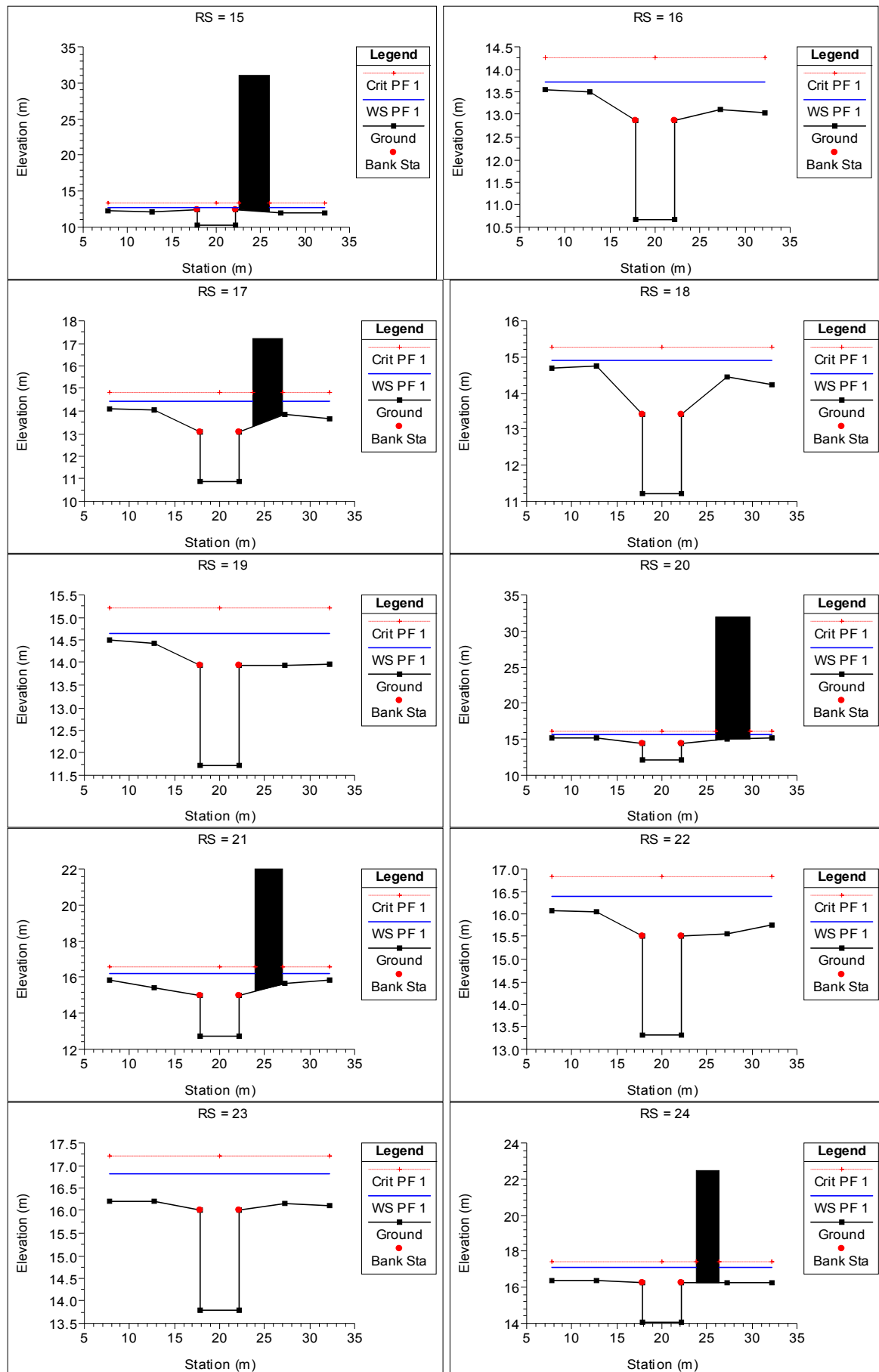


Figure IV.13 Sections en travers du canal et résultats de simulation (Suite).

W.S PF : Altitude du plan d'eau calculé

Crit PF : Altitude qui correspond à la hauteur critique

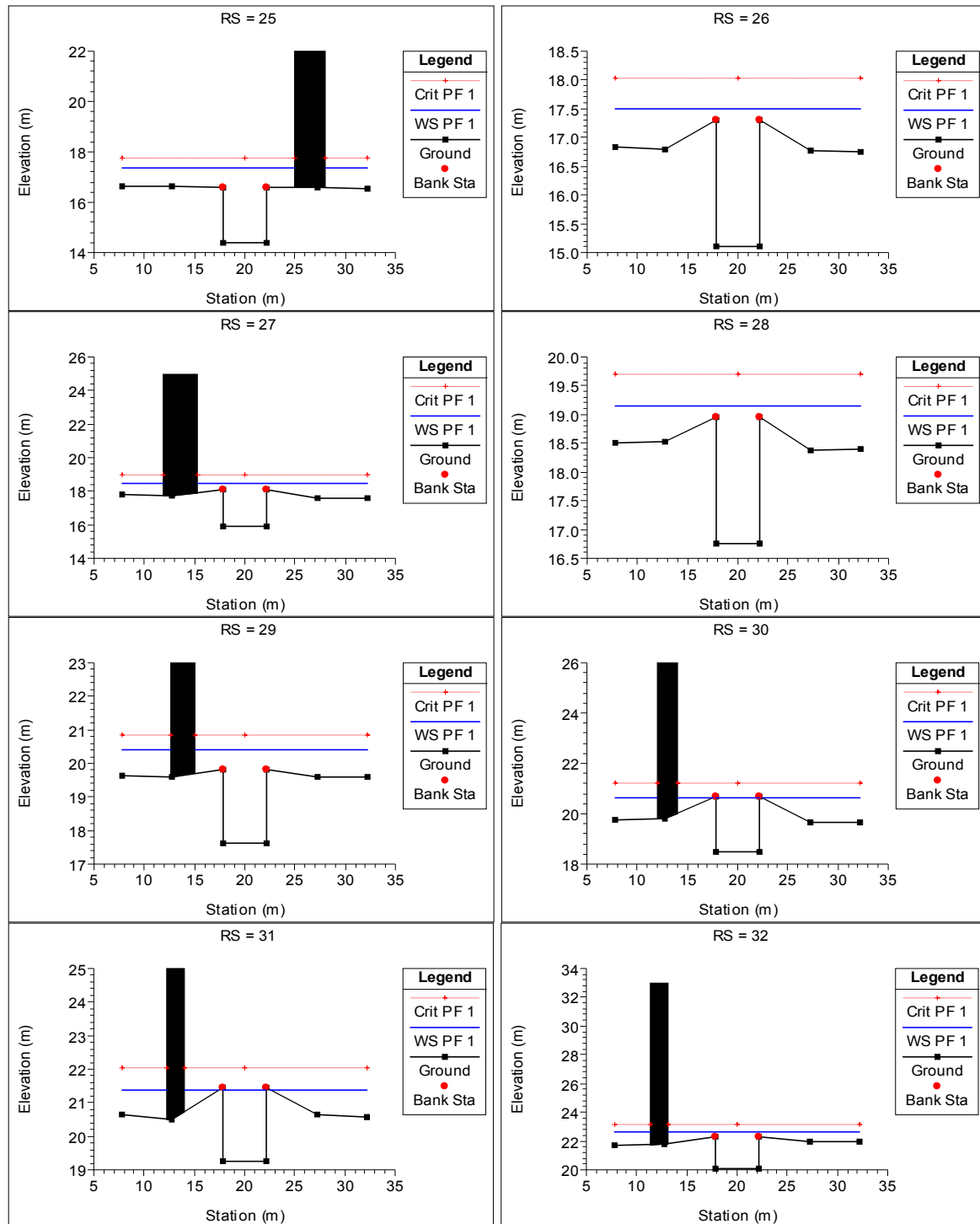


Figure IV.13 Sections en travers du canal et résultats de simulation (Suite).

W.S PF : Altitude du plan d'eau calculé

Crit PF : Altitude qui correspond à la hauteur critique

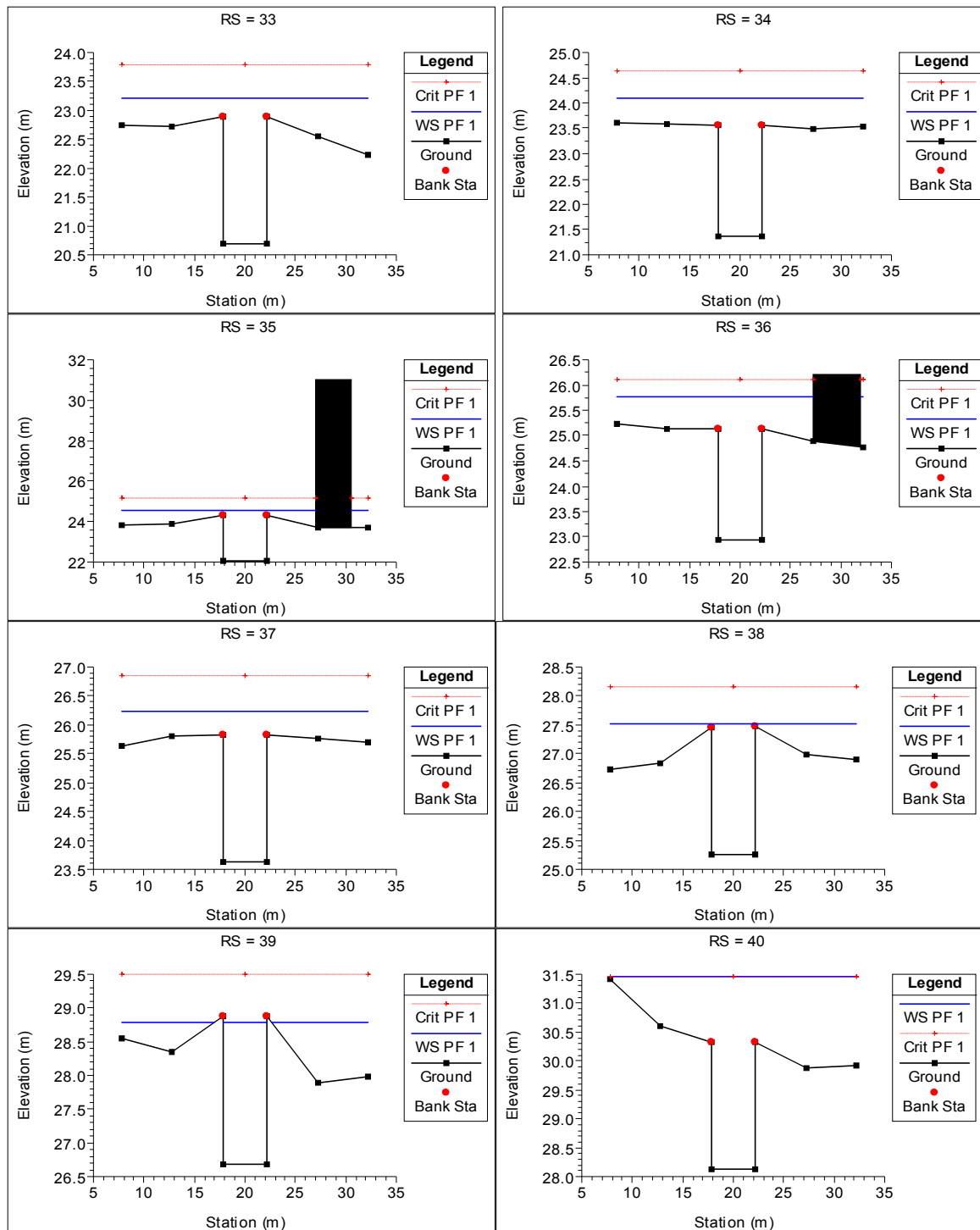


Figure IV.13 Sections en travers du canal et résultats de simulation (Suite et fin).

W.S PF : Altitude du plan d'eau calculé

Crit PF : Altitude qui correspond à la hauteur critique

Tableau IV.04 Paramètres hydrauliques de chaque des quarante sections.

Section	Q	Min Ch El	W.S. Elev	Crit W.S.	E.G. Elev	E.G. Slope	Vel Chnl	Flow Area	Top Width	Froude
	(m ³ /s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m ²)	(m)	
40(A1)	131	28.13	31.46	31.46	32.15	0.003	3.97	36.5	24.4	0.69
39(A3)		26.68	28.79	29.5	31.73	0.026	8.47	18.35	23.16	1.86
38(A6)		25.26	27.51	28.16	30.12	0.023	8.17	19.72	24.4	1.74
37(A9)		23.63	26.22	26.84	28.78	0.018	8	20.5	24.4	1.59
36(A11)		22.94	25.78	26.12	27.7	0.012	6.88	22.72	19.6	1.3
35(A13)		22.09	24.54	25.18	26.99	0.019	7.86	20.37	20.9	1.6
34(A15)		21.37	24.1	24.65	26.05	0.013	7.05	23	24.4	1.36
33(A18)		20.7	23.2	23.78	25.32	0.016	7.35	21.85	24.4	1.48
32(A21)		20.1	22.62	23.17	24.6	0.015	7.15	22.44	22.6	1.44
31(A23)		19.25	21.39	22.04	23.82	0.022	7.86	19.83	21.95	1.71
30(A25)		18.47	20.64	21.2	22.63	0.018	7.04	21.48	22.03	1.53
29(A27)		17.63	20.41	20.84	21.92	0.010	6.2	25.41	22	1.19
28(A29)		16.76	19.15	19.69	21.18	0.016	7.22	22	24.4	1.49
27(A32)		15.9	18.45	18.98	20.36	0.014	6.91	22.51	21	1.38
26(A37)		15.11	17.51	18.03	19.47	0.016	7.12	22.27	24.4	1.47
25(A40)		14.37	17.35	17.75	18.81	0.009	6.09	26.04	21.4	1.13
24(A44)		14.07	17.11	17.44	18.4	0.008	5.74	27.57	21.9	1.05
23(A46)		13.8	16.83	17.21	18.16	0.008	5.86	27.28	24.4	1.07
22(A48)		13.32	16.38	16.83	17.91	0.009	6.18	25.86	24.4	1.13
21(A50)		12.76	16.22	16.57	17.53	0.006	5.71	27.85	21.4	0.98
20(A52)		12.2	15.6	16.04	17.12	0.007	6.12	25.97	20.6	1.06
19(A54)		11.73	14.65	15.2	16.57	0.011	6.86	23.33	24.4	1.28
18(A56)		11.2	14.9	15.27	16.18	0.006	5.63	29.01	24.4	0.93
17(A58)		10.87	14.46	14.84	15.84	0.006	5.84	27.77	21.1	0.98
16(A60)		10.66	13.72	14.25	15.56	0.010	6.72	24.05	24.4	1.23
15(A62)		10.29	12.72	13.37	15.24	0.019	7.9	19.91	21	1.62
14(A65)		10.03	12.39	12.95	14.51	0.017	7.39	21.58	24.4	1.53
13(A68)		9.78	12.06	12.59	14.04	0.016	7.18	22.06	24.4	1.52
12(A70)		9.3	11.67	12.21	13.6	0.015	6.9	22.36	24.4	1.43
11(A74)		9.03	12.48	11.99	12.98	0.002	3.26	42.36	20	0.56
10(A78)		8.7	12.22	12.22	12.9	0.003	4.13	36.79	24.4	0.7
09(A80)		8.27	10.62	11.23	12.69	0.016	7.05	21.15	18.4	1.47
08(A82)		7.91	10.27	10.78	12.08	0.015	6.75	22.63	22.1	1.4
07(A85)		7.55	10.31	10.69	11.69	0.009	5.92	26.23	21.5	1.14
06(A88)		7.12	9.82	10.26	11.35	0.011	6.29	25.19	24.4	1.22
05(A90)		6.67	9.75	10.08	11.06	0.008	5.78	27.3	21.7	1.05
04(A92)		6.28	9.72	9.93	10.79	0.005	5.22	30.2	21.1	0.9
03(A94)		6.05	9.49	9.72	10.57	0.005	5.22	30.15	21.8	0.9
02(A97)		5.61	8.36	8.92	10.37	0.013	7.09	22.71	24.4	1.36
1(A102)		5.25	7.97	8.45	9.75	0.012	6.77	23.81	24.4	1.31

Min Ch. El : Altitude du radier du canal

Velchnl : Vitesse d'écoulement

W.S Elev : Altitude du plan d'eau calculé

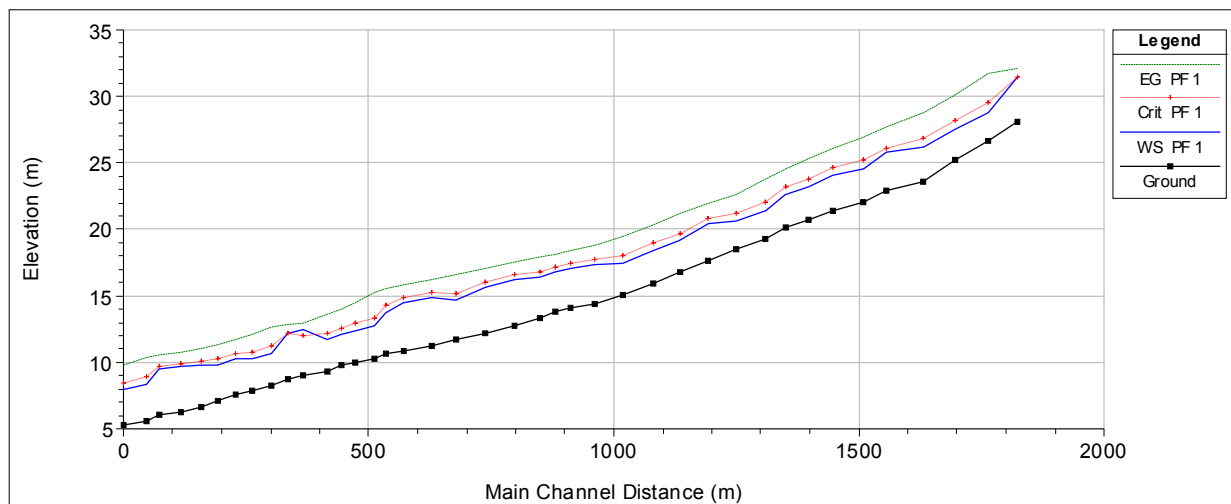
Flowarea : Section mouillée

Top Width : Largeur au miroir

E.G Elev : Altitudes de la ligne d'énergie

Froude # chl : Nombre de Froude

E.G slope : Pente de la ligne d'énergie

Crit W.S : Altitude qui correspond à la hauteur critique**Figure IV.13** Profil en long du canal

L'altitude du plan d'eau calculé par le logiciel HEC-Ras, nous a permis de déterminer la zone inondable (Cf. Planche N° 06).

A partir du tableau IV.04 on constate l'incapacité du canal à transiter le débit de projet. Pour faire face à ce problème, on propose trois solutions :

Variante 1 : On redimensionne le canal, tout en gardant la largeur du canal existant (4.2m).

Variante 2 : On redimensionne le canal, tout en gardant la hauteur du canal existant (2.2m).

Variante 3 : Intervenir au niveau des sous bassins par la réalisation des petites digues régulatrices, pour réduire le débit et d'étaler la crue.

IV.7 Calculs des aménagements**IV.7.1 Variante n°1**

Les différents aménagements projetés ont été décomposés en 5 tronçons, sous forme d'un canal rectangulaire dont la largeur moyenne fixe à **4.2m** et une longueur de 1900m (L=1,9km).

•Tronçon N°1 :A1-A9

Aménagement projeté: Canal en béton armé.

Section : Rectangulaire

Longueur : 207.24 m

Tableau IV.05 Calcul des paramètres optimums du collecteur A1 – A9

B (m)	H (m)	n	S (m ²)	P (m)	R (m)	C	I	Q (m ³ /s)
4.2	0.5	0.02	2.1	5.2	0.404	42.97	0.0118	6.230
4.2	1	0.02	4.2	6.2	0.677	46.85	0.0118	17.593
4.2	1.5	0.02	6.3	7.2	0.875	48.90	0.0118	31.302
4.2	2	0.02	8.4	8.2	1.024	50.20	0.0118	46.363
4.2	2.1	0.02	8.82	8.4	1.050	50.41	0.0118	49.489
4.2	2.4	0.02	10.08	9	1.120	50.96	0.0118	59.047
4.2	2.8	0.02	11.76	9.8	1.200	51.55	0.0118	72.133
4.2	3.2	0.02	13.44	10.6	1.268	52.02	0.0118	85.521
4.2	4.54	0.02	19.068	13.28	1.436	53.11	0.0118	131.828

D'après ces résultats on remarque que la hauteur qui correspond à un débit de **131m³/s** est de **H=4.54m** avec : **b = 4.2 m**.

Tableau IV.06 Calcul des paramètres hydrauliques du collecteur A1 –A9

L(m)	Hcr(m)	Hs(m)	V(m/s)	Fr	Régime
207.24	4.63	6.976	6.914	1.04	Torrentiel

• **Tronçon N°2 : A9-A41**

Aménagement projeté: Canal en béton armé.

Section : rectangulaire

Longueur : 645.4 m

Tableau IV.07 Calcul des paramètres optimums du collecteur P9 – P41

B (m)	H (m)	n	S (m ²)	P (m)	R (m)	C	I	Q (m ³ /s)
4.2	0.5	0.02	2.1	5.2	0.404	42.974	0.0143	6.858
4.2	1	0.02	4.2	6.2	0.677	46.851	0.0143	19.367
4.2	1.5	0.02	6.3	7.2	0.875	48.897	0.0143	34.459
4.2	2	0.02	8.4	8.2	1.024	50.202	0.0143	51.038
4.2	2.5	0.02	10.5	9.2	1.141	51.116	0.0143	68.567
4.2	3	0.02	12.6	10.2	1.235	51.796	0.0143	86.740
4.2	3.5	0.02	14.7	11.2	1.313	52.323	0.0143	105.373
4.2	4	0.02	16.8	12.2	1.377	52.744	0.0143	124.345
4.2	4.18	0.02	17.556	12.56	1.398	52.876	0.0143	131.241

D'après ces résultats on remarque que la hauteur qui correspond à un débit de **131m³/S** est **H=4.18m**.

Tableau IV.08 : Calcul des paramètres hydrauliques du collecteur A9 –P41

L(m)	Hcr(m)	Hs(m)	V (m/s)	Fr	Régime
645.4	4.63	7.04	7.476	1.167	Torrentiel

• **Tronçon N°3 : P41-P75**

Aménagement projeté : Canal en béton armé.

Section : rectangulaire

Longueur : 585.05 m

Tableau IV.09 Calcul des paramètres hydrauliques du collecteur A41–A75

B (m)	H (m)	n	S (m ²)	P (m)	R (m)	C	I	Q (m ³ /s)
4.2	1	0.02	4.2	6.2	0.677	46.858	0.0094	15.704
4.2	1.5	0.02	6.3	7.2	0.875	48.900	0.0094	27.939
4.2	2	0.02	8.4	8.2	1.024	50.201	0.0094	41.380
4.2	2.5	0.02	10.5	9.2	1.141	51.114	0.0094	55.589
4.2	3	0.02	12.6	10.2	1.235	51.792	0.0094	70.321
4.2	4	0.02	16.8	12.2	1.377	52.739	0.0094	100.804
4.2	4.2	0.02	17.64	12.6	1.400	52.884	0.0094	107.017
4.2	4.4	0.02	18.48	13	1.422	53.019	0.0094	113.260
4.2	4.97	0.02	20.874	14.14	1.476	53.353	0.0094	131.193

D'après ces résultats on remarque que la hauteur qui correspond à un débit de **131m³/S** est de **H=4.97m**.

Tableau IV.10 Calcul des paramètres optimums du collecteur A41-A75

L (m)	Hcr (m)	Hs(m)	V (m/s)	Fr	Régime
585.05	4.63	6.21	6.285	0.9	Fluvial

• **Tronçon N°4 : A75 – A90 :**

Aménagement projeté: Canal en béton armé.

Section : Rectangulaire.

Longueur : 215 m

Tableau IV.11 Calcul des paramètres optimums du collecteur A75- A90

B (m)	H (m)	n	S (m ²)	P (m)	R (m)	C	I	Q (m ³ /s)
4.2	0.5	0.02	2.1	5.2	0.404	42.987	0.0103	5.822
4.2	1	0.02	4.2	6.2	0.677	46.858	0.0103	16.439
4.2	2	0.02	8.4	8.2	1.024	50.201	0.0103	43.316
4.2	2.5	0.02	10.5	9.2	1.141	51.114	0.0103	58.190
4.2	3	0.02	12.6	10.2	1.235	51.792	0.0103	73.610
4.2	4	0.02	16.8	12.2	1.377	52.739	0.0103	105.519
4.2	4.5	0.02	18.9	13.2	1.432	53.082	0.0103	121.836
4.2	4.6	0.02	19.32	13.4	1.442	53.144	0.0103	125.121
4.2	4.78	0.02	20.076	13.76	1.459	53.249	0.0103	131.050

D'après ces résultats on remarque que la hauteur qui correspond à un débit de **131m³/s** est **H=4.78m**.

Tableau IV.12 Calcul des paramètres hydrauliques du collecteur A75–A90

L(m)	Hcr(m)	Hs(m)	V(m/s)	Fr	Régime
215	4.63	6.37	6.52	0.953	Fluvial

• **Tronçon N°5: A90 – A102 :**

Aménagement projeté: Canal en béton armé.

Section : Rectangulaire.

Longueur : 150 m.

Tableau IV.13 Calcul des paramètres hydrauliques du collecteur A90–A102

B (m)	H (m)	n	S (m ²)	P (m)	R (m)	C	I	Q (m ³ /s)
4.2	1	0.02	4.2	6.2	0.677	46.858	0.0094	15.704
4.2	1.5	0.02	6.3	7.2	0.875	48.900	0.0094	27.939
4.2	2	0.02	8.4	8.2	1.024	50.201	0.0094	41.380
4.2	2.5	0.02	10.5	9.2	1.141	51.114	0.0094	55.589
4.2	3	0.02	12.6	10.2	1.235	51.792	0.0094	70.321
4.2	3.5	0.02	14.7	11.2	1.313	52.318	0.0094	85.425
4.2	4	0.02	16.8	12.2	1.377	52.739	0.0094	100.804
4.2	4.5	0.02	18.9	13.2	1.432	53.082	0.0094	116.391
4.2	4.97	0.02	20.874	14.14	1.476	53.353	0.0094	131.193

D'après ces résultats on remarque que la hauteur qui correspond à un débit de **131m³/S** est **H4.97=m**.

Tableau IV.14 Calcul des paramètres hydrauliques du collecteur A90 –A102

L(m)	Hcr(m)	Hs(m)	V(m/s)	Fr	Régime
154.71	4.63	6.21	6.285	0.900	Fluvial

IV.7.2 Variante n°2

Cette fois les différents aménagements projetés ont été décomposés en 5 tronçons, sous forme d'un canal rectangulaire, dont la hauteur est fixé à 2.2m et une longueur de 1900m (L=1,9km).

- **Tronçon N°1 :A1-A9**

Aménagement projeté: Canal en béton armé.

Section : rectangulaire

Longueur : 207.24 m

Tableau IV.15 Calcul des paramètres optimums du collecteur A1–A9

B (m)	H (m)	n	S (m ²)	P (m)	R (m)	C	I	Q (m ³ /s)
2	2.2	0.02	4.4	6.4	0.69	46.97	0.0118	18.616
2.2	2.2	0.02	4.84	6.6	0.73	47.48	0.0118	21.378
4	2.2	0.02	8.8	8.4	1.05	50.39	0.0118	49.302
4.5	2.2	0.02	9.9	8.9	1.11	50.90	0.0118	57.727
6	2.2	0.02	13.2	10.4	1.27	52.03	0.0118	84.045
7	2.2	0.02	15.4	11.4	1.35	52.57	0.0118	102.214
8.55	2.2	0.02	18.81	12.95	1.45	53.21	0.0118	131.033

D'après ces résultats on remarque que la largeur qui correspond à un débit de **131m³/s** est de **b=8.55m** avec : **H= 2.2m**.

Tableau IV.16 Calcul des paramètres hydrauliques du collecteur A1 –A9

L(m)	Hcr(m)	Hs(m)	V(m/s)	Fr	Régime
207.24	2.88	4.67	6.97	1.50	Torrentiel

- **Tronçon N°2 : P9-P41**

Aménagement projeté: Canal en béton armé.

Section : rectangulaire

Longueur : 645.4 m

Tableau IV.17 : Calcul des paramètres optimums du collecteur A9– A41

B (m)	H (m)	n	S (m ²)	P (m)	R (m)	C	I	Q (m ³ /s)
2	2.2	0.02	4.4	6.4	0.69	46.97	0.0143	20.493
3	2.2	0.02	6.6	7.4	0.89	49.06	0.0143	36.564
3.5	2.2	0.02	7.7	7.9	0.97	49.79	0.0143	45.259
4	2.2	0.02	8.8	8.4	1.05	50.39	0.0143	54.274
4.5	2.2	0.02	9.9	8.9	1.11	50.90	0.0143	63.548
5	2.2	0.02	11	9.4	1.17	51.33	0.0143	73.037
5.5	2.2	0.02	12.1	9.9	1.22	51.70	0.0143	82.703
7	2.2	0.02	15.4	11.4	1.35	52.57	0.0143	112.522
7.91	2.2	0.02	17.402	12.31	1.41	52.97	0.0143	131.058

D'après ces résultats on remarque que la hauteur qui correspond à un débit de **131m³/S** est **b=7.91m**.

Tableau IV.18 Calcul des paramètres hydrauliques du collecteur A9 –A41

L	Hcr	Hs	V	Fr	Régime
207.24	2.88	4.67	6.97	1.50	Torrentiel

• **Tronçon N°3 : A41-A75**

Aménagement projeté : Canal en béton armé.

Section : rectangulaire

Longueur : 585.05 m

Tableau IV.19 Calcul des paramètres hydrauliques du collecteur P41–P75

B (m)	H (m)	n	S (m ²)	P (m)	R (m)	C	I	Q (m ³ /s)
2	2.2	0.02	4.4	6.4	0.69	46.97	0.0094	16.6151
2.5	2.2	0.02	5.5	6.9	0.80	48.15	0.0094	22.9213
3	2.2	0.02	6.6	7.4	0.89	49.06	0.0094	29.6451
3.5	2.2	0.02	7.7	7.9	0.97	49.79	0.0094	36.6945
4	2.2	0.02	8.8	8.4	1.05	50.39	0.0094	44.0033
5	2.2	0.02	11	9.4	1.17	51.33	0.0094	59.2157
6	2.2	0.02	13.2	10.4	1.27	52.03	0.0094	75.0127
7	2.2	0.02	15.4	11.4	1.35	52.57	0.0094	91.2288
9.4	2.2	0.02	20.68	13.8	1.50	53.49	0.0094	131.2801

D'après ces résultats on remarque que la hauteur qui correspond à un débit de **131m³/S** est de **b=9.4m**.

Tableau IV.20 Calcul des paramètres optimums du collecteur P41-P75

L	Hc	Hs	V	Fr	régime
645.4	3.13	10.80	7.531	1.621	Torrentiel

• **Tronçon N°4 : A75 – A90 :**

Aménagement projeté: Canal en béton armé.
Section : Rectangulaire.
Longueur : 215 m

Tableau IV.21 Calcul des paramètres optimums du collecteur A75- A90

B (m)	H (m)	n	S (m ²)	P (m)	R (m)	C	I	Q (m ³ /s)
2	2.2	0.02	4.4	6.4	0.69	46.97	0.0103	17.392
3	2.2	0.02	6.6	7.4	0.89	49.06	0.0103	31.032
3.5	2.2	0.02	7.7	7.9	0.97	49.79	0.0103	38.411
4	2.2	0.02	8.8	8.4	1.05	50.39	0.0103	46.062
5	2.2	0.02	11	9.4	1.17	51.33	0.0103	61.986
6	2.2	0.02	13.2	10.4	1.27	52.03	0.0103	78.522
7	2.2	0.02	15.4	11.4	1.35	52.57	0.0103	95.496
8	2.2	0.02	17.6	12.4	1.42	53.01	0.0103	112.796
9.06	2.2	0.02	19.932	13.46	1.48	53.38	0.0103	131.404

D'après ces résultats on remarque que la hauteur qui correspond à un débit de **131m³/S** est **b=9.06m**.

Tableau IV.22 Calcul des paramètres hydrauliques du collecteur A75–A90

L	Hc	Hs	V	Fr	Régime
585.05	2.71	11.45	6.348	1.366	Torrentiel

• **Tronçon N°5: A90 – A102 :**

Aménagement projeté: Canal en béton armé.
Section : Rectangulaire.
Longueur : 150 m.

Tableau IV.23 Calcul des paramètres hydrauliques du collecteur A90–A102

B (m)	H (m)	n	S (m ²)	P (m)	R (m)	C	I	Q (m ³ /s)
2	2.2	0.02	4.4	6.4	0.69	46.97	0.0094	16.615
2.5	2.2	0.02	5.5	6.9	0.80	48.15	0.0094	22.921
3	2.2	0.02	6.6	7.4	0.89	49.06	0.0094	29.645
3.5	2.2	0.02	7.7	7.9	0.97	49.79	0.0094	36.694
4	2.2	0.02	8.8	8.4	1.05	50.39	0.0094	44.003
5	2.2	0.02	11	9.4	1.17	51.33	0.0094	59.216
6	2.2	0.02	13.2	10.4	1.27	52.03	0.0094	75.013
8	2.2	0.02	17.6	12.4	1.42	53.01	0.0094	107.756
9.39	2.2	0.02	20.658	13.79	1.50	53.48	0.0094	131.111

D'après ces résultats on remarque que la hauteur qui correspond à un débit de **131m³/S** est **B=9.39m**.

Tableau IV.24 Calcul des paramètres hydrauliques du collecteur P90 –P102

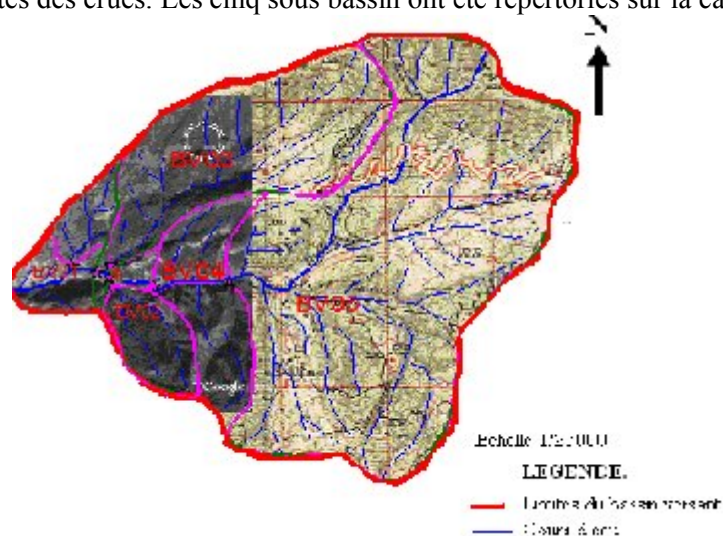
L	Hc	Hs	V	Fr	Régime
215	3.12	11.27	6.593	1.419	Torrentiel

IV.7.3 Variante n°3

L'une des solutions proposées, est l'intervention au niveau des sous bassins par la réalisation des petites digues régulatrices, pour réduire le débit et d'étaler la crue.

IV.7.3.1 Choix du site des deux digues :

Les sites névralgiques critiques frappés par les inondations des fortes crues, situés à l'entrée du centre urbain, ont été répertoriés généralement à la confluence de cours d'eau principale du bassin. Il s'agit, en effet, des exutoires, au nombre de cinq (BV01, BV02, BV03, BV04 et BV05), représentant les entrées pénétrantes des crues. Les cinq sous bassin ont été répertoriés sur la carte comme suit :

**Figure IV.14** Carte de situation du Bassin et Sous Bassins Versants de l'Oued Baar

Afin de pouvoir affiner l'étude des crues du bassin au sein des zones urbaines du TENES, On a analysé le débit de pointe de projet en chaque site susceptible d'être névralgique le long des cours d'eau. A juste titre, il est établi les paramètres physiques du bassin au site bassin qui domine le centre urbain. Les caractéristiques géomorphométriques des cinq sous bassins versants de l'Oued Baar sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau IV.25 Récapitulatif des caractéristiques géomorphométriques des cinq sous bassins versants

Désignation	Symbole	Unités	SB 2	SB 3	SB 4	SB 5
Coordonnées	X	m	377,41	377,40	377,81	378,53
	Y	m	358,10	358,32	358,09	358,14
Superficie	S	km ²	0,72	3,23	10,63	9,20
Périmètre	P	km	3,45	8,13	14,76	14,28
Longueur du thalweg	L	km	1,46	3,66	5,10	4,33
Altitude Maximale	H _{max}	m	279	433	616	616
Altitude Moyenne	H _{moy}	m	155,93	235,99	338,1	348,6
Temps de concentration	T _c	h	0,43	0,78	1,07	0,98

Pour l'implantation des deux déversoirs on a opté pour les sous bassins 03 et 05.

IV.7.3.2 Débits maxima annuels fréquentsiels de projet

a- Formules empiriques et semi empiriques

Tableau IV.26 débits maxima annuels fréquentsiels de projet

Sites névralgiques de Ténès	Débits de pointe Fréquentsiels m3/s							Surface Bassin
Période de retour	2	5	10	20	50	100	1000	Km ²
BV02	1,1	2,2	3,4	4,5	5,7	6,9	9,8	0,7
BV03	3,1	6,1	9,5	12,4	16,2	19,5	28,1	3,2
BV04	7,7	15,5	24,3	31,9	41,8	50,6	73,4	10,6
BV05	7,1	14,3	22,5	29,6	38,6	46,8	67,7	9,2

b- Méthode analogique :

Dans ce cas, nous optons pour la méthode analogique, à l'aide de la relation suivante, pour tirer les débits de chaque sous bassin versant à partir de la débit total de projet qu'est 131m³/s.

$$Q_{BV} \times S_T = Q_{sbv} \times S_{sbv} \dots\dots\dots (IV-46)$$

$$Q_{sbv3} = 26.23 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{sbv5} = 75.42 \text{ m}^3/\text{s}.$$

Les hydrogrammes de crues de 100ans des deux sous bassins sont donnés dans la figure suivante :

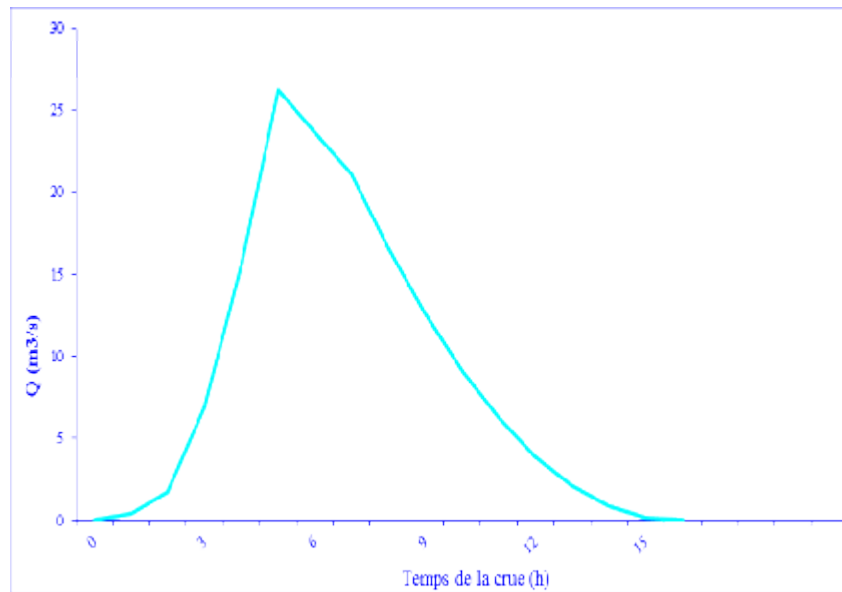


Figure IV.15 Hydrogramme de la crue centennale du sous bassin 03

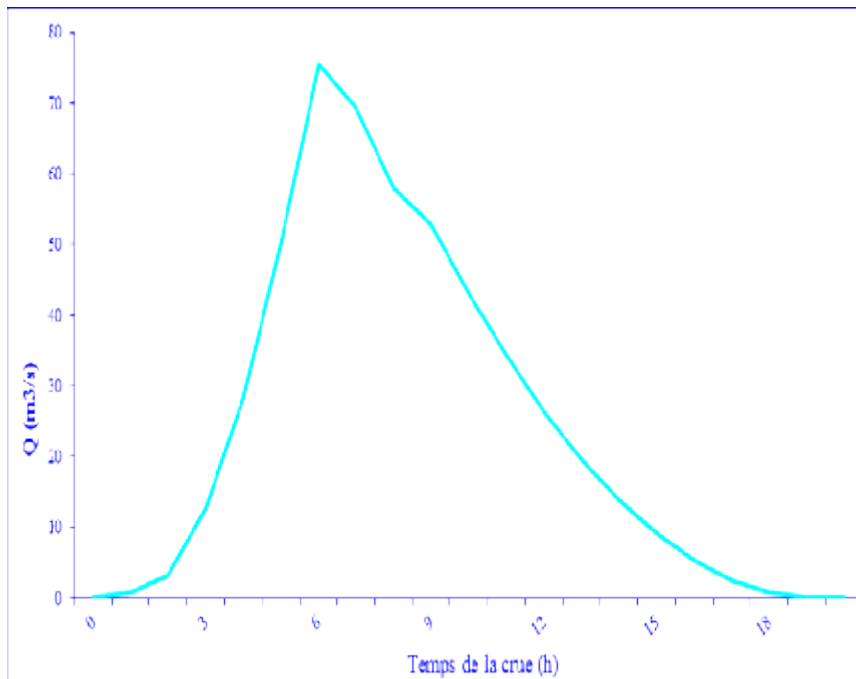


Figure IV.16 Hydrogramme de la crue centennale du sous bassin 05

Conclusion :

Dans ce chapitre on a déterminé la zone inondable pour le débit de projet. Trois variantes ont été proposées pour la protection de la ville de TENES contre les inondations.

Variante 1 : On redimensionne le canal, tout en gardant la largeur du canal existant (4.2m).

La vitesse maximale dans l'ouvrage est de 7.47m/s ce qui est raisonnable, d'autant plus que la vitesse moyenne est de 6.69m/s. Le nombre de Froude maximum est de 1.16 donc aucun bassin de dissipation

ne sera projeté. La moyenne est de 0.99. Le risque ici, était d'avoir un passage du nombre de Froude à une valeur inférieure à 0,9, qui signifiait un passage en régime parfaitement fluvial.

Variante 2 : On redimensionne le canal, tout en gardant la hauteur du canal existant (2.2m).

La vitesse maximum dans l'ouvrage est de 4.84m/s ce qui est raisonnable, d'autant plus que la vitesse moyenne est de 4.2 ± 0.6 m/s.

Le nombre de Froude maximum est de 1.62 donc aucun bassin de dissipation ne sera projeté. La moyenne est de 1.18. Le régime est toujours torrentiel donc il n'y a pas un risque de passage en régime fluvial.

Variante 3 : Intervenir au niveau des sous bassins par la réalisation des petites digues régulatrices, pour réduire le débit et d'étaler la crue. Les deux digues seront projetées dans les sous bassin 3 avec un débit de 26.23 m³/s et sous bassin 05 avec un débit de 75.42 m³/s.

Chapitre V : Protection contre les inondations

Le but de ce chapitre est de traiter la troisième variante pour lutter contre les inondations au niveau de la ville de TENES. C'est le Ralentissement Dynamique des Inondations qui est un concept nouveau utilisé dans certains pays comme la Belgique, les Etats-Unis, les Pays bas. Il a été récemment développé par le CEMAGREF traduisant par l'élaboration d'ouvrages et d'aménagements à l'échelle du bassin versant ayant pour but de retenir l'eau des précipitations sur les versants, de diminuer autant que possible la vitesse d'écoulement des eaux lors d'événements pluvieux de forte importance, ainsi que de favoriser la connexion avec les annexes fluviales et le lit majeur en général, pour amortir le pic de crue, en agissant sur le bassin versant et sur le lit majeur dans son ensemble, par la réalisation d'ouvrages diffus et de petite taille le plus en amont possible. Dans notre variante on a opté pour deux digues, au niveau des sous bassins 3 et 5.

Le traitement de la problématique des inondations au niveau du bassin versant d'Oued Baar a été réalisé en deux opérations:

- Construction d'un canal de (2x2.2) m pour faire transiter les 30m³/s générés par la crue cinquantenaire.

- Après les inondations de 2001, une autre variante a été proposée et a fait l'objet d'étude, elle consistait à un élargissement de la section du canal à (4x2.2) m et la réalisation d'un ensemble d'ouvrages de rétention dans l'entrée du canal.

Mais ces opérations se sont avérées incapables pour prémunir la ville contre les inondations, la crue de 2012 est un exemple éloquent. En effet, ces inondations d'une ampleur du jamais vu dans la région (selon les riverains) ont causé des dégâts exceptionnellement importants. Ce constat nous amène à dire que le traitement du problème doit se faire à l'échelle du bassin versant. A cela nous proposons la solution de «Ralentissement Dynamique des Inondations» (CEMAGREF, 2004).

V.1 Dimensionnement des Seuils**V.1.1 Seuil N°01 sur le sous bassin N°03 : Oued Boufessoussa**

Pour mieux estimer la capacité de cette digue le volume des travaux et la réduction de la surface d'inondation, on a établi les courbes caractéristiques de ce site. Pour ce la on a utilisé une carte topographique, Echelle 1/1000^{ème}, On estime les surfaces susceptibles d'être inondées en fonction de la hauteur de la digue par le logiciel HEC-Ras et en utilisant l'hydrogramme de projet total et celle de sous bassin versant n°03. Par la méthode des trapèzes, on peut estimer les volumes cumulés en fonction de la hauteur. Pour que la ville de TENES soit complètement protégée (surface inondée égale à zéro) il faut que la hauteur de la digue soit égale à H=5.7m. Les coordonnées des courbes «Hauteurs – Capacités - Surfaces» sont données dans le tableau V.1.

Tableau V.1 Coordonnées des courbes «Hauteurs - Capacités - Surfaces»

Hauteur (m)	Côte (m)	Surface (m ²)	Volume cumulé (m ³)
0.0	62.3	0.0	0.0
0.7	63.0	206.76	16.82
1.5	63.8	308.88	76.49
2.3	64.6	481.81	251.69
3.0	65.3	658.17	521.58
3.6	65.9	837.95	886.15
4.2	66.5	1021.15	1345.41
4.8	67.1	1207.77	1899.35
5.4	67.7	1397.81	2547.98
5.9	68.2	1591.28	3291.29
6.3	68.6	1788.17	4129.29
6.8	69.1	1988.47	5061.97
7.2	69.5	2192.2	6089.34
7.5	69.8	2399.36	7211.39
7.8	70.1	2609.93	8428.13
8.1	70.4	2823.93	9739.55
8.3	70.6	3041.35	11145.66

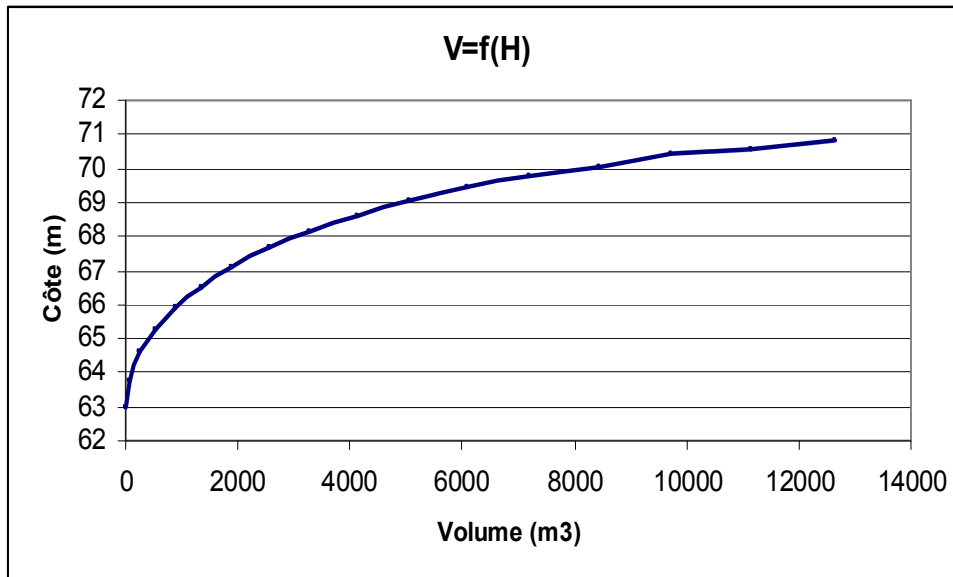


Figure V.1 Variation des volumes stockés en fonction de l'élévation du plan d'eau.

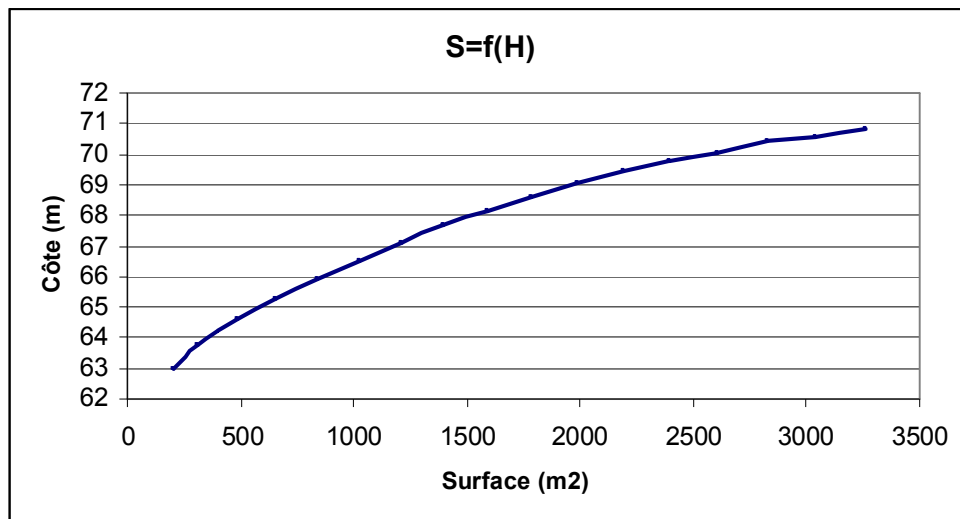


Figure V.2 Variation de la surface inondée en fonction de l'élévation du plan d'eau

V.1.1.2 Estimation du volume des sédiments

En considérant les forces de production des sédiments dans les deux sous bassins en matière en suspensions et charriage, et tenus compte des différentes estimations du taux d'abrasion du bassin étudié, la valeur annuelle, admise pour évaluer les transports solides de la région, serait comprise entre 100 et 130 T/km². Ainsi, de manière grossière en retenant les estimations empiriques basées sur l'observation locale. La valeur moyenne annuelle de taux d'abrasion est estimée à 115 T/Km²/an. Le charriage est estimé de 15 à 20% de matières en suspension.

Le volume des sédiments est déterminé par la formule suivante :

$$V_s = \frac{E_s \cdot T}{\gamma_s} S \dots\dots\dots (V.01)$$

E_s : Taux d'abrasion, il est de 115 t/Km²/an.

S : Surface du bassin versant (3.20Km²).

γ_s : Masse volumique de la vase $\gamma_s = 1,35 \text{ t/m}^3$.

A.N : $V_s = 273 \text{ m}^3/\text{an}$.

V.1.1.3 Estimation du volume mort

Pour notre cas, on a estimé que les apports solides ne seront pas déposés mais évacués pendant la crue par des vidanges de fond et ne reste qu'une faible quantité supposée équivalente à une hauteur de 0.6 m.

V.3 V.1.1.4 Estimation du volume de la Retenue

On estime les surfaces susceptibles d'être inondées en fonction de la hauteur de la digue par le logiciel HEC-Ras et en utilisant l'hydrogramme de projet total et celle de sous bassin versant n°03. Par la méthode des trapèzes, on peut estimer les volumes cumulés en fonction de la hauteur. Pour que la ville de TENES soit complètement protégée (surface inondée égale à zéro) il faut que la hauteur de la digue soit égale à H=5.7m. Le calcul de volume est déterminé à partir du plan de situation topographique; échelle : 1/1000^{ème}.

V.1.1.5 Côtes Caractéristiques

a. Côte du fond du lit (CFL)

V.4

Cette cote représente le point le plus bas sur l'axe de barrage situé sur le cour d'eau d'après la courbe topographique cette cote est égale à 62.3m.

b. Cote de la base du barrage (CBB)

La cote de la base du barrage est égale à la cote du fond diminuée de la profondeur d'excavation pour atteindre la bonne fondation, pour notre cas et d'après les données géologiques on prévoit une excavation **Hex=1.2m**. Donc : **CBB=CFL- Hex=61.1m**

c. Cote du volume mort (CVM)

$$CVM=CFL+H_m=62.3+0.5=62.80m$$

d. Cote du niveau normal (CNN)

$$CNN=CFL+H_m+H_{NNR}=62.30m +5.7=68.00m$$

V.5**V.6****V.1.1.6 Laminage de crue**

Le but de ce calcul est de déterminer par la hauteur déversante et le débit laminé. La crue de projet adoptée, est la crue centennale tirée à partir du rapport hydrologique. Le débit de projet est estimé d'après la formule de Kotcherine :

La méthode de KOTCHERINE est un procédé grapho-analytique qui se base sur les principes suivants :

1. Hydrogramme de crue est considéré comme un triangle ou un trapèze,
2. Débits transitant par l'évacuateur de crue se déversent selon une fonction linéaire,
3. Laminage commence avec le remplissage de la cuvette au niveau normal de la retenue (NNR).
4. Pertes par infiltration et évaporation sont considérées comme nulles au moment de la crue.

Le débit de projet est estimé d'après la formule :

$$Q_p = \frac{Q_{\max}}{f} \left(1 - \frac{V_e}{V_c} \right) \dots\dots\dots(V.02)$$

Avec :

- Q_p** : Débit de crue du projet ;
f : Coefficient de forme de l'hydrogramme de crue (f = 1,2) ;
V_e : Valeur laminée de la crue ;
V_c : Volume de crue ;

La longueur déversante est déterminée par la relation suivante :

$$L_d = \frac{Q_p}{\sqrt{2gH^{3/2}}} \dots\dots\dots(V.03)$$

Où :

- L_d** : Longueur déversante en (m) ;
μ : Coefficient de débit pris égal à 0,48 (Profil Creager) ;
H_d : Charge sur le seuil (m) ;

Tableau V.2 Détermination de H_d et Q en fonction de b

Hauteur	Vitesse	Hauteur totale	Debit m^3/s					
m	m/s	m	10	15	18	20	22	25
0.1	0.69	0.12	0.9	1.4	1.7	1.9	2.1	2.4
0.2	0.97	0.25	2.7	2.1	4.8	5.4	5.9	6.7
0.3	1.19	0.37	4.9	3.9	8.9	9.9	10.8	12.3
0.4	1.37	0.50	7.6	6.1	13.6	15.2	16.7	19.0
0.5	1.53	0.62	10.6	8.5	19.1	21.2	23.3	26.5
0.6	1.68	0.74	13.9	11.1	25.1	27.9	30.6	34.8
0.7	1.82	0.87	17.6	14.0	31.6	35.1	38.6	43.9
0.8	1.94	0.99	21.4	17.2	38.6	42.9	47.2	53.6
0.9	2.06	1.12	25.6	20.5	46.1	51.2	56.3	64.0
1	2.17	1.24	30.0	24.0	54.0	59.9	65.9	74.9

Tableau V.3 Débits déversants en fonction de h et b et le volume de la crue

h (m)	Vch (m^3)	q (m^3/s)	10	15	18	20	22	25
0.1	193.57	22.2	0.9	1.4	1.7	1.9	2.1	2.4
0.2	393.08	22.2	2.7	2.1	4.8	5.4	5.9	6.7
0.3	607.66	22.1	4.9	3.9	8.9	9.9	10.8	12.3
0.4	838.43	22.1	7.6	6.1	13.6	15.2	16.7	19.0
0.5	1086.61	22.0	10.6	8.5	19.1	21.2	23.3	26.5
0.6	1353.53	22.0	13.9	11.1	25.1	27.9	30.6	34.8
0.7	1640.59	21.9	17.6	14.0	31.6	35.1	38.6	43.9
0.8	1949.32	21.8	21.4	17.2	38.6	42.9	47.2	53.6
0.9	2281.34	21.8	25.6	20.5	46.1	51.2	56.3	64.0
1	2638.43	21.7	30.0	24.0	54.0	59.9	65.9	74.9

A travers le tableau V.3, nous tracerons les courbes de variation des volumes déversés pour chaque largeur du déversoir et la courbe $V=f(q, Q)$ nous a permet de faire le choix de la largeur du déversoir économique.

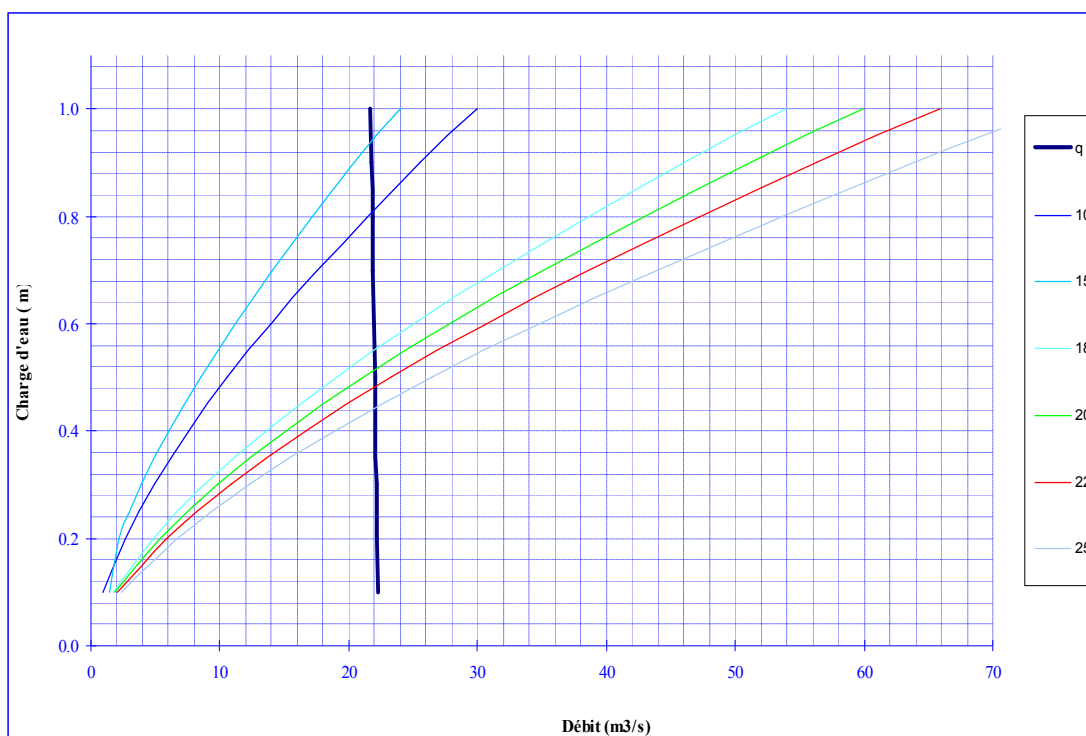


Figure V.3 Courbes de $H = f(Q, q)$

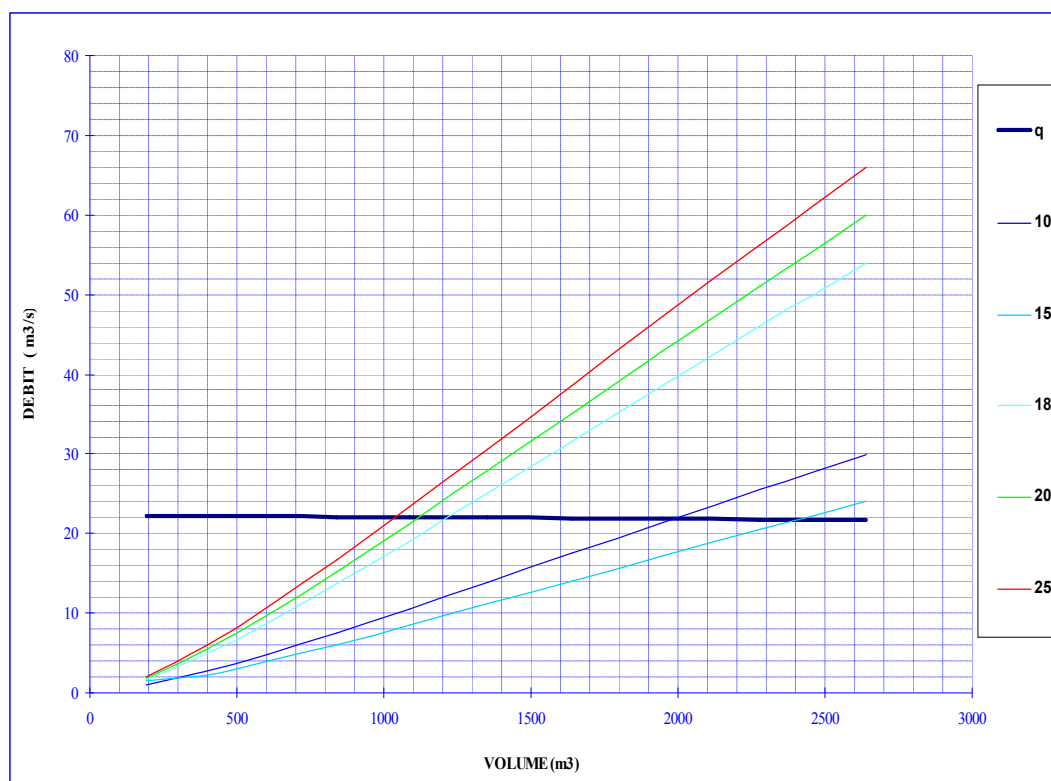


Figure V.4 Courbes de $V = f(Q, q)$

V.1.1.7 Dimensionnement du seuil 1

V.7

Le profil type de la digue déversante (seuil déversant) projeté est de type Gréager, ce seuil est la composante principale de l'ouvrage, il a pour but la régularisation des débits déversés à travers toute la longueur de l'ouvrage, l'étape suivante de l'étude consiste à définir le profil général de la digue.

➤ Les caractéristiques hydrauliques du déversoir

- * Longueur déversante : $L_{dev.} = 25m$;
- * Charge sur le déversoir: $H_{dev.} = 0.5m$;
- * Débit laminé : $Q_{dev.} = 22 m^3/s$.
- * Longueur du radier $L_{rad.} = 4.4m$;

➤ Ouvrages annexes

• Tapis étanche amont

Le tapis amont a pour objet essentiel d'allonger le cheminement des eaux qui percutent sous l'ouvrage. Il est constitué de trois couches :

- Couche de tapis étanche d'une épaisseur de 10cm
- Couche de gabionnage d'une épaisseur de 20cm
- Couche de remblais bien compactés d'une épaisseur de 20 cm.

• Bassin d'amortissement

Le bassin d'amortissement est une structure chargée d'alléger l'importante énergie que l'eau acquiert dans sa chute. Pour choisir le type de bassin, il faut d'abord connaître la nature du ressaut qui apparaît juste après déversement. Le saut aura lieu dans une section dans laquelle sera satisfaite l'équation suivante:

$$\frac{Y_2}{Y_1} = \frac{1}{2} \left(\sqrt{(8F_r^2 + 1)} - 1 \right) \dots\dots\dots (V.04)$$

Où :

Y_1 : Hauteur d'écoulement de l'eau dans la section initiale du ressaut (m).

Y_2 : Hauteur d'écoulement de l'eau après le ressaut (conjuguée d' Y_1)

F_r : Nombre de Froude.

1) Calcul de la profondeur contactée Y_1

$$Y_1 = \frac{q}{\phi \sqrt{2g(E_0 - Y_1)}} \dots\dots\dots (V.05)$$

$$q = \text{Débit unitaire (m}^3/\text{s)}; \quad q = Q_d / L_d \dots\dots\dots (V.06)$$

ϕ : Coefficient de vitesse qui dépend de la forme de déversoir, $\phi = 0.95$

E_0 : Energie total en (m) sur le seuil du déversoir :

$$E_0 = H + H_d + \alpha V^2/2g = 5.7 + 0.5 = 6.2m$$

$$\alpha V^2/2g \ll 1$$

$$Y_1^{cal} = \frac{0.88}{0.95 \sqrt{2 * 9.81(6.2 - Y_1^{sup p})}} \dots\dots\dots (V.07)$$

La détermination de Y_1 se fait par itération successive, la valeur obtenue est de :

$$Y_1 = 0.09\text{m.}$$

On calcule la hauteur conjuguée (Y_2) par la formule suivante: $\frac{Y_2}{Y_1} = \frac{1}{2} \left(\sqrt{1 + \frac{8q^2}{gY_1^3}} - 1 \right)$

$$Y_2 = 1.28\text{m}$$

2) Calcul de la hauteur critique, elle est déterminée par la formule suivante :

$$h_{cr} = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} \dots\dots\dots (V.08)$$

$$h_{cr} = 0.43\text{m}$$

La hauteur normale à l'aval de dissipateur d'énergie est égale à 0.8 m. Donc : $Y_2 > h_{Aval}$.

Donc, le ressaut est dénoyé alors la projection de dissipateur d'énergie est indispensable.

3) La forme du ressaut et ses caractéristiques dépendent directement du nombre de FROUDE et la vitesse au pied aval :

$$F_{r1} = \frac{V_1}{\sqrt{gY_1}} \dots\dots\dots (V.09)$$

$$V_1 = \frac{Q_d}{b_b Y_1} \dots\dots\dots (V.10)$$

Y_1 : Tirant d'eau en (m) 1.471524

V : Vitesse de l'écoulement (m/s).

$$V = 9.78 \text{ m/s} ; \quad F = 10.41.$$

Cas d'une conception d'un dissipateur de Type II ($Fr_1 > 4.5$; $V_1 < 15 \text{ m/s}$)

4) On détermine la longueur du dissipateur (L_{II})

$$L_{II} = Y_2 (1.62 + 0.1788 F_{r1} - 0.007 F_{r1}^2) \dots\dots\dots (V.11)$$

On prend $L=3.50\text{m}$ pour plus de précaution

5) On calcul les dimensions des dents déflectrices: Hauteur : $Y_1 = 0.15\text{m}$.

Epaisseur : $Y_1 = 0.15$.

Espace entre les dents = Y_1 .

Espace factionnel = $0.5y_1 = 0.075\text{m}$

6) On détermine les dimensions des blocs amortisseurs d'énergie (blocs chicane)

a. Calcul de h_3 avec l'expression suivante.

$$h_3 = Y_1(0.545 + 0.175F_{r1}) \quad \text{..... (V.12)}$$

$$h_3 = 0.21\text{m}$$

- b. Calcul des dimensions des blocs chicane:
- Hauteur = $h_3 = 0.21$
 - Epaisseur = $0.75 h_3 = 0.16$
 - Longueur = $1.2 h_3 = 0.25\text{m}$
 - Epaisseur supérieure = $0.2 h_3 = 0.04\text{m}$
 - Espace entre les blocs = $0.75 h_3 = 0.16$
 - Espace fractionnel = $0.375 h_3 = 0.08\text{m}$

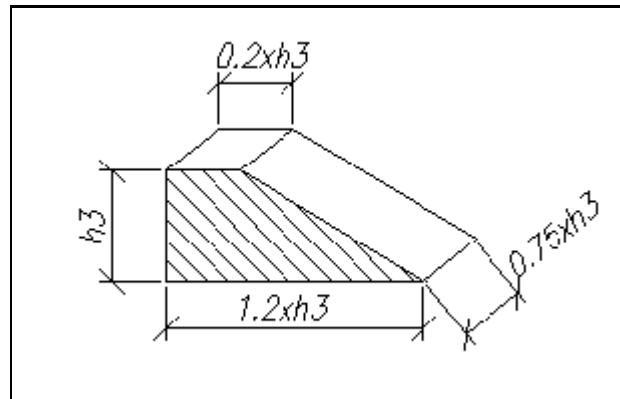


Figure V.5 Bloc amortisseur d'énergie (Blocs chicanes)

- 7) On calcul le nombre de blocs amortisseurs (n) : $n = \frac{b}{1.5h_3} = 58$
- 8) On calcul les dimensions du seuil terminal h_4

- a) On calcule h_4 à partir de l'expression suivante

$$h_4 = Y_1(0.956 + 0.063F_{r1}) = 0.15\text{m}$$

- b) On calcul les dimensions du seuil terminal

- Hauteur, $h_4 = 0.15\text{m}$
- Epaisseur de la face supérieure du seuil, $0.04h_4 = 0.006\text{m}$
- Longueur, $2.04 h_4 = 0.4\text{m}$.

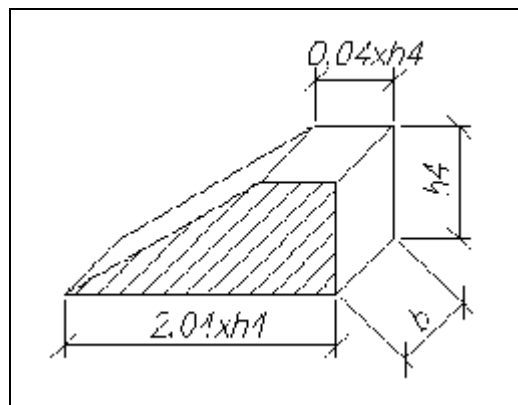


Figure V.6 Seuil terminal

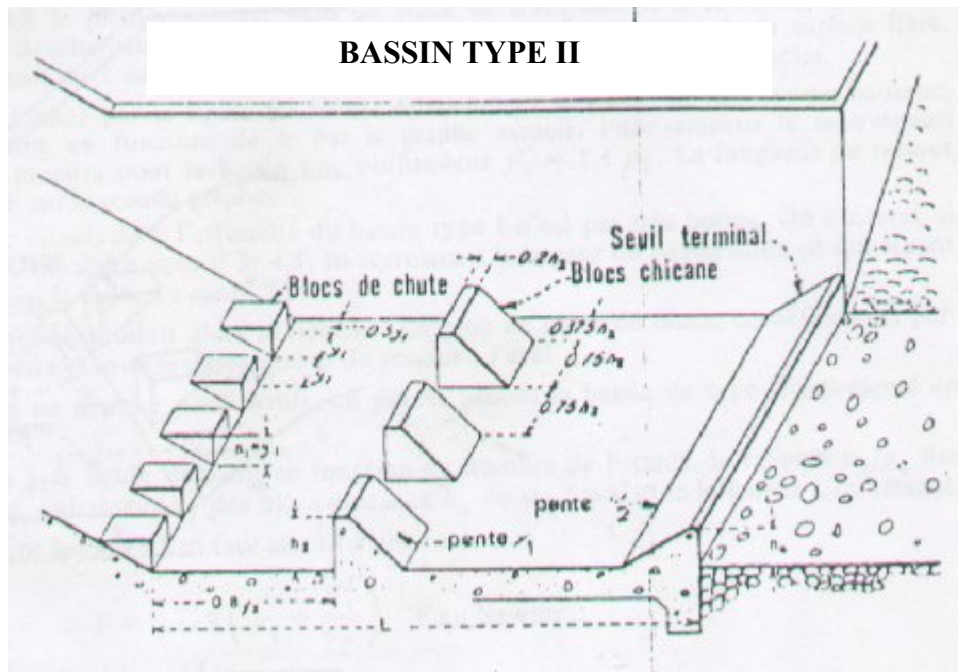


Figure V.7 Bassin de dissipation Type II

- Protection aval

Pour éviter la production d'affouillement en aval, on peut accoler le seuil à un arrière radier dont il présente une couche de 1.00m de pierres bien rangées de diamètre entre 100-300mm.

V.8 V.1.1.8 Vérification de la stabilité de seuil n°1

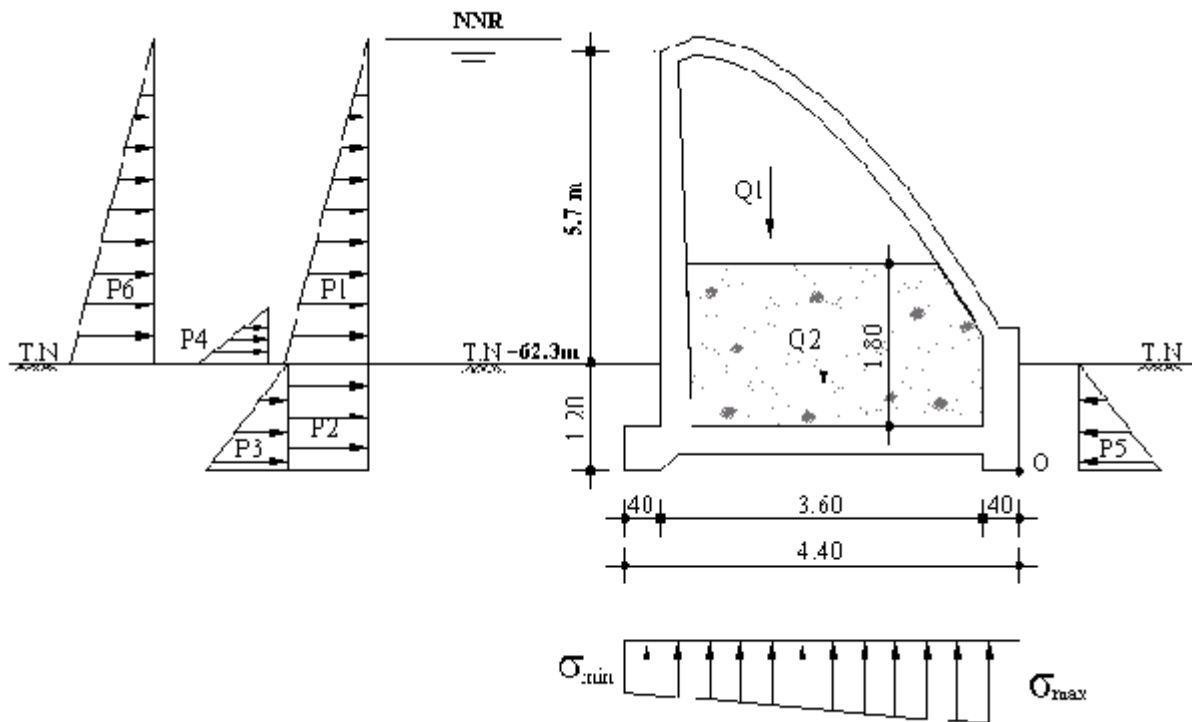


Figure V.8 Schéma statique

1. Calcul de la force due à la poussée de l'eau

Soit la hauteur d'eau est égale à 5.70 m et le poids volumique de l'eau égale à 10 KN/m³.

$$P1 = \gamma h^2 / 2 \dots\dots\dots (V.13)$$

$$P1 = 10 \times (5.7)^2 / 2 = 162.45 \text{ KN/ml}$$

2. Calcul de la force constante due au poids de l'eau

Elle est calculée de la manière suivante :

$$P2 = A \cdot h \cdot q \dots\dots\dots (V.14)$$

$$\text{Soit : } q = \gamma \cdot h = 10 \times 1.2 = 12.00 \text{ KN/m}^2$$

$$P2 = \text{tg}^2 (\pi / 4 - \phi / 2) h \cdot q \dots\dots\dots (V.15)$$

$$P2 = \text{tg}^2 (\pi / 4 - 35 / 2) \times 1.20 \times 12.00 = 4.12 \text{ KN/ml}$$

3. Calcul de la force due à la poussée des terres

Le sol étant rocheux, on prend :

$$\text{- Angle de frottement : } \phi = 35^\circ$$

$$\text{- Poids spécifique du sol : } \gamma = 18.00 \text{ KN/m}^3$$

$$P3 = \gamma \cdot A \cdot h^2 / 2 \dots\dots\dots (V.16)$$

$$P3 = \gamma \cdot \text{tg}^2 ((\pi / 4 - \phi / 2) \cdot h^2 / 2$$

$$P3 = 18 \times \text{tg}^2 (\pi / 4 - 35 / 2) \times (1.20)^2 / 2$$

$$P3 = 3.51 \text{ KN/ml}$$

4. Calcul de la force due aux apports solides

Les apports solides sont estimés à une hauteur de 0.50 m

$$\text{On prend : } \gamma = 17.50 \text{ KN/m}^3 \quad \phi = 17^\circ$$

$$P4 = \gamma \cdot h^2 / 2 \cdot \Delta = \gamma \cdot h^2 / 2 \cdot \text{tg}^2 (\pi / 4 - \phi / 2) \dots\dots\dots (V.17)$$

$$P4 = 17.50 \cdot (0.60)^2 \times \text{tg}^2 (\pi / 4 - 17 / 2) = 3.44 \text{ KN/ml.}$$

5. Calcul de la force due à la butée

Le sol étant rocheux, on prend :

$$\text{- Angle de frottement : } \phi = 35^\circ$$

$$\text{- Poids spécifique du sol : } \gamma = 18.00 \text{ KN/m}^3$$

$$P5 = \gamma \cdot A \cdot h^2 / 2 \dots\dots\dots (V.18)$$

$$P5 = \gamma \cdot \text{tg}^2 ((\pi / 4 + \phi / 2) \cdot h^2 / 2$$

$$P5 = 18 \times \text{tg}^2 (\pi / 4 + 35 / 2) \times (1.20)^2 / 2$$

$$P5 = 49 \text{ KN/ml.}$$

6. Calcul de la force due au poids propre du seuil par ml :

L'ouvrage est constitué d'un matériau en béton armé évidé et rempli avec du remblai sur la partie inférieure.

$$\gamma : \text{Poids spécifique du déversoir} = 24 \text{ KN/m}^3$$

$$V_1 : \text{Le volume du béton par unité de longueur} = 7.85 \text{ m}^3$$

$$Q_1 = \gamma \cdot V_1 \dots\dots\dots(V.19)$$

$$Q_1 = 24 \cdot 6.06$$

$$Q_1 = 188.40 \text{ KN/ml.}$$

7. Calcul de la force due au poids des terres

L'ouvrage est constitué d'un matériau en remblai bien sélectionné.

$$Q_2 = \gamma \cdot V_2 \dots\dots\dots(V.20)$$

$$\gamma = \text{Poids spécifique dû au remblai} = 17.00 \text{ KN/m}^3$$

$$V_2 = \text{Volume unitaire dû au remblai} = 7.35 \text{ m}^3$$

$$Q_2 = 125 \text{ KN/ml}$$

8. Calcul de la force sismique due à la poussée de l'eau

Elle est calculée de la manière suivante :

$$P6 = \pi/6 \cdot K_s \cdot (h)^2 / (1 - 3.38(h/1000)^2) \cdot L \cdot 10 \dots\dots\dots(V.21)$$

$$K_s = 0.25 : \text{Coefficient d'accélération}$$

$$P6 = \pi/6 \cdot 0.25 \cdot (5.7)^2 / (1 - 3.38(5.7/1000)^2) \cdot L \cdot 10$$

$$P6 = 5.45 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Bras de levier} : 0.425 \cdot h = 0.425 \cdot 5.7 = 2.42 \text{ m.}$$

Tableau V.4 Tableau récapitulatif des différents efforts

TYPE DE CHARGE	FORCES (KN/ml)		BRAS DE LEVIER /0 (m)	MOMENT /0 (KN.m)	
	Horizontales	Verticales		Renversants	Stabilisants
P1	162.44		1.9	307.8	
P2	4.12		0.6	2.47	
P3	3.51		0.4	1.4	
P4	3.42		0.6	2.05	
P5	-49		0.4	-19.2	
Q1		188.4	3.9		734.76
Q2		125	1.8		225
P6	5.45		2.42	13.19	
Σ	125.03	313.4		307.71	959.76

V.1.1.8.1 Stabilité au Glissement

Le coefficient de frottement Fondation-Rocher égale à 0,45. La condition de stabilité au glissement est donnée par la relation suivante :

$$\Sigma F_H / \Sigma F_V < f$$

$$\Sigma F_H / \Sigma F_V = 0.39 < 0.45 \Rightarrow \text{C'est vérifiée}$$

V.1.1.8.2 Stabilité au Renversement

$$\Sigma M_{st/0} > \Sigma M_{ren/0}$$

$$\Sigma M_{st/0} = 959.76 \text{ KN.m} > \Sigma M_{ren/0} = 307.71 \text{ KN.m} \Rightarrow \text{C'est vérifiée}$$

Le diagramme des contraintes sera trapézoïdal, si P tombe à l'intérieur du noyau central de la fondation, c'est-à-dire si $e_o \leq B / 6$

Le diagramme des contraintes sera triangulaire si P tombe à l'extérieur du noyau central de la fondation, c'est-à-dire si $e_o > B / 6$

* Calcul de l'excentricité e_o

$$B/2 = e_o + d \dots\dots\dots(V.22)$$

$$\Sigma M/0 = \Sigma F_v .d$$

$$\Sigma M/0 = \Sigma M_{st} - \Sigma M_{ren}$$

$$\Sigma M/0 = 652 \text{ KN.m}$$

$$\Sigma F_v = 313.4 \text{ KN}$$

$$d = \frac{\Sigma M_{/0}}{\Sigma F_v} \dots\dots\dots(V.23)$$

$$d = 1.98$$

$$e_o = B/2 - d = 4.40 / 2 - 1.98 = 0,22 \text{ m}$$

$$B/6 = 4.4/6 = 0.73 \text{ m}$$

$e_o < B/6 \Rightarrow$ Le diagramme des contraintes est trapézoïdal.

$$\sigma_{\max} = \frac{\sum F_v}{B \times l} \left(1 + \frac{6x_{eo}}{B} \right) \dots \dots \dots (V.24)$$

$$\sigma_{\min} = \frac{\sum F_v}{B \times l} \left(1 - \frac{6x_{eo}}{B} \right) \dots \dots \dots (V.25)$$

$$\sigma_{\max} = \frac{\sum F_v}{B \times l} \left(1 + \frac{6x_{eo}}{B} \right) = \frac{313.4 \times 1000}{4.4 \times 1000 \times 1000} \left(1 + \frac{6 \times 0.22}{4.4} \right) = 0.092 \text{ Mpa} = 0.92 \text{ bars}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{\sum F_v}{B \times l} \left(1 - \frac{6x_{eo}}{B} \right) = \frac{313.4 \times 1000}{4.4 \times 1000 \times 1000} \left(1 - \frac{6 \times 0.22}{4.4} \right) = 0.049 \text{ Mpa} = 0.49 \text{ bars}$$

$$\sigma_{\max} = 0.92 \text{ bars} < \sigma_{\text{sol}} = 3.00 \text{ bars} \Rightarrow \text{c'est vérifié}$$

V.1.2 SEUIL N°2 Sur Oued TIFELLESSE

Le seuil N°1 se trouve dans le bassin versant 05 avec $Q_p = 75.42 \text{ m}^3/\text{s}$. Les coordonnées des courbes «Hauteurs – Capacités - Surfaces» sont données dans le tableau V.1.

Tableau V.5 Coordonnées des courbes «Hauteurs - Capacités - Surfaces»

Côte (m)	Hauteur (m)	Surface (m ²)	Volume cumulé (m ³)
21.5	0	0	0.9
22.6	1.1	60	500
22.8	1.3	80	750
23.0	1.5	150	1000
23.4	1.9	250	1500
23.8	2.3	516	2000
24.2	2.7	1200	2500
24.5	3.0	1670	3000
24.8	3.3	2350	3500
25.2	3.7	3898	4000
25.4	3.9	4400	5000
25.6	4.1	5000	6000
25.8	4.3	6100	9050

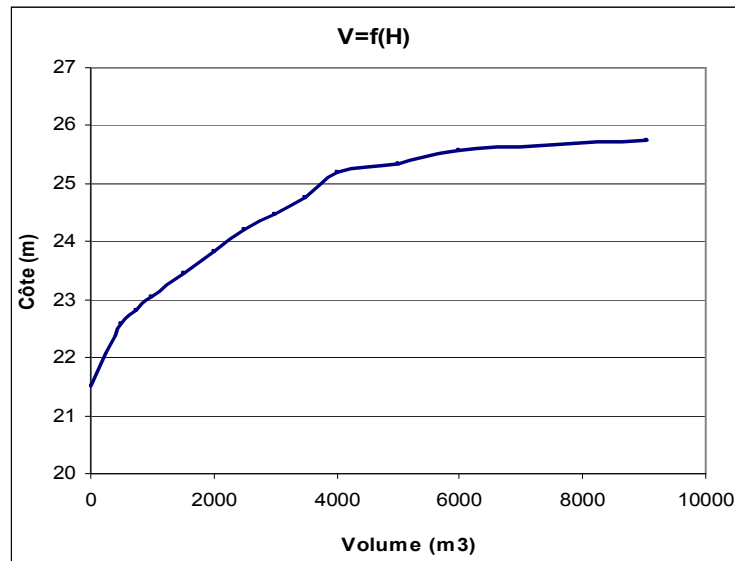


Figure V.9 Variation des volumes stockés en fonction de l'élévation du plan d'eau.

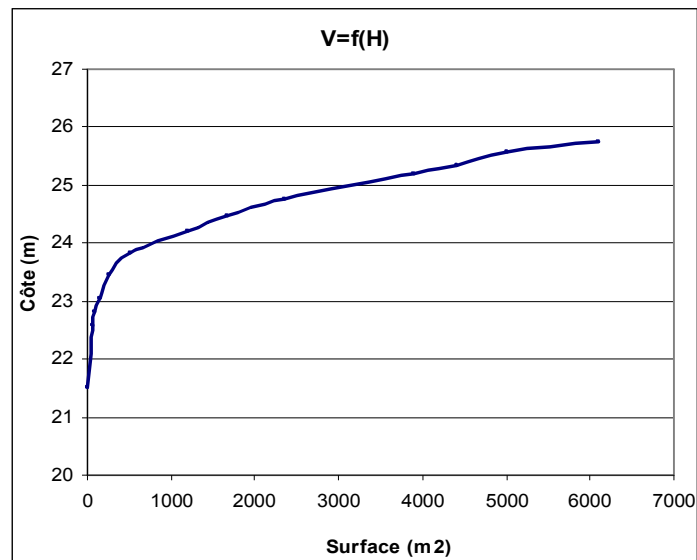


Figure V.10 Variation de la surface inondée en fonction de l'élévation du plan d'eau

V.10

V.11 V.1.2.2 Estimation du volume des sédiments

Le volume des sédiments est déterminé par la formule suivante :

$$V_s = \frac{E_s \cdot S}{\gamma_s} \dots\dots\dots (V.26)$$

E_s : Taux d'abrasion, il est de 115 t/Km²/an.

S : Surface du bassin versant (9.20Km²).

γ_s : Masse volumique de la vase $\gamma_s = 1,35 \text{ t/m}^3$.

A.N :

$$V_s = 784.00 \text{ m}^3/\text{an}$$

V.1.2.3 Estimation du volume mort

Pour notre cas, on a estimé que les apports solides ne seront pas déposés mais évacués pendant la crue par des vidanges de fond et ne reste qu'une faible quantité supposée équivalente à une hauteur de 0.5 m.

N.B : Un curage de la partie amont doit être régulier dans le but d'éviter l'envasement du seuil par les charriages.

V.12 V.1.2.4 Estimation du volume de la Retenue

On estime les surfaces susceptibles d'être inondées en fonction de la hauteur de la digue par le logiciel HEC-Ras et en utilisant l'hydrogramme de projet total et celle de sous bassin versant n°03. Par la méthode des trapèzes, on peut estimer les volumes cumulés en fonction de la hauteur. Pour que la ville de TENES soit complètement protégée (surface inondée égale à zéro) il faut que la hauteur de la digue soit égale à **H=4.6m**. Le calcul du volume est déterminé à partir du plan de situation topographique; échelle : 1/1000^{ème}.

V.1.2.5 Côte Caractéristiques

a. Côte du fond du lit (CFL)

V.13 Cette côte représente le point le plus bas sur l'axe de barrage situé sur le cour d'eau d'après la courbe topographique cette côte est égale à 21.5m.

V.14

b. Côte de la base du barrage (CBB)

La côte de la base du barrage est égale à la côte du fond diminuée de la profondeur d'excavation pour atteindre la bonne fondation, pour notre cas et d'après les données géologiques on prévoit une excavation **Hex=1m. Donc : CBB=CFL- Hex=20.5m**

c. Côte du volume mort (CVM)

$$CVM = CFL + H_m = 21.5 + 0.5 = 22.00m$$

d. Côte du niveau normal (CNN)

$$CNN = CFL + H_m = 21.5 + 4.6 = 26.10m$$

V.15

V.16 V.1.2.6 Laminage de crue

Le but de ce calcul est de déterminer la hauteur déversante et le débit laminé. La crue de projet adoptée, est la crue centennale : **Q = 75.42 m³/s.**

Les résultats du laminage sont représentés dans les tableaux suivants :

Tableau V.6 Détermination de Hd et Q en fonction de b

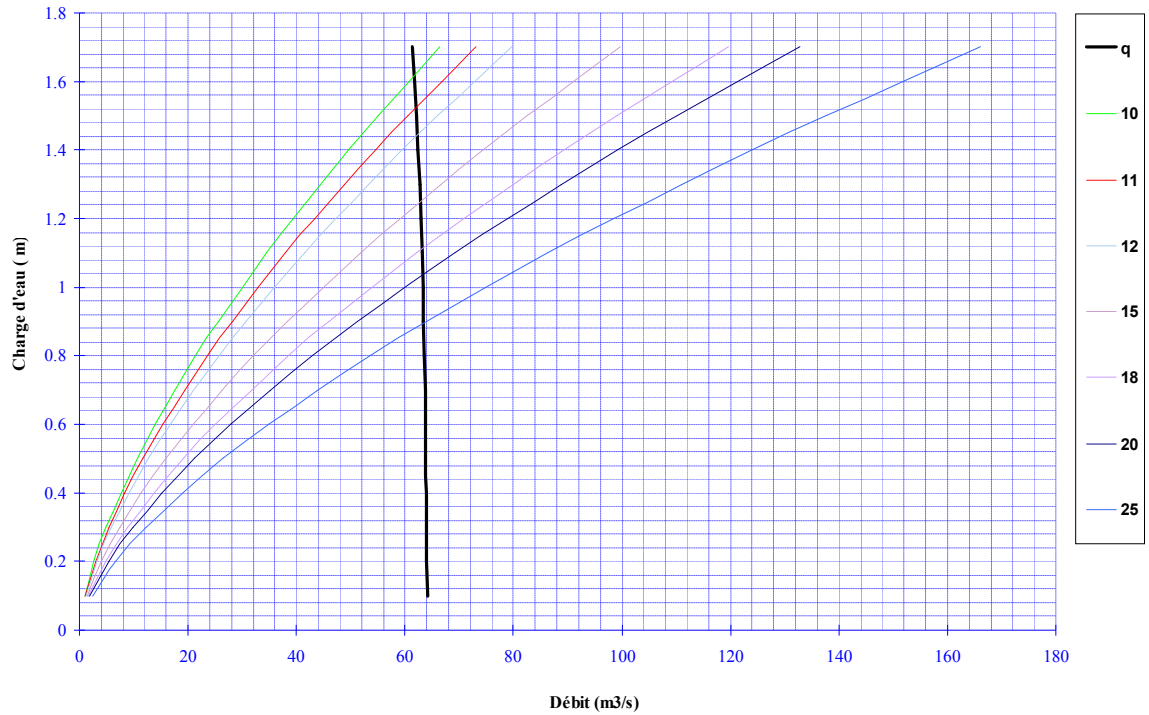
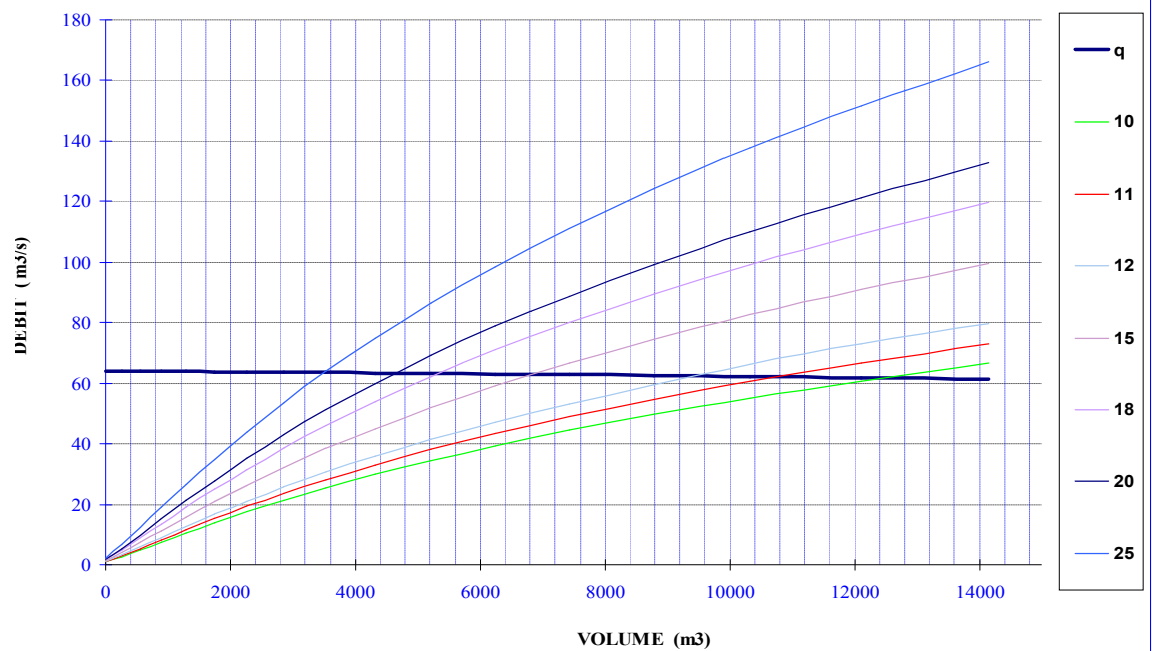
Hauteur	Vitesse	Hauteur totale	Débits (m³/s)						
			10	11	12	15	18	20	25
m	m/s	m							
0.1	0.69	0.12	0.9	1.0	1.1	1.42	1.71	1.90	2.37
0.2	0.97	0.25	2.7	2.9	3.2	4.02	4.83	5.36	6.70
0.3	1.19	0.37	4.9	5.4	5.9	7.39	8.87	9.85	12.31
0.4	1.37	0.50	7.6	8.3	9.1	11.37	13.65	15.17	18.96
0.5	1.53	0.62	10.6	11.7	12.7	15.90	19.07	21.19	26.49
0.6	1.68	0.74	13.9	15.3	16.7	20.90	25.07	27.86	34.83
0.7	1.82	0.87	17.6	19.3	21.1	26.33	31.60	35.11	43.89
0.8	1.94	0.99	21.4	23.6	25.7	32.17	38.60	42.89	53.62

0.9	2.06	1.12	25.6	28.2	30.7	38.39	46.06	51.18	63.98
1	2.17	1.24	30.0	33.0	36.0	44.96	53.95	59.95	74.93
1.1	2.28	1.36	34.6	38.0	41.5	51.87	62.24	69.16	86.45
1.2	2.38	1.49	39.4	43.3	47.3	59.10	70.92	78.80	98.50
1.3	2.47	1.61	44.4	48.9	53.3	66.64	79.97	88.85	111.07
1.4	2.57	1.74	49.7	54.6	59.6	74.48	89.37	99.30	124.13
1.5	2.66	1.86	55.1	60.6	66.1	82.60	99.12	110.13	137.66
1.6	2.75	1.98	60.7	66.7	72.8	90.99	109.19	121.32	151.65

Tableau V.7 Débits déversant en fonction de h et b et le volume de crue

h (m)	Vch (m ³)	q (m ³ /s)	10	11	12	15	18	20	25
0.1	0.98	64.1	0.9	1.0	1.1	1.4	1.7	1.9	2.4
0.2	260.97	64.1	2.7	2.9	3.2	4.0	4.8	5.4	6.7
0.3	559.29	64.0	4.9	5.4	5.9	7.4	8.9	9.9	12.3
0.4	901.57	63.9	7.6	8.3	9.1	11.4	13.6	15.2	19.0
0.5	1294.31	63.9	10.6	11.7	12.7	15.9	19.1	21.2	26.5
0.6	1744.93	63.8	13.9	15.3	16.7	20.9	25.1	27.9	34.8
0.7	2261.97	63.7	17.6	19.3	21.1	26.3	31.6	35.1	43.9
0.8	2855.21	63.6	21.4	23.6	25.7	32.2	38.6	42.9	53.6
0.9	3535.90	63.4	25.6	28.2	30.7	38.4	46.1	51.2	64.0
1	4316.91	63.3	30.0	33.0	36.0	45.0	54.0	59.9	74.9
1.1	5213.04	63.1	34.6	38.0	41.5	51.9	62.2	69.2	86.4
1.2	6241.25	62.9	39.4	43.3	47.3	59.1	70.9	78.8	98.5
1.3	7421.00	62.7	44.4	48.9	53.3	66.6	80.0	88.9	111.1
1.4	8774.64	62.4	49.7	54.6	59.6	74.5	89.4	99.3	124.1
1.5	10327.80	62.1	55.1	60.6	66.1	82.6	99.1	110.1	137.7
1.6	12109.88	61.8	60.7	66.7	72.8	91.0	109.2	121.3	151.7

A travers le tableau V.7 nous tracerons les courbes de variation des volumes déversés pour chaque largeur du déversoir et la courbe $V=f(q, Q)$ nous a permet de faire le choix de la largeur du déversoir économique ;(Voir Figure V. 7).

Figure V.11 Courbes de $H = f(Q, q)$ 

V.17
V.18

Figure V.12 Courbes de $V = f(Q, q)$

V.1.1.7 Dimensionnement du seuil 2

Le profil type de la digue déversante (seuil déversant) projeté est de type Gréager, ce seuil est la composante principal de l'ouvrage, il a pour but la régularisation des débits déversés à travers toute la longueur de l'ouvrage, l'étape suivante de l'étude consiste à définir le profil général de la digue.

➤ Caractéristiques hydrauliques du déversoir

* Longueur déversante : $L_{dev.} = 25m$;

- * Charge sur le déversoir: $H_{dev.} = 1.0m$;
- * Débit laminé : $Q_{dev.} = 63.3 m^3/s$.

➤ **Ouvrages annexes**

• **Tapis étanche amont**

Le tapis amont à pour objet essentiel d'allonger le cheminement des eaux qui percutent sous l'ouvrage. Il est constitué de trois couches :

- Couche de tapis étanche d'une épaisseur de 10cm
- Couche de gabionnage d'une épaisseur de 20cm
- Couche de remblais bien compactés d'une épaisseur de 20 cm

• **Bassin d'amortissement**

Le bassin d'amortissement est une structure chargée d'alléger l'importante énergie que l'eau acquiert dans sa chute. Pour choisir le type du bassin, il faut d'abord connaître la nature du ressaut qui apparaîtra juste après déversement. Le saut aura lieu dans une section dans laquelle sera satisfaite l'équation suivante :

$$\frac{Y_2}{Y_1} = \frac{1}{2} \left(\sqrt{(8F_{r1}^2 + 1)} - 1 \right) \dots\dots\dots(V.27)$$

Où :

Y_1 : Hauteur d'écoulement de l'eau dans la section initiale du ressaut (m).

Y_2 : Hauteur d'écoulement de l'eau après le ressaut (conjugée d' Y_1)

F_r : Nombre de Froude.

01) Calcul de la profondeur contactée Y_1

$$Y_1 = \frac{q}{\phi \sqrt{2g(E_0 - Y_1)}} \dots\dots\dots(V.28)$$

$$q = Qd/Ld \dots\dots\dots(V.29)$$

ϕ = Coefficient de vitesse qui dépend de la forme de déversoir, $\phi = 0.95$

E_0 = Energie total en (m).

$$E_0 = H_0 + H_d + \alpha V^2/2g = 4.6 + 1.0 = 5.60m$$

$$\alpha V^2/2g < 1$$

$$Y_1^{cal} = \frac{2.53}{0.95 \sqrt{2 * 9.81(5.6 - Y_1^{sup})}} \dots\dots\dots(V.30)$$

La détermination de Y_1 se fait par itération successive, la valeur obtenue est de :

$$Y_1 = 0.54m$$

On calcule la hauteur conjugée (Y_2) par la formule suivante: $\frac{Y_2}{Y_1} = \frac{1}{2} \left(\sqrt{1 + \frac{8q^2}{gY_1^3}} - 1 \right)$

$$Y_2 = 1.29m$$

2) Calcul de la hauteur critique, elle est déterminée par la formule suivante

$$h_{cr} = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} \dots\dots\dots (V.31)$$

$$h_{cr} = 0.86m$$

On suppose que la hauteur normale à l'aval de dissipateur d'énergie est égale à la hauteur critique.

$$Y_2 > h_{cr} = h_n$$

Donc le ressaut est dénoyé alors la projection de dissipateur d'énergie est indispensable le type de dissipateur choisi, dans ce cas, est dépend de nombre de FROUDE et la vitesse au pied aval :

3) La forme du ressaut et ses caractéristiques dépendent directement du nombre de FROUDE et la vitesse au pied aval :

$$Fr_1 = \frac{V_1}{\sqrt{gY_1}} \dots\dots\dots (V.32)$$

$$V_1 = \frac{Q_d}{b_b Y_1} \dots\dots\dots (V.33)$$

Y1 : tirant d'eau en (m)

V : Vitesse de l'écoulement (m/s)

$$V = 2.73m/s \quad ; \quad F = 1.50$$

Fr₁ < 1.7 selon l'USBR le bassin est de type « 0 » aucun accessoire est nécessaire.

La longueur du bassin est donnée par la relation suivante :

$$L_B = 4Y_2 \dots\dots\dots (V.34)$$

$$L_B = 5m$$

• Protection aval

Pour éviter la production d'affouillement en aval, on peut accoler le seuil à un arrière radier dont il présente une couche de 1.00m de pierres bien rangées de diamètre entre 100-300mm.

V.1.2.8 Vérification de la stabilité de seuil N°2

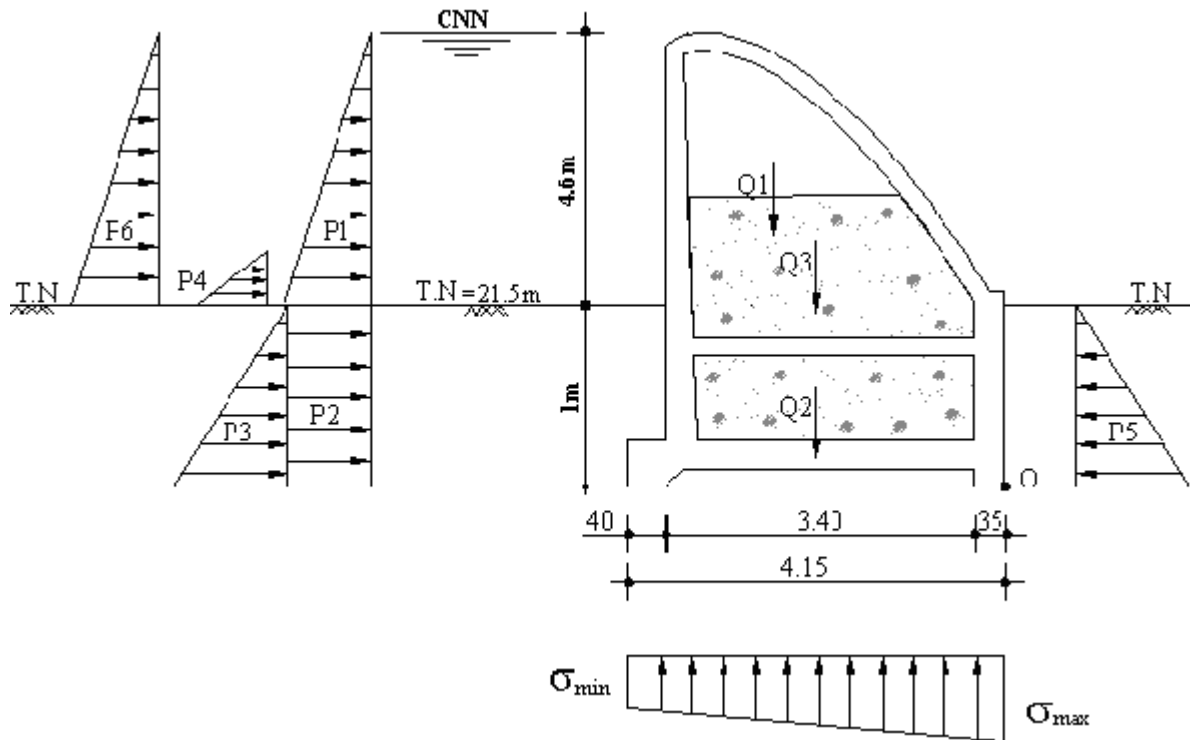


Figure V.13 Schéma statique

2. Calcul de la force due à la poussée de l'eau

Soit la hauteur d'eau est égale à 4,6 m et le poids volumique de l'eau égale à 10 KN/m³.

$$P1 = \gamma h^2 / 2 \dots\dots\dots (V.35)$$

$$P1 = 10 \times (4.6)^2 / 2 = 105.8 \text{ KN/ml}$$

3. Calcul de la force constante due au poids de l'eau

Elle est calculée de la manière suivante :

$$P2 = A. h. q \dots\dots\dots (V.36)$$

$$\text{Soit : } q = \gamma \cdot h = 10 \times 1 = 10 \text{ KN/m}^2$$

$$P2 = \text{tg}^2 (\pi / 4 - \varphi / 2) h \cdot q$$

$$P2 = \text{tg}^2 (\pi / 4 - 30 / 2) \times 1 \times 10 = 3.33 \text{ KN/ml}$$

4. Calcul de la force due à la poussée des terres

Le sol étant meuble, on prend :

- Angle de frottement : $\varphi = 30^\circ$

- Poids spécifique du sol : $\gamma = 17.00 \text{ KN/m}^3$

$$P3 = \gamma \cdot A \cdot h^2 / 2 \dots\dots\dots (V.37)$$

$$P3 = \gamma \cdot \operatorname{tg}^2 \left(\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \cdot \frac{h^2}{2} \right)$$

$$P3 = 17 \times \operatorname{tg}^2 \left(\left(\frac{\pi}{4} - \frac{30}{2} \right) \times \frac{(1)^2}{2} \right)$$

$$P3 = 2.83 \text{ KN/ml}$$

5. Calcul de la force due aux apports solides

Les apports solides sont estimés à une hauteur de 0.50 m

On prend : $\gamma = 17.50 \text{ KN/m}^3$ $\varphi = 17^\circ$

$$P4 = \gamma \cdot \frac{h^2}{2} \cdot \Delta = \gamma \cdot \frac{h^2}{2} \cdot \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \dots\dots\dots (V.38)$$

$$P4 = 17.50 \cdot (0.50)^2 \times \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{17}{2} \right) = 1.45 \text{ KN/ml}$$

6. Calcul de la force due à la butée

Le sol étant meuble, on prend :

- Angle de frottement : $\varphi = 30^\circ$

- Poids spécifique du sol : $\gamma = 17.00 \text{ KN/m}^3$

$$P5 = \gamma \cdot A \cdot \frac{h^2}{2} \dots\dots\dots (V.39)$$

$$P5 = \gamma \cdot \operatorname{tg}^2 \left(\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \cdot \frac{h^2}{2} \right)$$

$$P5 = 17 \times \operatorname{tg}^2 \left(\left(\frac{\pi}{4} + \frac{30}{2} \right) \times \frac{(1)^2}{2} \right)$$

$$P5 = 25.5 \text{ KN/ml}$$

7. Calcul de la force due au poids propre du seuil par ml

L'ouvrage est constitué d'un matériau en béton armé évidé et rempli avec du remblai sur la partie inférieure.

γ : Poids spécifique du déversoir = 24 KN/m^3

V_1 : Le volume du béton par unité de longueur = 4.70 m^3

$$Q_1 = \gamma \cdot V_1 \dots\dots\dots (V.40)$$

$$Q_1 = 24 \cdot 4.70$$

$$Q_1 = 112.80 \text{ KN/ml}$$

8. Calcul de la force due au poids des terres

L'ouvrage est constitué d'un matériau en remblai bien sélectionné au niveau de la partie supérieure et inférieure.

$$Q_2 = \gamma \cdot V_2 \dots\dots\dots(V.41)$$

$$\gamma = \text{Poids spécifique dû au remblai} = 17.00 \text{ KN/m}^3$$

$$V_2 = \text{Volume unitaire dû au remblai} = 2.89 \text{ m}^3$$

$$Q_2 = 49.13 \text{ KN/ml}$$

ET

$$Q_3 = \gamma \cdot V_2 \dots\dots\dots(V.42)$$

$$\gamma = \text{Poids spécifique dû au remblai} = 17.00 \text{ KN/m}^3$$

$$V_2 = \text{Volume unitaire dû au remblai} = 4.40 \text{ m}^3$$

$$Q_3 = 74.80 \text{ KN/ml}$$

9. Calcul de la force sismique due à la poussée de l'eau

Elle est calculée de la manière suivante :

$$P_6 = \pi/6.K_s.(h)^2/(1-3.38(h/1000)^2).L.10 \dots\dots\dots(V.43)$$

$K_s=0.25$: Coefficient d'accélération.

$$P_6 = \pi/6. 0.25.(3.00)^2/(1-3.38(3/1000)^2).L.10$$

$$P_6 = 11.8 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Bras de levier : } 0.425.h = 0.425.4.6 = 1.95\text{m.}$$

Tableau V.8 Tableau récapitulatif des différents efforts

TYPE DE CHARGE	FORCES (KN/ml)		BRAS DE LEVIER /0 (m)	MOMENT /0 (KN.m)	
	Horizontales	Verticales		Renversants	Stabilisants
P1	105.8		1.53	161.87	
P2	3.33		1.53	5.09	
P3	2.83		0.5	1.41	
P4	1.45		0.33	0.47	
P5	-25.5		0.33	-8.41	
Q1		112.80	2.15		242.52
Q2		49.13	1.88		92.36
Q3		74.80	2.04		152.59
P6	11.8		1.53	18	
Σ	99.31	246.73		178.43	487.47

V.1.2.8.1 Stabilité au Glissement

Le coefficient de frottement Fondation-Rocher égale à 0, 45. La condition de stabilité au glissement est donnée par la relation suivante :

$$\Sigma F_H / \Sigma F_V < f$$

$$\Sigma F_H / \Sigma F_V = 0.39 < 0.45 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

V.1.2.8.2 Stabilité au Renversement

$$\Sigma M_{st}/0 > \Sigma M_{ren}/0$$

$$\Sigma M_{st}/0 = 487.47 \text{ KN.m} > \Sigma M_{ren}/0 = 178.43 \text{ KN.m} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

Le diagramme des contraintes sera trapézoïdal si P tombe à l'intérieur du noyau central de la fondation, c'est-à-dire si $e_o \leq B / 6$

Le diagramme des contraintes sera triangulaire si P tombe à l'extérieur du noyau central de la fondation, c'est-à-dire si $e_o > B / 6$

* Calcul de l'excentricité e_o

$$B/2 = e_o + d \dots\dots\dots(V.44)$$

$$\Sigma M/0 = \Sigma F_v .d$$

$$\Sigma M/0 = \Sigma M_{st} - \Sigma M_{ren}$$

$$\Sigma M/0 = 309 \text{ KN.m}$$

$$\Sigma F_v = 246.71 \text{ KN}$$

$$d = \frac{\sum M_0}{\sum F_v} \dots\dots\dots (V.45)$$

d=1.25 m

$$e_o = B/2 - d = 4.15 / 2 - 1.25 = 0,72 \text{ m}$$

$$B/6 = 4.15/6 = 0.69 \text{ m}$$

$e_o < B/6 \Rightarrow$ Le diagramme des contraintes est trapézoïdal.

$$\sigma_{\max} = \frac{\sum F_v}{B \times l} \left(1 + \frac{6x e_o}{B} \right) \dots\dots\dots (V.46)$$

$$\sigma_{\min} = \frac{\sum F_v}{B \times l} \left(1 - \frac{6x e_o}{B} \right) \dots\dots\dots (V.47)$$

$$\sigma_{\max} = \frac{\sum F_v}{B \times l} \left(1 + \frac{6x e_o}{B} \right) = \frac{246.71 \times 1000}{4.15 \times 1000 \times 1000} \left(1 + \frac{6 \times 0.72}{4.15} \right) = 0.13 \text{ Mpa} = 1.13 \text{ bars}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{\sum F_v}{B \times l} \left(1 - \frac{6x e_o}{B} \right) = \frac{246.71 \times 1000}{4.15 \times 1000 \times 1000} \left(1 - \frac{6 \times 0.72}{4.15} \right) = 0.006 \text{ Mpa} = 0.06 \text{ bars}$$

$$\sigma_{\max} = 1.13 \text{ bars} < \sigma_{\text{sol}} = 1.50 \text{ bars} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

Conclusion Générale

Notre travail de mémoire de fin d'étude a porté sur le problème de l'inondation de la ville de TENES, très vulnérable à ce phénomène naturel. Tout au long des chapitres de ce mémoire, nous avons montré que les risques liés aux inondations dues aux débordements des cours d'eau sont basés essentiellement sur trois principaux concepts : topographiques, hydrologique et hydraulique.

Afin de bien comprendre un tel phénomène et vu la grandeur et la complexité de déterminer le débit de dimensionnement d'un bassin non jaugé et de protéger la ville de TENES, très vulnérable au phénomène d'inondation, nous étions amenés à suivre les étapes ci-dessous :

- Présentation de l'ensemble des paramètres, géomorphologiques, climatiques et hydrologiques du bassin versant de l'Oued Baar suivi par une synthèse des inondations les plus dévastatrices en Algérie.
- La genèse des crues de l'Oued Baar s'explique par deux phénomènes importants. D'une part l'importance des événements pluvieux en intensité et en longueur (2001 et 2012). D'autre part, l'occupation du lit majeur de l'oued par les habitations ce qui est influé sur la capacité limitée du canal à véhiculer le débit de projet. Dans l'étude hydrologique il a été retenu le principe de prendre en compte le débit maximum donné par la méthode historique et GR2M, ceci due à l'absence d'une station hydrométrique dans l'Oued et à la fiabilité des formules empiriques dans la région.
- La solution retenue pour le dimensionnement est d'intervenir au niveau du bassin versant par la construction de deux digues régulatrices tout en gardant le canal existant. Pour la détermination de la zone inondable, seul le modèle de Saint-Venant monodimensionnel est pris en considération dans les calculs, et pour ce faire le logiciel HEC-RAS est utilisé.
- Enfin, nous espérons que nous avons contribué par le biais de ce travail à remédier aux risques d'inondation de la ville de TENES et que l'entretien et la maintenance des ouvrages projetés seront pris en considération par les autorités locales, et cela afin d'assurer la longévité et le bon fonctionnement des équipements hydrauliques.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

CEMAGREF. (2004) Guide des aménagements associant l'épandage des crues dans le lit majeur et leur écrêtement dans de petits ouvrages. Antony, Cemagref.

Chow, V.T., 1959. Open Channel Hydraulics, McGraw - Hill Book Co. Inc., New York.

Degoutte, G., 2006. Aide mémoire d'hydraulique a surface libre, Edition ENGREF, 66 p.

Graf, W., Altinakar, M. S., 1993. Hydraulique fluviale, Tome 1. Ecoulement uniforme et non uniforme, Volume 16. Traité de Génie Civil de l'Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne.

Laborde J.P., 2003. Hydrologie de surface. Université de Nice-Sophia Antipolis. Laboratoire d'analyse spatiale. Nice.

Musy, A., Higy, C., 1998. Hydrologie appliquée, Edition H.G.A. Bucarest. Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne.

Touaïbia, B., 2004. Manuel pratique d'hydrologie. Guerouaou. Blida

Saidi, A. (1991) Erosion spécifique et prévision de l'envasement. In: Colloque sur l'érosion des sols et l'envasement des barrages (Alger, décembre 1991), 204-226. Publ. Agence Nationale des ressources hydrauliques. Alger.

SAIDI, H., (2011) Impact des changements climatiques sur le régime des cours d'eau – Cas du bassin versant de l'Oued Mina. Mémoire de Magistère. ENSH, Blida. Algérie.

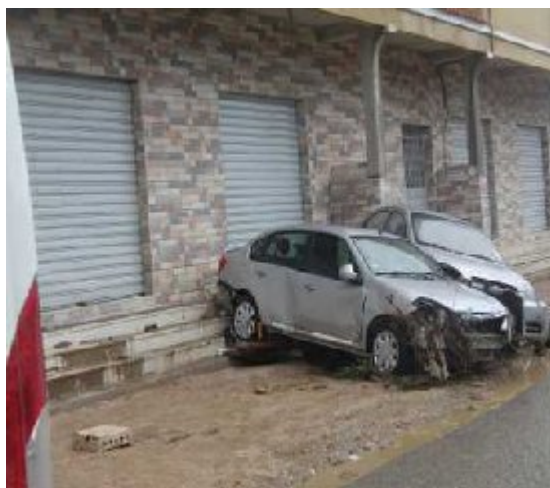
TOUATI A., 2010. Intérêt de la modélisation des hydrogrammes de crues dans la protection contre les inondations. Cas de quelques oueds du nord Algérien. mémoire de fin d'étude, ENSH Blida.

U.S. Army Corps of Engineers (2010a). HEC-RAS River Analysis System Hydraulic reference manual, Hydrologic Engineering Center, CPD-69, Version 4.1.

U.S. Army Corps of Engineers (2010b). HEC-RAS River Analysis System – User's Manual, Hydrologic Engineering Center, CPD-68, Version 4.1.

Yahiaoui A., B. Touaibia (2012). Inondations Torrentielles Cartographie des Zones Vulnérables en Algérie du Nord (Cas de l'oued Mekerra, Wilaya de Sidi Bel Abbès). Thèse de Doctorat. Ecole Nationale Polytechnique. Algérie.

ANNEXE 1



LES INONDATION DE 10 NOVEMBRE 2012 VILLE DE TENES

ANNEXE N°2

I. Tableau des températures moyennes en (°C) :1970-2010

Année	Jan.	Fév.	Mar.	Avr.	Mai.	Jui.	Juil.	Aou.	Sep.	Oct.	Nov.	Déc.
1970	12.5	12.6	13.5	15.4	18.6	20.4	23.2	25.8	24.1	19.9	16.6	15.1
1971	12.5	13	13.7	16.2	18.6	21.5	23	25.4	22.5	19.2	16	14.4
1972	13.1	14	15.3	15.8	19.7	22	26.3	27.7	24	18.5	16	14.6
1973	14	13.8	14	16.1	18.8	21.5	24.5	-99.9	23	19	16	14.9
1974	15.8	12.8	14.4	16.8	18.4	21.7	24.2	25.7	22.3	18.6	17.5	15.1
1975	15.1	14.6	15.1	17.1	19.9	23.2	23.3	25.2	24.5	22.4	18	15.6
1976	14.7	15.2	15.6	17.4	18.7	22.1	24.7	25.7	24.5	19.9	16.8	13.4
1977	13.8	12.6	15.6	17.3	-99.9	22.8	25.7	27.3	24.4	23.1	15.6	14.2
1978	12.3	14.6	15.3	17.2	19.9	22.6	25.1	26.7	24.1	20.1	17	16.3
1979	15.2	14.1	18.7	17.3	18.7	23.6	25.4	26.7	24.2	23.5	16.1	13.3
1980	13.8	14.3	15.8	16.5	19.6	22.5	24.3	25.5	24.1	20.7	18	16.3
1981	13.4	12.5	15.2	16.6	18.9	24.1	26.9	27.8	24.6	21.6	17.3	16
1982	13.9	14	14.3	15.9	17.3	22.2	24.6	27.3	25.4	23.1	16	14
1983	11.6	10.7	13.9	16.1	19.9	23	25.5	25.4	23.3	21.2	16.5	13.5
1984	12.3	12.5	15.5	17.8	20.2	22.5	26.1	25.6	23.7	22.9	19.7	14.9
1985	14.2	15.2	14.5	16	19.8	22.6	25.2	25.2	27	23.8	21	16.2
1986	13.9	14.6	15.1	17.7	18.8	22.1	26	26.4	25	21.6	15.8	13
1987	13.3	13.3	14.4	15.7	20.7	23.7	26.6	26	23.9	21.7	19.9	16.3
1988	14.6	15.4	15.6	16.6	18.9	21.6	27.8	29	23.1	20.5	14.4	8.8
1989	9.1	10.5	13.4	13.1	18.8	23	28.2	28.5	23.1	20.1	15.7	13.7
1990	9	14.2	13.8	13	18.5	25.4	26.3	27.5	26.9	18.4	12.6	8.2
1991	8.3	7.6	11.9	12.3	15.3	23.4	28.2	29.2	24.8	16.2	12.5	9.4
1992	8.5	10.2	10.5	13.9	18.6	19.2	25.3	27.9	25.2	16.7	14.1	10.5
1993	9.4	8.7	12	13.8	18.7	23.8	27.5	28.2	22	17.5	12.5	10.1
1994	8.8	10.3	14.8	13	21.2	24.1	30.9	31.8	23	18.3	15.2	10.7
1995	8.7	12.1	11.8	13.9	20.8	23	27.7	27.3	21.3	19.8	15	11.8
1996	11.1	8	11.8	14.4	17.3	22.1	26.3	26.3	20.6	16.8	14	11.3
1997	10	12.4	13.6	15.3	19.2	24.3	25.9	26.6	24.1	19.6	13	10.5
1998	10	12	13.3	14.2	17	25.3	28.6	27.6	24	17	13	9
1999	9.3	7.9	12.5	16	22.7	24.8	27.6	29.6	24.4	21.5	12	9.1
2000	8.7	12.4	14.4	15.3	21.4	25	29.2	29.6	24.1	16.8	13.3	12
2001	9.9	9.9	16.2	15.2	17.8	26.5	28.4	29.3	24.5	22.9	12.3	9.2
2002	10.3	11.8	13.2	14.4	19.6	27.1	26.9	26.3	23.5	20.1	13.4	11.6
2003	7.9	8.1	13.2	15	19.1	28.2	30.7	30.4	24.3	19.4	13.7	9.3
2004	9.5	12	12.5	14.2	15.3	24.8	28.4	29.7	25.5	21.8	12.6	9.5
2005	7.5	6.3	12.5	15.1	22.4	25.9	29.4	27.3	22.9	20.3	12.6	8.9
2006	7.3	8.2	13.6	18	22.1	25.1	29.2	26.8	23.7	22.6	16.1	9.9
2007	10.9	11.2	10.7	14.1	19.1	23.3	28.6	28	23.8	17.7	12	9.4
2008	10.2	11.9	11.9	16.1	17.8	23.3	28.6	28.3	23.4	18.5	11.1	8
2009	8	9	12.5	12.4	20.6	26.1	30.3	27.8	21.6	19.7	15.5	11.8
2010	9.5	10.8	12.7	15.9	17.1	22.9	29.2	27.6	23.2	18	11.9	10.6

ANNEXE N°2

II. Tableau des températures maximales en (°C) :1970-2010

Année	Jan.	Fév.	Mar.	Avri.	Mai.	Jui.	Jui.	Aou.	Sep.	Oct.	Nov.	Déc.
1970	15.4	15.9	16.4	18.7	22.2	23.9	26.8	29.7	27.5	23	19.6	18.1
1971	16	15.8	17.3	19.9	21.7	24.6	26.3	28.9	25.6	21.9	18.5	17.3
1972	16	17.5	18.8	19.1	23.2	25.7	30	31.1	27.3	22	19	17
1973	16	17	18	19	23	24.7	28	31	27	21	18	18
1974	18.7	15.6	17.5	20	21.7	25.5	27.5	28.9	25.2	21.9	20.9	18.9
1975	18	17.7	18.7	20.2	22.8	26.1	26.2	28.2	27.8	25.4	20.9	17.9
1976	17.5	18.1	19.3	20.4	21.5	25.4	28.1	29.3	27.3	23.5	19.6	16.7
1977	16.7	15.6	18.6	21.3	-99.9	26.1	29.5	30.5	27.6	26.5	18.7	17
1978	16	18.6	19	20.8	22.9	26.2	28.2	30.7	27.3	23.4	19.8	19.6
1979	18.1	17.5	22.3	20.7	21.6	27.1	29	30.3	27.4	26.9	18.8	16.3
1980	16.9	17.7	19.1	20	23.1	26.3	28.4	29.2	27.9	24.5	21	19.2
1981	16.2	15.7	18.8	20.2	22.6	27.9	30.8	31.7	28.2	24.8	20.6	19
1982	17.3	17.6	17.6	19.5	20.5	26	28.5	31.1	29.5	27.2	19.5	17
1983	15.2	14.3	17	19.9	23.7	27.2	29.6	29.5	27.2	25.1	20	16.6
1984	15.3	15.6	19.2	21.6	23.5	26.7	30.3	29.4	27.6	27.1	23.5	17.6
1985	17.7	18.3	17.8	18.5	23.7	26.4	28.9	28.9	31.1	27.3	24.1	19.6
1986	17.3	18.2	19	21.8	22.1	25.8	30.2	30.5	28.8	25.1	19.2	16.1
1987	16	16.7	18.3	19.4	24.9	27.8	30.8	29.8	27.2	25.5	23.4	19.6
1988	17.2	18.7	19	20.1	22.8	26.6	33.4	34.8	28.3	25.2	17.7	11.7
1989	12.2	14.1	17.8	17	23.5	28	33.5	33.7	28.1	25	19.5	17.1
1990	11.6	19	18	16.9	23	30.9	31.7	33	32.1	22.4	15.9	11.1
1991	11.5	10.3	15.4	16.5	19.9	28.6	34.2	35.1	29.8	20	16.3	12.7
1992	11.8	14.2	13.9	18.2	23.4	23.8	30.8	33.8	30.8	20.6	17.8	13.4
1993	13.6	11.9	16.4	18	23.7	29.5	33.5	34.3	27.1	21.9	15.3	13.4
1994	11.9	14	19.3	17.3	27.1	30.1	37.2	38	28	22.1	19.1	13.9
1995	11.5	16.1	15.6	18.4	26.2	28.5	33.7	33.1	26.3	24.2	18.6	14.4
1996	14	10.5	15.6	18.3	21.8	27.2	32.1	31.9	25.2	21.5	18.1	14.4
1997	13	16.8	18.6	19.7	24	30	32.2	32.5	29.3	24	15.8	13.1
1998	13.2	15.6	17.9	18.5	21.3	30.9	34.7	33.7	29	21.7	16.6	12.5
1999	12.5	11	16.4	20.9	28.2	30.4	33.3	35.7	29.8	26	15.3	11.8
2000	12.7	16.9	19.1	20	26.7	30.7	35.1	35.5	29.3	20.7	16.5	15.5
2001	12.9	13.7	20.3	20.1	22.3	31.9	34.2	34.9	29.7	27.8	15.6	12.5
2002	14.1	15.8	17.4	18.8	24.8	33	32.9	32.1	28.9	25	16.5	14.5
2003	10.2	11.1	17.2	19.2	24.1	33.9	36.6	36.2	29.6	23.4	17.1	12.4
2004	12.7	16	16.6	18.6	19.4	30.7	34.9	36.3	31.9	26.9	17	12.4
2005	11.7	9.7	16.8	20.1	28.3	32.1	35.6	33.8	28.9	25.5	16.3	11.7
2006	13	11.5	18	23	27.1	30.9	35.3	32.9	29.1	28	20.7	13
2007	15.2	14.5	14.7	17.9	24.3	29.2	35	33.8	29.3	21.8	15.9	12.8
2008	14.2	15.8	16.3	21.2	22.6	28.9	35	35.1	28.7	22.7	14.9	11.1
2009	10.7	13.1	16.9	16.8	25.9	32	36.5	33.7	26.6	25.2	19.6	15.4
2010	12.4	14.4	16.8	20.7	22.2	28.6	35.5	33.5	28.9	22.7	15	14.2

III. Tableau des températures minimales en (°C) :1970-2010

Année	Jan.	Fev.	Mar.	Avri.	Mai.	Jui.	Jui.	Aou.	Sep.	Oct.	Nov.	Déc.
1970	9.6	9.4	10.6	12.2	14.9	16.9	19.6	21.8	20.7	16.8	13.6	12.1
1971	9.1	10.2	10	12.5	15.5	18.5	19.8	21.9	19.4	16.5	13.6	11.5
1972	10.2	10.4	11.7	12.6	16.2	18.3	22.6	24.3	20.6	16.2	12.9	11.2
1973	10	10.2	11	11.3	15.6	18.3	21.1	23.2	20	15	13.1	11
1974	12.9	10	11.3	13.5	15	17.8	20.8	22.5	19.3	15.4	14.1	11.3
1975	12.3	11.6	11.6	13.9	17.1	20.2	20.4	22.1	21.3	19.4	15.2	13.2
1976	11.8	12.3	11.9	14.3	15.9	18.8	21.3	22	21.6	16.2	14	10.1
1977	10.8	9.6	12.5	13.3	-99.9	19.5	22	24	21.3	19.6	12.5	11.4
1978	8.7	10.5	11.5	13.6	17	19	22	22.6	20.7	16.8	14.1	13
1979	12.3	10.6	15.1	13.8	15.7	20.1	21.8	23.1	21	20.1	13.3	10.3
1980	10.6	10.9	12.6	13.1	16	18.7	20.1	21.9	20.3	17	15	13.3
1981	10.6	9.4	11.6	13	15.2	20.3	23	23.8	20.9	18.4	14	13
1982	10.5	10.4	11.1	12.3	14.1	18.5	20.7	23.5	21.3	19.1	12.5	12
1983	7.9	7.1	10.7	12.3	16.1	18.9	21.3	21.3	19.5	17.4	13.1	10.4
1984	9.4	9.3	11.9	14.1	16.9	18.3	21.8	21.8	19.9	18.8	15.8	12.1
1985	10.8	12.2	11.2	13.5	15.8	18.7	21.4	21.4	22.9	20.2	17.8	12.8
1986	10.4	10.9	11.3	13.6	15.5	18.3	21.8	22.3	21.1	18.2	12.5	9.8
1987	10.6	9.8	10.5	12	16.4	19.6	22.4	22.2	20.6	17.9	16.4	12.9
1988	11.9	12.1	12.3	13.1	14.9	16.5	22.1	23.2	17.9	15.8	11	5.8
1989	6.1	6.8	9	9.1	14	18.1	23	23.3	18	15.1	11.9	10.3
1990	6.3	9.4	9.7	9.2	14	19.9	20.9	22	21.6	14.5	9.2	5.2
1991	5.2	4.9	8.5	8.2	10.7	18.3	22.3	23.3	19.8	12.3	8.7	6.1
1992	5.2	6.2	7	9.6	13.7	14.5	19.8	22	19.6	12.7	10.3	7.6
1993	5.3	5.6	7.6	9.7	13.8	18	21.4	22.2	16.8	13.1	9.7	6.9
1994	5.8	6.6	10.2	8.7	15.4	18.1	24.6	25.7	17.9	14.5	11.3	7.4
1995	5.8	8	8	9.3	15.5	17.5	21.7	21.5	16.4	15.3	11.4	9.1
1996	8.2	5.4	8	10.5	12.7	16.9	20.6	20.7	15.9	12.1	10	8.3
1997	7	8	8.5	10.8	14.4	18.5	19.6	20.8	19	15.2	10.2	7.9
1998	6.7	8.5	8.7	9.9	12.6	19.7	22.6	21.5	18.9	12.3	9.5	5.5
1999	6.1	4.8	8.7	11.1	17.3	19.2	22	23.5	18.9	17	8.7	6.4
2000	4.7	7.8	9.6	10.6	16.1	19.3	23.2	23.6	19	12.9	10.2	8.6
2001	6.9	6.1	12.1	10.4	13.2	21	22.5	23.8	19.2	18	8.9	5.8
2002	6.4	7.7	9	10	14.4	21.1	20.8	20.5	18.1	15.3	10.2	8.7
2003	5.7	5	9.2	10.9	14	22.4	24.8	24.6	18.9	15.3	10.3	6.3
2004	6.3	8.1	8.3	9.7	11.1	18.9	21.8	23	19.1	16.7	8.3	6.6
2005	3.3	2.8	8.3	10.2	16.4	19.8	23.1	20.9	16.9	15.1	8.8	5.9
2006	4.3	4.8	9.2	13.1	17.1	19.4	23.1	20.6	18.3	17.2	11.4	6.8
2007	6.6	8	6.7	10.2	13.9	17.4	22.3	22.2	18.3	13.7	8.1	6
2008	6.2	7.9	7.5	11	13	17.7	22.2	21.5	18	14.3	7.4	5
2009	5.3	4.9	8.1	8.1	15.3	20.1	24	21.9	16.7	14.3	11.3	8.3
2010	6.6	7.3	8.6	11.1	12.1	17.1	22.8	21.7	17.6	13.3	8.8	6.9

ANNEXE N°2

V.18.1IV. Pluies mensuelle en millimètre

Nom de la station : TENES ; Code de la station : 020207

Année	jan.	fev.	mar.	avr.	mai.	jui.	jui.	aou.	sep.	oct.	nov.	dec.
1970	80.2	25.2	68.3	22.8	59.8	31	2.4	0.1	0	14.1	34.6	58
1971	6.4	36.6	64.2	65.7	4.6	0.4	0	0	12.8	38.2	38.9	19
1972	102.3	50.4	5.1	29.4	12.3	0.1	0	0	29.4	28.2	12	20
1973	50.1	70	45.2	38	15.9	6.1	0	0	31	15.8	8.9	15
1974	45.4	91.8	60.3	49.5	18.3	6.7	4.6	0.6	28.5	17.2	7.6	25.1
1975	43.7	7.1	0.5	113.4	7.2	0.6	1.1	11.8	10	27.6	94.5	25.9
1976	16.9	18.8	25.6	51	67.7	1.4	0	0.6	19.3	28.6	33.7	23.1
1977	158.3	75.2	25.8	1	69.8	4.5	0	5.6	25.9	17.6	125.2	136.7
1978	42.4	0.2	16.1	14.7	73.9	0.4	0	0.3	23.9	100.3	79.5	8.1
1979	67.1	70.6	0	51.8	17.9	0	0	0	2.5	3.9	343.5	71.1
1980	21.5	3.9	99.7	42.9	41.4	2.2	1.5	1.6	0	26.4	69.7	21.4
1981	92.6	63.6	8.8	53.4	28.9	0.2	0.2	0.2	1.3	36.1	53	22
1982	25.7	19.1	36.3	39.6	84.6	4.7	0	0	3.2	42.1	59.5	85
1983	15.1	59.6	65.7	6.3	3.3	1.2	0.1	0.3	13.3	21	96.7	90.5
1984	56.3	111.6	11.5	9.5	102.7	1.6	0	0.2	12	1.4	3.8	198
1985	12	44.6	56.5	92.7	3.9	0	1.2	1.2	1.4	44.2	115.4	216.8
1986	25.2	24.9	32.4	9.7	43.3	19.8	9.8	0	40.5	20.7	113.7	99.8
1987	79.8	13	32.6	47.8	2.5	0.7	0.6	2.8	24.4	1.5	48.6	116.6
1988	53.8	86.6	62.5	32.7	46.6	41.7	0	0.3	5.6	55	38	234.1
1989	29.9	92.2	95.5	86.4	9	37.9	8.7	23.3	13.3	5.3	39.5	46.7
1990	90.2	0	69.6	97.1	45.6	10.4	26.4	2.6	31.2	22.9	66.4	95.7
1991	99.5	123.8	175	35.3	17.4	7.8	0.5	6.4	12.6	61.7	84.2	13.1
1992	356.4	26.5	156.2	120.5	63	25.4	11.1	0.8	4.3	58.1	63.9	81.8
1993	7.4	80.6	44	98	31.4	0	1.2	8.4	31.1	11.2	54.8	56.3
1994	89.7	105	3.4	34	28.4	0	0	2.2	90.7	38.6	46.9	49.8
1995	232.7	59.1	112.1	24.2	25.1	22.6	0.5	14.4	36.4	33.7	72.2	69.6
1996	121.3	259.7	107.6	125	42.8	35.9	13.6	2.5	24.8	38.1	14.3	95.3
1997	85.6	17.4	4.6	135.6	38.9	2.9	7.1	17	24.5	69.7	217.3	104.1
1998	35.8	75	37.8	46.1	142.3	2.5	1.4	3.5	32.4	33.7	56.8	51.3
1999	164.4	178.4	146.3	8.3	4.6	10.2	0.1	16.7	21.2	16.2	76.4	241.8
2000	12.7	0.9	11.1	50	24.8	4.8	0.6	0.2	32.9	79.3	160.9	113.1
2001	253.3	41.7	5.4	59.8	37.7	0.3	0.2	1.2	30.9	40.5	114.4	48
2002	34.3	17.3	71.1	54.7	55	0.5	3.7	29.5	18.8	31.4	112.4	85.1
2003	238.4	145.5	14.8	77	20.2	0.7	0	2.2	1.4	47.1	130.3	123
2004	77.5	56.3	49	35.6	71.6	5.4	0.1	11.9	13.7	36.9	83.5	162.1
2005	88.3	124.9	37.2	15.9	0.6	0.2	0.6	0.4	15.2	63.9	73.5	152.4
2006	134.8	131.6	50.6	19.2	152.2	8.6	0.3	6.4	38.3	1.2	11.1	124.8
2007	34.1	100.4	267.1	100	23	0	17.2	1.3	74.7	87.3	149.1	59.5
2008	25	22.8	83	9.9	49.1	32.7	3	22.2	35.4	125.4	106	170.1
2009	200.1	54.7	155.9	99.4	32.5	7.4	6	1.7	37.3	18.2	103.5	150.4
2010	138.5	155.9	89.6	27.2	39.3	2	0.2	61	5.6	157.4	171.7	84.8

