

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE MOHAMED BOUDIAF - M'SILA

FACULTE TECHNOLOGIE
DEPARTEMENT HYDRAULIQUE

N° :



DOMAINE : HYDRAULIQUE
FILIERE : HYDRAULIQUE
OPTION : O. H. A

Mémoire présenté pour l'obtention
Du diplôme de Master Académique
Par : BENZIANE HICHAM
BOUCHLALEG ZAKARIA

Intitulé

Contribution à l'étude de la vidange du
barrage Tilesdit (W. de Bouira) par le logiciel
HEC-RAS

Soutenu devant le jury composé de :

M ^r Nebbar Mohamed Lakhdar	Université	M. Boudiaf - M'sila	Président
M ^r Dougha Mustapha	Université	M. Boudiaf - M'sila	Examineur
M ^r Hamidou Mohamed	Université	M. Boudiaf - M'sila	Encadreur

Année universitaire : 2020 /2021.

Remerciements

*Au terme de ce travail, nous adressons nos remerciements les plus sincères à notre encadreur **Dr. Hamidou Mohamed** pour nous avoir permis de bénéficier de son grand savoir dans la matière , pour sa disponibilité, sa pédagogie , ses compétences, sa modestie et son aide précieuse tout au long de ce projet même pendant les moments les plus difficiles .vraiment merci pour une qualité d'encadrement si sérieuse et si consistante ...*

Nous remercions les membres de jury pour avoir accepté de juger et évaluer ce mémoire.

*Nous remercions tous les enseignants de **DEPARTEMENT HYDRAULIQUE** et les personnels administratifs et techniques, qui ont contribué de près ou de loin à notre formation durant ces cinq années.*

*Nous remercions également Mme **Bougerou Wassila** Directrice du barrage Telesdit de Bourira pour les données techniques du barrage qu'elle nous a fournies*

Nous remercions toutes les personnes qui nous ont soutenus, d'une façon ou d'une autre, nous éprouvons incessamment leur estime et amabilité

Nous terminons ces remerciements en saluant vivement les membres du jury pour l'honneur qu'ils nous font en acceptant de lire et juger ce travail.

Que la paix d'Allah soit toujours avec vous !

Dédicace

*Nous dédions ce travail à nos chers parents pour leurs sacrifices
Et leurs encouragements durant toutes nos études
A nos frères et nos sœurs*

*A toute notre grande famille à tout ce qui nous connaît
A tous nos amis
De la promotion du Master*

«OUVRAGE HYDRAULIQUE » 2020/2021

*On ne peut trouver les mots justes et sincères pour vous
Exprimer notre affection et nos pensées, vous êtes pour nous des
Frères, sœurs et des amis sûrs qu'on peut compter.
En témoignage de l'amitié qui nous uni et des souvenirs de
Tous les moments que nous avons passé ensemble,
on vous dédie ce travail et on vous souhaite une vie pleine de
santé et bonheur.*

*Sans oublier de dédier ce travail
à l'âme de mon cher oncle DJONIT TAHAR, c'était la
bénédiction du mentor, que Dieu ait pitié de lui*

HICHAM ET ZAKARIA

Résumé

Ce travail est consacré à la simulation de la vidange de la retenue du barrage de Tilesdit de Bouira par le logiciel HEC-RAS. On commence par délimiter le plan d'eau de la retenue du barrage, et la zone d'écoulement à son aval, puis on introduit la digue barrage qui fait la connexion entre ces deux domaines. Le dispositif de vidange composé de trois conduits dont deux circulaires et identiques, et le troisième rectangulaire, sera intégré dans la digue « Élément de connexion » par l'option ponceau du logiciel. Une fois que les données de remplissage de la retenue et les conditions initiales et limites sont introduites, on lance la simulation pour déterminer les paramètres hydrauliques de vidange et d'écoulement à l'aval de l'ouvrage.

Abstract

This work is dedicated to the simulation of the emptying of the dam of Tilesdit de Bouira by the software HEC-RAS. The first step is to delineate the water body of the dam, and the flow area downstream, and then to introduce the dam that connects these two areas. The drain system consisting of three ducts, two of which are circular and identical, and the third rectangular, will be integrated into the "connecting element" by the culvert option of the software. Once the reservoir fill data and the initial and boundary conditions are entered, the simulation is initiated to determine the hydraulic drainage and flow parameters downstream of the structure.

ملخص

تم تخصيص هذا العمل لمحاكاة تفريغ خزان سد Tilesdit de Bouira باستخدام برنامج HEC-RAS. نبدأ بتحديد المسطح المائي لخزان السد ومنطقة التدفق في اتجاه مجرى النهر، ثم نقدم السد الذي يجعل الاتصال بين هاتين المنطقتين. يتكون جهاز التفريغ من ثلاث قنوات، اثنتان منها دائرية ومتطابقة، والثالثة مستطيلة، سيتم دمجها في السد. "عنصر الاتصال" عن طريق خيار قناة البرنامج. بمجرد إدخال بيانات تعبئة الخزان والشروط الأولية والحد، يتم إطلاق المحاكاة لتحديد الصرف الهيدروليكي ومعلومات التدفق في اتجاه مجرى الهيكل.

LISTE DES TABLEAUX

Tableaux	page
Tableau I .1. Dispositif de vidange minimum – (source G. Degoutte 2002)	17
Tableau II.1. Superficie des sous bassins versants de la Soummam	29
Tableau III.1 Coefficient de Manning« n » pour les conduits fermés s'écoulant partiellement à plein	50
Tableau III.2. Coefficient de perte d'entrée pour les ponceaux en béton.....	51
Tableau III.3. Coefficient de perte d'entrée pour les ponceaux caissons en béton armé.....	52

LISTE DES FIGURES

<u>Figures</u>	<u>page</u>
Figure .I.1. Tirant d'eau, largeur au miroir et section mouillée	3
Figure .I.2. Pression en un point	5
Figure .I.3. Ligne piézométrique	6
Figure .I.4. Ligne de charge et ligne piézométrique	7
Figure .I.5. Charge spécifique	7
Figure .I.6. Forces appliquées par l'eau sur les parois.....	8
Figure .I.7. Ecoulement permanent.....	8
Figure .I.8. Ecoulement non permanent.....	9
Figure .I.9. Schéma représentant les différents types d'écoulement	11
Figure .I.10. Régime fluvial	11
Figure .I.11. Régime torrentiel	11
Figure .I.12. Barrage poids	12
Figure.I.13. Barrage remblai	13
Figure.I.14. barrage voute	13
Figure .I.15. Barrage poids à contreforts	14
Figure .I.16. Tour de prise d'eau	15
Figure.I.17. Schéma de vidange	16
FigureI.18 . Vanne aval (vanne secteur)	18
Figure .II.1. Les Grands Bassins Versants d'Algérie	25
Figure .II.2. Réseaux hydrographiques bassins versants de Soummam	26
Figure .II.3. les sous bassins de la Soummam	28
Figure .II.4. Situation de barrage TELSDIT. (Image Google map).	30
Figure .II.5. : vue barrage de Tilesdit	31
Figure .II.6. : Courbe de remplissage Côte-Volume	31
Figure II.7. Dimensions du dispositif de vidange	32
Figure.III.1. Fenêtre New Project	33
Figure .III.2. Fenêtre <i>Geometric Data</i>	33
Figure .III.3. Fenêtre <i>Cross Section Data</i>	34
Figure .III.4. Fenêtre <i>Steady Flow Data</i>	35
Figure .III.5. Fenêtre <i>Reach Bondary Conditions</i>	36
Figure .III.6. Fenêtre <i>Unsteady Flow Data</i>	36
Figure .III.7. Fenêtre <i>flow hydrograph</i>	37
Figure .III.8. Fenêtre <i>Steady Flow Analysis</i>	37
Figure .III.9. Fenêtre <i>Unseady Flow Analysis</i>	38
Figure .III.10. Fenêtre système de référence spatiale	38
Figure .III.11. fenêtre de l'option Create a new terrain	39
Figure .III.12. fenêtre de choisir le fichier w001001.ad	39
Figure .III.13. fenêtre de RAS Mapper	40

Figure .III.14. Fenêtre de Géométric data	41
Figure .III.15. Fenêtre du maillage	42
Figure .III.16. Fenêtre de SA/2D Area BC Lines	42
Figure .III.17. Fenêtre de (Run/Unsteady flow analysis)	43
Figure .III.18. Fenêtre de la profondeur d'eaux instantanées	44
Figure .III.19. Fenêtre de la vitesse d'eaux instantanées	44
Figure .III.20. Formes de ponceaux couramment utilisées	46
Figure .III.21. Section transversale d'une conduite circulaire et d'un ponceau de boîte, respectivement.....	47.
Figure .III.22 : Ponceau d'écoulement plein avec lignes d'énergie et de charges hydraulique.	48
Figure .III.23. Ponceau avec plusieurs valeurs de Manning.....	53
Figure .III.24. Ponceaux partiellement remplis ou enterrés.....	54
Figure .III.25. types des vannes de vidange des barrages.....	56.
Figure .IV.1. Création du MNT et TIN.....	67
Figure .IV.2. : Frontières du domaine d'étude et maillage de la surface d'écoulement...	67
Figure .IV.3. Connexion plan surface d'eau- barrage- zone d'écoulement	68
Figure .IV.4. Courbe volume- élévation.....	68
Figure .IV.5. Caractéristiques des trois orifices de vidange (G, M, D).....	69..
Figure .IV.6. Génération du maillage de la zone d'écoulement.....	70
Figure .IV.7. Introduction des conditions aux limites.....	70
Figure .IV.8. Introduction des conditions initiales	71
Figure .IV.9. les conditions aux limites.....	71
Figure .IV.10. Affichage des calculs.....	72
Figure .IV.11. Profondeurs maximales.....	73
Figure .IV.12. Vitesses maximales.....	73
Figure .IV.13. Elévations maximales de la surface libre.....	74
Figure .IV.14. Courbes de vidange : élévation et débit en fonctions du temps.....	74
Figure .IV.15. Variations temporelles du débit à travers les trois orifices et les deux élévations en amont et aval du barrage.....	75
Figure .IV.16. Variation temporelle de la profondeur (a) élévation de la surface libre (b) et vitesse dans un point situé à l'amont de la zone d'écoulement (c).....	75-76
Figure .IV.17. Variation temporelle de la profondeur (a) élévation de la surface libre (b) et vitesse dans un point situé à l'aval de la zone d'écoulement(c).....	77-78

SOMMAIRE

Introduction générale.....	01
----------------------------	----

Chapitre I : Les écoulements à surface libre et vidange d'un barrage

I.1. Les écoulements à surface libre.....	02
I.1.1. Introduction.....	02
I.1.2. Généralités	02
I.1.3. Les paramètres géométriques des canaux	03
I.1.4. Les paramètres hydrauliques.....	04
I.1.4. 1. Masse volumique.....	04
I.1.4. 2. Poids volumique.....	04
I.1.4.3. Débit.....	04
I.1.4. 5. Vitesse moyenne.....	04
I.1.4. 6. Ligne de courant.....	04
I.1.4. 7. Pression hydrostatique en un point.....	04
I.1.4. 8. Charge hydraulique en un point d'un liquide en mouvement.....	05
I.1.4. 9. Charge moyenne dans une section.....	05
I.1.4. 10. Ligne piézométrique.....	06
I.1.4.11. Ligne de charge moyenne.....	06
I.1.4.12. Charge spécifique.....	07
I.1.4.13. Poussée sur une paroi d'un canal.....	07
I.1.4.14. Frottement sur une paroi du canal.....	08
I.1.5. Les types d'écoulement à surface libre.....	08
I.1.5.1 Variabilité dans le temps.....	08
I.1.5.2 Variabilité dans l'espace.....	09
I.1.4. Les différents régimes d'écoulement.....	10
I.2. Les barrages.....	11
I.2.1 Types de barrages.....	11
I.2.2 Les barrages poids	12
I.2.2.2 Les barrages en remblai :	13
I.2.2.3 Les barrages voutes.....	13
I.2.2.4 Barrages à contreforts	14
I.3 Ouvrages de prise et de vidange	14
I.3.1 Ouvrage de prise.....	15
I.3.1.1 Fonctions de la prise d'eau.....	15
I.3.1.2 Types de prise d'eau.....	15
I.3.2.vidange de fond d'un barrage.....	16
I.3.2.1. Introduction.....	16
I.3.2.2. Types de vidange de fond.....	16
I.3.2.3. Dispositif minimum de vidange.....	17
I.3.2.4 Matériaux constitutifs de la conduite.....	18
I.3.2.5 Pose d'une conduite directement sous le remblai.....	18
I.3.2.6 Pose de la conduite.....	19
I.3.2.7 Galerie de vidange ou conduite à écoulement à surface libre.....	20
I.3.2.8 Types d'incidents recensés sur les dispositifs de vidange.....	20

I.3.2.9 Planning de l'opération.....	20
I.3.2.10 Réalisation de la vidange.....	21
I.3.2.11 Impact d'une vidange.....	21
I.3.2.12 Calcul du temps de vidange.....	22

Chapitre II : Présentation de la zone d'étude et du barrage

Introduction.....	25
II.1. Bassin versant de la Soummam	25
II.1.1 Situation géographique :	25
II.1.2 Réseaux Hydrographiques :	26
II.1.3 Climatologie de la région de Bouira.....	27
II.1.3.1 Les précipitations.....	27
II.1.3.2 Les températures.....	27
II.1.3.3 Les vents.....	27
II.1.3.4 Hydrologie.....	27
II.1.3.5.Pédologie.....	28
II.1.3.6.Couvertures végétales.....	28
II.1.3.7 Morphologie du bassin.....	28
II.2 Barrage Tilesdit :	29

Chapitre III : Présentation des logiciels de simulation

Introduction	33
III.1. Principe d'utilisation du logiciel HEC-RAS.....	33
III.1.1. Projet	33
III.1.2. Géométrie des sections : Géométrie des sections	34
III.1.3. Débit et conditions aux limites	36
III.1.4. Simulation hydraulique	38
III.2.Description de la version 2D du logiciel HEC-RAS.....	39
III.2.1. Préparation du modèle terrain.....	39
III.2.2. Création du maillage.....	41
III.2.3. Exécution du modèle instationnaire.....	44
III.2.4. Visualisation des résultats.....	44
III.3. Modélisation des ponts	46
III.3.1. Types de ponts	46
III.3.2. Introduction à la terminologie des ponts	47
III.3.3. Paramètres de calcul d'un pont.....	49
III.3.3.1.Longueur du pont.....	49
III.3.3.2.Perte de charge totale dans les ponts.....	50
III.3.3.3.Valeurs du coefficient de Manning n à l'intérieur du pont.....	54
III.3.3.4.Ponts partiellement remplis ou enterrés.....	55

Chapitre IV : Simulation numérique et résultats

Introduction	56
IV.1.Informations numériques et modèles numériques	56
IV.2. Simulation de la vidange de la retenue et de l'écoulement à l'aval du barrage.....	57
IV.3. Résultats de la simulation.....	61

Conclusion générale.....70

Références bibliographiques.....71

INTRODUCTION GENERALE

Introduction générale

La vidange d'une retenue par la vanne de fond intervient en cas d'inspection, d'entretien ou de réparation des organes habituellement ennoyés du barrage (parement amont, dispositif de prise d'eau, dispositif de vidange de fond ...) ou bien pour évacuer les sédiments accumulés en fond de retenue. La vidange totale ou partielle d'une retenue est susceptible de générer des impacts environnementaux importants. Dans ce contexte, on considère le barrage de TILES DIT, situé à l'Est et au sud-est de la wilaya de BOUIRA qui est un exemple de telle situation.

L'objectif fixé par cette étude est de simuler le fonctionnement de la vidange de ce barrage et de suivre l'évolution temporelle du débit et du niveau d'eau en aval en amont de sa digue. L'impact des eaux écoulées sur l'environnement aval du barrage sera aussi étudié en simulant l'évolution des paramètres hydraulique de l'écoulement (élévation, profondeur, débit et vitesse)

Notre simulation sera réalisée par le logiciel HEC-RAS version 2D qui possède la capacité de calculer l'écoulement non permanent et d'intégrer des lacs d'eau des zones d'écoulement et des structures hydrauliques.

Ainsi, le mémoire présenté comporte, après une introduction, quatre chapitres qui constituent :

Le 1^{er} chapitre comporte des généralités sur les écoulements à surface libre vidange d'un barrage

Le deuxième chapitre est consacré à la présentation du bassin versant de la Soumman et du barrage d'étude, nous y avons introduit tous les paramètres et aspects nécessaires à notre travail.

Dans le troisième chapitre, on présente le logiciel HEC-RAS, ainsi que les principes de son utilisation et les étapes de modélisation des écoulements dans les ponceaux.

Enfin, la simulation de ce phénomène et la présentation des résultats et leurs analyses sont faites au quatrième chapitre. Le mémoire se termine par une conclusion générale et des perspectives.

CHAPITRE I

LES ECOULEMENTS A SURFACE LIBRE ET VIDANGE D'UN BARRAGE

Chapitre I : Les écoulements à surface libre et vidange d'un barrage

Introduction :

Dans ce chapitre nous allons définir les différents paramètres hydrauliques d'un écoulement à surface libre, qu'on rencontre dans les ouvrages d'un barrage. Ensuite, on donne un aperçu sur les différents types de barrages et leurs ouvrages annexes, tout en se focalisant sur les vidanges de fond. On va rappeler les principes de calcul des paramètres qui caractérisent leur dimensionnement et fonctionnement.

I.3. Les écoulements à surface libre

I.3.1. Introduction

Les écoulements à surface libre sont des écoulements qui s'écoulent dans un canal sous l'effet de la gravité. Contrairement aux écoulements en charge, la section d'écoulement devient une caractéristique de l'écoulement et non plus seulement de la géométrie du canal.

L'hydraulique à surface libre se distingue de l'hydraulique en charge par l'existence d'une surface libre, c'est à dire d'une surface où l'écoulement est en contact direct avec l'atmosphère donc c'est la gravité qui est l'agent moteur.

Le domaine d'application de l'hydraulique à surface libre est large :

- Cours d'eau : rivières, fleuves,...etc.
- Canaux de navigation, d'irrigationetc.

I.3.2. Généralités :

Les cours d'eaux naturels sont caractérisés par des géométries du lit souvent très complexes. Ces cours d'eaux doivent laisser transiter un débit qui varie en fonction du temps. En général, celui-ci peut varier d'une année à l'autre d'une façon extrêmement variable en fonction des eaux reçues.

Ces débits transitant par le cours d'eau sont susceptibles de modifier d'une certaine manière la géométrie du lit (section en travers, granulométrie, etc.). En fonction du terrain (pente, nature géologique du terrain, etc.), le cours d'eau a plusieurs possibilités pour optimiser le transit d'eau en ajustant la largeur, la profondeur, la sinuosité, etc.

Compte tenu de la variation de la pente du cours d'eau et de la taille des sédiments, la géométrie du cours d'eau varie de façon très significative entre la source et l'exutoire. Dans la partie amont, où le

sédiment est fourni à la rivière, la pente est généralement forte et le lit est droit (quand il est vu en plan) ; le lit peut être incisé dans un matériau différent des sédiments qu'il transporte ou bien prendre place dans ses dépôts alluvionnaires [1].

I.3.3. Les paramètres géométriques des canaux

Ces paramètres sont relatifs à une section du chenal dans un plan perpendiculaire à son axe, dont la position est définie par une abscisse (x). Les paramètres essentiels sont le tirant d'eau (y), la section mouillée (S), la largeur au miroir (L) ou largeur de la section mouillée et le périmètre mouillé (P).

Ils sont définis sur le schéma de la (figure I.1). Bien noter que le périmètre mouillé est la longueur de paroi en contact avec l'eau (berges et fond), mais ne comporte pas le contact eau-atmosphère [2].

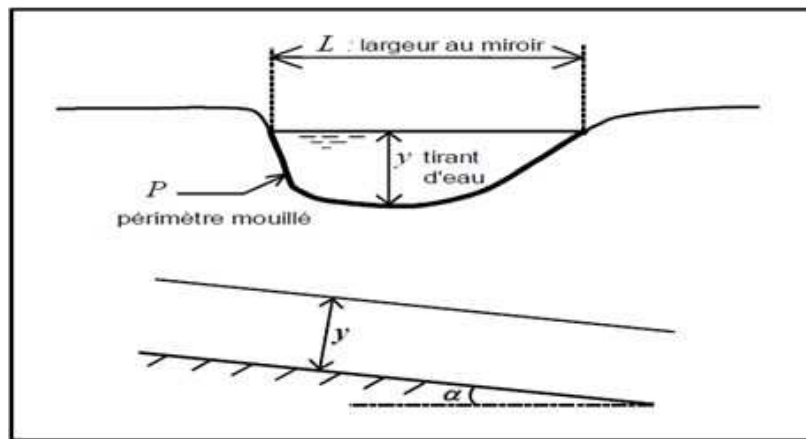


Figure I.1 : tirant d'eau, largeur au miroir et section mouillée

- ✓ Le rayon hydraulique est le rapport entre section mouillée et périmètre mouillé, $Rh = Sm / Pm$.
- ✓ Pour un canal rectangulaire, $Rh = L \cdot y / L + 2 \cdot y$.
- ✓ Pour un canal infiniment large, $Rh = y$.
- ✓ La pente du chenal est la pente de son fond, mesurée tout le long de son axe, et comptée positivement si le chenal est descendant. Elle est notée i ($i = \sin \alpha$). Si z désigne la côte du fond, alors $i = - dz / dx$.

Remarque : Il ne faut pas se laisser abuser par l'appellation « paramètres géométriques ». Tous les paramètres L , y , S , P et R dépendent du débit et ne sont donc pas des constantes géométriques. Seule la pente (i) est une constante géométrique (c'est à dire indépendante du débit, mais certes, pas forcément de l'abscisse).

I.3.4. Les paramètres hydrauliques

I.1.4. 1. Masse volumique

La masse volumique de l'eau est notée ρ_w et vaut 1000 kg/m^3 dans le cas de l'eau sans matières en suspension [2].

I.1.4. 2. Poids volumique

Le poids volumique de l'eau est noté $\gamma_w = g \cdot \rho_w$ et vaut $9,81 \text{ k N/m}^3$ pour de l'eau sans matières en suspension. g désigne l'accélération de la pesanteur et vaut $9,81 \text{ m/s}^2$.

I.1.4.3. Débit

Le débit (Q) est le volume d'eau qui traverse une section perpendiculaire à l'axe du chenal.

I.1.4. 4. Vitesse en un point de l'écoulement

Par définition, la vitesse (V) en un point de l'écoulement est celle de la particule qui passe en ce point au moment considéré.

I.1.4. 5. Vitesse moyenne

La vitesse moyenne est par définition $V = Q / S$, c'est-à-dire $V = \iint V \cdot ds / S$, ds désignant un élément de surface ($S = \iint ds$).

I.1.4. 6. Ligne de courant

Une ligne de courant est une courbe tangente en chacun de ses points P au vecteur vitesse en ce point. Son équation est donc $\mathbf{v} \wedge d\mathbf{P} = 0$ (produit vectoriel). En écoulement non permanent, la vitesse $\mathbf{v}$ au point P évolue dans le temps ; les lignes de courant se déforment donc avec le temps. En écoulement permanent, les lignes de courant ne se déforment pas et constituent des trajectoires de particules d'eau. Le profil de la surface libre est une ligne de courant particulière.

I.1.4. 7. Pression hydrostatique en un point

Dans un liquide au repos, $Z + P/\gamma_w$ est constant. p désigne la pression appliquée à une facette passant par le point considéré et ne dépend pas de l'orientation de cette facette. Elle s'exprime en Pascal (symbole Pa ou N/m^2). Dans ce qui suit, p désignera la pression relative (autrement dit, en surface d'un liquide $p = 0$). A une profondeur h sous la surface libre

$$p = \gamma_w h.$$

I.1.4. 8. Charge hydraulique en un point d'un liquide en mouvement

L'appellation charge hydraulique désigne une énergie par unité de poids de liquide. Par définition, la charge en un point P d'une ligne de courant est la valeur : $H_P = Z_P + \frac{p}{\gamma_w} + \frac{V^2}{2g}$

Où Z_P est la cote du point, p la pression en ce point, V la vitesse au point P . Si Δz désigne la différence d'altitude entre le point P et la surface libre, la pression (relative) en P est $p = \gamma_w \Delta z$ (figure I.2).

Si (y_p) désigne la distance du point P à la surface et si α désigne l'angle du fond avec l'horizontale, $y_p = \Delta z / \cos \alpha$.

Donc $p = \gamma_w \cdot y_p \cos \alpha$. Dans les problèmes courants de rivières ou de canaux, la pente est très faible (quelques ‰ à quelques %) et $\cos \alpha \approx 1$. Par exemple, jusqu'à un angle de 8° , c'est à dire une pente de 14%, l'erreur n'est que de 1%.

D'où : $p = \gamma_w \cdot y_p$ comme pour un problème hydrostatique. Donc, en hydraulique à surface libre et pour une pente faible, la charge en un point vaut aussi :

$$H_P = Z_P + \frac{p}{\gamma_w} + \frac{V^2}{2g} \quad (I.1)$$

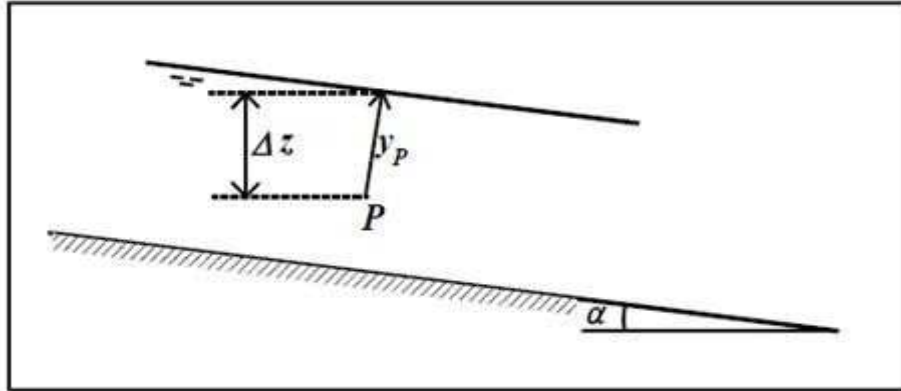


Figure I.2 : pression en un point

I.1.4. 9. Charge moyenne dans une section

En intégrant dans une section, il vient :

$$H = Z_f + \beta V^2 / 2g \quad (I.2)$$

Où Z_f désigne la cote du fond et y le tirant d'eau pour la section. Le coefficient β vaut 1 si la répartition des vitesses dans la section est uniforme. Sa formulation est :

$$\beta = \frac{\int \frac{v^3}{V^3} dS}{S} \quad (I.3)$$

En rivière, β est généralement compris entre 1 et 1,2.

I.1.6.10. Ligne piézométrique

C'est par définition le lieu de $Z_P + p/\gamma_w$ lorsque P décrit une ligne de courant. L'éloignement de P à la surface libre mesuré verticalement est $p / \cos \alpha \cdot \gamma_w$. Si la pente est faible, cet éloignement est pratiquement égal à : p / γ_w (figure I.3).

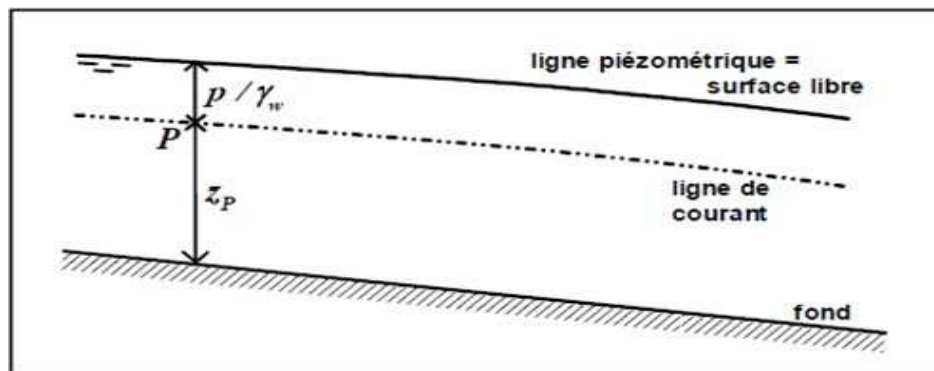


Figure I.3 : Ligne piézométrique

Remarque : La ligne piézométrique coïncide avec la surface libre dans un écoulement à surface libre à faible pente

I.1.4.15. Ligne de charge moyenne

La ligne de charge moyenne est obtenue en reportant graphiquement $V^2/2g$ au-dessus de l'aligne piézométrique (figure I.4). Sur cette figure, le tirant d'eau est assimilé à la distance verticale entre le fond et la surface libre, toujours compte tenu de l'hypothèse de pente faible. Cette assimilation sera maintenue par la suite.

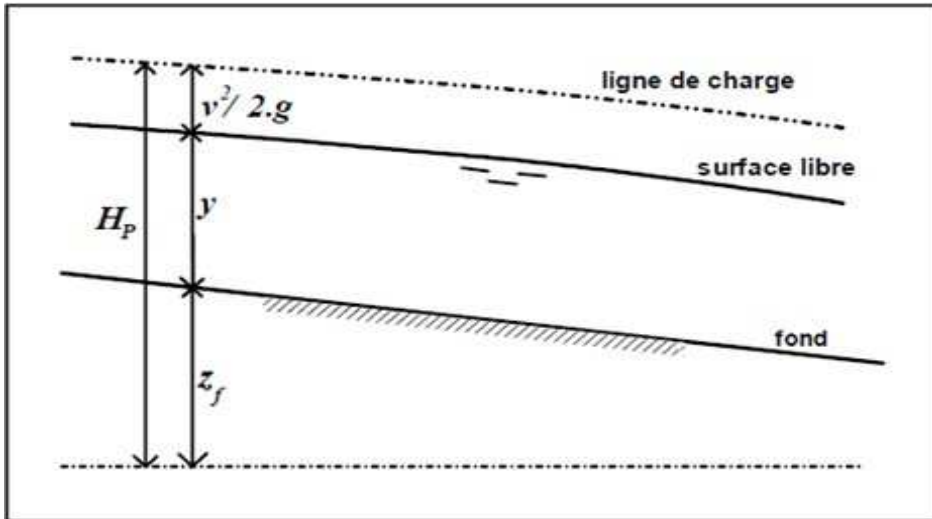


Figure I.4 : ligne de charge et ligne piézométrique

I.1.4.16. Charge spécifique

La charge spécifique est la charge moyenne mesurée par rapport au fond du chenal :

$$H_s = H - Z_f = \frac{p}{\gamma_w} + \frac{V^2}{2g} \quad (I.4)$$

La pression hydrostatique vaut $p = \gamma_w \cdot y \cos \alpha$. Si la pente est faible, $p = \gamma_w \cdot y$

D'où (figure I.5)

$$H_s = y + V^2 / 2.g$$

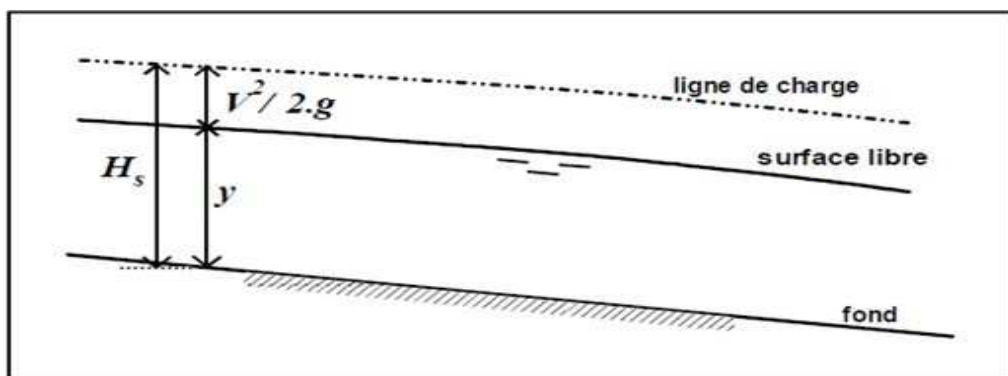


Figure I.5 : charge spécifique

I.1.4.17. Poussée sur une paroi d'un canal

L'eau exerce une poussée égale à celle qui existerait si l'eau était au repos. Sur un élément de section ds , la poussée est : $dp = p \cdot ds$ avec $p = \gamma_w y$

I.1.4.18. Frottement sur une paroi du canal

L'eau étant en mouvement, exerce aussi sur les parois du chenal une force de frottement habituellement notée : $dF = d s. r_0$ (figure I.6.). r_0 : est la force de frottement par unité de surface ou contrainte tangentielle à la paroi.

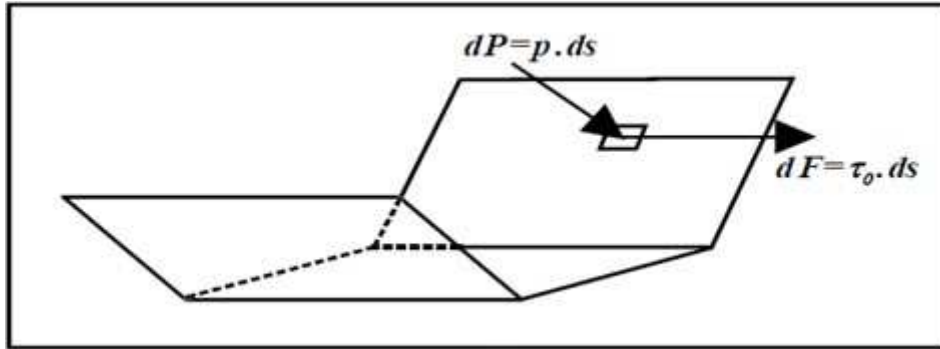


Figure I.6 : forces appliquées par l'eau sur les parois

I.1.7. Les types d'écoulement à surface libre

On peut définir les écoulements suivant la variabilité des caractéristiques hydrauliques tels que le tirant d'eau et la vitesse en fonction du temps et de l'espace [3].

I.1.7.1. Variabilité dans le temps

A/ Ecoulement permanent

Le chenal transporte un débit Q constant dans le temps. Le tirant d'eau y en un point donné est donc aussi constant (figure I.7). En pratique, on peut calculer en régime permanent des canaux d'irrigation, des écoulements en rivière à l'étiage ou en régime moyen. Mais le calcul d'un écoulement en crue ne peut pas être abordé par le régime permanent.

Écoulement permanent : Q et y sont indépendants de

Le régime permanent peut être uniforme ou varié selon la géométrie du chenal.

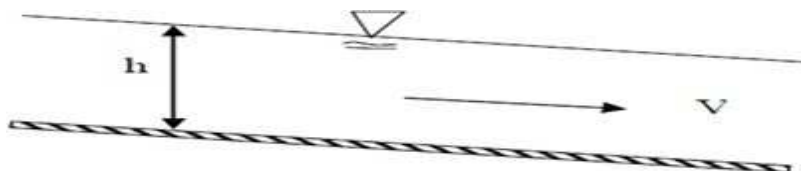


Figure I.7 : Ecoulement permanent

B/ Ecoulement non permanent (transitoire)

Le débit varie en fonction du temps, et il en va donc de même du tirant d'eau en chaque point du cours d'eau. Le calcul du laminage d'une crue par un barrage est typiquement un problème de calcul transitoire, de même le calcul d'un écoulement de rivière en crue, surtout lorsque le lit majeur est sollicité.

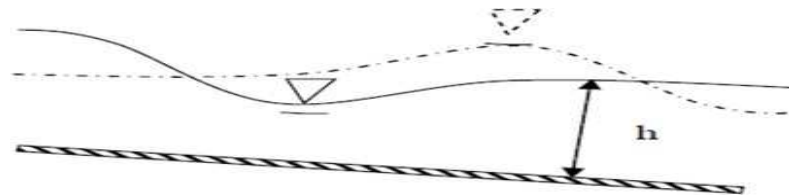


Figure I.8 : Ecoulement non permanent

I.1.7.2. Variabilité dans l'espace**A/ Ecoulement uniforme**

Les caractéristiques géométriques du chenal sont constantes tout au long du tronçon considéré : section mouillée S , pente i ainsi que la rugosité des parois. Le tirant d'eau est constant tout au long du tronçon (appelé tirant d'eau normal). Dans le cas contraire l'écoulement est dit varié. Nous verrons que la pente ne peut être que strictement positive.

Ecoulement uniforme :

$S, i (>0)$ et rugosité indépendante de x ;

Q indépendant de t : $Q = K.S.R^{2/3}i^{1/2}$

y indépendant de x et t (appelé tirant d'eau normal).

B/ Ecoulement non uniforme

L'écoulement est varié lorsque la géométrie ou la rugosité ne sont pas constantes. Mais il l'est aussi dans un tronçon dont la géométrie et la rugosité sont constantes si le tirant d'eau n'est pas constant. Nous distinguerons les écoulements graduellement ou rapidement variés.

C/ Ecoulements graduellement variés

Un écoulement graduellement varié est obtenu lorsque les dimensions, les formes, la rugosité, la pente du chenal varient faiblement sans brusquerie. Le tirant d'eau varie faiblement.

D/Ecoulements rapidement variés

Les écoulements rapidement variés se rencontrent soit en cas de changements de géométrie brutaux en plan (convergers, divergers). Soit dans le cas d'écoulements dont les lignes de courant deviennent très courbes (en profil).

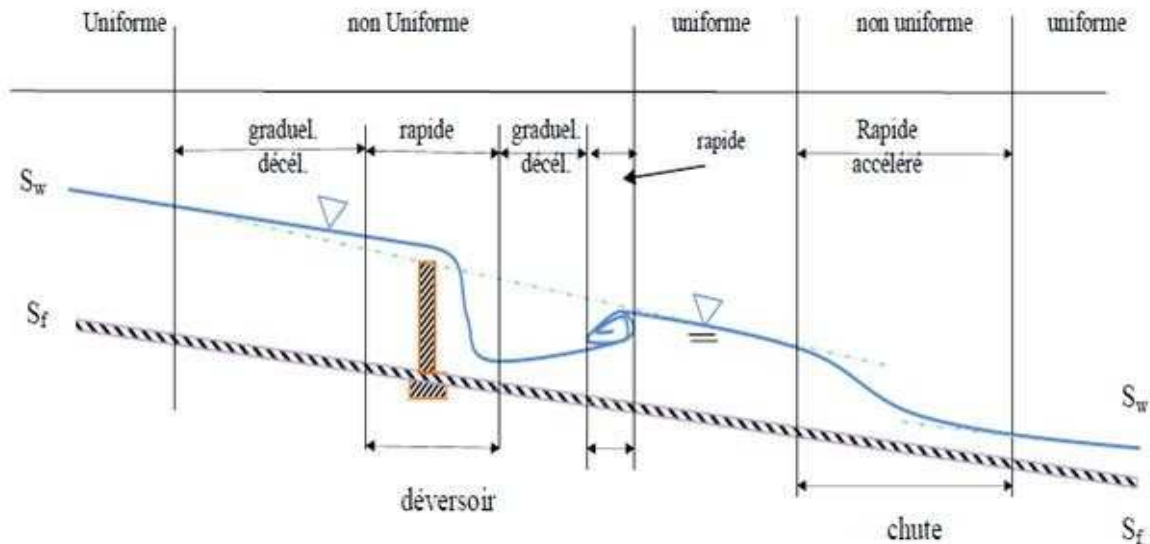


Figure I.9 : Schéma représentant les différents types d'écoulement

I.1.8. Les différents régimes d'écoulement

Les différents types d'écoulement sont soumis à plusieurs régimes, ces régimes sont classifiés par le nombre de Froude qui prend en compte la prépondérance de la force de gravité sur les forces de viscosité. Ainsi il est défini comme le rapport entre forces de gravité et forces d'inertie par le volume [3].

$$Fr = \frac{V_{moy}}{\sqrt{g \cdot D_h}} \quad (I.6)$$

Où :

V_{moy} : vitesse moyenne de l'écoulement.

D_h : Profondeur hydraulique

g : accélération gravitationnelle.

Le travail effectué par le chercheur Froude a permis de conclure l'existence de trois régimes d'écoulement.

- Lorsque $Fr < 1$ (ou lorsque $y > y_c$) le régime est dit fluvial.

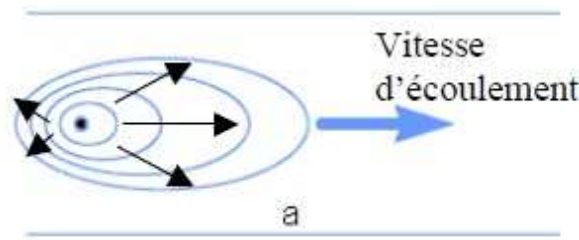


Figure I.10 : Régime fluvial

- Lorsque $Fr > 1$ (ou lorsque $y < y_c$), le régime est dit torrentiel.

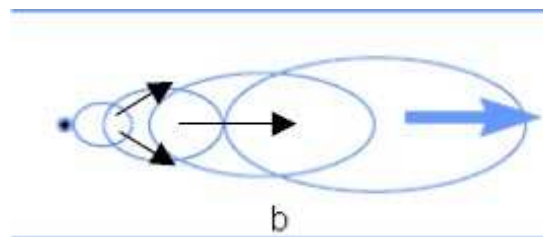


Figure I.11 : Régime torrentiel

- Lorsque $Fr = 1$: le régime est critique

I.4. Les barrages

I.2.3 Définition

Les barrages par leur complexité imposantes constructions de génie civil peuvent être considérés comme des ouvrages particuliers. Ils jouent cependant deux rôles principaux : celui, d'une part de stocker les apports d'eau de répondre aux besoins vitaux et économiques des populations, et celui d'autre part de protection contre des effets destructeurs de l'eau.

I.2.4 Types de barrages

Les principaux paramètres à prendre en compte dans le choix des sites et du type de barrages en vue d'une mobilisation et d'une gestion optimale des ressources hydrauliques sont les suivants :

- La topographie et les vallées
- La morphologie de la vallée
- Les conditions géologiques et géotechniques
- Le contexte météorologique et le régime des crues.

Les matériaux, les modes de résistance à la poussée de l'eau, et les techniques de construction de barrages sont nombreux. Il en résulte par conséquent un ensemble d'ouvrages

variés, mais qui se prêtent à une classification simple et, par ailleurs, importante en matière de sécurité.

Les digues et les barrages peuvent être composés des mêmes matériaux. Ils ont les mêmes fonctions de base : résister à la poussée hydrostatique et aux autres aléas naturels tels que les séismes, les crues et assurer l'étanchéité de la retenue. Deux groupes de barrages sont en œuvre : les barrages en béton et les barrages en terre.

1.2.2.1 Les barrages poids :

Les barrages rigides en béton sont construits selon les principes de la résistance des matériaux et la théorie d'élasticité. Le plus souvent ces ouvrages sont réalisés en béton conventionnel vibré. L'emploi du BCR pourrait être envisagé dès que le volume du barrage dépasse 40 000 m³. Le type le plus ancien des barrages rigides est le barrage poids, appelé ainsi parce qu'il oppose son poids à la poussée des eaux. Il peut être simple, de profil triangulaire, précontraint en faisant participer des tirants d'acier à la reprise des charges, évidé lorsqu'on ménage des vides dans son profil ou mobile lorsqu'une grande partie du parement amont est constituée de vannes qui transmettent la pression de l'eau sur des piles et au radier de l'ouvrage.[5]

Comme on n'était pas certain de la tenue des bétons à cette altitude, le barrage a été recouvert d'un parement de pierres taillées.

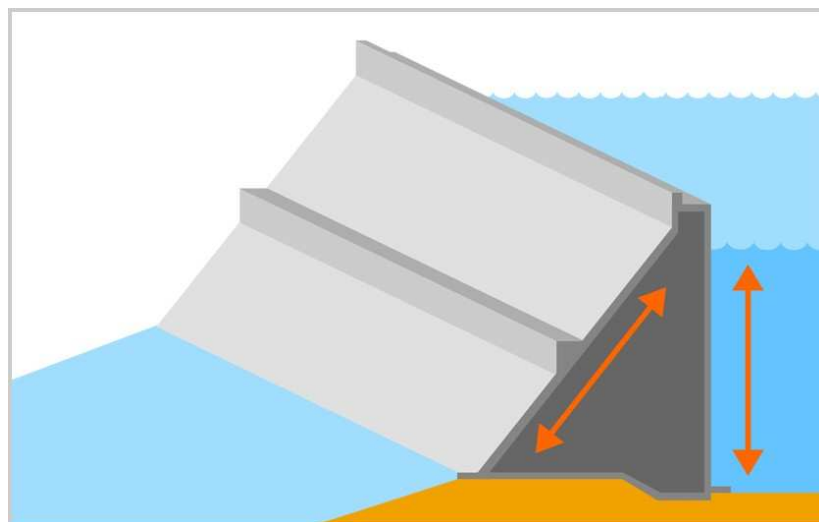


Figure 1.12 Barrage poids

I.2.2.2 Les barrages en remblai :

Il s'agit d'ouvrages de grand volume dont la construction a été rendue possible par l'emploi des engins modernes de terrassement et de manutention. On choisit ce type d'ouvrage lorsque la vallée est trop large pour admettre une structure béton et lorsqu'on trouve les matériaux surplace ou à faible distance.

Ce type de barrage constitué de terre et d'enrochements comporte généralement un noyau central d'argile qui assure l'étanchéité. Dans certains ouvrages, l'étanchéité est assurée par un masque amont en béton ou par un noyau béton. Cette technique a également été utilisée pour la construction de retenues de moyenne capacité lors de l'aménagement de l'arc moyen.

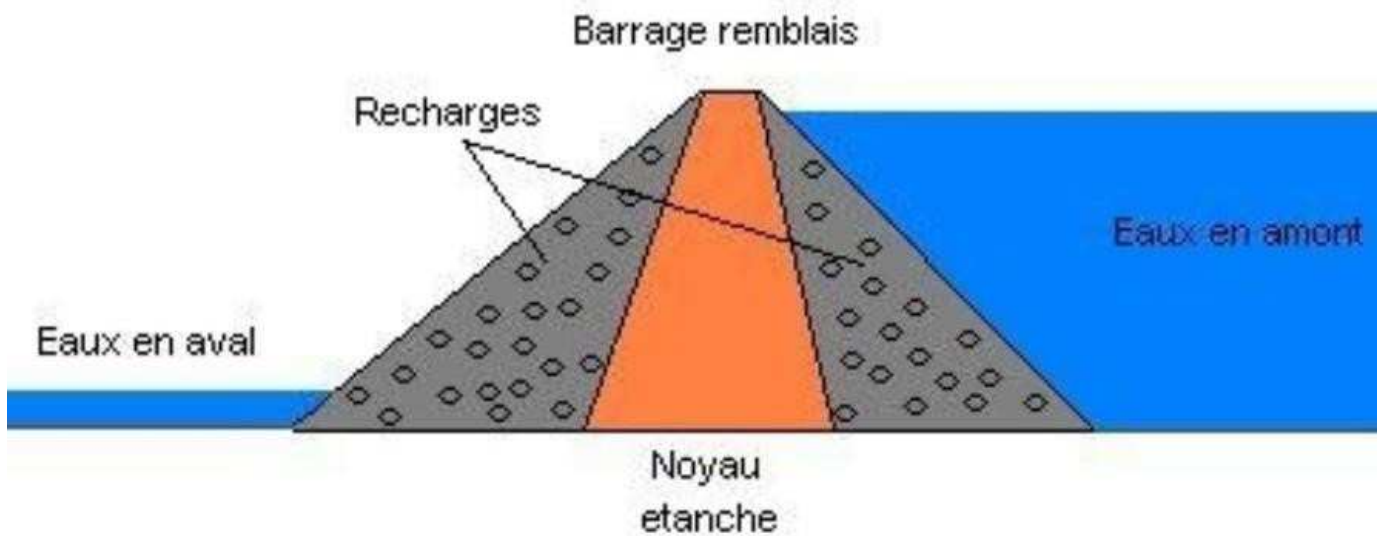


Figure.1.13 Barrage remblai

I.2.2.3 Barrages-voûtes :

Un barrage-voûte est une structure tridimensionnelle agissant comme un voile ou une coque. Il présente une forte courbure en plan et transmet une partie importante des efforts sur les flancs de la vallée. Lorsque toutes les conditions nécessaires sont réunies, il permet d'économiser un volume important de béton par rapport aux autres types. [5]

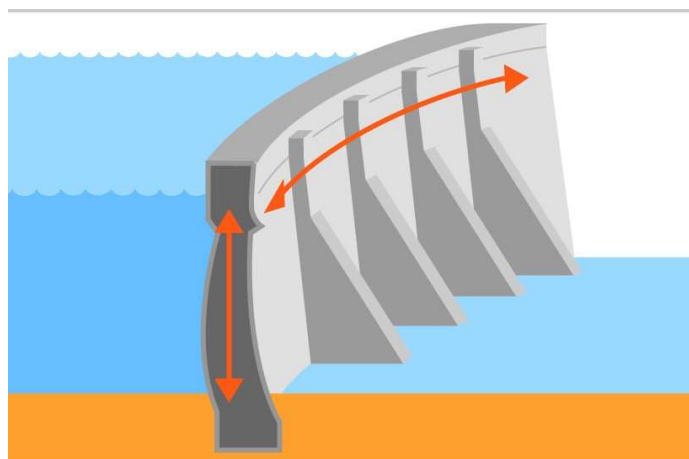


Figure.1.14 Barrage voûte

I.2.2.4 Barrages à contreforts :

Résiste également à la poussée de l'eau par son propre poids, mais un certain nombre de dispositions permettent de diminuer le volume de béton par rapport au barrage-poids. Ce type de barrage est formé d'éléments juxtaposés, nommés contreforts, dont la géométrie est complexe. Chaque contrefort est constitué d'un masque continu à l'amont et d'une âme et reprend l'effort exercé par la poussée de l'eau. Le barrage à voutes multiples entre aussi dans la catégorie des barrages à contreforts. [5]

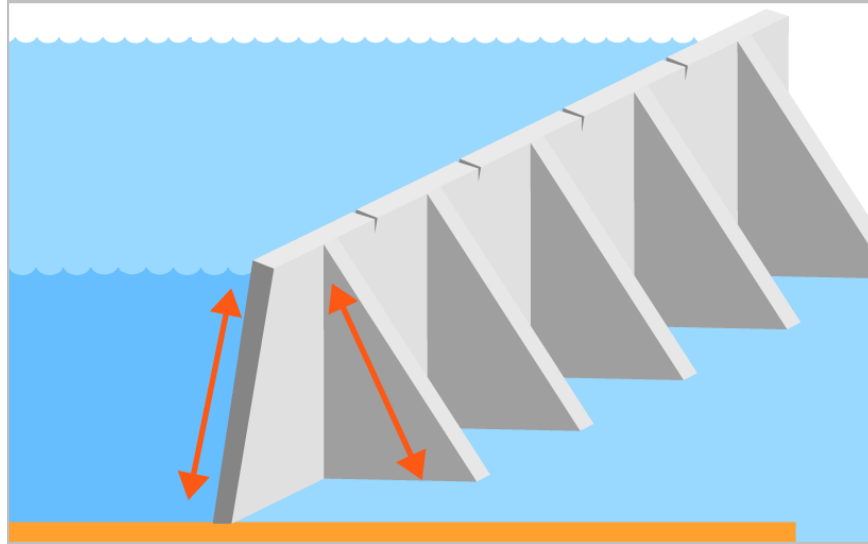


Fig1.15 Barrage poids à contreforts

I.5. Ouvrages de prise et de vidange :

Un dispositif de vidange est absolument indispensable pour tout barrage, c'est un élément de sécurité de l'ouvrage. Les grands barrages sont en général équipés d'un dispositif de prise et de restitution de l'eau distinct du dispositif de vidange. Les petits et moyens barrages sont très souvent équipés d'une seule conduite, en acier ou béton à âme tôle dans la majorité des cas, qui assure les fonctions suivantes :

- passage des eaux lors de la montée du remblai, évacuation de la crue de chantier ;
- restitution de l'eau stockée, ce qui correspond à l'objectif principal de ce type d'ouvrage (soutien des étiages, irrigation) ;
- vidange de la retenue pour permettre l'entretien et surtout possibilité de vidange rapide en quelques jours en cas de danger (par exemple glissement d'une partie du talus aval).

Si la prise se fait par pompage ou par siphonage par-dessus le barrage, les deux dispositifs sont distincts.

I.3.1 Ouvrage de prise

I.3.1.1 Fonctions de la prise d'eau

L'ouvrage de prise d'eau est nécessaire pour garantir les lâchées d'eau pour la consommation. Il a pour rôle d'assurer le débit de pointe de la demande aval, entre RN et PBE, et de permettre le prélèvement d'eau de qualité compatible avec sa destination à aval.

La prise d'eau proprement dite peut être fixe au fond de la retenue. Elle peut consister en un simple piquage en dérivation à l'extrémité av.11 de la conduite de vidange.

Dans certains cas, il peut être intéressant de prélever l'eau soit en surface de la retenue, soit à différents niveaux de celle-ci, en fonction de la température de l'eau notamment. On y parvient au moyen d'une prise flottante ou d'une tour de prise munie d'orifices vannés à différentes hauteurs. Sur les petits ouvrages on peut prévoir un 'moine' qui est une sorte de petite tour de prise rustique très simplifiée. Dans le cas d'une prise par siphon, la partie amont du siphon peut être réalisée en éléments mobiles afin de suivre les variations du plan d'eau



Figure I.16 : Tour de prise d'eau

I.3.1.2 Types de prise d'eau

A/ Conduite de vidange et de prise d'eau en charge

Les deux ouvrages (prise d'eau et vidange de fond) sont regroupés en un seul ouvrage. Cette variante est économique, envisageable lorsque le débit prélevé est inférieur à $3\text{m}^3/\text{s}$ et pas de risque d'apport solide.

B/ Prise d'eau flottante

Les fonctions de prise d'eau et de vidange sont séparées et le prélèvement d'eau s'effectue à une profondeur constante. L'inconvénient de cette variante c'est qu'elle est très coûteuse et nécessite un système avec mécanismes relativement sophistiqués demandant un entretien périodique des pièces hydromécaniques.

C/ Prise d'eau fixée à une tour de prise

La prise d'eau fixée à une tour de prise est très coûteuse du point de vue économique, mais du point de vue technique elle est préférable puisqu'elle permet le prélèvement à plusieurs niveaux d'une part et d'autre part, les fonctions prise d'eau et vidange sont séparées.

I.3.2 vidange de fond d'un barrage

I.3.2.1 Introduction

C'est un ouvrage primordial pour un barrage ; il a pour rôle :

- D'assurer la vidange de la retenue en quelques jours en cas d'avarie grave constatée sur les ouvrages ;
- Vider la tranche morte en fin de saison d'utilisation des eaux stockées pour l'entretien de la retenue (curage éventuel des dépôts solides) et des parties amont du collinaire (prise, vidange, parement amont de la digue) ;
- Évacuer les crues pendant les travaux (crues de fréquence 2 à 10 ans).

I.3.2.2 Types de vidange de fond

L'ouvrage de vidange de fond peut être conçu pour fonctionner en charge ou à surface libre (voir figure I.17)

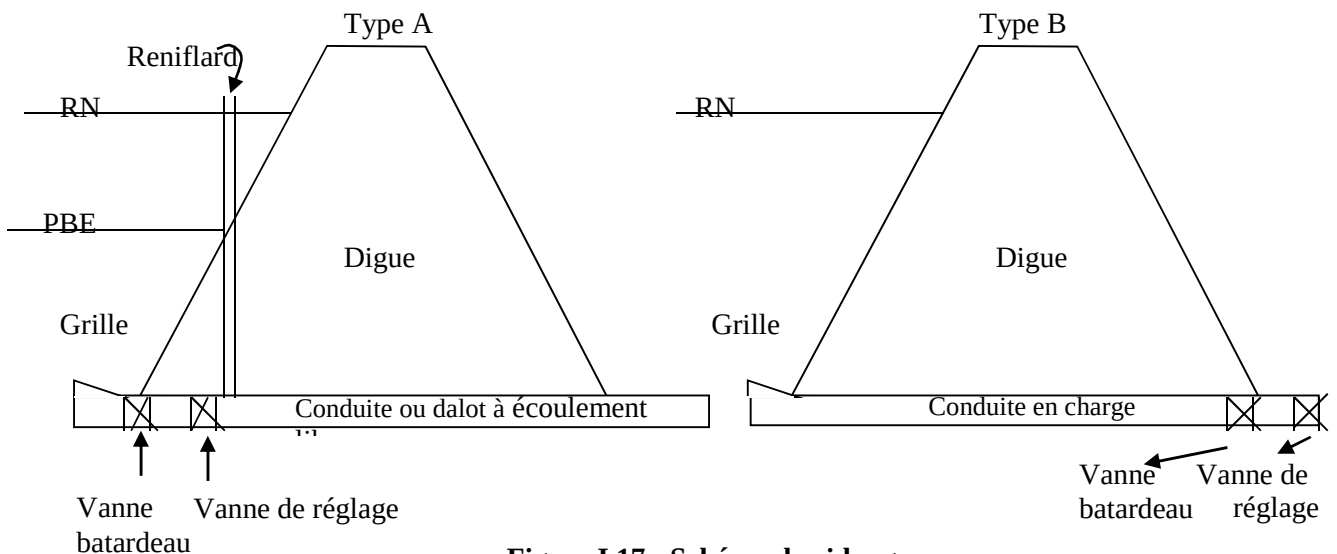


Figure I.17 : Schéma de vidange

Par mesure de sécurité l'ouvrage de vidange est muni de deux vannes en série à l'amont de la galerie, la première est une vanne de garde et la deuxième de contrôle.

I.3.2.3. Dispositif minimum de vidange

Les recommandations pour la mise en place d'un dispositif minimum concernent le type de conduite, son diamètre, le nombre et la position des vannes. Les dispositions minimales préconisées sont regroupées dans le tableau ci-dessous.

$H^2\sqrt{v}$	Type de conduite	Diamètre de la conduite en mm	Nombre et position des vannes
< 30	PVC ou acier	160 ou 200 PVC 200 à 300 en acier	Une vanne aval
30 à 100	Acier	300 à 400	
100 à 300	Acier ou béton à âme tôle	400 à 600	une vanne de garde amont et une vanne aval
300 à 700		600 à 800	
700 à 1500		800 à 1200	
> 1500	Galerie en béton armée		Vanne de garde et vanne réglable à l'amont

Tableau I .1Dispositif de vidange minimum – (source G. Degoutte 2002)

Le dispositif adopté le plus généralement pour les grands barrages consiste à mettre en place à l'amont deux vannes. Cela évite à la conduite ou à la galerie d'être en charge, ce qui facilite son contrôle et réduit les risques de désordres dans le cas où son étanchéité ne serait pas parfaite. Une vanne joue le rôle de batardeau et reste donc en général ouverte. Chaque fois que cela est possible avec un surcoût négligeable, il vaut mieux éviter les conduites en charge dans le remblai. Pour les barrages d'importance modérée ($100 < H^2\sqrt{V} < 700$) il est acceptable d'avoir la conduite en charge à condition qu'elle soit enrobée de béton. Dans ce cas, on place une simple vanne de garde à l'amont et la vanne de réglage est placée à l'aval où elle est facilement accessible et manœuvrable. Pour les barrages de faible importance ($H^2\sqrt{V} < 1500$) il est admissible de ne placer qu'une seule vanne à l'aval. En cas d'incident sur cette vanne, il est malgré tout possible d'intervenir en faisant installer par plongeur un obturateur gonflable à l'amont, ou une toile qui obture la crépine. [4]

Dans certains cas, le dispositif adopté sera plus important : diamètre minimum de 800 mm pour rendre la conduite visitable, galerie en béton armé, vanne supplémentaire, conduite dans une galerie de visite...

Cela devra être le cas pour les barrages concernés par de forts séismes de projet.

Pour tous les dispositifs de vidange, il faut d'une part une protection amont afin d'éviter tout problème dû au transport solide (crépine surélevée ou dans un puits, ou bien grille et enrochements) et d'autre part un dissipateur d'énergie à l'aval pour éviter des affouillements.



Figure I.18 : Vanne aval (vanne secteur).

I.3.2.4 Matériaux constitutifs de la conduite

La conduite peut être en différents matériaux :

- PVC (adduction d'eau, pression maximale en service 1 ou 1,6 MPa, diamètre 160 ou 200 mm) ;
- Acier (protection continue, intérieure et extérieure, contre la corrosion) ;
- Béton à âme tôle (diamètre ≥ 600 mm).

Les conduites en béton armé et en fonte ne sont pas recommandées dans le cas d'un enfouissement dans le remblai

I.3.2.5 Pose d'une conduite directement sous le remblai

La pose d'une conduite, noyée dans le remblai, est une opération délicate à réaliser, il est impératif de respecter les règles concernant le diamètre de la conduite, les matériaux employés et la pose en elle-même.

Diamètre de la conduite

Dès que $H^2\sqrt{V} > 30$, le diamètre de la conduite doit permettre d'évacuer la moitié du volume d'eau contenu dans la retenue en moins de 8 jours, le calcul étant fait sans tenir compte des apports naturels. Il est tenu compte, le cas échéant, de la possibilité d'évacuation par les turbines.

Dans le cas des grands bassins versants, on vérifiera que la conduite ainsi dimensionnée permet, lorsque la retenue est à pleine charge, d'évacuer le double du plus fort débit moyen mensuel. La crue de chantier retenue peut également conduire à augmenter le diamètre.

I.3.2.6 Pose de la conduite

La conduite doit être posée en respectant une pente amont aval $\geq 1\%$. Elle est mise en place dans une tranchée exécutée en fondation au point bas de la vallée pour les petits diamètres (≤ 400 mm) ou dans le terrain en place suffisamment rigide (pied d'un versant en général) pour les plus gros diamètres (≥ 600 mm). Il faut éviter des tassements importants et surtout des tassements différentiels (sinon un système de joints spéciaux est à prévoir). On s'attachera donc particulièrement à vérifier l'homogénéité de la fondation de la conduite (absence de points durs localisés).

Un enrobage total en béton dosé à 200 - 250 kg de ciment CPJ par m^3 coulé à pleine fouille est nécessaire afin de protéger la conduite et d'assurer une bonne liaison avec la terre. L'épaisseur de béton préconisée est d'une quinzaine de cm. Il n'est pas utile d'aller au-delà, d'où l'intérêt d'une tranchée à parois verticales qui minimise le volume de béton. Cet enrobage a deux fonctions :

- améliorer le contact tuyau-terre surtout dans les zones où le compactage est difficile ;
- éviter d'introduire dans le remblai de l'eau sous pression, si pour une raison quelconque la conduite vient à se percer.

Dans le cas d'une conduite en béton à âme tôle, le deuxième risque est exclu.

Une autre précaution consiste à placer du matériau granulaire drainant ou filtrant de part et d'autre de la conduite sur son tiers aval de manière à bloquer un éventuel renard. Le plus simple est d'utiliser pour cela le tapis drainant ou les bandes drainantes du remblai.

Dans tous les cas on adaptera la conduite à la nature du terrain et on proscrira tout enrobage trop rigide sur fondation molle.

Lorsque $H^2\sqrt{V} > 100$, il est recommandé d'effectuer, avant enrobage un essai d'étanchéité en obturant les deux extrémités de la conduite et en montant la pression jusqu'à deux fois la hauteur d'eau + 0,2 MPa, maintenue ensuite pendant 8 heures (le point faible se situe au niveau des joints). Lorsque la conduite fonctionne sous pression, après s'être assuré de son étanchéité absolue, la conduite, généralement en acier, sera munie de redans anti-renards entrant largement dans le remblai. [4]

I.3.2.7 Galerie de vidange ou conduite à écoulement à surface libre

Pour les ouvrages relativement importants ou s'il y a risque de transports solides à travers la vidange, on choisit les conduites de vidange à écoulement libre. La conduite peut être alors soit un tuyau de gros diamètre en acier, soit une canalisation en béton de type galerie ou ovoïde de 1,3 à 2 m de hauteur par exemple.

Une galerie peut être aménagée dans le barrage, elle fait alors partie de l'ouvrage. Elle peut être construite sur place et sa section est alors plus importante que celle des conduites fabriquées en usine. Ces galeries doivent reposer sur un terrain peu déformable, des joints Water-Stop séparent les différents tronçons et leur partie aval est entourée de matériaux drainants. Elles peuvent héberger la conduite de vidange et la conduite de prise qui est dans ce cas indépendante de la conduite de vidange.

I.3.2.8 Types d'incidents recensés sur les dispositifs de vidange

Des incidents relativement nombreux ont intéressé le dispositif de vidange des petits barrages en terre. Les principaux qui ont été recensés, hormis les problèmes de vanne, sont les suivants :

- affouillement important à l'aval (dissipateur d'énergie insuffisant) ;
- corrosion de l'acier (pas de revêtement de protection) ;
- renard le long de conduites en béton armé de gros diamètre (mauvais compactage autour de la conduite) ;
- rupture au niveau d'un joint (mauvaise liaison entre deux tronçons) due à l'allongement de la conduite entraîné par une déformation importante du remblai.

Ce dernier cas est nettement le plus fréquent et il concerne des conduites en acier et en PVC sans enrobage béton.

I.3.2.9 Planning de l'opération

Éléments préalables à connaître

On rassemblera les éléments permettant de faire un état, avant vidange, de l'ouvrage :

- Le comportement et l'état de l'ouvrage en eau ;
- L'hydrologie et la pluviométrie au niveau de l'ouvrage ;
- L'utilisation de l'eau retenue par le barrage ;

L'état initial du milieu aquatique (sédiments, qualité des eaux, faune, flore...), si cela est pertinent, on pourra élargir le domaine de l'étude (amont, aval de l'ouvrage, berges de la retenue...).

I.3.2.10 Réalisation de la vidange

Dans le cadre de la préparation de la vidange on définira :

- Les modalités de vidange : vitesse d'abaissement, seuils, contrôles associés... ;
- Le contrôle de qualité de l'eau (état initial) : choix des paramètres, lieu de mesure, fréquence des prélèvements... ;
- Les seuils d'alerte / seuils limites (qualité de l'eau + comportement de l'ouvrage), et les actions à mener en cas de dépassement de ces seuils ;
- Le suivi hydrométéorologique ;
- Les modalités de remontée du niveau d'eau : vitesse de la remontée, seuils, contrôles associés...

I.3.2.11 Impact d'une vidange

La vidange qu'elle soit partielle ou complète peut avoir un impact important sur le comportement de l'ouvrage quelle que soit sa nature (remblai, béton...) ainsi que sur le biotope de la retenue et du cours d'eau aval.

Cet impact intervient quelle que soit la phase de la vidange :

- Phase d'abaissement,
- Phase de retenue à cote basse,
- Phase de remontée de l'eau (ce cas relève d'ailleurs de dispositions réglementaires particulières – autorisation ou déclaration suivant les cas).

A/ Impact de la vidange sur l'environnement de l'ouvrage

L'impact sur l'environnement des ouvrages hydroélectriques se situe à deux niveaux : d'une part il y a un impact directement lié à la présence même du barrage, et d'autre part il y a un impact associé au fonctionnement de l'installation, c'est-à-dire associé aux vidanges. Nous ne traiterons ici que l'impact lié aux vidanges des barrages. Cet impact peut simplement être visuel ou concerner les cours d'eau, au niveau quantitatif et/ou qualitatif, pouvant perturber la vie aquatique faunistique et/ou floristique. [6]

B/ Impact de la vidange sur l'ouvrage**✓ Cas des barrages en remblai :**

L'abaissement de la retenue a pour principal effet la formation d'un gradient hydraulique, le corps de l'ouvrage se « désaturant » progressivement et moins vite que la baisse de la cote de retenue (la stabilité du talus amont n'étant pas systématiquement justifiée pour une telle situation) ou des sous pressions pouvant apparaître dans le cas d'un parement imperméable.

Notons que la remontée de la cote de la retenue n'est pas sans risque et des dégradations à retenue vide peuvent avoir un impact sur le parement aval de l'ouvrage à moyen terme (le temps que le corps de l'ouvrage se re-sature).

✓ **Cas des barrages voûtes :**

L'abaissement de la cote de la retenue peut donner lieu à des déplacements irréversibles et donc une modification de l'état de « stabilité » de l'ouvrage dont il faudra prendre en compte lors de la remontée de la retenue. Les périodes de canicule concomitantes à une retenue basse du barrage peuvent se traduire par des déplacements importants, hors des variations habituellement enregistrées. Une surveillance rapprochée sera mise en place et la mise en place d'un système d'arrosage du barrage doit être préconisée.

I.3.2.12 Calcul du temps de vidange

Nous considérons que la variation du niveau d'eau dans la retenue est relativement lente donc les intervalles de temps sont très petits, cela nous permet d'assimiler l'écoulement étudié à un écoulement permanent, alors le débit évacué par la vidange de fond est :

$$Q_{V,F} = \frac{V_u}{T} + Q_r$$

Où : V_u : Volume utile en m^3 ;

T : Temps de vidange;

Q_r : Débit entrant dans la retenue pendant la vidange

A/ Calcul de la section de vidange de fond

$$Q = \mu \cdot S \cdot \sqrt{2gH}$$

La section de la vidange de fond est :

$$S = \frac{Q_{V,F}}{\mu \sqrt{2gH}}$$

Où:

S : Section de la conduite de vidange;

$Q_{V,F}$: Débit de vidange de fond.

H : Charge disponible entre le niveau normal de la retenue et l'aval.

μ : Coefficient du débit

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \sum \xi_i}}$$

$\sum \xi_i$: Somme des coefficients des pertes de charge (singulières + linéaires) ;

Correction du coefficient du débit :

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \sum \xi_i}}$$

$\sum \xi_i$: Somme des coefficients des pertes de charge (Singulières plus linéaires);

Coefficients de perte de charge singulière

$$\xi_{\text{entrée}} = 0,5$$

$$\xi_{\text{vannedegarde}} = 0,1$$

$$\xi_{\text{vannederéglaage}} = 0,1$$

$$\xi_{\text{sortie}} = 1$$

Coefficient de perte de charge linéaire

$$\xi_{\text{lin}} = \frac{\lambda l}{D}$$

$$\lambda = \frac{125n^2}{D^{1/3}}$$

λ : Coefficient de résistance linéaire ;

n : Coefficient de rugosité du béton ;

L : Longueur de la conduite ;

D : Diamètre de la conduite.

B/ Calcul du temps réel de la vidange du barrage entre RN et NVM

Le calcul de la vidange de fond se fait par tranche de 1m de hauteur d'eau.

Nous avons

$$Q = \frac{V}{t} \Rightarrow V = Q.t$$

et $Q = \mu.S\sqrt{2gh}$

alors $dV = Qdt = \mu.S.\sqrt{2gh}.dt \dots\dots\dots (1)$

S: Section de la conduite de vidange.

D'autre part:

$$DV = - Adh \dots\dots\dots (2)$$

Où : dV: Volume d'eau évacué;

dh : Tranche d'eau évacuée ;

A : Surface du plan d'eau.

$$(1)=(2)$$

$$dt = \frac{- Adh}{\mu S \sqrt{2gh}}$$

après intégration :

$$T_v = \frac{2}{\mu.S\sqrt{2g}} \sum_{i=1}^n A_i (\sqrt{h_i} - \sqrt{h_{i+1}}) \dots\dots\dots (3)$$

C/ Calcul de la vitesse d'abaissement dans la retenue

$$V = \frac{H}{T_v}$$

H : Hauteur d'eau entre la côte de retenue normale et la côte du volume mort

Tv : Temps réel de vidange

Le débit de vidange de fond est alors :

$$Q_{VF} = \frac{V_u}{T_v} + Q_r$$

CHAPITRE II

PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE ET DU BARRAGE

Chapitre II : Présentation de la zone d'étude et du barrage

Introduction

L'objet de ce chapitre est d'accéder à une connaissance générale des principales caractéristiques du bassin versant de la Soummam qui abrite le barrage de l'étude. Cette partie sera donc avant tout descriptive et quantitative ; la description géographique, réseaux hydrographiques, conditions climatiques et caractéristiques hydrauliques du bassin versant de la Soummam seront abordés. Ensuite, nous allons présenter les caractéristiques techniques de la digue, courbe de remplissage de la retenue et l'ouvrage de vidange.

II.1. Bassin versant de la Soummam

II.1.1 Situation géographique :

Le bassin versant de Soummam, objet de cette étude est les plus importants de Kabylie, il s'étend sur superficie de 9125 km², ses limites approximatives sont :

- ❖ Au nord, les monts de Djurdjura.
- ❖ Au sud, les monts du Honda et le plateau Sétifien.
- ❖ A l'ouest, le plateau de Bouira.
- ❖ A l'Est, la méditerranée.

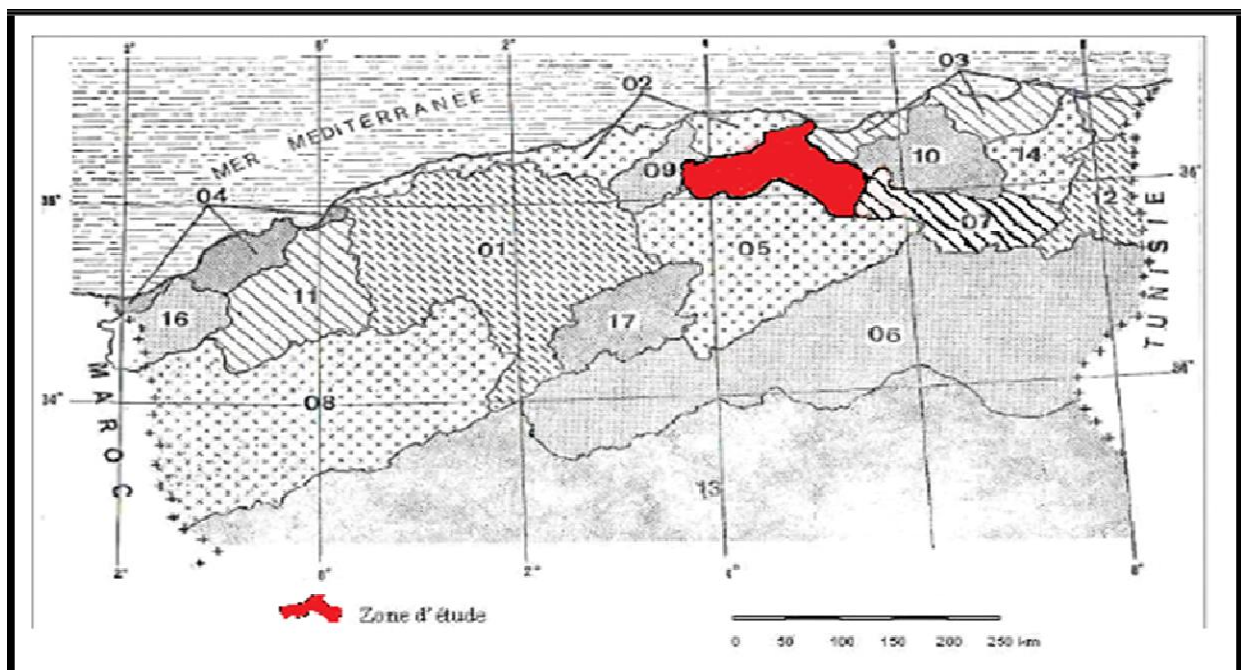


Figure II.1 : Les grands bassins versants d'Algérie.

Du point de vue altitudinal, la vallée de Soummam est caractérisée par une topographie très accidentée. Les sommets de montagnes qui l'entourant culminent à 2308 m dans le Djurdjura (sommets de Lala Khadîdja), à 1890 m à l'extrême ouest des Babors (Djebel Takoucht), 1600 m dans l'Akfadou, 1313 m dans l'Aghbalou (Djemâa N'Techeriat), 1100 dans les Bibans et 672 m dans le Mont Gouraya (Pic de la dent). Cependant la plaine est caractérisée Par une élévation relativement faible allant du niveau de la mer à près de 170 m en amont de l'oued Soummam (Akbou). Les reliefs intermédiaires surplombant la plaine atteignent par endroits 400 à 500 m.

II.1.2 Réseaux Hydrographiques :

Le bassin de la Soummam est constitué d'un riche réseau hydrographique dont l'exutoire est le golfe de Bejaia. Le linéaire du principal oued, en l'occurrence la Soummam, est de 226 km. Il est considéré comme étant son système de drainage principal.

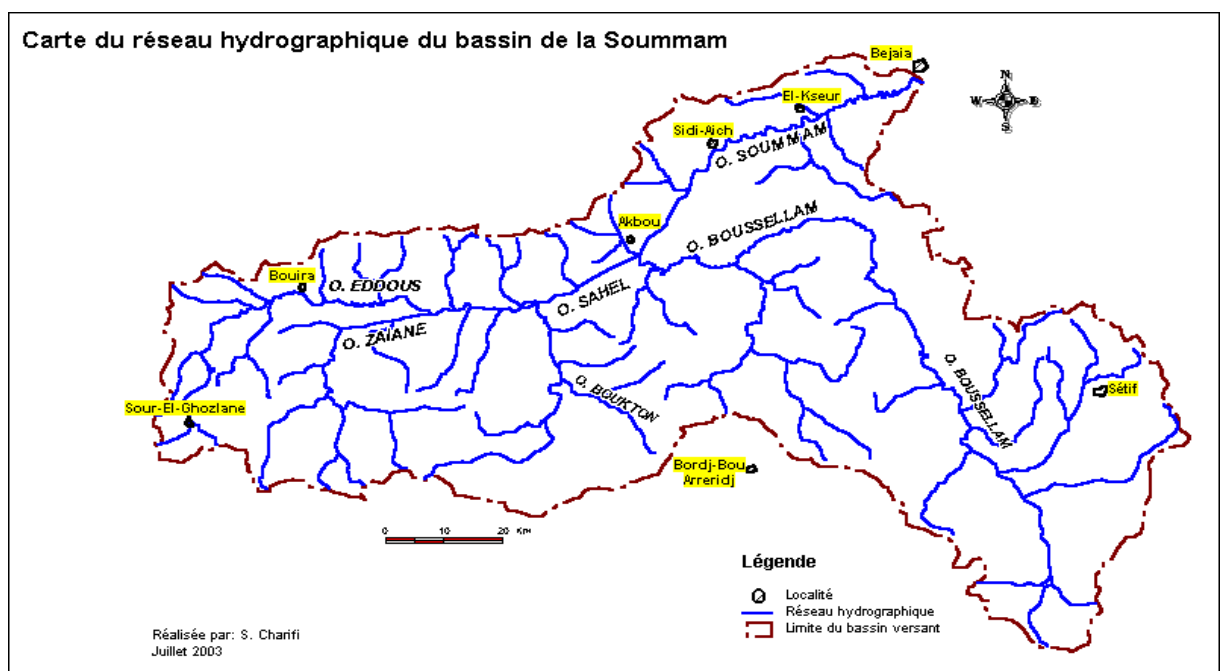


Figure II.2 : Réseaux hydrographiques bassins versants de Soummam.

Le Sahel, qui prend sa source dans les régions d'Ain Bessam et de Sour El Ghozlane grâce aux deux affluents : oued Eddous long de 85 km et oued Ziane long de 54 km, devient la Soummam au niveau d'Akbou à la confluence de l'oued Boussalam d'une longueur de l'ordre de 144 km, qui prend quand à lui sa source dans le plateau sétifien.

Parmi ses affluents, d'El Adjiba jusqu'à l'embouchure :

- Oued Bousselam, oued Seddouk, oued Boutouab, oued Amassine et oued Amizour

en rive droite.

- Ighzer Amokrane, oued Béni Mellikeuch, oued Tikséridène, oued Roumila, oued El Kseur et oued Ghir en rive gauche.

Les torrents situés du côté gauche et venant des massifs montagneux apportent de grandes quantités de matériaux graveleux et pierreux et forment des stériles assez élevés.

II.1.3 Climatologie de la région de Bouira

II.1.3.5 Les précipitations

La wilaya de Bouira est soumise à une pluviométrie assez importante notamment dans la partie nord (au niveau de l'Atlas Blidéen et le versant Sud du Djurdjura) et sur la partie de la chaîne des Bibans où elle varie entre 350 et 500 mm/an au nord et peut atteindre les 400 mm/an dans la partie sud. Sur les sommets du Djurdjura, les précipitations peuvent dépasser les 1000 mm/an. [7]

II.1.3.6 Les températures

La température de cette région est caractérisée par deux saisons bien tranchées : un hiver rude et neigeux dans la partie du Djurdjura et un été chaud et sec, avec des amplitudes annuelles qui varient respectivement entre 32,5 °C et 43,3 °C du mois de Mai au mois de Septembre et entre 18,5 °C et 22,4 °C du mois de Janvier au mois de Mars. [7]

II.1.3.7 Les vents

Les vents au niveau de cette région ont une direction d'Est et d'Ouest qui présentent des vitesses peu importantes, ces vitesses moyennes annuelles enregistrées au niveau des stations climatologiques de Bouira et d'Ain Bessam sont respectivement 2,2 m/s et 3,4 m/s, le Sirocco souffle en moyenne 24 jours par an. [7]

II.1.3.8 Hydrologie

La région de Bouira renferme d'importantes réserves en eau, elle est traversée par 4 bassins versants importants du nord centre de l'Algérie et dont l'apport moyen annuel est de l'ordre de 561 millions de m³ répartie comme suit :

- Le bassin versant des Isser : 135 millions m³/an.
- Le bassin versant du Sahel Soummam : 380 millions m³/an.
- Le bassin versant du Hodna : 35 millions m³/an.
- Le bassin versant des Humus : 11 millions m³/an. [7]

II.1.3.9 Pédologie

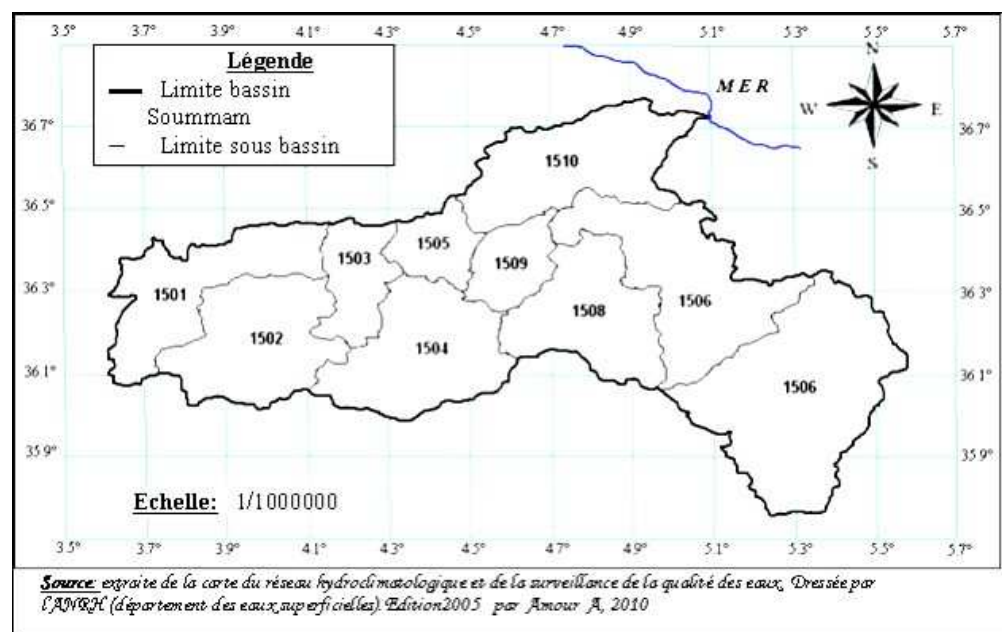
Le sol est de nature calcaire dans les zones montagneuses, et de nature argileuse dans les plaines. On rencontre aussi des sols alluviaux, ainsi que de bonnes terres de texture moyenne. La structure géographique indique que la région est de formation récente où les séismes sont possibles.

II.1.3.6. Couverture végétation

La couverture végétale est influencée par le relief et le climat, au Sud de Djebahia et de Dirahelle est de type steppique, dans la partie Nord-est et Nord-Ouest (Tikjda, Haizer, Ait- Laziz et Aomar) elle est de type forestière les espèces les plus courantes sont : le Pin d'Alep *Pinus halepensis* et le Chêne liège *Quercus suber*, à l'ouest au niveau des plaines des Arribs et au centre au niveau de la région de Bouira, on observe une prédominance de la céréaliculture et de l'arboriculture fruitière, au Sud-Est on rencontre de vastes plantations d'olivier quant aux cultures maraichères, elles sont très prisées dans la région nord. [7]

II.1.3.7 Morphologie du bassin

Le bassin versant de la Soummam se compose de dix sous bassins correspondants aux unités hydrologiques certaines sont contrôlées par des stations hydrométriques. Il a une forme irrégulière, étiré dans la direction Est-Ouest et accède à la méditerranée par le golf de Bejaia. Le bassin versant de la Soummam est limité par les chaînes du Djurdjura, à l'Est par les montagnes de la petite Kabylie et au Sud par les montagnes des Bibans et de Mansourah. Son orographie est très prononcée, aux environs de Bouira jusqu'à Akbou, la chaîne de Djurdjura n'est à aucun endroit inférieure à 1500 m. C'est dans cette partie que se situe le plus haut sommet D'Akbou en direction Nord-Est de la mer, la hauteur diminue graduellement.



.Figure II.3 : les sous bassins de la Soummam.

Nous constatons ainsi, la présence d'un système de barrières naturelles représentée par les reliefs. Des chaînes de montagnes qui se dressent face aux vents pluviaux du littoral, il est en effet un bassin assez bien arrosé.

Tableau II.1 : Superficie des sous bassins versants de la Soummam :

Sous bassin versant	Code	Superficie (km²)
Oued Eddous	1501	903
Oued Zaiane	1502	1012
Oued Sahel amont	1503	430
Oued Azerou	1504	1084
Oued Sahel Aval	1505	326
Oued Bousselam Amont	1506	1785
Oued Bousselam Moyen	1507	1234
Oued El Ham	1508	930
Oued Bousselam Aval	1509	360
Oued Soummam	1510	1061

II.2 Barrage Tilesdit :

❖ Situation :

Le barrage de TILES-DIT (Figure II.4) est situé dans la partie Est de la wilaya de Bouira à environ 25 Km du chef-lieu ; il est constitué d'une cuvette attachée administrativement à trois communes de la wilaya de Bouira : commune de Bechloul, commune d'El Esnam et commune de Haizer. Ce barrage reçoit l'eau à partir d'Oued Ed-House qui devient plus loin Oued Sahel.

Il a été mis en service pour la première fois en 2008 et couvre par son réseau d'alimentation 12 communes de la wilaya de Bouira. Aujourd'hui, il satisfait de nombreux usages : il alimente les agglomérations voisines pour sécuriser l'alimentation en eau potable, il irrigue les périmètres agricoles sur une surface de 3.800 hectares et constitue de plus un lieu de plaisance et d'écotourisme pour la population locale. Ce barrage est construit en terre à noyau argileux, avec un volume des remblais qui atteint les 3.360.000 m³.



Figure II.4 : Situation de barrage TELSDIT. (Image Google map)

❖ **Caractéristiques du barrage :**

• **Bassin versant principal :**

- Superficie du bassin versant en amont du barrage : 843 km²
- Apport moyen annuel : 65 Hm³/an
- Apport solide moyen annuel : 0.692 Hm³/an

• **Le barrage :**

- Type de barrage : digue en terre avec noyau vertical

• **La digue :**

- Longueur : 425 m
- Largeur en crête : 10 m
- Hauteur : 65 m
- Volume mort : 2.451 Hm³
- Capacité initiale : 167 Hm³
- Capacité dernier levé : 164.549 Hm³
- Volume régularisé : 73 Hm³/an
- Côte retenue normale (RN) : 454.30 m
- Côte plus haut eaux (PHE) : 457

• **Évacuateur des crues :**

- type : déversoir polygonal avec un coursier et le saut de ski
- crue de projet : 2600 m³/s

• **Volume des principaux travaux :**

- Excavations : 1800000 m³

- Béton : 86500 m³



Figure II.5 : Vue du barrage Tilesdit.

- **Courbe de remplissage**

La courbe de remplissage de la retenue du barrage est représentée sur la figure II.7

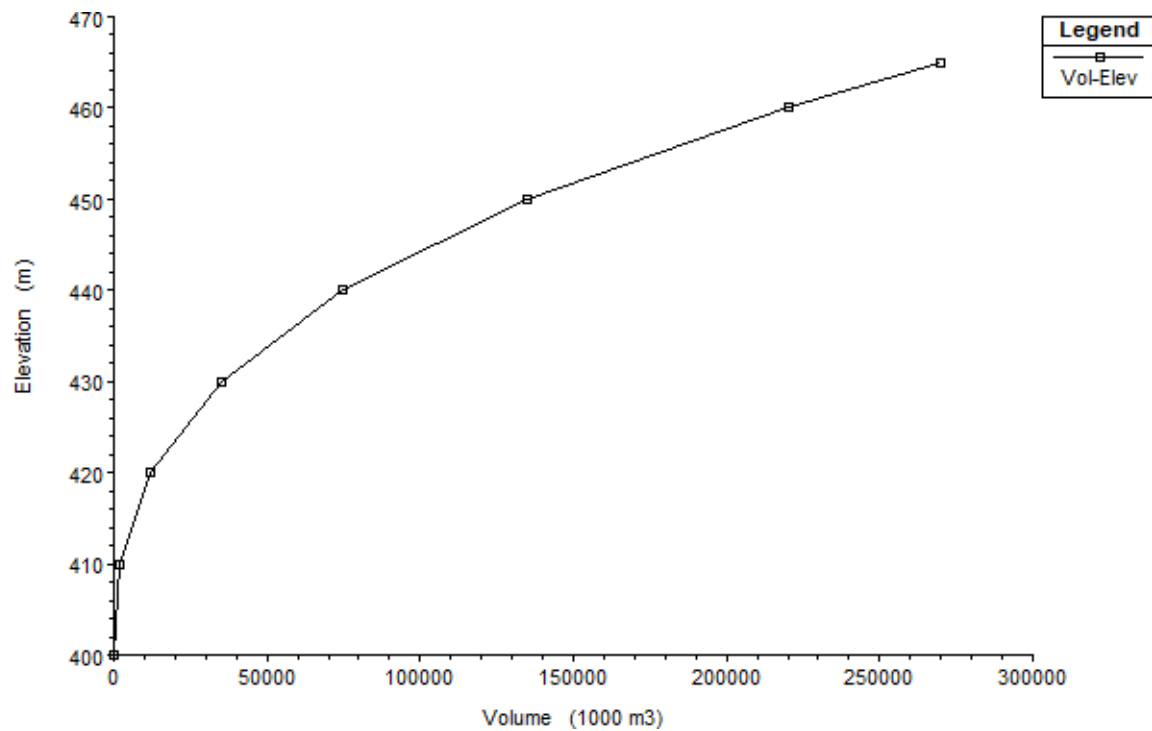


Figure II.6 : Courbe de remplissage Côte -Volume.

- Dispositif de vidange :

L'ouvrage de vidange est composé de deux conduites circulaires identiques de diamètre 1.4m et d'un conduit rectangulaire (2.00m x 1.2m). Les dimensions détaillées de cet ouvrage sont reportées sur le schéma de la figure II.6.

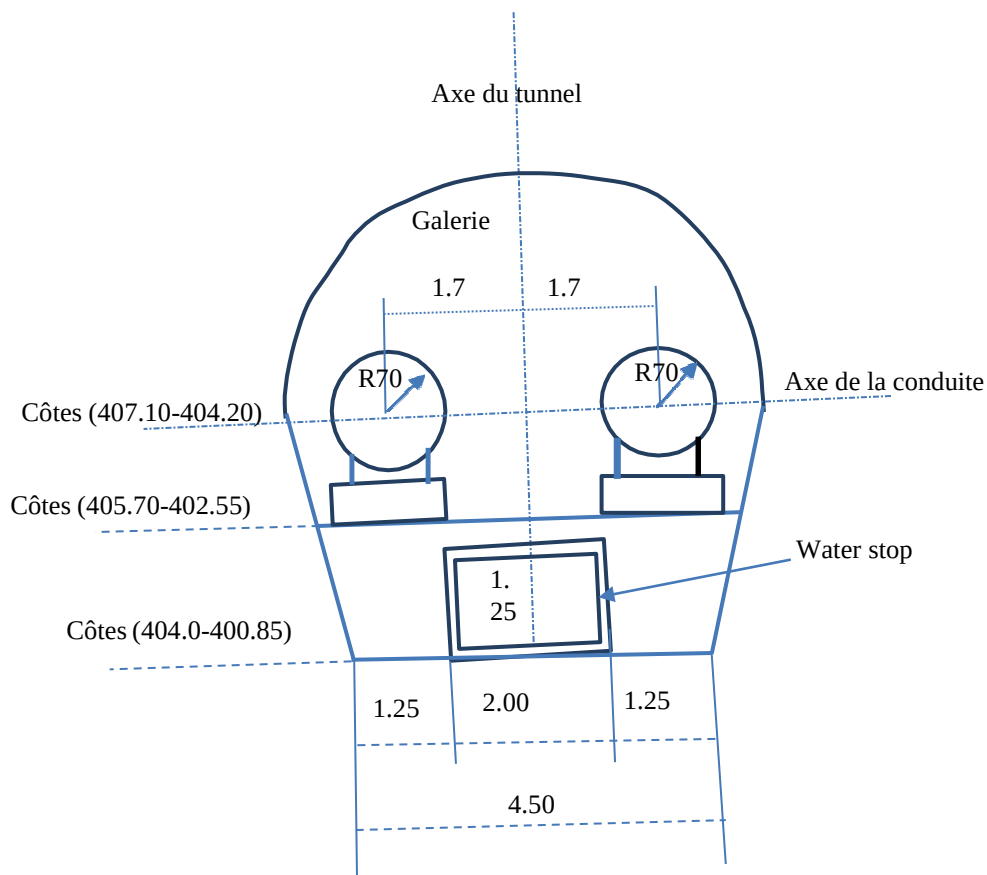


Figure II.7 : Dimensions du dispositif de vidange

CHAPITRE III

PRESENTATION DES LOGICIELS DE SIMULATION

Chapitre III : Présentation des logiciels de simulation

Introduction :

Dans ce chapitre nous allons décrire le fonctionnement du logiciel Hec-Ras, qu'on utilisera dans nos simulations. Nous allons d'abord présenter le fonctionnement du logiciel d'une manière générale, ensuite celui le module RAS Mapper, qu'on utilisera pour réaliser des simulations 2D en présence d'ouvrages hydrauliques.

La deuxième partie du chapitre sera consacrée à l'étude de la simulation des ponceaux par Hec-Ras, nous allons voir le principe de la méthode utilisée et les différents paramètres qui interviennent dans le calcul d'un ponceau. Cette partie va nous servir pour simuler l'écoulement dans les conduites de vidange du barrage, qui seront considérées comme des ponceaux.

III.2. Principe d'utilisation du logiciel HEC-RAS :

III.2.1. Projet :

Dans le menu File, choisir l'option *New Projet* pour obtenir une fenêtre similaire à celle illustrée plus bas (Figure III-1).

La première étape est de choisir le dossier de travail où le projet sera sauvegardé. Un nouveau répertoire peut d'ailleurs être créé avec le bouton *CreateFolder*. Le titre du projet sera par la suite spécifié dans la ligne haute et un nom de fichier doit aussi être indiqué dans la case suivante, tout en conservant l'extension *.prj*.

Avant d'entrer les informations liées à la géométrie et aux débits, il faut spécifier le système d'unité utilisé. Dans le menu Option, allez à *Units System* et choisissez *System International (Metric System)*. [8]

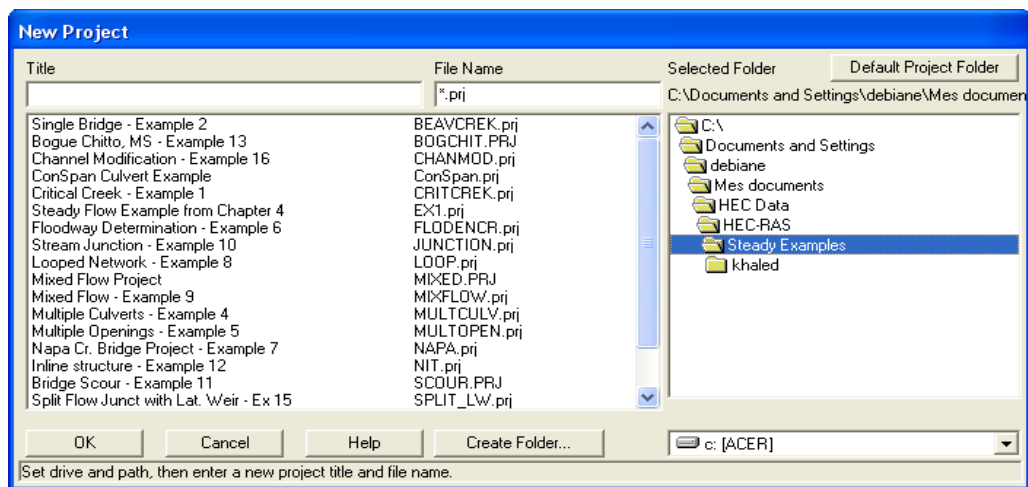


Figure III.1: Fenêtre New Project.

III.2.2. Géométrie des sections :

Sélectionnée Edit/Geometric Data....et la fenêtre Base Geometric Data apparaît (Figure III.2).

Pour représenter le tronçon à étudier, cliquez sur le bouton *River Reach*. Le curseur se transforme en crayon et vous pouvez alors dessiner le tronçon de rivière à l'aide d'une suite de points qui vont de l'amont vers l'aval, en suivant le centre de la rivière sur l'image de référence. Vous double-cliquez pour indiquer la fin du tronçon. A ce moment, une fenêtre apparaît vous demandant d'indiquer le nom de la rivière et le nom du tronçon.

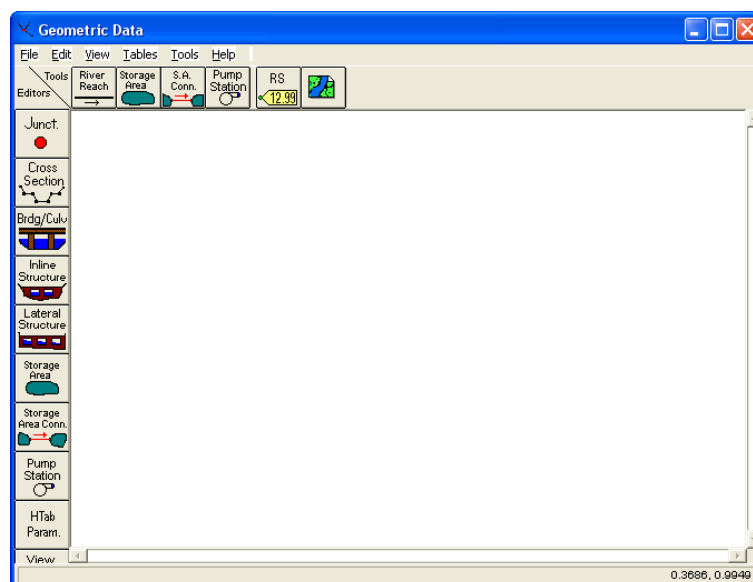


Figure III.2 : Fenêtre Geometric Data.

Pour entrer les données, vous devez cliquer sur le bouton *Cross-Section* dans la partie gauche pour obtenir une fenêtre similaire (Figure III.3). Dans le menu Option, choisissez *Add a new Cross Section...* Il vous est alors demandé de définir la station (*River Station*) de cette section transversale qui est en fait un identificateur numérique. HEC-RAS place sur un tronçon de rivière les stations en ordre décroissant de la partie amont vers la partie aval. La signification de chacun des termes que l'on y retrouve est décrite ci-dessous :[9]

Figure III.3 : Fenêtre Cross Section Data.

- ✓ **River** : Nom de la rivière sur laquelle la nouvelle section sera ajoutée ;
- ✓ **Reach** : Nom du tronçon de la rivière sur laquelle la nouvelle section sera ajoutée ;
- ✓ **River station** : Identification numérique de la section transversale ;
- ✓ **Description** : Commentaire de l'utilisation sur cette section ;
- ✓ **Cross-section coordinates** : Coordonnées relatives dans le plan X-Y des points définissant la section transversale ;
- ✓ **DownstreamReachLengths** : Distance en mètres jusqu'à la prochaine section transversale située en aval. LOB signifie la partie gauche de la plaine inondable et ROB sa partie droite, alors que Channel désigne le lit principal de la rivière ;
- ✓ **Manning's n values** : Coefficient de Manning de chaque portion de la section transversale ;
- ✓ **Main channelbank stations** : Coordonnées, dans le plan X seulement, des limites

gauches et droite du lit principal de la rivière. Les valeurs fournies doivent correspondre à une valeur déjà présente dans la partie *Cross-section coordinates*.

Après avoir entré les données, cliquez sur *Apply Data*. Vous pouvez alors visualiser la section transversale que vous venez de définir dans la partie adjacente de la fenêtre

III.2.3. Débit et conditions aux limites :

Dans la fenêtre principale, cliquez sur le bouton *Steady Flow Data* (Figure III.4). Pour obtenir une fenêtre similaire à celle illustrée plus bas. Pour entrer les valeurs des débits, indiquez d'abord *Number of Profiles*. Par la suite, dans le menu *Options*, allez à *Edit Profil Names...* et indiquez les noms de profils appropriés. [10]

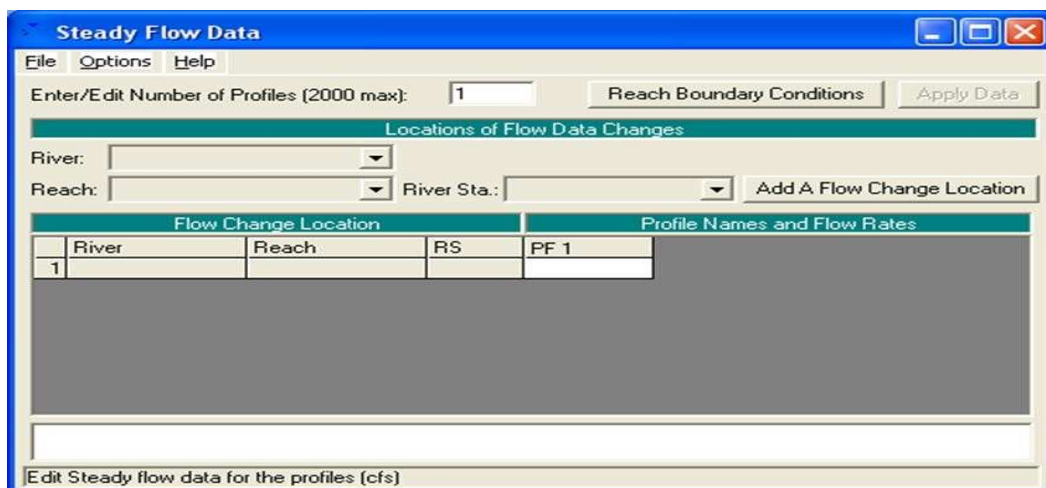


Figure III.4 : Fenêtre Steady Flow Data.

Lorsque les débits correspondants aux différents profils devant être calculés sont spécifiés, il faut par la suite définir les conditions limites de l'écoulement en cliquant sur le bouton *ReachBondaryConditions* (Figure III.5). Les conditions limites sont nécessaires pour calculer la hauteur d'eau initiale aux extrémités de chaque tronçon.

Pour un écoulement fluvial, seulement les conditions à l'aval sont nécessaires, tandis que pour un écoulement torrentiel, les conditions à l'amont seulement sont nécessaires. Selon le régime d'écoulement modélisé, une seule des deux conditions limites peut être

indiquée. On a le choix entre trois conditions aux limites : hauteur critique, hauteur normale et hauteur connue. Avant de passer à l'étape suivante, sauvegardez ces données avec *File / Save Flow Data as...* Entrez le titre et quittez cette fenêtre pour revenir au menu principal de HEC-RAS.

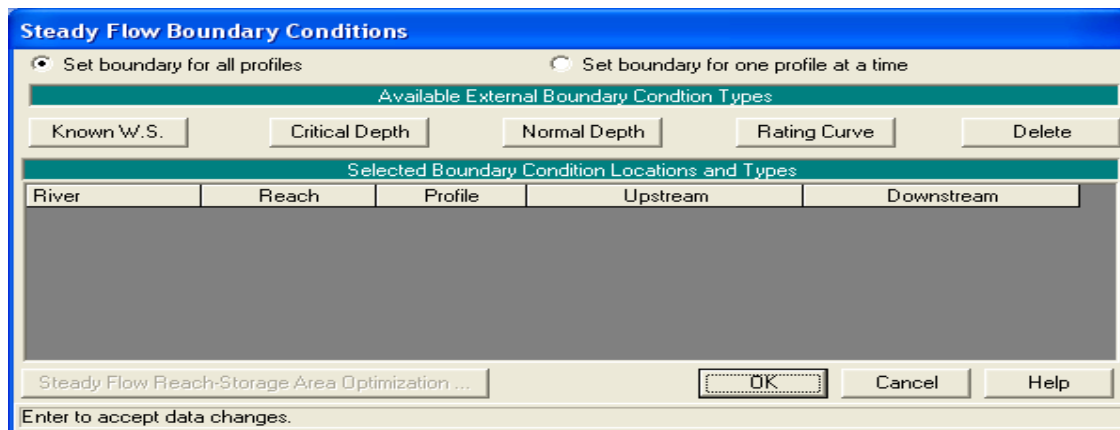


Figure III.5: Fenêtre Reach Bondary Conditions.

Dans le cas instationnaire *Unsteady flow*, on utilise la fenêtre *flow hydrograph* pour saisir l'hydrographe de crue (Figures III.6 et III.7).

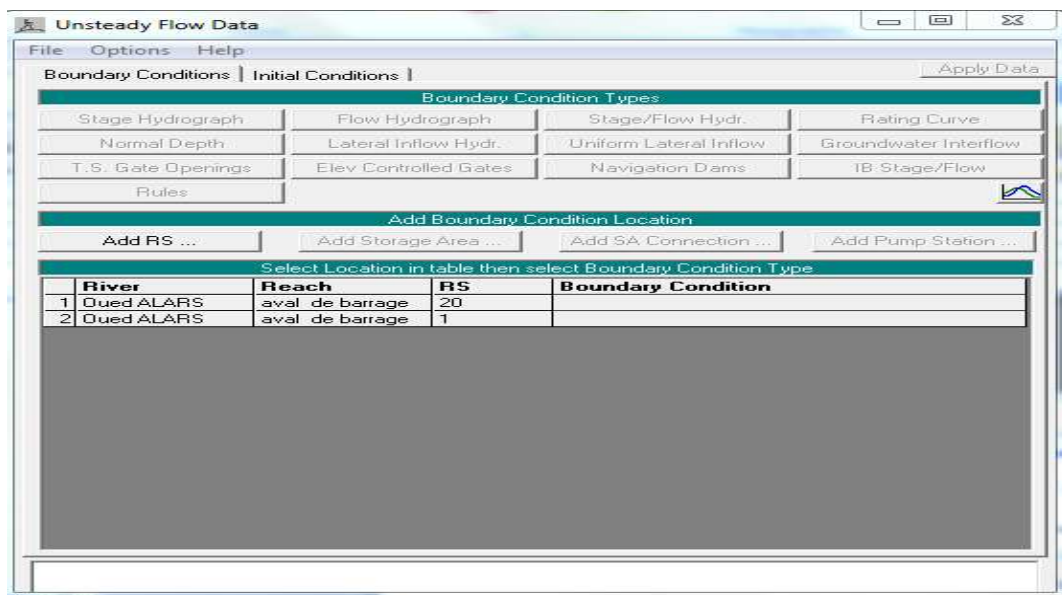


Figure III.6 : Fenêtre Unsteady Flow Data.

Flow Hydrograph

River: Oued ALARS Reach: aval de barrage RS: 20

☐ Read from DSS before simulation Select DSS file and Path

File:
Path:

☒ Enter Table Data time interval: 1 Hour

Select/Enter the Data's Starting Time Reference

☒ Use Simulation Time: Date: Time:
☐ Fixed Start Time: Date: Time:

	Date	Simulation Time (hours)	Flow (m3/s)
1		00:00	
2		01:00	
3		02:00	
4		03:00	
5		04:00	
6		05:00	
7		06:00	

Time Step Adjustment Options ("Critical" boundary conditions)

☐ Monitor this hydrograph for adjustments to computational time step

Max Change in Flow (without changing time step):

Min Flow: Multiplier:

Figure III.7 : Fenêtre flow hydrograph.

III.2.4. Simulation hydraulique :

La dernière étape nécessaire à la modélisation avec HEC-RAS est de définir le plan utilisé. Cliquez sur le bouton *Performa Steady Flow Analysis* pour obtenir la fenêtre présentée plus bas. Les fichiers *Geometry File* et *Steady Flow Analysis* que vous avez créés y sont indiqués. Dans le menu File, choisissez *New Plan*. Lorsque requis, entrez le titre et l'identificateur indiqué sur la figure III.8.

Choisissez le régime d'écoulement et appuyez sur *Compute* pour débiter la simulation. (Figure III.8).

Steady Flow Analysis

File Options Help

Plan: Short ID:

Geometry File:

Steady Flow File:

Flow Regime

☒ Subcritical
☐ Supercritical
☐ Mixed

Plan Description:

Enter to compute water surface profiles

Figure III.8: Fenêtre Steady Flow Analysis.

En cas instationnaire "*Unsteady flow*", on utilise la fenêtre *Unseady Flow Analysis* (Figure III.9). Il faut saisir les dates et heures du début et fin de simulation. Avant de cliquer sur *Compute*, il faut choisir le pas de simulation *Computation interval* et les intervalles de temps pour l'affichage des résultats.

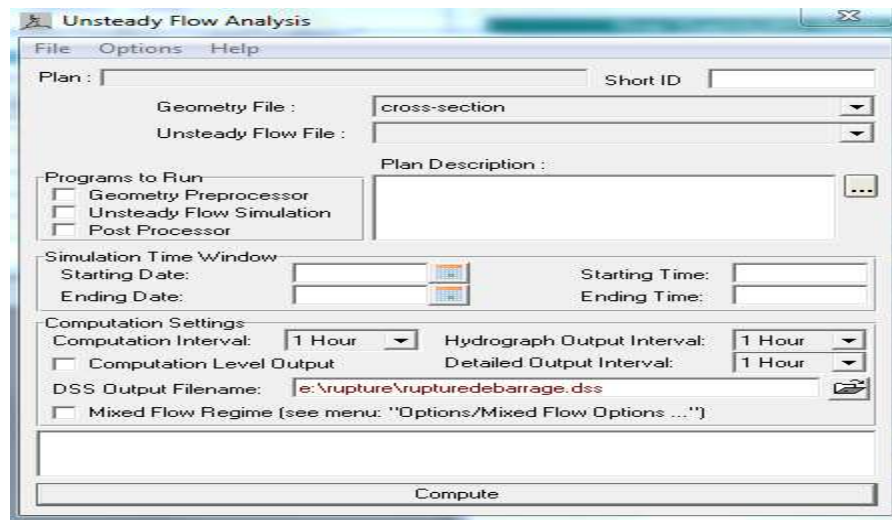


Figure III.9: Fenêtre Unseady Flow Analysis

III.2. Description de la version 2D du logiciel HEC-RAS

III.2.5. Préparation du model terrain

D'abord, créer un nouveau projet HEC-RAS. Cliquer ensuite sur l'icône *RAS Mapper*. Dans la fenêtre *RAS Mapper*, cocher l'option Terrains et faire un clic droit. Choisir l'option *Createa new terrain*. Ceci apportera une fenêtre pour créer un système de référence spatiale comme suit (Figure III.10) :

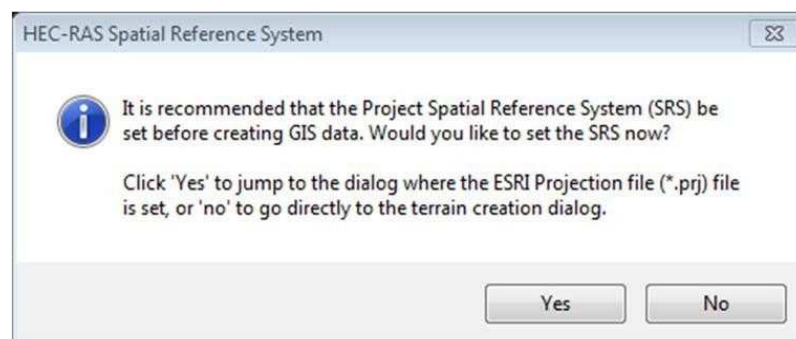


Figure III.10 : Fenêtre système de référence spatiale

Choisir l'option **No**. Ceci fait apparaître la fenêtre suivante :

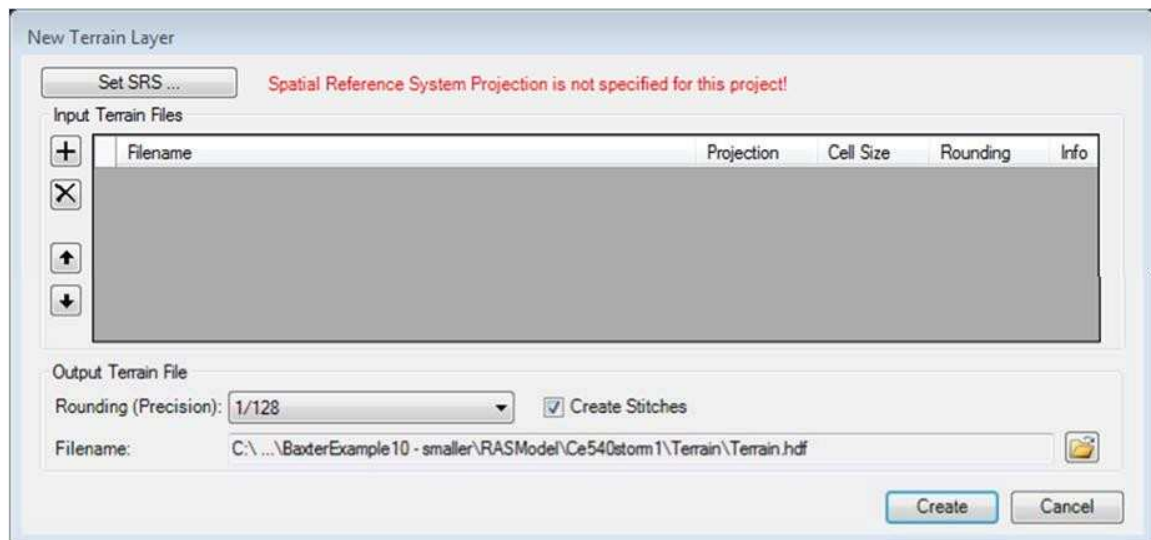


Figure III.11 : fenêtre de l'option Create a new terrain

Dans la fenêtre ci-dessus (Figure III.11) cliquer dessus l'icône plus (+) et ouvrir le répertoire terrain et cliquer sur le fichier w001001.adf. Pour créer un *Spatial Reference System*, choisir maintenant **Yes**. Noter que sur la fenêtre ce fichier raster a une projection liée à lui. Cliquer maintenant sur le bouton *Create* comme suit (Figure III.12) :

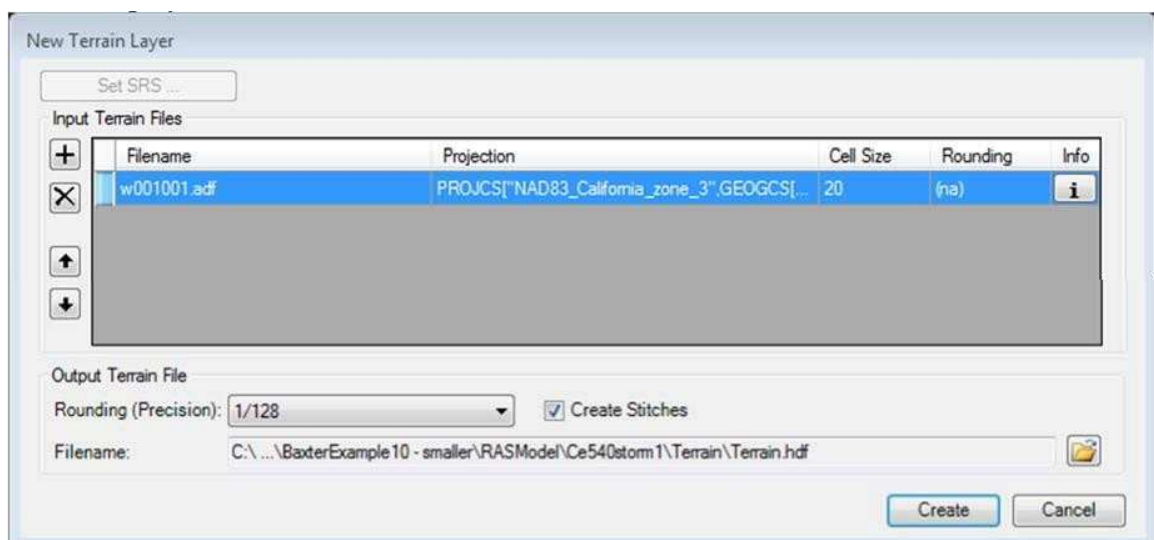


Figure .III.12 : Fenêtre de choisir le fichier w001001.adf

Ceci créera le terrain. Fermer la fenêtre en résultant et ne pas oublier d'enregistrer votre projet HEC- RAS.

Ouvrir maintenant *RAS Mapper* encore et cocher la boîte de *Terrain* pour visualiser le terrain. Si le terrain n'apparaît pas sur la fenêtre, choisir l'option *Zoom to Layer* et ceci devrait montrer le terrain comme suit (Figure III.13) :

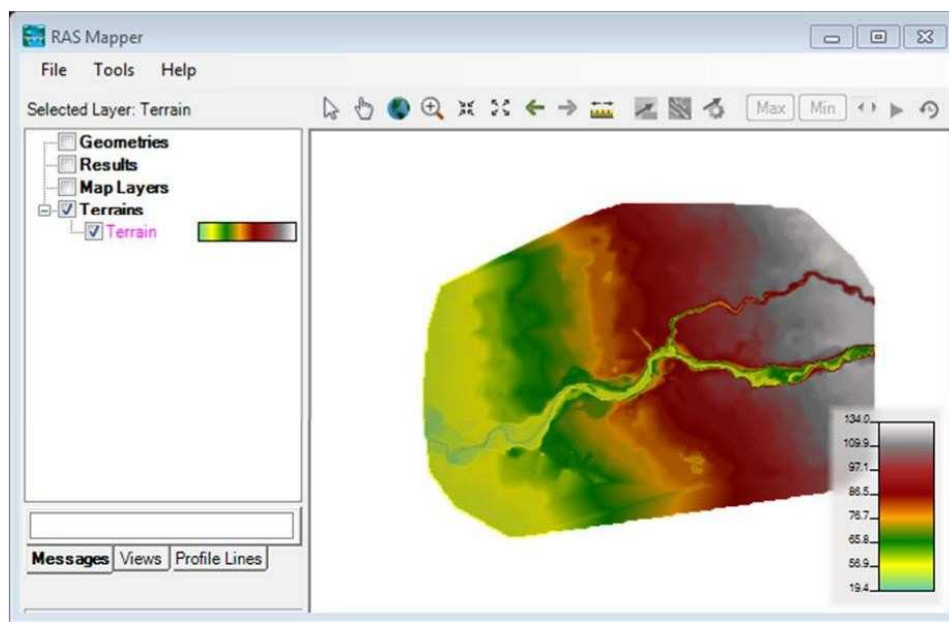


Figure III.13 : Fenêtre de RAS Mapper

III.2.6. Création du maillage

Enregistrer votre projet HEC-RAS et ouvrir *View /Edit Geometric data* et vous devriez pouvoir voir le terrain comme suit (Figure III.14) :

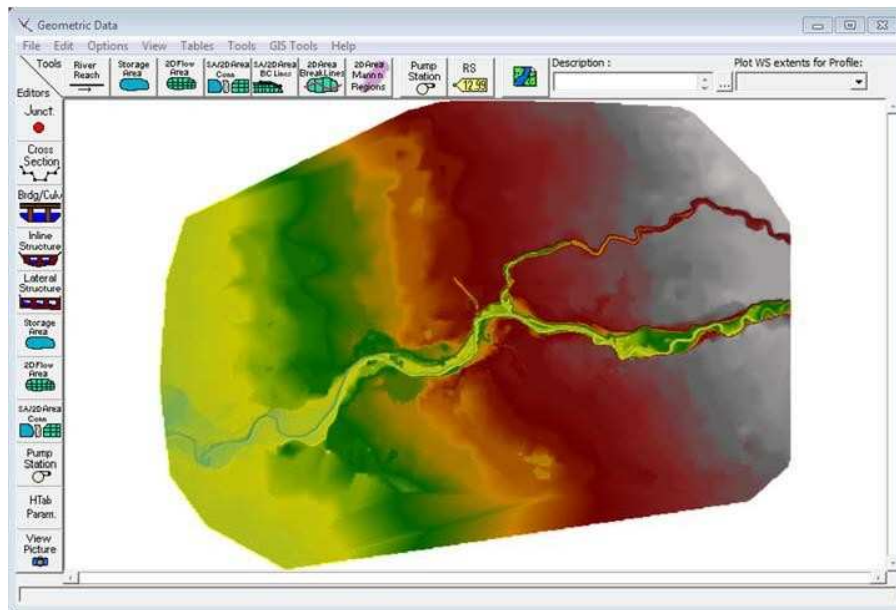


Figure III.14 : Fenêtre de Géométric data

Utilisez l'icône *2DFlow Area*, qui est située au-dessus de la fenêtre de la géométrie (Figure III.15). Sélectionner la surface de votre domaine et lui donner un nom. Cliquer OK et vous avez maintenant la surface 2DFlow qui sera le domaine pour la simulation en 2D. Après, sélectionnez la surface 2D que vous avez créé et faites un clic droit, puis choisir *Edit 2DFlow Area*. Puis, cliquer sur *Generate Computation Points On reglarInterval...* et choisir un Dx et un Dy égaux à 200 ou à 500. Cliquer sur *Generate Points in 2D Flow Area* et le maillage sera créé.

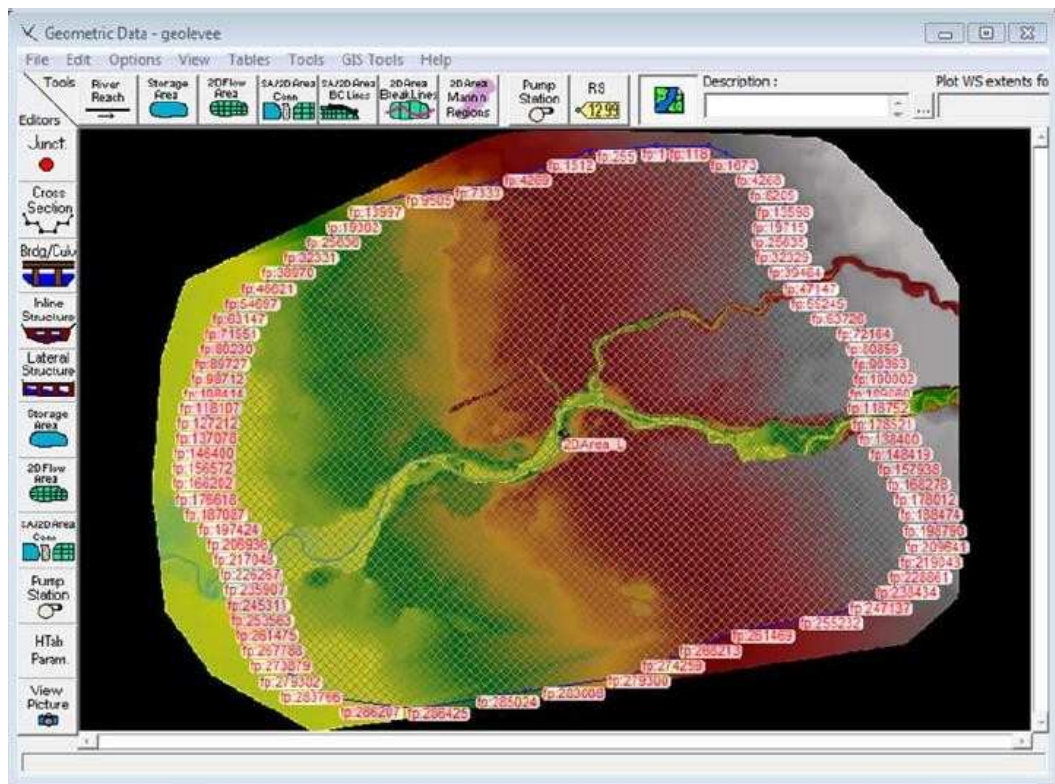


Figure. III.15 : Fenêtre du maillage

Créer, maintenant les lignes de frontières à l'amont et l'aval des cours d'eaux, en utilisant l'icône *SA/2D Area BC Lines* (Figure III.16).

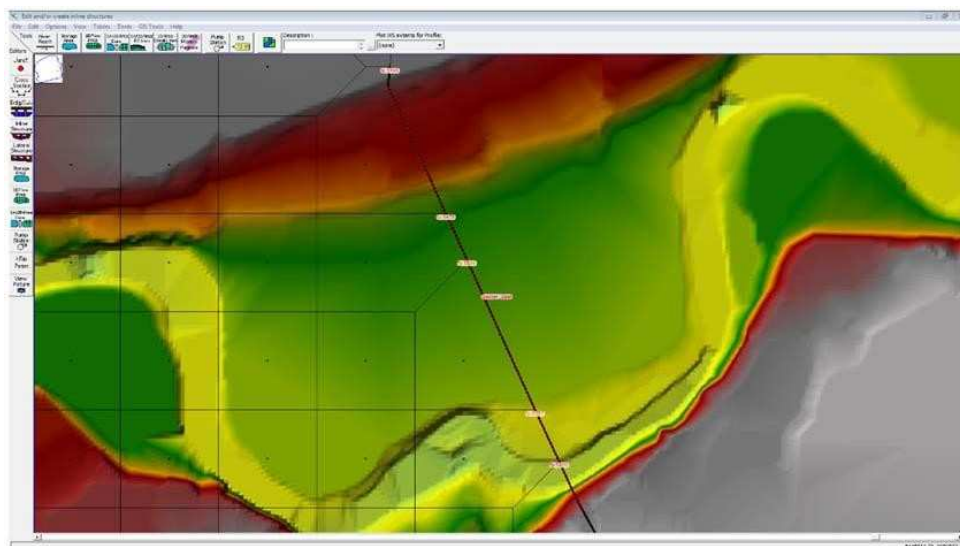


Figure. III.16 : Fenêtre de la de SA/2D Area BC Lines

Une fois que vous éditez les lignes de frontière, vous pouvez reconstruire votre maillage.

III.2.7. Exécution du model instationnaire

Enregistrez les données géométriques et ajouter les conditions de frontière comme d'habitude (*Edit/Unsteady Flow Data*) puis lancer la simulation instationnaire (*Run/Unsteady flow analysis*) (Figure III.17).

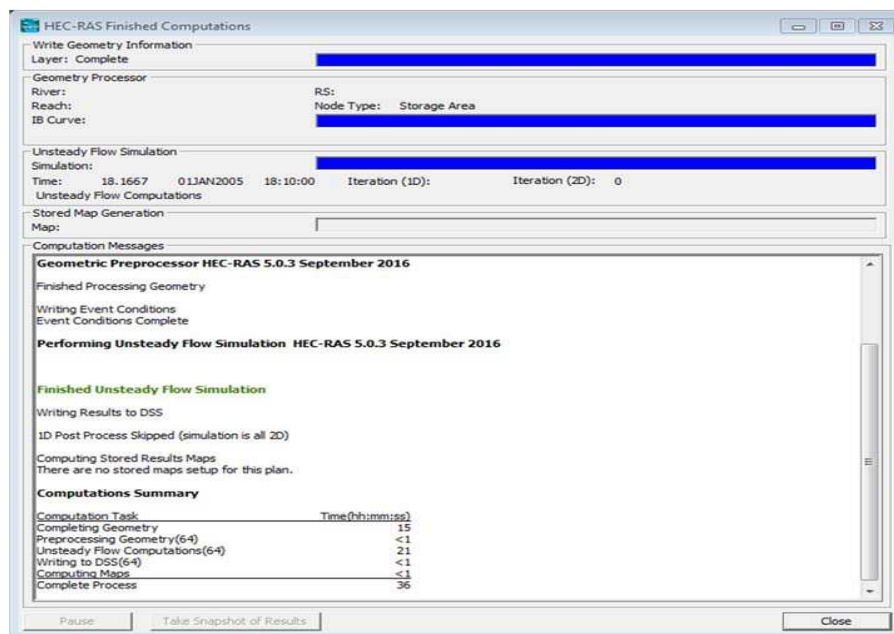


Figure III.17 : Fenêtre Run/Unsteady flow analysis

III.2.8. Visualisation des résultats

Après que le modèle soit exécuté, la visualisation est faite dans le *RAS Mapper* en choisissant la boîte *Results*. Voici comment vous pouvez visualiser l'animation de la profondeur d'eau, la vitesse ou l'élévation de surface de l'eau. Les résultats à différentes temps peuvent être visualisés en déplaçant le lecteur vers le gauche ou droit.



Les deux figures au-dessous (Figures III.18 et III.19) montrent respectivement la profondeur et la vitesse d'eaux instantanées.

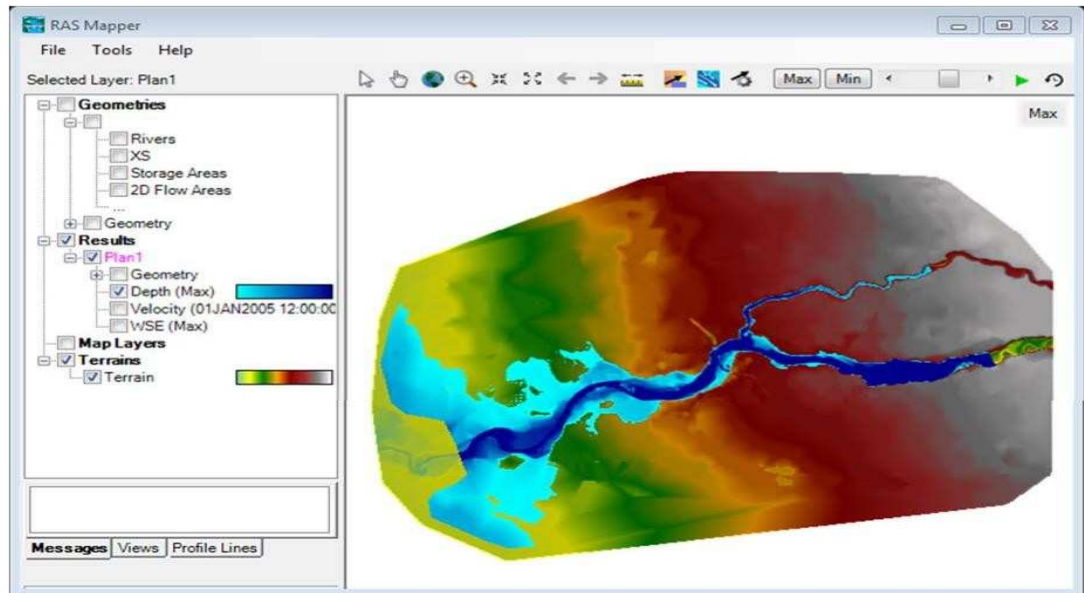


Figure III.18 : Profondeur d'eaux instantanées

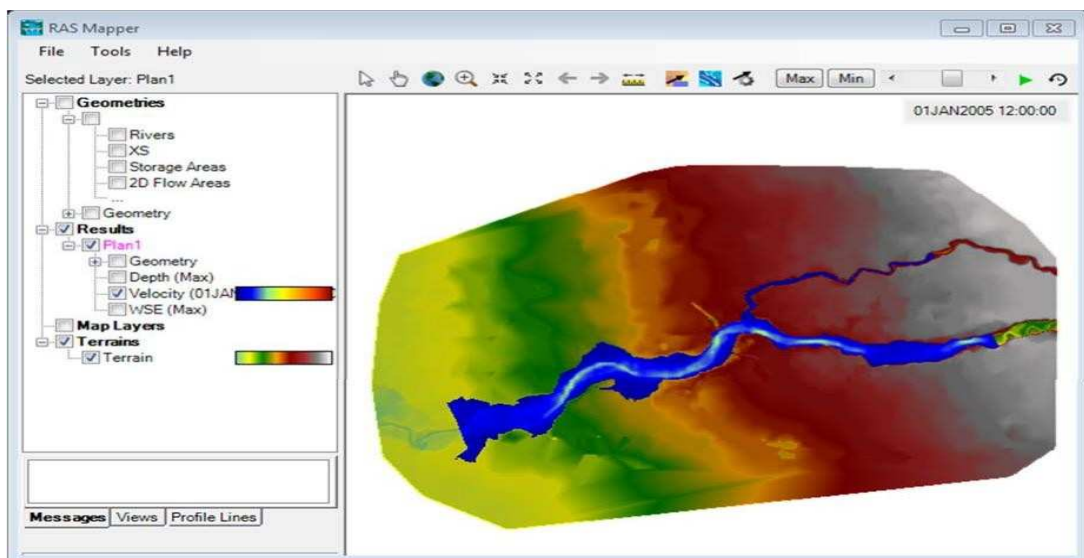


Figure III.19 : Vitesse d'eaux instantanées

III.4. Modélisation des ponceaux :

HEC-RAS calcule les pertes d'énergie, causées par des structures telles que des ponceaux, en trois parties. La première partie consiste en des pertes qui se produisent dans le tronçon immédiatement en aval de la structure, où une expansion du débit a lieu. La deuxième partie consiste en des pertes qui se produisent au fur et à mesure que le flux entre, traverse et sort du ponceau. La dernière partie consiste en des pertes qui se produisent dans le bras immédiatement en amont de la structure, où le flux se contracte vers l'ouverture du ponceau.

HEC-RAS a la capacité de modéliser des ponceaux simples ; plusieurs ponceaux identiques ; et plusieurs ponceaux non identiques. Cette partie explique comment les ponceaux sont modélisés dans HEC-RAS. Les discussions portent notamment sur les lignes directrices générales en matière de modélisation, la façon dont les calculs hydrauliques effectués par le ponceau sont effectués et les données

III.4.1. Types de ponceaux :

HEC-RAS a la capacité de modéliser neuf des formes de ponceaux les plus couramment utilisées. Ces formes comprennent : circulaire ; caisson (rectangulaire) ; arqué ; arche de conduite ; arqué de profil bas ; arqué de profil élevé ; elliptique (horizontale et verticale) ; semi-circulaire et ponceaux Con/Span (Figures III.20)

Le programme a la capacité de modéliser jusqu'à dix types de ponceaux. Tout changement de forme, de pente, de rugosité ou de numéro de carte et d'échelle n'exige que l'utilisateur entre un nouveau type de ponceau. Pour un type de ponceau donné, le nombre de conduits identiques est limité à 25

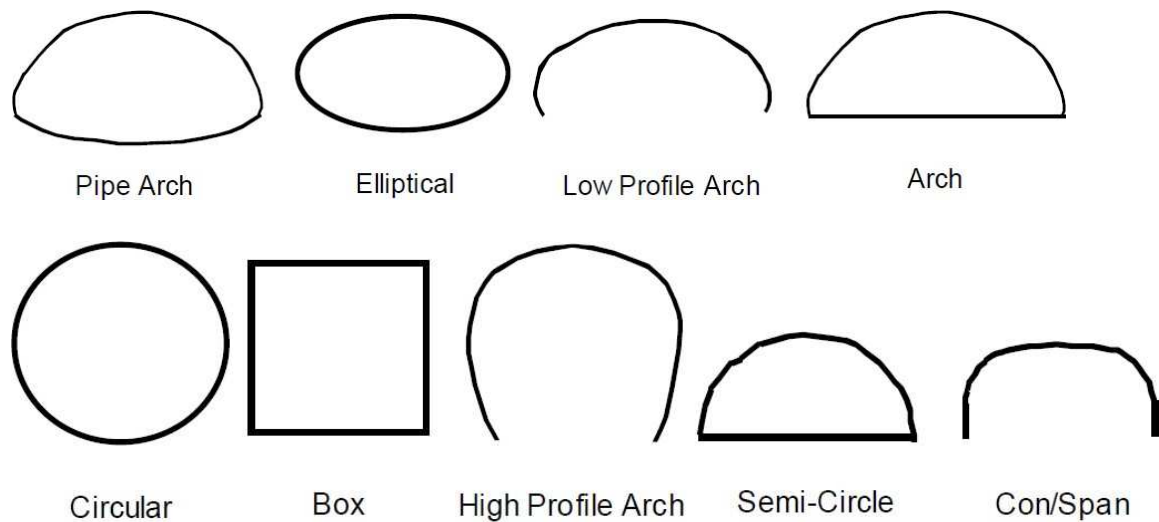


Figure III.20 : Formes de ponceaux couramment utilisées

Limitations des algorithmes de ponceaux dans HEC-RAS :

Les algorithmes HEC-RAS sont limités aux ponceaux dont la forme, le débit et la pente sont considérés comme constants.

III.4.2. Introduction à la terminologie des ponceaux :

Un ponceau est un conduit fermé d'une longueur relativement courte, qui relie deux segments de chenaux ouverts ou deux plans d'eau. Deux des types de ponceaux les plus courants sont : les ponceaux circulaires à tuyaux, qui sont circulaires en section transversale, et les ponceaux rectangulaires, qui sont rectangulaires en section transversale. La Figure III.21 montre une illustration de tuyaux circulaires et de ponceaux rectangulaires. En plus des ponceaux rectangulaire et de circulaires, HEC-RAS a la capacité de modéliser la voûte ; canalisation voûtée ; profils vouté bas ; haut

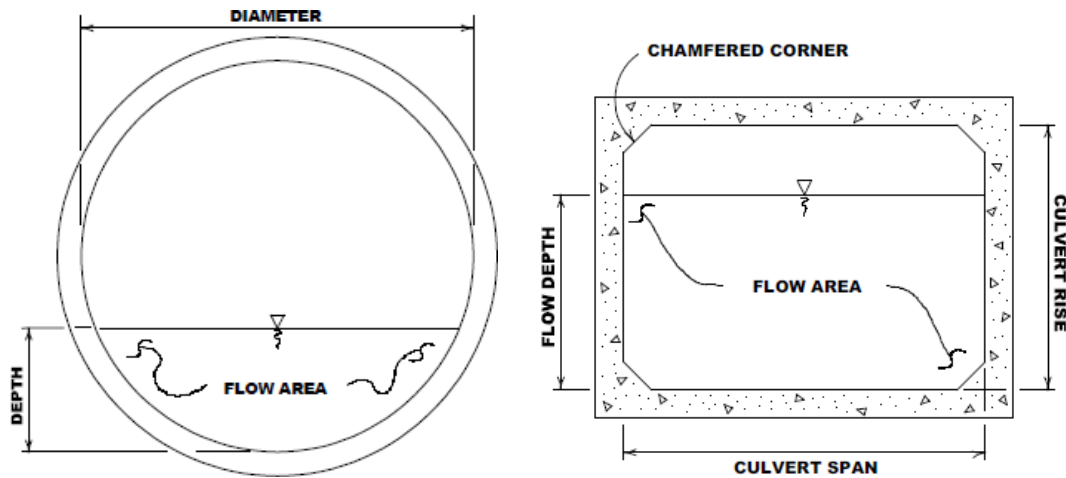


Figure III.21 : Section transversale d'une conduite circulaire et d'un ponceau de boîte, respectivement

Les ponceaux sont composés d'une entrée « entrance » où l'eau s'écoule dans le ponceau, d'un conduit « barrel », qui est le conduit fermé du ponceau, et d'une sortie « exit », où l'eau s'écoule hors du ponceau (voir la Figure III.22). La capacité totale d'écoulement d'un ponceau dépend des caractéristiques de l'entrée ainsi que du conduit et de la sortie du ponceau.

Le niveau aval « Tailwater » dans un ponceau est la profondeur d'eau à la sortie ou du côté aval du ponceau, mesurée à partir de radié en aval du ponceau (indiquée comme **TW** sur la Figure III.22). Le radier est le point le plus bas à l'intérieur du ponceau à une section particulière. La profondeur de l'eau de refoulement dépend du débit et des conditions hydrauliques en aval du ponceau.

Le niveau amont « Headwater » (HW sur la Figure III.22) correspond à la profondeur entre le radier de l'entrée du ponceau et la ligne de charge, pour la section transversale située juste en amont du ponceau (section 3). Le niveau amont représente la quantité d'énergie nécessaire pour faire passer un débit donné dans le ponceau.

La surface d'eau en amont « Upstream Water Surface » (WSU sur la Figure III.22) est la profondeur d'eau à l'entrée ou du côté amont du ponceau (section 3), mesurée à partir de du

radier en amont de la section 3.

L'énergie totale « Total Energy » à n'importe quel endroit est égale à l'élévation à partir du radier plus l'énergie cinétique à cet endroit. Tous les calculs de ponceaux dans HEC-RAS calculent l'énergie totale pour l'extrémité amont du ponceau. La surface d'eau en amont (WSU) est alors obtenue en plaçant cette énergie dans la section transversale en amont et en calculant la surface d'eau qui correspond à cette énergie pour le débit donné.

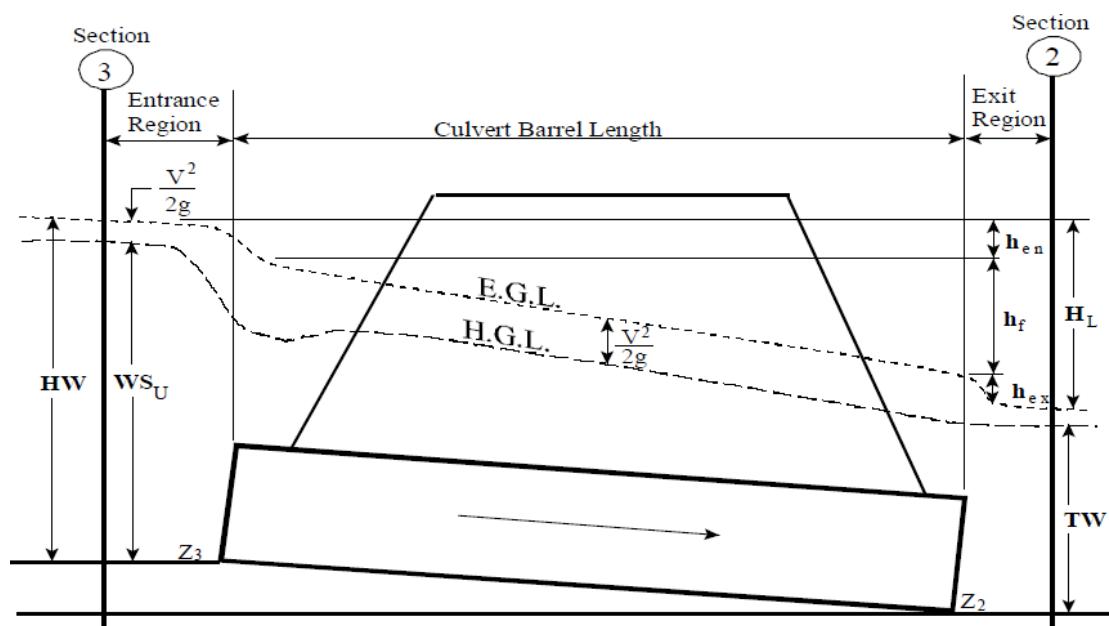


Figure III.22 : Ponceau d'écoulement plein avec lignes d'énergie et de charges hydrauliques

III.4.3. Paramètres de calcul d'un ponceau

III.4.3.1. Longueur du ponceau

La longueur du ponceau est mesurée en pieds (ou mètres) le long de la ligne médiane du ponceau. La longueur du ponceau est utilisée pour déterminer la perte de charge dans le canon du ponceau et la pente du ponceau.

III.4.3.2. Perte de charge totale dans les ponceaux

Pour les ponceaux pleins, la perte de charge totale, ou perte d'énergie, à travers le ponceau est mesurée en pieds (ou mètres). La perte de charge, H_L , est calculée à l'aide de la formule suivante

$$H_L = h_{en} + h_f + h_{ex}$$

h_{en} = pertes à l'entrée

h_f = pertes à la sortie

h_{ex} = pertes à l'entrée

A. La perte de charge dans le ponceau h_f :

Elle est calculée à l'aide de la formule de Manning, qui s'exprime comme suit :

$$h_f = L \left(\frac{Qn}{1.486AR^{2/3}} \right)^2$$

Où : h_f = perte de frottement

L = longueur du ponceau

Q = débit dans le ponceau

n = Coefficient de rugosité de Manning

A = zone d'écoulement

R = rayon hydraulique

Coefficient de rugosité de Manning :

Les coefficients de rugosité de Manning doivent être entrés pour chaque type de ponceau. HEC-RAS utilise l'équation de Manning pour calculer les pertes par frottement dans le conduit du ponceau. Les valeurs suggérées pour la valeur n de Manning sont indiquées dans le tableau III.1, ainsi que dans de nombreux ouvrages de référence sur l'hydraulique. Les coefficients de rugosité doivent être ajustés en fonction du jugement individuel de l'état du ponceau.

Tableau. III.1 : Coefficient de Manning« n » pour les conduits fermés s'écoulant partiellement à plein

Type of Channel and Description	Minimum	Normal	Maximum
Concrete:			
Culvert, straight and free of debris	0.010	0.011	0.013
Culvert with bends, connections, and some debris	0.011	0.013	0.014
Finished	0.011	0.012	0.014
Sewer with manholes, inlet, etc., straight	0.013	0.015	0.017
Unfinished, steel form	0.012	0.013	0.014

B. Les pertes à l'entrée h_{en} :

Elles sont calculées en fonction de la charge dynamique à l'intérieur du ponceau à l'extrémité amont. La perte d'entrée pour le ponceau est calculée comme suit :

$$h_{en} = k_{en} \frac{V_{en}^2}{2g}$$

Où :

h_{en} = perte d'énergie due à l'entrée

k_{en} = coefficient de perte d'entrée (voir tableaux III.2 et III.3)

V_{en} = vitesse d'écoulement à l'intérieur du ponceau à l'entrée

g = accélération due à la gravité

La charge dynamique est multipliée par le coefficient de perte d'entrée pour estimer la quantité d'énergie perdue lorsque l'écoulement pénètre dans le ponceau. Une valeur plus élevée du coefficient donne une perte de charge plus élevée.

Tableau. III.2. Coefficient de perte d'entrée pour les ponceaux en béton

Type of Structure and Design of Entrance	Coefficient, k_{en}
Concrete Pipe Projecting from Fill (no headwall):	
Socket end of pipe	0.2
Square cut end of pipe	0.5
Concrete Pipe with Headwall or Headwall and Wingwalls:	
Socket end of pipe (grooved end)	0.2
Square cut end of pipe	0.5
Rounded entrance, with rounding radius = 1/12 of diameter	0.2
Concrete Pipe:	
Mitered to conform to fill slope	0.7
End section conformed to fill slope	0.5
Beveled edges, 33.7 or 45 degree bevels	0.2
Side slope tapered inlet	0.2

Tableau. III.3 Coefficient de perte d'entrée pour les ponceaux caissons en béton armé

Type of Structure and Design of Entrance	Coefficient, k_{en}
Headwall Parallel to Embankment (no wingwalls):	
Square-edged on three edges	0.5
Three edges rounded to radius of 1/12 barrel dimension	0.2
Wingwalls at 30 to 75 degrees to Barrel:	
Square-edge at crown	0.4
Top corner rounded to radius of 1/12 barrel dimension	0.2
Wingwalls at 10 to 25 degrees to Barrel:	
Square-edge at crown	0.5
Wingwalls parallel (extension of sides):	
Square-edge at crown	0.7
Side or slope tapered inlet	0.2

C. Les pertes de sortie h_{ex} :

Elles sont calculées comme un coefficient multiplié par la variation de la charge dynamique juste à l'intérieur du ponceau, à l'extrémité aval, jusqu'à la section transversale juste en aval du ponceau. L'équation de calcul des pertes de sortie est la suivante :

$$h_{ex} = k_{ex} \left(\frac{a_{ex} V_{ex}^2}{2g} - \frac{a_2 V_2^2}{2g} \right)$$

Où :

h_{ex} = Perte d'énergie due à la sortie

k_{ex} = Coefficient de perte de sortie

V_{ex} = Vitesse à l'intérieur du ponceau à la sortie

V_2 = Vitesse à l'extérieur du ponceau à la section transversale en aval

Pour une expansion soudaine du débit, comme dans un ponceau typique, le coefficient de perte de sortie (k_{ex}) est normalement fixé à 1,0 (FHWA, 1985). En général, les coefficients de perte de sortie peuvent varier entre 0,3 et 1,0. Le coefficient de perte de sortie doit être réduit à mesure que la transition devient moins abrupte.

III.4.3.3. Valeurs du coefficient de Manning n à l'intérieur du ponceau

Cette version de HEC-RAS permet à l'utilisateur d'entrer deux valeurs de Manning n à l'intérieur du ponceau, un pour le haut et les côtés, et un second pour le bas du ponceau. L'utilisateur définit la profondeur à l'intérieur du ponceau auquel la valeur n inférieure est appliquée. Cette fonction peut être utilisée pour simuler les ponceaux qui ont un fond de cours d'eau naturel, ou un ponceau dont la partie inférieure est plus rugueuse que le haut, ou si un élément a été placé dans le bas du ponceau pour le passage du poisson. Un exemple de ceci est illustré à la Figure III.23.

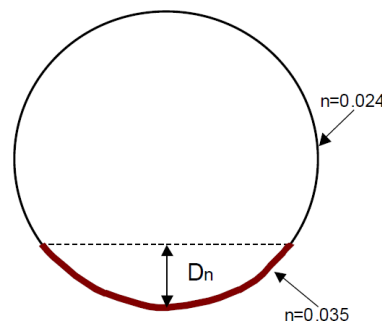


Figure III.23 : Ponceau avec plusieurs valeurs de Manning.

Lorsque plusieurs valeurs n de Manning sont appliquées à un ponceau, le programme de calcul utilisera la valeur n du fond jusqu'à ce que la surface de l'eau dépasse la valeur n du fond spécifié. Quand la surface de l'eau dépasse la profondeur de la valeur n du fond le programme calcule une valeur n composite pour le ponceau dans son ensemble.

III.4.3.4. Ponceaux partiellement remplis ou enterrés

Cette version de HEC-RAS permet à l'utilisateur de remplir une partie du ponceau par le bas. Cette L'option peut être appliquée à n'importe quelle forme de ponceau. L'utilisateur n'a qu'à spécifier la profondeur à laquelle le fond du ponceau est rempli. Un exemple est illustré à la figure III.24. L'utilisateur peut également spécifier une valeur de Manning n différente pour la partie bloquée du ponceau (le bas), par rapport au reste du ponceau. L'utilisateur doit spécifier la profondeur pour appliquer la valeur n inférieure comme étant égale à la profondeur de la partie remplie du ponceau.

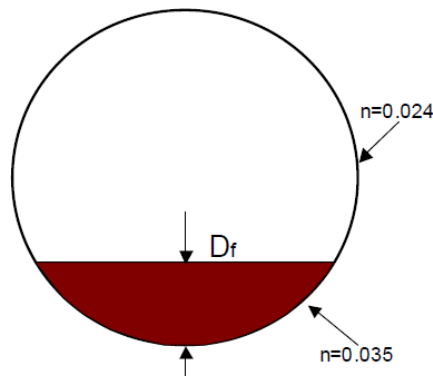


Figure III.24 : Ponceaux partiellement remplis ou enterrés

CHAPITRE IV

SIMULATION NUMERIQUE ET RESULTATS

Chapitre IV : Simulation numérique et résultats

Introduction :

Ce chapitre est consacré à la simulation de la vidange de la retenue du barrage de Tilesdit de Bouira par le logiciel HEC-RAS. On commence par délimiter le plan d'eau de la retenue du barrage, et la zone d'écoulement à son aval, puis on introduit la digue barrage qui fait la connexion entre ces deux domaines. Le dispositif de vidange composé de trois conduits dont deux circulaires et identiques, et le troisième rectangulaire, sera intégré dans la digue « élément de connexion » par l'option ponceau du logiciel.

Une fois que les données de remplissage de la retenue et les conditions initiales et limites sont introduites, on lance la simulation pour déterminer les paramètres hydrauliques de vidange et d'écoulement à l'aval de l'ouvrage.

IV.3. Informations digitales et modèles numériques :

Aujourd'hui, le développement des techniques d'acquisition et de mise à disposition d'informations digitales, a rendu possible la présentation à la fois de la topographie du milieu par le biais de modèles numériques d'altitudes (MNA) et de terrain (MNT), ainsi que la représentation de l'occupation des sols par le biais de photographie aériennes ou de données satellitaires. Ces informations servant de plus à la description des caractéristiques physiques des bassins versants et à la cartographie numérique de leur couverture. Un modèle MNT est établi à partir de la digitalisation des courbes de niveaux des feuilles topographiques à l'échelle 1/25000, 1/50000 réseau (figure IV-1).

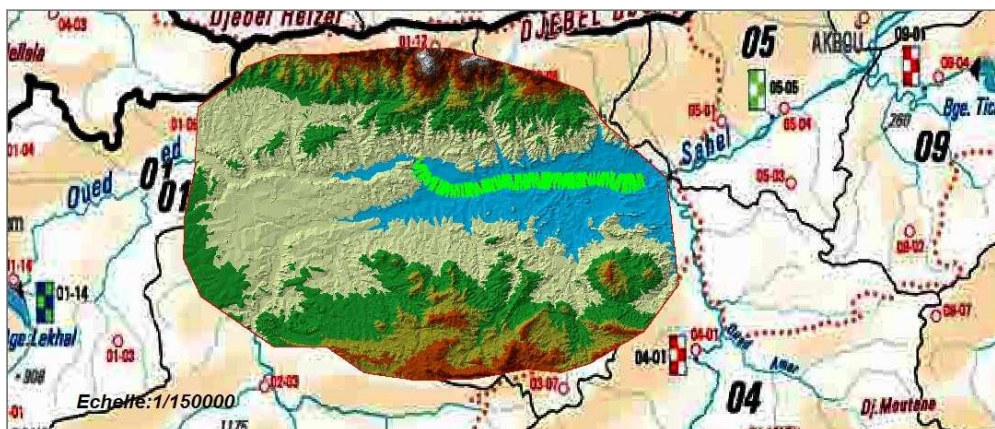


Figure IV-1 : Création du MNT et TIN.

IV.4. Simulation de la vidange de la retenue et de l'écoulement à l'aval du barrage

Pour réaliser la simulation de la vidange de la retenue du barrage et d'écoulement de sa zone aval, on suit les étapes suivantes :

- 1- D'abord, on crée un nouveau projet HEC-RAS puis on clique sur l'icône *RAS Mapper*. On suit les étapes détaillées dans le chapitre III pour créer le maillage de la zone d'étude (Figure IV-2).
- 2- On ouvre l'icône *Geometric Data* et on délimite le plan d'eau par la *Storage Area*, puis de la même manière on délimite la surface inondable à l'aval du barrage par *2DFlow Area*.
- 3- Pour tracer l'axe du barrage on utilise *SA/2DArea Con*, ensuite on délimite la frontière limite aval de la surface d'écoulement par *2DArea BC Lines*.

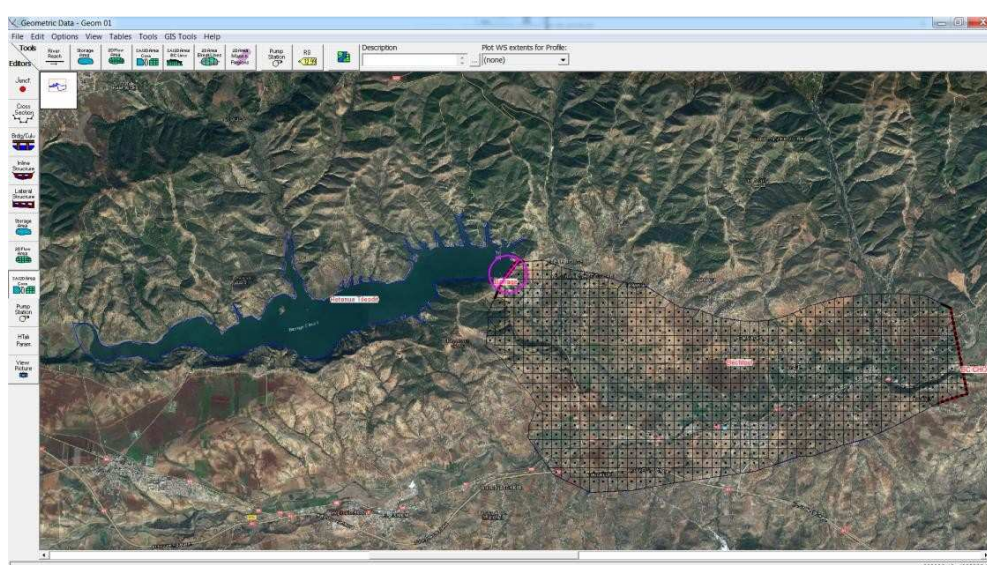


Figure IV.2 : Frontières du domaine d'étude et maillage de la surface d'écoulement

- 4- La connexion de la surface du plan d'eau, la structure du barrage et la zone d'écoulement se fait par *Connection Data Editor*.

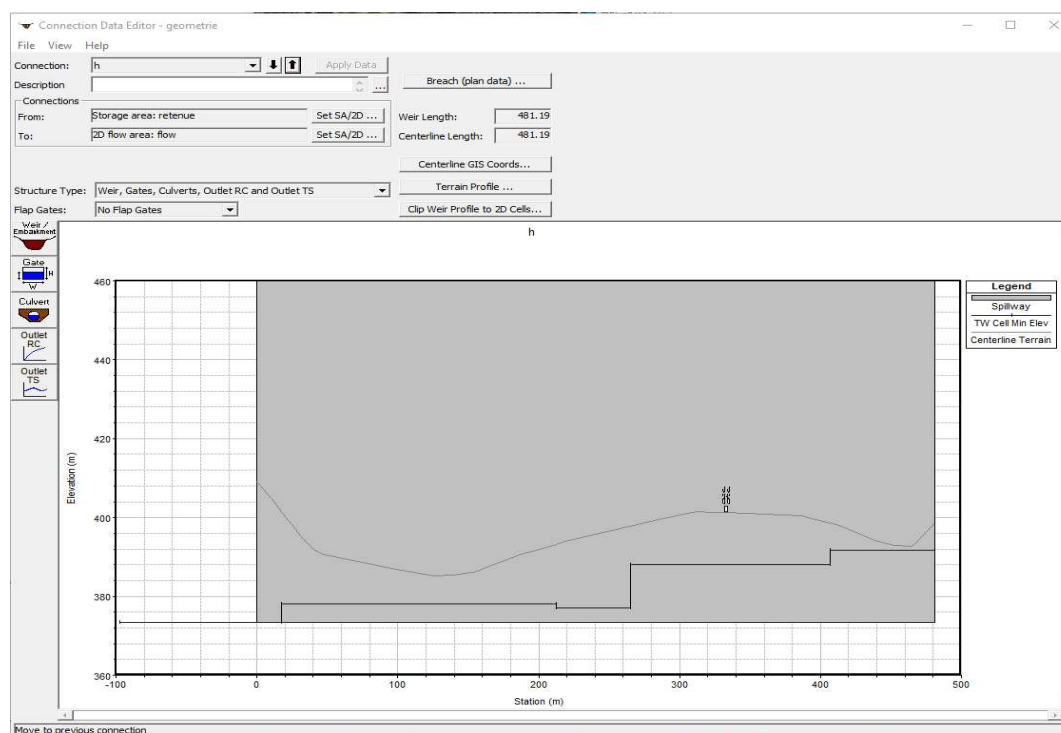
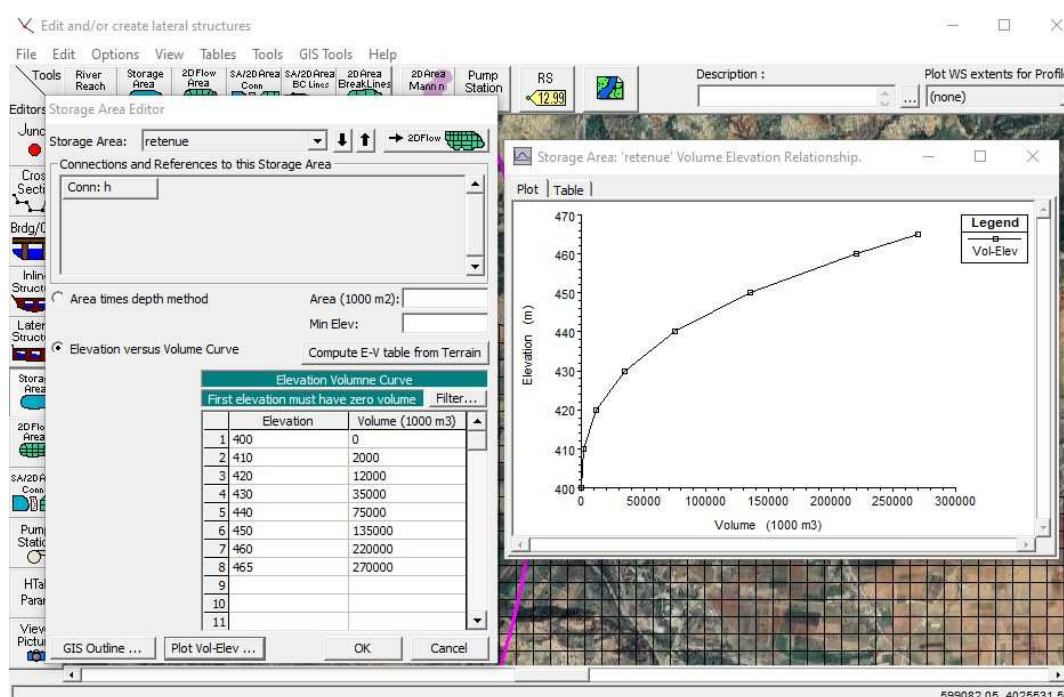


Figure IV.3 : Connexion plan surface d'eau- barrage- zone d'écoulement

- 5- On sélectionne la plan d'eau du barrage puis on exécute *Storage Area Editor* ce qui nous permet de déterminer la courbe Elévation-volume de la cuvette du barrage à partir du MNT du terrain. Dans notre cas, on saisit directement dans la table « Elevation volume Curve » les valeurs extraite de la courbe de remplissage du barrage.



FigureIV.4 : Courbe volume- élévation

- 6- On ouvre la fenêtre *Connection Data Editor-Geometrie*, puis on clique sur le bouton *Culvert* et on introduit les caractéristiques des trois orifices de vidange (G, M, D) dans les champs de la fenêtre *Culvert Data Editor* qui s'affiche.

The figure shows three screenshots of the 'Culvert Data Editor' window, each configured for a different orifice: Orifice G, Orifice M, and Orifice D. Each window contains the same set of parameters and tables.

Orifice G (Top Left):

- Culvert Group: Orifice G
- Solution Criteria: Computed Flow Co
- Shape: Circular
- Span: (empty) Diameter: 1.4
- Chart #: 55- Circular Culvert
- Scale #: 1 - Smooth tapered inlet throat
- Culvert Length: 250
- Entrance Loss Coeff: 0.5
- Exit Loss Coeff: 0.8
- Manning's n for Top: 0.01
- Manning's n for Bottom: 0.01
- Depth to use Bottom n: 1.4
- Depth Blocked: 0
- Upstream Invert Elev: 403.5
- Downstream Invert Elev: 406.4

Orifice M (Top Right):

- Culvert Group: Orifice M
- Solution Criteria: Computed Flow Co
- Shape: Box
- Span: 2 Rise: 1.4
- Chart #: 38- Rectangular concrete
- Scale #: 1 - Side tapered; Less favorable edges
- Culvert Length: 250
- Entrance Loss Coeff: 0.5
- Exit Loss Coeff: 0.8
- Manning's n for Top: 0.01
- Manning's n for Bottom: 0.01
- Depth to use Bottom n: 1.4
- Depth Blocked: 0
- Upstream Invert Elev: 401.5
- Downstream Invert Elev: 404

Orifice D (Bottom):

- Culvert Group: Orifice D
- Solution Criteria: Computed Flow Co
- Shape: Circular
- Span: (empty) Diameter: 1.4
- Chart #: 55- Circular Culvert
- Scale #: 1 - Smooth tapered inlet throat
- Culvert Length: 250
- Entrance Loss Coeff: 0.5
- Exit Loss Coeff: 0.8
- Manning's n for Top: 0.01
- Manning's n for Bottom: 0.01
- Depth to use Bottom n: 1.4
- Depth Blocked: 0
- Upstream Invert Elev: 403.5
- Downstream Invert Elev: 406.4

Each window also includes a 'Culvert Barrel Data' section with two tables:

Barrel Name	US Sta	DS Sta	GIS Sta
1 Barrel #1	331.3	331.3	
2			
3			
4			
5			

X	Y
1	
2	
3	
4	
5	

Figure.IV.5 : Caractéristiques des trois orifices de vidange (G, M, D)

- 7- On construit le maillage de la surface d'écoulement en exécutant *Edit 2D Flow Areas*. Pour les pas DX et DY on prend la valeur 100.

Le coefficient de Manning-Strickler doit tenir compte de l'occupation du fond de la vallée au niveau de la section (végétation, habitat, routes, fossés ...). La hauteur de végétation s'apprécie par rapport à la hauteur maximale de l'eau. Dans notre cas, il est estimé à 0.013.

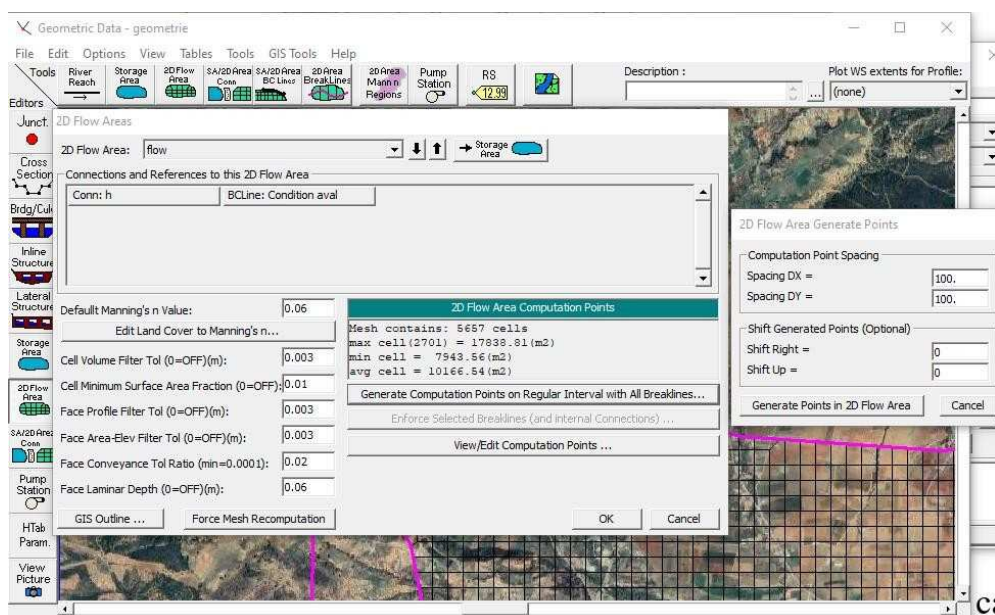


Figure.IV.6 : Génération du maillage de la zone d'écoulement

- 8- Pour introduire les conditions aux limites on ouvre *EDIT Unsteady Flow Data*. Dans la case réservée au frontière aval (Figure IV-7), on choisit *Normal Detph* et on introduit la valeur de la pente (0.01).

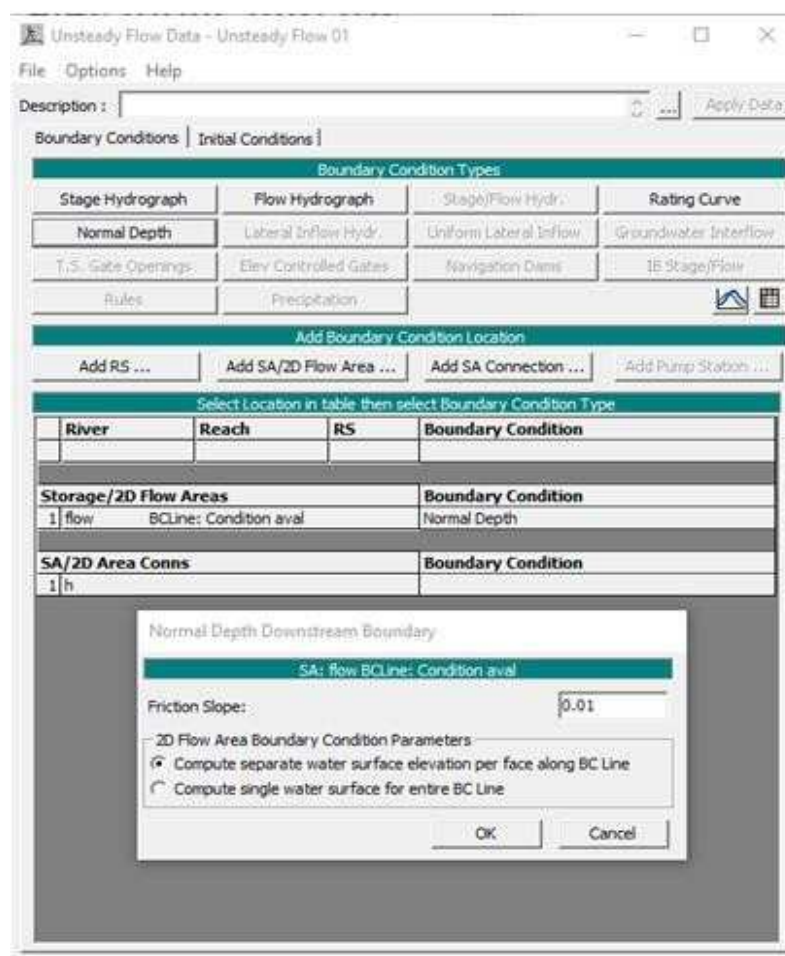


Figure.IV.7 : Introduction des conditions aux limites

9- On saisit les valeurs d'élévations initiales dans les zones de stockage et d'écoulement

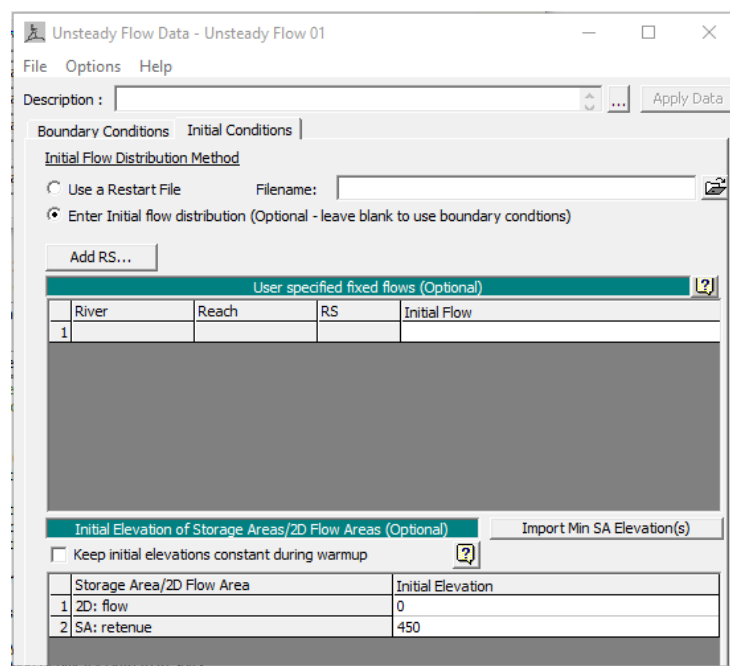


Figure.IV.8 : Introduction des conditions initiales

10- A partir de *Run/Unsteady Flow Analysis* on lance une simulation instationnaire. Dans la fenêtre *Unseady Flow Analysis* (Figure III-9), on saisit les dates et heures du début et fin de simulation. Avant de cliquer sur *Compute*, il faut choisir le pas de simulation *Computation interval* et les intervalles de temps pour l'affichage des résultats. Une fois qu'on a

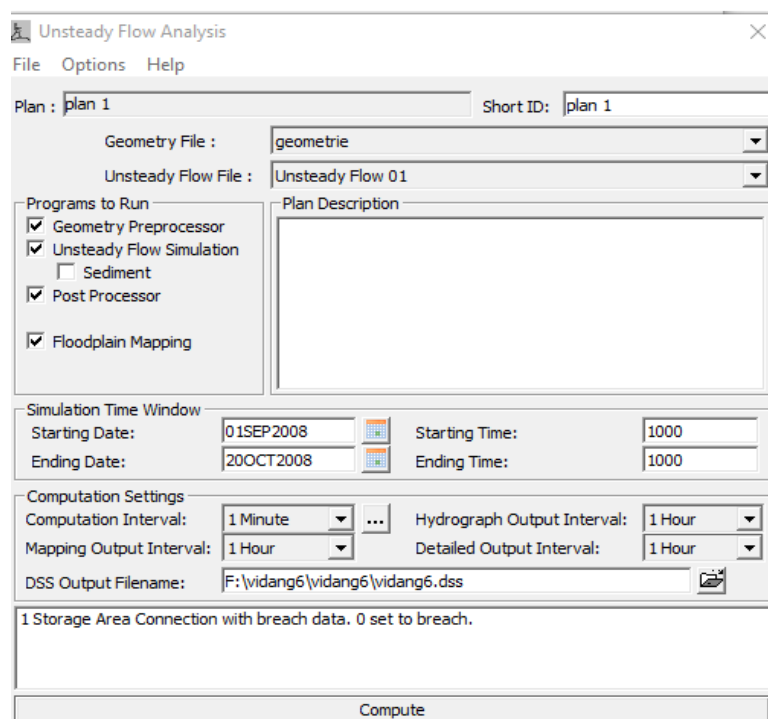


Figure.IV.9 : les conditions aux limites

11- cliqué sur *Compute*, la fenêtre ci-dessous s'affiche (Figure IV-10).

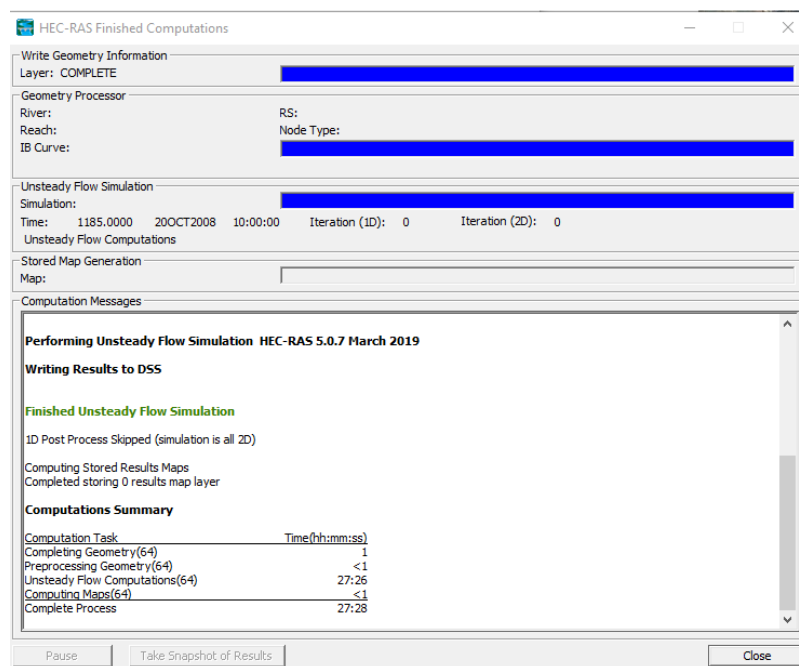


Figure. IV-10 : Affichage des calculs

12- Après que le modèle soit couru, la visualisation est faite dans le cartographe de RAS en vérifiant les résultats de boîte. Voici que vous pouvez vouloir animer la profondeur d'eau, la vitesse ou l'altitude de surface de l'eau.

VI.3. Résultats de la simulation

- **Variations temporelles du débit de vidange à travers les trois orifices et les deux élévations en amont et aval du barrage.**

Les résultats obtenus sont représentés dans les figures (IV.11et IV.12). La première courbe en bleu de la figure (IV.11) représenté l'élévation de l'eau dans la retenue (Stage), elle démarre de la côte 454 qui correspond au NNR et elle décroît jusqu'à la côte 404 qui correspond au radier de la vidange du fond. Sur cette courbe on peut lire la durée de vidange complète de la retenue qui égale à 28 jours. La deuxième courbe en vert représente le débit (Net inflow). Elle est tracée sur la même échelle du temps les valeurs lues sont négatives.

La figure (IV.12) regroupe les courbes de variations temporelles du débit à travers les trois orifices et les deux élévations en amont et aval du barrage :

Stage HW : variations de l'élévation à l'amont (entrée) de la digue du barrage

Stage TW : variations de l'élévation en aval la (sortir) de la digue du barrage

Flow : variations du débit de vidange

Culvet Flow- Orifice G : variations du débit dans le ponceau G

Culvet Flow- Orifice M : variations du débit dans le ponceau M

Culvet Flow- Orifice O : variations du débit dans le ponceau O

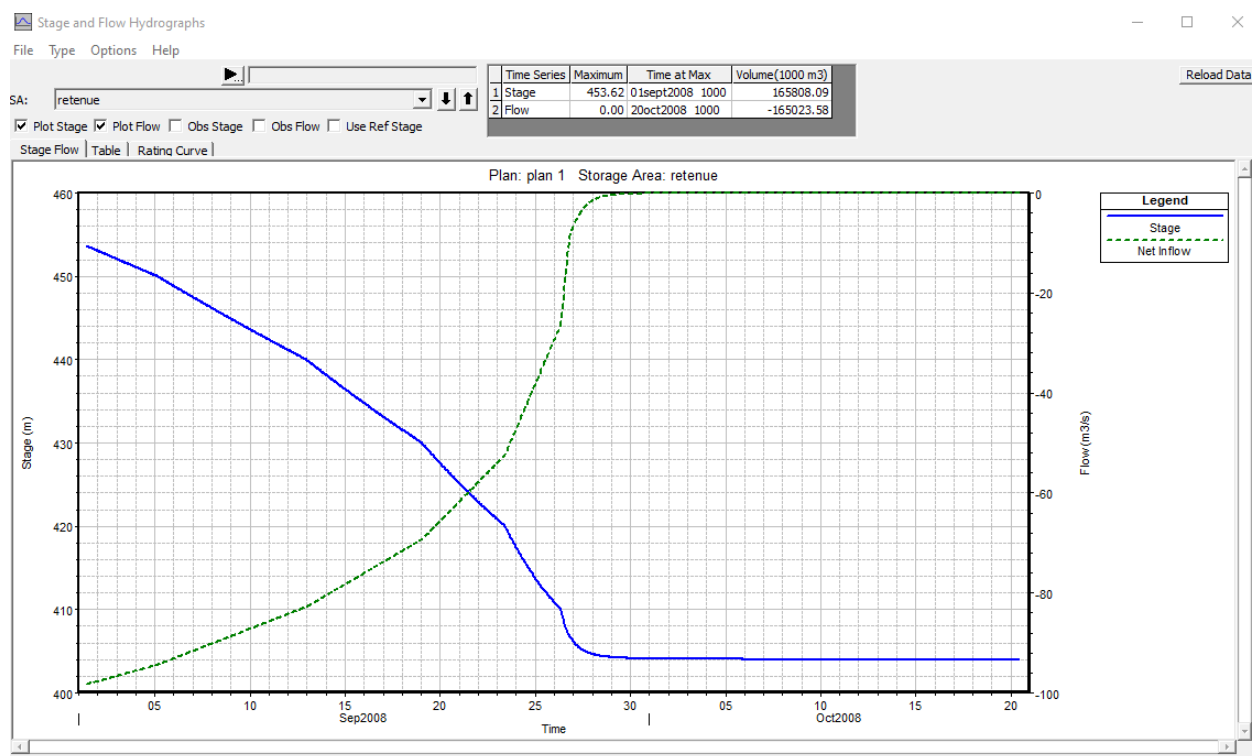


Figure IV.11 : Courbes de vidange : élévation et débit en fonctions du temps

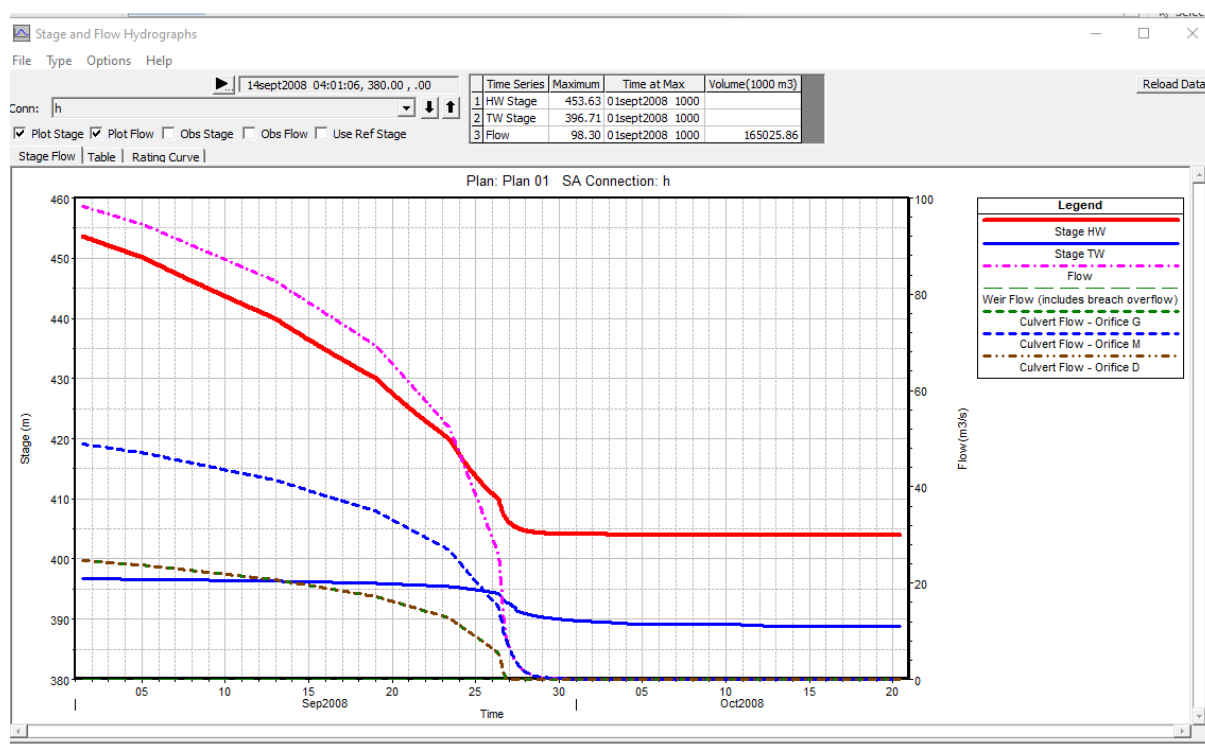


Figure IV.12 : Variations temporelles du débit à travers les trois orifices et les deux élévations en amont et aval du barrage.

- profondeur, vitesse et élévation dans la zone d'écoulement :

Les résultats des valeurs maximales obtenues sont représentés dans les figures (IV.11, IV.12 et IV.13).

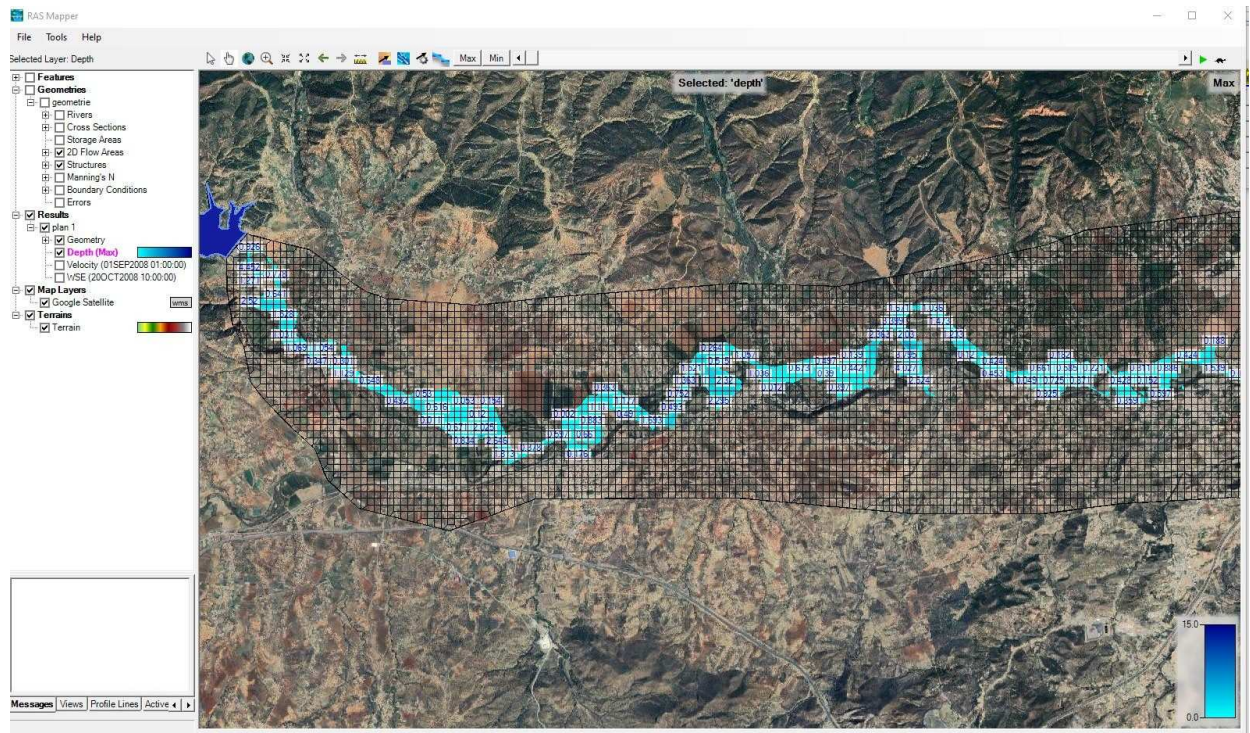


Figure.IV.13 : Profondeurs maximales

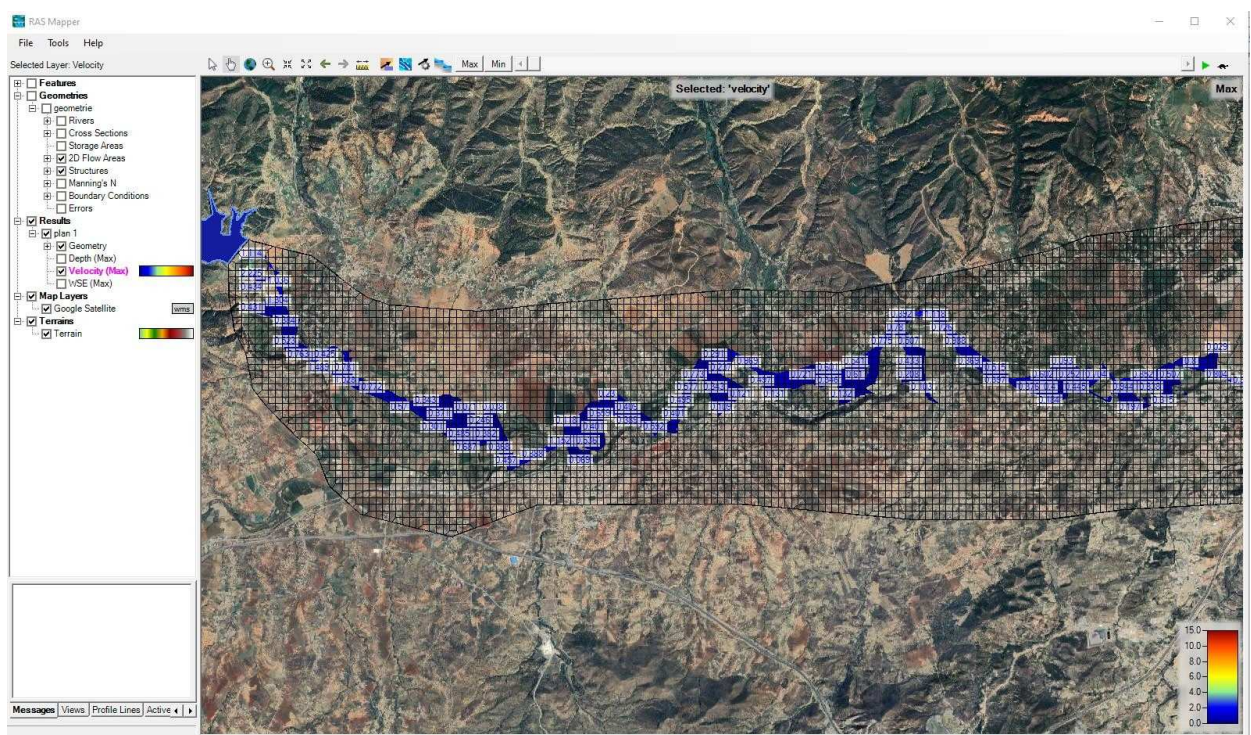


Figure.IV.14 : Vitesses maximales

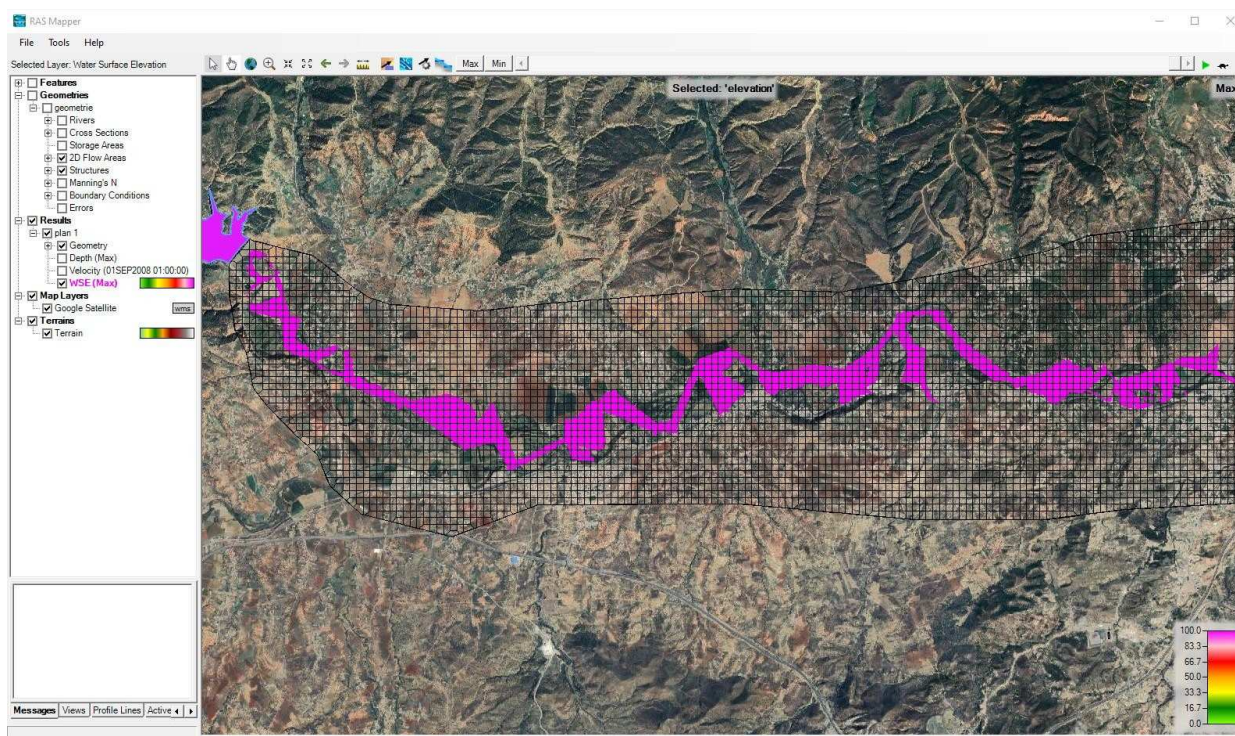
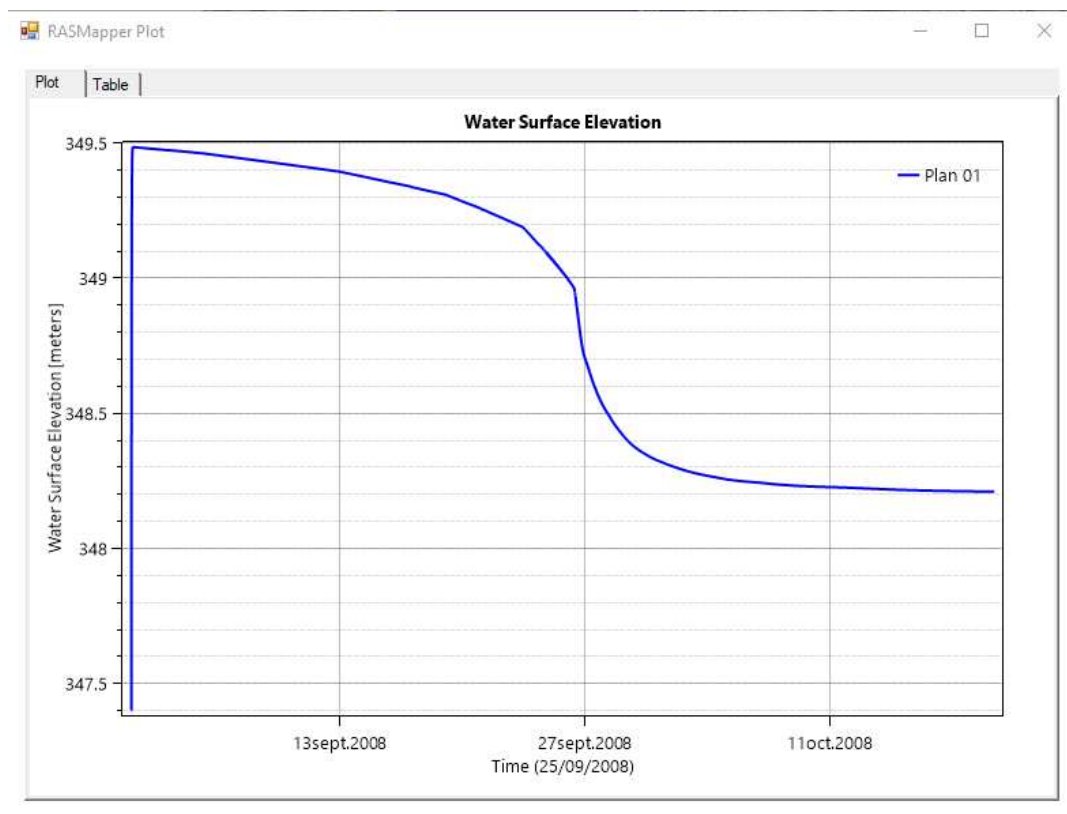


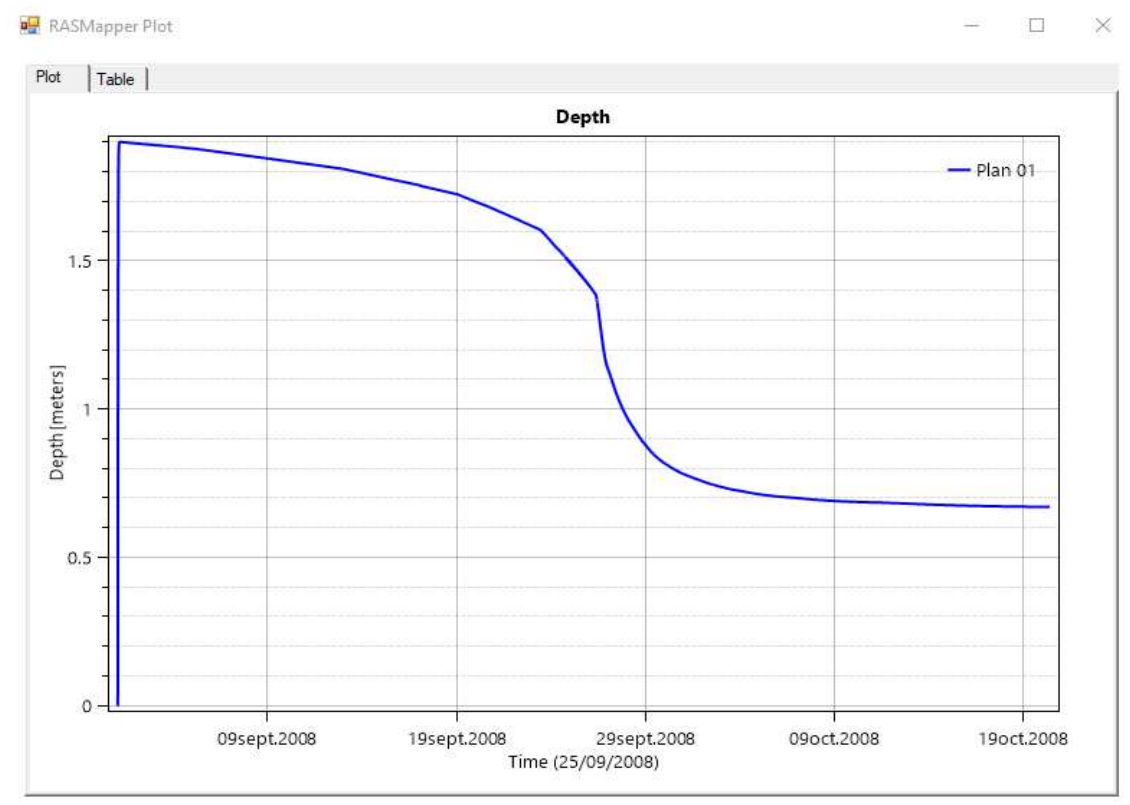
Figure.IV.15 : Elévations maximales de la surface libre

A partir de ces figures (Figures IV.13, IV.14 et IV.15), on remarque sur la carte d'inondation que l'eau ne déborde du lit de l'oued et que les zones d'habitations et des terrains agricoles ne sont pas submergés d'eau. La valeur maximale de la profondeur d'eau dans l'oued est d'environ 5m et de celle de la vitesse est autour de 2.5m/s ; globalement les valeurs maximale de ces grandeurs le long du oued sont faibles.

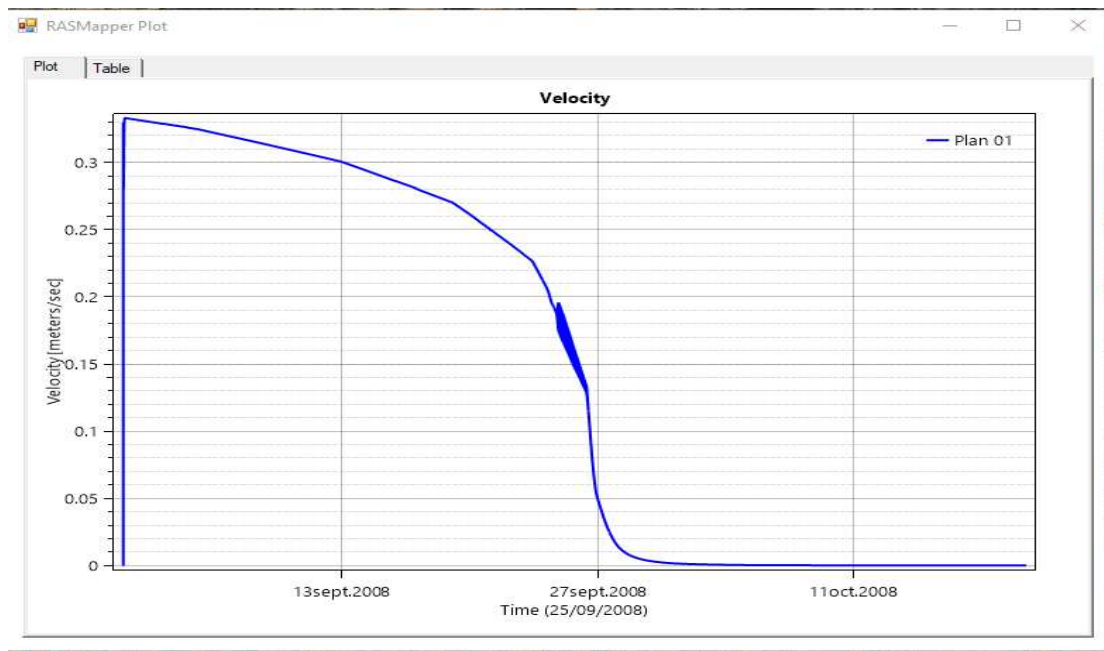
Les variations temporelles de la profondeur, élévation de la surface libre et vitesse dans zone d'écoulement sont représentées dans les figures ci-dessous :



(a)

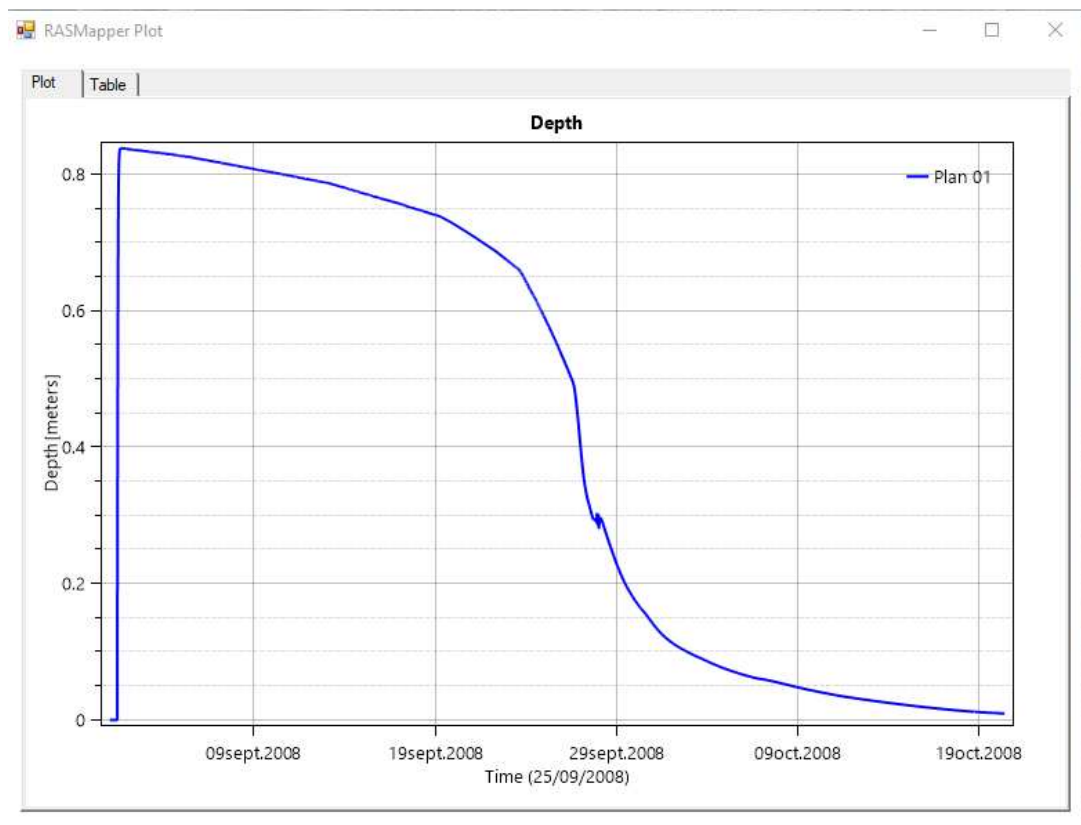


(b)

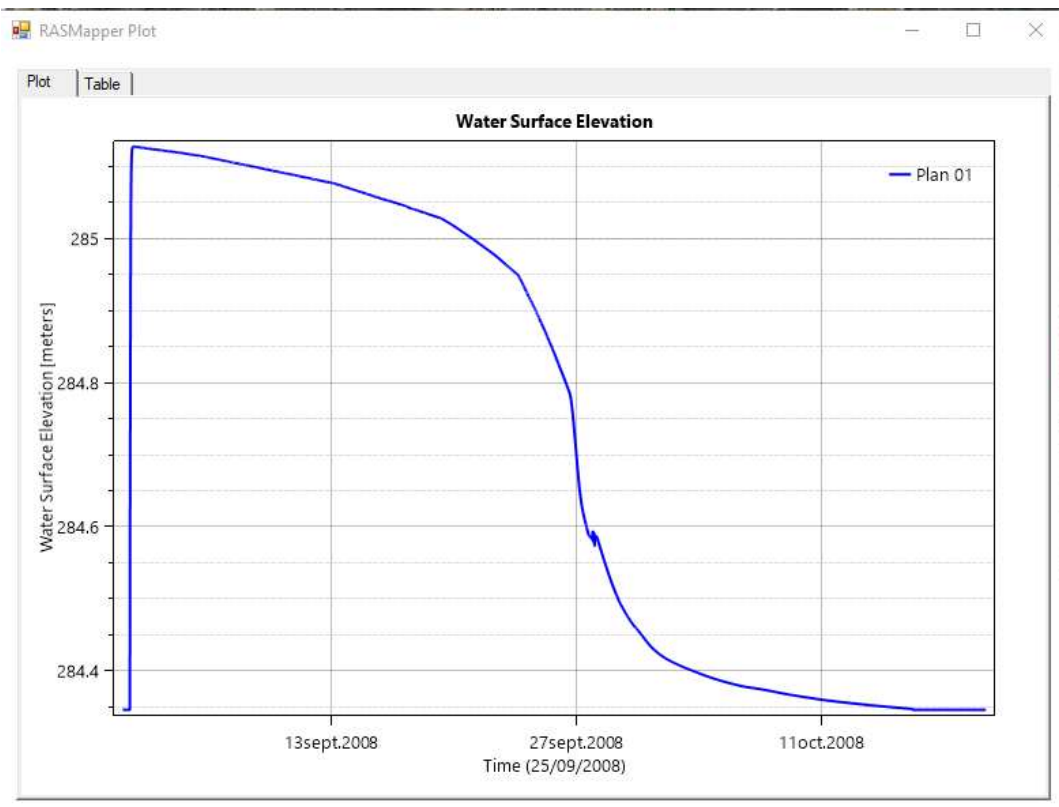


(c)

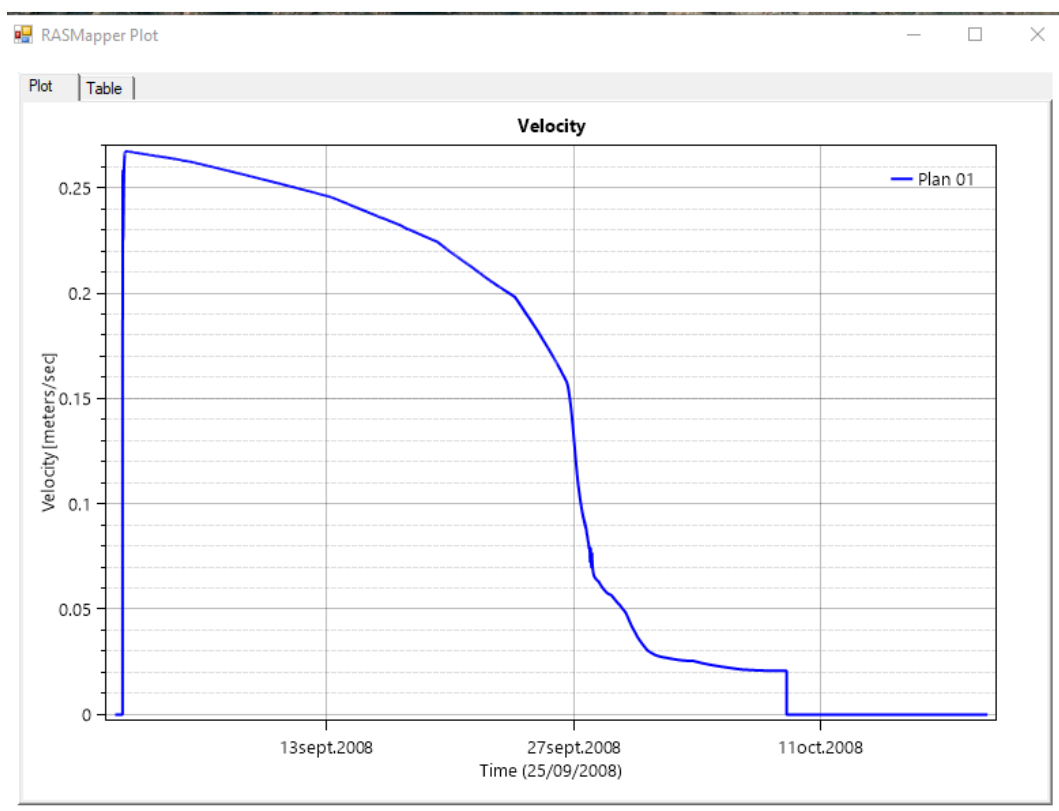
Figure IV.16 : Variation temporelle de la profondeur (a) élévation de la surface libre (b) et vitesse dans un point situé à l'amont de la zone d'écoulement (c).



(a)



(b)



(c)

FigureIV.17 : Variation temporelle de la profondeur (a) élévation de la surface libre (b) et

vitesse dans un point situé à l'aval de la zone d'écoulement(c).

Sur les figures ci-dessus (Figures IV.16 et IV.17) représentant la variation des paramètres d'écoulement en fonction du temps on remarque que les allures des courbes sont bien représentées. Les valeurs augmentent brusquement pour atteindre des pics puis elles descendent lentement vers des valeurs minimales, et elles diminuent aussi en allant de l'amont vers l'aval.

Notons que la précision des cartes MNT utilisées (Echelle 1/25000) n'est pas grande, ce qui influe directement la qualité de ces résultats dans la zone d'écoulement. Par contre les données du dispositif de vidange et de remplissage de la cuvette, on les a procurés de la direction de gestion du barrage, ce qui améliore la qualité les résultats de la vidange.

CONCLUSION GENERALE

Conclusion générale

Dans ce travail nous avons simulé la vidange de la retenue du barrage de Tilesdit de Bouira par le logiciel HEC-RAS, en suivant l'évolution temporelle du débit et du niveau d'eau en aval en amont de sa digue. L'impact des eaux écoulées sur l'environnement aval du barrage a été aussi étudié par le calcul des paramètres hydraulique de l'écoulement (élévation, profondeur, débit et vitesse).

Pour réaliser ces simulations, nous avons délimité le plan d'eau de la retenue du barrage, et la zone d'écoulement à son aval, puis on a introduit la digue barrage qui fait la connexion entre ces deux domaines. Le dispositif de vidange composé de trois conduits dont deux circulaires et identiques, et le troisième rectangulaire, a été intégré dans la digue « élément de connexion » par l'option ponceau du logiciel.

Une fois que les données de remplissage de la retenue et les conditions initiales et limites ont été introduites, on a lancé la simulation pour déterminer les paramètres hydrauliques de vidange et d'écoulement à l'amont et l'aval de l'ouvrage

D'après les résultats de la simulation, on a remarqué sur la carte d'inondation que l'eau ne déborde du lit de l'oued et que les zones d'habitations et des terrains agricoles ne sont pas submergés d'eau. La valeur maximale de la profondeur d'eau dans l'oued est d'environ 5m et de celle de la vitesse est autour de 2.5m/s ; globalement les valeurs maximales de ces grandeurs le long du oued sont faibles.

La courbe représentant l'élévation de l'eau dans la retenue (Stage), démarre de la côte 454 qui correspond au NNR et elle décroît jusqu'à la côte 404 qui correspond au radier de la vidange du fond. Sur cette courbe on peut lire la durée de vidange complète de la retenue qui égale à 28 jours. Les débits de vidange qui correspond aux évolutions de cette l'élévation ont été aussi calculés.

Notons que la précisions des cartes MNT utilisées (Echelle 1/25000) n'est pas grande, ce qui influe directement la qualité de ces résultats dans la zone d'écoulement. Par contre les données du dispositif de vidange et de remplissage de la cuvette, on les a procurés de la direction de gestion du barrage, ce qui améliore la qualité les résultats de la vidange.

Références bibliographiques

- [1] **Walter H. Graf .M.S. Alt inaker** : Volume 16- Hydraulique Fluviale-
Ecoulement et phénomènes de transport dans les canaux à géométrie simple. L'Ecole poly
technique fédérale de Lausanne ,2000.
- [2] **Gérard Degoutte** : Traité d'hydraulique à surface libre, p18-41.
- [3] **José Vazquez** : hydraulique à surface libre, Ecole Nationale du Génie de l'eau et
de l'environnement de Strasbourg
- [4] **Gérard Degoutte** : CFBR (Comité Français des Grands Barrages), 2002.
Petits barrages : recommandations pour la conception, la réalisation et le suivi.
Coordination Gérard Degoutte. Cemagref Editions-2° édition. 4
Ministère de l'agriculture, Direction de l'aménagement (1977). Techniques des
barrages en aménagement rural. 325p. réédition 1989.
- [5] **Mr.kamel RAHMANI** : université Hadj Lakhdar-Batna mémoire de Magister
en hydraulique .5
- [6] <https://www6.paca.inrae.fr/recover/Nos-equipes/G2DR/Expertise-sur-les-ouvrages-hydrauliques>.
- [7] **Mlle.KAFI SADIA**: université Akli Mohand Oulhadj -Bouira. mémoire de master
enscience biologique (2017).(p11.13).
- [8] [http://www. 2egr.uh.edu/~aleon3/](http://www.2egr.uh.edu/~aleon3/)
- [9] <http://www.hec.usace.army.mil/software/>
- [10] [http://www. 2egr.uh.edu/~aleon3/Teaching_unsteady_rivers.html](http://www.2egr.uh.edu/~aleon3/Teaching_unsteady_rivers.html)