

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

**MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR
ET
DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE**



**Université Colonel El Hadj Lakhdar
*Batna***

Faculté : Sciences de l'ingénieur

Département : Hydraulique

**Mémoire pour obtenir le diplôme
de magistère en Hydraulique**

Option : Simulation Numérique des Écoulements Polyphasiques

THEME

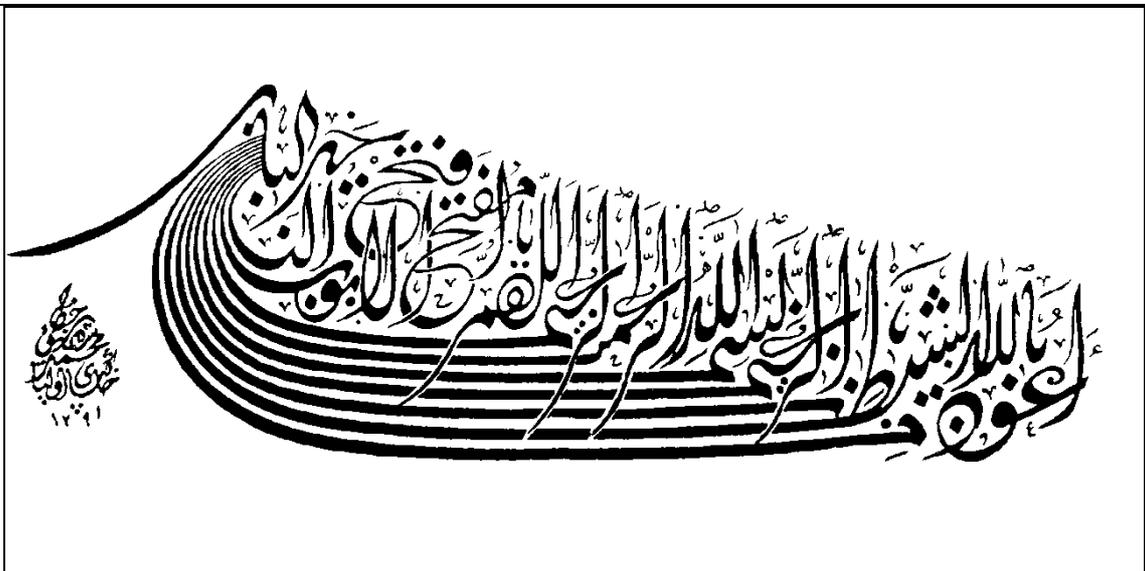
***Contribution à la mise en œuvre d'une méthode d'analyse
du risque d'inondation et de prévision des
solutions d'aménagement***

Jury :

Président	: Lahbari N.	Maître de Conférence	Université de Batna
Rapporteur	: Fourar A.	Maître de Conférence	Université de Batna
Examineurs	: Menani M.R	Maître de Conférence	Université de Batna
	Debabèche M.	Maître de Conférence	Université de Biskra

Présenté par : Mme MAHDI Née ABDEDDAIM Hakima

Année universitaire 2007-2008



DEDICACES

A :

La mémoire de mon inoubliable père Toumi

Et en signe de respect et de reconnaissance, je dédie ce modeste travail

A :

Ma famille : Ma mère Zineb mes frères et sœurs ;

Ma belle famille : Mon beau père, ma belle mère, mes beaux frères, et mes belles sœurs ;

Ma petite famille : Mon mari Halim, mon fils Afif et ma fille Racha

Cordialement Hakima

REMERCIEMENTS

Qu'il me soit permis de remercier en premier lieu Dieu pour sa clémence et sa miséricorde.

Ensuite, tous ceux qui se sont intéressés de près ou de loin à cette humble œuvre et qui ont contribué à sa concrétisation, particulièrement :

Mon promoteur Mr Fourar Ali pour son aide, ses précieux conseils, sa disponibilité et ses encouragements incessants.

Mr Lahbari Noureddine pour m'avoir fait l'honneur d'accepter de présider le jury.

Mrs Menani Redha et Debabèche Mahmoud pour m'avoir fait l'honneur d'évaluer mon travail, et ce, en tant que membres du respectable jury.

Mes remerciements vont également à tous les responsables du département d'hydraulique notamment les enseignants qui m'ont encadré et dirigé au cours de l'année théorique.

Aussi, j'aimerais bien adresser mes vifs remerciements à tous mes collègues pour leur soutien.

Je tiens à remercier chaleureusement toute ma famille qui m'a encouragé au cours de mon parcours (ma mère, mes frères et mes sœurs, ainsi que ma belle famille mon beau père, ma belle mère, mes beaux frères et sœurs).

Sans pour autant oublier de remercier tout cordialement mon mari Halim et mes deux anges : Afif et Racha pour leur soutien, leur compréhension et pour l'aération d'esprit, si importants pour moi.

Enfin, si par mégarde j'ai oublié quelqu'un, qu'il me pardonne et qu'il soit spécialement remercié.

TABLES DES MATIERES

DEDICACES	- 3 -
REMERCIEMENTS.....	- 4 -
LISTE DES FIGURES	- 9 -
LISTE DES TABLEAUX	- 11 -
RESUME.....	- 12 -
ABSTRACT	- 13 -
INTRODUCTION :	- 14 -
PREMIERE PARTIE	- 16 -
I METHODE D'ANALYSE DU RISQUE D'INONDATION :	- 17 -
I-1 ANALYSE DE L'ALEA.....	- 19 -
<i>i. La période de retour des crues :</i>	- 19 -
<i>ii. La hauteur et la durée de submersion :</i>	- 20 -
<i>iii. La vitesse du courant :</i>	- 20 -
<i>iv. Le volume de matière transportée :</i>	- 20 -
I-1-1 MODELISATION HYDRAULIQUE D'UN CANAL A L'AIDE DES EQUATIONS DE SAINT-VENANT	- 21 -
<i>i. Propagation des crues dans les canaux à forte pente :</i>	- 24 -
<i>ii. Propagation des crues dans les canaux à faible pente :</i>	- 25 -
I-1-2 SIMULATION DES CRUES POUR CHAQUE PERIODE DE RETOUR.....	- 26 -
<i>a. Étude sommaire hydrologique :</i>	- 26 -
<i>i. Profil en long du cours d'eau</i>	- 27 -
<i>ii. Tableau récapitulatif des caractéristiques morphométriques du bassin versant :-</i>	- 28 -
• Caractéristiques géologiques.....	- 29 -

• Le Couvert Végétal	- 29 -
iii. Composantes du bilan hydrologique :	- 29 -
1. Précipitations :	- 29 -
2. Ruissellement :	- 34 -
3. Déficit annuel d'écoulement :	- 34 -
iv. Érosion :	- 35 -
v. Prédétermination des débits des crues :	- 36 -
1. Méthode rationnelle :	- 37 -
2. Méthode de Sokolovsky:	- 38 -
3. Approche empirique du Service de conservation des sols (SCS) :	- 39 -
vi. Hydrogramme des crues :	- 40 -
1. Hydrogramme des crues par la méthode de Sokolovsky :	- 41 -
2. Le modèle SCS associé à un Hydrogramme unitaire :	- 43 -
vii. Analyse des durées des crues :	- 45 -
viii. Différents lits d'un canal naturel :	- 48 -
a. Lit mineur :	- 48 -
b. Lit moyen :	- 49 -
c. Lit majeur :	- 49 -
ix. Elaboration de la carte d'aléa :	- 51 -
I-2 ANALYSE DE LA VULNERABILITE :	- 53 -
a. Traduction de la vulnérabilité en une variable équivalente :	- 53 -
i. Objectifs de protection définis par une période de retour T_{obj} :	- 54 -
ii. Objectifs de protection définis par une période de retour et une durée T_{obj} , d_{obj} :	- 54 -
iii. Cas des objectifs de protection définis par une période de retour et une durée et une profondeur T_{obj} , d_{obj} , y_{obj} :	- 57 -
iv. Elaboration de la carte de vulnérabilité :	- 60 -
I-3 ANALYSE DU RISQUE :	- 61 -
i. Zone en sécurité (Aléa faible)	- 63 -
ii. Zones à risque d'inondation (Aléa fort)	- 63 -
iii. Zones non inondées (aléas très faibles)	- 63 -
iv. Elaboration de la carte de risque	- 63 -

DEUXIEME PARTIE	- 64 -
II ETUDE DES ECOULEMENTS :	- 65 -
II-1 PRESENTATION RAPIDE DES DIFFERENTS TYPES D'ECOULEMENT : ..	- 66 -
a. Régime permanent :	- 66 -
b. Régime permanent uniforme :	- 66 -
c. Régime permanent varié :	- 66 -
d. Régime transitoire :	- 66 -
II-2 CALCUL DES PARAMETRES HYDRAULIQUES :	- 68 -
II-3 ECOULEMENT DANS UNE COURBE :	- 73 -
a. Surélévation dans un écoulement fluvial :	- 73 -
b. Surélévation dans un écoulement torrentiel:	- 75 -
II-4 COURBES DE REMOUS :	- 77 -
II-4-1 Calcul de la surface d'eau:	- 77 -
a. Méthode par approximations successives	- 77 -
i. Méthode des tronçons :	- 79 -
ii. Méthode des variations de profondeurs:	- 82 -
TROISIEME PARTIE	- 85 -
III PREVISION DES SOLUTIONS D'AMENAGEMENT :	- 86 -
III-1 LES DIFFERENTS TYPES D'AMENAGEMENT :	- 87 -
III-1-1 ATTENUATION DE L'ALEA :	- 87 -
a. Recalibrage du cours d'eau :	- 89 -
b. Endiguement du cours d'eau :	- 89 -
c. Reboisement :	- 90 -
d. Recalibrage des ouvrages d'art :	- 92 -

e.	<i>Recalibrage des systèmes d'évacuation de l'eau :</i>	- 92 -
f.	<i>Préservation — restauration — création des zones d'expansion des crues :</i>	- 92 -
g.	<i>Retenues d'eau :</i>	- 93 -
h.	<i>Réservoirs d'orage :</i>	- 94 -
i.	<i>Correction torrentielle :</i>	- 95 -
j.	<i>Les épis :</i>	- 95 -
III-1-2	ATTENUATION DE LA VULNERABILITE	- 97 -
a.	<i>L'influence des facteurs anthropiques :</i>	- 97 -
b.	<i>L'urbanisation et l'implantation d'activité dans les zones inondables :</i>	- 97 -
c.	<i>La diminution des champs d'expansion des crues :</i>	- 97 -
d.	<i>L'aménagement parfois hasardeux des cours d'eau :</i>	- 97 -
e.	<i>La défaillance des dispositifs de protection :</i>	- 98 -
f.	<i>L'utilisation ou l'occupation des sols sur les pentes des bassins versants :</i>	- 98 -
IV	CONCLUSION :	- 99 -
V	BIBLIOGRAPHIE :	- 100 -
VI	METHODES ET LOGICIELS	- 104 -
VII	ANNEXES	- 104 -
VII-2-1	ANNEXE N° 01 (Pluviométrie moyenne mensuelle) :	- 104 -
VII-1-2	ANNEXE N° 02 (Pluviométrie journalières) :	- 105 -
VII-2	ANNEXE N° 03 : (Loi RACINE NORMALE)	- 106 -
VII-3	ANNEXE N° 04 : (Loi de GUMBEL)	- 107 -
VII-4	GLOSSAIRE :	- 108 -

LISTE DES FIGURES

Fig.1 :	Modèle Conceptuel du Risque	18
Fig.2 :	Bassin versant	26
Fig.3 :	Profil en long du cours d'eau	27
Fig.4 :	Ajustement à une loi Racine normale.....	31
Fig.5 :	Ajustement à une de Gumbel.....	32
Fig.6 :	Débits fréquentsiels (Méthode Rationnelle).....	37
Fig.7 :	Débits fréquentsiels (Méthode Sokolovsky)	38
Fig.8 :	Débits fréquentsiels (Méthode SCS).....	40
Fig.9 :	Hydrogramme des crues (Méthode Sokolovsky)	43
Fig.10 :	Hydrogramme des crues (Méthode SCS)	44
Fig.11 :	Définition des variables QIX et ds pour une crue observée.....	45
Fig.12 :	Détermination de la durée caractéristique d'un bassin versant.....	46
Fig.13 :	Les différents lits du canal dans le B.V.....	48
Fig.14 :	Définition du TAL à partir d'un modèle QdF.....	50
Fig.15 :	Carte d'aléa.....	51
Fig.16 :	L'aléa fonction de H et D.....	52
Fig.17 :	Modèle QdF d'une parcelle considérée	54
Fig.18 :	Définition du TOP pour un objectif de protection défini par (T_{obj}, d_{obj})	56
Fig.19 :	Représentation du TOP avec les HSMF.....	57
Fig.20 :	Détermination du TOP pour un objectif de protection défini par $(T_{obj}, d_{obj}, y_{obj})$	59
Fig.21 :	Carte de vulnérabilité.....	60
Fig.22 :	Carte de risque.....	63
Fig.23 :	Vue en plan d'un canal naturel divisé en biefs	68

Fig.24 : Écoulement dans une courbe.....	74
Fig.25 : Écoulement supercritique dans une courbe.....	75
Fig.26 : La ligne d'eau du canal.....	76
Fig.27 : Relation Charge spécifique-profondeur d'eau	76
Fig.28 : Écoulement non uniforme entre deux sections.....	78
Fig.29 : Méthode des tronçons	81
Fig.30 : Méthode variations de profondeurs.....	84
Fig.31 : État initial.....	89
Fig.32 : Première intervention.....	89
Fig.33 : Deuxième intervention	90
Fig.34 : Troisième intervention.....	91
Fig.35 : Implantation des épis.....	96

LISTE DES TABLEAUX

Tab.1 :	Tableau récapitulatif des paramètres géomorphologiques du B.V.....	28
Tab.2 :	Pluies journalières maximales fréquentielles.....	33
Tab.3 :	Intensités de pluie fréquentielles.....	33
Tab.4 :	Débits fréquentsiels (méthode rationnelle).....	37
Tab.5 :	Débits fréquentsiels (méthode de Sokolovsky).....	38
Tab.6 :	Débits fréquentsiels (méthode SCS).....	39
Tab.7 :	Hydrogramme des crues (Sokolovsky).....	42
Tab.8 :	Méthode des tronçons	80
Tab.9 :	Méthode variations de profondeurs.....	83

RESUME

Les catastrophes naturelles particulièrement les inondations ont toujours existé, elles constituent un phénomène courant et récurrent dans l'histoire de l'humanité.

Néanmoins, depuis quelques décennies les phénomènes catastrophiques semblent advenir à un rythme plus accéléré et être potentiellement plus dangereux et plus dévastateurs. L'exacerbation des conséquences des catastrophes apparaît due à deux facteurs majeurs : les changements climatiques (pour l'augmentation de l'occurrence des phénomènes) et l'expansion urbaine, conséquence de la croissance démographique.

Face au risque d'inondation la notion de scénarios hydrologiques de référence est déterminante pour analyser le risque d'une crue inondante et pour prévoir les différentes solutions d'aménagement. Sur ce, la réalisation de ce humble travail est décomposée en trois parties :

Dans la première partie on va essayer de mettre en lumière une méthode d'analyse du risque d'inondation, et pour atteindre cet objectif on a utilisé la méthode «Inondabilité»[◇].

La méthode Inondabilité définit le risque d'inondation par la conjonction de deux phénomènes l'un est aléatoire hydrométéorologique c'est l'**Aléa**[◇] et l'autre est l'occupation du sol c'est la **Vulnérabilité**[◇].

Dans la deuxième partie on va essayer d'étudier les écoulements à surface libre dans les canaux naturels avec les différents régimes[◇] tout en traitant l'écoulement dans les courbes et le calcul des surfaces d'eau en utilisant la méthode par approximations successives (méthode des tronçons et celle des variations de profondeur)

Dans la troisième partie on va essayer de prévoir des solutions d'aménagement pour freiner ou réduire le risque d'inondation en agissant sur les deux composantes principales l'aléa et la vulnérabilité et c'est l'objectif principal recherché de ce travail.

Mots clés : Risque d'inondation, inondabilité, aléa, vulnérabilité, modélisation, régimes d'écoulement, aménagements hydrauliques.

ABSTRACT

Natural disasters especially floods have always existed, they are a common and recurrent phenomenon in human history.

However, in recent decades catastrophic phenomena seem to happen at an accelerated pace and be potentially more dangerous and more devastating. The exacerbation of the consequences of disasters is due to two major factors: climate change (for the increase in the occurrence of phenomena) and urban expansion, as a result of population growth.

Faced with the risk of flooding the concept of hydrological scenarios reference is crucial to analyze the risk of high flooding and to provide different solutions development. On this the realization of this modest work is decomposed to three parts:

In the first part we will try to highlight a method of analysis of flood risk and to achieve this goal we used the method “Inondabilité”.

The method “Inondabilité” defines the risk of flooding by the conjunction of two phenomena, one is uncertain is the Hydro-meteorological hazard and the other is land that is Vulnerability.

In the second part we will try to explore free surface flows in natural channels with the various regimes while treating flow in curves and the calculation of water surfaces using the method by successive approximations (method sections and that changes in depth)

In the third part will try to provide solutions development to curb or reduce the risk of flooding by acting on two main components hazard and vulnerability and is the main objective sought by this work.

Keywords: Risk flood, “Inondabilité”, uncertainty, vulnerability, modeling, flow regimes, hydraulic fittings out.

INTRODUCTION :



Inondation urbaine



Inondation rurale



Inondation mixte

L'homme, depuis des siècles, s'installe aux bords des rivières afin de profiter de ses avantages ; transport fluvial des marchandises, pêche, source d'alimentation en eau, source d'énergie hydraulique...mais il doit aussi en subir les caprices dont les plus redoutables sont liées aux crues[◇]. Ainsi, la lutte contre les inondations constitue un enjeu important compte tenu du nombre d'endroits potentiellement affectés. « Les inondations causent plus de 50% des catastrophes naturelles en moyenne plus de 200 000 morts/ an dans le monde »¹

Aussi Les conflits liés à l'utilisation de l'espace par la société sont nombreux, les risques et les catastrophes naturels en font partie. Ce sont des phénomènes fortement spatialisés. La prévisibilité temporelle (la date, le moment, l'heure) est quasi impossible à réaliser avec précision, en revanche la prévisibilité de l'espace, c'est à dire le lieu, peut être plus facile à établir.

¹ Source : Communication de PAUL MAISTRE « la gestion du risque d'inondation » conférence n°3723 du 4/12/2000).

La recherche concernant les risques n'est pas purement théorique ; il s'agit d'améliorer, dans la mesure du possible, des décisions impliquant des vies humaines et marquant l'espace par des choix d'aménagement, donc aussi d'orienter le développement économique et social des secteurs concernés.

En conséquence, il s'agit aussi d'expertise scientifique qui exige une approche pluridisciplinaire (météorologie, hydrologie, statistique, hydraulique, géologie, topographie, génie civil, économie, environnement, ...). A partir de là, l'analyse permet de maîtriser l'occupation et l'exploitation de son espace.

Toute analyse des risques naturels doit être menée avec cette idée. La prévention des risques permet de les réduire car le risque nul n'existe pas et la connaissance est incertaine.

La maîtrise des inondations fait partie intégrante de l'Aménagement du Territoire avec ses multiples facettes, elle se réfère notamment à trois grands sujets d'actualité:

-  Les catastrophes naturelles
-  L'eau
-  L'environnement

Les inondations provoquées par les phénomènes météorologiques tel que la pluie, les orages, la neige, sont susceptibles de provoquer des dommages importants et leurs conséquences se résument entre autres dans :

-  Les dégâts humains et matériels.
-  Les infiltrations.
-  L'accumulation.
-  L'excès d'humidité.
-  La remontée de la nappe phréatique.

PREMIERE PARTIE

METHODE D'ANALYSE DU RISQUE
D'INONDATION

I METHODE D'ANALYSE DU RISQUE D'INONDATION :

On parle du risque naturel et plus particulièrement du risque d'inondation quand il existe une possibilité de déclenchement d'un phénomène naturel destructeur, susceptible d'atteindre des biens, des personnes et des activités.

Les risques sont traduits sous la forme d'une modélisation, c'est à dire une représentation schématique de la réalité présentant les relations entre les composantes du phénomène modélisé.

La méthode **Inondabilité** est un exemple méthodologique disponible pour réaliser un diagnostic sur les zones à risque et de définir les actions permettant de réduire les effets des inondations.

C'est une méthode d'aménagement intégré du territoire à l'échelle du bassin versant, aussi elle permet une gestion globale du risque en relation avec les autres fonctions du cours d'eau que sont : la ressource en eau et son écosystème².

La méthode inondabilité définit le concept du risque d'inondation par le croisement de deux composantes :

- ✚ Le phénomène aléatoire d'origine hydrométéorologique dénommé l'**Aléa** ;
- ✚ La structure sur laquelle s'écoule la crue composée de biens de toute nature (occupation du sol) dénommée la **Vulnérabilité** ;

² Les termes suivis du symbole [◊] sont définis dans le glossaire.

L'impact produit par la conjonction de ces deux entités est appelé le **Risque**.

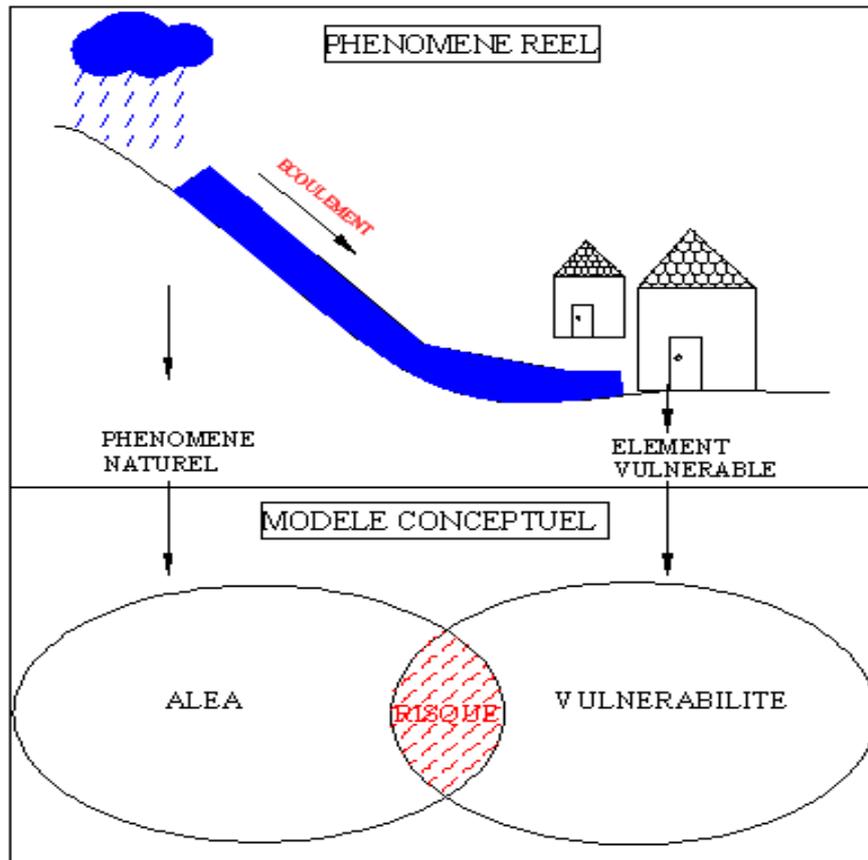


Fig.1 : Modèle Conceptuel du Risque

Cette première étape de décomposition (aléa et vulnérabilité) est effectivement un premier niveau de modélisation d'une réalité complexe qui permet de la simplifier afin de mieux la modéliser.

La méthode inondabilité mesure quantitativement le risque au niveau d'un élément de surface. Pour obtenir un tel résultat, il faut quantifier l'aléa et la vulnérabilité suivant une même unité de mesure.

La comparaison des deux valeurs permet d'obtenir une vision objective de la situation du risque.

I-1 ANALYSE DE L'ALEA

L'aléa définit l'inondation elle-même, elle représente la contrainte naturelle hydraulique qui affecte chaque maille suite au fonctionnement hydrologique du bassin versant et hydraulique du cours d'eau provoquant des inondations en débordant du lit.

L'analyse de l'aléa est la phase la plus classique dans la plupart des études en matière de risque d'inondation, elle repose sur une modélisation Hydrologique et Hydraulique des crues, elle peut prendre plusieurs formes (crue historique, crue de référence[◊],).

L'analyse de l'aléa montre que la variable qui prend une valeur unique en chaque point est dénommée **TAL**³; elle est définie comme une période moyenne de retour et son unité de mesure est l'**année**. L'analyse de l'aléa a pour but la quantification de cette variable mathématique équivalente (TAL).

Quatre paramètres principaux sont nécessaires pour quantifier l'aléa :

- ✚ La période de retour[◊] des crues, elle est proportionnelle à l'intensité et l'importance des débits
- ✚ La hauteur et la durée de submersion
- ✚ La vitesse du courant
- ✚ Le volume des matières transportées

a. La période de retour des crues :

On associe souvent à la notion de crue celle de période de retour (crue décennale, centennale, millennale...). On distingue par ordre croissant :

- ✚ Les crues fréquentes : dont la période de retour est comprise entre un et deux ans
- ✚ Les crues moyennes : dont la période de retour est comprise entre dix et vingt ans
- ✚ Les crues exceptionnelles : dont la période de retour est de l'ordre de cent ans
- ✚ La crue maximale vraisemblable : la crue qui occupe l'intégralité du lit majeur

³ T pour période moyenne de retour, AL pour Aléa

Les événements les plus souvent représentés sur la carte d'aléa sont la crue décennale (Q_{10}) et la crue centennale (Q_{100}), ou au plus fort événement connu, s'il présente une fréquence supérieure à cent ans.

Pour caractériser l'aléa on fait appel à la théorie mathématique des probabilités afin de trouver une loi théorique qui peut représenter la fonction de distribution du processus étudié.

b. La hauteur et la durée de submersion :

La hauteur de submersion peut avoir un impact important sur le bâti, notamment lorsqu'elle dépasse la cote de référence. La structure porteuse de l'habitation peut être endommagée. Lorsque la durée de submersion est importante (supérieure à 24^h voire 48^h), des problèmes sanitaires peuvent survenir, l'eau étant souvent sale, contaminée par les égouts ou parfois le mazout échappé des cuves.

Pour l'homme, on considère généralement que des hauteurs d'eau supérieures à 50 cm sont dangereuses. À titre d'exemple, une voiture commence à flotter à partir de 30 cm d'eau.

c. La vitesse du courant :

La vitesse d'écoulement est conditionnée par la pente du lit et sa rugosité. Elle peut atteindre plusieurs mètres par seconde. Le risque de l'écoulement dépend du couple hauteur/vitesse.

À titre d'exemple, à partir de 0,50 m/s, la vitesse du courant devient dangereuse pour l'homme, avec un risque d'être emporté par le cours d'eau ou d'être blessé par des objets charriés à vive allure.

d. Le volume de matière transportée :

Ce volume est communément appelé « **transport solide** ». Il s'agit de matériaux (argiles, limons, sables, graviers, galets, blocs, etc.) se trouvant dans les cours d'eau, et dont le transport peut s'effectuer soit par suspension dans l'eau, soit par déplacement sur le fond du lit, du fait des forces liées au courant.

I-1-1 MODELISATION HYDRAULIQUE D'UN CANAL A L'AIDE DES EQUATIONS DE SAINT-VENANT

Un modèle[◊] est une représentation schématique simplifiée d'un système réel. La modélisation hydraulique est ici entendue au sens d'équations aux dérivées partielles décrivant la propagation des eaux au sein d'un écoulement à surface libre. Il s'agit des équations tridimensionnelles de Navier-Stokes intégrées sur la verticale et simplifiées dans différentes versions des équations de Barré de Saint-Venant. Les modèles hydrauliques sont des modèles déterministes⁴, distribués⁵ et mécanistes⁶.

La résolution d'un modèle hydrodynamique nécessite des données concernant la géométrie, l'hydraulique et la rugosité de l'écoulement.

Ces équations sont utilisées pour tout tronçon qui joint deux points de calcul successifs et discrétisées en fonction des conditions hydrauliques et des caractéristiques de ces deux points.

Parmi les données géométriques figurent la longueur du tronçon étudié, sa largeur, la forme du lit, et également la morphologie du cours d'eau : réseau simple, ramifié, maillé, présence de méandres, . . .

Les données hydrauliques concernent la hauteur d'eau, la vitesse et le débit dans les sections amont et aval du tronçon calculé.

Il existe des modèles en version monodimensionnelle[◊], bidimensionnelle et tridimensionnelle pour résoudre les équations de Saint-Venant.

Les équations de St-Venant sont une simplification des équations générales de la mécanique des fluides (équations de Navier-Stockes); elles sont basées sur la conservation de la masse traduite en conservation du volume grâce à la constance de la densité de l'eau (incompressibilité), et sur la conservation de la quantité de mouvement.

⁴ Les paramètres du système sont supposés connus et bien déterminés.

⁵ Les paramètres peuvent varier dans l'espace

⁶ Les mécanismes internes du système sont basés sur des lois physiques (conservation de la masse, de la quantité de mouvement,..).

Les équations de Barré de Saint-Venant unidimensionnelles reposent sur quatre hypothèses principales :

- ✚ L'écoulement a une direction privilégiée correspondant à l'axe principal ;
- ✚ Les vitesses transversales sont négligeables ;
- ✚ La répartition de la pression est hydrostatique ;
- ✚ La courbure des lignes de courant doit rester faible.

En écrivant l'équation de la conservation de la masse et celle de l'énergie de l'écoulement unidimensionnel à surface libre ; on obtient le système des deux équations de Barré de Saint-Venant :

Équation de continuité : Ou équation de conservation de la masse.

$$\frac{\partial S}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q \dots\dots\dots(1)$$

S : La section mouillée

t : Le temps

Q : Le débit

x : L'abscisse curviligne

q : Apports latéraux (débits par unité de longueur)

Équation dynamique : Ou équation de Conservation de la quantité de mouvement.

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left[\frac{\alpha Q^2}{S} \right] + g.S \frac{\partial y}{\partial x} = g.S \left(i - \frac{Q^2}{K^2.S^2.R_h^{4/3}} \right) + k.q.U \dots\dots\dots(2)$$

U : Vitesse moyenne dans la section

i : La pente du fond du canal

α : Le coefficient de Boussinesq⁷, lié au profil des vitesses varie de (1 à 1,1)

g : L'accélération de la pesanteur

K : Le coefficient de Strickler

R_h : Le rayon hydraulique

⁷ Ce coefficient porte le nom de celui qui l'a introduit dans son ouvrage « Essai sur la théorie des eaux courantes » (Boussinesq, 1877a,b)

k : coefficient de quantité de mouvement du débit latéral valant 0 ou 1 en général

$\frac{\partial y}{\partial x}$: Terme de propagation des ondes (célérité des intumescences).

$\frac{\partial Q}{\partial t}$: Terme d'accélération locale

$\frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{\alpha Q^2}{S} \right)$: Terme convectif

$g.S \frac{\partial y}{\partial x}$: Terme de pression

$g.S \left(i - \frac{Q^2}{K^2 . S^2 . R_h^{4/3}} \right)$: Terme de gravité

$k.q.U$: Terme source

Les équations de Saint-Venant peuvent être résolues par plusieurs méthodes numériques citons :

- ✚ Méthode des caractéristiques
- ✚ Méthode implicite
- ✚ Méthode explicite

Quel que soit la méthode choisie pour la résolution de ces équations le résultat est de permettre le calcul de la **cote** du plan d'eau et le **débit** (ou la **vitesse moyenne**) en tout point du réseau en fonction de la distance longitudinale (x) et du temps (t).

Les équations de Saint-Venant modélisent des écoulements capables de propager des ondes (intumescences, ronds dans l'eau). La célérité de ces ondes permet de distinguer deux régimes d'écoulement selon que la vitesse de l'écoulement est inférieure à la célérité (régime fluvial ou subcritique) ou supérieure à la célérité (régime torrentiel ou supercritique). Le nombre de Froude[◇] mesure le rapport entre la vitesse de l'écoulement et la célérité des ondes ; il est donc inférieur à 1 en régime fluvial et supérieur à 1 en régime torrentiel.

A partir des équations de Saint-Venant on a la relation $\frac{dx}{dt} = U \pm c$; avec la célérité d'une onde $c = \sqrt{g \cdot y_h}$ avec $y_h = \frac{S}{B}$

y_h : Profondeur hydraulique

B : Largeur au miroir du canal

- ✚ Si $U < c$, le régime est fluvial
- ✚ Si $U > c$, le régime est torrentiel
- ✚ Si $U = c$, le régime est critique

Les équations de Saint-Venant nous donnent la possibilité de résoudre plusieurs problèmes d'hydraulique dont principalement :

- ✚ La propagation d'une crue en rivière ;
- ✚ Les ondes provoquées en amont et en aval d'une vanne fermée ou ouverte brutalement ;
- ✚ L'onde de crue provoquée par une rupture de barrage.

a. Propagation des crues dans les canaux à forte pente :

L'équation (2) peut s'écrire comme suit

$$\frac{1}{g} \frac{\partial U}{\partial t} + \frac{U}{g} \frac{\partial U}{\partial x} + \frac{\partial y}{\partial x} = i - j$$

Dans ce cas et lorsque le lit majeur est très large les termes d'inertie $(\frac{1}{g} \frac{\partial U}{\partial t} + \frac{U}{g} \frac{\partial U}{\partial x})$

et de la variation de profondeur $(\frac{\partial y}{\partial x})$ sont négligeables, et l'équation dynamique se réduit à $(i = j)$ ce qui veut dire que l'évolution du débit est lente et l'écoulement est uniforme.

L'onde de crue est dite **onde cinématique** (elle ne s'atténue pas)

D'où : le débit instantané $Q = K.S.R_h^{2/3}.i^{1/2}$

K : Le coefficient de Strickler⁸

R_h : Le rayon hydraulique

Pour un canal rectangulaire large $C_c = \frac{5}{3}U$

b. Propagation des crues dans les canaux à faible pente :

Ce type de propagation peut être résolu en négligeant les termes d'inertie.

L'équation devient alors $\frac{\partial y}{\partial x} = i - j \dots$ Équation de l'**onde diffusive** (elle s'amortit au fur et à mesure de sa propagation vers l'aval)

Donc l'onde diffusive a pour équation $\frac{\partial y}{\partial x} = i - \frac{Q^2}{K^2 \cdot S^2 \cdot R^{4/3}}$

L'amortissement d'une crue souligne le rôle bénéfique des champs d'inondation. Les digues ou les remblais en lit majeur ont pour effet de supprimer ces amortissements car on transforme par ignorance l'onde diffusive en onde cinématique et les conséquences peuvent en être très graves sur les riverains aval.

⁸ Coefficient de Strickler ou (de Manning-Strickler), il traduit la rugosité des parois délimitant un écoulement

I-1-2 SIMULATION DES CRUES POUR CHAQUE PERIODE DE RETOUR

a. Étude sommaire hydrologique :

Afin de prendre en compte les interactions amont – aval et les contraintes liées au fonctionnement hydraulique d'un cours d'eau, il est nécessaire de raisonner sur une maille géographique adaptée, c'est-à-dire sur l'ensemble du linéaire du cours d'eau considéré. Ainsi on est à même de prendre en compte l'ensemble des apports du bassin versant au cours d'eau et de tester les éventuels rapports d'amont sur l'aval.

Pour les besoins de cette brève étude hydrologique nous allons prendre un bassin versant comme exemple afin des déterminer les différents paramètres pour arriver à obtenir une valeur au temps de concentration qui joue un rôle essentiel pour la prédétermination des débits.

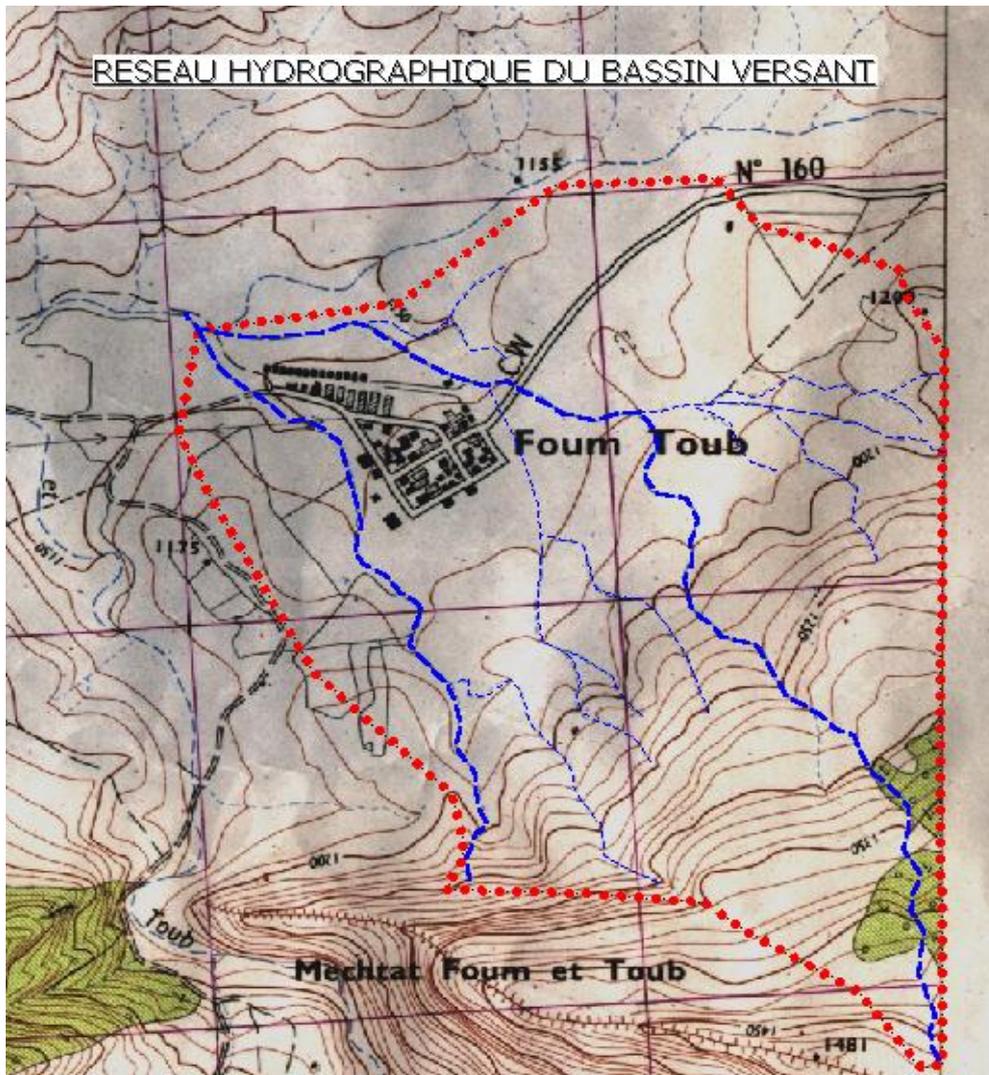


Fig.2 : Bassin versant

i. Profil en long du cours d'eau

Le profil en long^o permet d'estimer la pente moyenne du cours d'eau. Cette pente moyenne sert surtout dans l'évaluation des temps de concentration d'un bassin versant, ce temps de concentration étant lié à la vitesse de propagation des particules fines.

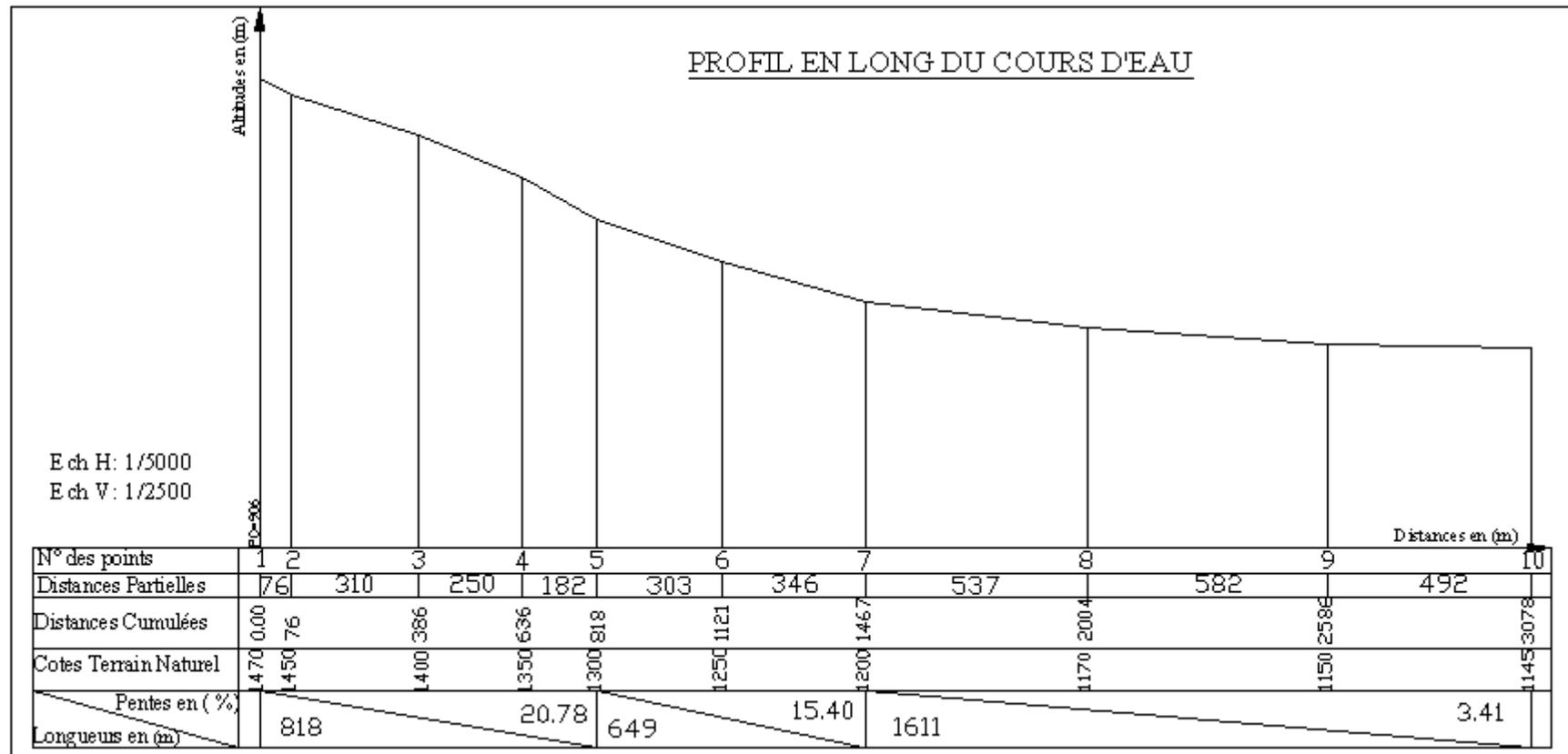


Fig.3 : Profil en long du cours d'eau

Les différentes caractéristiques morphométriques du bassin versant sont récapitulées dans le tableau ci-dessous.

ii. Tableau récapitulatif des caractéristiques morphométriques du bassin versant :

N°	PARAMETRES	SYMBOLE	VALEUR	UNITE	
01	SURFACE DU BASSIN VERSANT	S	2,52	Km ²	
02	PERIMETRE DU BASSIN VERSANT	P	6,93	Km	
03	ALTITUDE	ALTITUDE MAXIMALE	H _{.max}	1470	m
04		ALTITUDE MOYENNE	H _{.moy}	1310	m
05		ALTITUDE MINIMALE	H _{.min}	1150	m
06		ALTITUDE 95%	H _{.95%}	1171	m
07		ALTITUDE 50%	H _{.50%}	1229	m
08		ALTITUDE 5%	H _{.5%}	1425	m
09	INDICE DE COMPACITE DE GRAVELIUS	Kg	1,22	/	
10	RECTAN-EQUIVAL	LONGUEUR EQUIVALENTE	L	2,24	Km
11		LARGEUR EQUIVALENTE	l	1,13	Km
12	DENIVELEE	D	254,00	m	
13	INDICE DE PENTE GLOBALE	Ig	113,39	m/Km	
14	DENSITE SPECIFIQUE	Ds	180,00	m	
15	CLASSE DU RELIEF	R ₅	Assez fort		
16	LONGUEUR DES TALWEGS	L	11,90	Km	
17	LONGUEUR DU TALWEG PRINCIPAL	L _p	3,08	Km	
18	TEMPS DE CONCENTRATION	Tc	0,60	Heure	

✚ **Caractéristiques géologiques**

La géologie d'un bassin versant est un facteur très important du régime des cours d'eau qui drainent ce bassin. En période de crue, les volumes écoulés seront d'autant plus grands que le bassin sera plus imperméable. La géologie influence indirectement sur l'évapotranspiration par l'effet thermique dû à la couleur des sols et par le développement de la végétation en fonction des sols.

On se contente généralement de caractériser la géologie d'après le comportement hydrogéologique du bassin suivant la classification L'O.R.S.T.O.M.

✚ **Le Couvert Végétal**

Le couvert végétal influence beaucoup sur les quantités d'eau disponibles pour l'écoulement de surface. En effet, l'évapotranspiration par les végétaux qui varie selon la nature des végétaux (forêts, cultures, prairies, *etc.*).

Par ailleurs, la végétation joue également un rôle atténuateur important en période de crue (voir III-2-1-c) : en effet, lorsque la végétation est développée, le ruissellement est retardé et la pointe de crue est atténuée. Par ailleurs, l'écoulement étant plus long, la part d'eau reprise par l'évapotranspiration augmente et le volume de la crue diminue.

Pour caractériser le couvert végétal, on utilise le pourcentage des surfaces occupées par chaque type de végétation. Selon le climat, on se contente de différentes classes : forêt, cultures, pâturages et friches *etc.*)

La détermination des surfaces occupées par chaque type de végétation est difficile car les documents cartographiques les mentionnant sont rares et bien souvent dépassés. Par exemple, le type de culture peut changer d'une année à l'autre (prairies -> cultures).

iii. Composantes du bilan hydrologique :

1. Précipitations :

✚ Calcul de la précipitation moyenne annuelle :

En se basant sur les données de la station pluviométrique recueillies sur 45 années d'observations (voir annexe N° 01), on peut calculer la moyenne des pluies annuelles :

$$\overline{P_{an}} = 453,13 \text{ mm}$$

✚ Calcul de la pluie journalière maximale :

D'après les observations faites au niveau de la station pluviométrique sur 45 années (voir annexe N° 02) :

$$\overline{P_{j\max}} = 46,52 \text{ mm}$$

✚ Analyse fréquentielle des précipitations :

L'analyse fréquentielle est une méthode statistique de prédiction consistant à étudier les événements passés et les caractéristiques d'un processus donné (hydrologique ou autre) afin d'en définir les probabilités d'apparition future.

Afin d'estimer les pluies fréquentielles, on va procéder par des méthodes statistiques en utilisant l'échantillon des 45 années d'observations effectuées à la station pluviométrique. Les deux lois d'estimation statistiques de prédétermination des pluies de fréquences retenues sont les suivantes :

✚ Loi RACINE-NORMALE

✚ Loi de GUMBEL

* LOI RACINE NORMALE :

On se ramène à une loi de Gauss par un changement de variable :

La fonction de répartition est $F(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^u e^{-\frac{u^2}{2}} du$ avec $u = \frac{\sqrt{x} - a}{b}$; ici nous

considérons que c'est la variable \sqrt{x} qui suit une loi de Gauss à deux paramètres :

✚ a : la moyenne des \sqrt{x} ;

✚ b : l'écart type des \sqrt{x} .

Les paramètres de l'échantillon des pluies annuelles:

✚ Nombre d'observations	N	:	45
✚ Moyenne	\overline{X}	:	453,13
✚ Écart type	σ	:	132,19
✚ Coefficient de variation	Cv	:	0,29

Les résultats obtenus par cette loi sont exprimés en annexe N° 03.

Pour le calcul des quantiles^o et de leurs intervalles de confiance, les calculs sont faits sur la variable transformée \sqrt{x} supposée gaussienne, puis ramenés en variable naturelle par $x = \sqrt{x}^2$.

La répartition statistique des pluies annuelles selon la loi Racine normale est représentée sur le graphique (Fig. 4) ci-dessous:

L'application du test de KHI-DEUX pour la validation de cette loi donne :

$P(\chi^2 \geq \chi_c^2) = 0,99777$; La loi RACINE-NORMALE est vraisemblable à : **99 %**

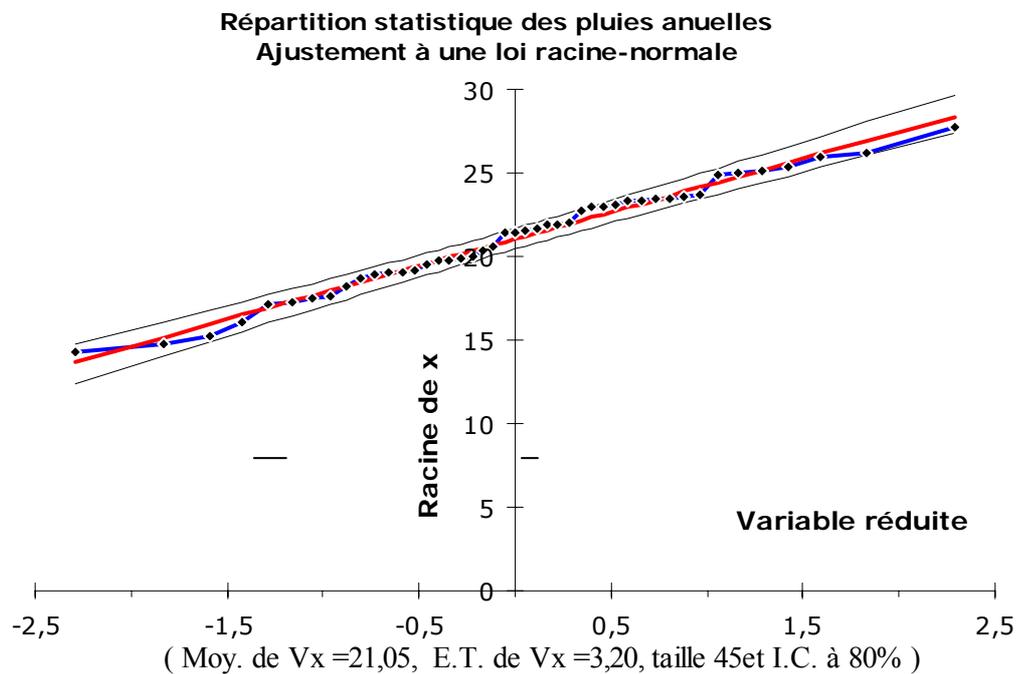


Fig.4 : Ajustement à une loi Racine normale

* LOI DE GUMBEL :

La loi de GUMBEL dite aussi loi des valeurs extrêmes, correspond à une fonction de répartition dont la forme est comme suit :

$$F(X) = e^{-e^{-u}} \quad u = -Ln[-Ln(F(x))] \quad x : \text{La pluie journalière maximale}$$

$$F(x) : \text{La fréquence au non dépassement}$$

$$u : \text{La variable réduite de GUMBEL}$$

Pour la correction de la droite ou des valeurs on utilise les paramètres d'ajustement suivants :

$$1/\alpha = 0,780.\sigma \quad \text{avec} \quad \sigma : \text{Ecart type et } 1/\alpha : \text{paramètre d'échelle (Gradex)}$$

$$x_0 = \bar{x} - 0,577/\alpha \quad \text{avec} \quad \bar{x} : \text{moyenne et } x_0 : \text{paramètre de position (mode)}$$

Les paramètres de l'échantillon des pluies journalières maximales :

✚	Nombre d'observations	N	: 45
✚	Coefficient de variation	Cv	: 0,41
✚	Moyenne	\bar{x}	: 46,52
✚	Écart type	σ	: 19,07

Les résultats obtenus par cette loi sont exprimés en annexe N° 04.

La répartition statistique des pluies journalières maximales selon la loi de GUMBEL est représentée sur le graphique (Fig. 5) ci-dessous :

L'application du test de KHI-DEUX pour la validation de cette loi donne :

$P(\chi^2 \geq \chi_c^2) = 0,99325$; La loi de GUMBEL est vraisemblable à : 99 %.

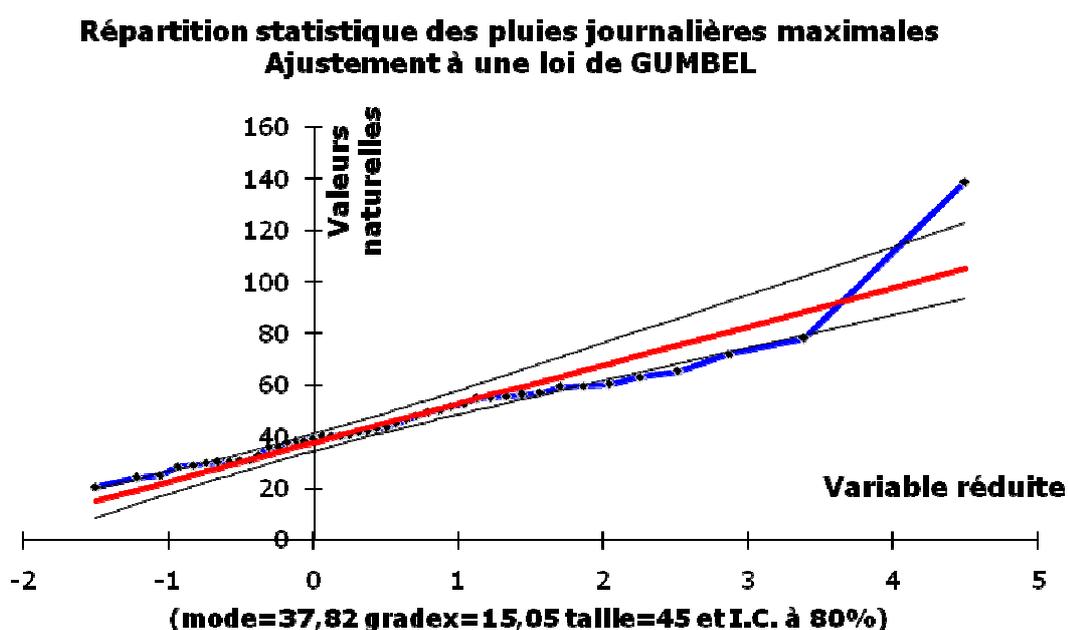


Fig.5 : Ajustement à une de Gumbel

✚ Calcul de la pluie de courte durée (pluie instantanée de fréquence donnée) :

Pour calculer la pluie de courte durée, on applique la formule de Montana :

$$P_{tc\%} = P_{j\max\%} \left[\frac{T_c}{24} \right]^b$$

$P_{tc\%}$: Pluie de courte durée

T_c : Temps de concentration (heures)

$P_{j\max\%}$: Pluie journalière maximale fréquentielle

b : Exposant climatique de Body

$$b = 1 + \frac{\log I_2 - \log I_1}{\log T_2 - \log T_1}$$

I_2 : Intensité de pluie ; $I_2 = \frac{P_{j\max}}{24}$

T_2 : 24 heures

Les valeurs de I_1 et T_1 sont les suivantes : $I_1 = 25$ mm/heure ; $T_1 = 0,5$ heure

$$b = 0,34$$

Les résultats obtenus sont représentés dans le tableau ci-dessous :

Fréquences (%)	0,1	1	2	5	10	20	50
Période de retour (an)	1000	100	50	20	10	5	2
Pjmax% (mm)	107,82	86,63	80,00	71,20	64,28	56,74	44,68
Ptc (mm/heure)	30,76	24,71	22,82	20,31	18,34	16,19	12,75

✚ Calcul de l'intensité des pluies :

L'intensité des pluies est la quantité de pluie exprimée en millimètre par minute.

$$I = \frac{P_{tc}}{T_c}$$

P_{tc} : Pluie de courte durée (mm)

T_c : Temps de concentration (minutes)

Les résultats obtenus sont représentés dans le tableau ci-dessous :

Fréquences (%)	0,1	1	2	5	10	20	50
Période de retour (an)	1000	100	50	20	10	5	2
I (mm/minute)	0,85	0,69	0,63	0,56	0,51	0,45	0,35
I (l/s/ha)	142,41	114,42	105,67	94,05	84,90	74,94	59,01

2. Ruissellement :

Le coefficient de ruissellement se calcule par la formule approchée de MAILLET-GAUTTIER qui à la forme suivante :

$$K_r = 0,6 \cdot \left[1 - 10^{-0,36 \cdot (\overline{P_{an}})^2} \right] \pm 10\% \quad \overline{P_{an}} : \text{Pluie moyenne annuelle}$$

On doit ajuster par +10%, à cause de la faible perméabilité du bassin versant (P3 selon la classification d'O.R.S.T.O.M) :

$$\mathbf{K_r = 0,70}$$

3. Déficit annuel d'écoulement :

Le déficit d'écoulement moyen annuel est la différence entre les précipitations et l'écoulement annuel :

$$\mathbf{D = P - L_e}$$

P : Est la hauteur annuelle des précipitations (en mm) tombées sur un bassin versant;

L_e : Est la hauteur annuelle (en mm) de la lame d'eau écoulée sur le bassin.

Pour calculer la lame d'eau écoulée on utilise une des méthodes soit celle de :

Maillet-Gautier

$$L_e = 0,6 \cdot \overline{P_{an}} \cdot \left[1 - 10^{-0,36 \cdot \overline{P_{an}}^2} \right] = 0,04251 \text{ m} \quad \text{avec } P_{an} \text{ en (m)}$$

Donc **D = 410,62 mm**

Une autre Formule pour le calcul du déficit d'écoulement est celle de **Turc**:

$$D = \frac{\overline{P_{an}}}{\sqrt{0,9 + \frac{\overline{P_{an}}^2}{L^2}}} \quad \text{Avec} \quad L = 300 + 25 \cdot \overline{T} + 0,05 \overline{T}^3$$

Où : L : pouvoir évaporant

$\overline{P_{an}}$: Pluie moyenne annuelle (mm)

\overline{T} : Température moyenne (°c) $\overline{T} = 14,4^\circ\text{c}$

$$\mathbf{D = 411,34 \text{ mm}}$$

iv. **Érosion :**

Le phénomène d'érosion est l'enlèvement ainsi que le transport par les eaux des particules plus ou moins grosses qui constituent le sol. Ces particules arrachées par l'érosion atteignent le réseau hydrographique, parmi les régimes d'écoulement qu'on va étudier ultérieurement le régime torrentiel est le plus apte à charrier, transporter et accumuler.

Selon les caractères des dimensions des matériaux solides et ceux de l'écoulement, on distingue deux types de mouvement des matériaux solides à savoir :

- ✚ **Transport solide par charriage**, translation en masse des matériaux du fond, le charriage est en constante interaction avec le lit mineur (il le façonne); les matériaux roulent, glissent et sautent sur le fond sans quitter le lit du canal.
- ✚ **Transport solide par suspension**, entraînement par le courant turbulent, dans toute la section d'écoulement et les matériaux solides restent au sein de l'écoulement.

La répartition entre ces deux mécanismes dépend essentiellement de la granulométrie des matériaux, de la vitesse et la turbulence de l'écoulement.

La formule d'Engelund et Hansen (1967) donne le transport solide total en volume de grains à saturation pour des sédiments non cohésifs

$$q_s = 0.020.K^2.R_h^{1/3}.\tau^{*5/2}.d^{3/2} \quad \text{où}$$

K : Coefficient de Strickler global du lit mineur

τ : Contrainte tractrice ou paramètre de Shields $\tau > 0.25$

R_h : Rayon hydraulique

d Diamètre médian d_{50} ; $0.15 \text{ mm} < d < 5 \text{ mm}$

$Q_s = b.q_s$ b : Largeur du lit

Le débit solide total apparent (y compris les vides) est :

$$\overline{q_s} = \frac{q_s}{(1-\eta)} \quad \text{ou} \quad \overline{Q_s} = \frac{Q_s}{(1-\eta)}$$

η : Porosité ; Si le débit solide est inférieur au débit à saturation, donc il y a érosion des berges ou du fond du lit.

v. **Prédétermination des débits des crues :**

Sachant que les crues d'un bassin versant sont prédéterminées selon les conditions hydrogéologiques et le comportement hydrodynamique du sol.

Plusieurs méthodes existent pour la prédétermination des crues et le calcul des débits max ; ces méthodes sont en fonction de la disponibilité des données et des caractéristiques du bassin versant en question.

Les paramètres essentiels qui influent sur le débit de crue de fréquence donnée pour un bassin versant sont :

- La surface,
- La pluviométrie,
- La nature géologique du bassin.

Dans une région où on peut supposer que la "géologie" et la "pluviométrie" sont peu variables, il est possible d'étudier l'évolution du débit de crue de fréquence F en fonction de la surface du bassin. La quasi-totalité des études montrent qu'en première approximation, le débit Q_F de fréquence F varie comme une fonction puissance de la surface : $Q_F = A S^B$ « Formule de Crupedix »

A : Coefficient qui traduit une variable régionale intégrant essentiellement "pluviométrie" et "géologie". A est compris entre 0,25 et 1,0.

B : Coefficient qui traduit l'amortissement du débit de pointe de crue en fonction de la surface. B est inférieur à 1.

- ✚ Méthodes sommaires ponctuelles : les formules de type **Meyer**, la méthode de **Crupedix** et l'abaque de **Sogreah** ;
- ✚ Méthodes volumiques : Les méthodes **Rationnelle**, **Socosse**, **SCS** ;
- ✚ Méthodes hydrométriques : Traitement statistique des chroniques des débits de pointe ou débits moyens sur une durée donnée loi de **Gumbel** ;
- ✚ Méthodes hydrométéorologiques : Méthodes de **Gradex**, **Agrégée**, **QdF**
- ✚ Méthodes régionales : **Comparaison avec des bassins versants voisins jaugés**
- ✚ Méthodes historiques : Le calcul se fait à partir d'une **crue historique**

1. Méthode rationnelle :

La méthode rationnelle est très souvent employée lorsque aucune mesure n'est disponible. Elle est placée parmi les modèles empiriques pour sa méthode de résolution, sa conception est cependant fondée sur une loi physique extrêmement simplifiée : la lame d'eau écoulee, L_e (mm), est proportionnelle au volume précipité, P (mm), sur l'ensemble du bassin. Le coefficient de proportionnalité K_r , appelé coefficient de ruissellement (d'écoulement), est constant. Le volume de pluie précipite sur le bassin pendant une durée t_c (h), correspondant au temps de concentration du bassin. La méthode rationnelle suppose également que l'Hydrogramme[◇] de crue a la forme d'un triangle isocèle et que le temps de montée est égal au temps de concentration.

L'équation de la méthode rationnelle a la forme la suivante :

$$Q_{\max} = K_r \cdot I \cdot S$$

Q_{\max} : Débit maximal (m³/s)
 K_r : Coefficient de ruissellement
 S : Surface du B.V en (Km²)
 I : Intensité de pluie fréquentielle (mm/h)

On divise l'équation donnant le débit maximal par (3,6) pour obtenir le débit en (m³/s)

Les résultats obtenus sont représentés dans le tableau ci-dessous :

Fréquences (%)	0,1	1	2	5	10	20	50
Période de retour (an)	1000	100	50	20	10	5	2
I (mm/heure)	51,27	41,19	38,04	33,86	30,56	26,98	21,24
Qmax (m3/s)	25,12	20,18	18,64	16,59	14,98	13,22	10,41

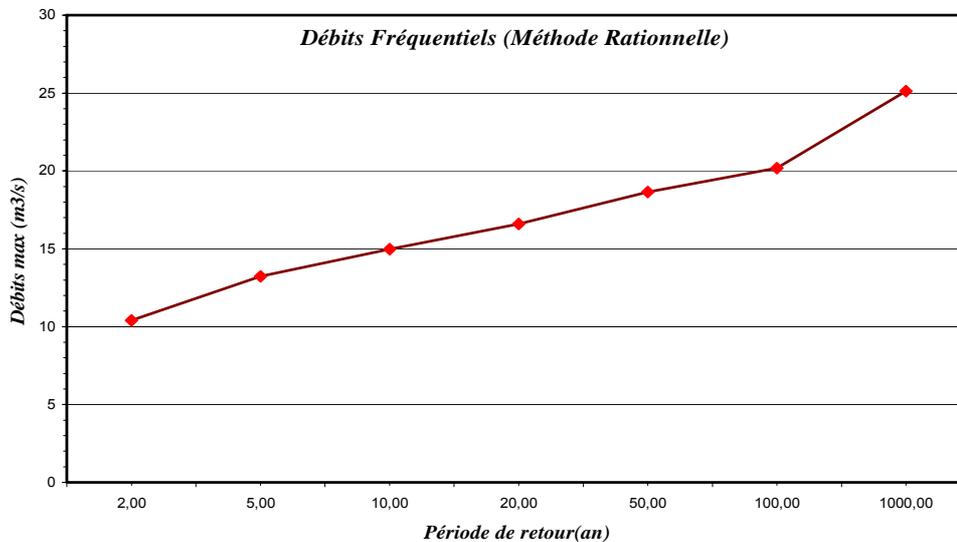


Fig.6 : Débits fréquentsiels (Méthode Rationnelle)

2. Méthode de Sokolovsky:

Cette méthode est aussi utilisée pour la prédétermination des crues de différentes fréquences qui peuvent se produire. Cette méthode permet de calculer les débits des crues en fonction du volume précipité, du coefficient de ruissellement, de la surface du bassin versant et du temps de concentration.

$$Q_{\max} = \frac{0,28.Ptc.Kr.S.a}{Tc}$$

Q_{\max} : Débit maximal (m³/s)

Ptc : Pluie de courte durée en (mm /h)

Kr : Coefficient de ruissellement

a : Coefficient de forme d'Hydrogramme des crues (f=1)

S : Surface du B.V en (Km²)

Tc : Temps de concentration en (h)

Les résultats obtenus sont représentés dans le tableau ci-dessous :

Fréquence %	0,1	1	2	5	10	20	50
Période de retour (an)	1000	100	50	20	10	5	2
Ptc (mm/h)	30,76	24,71	22,82	20,31	18,34	16,19	12,75
Qmax (m3/s)	25,32	20,34	18,79	16,72	15,10	13,33	10,50

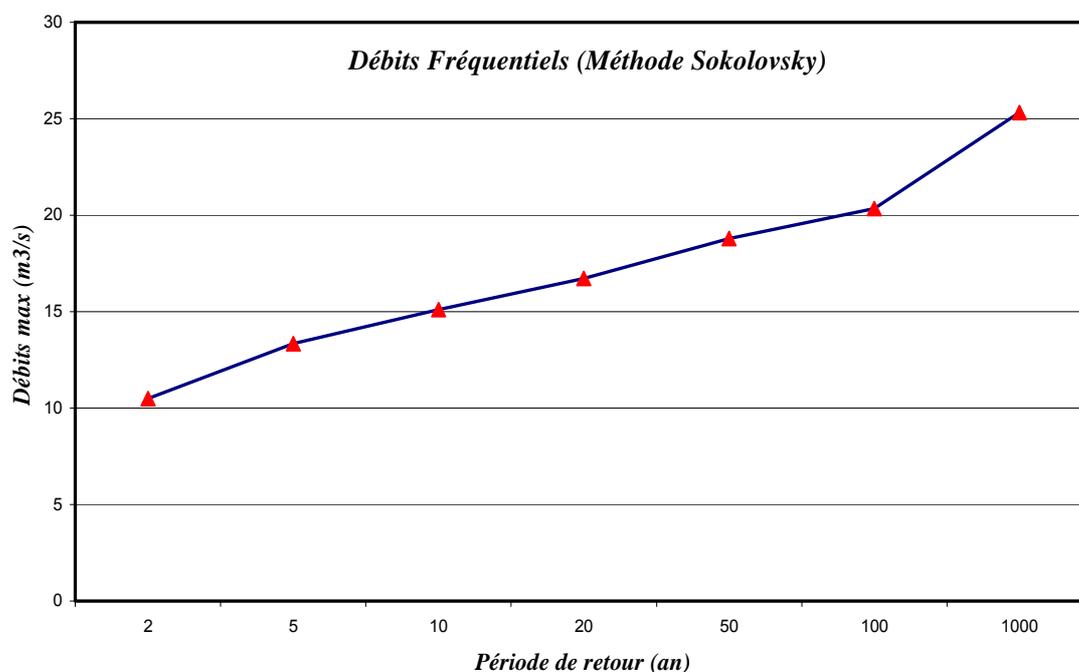


Fig.7 : Débits fréquents (Méthode Sokolovsky)

3. Approche empirique du Service de conservation des sols (SCS) :

Cette méthode repose sur la fonction de production[◇] du SCS. Cette fonction de production est utilisée pour estimer la lame nette écoulée sur la durée D caractéristique de crue du bassin versant étudié. Pour des bassins versants de moins de 15 km² et dans un contexte d'écoulement superficiel rapide, la durée caractéristique[◇] de crue du bassin est estimée uniquement en fonction de la surface. Ensuite, la pluie maximale décennale sur cette durée est estimée à partir de la relation de Montana. Enfin, la rétention maximale J (mm) est évaluée aussi à partir de la surface.

Pour les bassins de moins de 15 km², la formulation de la méthode SCS est la suivante :

✚ la rétention maximale J (mm) est évaluée par la formule suivante :

$$\ln(J) = 0,232 \cdot \ln(S) + 3,509$$

✚ la durée D, exprimée en minutes, est calculée à partir de S (km²) comme suit :

$$\ln(D) = 0,375 \cdot \ln(S) + 3,729$$

Une fois la pluie décennale de durée D estimée, la pluie maximale décennale de durée D, P(D,10), représentative du bassin versant, est estimée à partir de la relation de Montana.

Enfin, le débit moyen décennal sur D, Q(D,10) (m³/s) est obtenu en utilisant

la fonction de production du SCS :

$$Q(D,10) = \frac{S}{3,6 \cdot D} L_e$$

$$L_e = \frac{[P(D,10) - 0,2j]^2}{[P(D,10) + 0,8j]}$$

Les résultats obtenus sont représentés dans le tableau ci-dessous :

Fréquence %	0,1	1	2	5	10	20	50
Période de retour (an)	1000	100	50	20	10	5	2
Pjmax% (mm)	107,82	86,63	80,00	71,20	64,28	56,74	44,68
Qmax (m3/s)	29,11	26,96	26,13	24,86	23,69	22,22	19,28

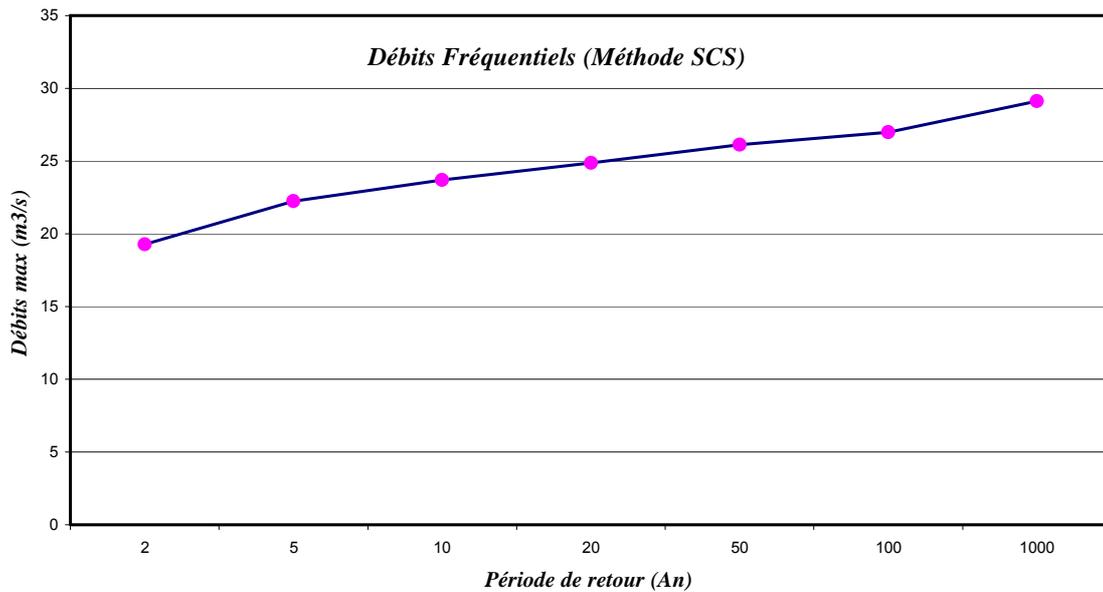


Fig.8 : Débits fréquentsiels (Méthode SCS)

On remarque les résultats de la méthode rationnelle et celle de Sokolovsky sont convergents, les résultats de la méthode SCS sont légèrement divergents.

Le report de ces couples (débits- périodes de retour) sur un graphe adapté à la loi de probabilité⁹ permet de visualiser la distribution de fréquence ($F=1/T$) et de son adéquation avec la loi de probabilité choisie.

vi. Hydrogramme des crues :

L'hydrogramme est la courbe qui indique la variation du débit en fonction du temps en un point donné du cours d'eau.

La forme générale de l'Hydrogramme des crues présente une courbe en cloche dissymétrique

La courbe de l'Hydrogramme des crues se compose de :

- ✚ Courbe de concentration : C'est la courbe de la montée de la crue
- ✚ Pointe : C'est la crête de l'Hydrogramme des crues
- ✚ Courbe de décrue
- ✚ Courbe de tarissement.

⁹ En général on choisit une échelle de Gumbel ou Exponentielle pour ce qui concerne les crues

1. Hydrogramme des crues par la méthode de Sokolovsky :

Le tracé de l'Hydrogramme des crues est obtenu en utilisant la formule de **Sokolovsky** en supposant que le temps de montée soit égal au temps de la descente.

Cette formule assimile l'Hydrogramme des crues à deux courbes paraboliques valables pour la montée et la descente.

✚ Pour la montée de la crue :

$$Q_i = Q_{\max} \left[\frac{t}{t_m} \right]^2 \dots\dots\dots (1)$$

Q_i : Débit de la crue à un instant donné (m³/s)

Q_{max} : Débit maximal fréquentiel de la crue (m³/s)

t_m: Temps de montée t_m=t_c

t_d: Temps de décrue t_d=t_c

t: Intervalle de temps, varie entre 0,1 h à t_c pour la première équation et de t_c à 2t_c h pour l'équation (2)

✚ Pour la décrue :

$$Q_i = Q_{\max} \left[\frac{t_d - t}{t_d} \right]^3 \dots\dots\dots (2)$$

Les résultats sont illustrés dans le tableau ci-après :

HYDROGRAMME DES CRUES (METHODE DE Sokolovsky)

U: heure - m3/s

t(h)	Qi/Qmax	Q1000	Q100	Q50	Q20	Q10	Q5	Q2
0,1	0,0278	0,70	0,56	0,52	0,46	0,42	0,37	0,29
0,15	0,0587	1,48	1,19	1,09	0,97	0,88	0,78	0,61
0,19	0,1011	2,54	2,04	1,89	1,68	1,52	1,34	1,05
0,24	0,1550	3,89	3,13	2,89	2,57	2,32	2,05	1,61
0,28	0,2203	5,53	4,45	4,11	3,66	3,30	2,91	2,29
0,33	0,2971	7,46	6,00	5,54	4,93	4,45	3,93	3,09
0,37	0,3854	9,68	7,78	7,18	6,39	5,77	5,09	4,01
0,42	0,4850	12,18	9,79	9,04	8,05	7,27	6,41	5,05
0,46	0,5962	14,98	12,03	11,11	9,89	8,93	7,88	6,21
0,51	0,7188	18,06	14,51	13,40	11,92	10,77	9,50	7,48
0,55	0,8529	21,42	17,21	15,90	14,15	12,78	11,27	8,88
0,6	0,9984	25,08	20,15	18,61	16,56	14,96	13,20	10,39
0,64	0,5618	14,11	11,34	10,47	9,32	8,42	7,43	5,85
0,69	0,4209	10,57	8,49	7,85	6,98	6,31	5,56	4,38
0,74	0,3059	7,68	6,17	5,70	5,07	4,58	4,04	3,18
0,78	0,2139	5,37	4,32	3,99	3,55	3,20	2,83	2,23
0,83	0,1426	3,58	2,88	2,66	2,37	2,14	1,88	1,48
0,87	0,0891	2,24	1,80	1,66	1,48	1,34	1,18	0,93
0,92	0,0511	1,28	1,03	0,95	0,85	0,77	0,68	0,53
0,96	0,0258	0,65	0,52	0,48	0,43	0,39	0,34	0,27
1,01	0,0106	0,27	0,21	0,20	0,18	0,16	0,14	0,11
1,05	0,0030	0,07	0,06	0,06	0,05	0,04	0,04	0,03
1,1	0,0003	0,01	0,01	0,01	0,01	0,00	0,00	0,00
1,14	0,0000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

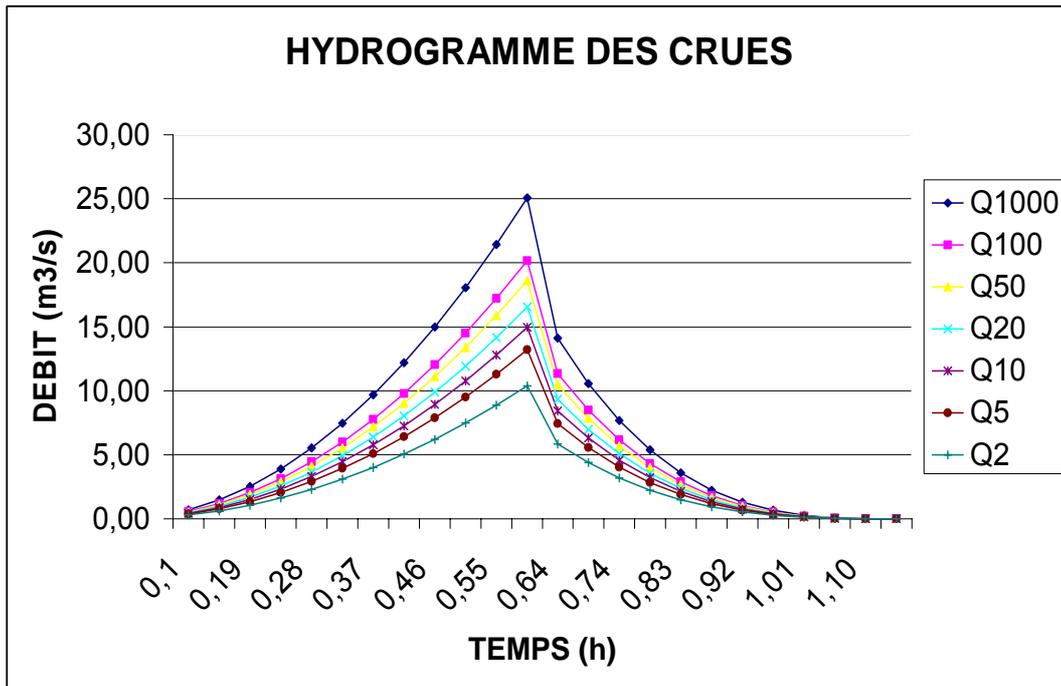


Fig.9 : Hydrogramme des crues

2. Le modèle SCS associé à un Hydrogramme unitaire :

Ce modèle pluie-débit est défini par trois paramètres : un pour la fonction de production (J) et deux pour l'Hydrogramme unitaire, le temps de montée (t_m) et un coefficient de forme (a). La fonction de production est celle du Service Conservation des sols

Fonction de production :
$$Le = \frac{(P - 0,2j)^2}{P + 0,8j}$$

Hydrogramme unitaire :
$$Le(t) = \frac{2a \sin\left(\frac{a+1}{2a} \Pi\right)}{3,6 \Pi t_m} \frac{\left(\frac{t}{t_m}\right)^a}{\left(1 + \frac{t}{t_m}\right)^{2a}}$$

L'Hydrogramme obtenu par la méthode SCS en utilisant le didacticiel Dhydro 3.1 :

Transformation de la pluie brute en hydrogramme de crue.

Fichier Bassin: c:\dhydro\bassin_6.bsn
 Bassin J%= **11,34**, Surf.= 2,51 km², Périm.= 6,99 km , Vts.= (0,92 m/s)
 Type de couverture: **9- Terres agricoles nues**
 Cours d'eau J%= **10,56**, Long.= 11,96 km , Vts.= (1,8 m/s)
x 19,56 Type de lit: **2- Naturel**
 Indices: Grav.= 1,234, Hor.= 0,255, Mil.= 0,647

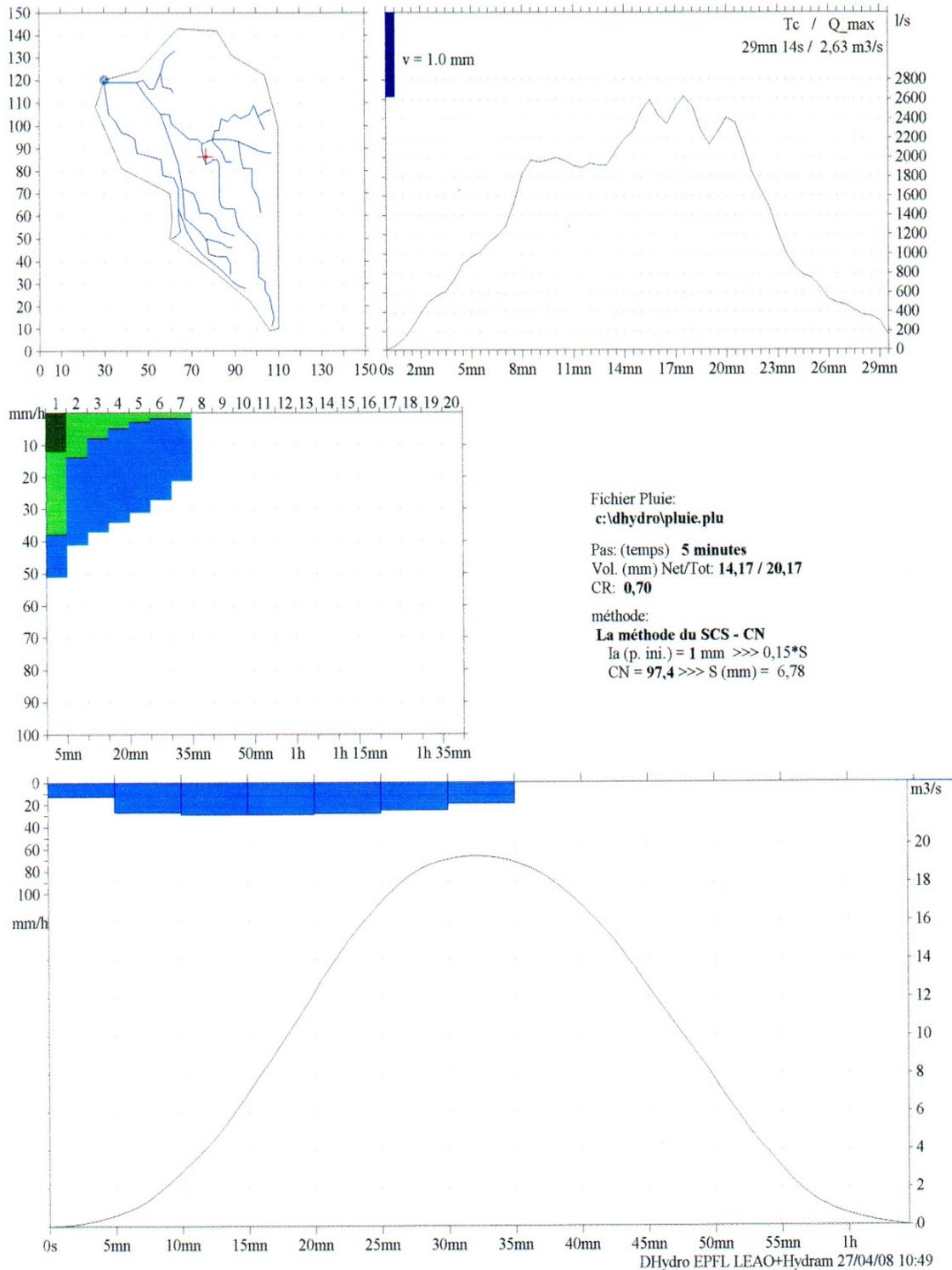


Fig.10 : Transformation de la pluie brute en Hydrogramme de crue

vii. Analyse des durées des crues :

- ✚ **La durée caractéristique d'une crue (ds) :** c'est la durée pendant laquelle le débit dépasse la moitié du débit de pointe (QIX)¹⁰

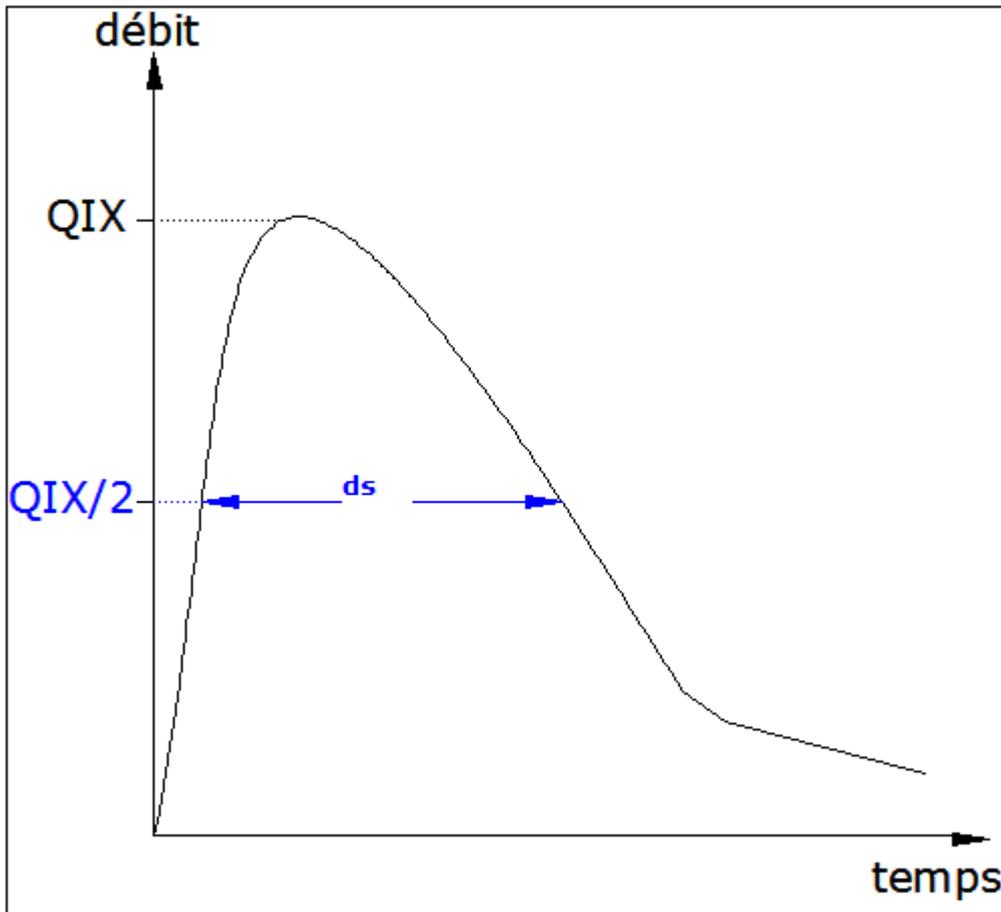


Fig.11 : Définition des variables QIX et ds pour une crue observée

- ✚ **La durée caractéristique d'un bassin versant (D) :** la méthode Socosse propose de représenter sur un même graphique l'ensemble des couples (QIX, ds) obtenus pour les N plus fortes crues observées. La méthode consiste à définir plusieurs classes de QIX , puis pour chaque classe, à déterminer la durée ds et ensuite à tracer une courbe reliant ces différentes valeurs médianes.

En fin la valeur de la durée D est lue sur cette courbe, pour un débit QIX égal au débit instantané maximum annuel décennal noté $QIXA_{10}$ voir la figure ci après.

¹⁰ QIX : Le débit instantané maximum

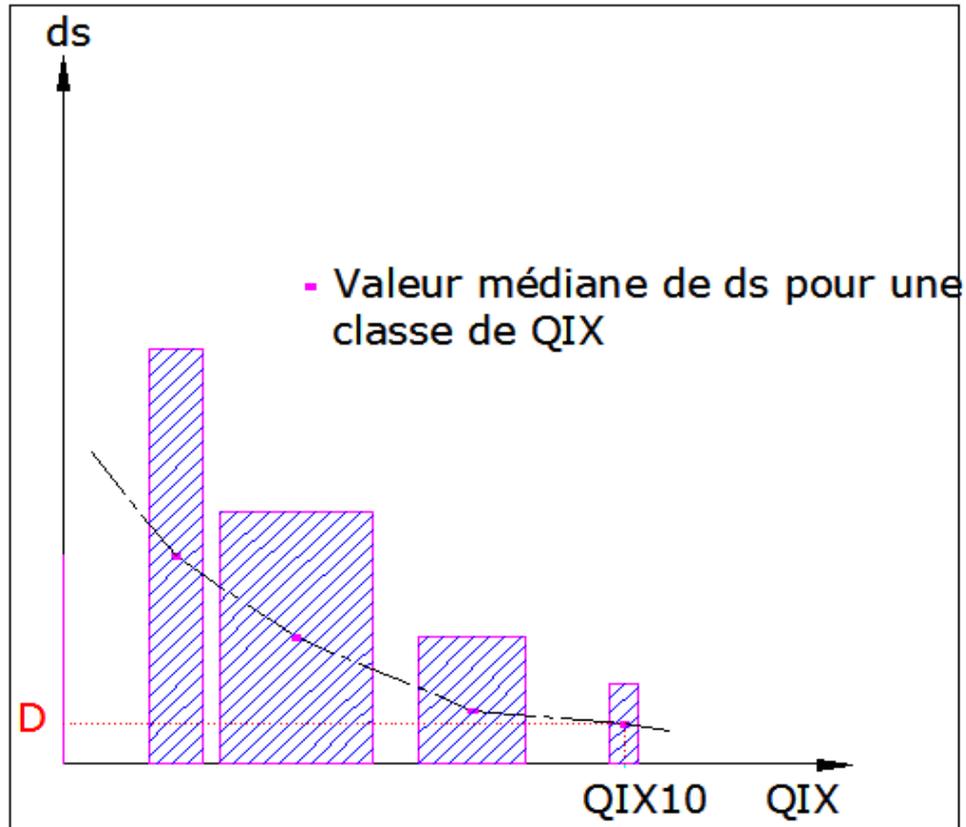


Fig.12 : Détermination de la durée caractéristique d'un bassin versant

En connaissant le débit QIXA10 et la durée D on peut formuler mathématiquement l'expression du débit Q (T, d)

$$Q(T, d) = A_q(d) \cdot \log(T) + B(d)$$

$$A_q(d) = m - Q_1$$

$$B(d) = Q_1 + A_q(d) \cdot \ln\left(\frac{n_s}{n_a}\right)$$

$A_q(d)$: Gradex des débits pour une durée (d) donnée

$B(d)$: Paramètre de position de la loi de probabilité pour (d) donnée

m : Moyenne des débits caractéristiques de crues (Q_1, Q_2, \dots, Q_{n_s}) de durée (d)

Q_1 étant le plus petit

n_s : Le nombre de valeurs dans l'échantillon

n_a : Le nombre des saisons (années) d'observation

L'équation qui donne le débit peut s'écrire comme suit :

Si $0,5 \langle T_1 \langle 20$ an :

$$Q(T, d) = \left[\left(\frac{1}{X_1 \frac{d}{D} + X_2} + X_3 \right) \cdot \ln(T) + \left(\frac{1}{X_4 \frac{d}{D} + X_5} + X_6 \right) \right] \cdot QIXA10$$

Si $20 \langle T_1 \langle 1000$ an :

$$Q(T, d) = Q(10, d) + \left[\left(\frac{1}{X_7 \frac{d}{D} + X_8} + X_9 \right) \cdot \ln \left(1 + \frac{\frac{1}{X_1 \frac{d}{D} + X_2} + X_3}{\frac{1}{X_7 \frac{d}{D} + X_8} + X_9} \cdot \frac{T - 10}{10} \right) \right] \cdot QIXA10$$

X_1, X_2, X_3, \dots : Paramètres fixés une fois le modèle hydrologique est choisi

viii. Différents lits d'un canal naturel :

Le lit^o d'un canal naturel étant façonné par les eaux qu'il transporte, on conçoit que ses dimensions soient fortement liées au régime hydrologique. Sur ce le lit d'un canal naturel est classé en trois catégories :

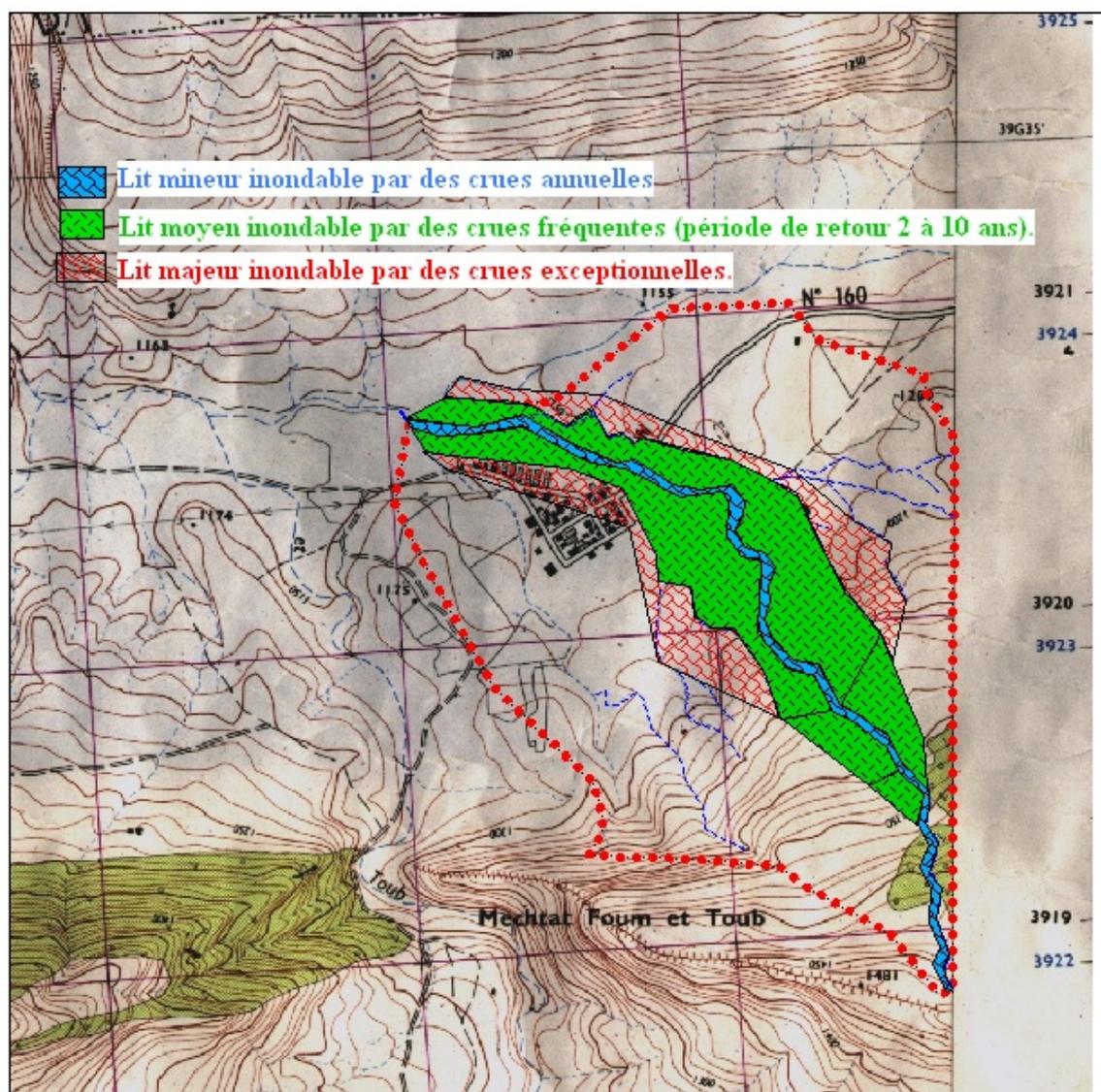


Fig.13 : Les différents lits du canal

a. Lit mineur :

Le lit mineur inclut le lit d'étiage^o, il est le lit des crues très fréquentes. Il correspond au lit à plein bord, intra-berges et aux secteurs d'alluvionnement immédiats (plages). Ce lit est emprunté par la crue annuelle, dite crue de plein-bord, n'inondant que les secteurs les plus bas et les plus proches du lit.

b. Lit moyen :

Le lit moyen est fonctionnel pour les crues fréquentes (en principe, périodes de retour 2 à 10 ans). Il assure la transition entre le lit majeur et le lit mineur. Dans ce lit, les mises en vitesses et les transferts de charge importants induisent une dynamique morphogénique complexe et changeante. Son modèle irrégulier est représentatif de la dynamique d'inondation, avec alternance de chenaux de crues, parfois directement branchés au lit mineur, et de bancs d'alluvionnements grossiers.

Le lit moyen n'est plus toujours fonctionnel pour des crues de période de retour inférieure à 10 ans.

c. Lit majeur :

Le lit majeur est fonctionnel pour les crues rares à exceptionnelles. La dynamique des inondations dans ces secteurs privilégie la sédimentation, car ils sont submergés par des lames d'eau moins épaisses que dans les lits mineurs et moyens, avec pour conséquence une mise en vitesse moindre. Toutefois les dynamiques ne sont pas faibles.

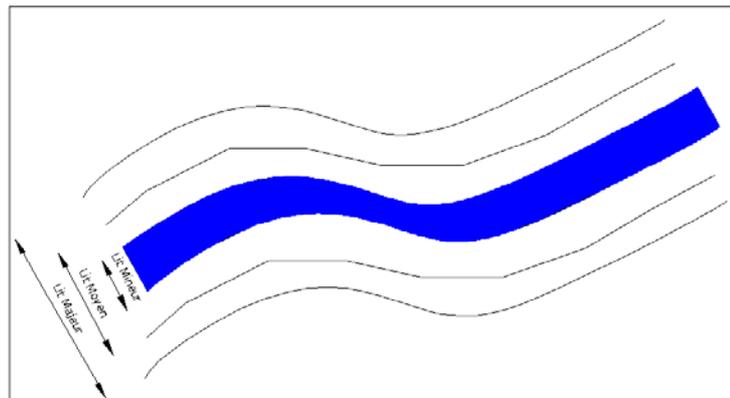


Fig.13-a : Vue en plan

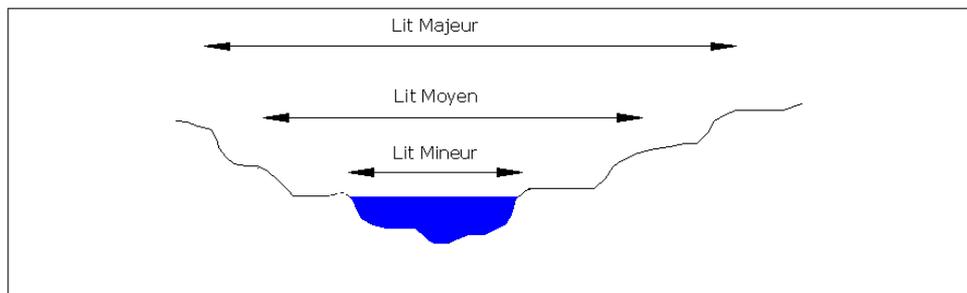


Fig.13-b : Profil en travers[◊]

Une fois que le débit $Q(T,d)$ et la durée d sont connus on peut représenter le modèle QdF qui permet de transformer un couple (Q,d) en une variable unique Equivalente dite TAL qui rend compte de l'aléa

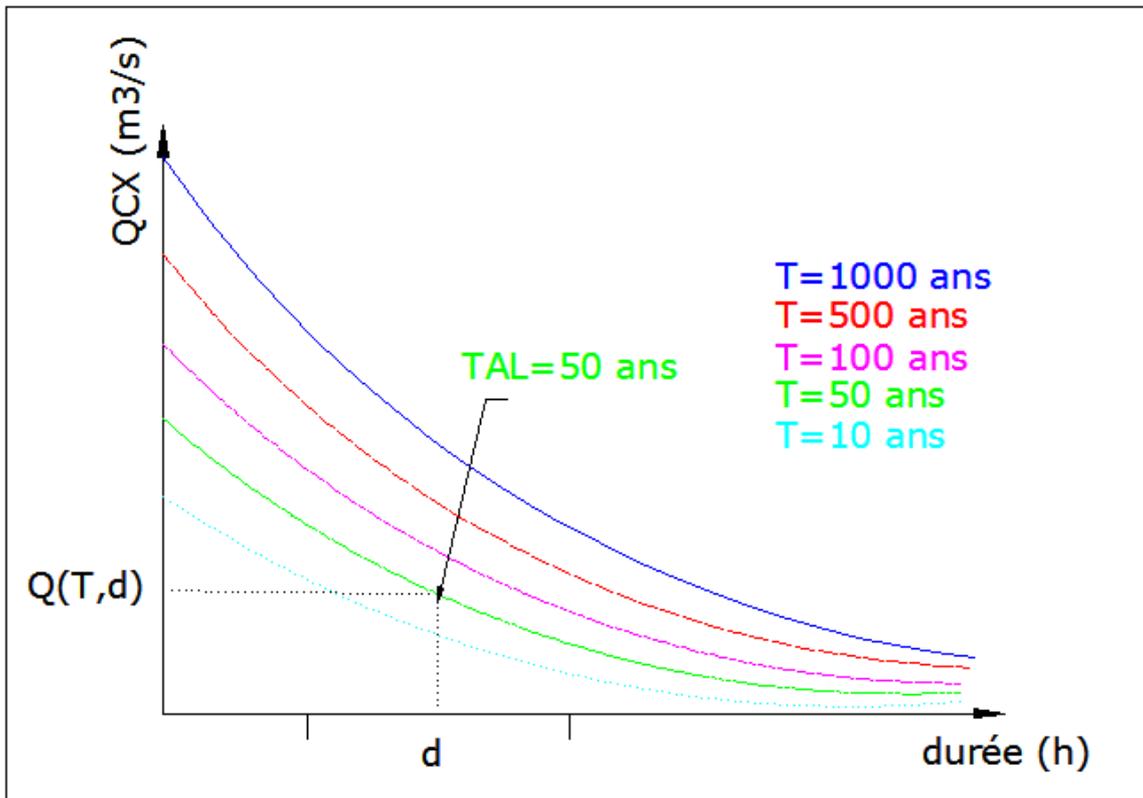


Fig.14 : Définition du TAL à partir d'un modèle QdF

On obtient à l'issu de ces calculs une représentation spatialisée de l'aléa c'est une représentation sous forme d'une carte hydraulique qui permet d'attribuer à chaque unité de surface considérée une valeur représentative sur une échelle commune d'une variable [la période moyenne de retour minimale d'une crue inondante (**TAL**)] représentant l'exposition de chaque parcelle au phénomène naturel. C'est la mesure de l'aléa.

ix. Elaboration de la carte d'aléa :

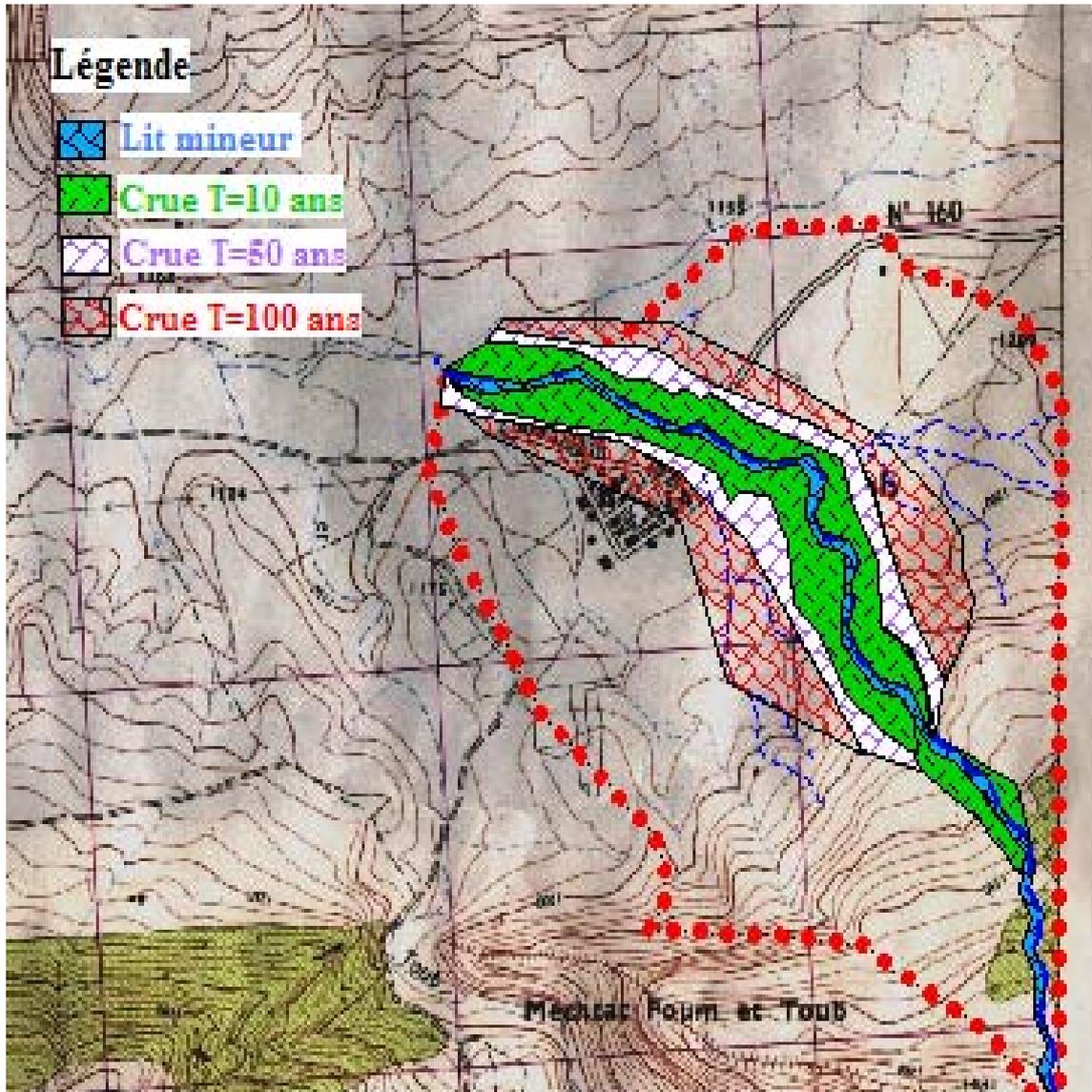


Fig.15 : Carte d'aléa

L'aléa est aussi représenté en fonction de la durée moyenne et la hauteur de submersion selon la grille¹¹ ci-dessous.

Aléa fort¹² correspond à une hauteur de submersion d'eau supérieure à un (1) m avec une durée moyenne de trois (03) jours.

Aléa faible correspond à une hauteur de submersion d'eau inférieure à un (1) m avec une durée moyenne de deux (02) jours.

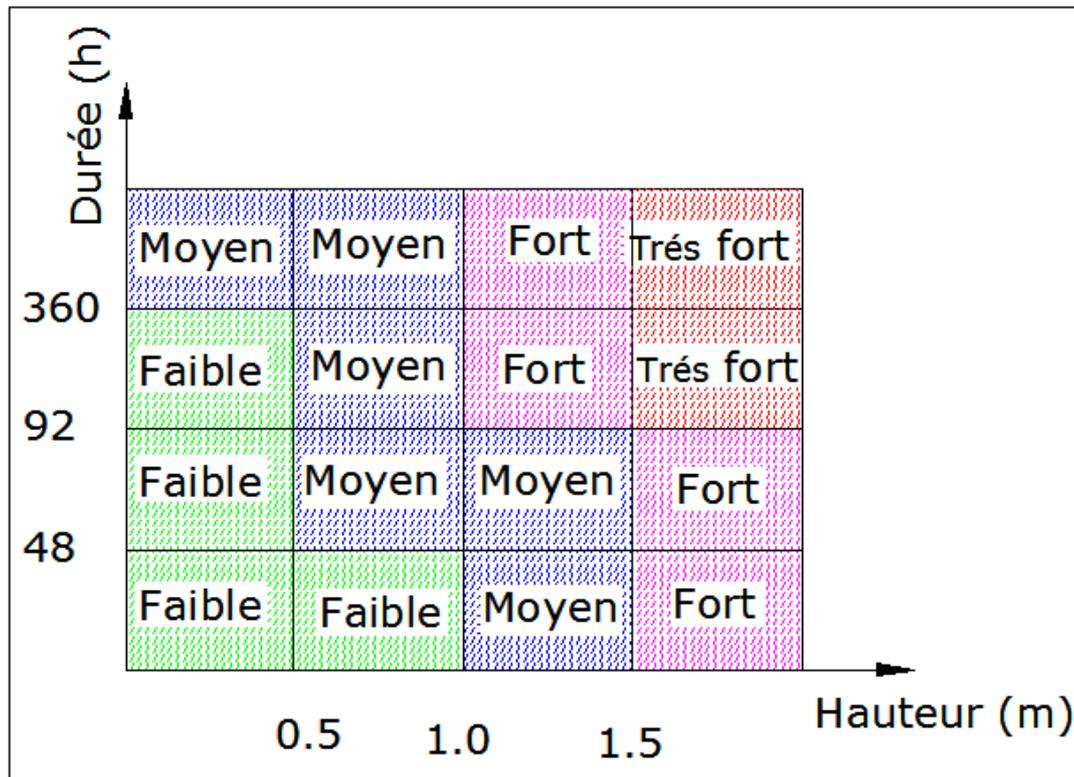


Fig. 16 : L'aléa fonction de H et D

¹¹ Inspiré du SEMINAIRE DE PROMOTION DU SEMIDE 28/04/2005 Rabat (Maroc) Étude de l'aléa Compagnie Nationale du Rhône

¹² Un Aléa fort ou maximal correspond à un TAL petit ou nul

I-2 ANALYSE DE LA VULNERABILITE :

Les inondations peuvent avoir des conséquences catastrophiques tant sur le plan humain que matériel. Outre les considérations purement économiques qui permettent de chiffrer le coût des dégâts induit par une telle caractéristique d'inondation.

La vulnérabilité c'est l'ensemble de conditions et de processus résultant de facteurs physiques, sociaux, économiques et environnementaux, qui augmentent la sensibilité des enjeux d'une région aux effets des aléas.

La vulnérabilité est liée exclusivement à l'occupation du sol et à sa tolérance (ou non) aux inondations. La vulnérabilité est fonction de la perception locale du risque et ne dépend que de l'occupation du sol.

L'analyse de la vulnérabilité montre une grande variabilité entre différentes zones géographiques. La variable qui prend une valeur unique en chaque point est dénommée **TOP**¹³ ; elle est définie comme une période moyenne de retour et son unité de mesure est l'**année**. Il est indispensable de réaliser des enquêtes locales pour valider des objectifs de protection.

L'analyse de la vulnérabilité a pour but la quantification de cette variable mathématique équivalente (TOP).

a. Traduction de la vulnérabilité en une variable équivalente :

Pour traduire la vulnérabilité en une variable équivalente il faut s'appuyer sur les modèles QdF fournis par l'hydrologie du cours d'eau permettant de traduire une combinaison Débit, durée, Fréquence.

La période moyenne de retour du débit instantané maximal équivalent à l'objectif de protection définie précédemment c'est La période moyenne de retour (T) d'une crue théorique qui atteindrait la parcelle considérée avec une durée (d) pendant laquelle la profondeur est dépassée, et une profondeur (y).

¹³ **T** pour période moyenne de retour, **OP** pour l'Objectif de Protection

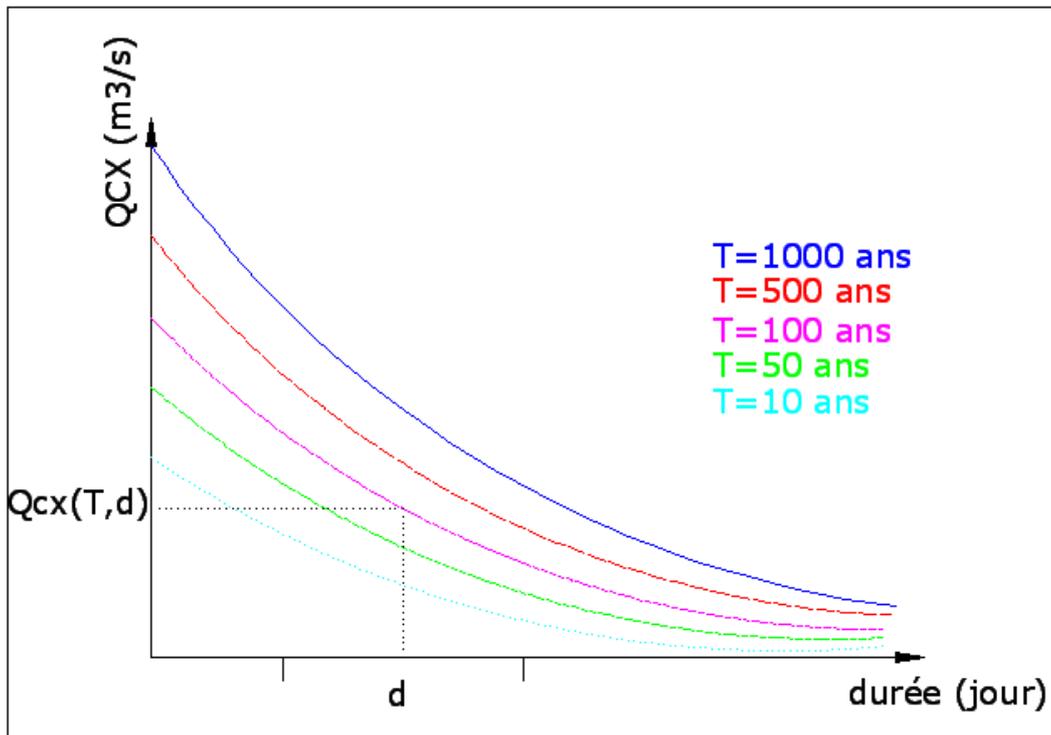


Fig.17 : Modèle QdF d'une parcelle considérée

Les modèles QdF fournis traduisent les différents cas des objectifs de protection

i. Objectifs de protection définis par une période de retour T_{obj} :

Ce cas se joint à un objectif de durée (d) nulle donc de profondeur (y) nulle, c'est l'événement instantané le plus simple puisque la variable équivalente à l'objectif de protection est donnée par cette même période de retour.

$$TOP = T_{obj}(d = 0, y = 0)$$

ii. Objectifs de protection définis par une période de retour et une durée T_{obj}, d_{obj} :

Dans ce cas on a un TOP inférieur à la période moyenne de retour de l'objectif de protection et pour le déterminer on procède comme suit :

En se basant sur le modèle QdF graphiquement illustré par la figure précédente on peut positionner le couple (période moyenne de retour de l'objectif – durée de l'objectif) et de trouver le débit équivalent $Q(T_{obj}, d_{obj})$

Si $0,5 \langle T_{obj} \rangle < 20$ an :

$$Q(T_{obj}, d_{obj}) = \left[\left(\frac{1}{X_1 \frac{d_{obj}}{D} + X_2} + X_3 \right) \cdot \ln(T_{obj}) + \left(\frac{1}{X_4 \frac{d_{obj}}{D} + X_5} + X_6 \right) \right] \cdot QIXA10$$

X_1, X_2, X_3, \dots : Paramètres pour les modèles en débits seuil (QCX) utilisés dans le cadre d'inondabilité.

D : Durée caractéristique de crue du bassin versant.

QIXA10 : Débit Instantané Maximal Annuel décennal

Si $20 \langle T_{obj} \rangle < 1000$ an :

$$Q(T_{obj}, d_{obj}) = Q(10, d_{obj}) + \left(\frac{1}{X_7 \frac{d_{obj}}{D} + X_8} + X_9 \right) \cdot \ln \left[1 + \frac{\left(\frac{1}{X_1 \frac{d_{obj}}{D} + X_2} + X_3 \right) \left(\frac{T_{obj} - 10}{10} \right)}{\left(\frac{1}{X_7 \frac{d_{obj}}{D} + X_8} + X_9 \right)} \right] \cdot QIXA10$$

Une projection à débit constant sur l'axe des ordonnées (voir figure n° 18) permet de définir le débit Instantané égal au débit à (d_{obj}, T_{obj}) et donc Équivalent à l'Objectif de protection QIEO qui est affecté d'une période moyenne de retour Équivalente à l'Objectif de protection $T(Q_{IEO})$ égale à TOP recherché.

Donc $T(Q_{IEO}) = TOP$ et

$Q_{IEO} = Q(T_{obj}, d_{obj}) = Q(T_{QIEO}, d=0)$

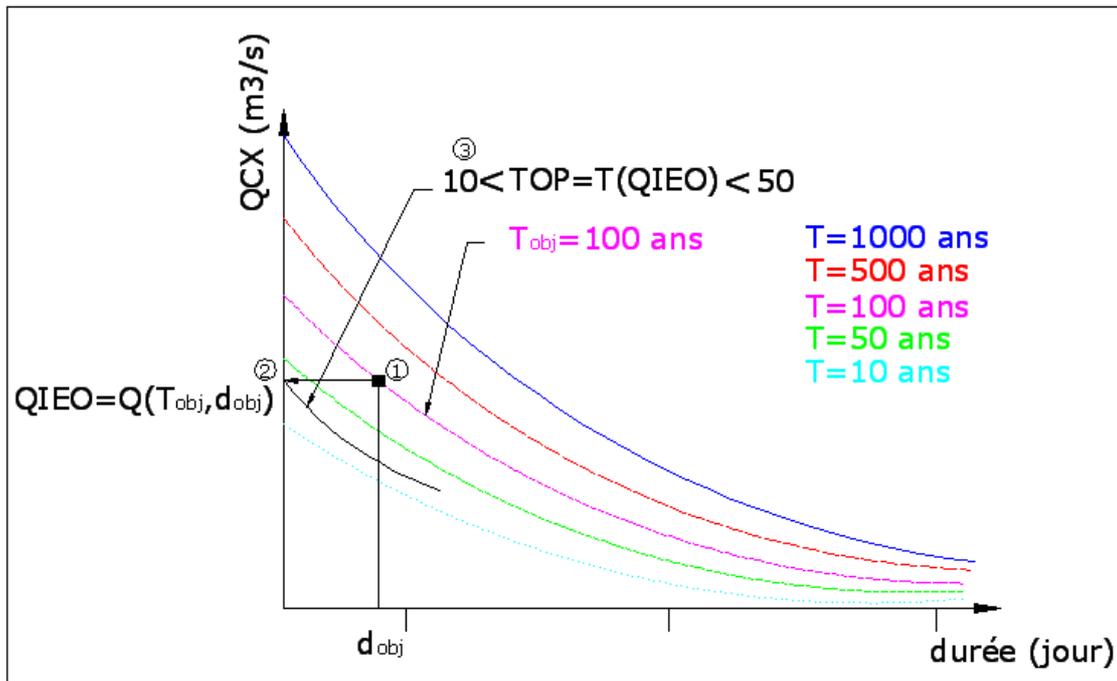


Fig.18 : Définition du TOP pour un objectif de protection défini par (T_{obj}, d_{obj})

Si $0,5 \langle T_{QIEO} \langle 20$ an :

$$Q(T_{QIEO}, d = 0) = Q(T_{obj}, d_{obj}) \left[\left(\frac{1}{X_2} + X_3 \right) \cdot \ln(T_{QIEO}) + \left(\frac{1}{X_5} + X_6 \right) \right] \cdot QIXA10$$

Si $20 \langle T_{QIEO} \langle 1000$ an :

$$Q(T_{QIEO}, d = 0) = Q(T_{obj}, d_{obj}) = Q(10,0) + \left(\frac{1}{X_8} + X_9 \right) \cdot \ln \left[1 + \frac{\left(\frac{1}{X_2} + X_3 \right) \cdot \left(\frac{T_{QIEO} - 10}{10} \right)}{\left(\frac{1}{X_8} + X_9 \right)} \right] \cdot QIXA10$$

T_{QIEO} vérifie l'une des deux équations précédentes, et peut être calculé par approximations successives

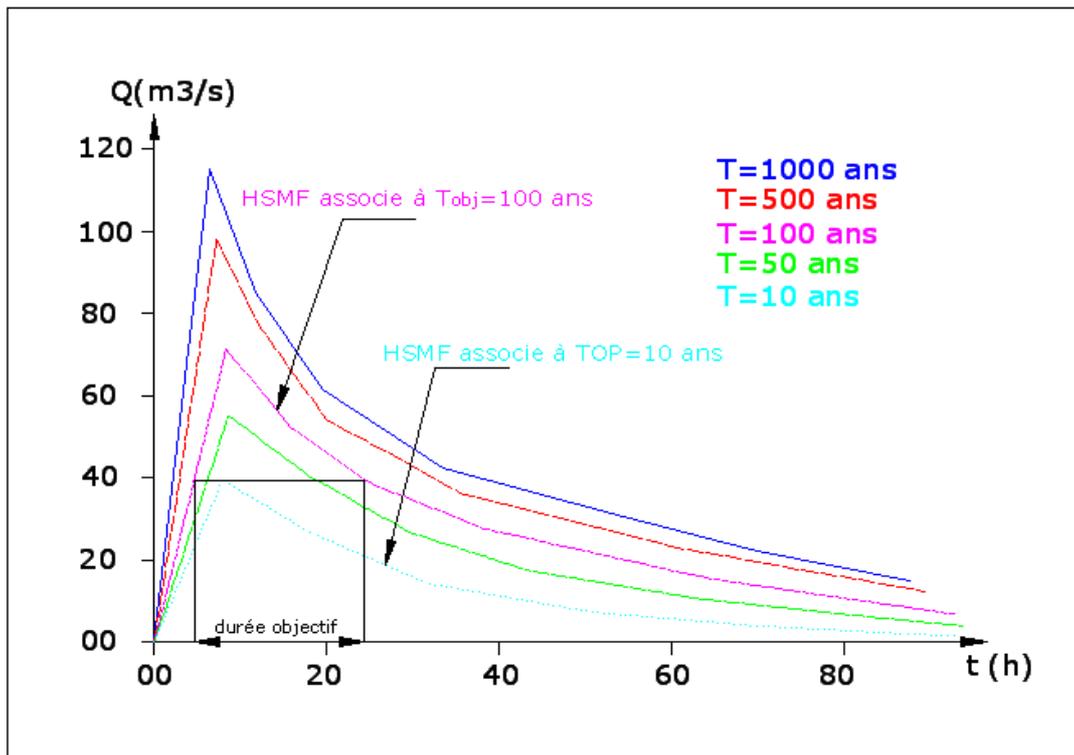


Fig.19 : Représentation du TOP avec les HSMF¹⁴

iii. Cas des objectifs de protection définis par une période de retour et une durée et une profondeur T_{obj} , d_{obj} , y_{obj} :

C'est le cas où les critères de profondeurs sont importants et pour déterminer le TOP on procède comme suit :

Soit $(y_{obj}, d_{obj}, T_{obj})$ l'objectif de protection recherché de la parcelle considérée.

La profondeur (y_{obj}) correspond à un débit d'objectif Q_{obj} d'après la loi de tarage¹⁵ $Q(z)$.

Le couple (Q_{obj}, d_{obj}) correspond à un point du graphique QdF par où passe une seule courbe débit- durée- fréquence de période de retour T_1 , soit le point n°3 du graphique.

T_1 vérifie l'équation suivante :

$$QCX(T_1, d_{obj}) = Q(y_{obj})$$

$Q(y_{obj})$ est donnée par la loi de tarage

T_1 vérifie l'une des deux équations suivantes, et peut être calculé par approximations successives

¹⁴ HSMF c'est l'Hydrogramme Synthétique Monofréquence

¹⁵ Loi de tarage c'est La relation hauteur-débit qui permet le passage des limnigrammes aux Hydrogrammes est susceptible de varier dans le temps

Si $0,5 < T_1 < 20$ an :

$$Q(T_1, d_{obj}) = Q(y_{obj}) = \left[\left(\frac{1}{X_1 \frac{d_{obj}}{D} + X_2} + X_3 \right) \cdot \ln(T_1) + \left(\frac{1}{X_4 \frac{d_{obj}}{D} + X_5} + X_6 \right) \right] \cdot QIXA10$$

Si $20 < T_1 < 1000$ an :

$$Q(T_1, d_{obj}) = Q(y_{obj}) = Q(10, d_{obj}) + \left(\frac{1}{X_7 \frac{d_{obj}}{D} + X_8} + X_9 \right) \cdot \ln \left[1 + \frac{\left(\frac{1}{X_1 \frac{d_{obj}}{D} + X_2} + X_3 \right)}{\left(\frac{1}{X_7 \frac{d_{obj}}{D} + X_8} + X_9 \right)} \cdot \left(\frac{T_1 - 10}{10} \right) \right] \cdot QIXA10$$

T_1 est illustré par le point n° 3 de la figure n°20

La courbe de débit- durée-fréquence de période de retour T_1 permet de déterminer la durée d_1 telle que :

$$QCX(T_1, d_1) = Q(y \approx 0)$$

Correspond au point n°4 (c'est la durée équivalente au couple (y_{obj}, d_{obj})). Il suffit donc de chercher d_1 :

Si $0,5 < T_1 < 20$ an :

$$Q(T_1, d_1) = Q(y \approx 0) = \left[\left(\frac{1}{X_1 \frac{d_1}{D} + X_2} + X_3 \right) \cdot \ln(T_1) + \left(\frac{1}{X_4 \frac{d_1}{D} + X_5} + X_6 \right) \right] \cdot QIXA10$$

Si $20 < T_1 < 1000$ an :

$$Q(T_1, d_1) = Q(y \approx 0) = Q(10, d_1) + \left(\frac{1}{X_7 \frac{d_1}{D} + X_8} + X_9 \right) \cdot \ln \left[1 + \frac{\left(\frac{1}{X_1 \frac{d_1}{D} + X_2} + X_3 \right)}{\left(\frac{1}{X_7 \frac{d_1}{D} + X_8} + X_9 \right)} \cdot \left(\frac{T_1 - 10}{10} \right) \right] \cdot QIXA10$$

On définit le point correspondant à l'objectif de protection T_{obj} souhaité et à cette durée équivalente d_1 , illustré par le point n° 5

On s'est ramené au cas précédent où l'objectif de protection était défini par une durée et fréquence et on calcule la période de retour équivalente T_{eq} telle que :

$$QCX(T_{eq}d_{eq} = 1s) = QCX(T_{obj}, d_1)$$

Illustré par le point n°6.

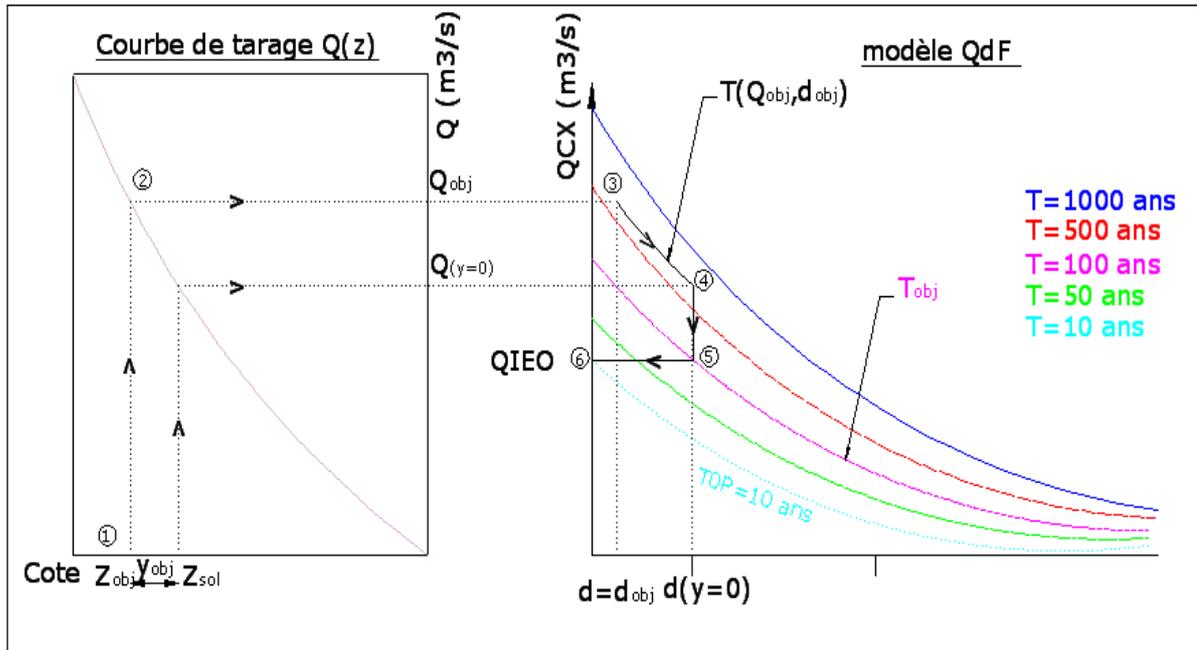


Fig.20 : Détermination du TOP pour un objectif de protection défini par $(T_{obj}, d_{obj}, y_{obj})$

Cette mesure permet d'attribuer à chaque point de l'espace affecté d'un objectif de protection une estimation quantifiée de sa vulnérabilité, elle est exprimée comme une période moyenne de retour (**TOP**) comparable à celle qui permet de quantifier l'aléa (TAL).

La vulnérabilité est représentée sous forme d'une carte d'occupation du sol. L'analyse de cette carte permet un premier diagnostic sur la répartition de la vulnérabilité dans le domaine d'étude.

iv. Elaboration de la carte de vulnérabilité :

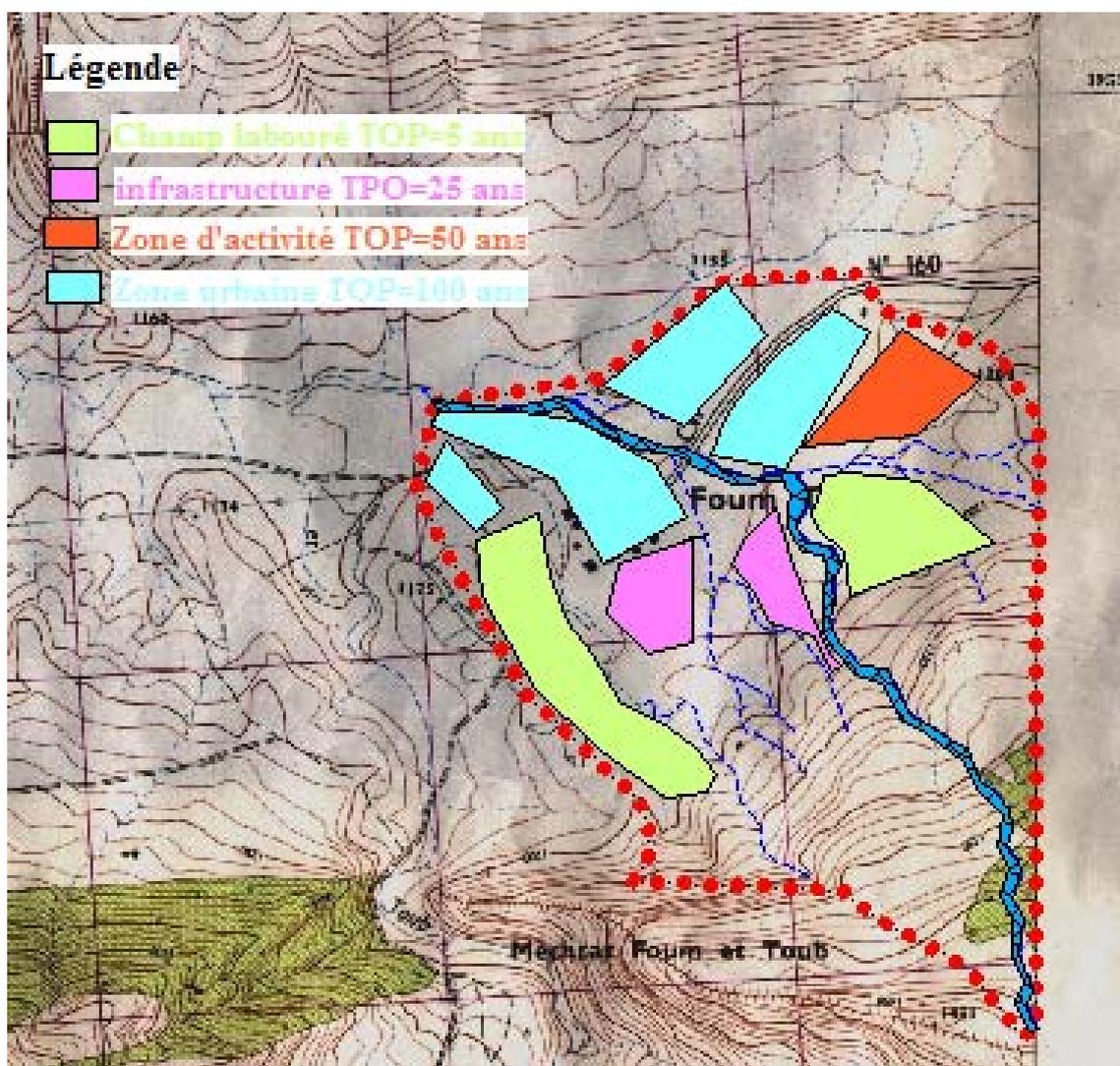


Fig.21 : Carte de vulnérabilité

EXEMPLES DES OBJECTIFS DE PROTECTION

Zone urbaine : TOP=100 ans ;

Zone d'activité : TOP=50 ans ;

Infrastructure : TOP=25 ans ;

Champ de laboure : TOP=5 ans ;

Prairie : TOP=0,5 ans ;

Friche : TOP=0,1 ans

I-3 ANALYSE DU RISQUE :

"La définition que je donne du risque majeur, c'est la menace sur l'homme et son environnement direct, sur ses installations, [...] dont la gravité est telle que la société se trouve absolument dépassée par l'immensité du désastre"¹⁶.

Une parcelle est soumise à un risque lorsque l'aléa est plus fort que la vulnérabilité ; ainsi, le risque est moins important si ce sont des terres non habitées qui sont inondées, alors qu'il sera élevé si l'inondation se produit en ville par exemple.

La comparaison entre la période moyenne de retour de l'aléa (TAL) et celle de la vulnérabilité (TOP) est donc possible car ils sont exprimés avec la même unité, il est alors concevable de décider objectivement quelles sont les zones en sécurité et celles qui sont à risque d'inondation :

- i Les zones en sécurité (Aléa faible) : c'est-à-dire que la période moyenne de retour de l'aléa est supérieure à celle de la vulnérabilité ($TAL > TOP$) ;



- ii Zones à risque d'inondation (Aléa fort) : c'est-à-dire que la période moyenne de retour de l'aléa est inférieure ou égale à celle de la vulnérabilité ($TAL \leq TOP$) ;



- iii Zones non inondées (Aléa très faible) : ($TAL > 1000$ ans) ;

¹⁶ Définition du risque majeur d'après Haroun Tazieff

Cette vision synthétique de la situation de risque au niveau de chaque élément de surface (zone) est donc un résumé de l'hydrologie du bassin versant, de l'hydraulique de la propagation des crues et du type d'occupation du sol. Elle permet un diagnostic efficace de la situation et des solutions en terme d'aménagements, soit hydraulique (aléa), soit de l'occupation des sols (vulnérabilité) car La vulnérabilité des enjeux est le facteur interne du risque, l'aléa en est le facteur externe.

Sur ce, les moyens d'intervention peuvent se faire à plusieurs niveaux.

Le stockage et l'évacuation retardée des volumes des crues permettent de diminuer le risque au niveau de l'aléa. L'élimination ou la protection locale de la vulnérabilité permet soit d'éviter le risque ou de le limiter. Le contrôle du risque peut se faire également par une modification structurelle de la vulnérabilité, en modifiant l'usage du sol.

La synthèse des deux cartes d'aléa et de vulnérabilité se traduit par une cartographie dite carte de risque, où on représente les zones à risque d'inondation et les zones qui sont en sécurité.

iv. Elaboration de la carte de risque

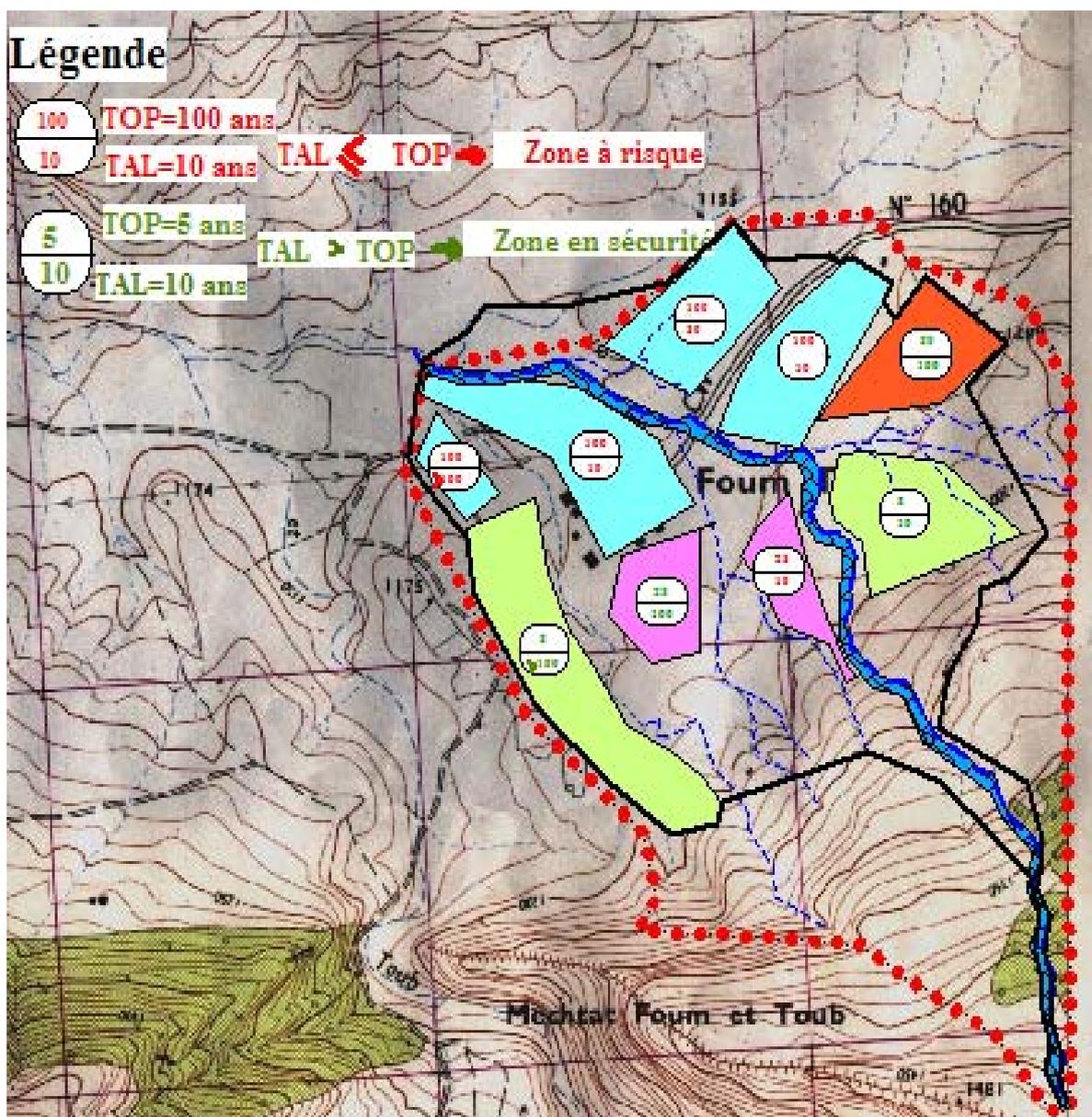


Fig.22 : Carte de risque

DEUXIEME PARTIE

ETUDE DES ECOULEMENTS

II ETUDE DES ECOULEMENTS :

Les écoulements dans les canaux naturels ou artificiels sont des écoulements à surface libre[◊]. La surface libre est soumise à la pression atmosphérique. L'écoulement à surface libre est dû à la pente du fond du canal.



Canal naturel



Canal artificiel

II-1 PRESENTATION RAPIDE DES DIFFERENTS TYPES D'ECOULEMENT :

Selon la variabilité des différents paramètres (le débit, la géométrie, la hauteur d'eau, la pente, la rugosité) par rapport au temps et l'espace ; il existe plusieurs régimes d'écoulement.

a. Régime permanent :

En régime permanent le débit (Q) et la profondeur d'eau (y) sont constants dans le temps.

$$\frac{\partial Q}{\partial t} = 0 \Rightarrow \frac{\partial y}{\partial t} = 0$$

Le régime permanent peut être uniforme ou varié (graduel, rapide) selon la géométrie du canal.

b. Régime permanent uniforme :

En régime permanent uniforme les caractéristiques géométriques du chenal [section mouillée (S), pente (i), rugosité des parois (n), la profondeur (y)] sont constants tout au long du tronçon considéré.

$$S, i (> 0) \text{ et } \frac{\partial n}{\partial x} = 0 ; \frac{\partial Q}{\partial t} = 0$$
$$\frac{\partial y}{\partial t} = 0 \text{ et } \frac{\partial y}{\partial x} = 0$$

c. Régime permanent varié :

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 et la profondeur d'eau n'est pas constante.

Dans ce cas il existe les écoulements graduellement ou rapidement variés

$$\frac{\partial y}{\partial x} \neq 0 \text{ et } \frac{\partial n}{\partial x} \neq 0$$

d. Régime transitoire :

En régime transitoire le débit et la profondeur d'eau varient en fonction du temps en chaque point du cours d'eau

$$\frac{\partial Q}{\partial t} \neq 0 \text{ et } \frac{\partial y}{\partial t} \neq 0$$

Le régime transitoire peut être uniforme (cas rare) ou non uniforme (graduel, rapide).

L'écoulement d'un fluide réel dans un canal à surface libre engendre les forces suivantes :

- ✚ Force d'inertie
- ✚ Force de gravité
- ✚ Force de frottement (viscosité et rugosité)

Les équations réduites du mouvement font intervenir les coefficients ou nombre adimensionnels suivants :

- ✚ **Le nombre de Froude**, qui est le rapport entre les forces d'inertie et celles de gravité :

$$\frac{\rho g}{\rho U^2 / y_h} = \frac{g y_h}{U^2} = Fr^{-2} \Rightarrow Fr = \frac{U}{\sqrt{g y_h}} \quad y_h : \text{Profondeur hydraulique}$$

$$y_h = \frac{S}{B} \quad B : \text{Largeur au miroir du canal}$$

$$U : \text{Vitesse moyenne}$$

Le rôle du nombre de Froude est de permettre le classement des écoulements (Fluvial ; Torrentiel ou Critique).

- ✚ **Le nombre de Reynolds**, qui est le rapport entre les forces d'inertie et celles de frottement :

$$\frac{\mu U / y_h^2}{\rho U^2 / y_h} = \frac{\nu}{U y_h} = Re^{-1} \Rightarrow Re = \frac{U y_h}{\nu} \quad \text{Avec} \quad \nu = \frac{\mu}{\rho}$$

- ν : Viscosité cinématique du fluide (m²/s)
- ρ : Masse volumique du fluide (Kg masse/m³) ou (Kg s²/m⁴)
- μ : Viscosité absolue (Kg s/m²)

Le rôle du nombre de Reynolds est de permettre le classement des écoulements (Laminaire ; Turbulent ou de transition).

II-2 CALCUL DES PARAMETRES HYDRAULIQUES :

Pour les besoins des calculs, on a utilisé la formule de Chézy.

$$Q = C \cdot \sqrt{R_h} \cdot i \cdot S$$

Q : Débit (m³/s)

C: Coefficient de Chézy calculé par l'équation suivante :

$$C = 1/n \cdot R^{1/6}$$

n : Coefficient de Manning exprimant la rugosité

i : La pente du fond du canal

S : Section mouillée (m²)

Rh : Rayon hydraulique (m) ; Rh = S / P

P : Périmètre mouillé (m)

La figure ci-dessous illustre la division d'une portion d'un canal naturel en biefs. Chacun des tronçons ayant une pente différente de l'autre, cette variation de pente jouera un rôle déterminant dans le régime d'écoulement. Le calcul des différents paramètres sera détaillé ci après

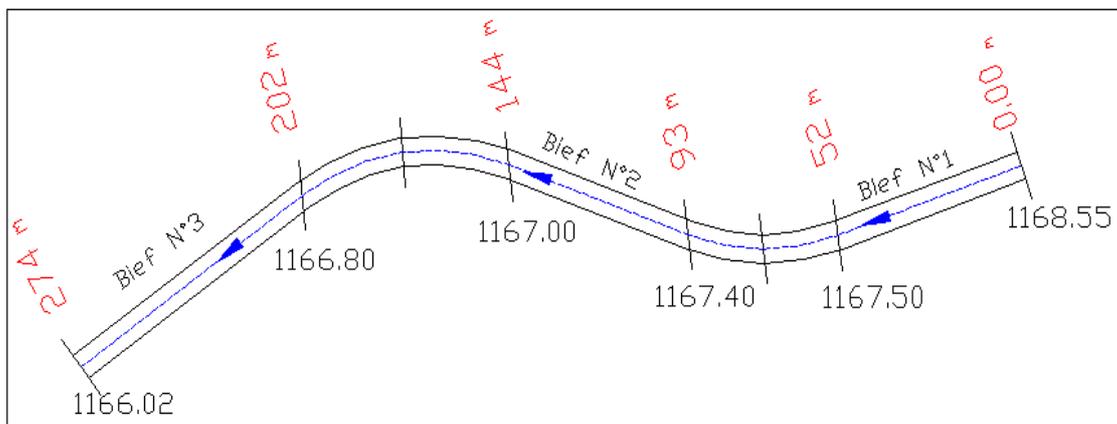


Fig.23 : Vue en plan d'un canal naturel divisé en biefs

✚ Calcul de la profondeur normale :

En exprimant la vitesse moyenne par l'équation de Manning-Strickler, le débit dans un canal est :

$$Q = U \cdot S = \frac{1}{n} \cdot R^{\frac{2}{3}} \cdot i^{\frac{1}{2}} \cdot S$$

Cette équation est résolue par itérations successives.

✚ Calcul de la profondeur critique :

Pour une section rectangulaire l'équation donnant la profondeur critique est :

$$y_c = \sqrt[3]{\frac{(Q/B)^2}{g}}$$

B : la largeur au miroir du canal (m)

✚ Énergie spécifique :

La charge spécifique est une fraction de la charge totale, on parle de la charge spécifique quand on se réfère au fond du canal ($z=0$)

$$H_s = y + \frac{U^2}{2.g} \quad U : \text{Vitesse moyenne}$$

✚ Les pertes de charges :

$$\text{On a } U = \frac{1}{n} \left(\frac{S}{P} \right)^{\frac{2}{3}} (i)^{\frac{1}{2}} \Rightarrow i = \frac{U^2}{\frac{1}{n^2} (R_h)^{\frac{4}{3}}}$$

Bief N° 1 : 0,00 m à 52 m

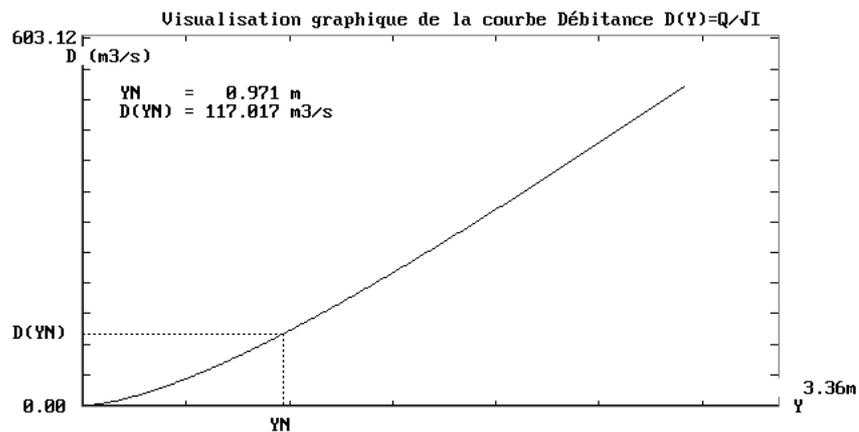
✚ **Calcul des débits :** (Application numérique faite par Excel)

La base du canal = 4 Coef. STRICKLER = 40,00
 Coef. Rugosité = 0,025 Pente du radier = 0,0201

Hauteur d'eau	Surface mouillée	Périmètre mouillé	Rayon hydraulique	Rh x I	Vitesse	Débit
0,9610	3,8440	5,9220	0,6491	0,0130	4,2514	16,3425
0,9660	3,8640	5,9320	0,6514	0,0131	4,2614	16,4659
0,9710	3,8840	5,9420	0,6537	0,0131	4,2713	16,5896

✚ **Vérification des débits par le logiciel CANALP :**

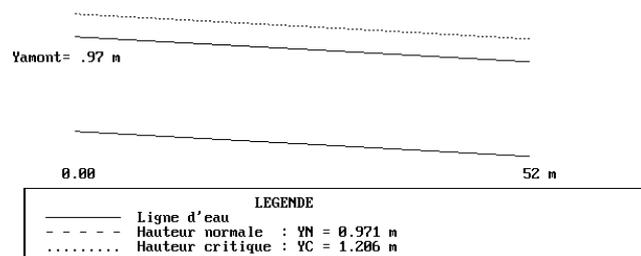
Débit (m ³ /s)	Vitesse (m/s)	Coefficient de STRICKLER	Pente (m/m)	Hauteur normale (m)	Hauteur critique (m)	Longueur du bief (m)
16,582	4,27	40	0,0201	0,971	1,206	52,00



✚ **Calcul de la ligne d'eau :**

Section	Abscisse (m)	Pas (m)	Hauteur (m)	Froude	Charge spécifique (m)	Perte de charge (mm/m)
Amont	0,00	0,00	0,970	1,3861	1,902	20,161
Aval	52,00	52,00	0,971	1,3649	1,901	19,571

Graphique de ligne d'eau de type T3



L'écoulement dans ce premier bief est un écoulement supercritique[◇] (Torrentiel).

Bief N° 2 : 93,00 m à 144 m

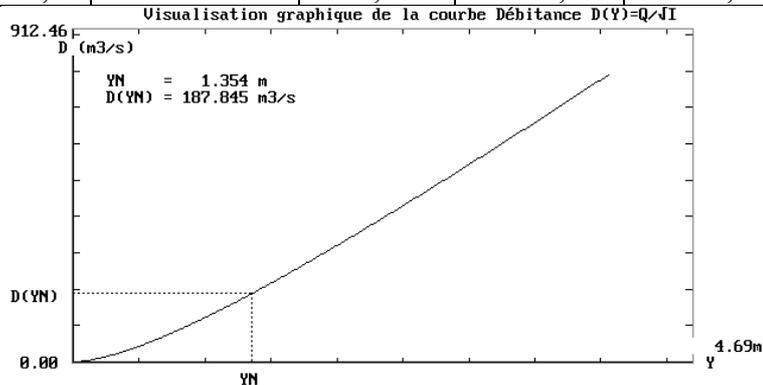
✚ **Calcul des débits :** (Application numérique faite par Excel)

La base du canal = 4 Coef. STRICKLER = 40,00
 Coef. Rugosité = 0,025 Pente du radier = 0,0078

Hauteur d'eau	Surface mouillée	Périmètre mouillé	Rayon hydraulique	Rh x I	Vitesse	Débit
1,3450	5,3800	6,6900	0,8042	0,0063	3,0550	16,4359
1,3500	5,4000	6,7000	0,8060	0,0063	3,0595	16,5214
1,3550	5,4200	6,7100	0,8077	0,0063	3,0640	16,6070

✚ **Vérification des débits par le logiciel CANALP :**

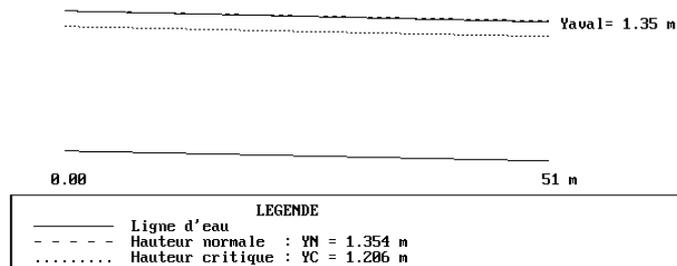
Débit (m ³ /s)	Vitesse (m/s)	Coefficient de STRICKLER	Pente (m/m)	Hauteur normale (m)	Hauteur critique (m)	Longueur du bief (m)
16,582	3,06	40	0,0078	1,355	1,206	51,00



✚ **Calcul de la ligne d'eau :**

Section	Abscisse (m)	Pas (m)	Hauteur (m)	Froude	Charge spécifique (m)	Perte de charge (mm/m)
Amont	0,00	52	1,354	0,8349	1,831	7,704
Aval	51	51	1,350	0,8442	1,832	7,865

Graphique de ligne d'eau de type F2



L'écoulement dans ce bief est un écoulement subcritique[◇] (**Fluvial**).

II-3 ÉCOULEMENT DANS UNE COURBE :

La courbe qui se trouve dans un canal rectiligne provoque un changement de direction de l'écoulement, si le débit Q à travers la courbe, la vitesse moyenne U , ainsi que la surface restent constants, le changement de pente provoque une surélévation sur le bord extérieur.



a. Surélévation dans un écoulement fluvial :

La surélévation maximale ΔZ_{\max} est à l'entrée de la courbe

$$\Delta Z = \frac{Br_0}{r_1 r_2} \frac{U^2}{2g}$$

Où r_0 : Le rayon de courbure ;

B : La largeur au miroir du canal ;

U : la vitesse moyenne

$$r_1 = r_0 - \frac{B}{2}$$

$$r_2 = r_0 + \frac{B}{2}$$

$$\Delta Z_1 = \frac{U^2}{2g} \left(\frac{r_0}{r_1} - 1 \right)$$

$$\Delta Z_2 = \frac{U^2}{2g} \left(1 - \frac{r_0}{r_2} \right)$$

$$\Delta Z = \Delta Z_1 + \Delta Z_2$$

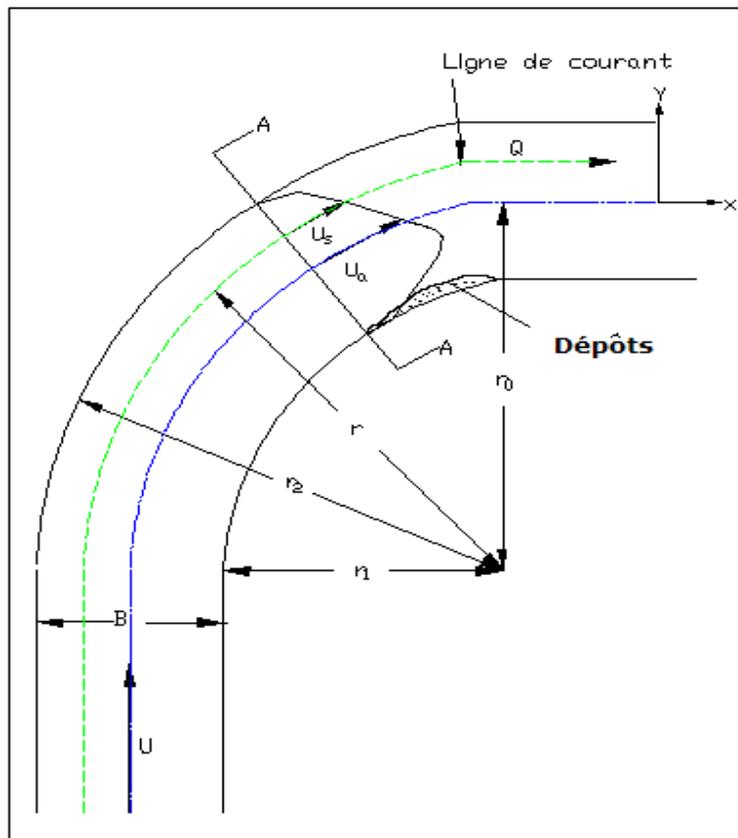


Fig.24 : Écoulement dans une courbe

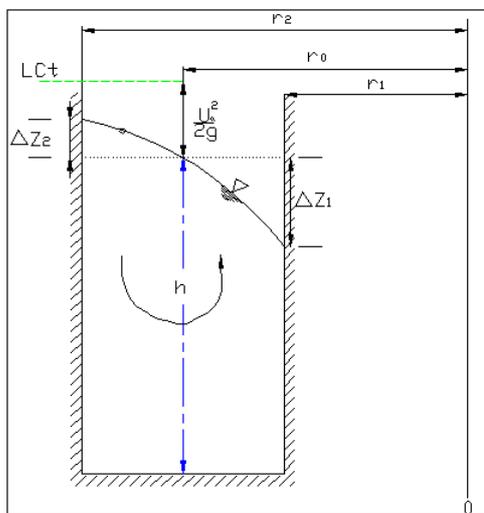


Fig.24-a Section A-A
Fond fixe

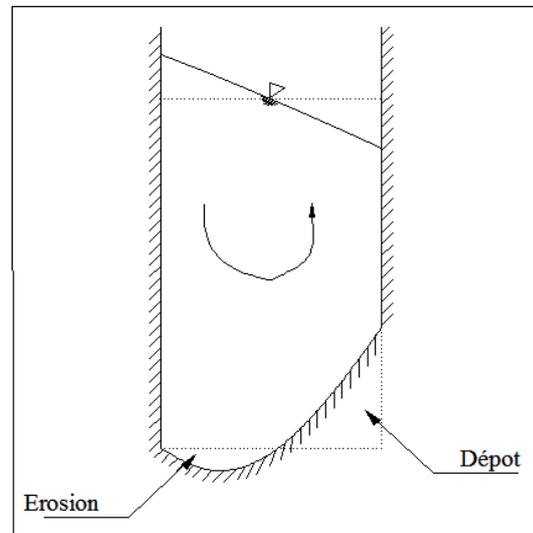


Fig.24-b Section A-A
Fond mobile

b. Surélévation dans un écoulement torrentiel:

La surélévation maximale ΔZ_{\max} est à la sortie de la courbe

$$\Delta Z = y_{\max} - y_{\min}$$

$$\sin(\beta) = \frac{1}{F_r}$$

Où F_r : Le nombre de Froude

$$y_{\max} = h_n Fr^2 \sin^2\left(\beta + \frac{\theta}{2}\right) \quad \text{Avec} \quad \text{tg}(\theta) = \frac{B}{\left(r_0 + \frac{B}{2}\right)\text{tg}(\beta)}$$

$$y_{\min} = h_n Fr^2 \sin^2\left(\beta - \frac{\theta}{2}\right)$$

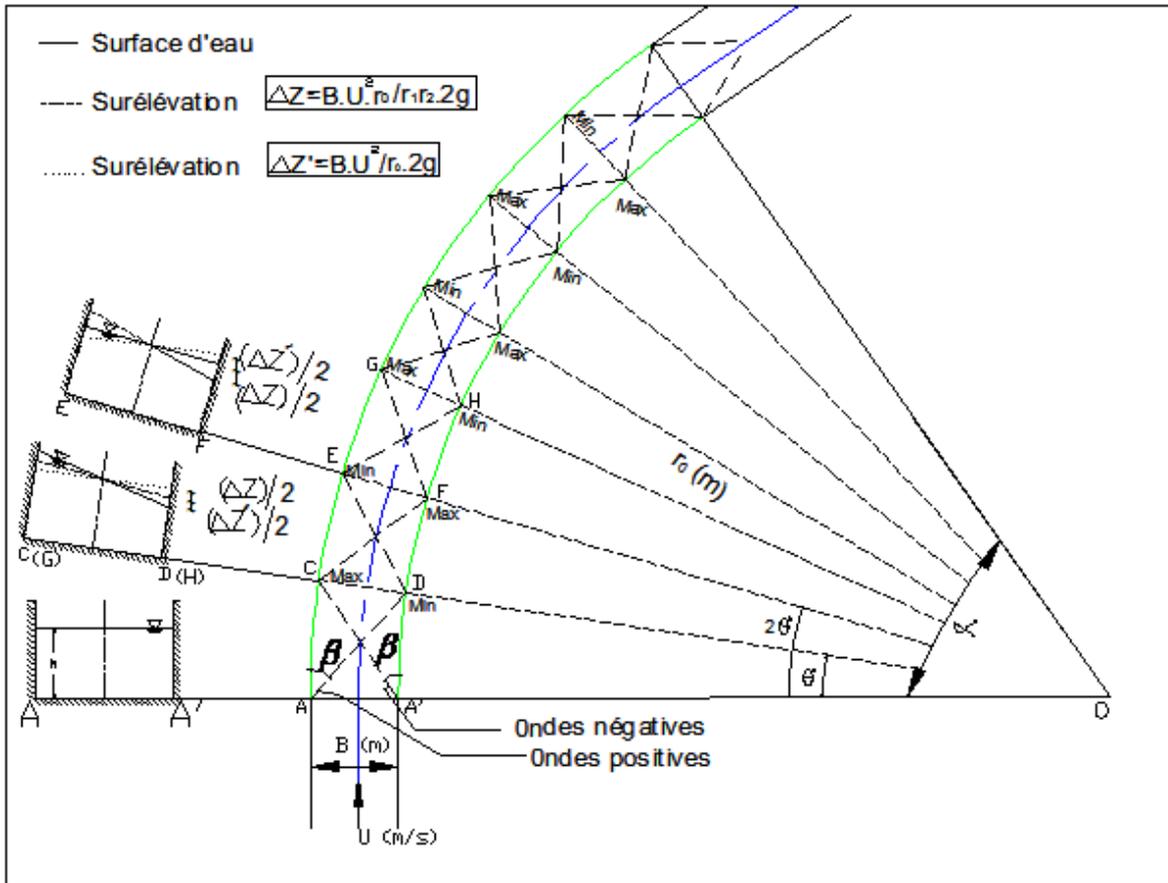


Fig.25 : Écoulement supercritique dans une courbe

Présentation de la hauteur d'eau normale ainsi que la hauteur critique à travers les trois différents régimes d'écoulements (torrentiel, Fluvial et Critique).

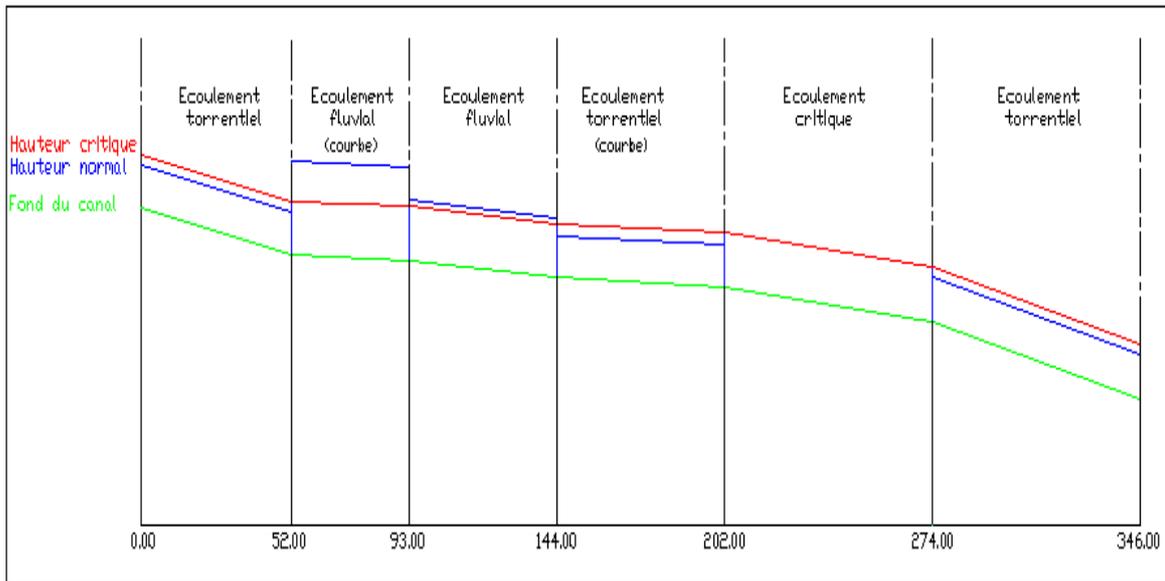


Fig.26 : La ligne d'eau du canal

Présentation de l'Énergie Spécifique en fonction de la profondeur d'eau pour un débit donné.

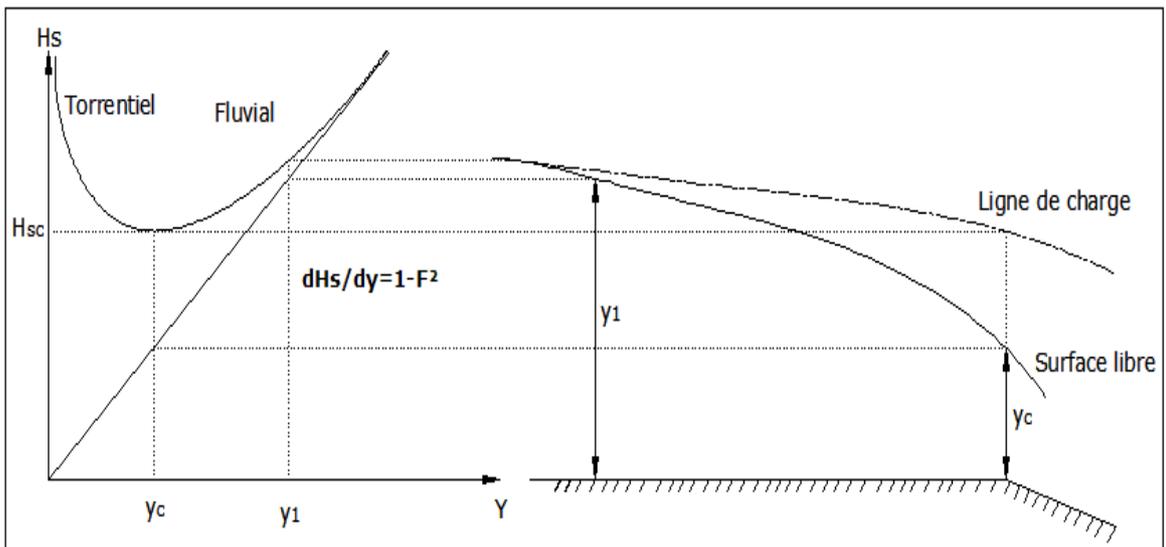


Fig.27 : Charge spécifique en fonction de la hauteur d'eau pour un débit donné

II-4 COURBES DE REMOUS :

Le remous en un point est la différence entre la profondeur du courant d'eau et la profondeur normale $|y-y_n|$ du régime uniforme pour le débit considéré. Il existe deux types de remous :

✚ Remous d'exhaussement (écoulement graduellement retardé),

$$(\partial y / \partial s) > 0 \text{ et}$$

$$(\partial U / \partial s) < 0$$

✚ Remous d'abaissement (écoulement graduellement accéléré).

$$(\partial y / \partial s) < 0 \text{ et}$$

$$(\partial U / \partial s) > 0$$

Le calcul d'une courbe de remous c'est la résolution d'une équation différentielle du premier ordre du type $\frac{dy}{dx} = f(x)$ connaissant une condition aux limites :

$$y = y_0 \text{ pour } x = x_0$$

La condition doit être donnée à l'amont si l'écoulement est torrentiel et à l'aval s'il est fluvial.

II-4-1 Calcul de la surface d'eau:

Il existe plusieurs méthodes pour le calcul de la surface d'eau dans les écoulements à surface libre :

✚ La méthode par approximations successives

✚ La méthode par intégration directe

✚ La méthode par intégration graphique

Quelle que soit la méthode de calcul, le résultat ne donnera que la ligne d'eau à une constante près. La position de cette ligne d'eau n'est arbitraire ; pour la situer, il s'impose obligatoirement de connaître le point de repère ou de contrôle.

a. Méthode par approximations successives

L'équation différentielle s'écrit comme suit :

$$\frac{d}{dx} \frac{(Q/S)^2}{2g} + \frac{dy}{dx} - j_f = -j_e = -\frac{(Q/S)^2}{C^2 R_h} \dots\dots\dots (1)$$

En multipliant l'équation par dx, on aura :

$$dy = \left(j_f - \frac{Q^2}{C^2 S^2 R_h} \right) dx - \frac{Q^2}{2g} d\left(\frac{1}{S^2}\right) \dots\dots\dots (2)$$

Passant de l'équation différentielle aux différences finies :

$$(y_{i+1} - y_i) = \left(j_f - \frac{Q^2}{\bar{C}^2 \bar{S}^2 \bar{R}_h} \right) (x_{i+1} - x_i) - \frac{Q^2}{2g} \left(\frac{1}{S^2_{i+1}} - \frac{1}{S^2_i} \right) \dots\dots\dots (3)$$

La profondeur d'eau y_i apparaît à l'abscisse x_i , tandis que la profondeur très proche y_{i+1} à l'abscisse x_{i+1} très proche

Les valeurs $\bar{C}, \bar{S}, \bar{R}_h$ correspondent à la valeur moyenne de la profondeur d'eau

supposée $\bar{y} = \frac{y_{i+1} + y_i}{2}$

L'équation (3) peut aussi s'écrire comme suit :

$$(y + Z)_{i+1} - (y + Z)_i = \left(-\frac{Q^2}{\bar{C}^2 \bar{S}^2 \bar{R}_h} \right) (x_{i+1} - x_i) - \frac{Q^2}{2g} \left(\frac{1}{S^2_{i+1}} - \frac{1}{S^2_i} \right) \dots\dots\dots(4)$$

Les deux formes de l'équation de mouvement (3) et (4) pour les cours d'eau.

En passant des différentielles aux différences finies, on obtient :

$$(H_s)_{i+1} - (H_s)_i = \left(j_f - \frac{\bar{U}^2}{\bar{C}^2 \bar{R}_h} \right) (x_{i+1} - x_i) \dots\dots\dots(5)$$

Pour tracer la surface d'eau on utilise les équations développées précédemment :

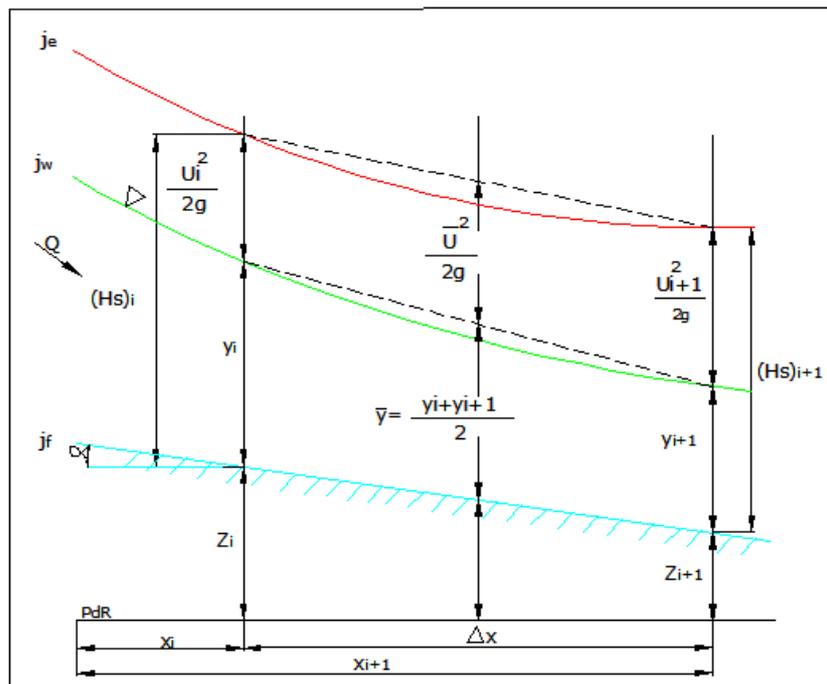


Fig.28 : Ecoulement non uniforme entre deux sections

i. Méthode des tronçons :

Pour un tronçon de faible distance, $\Delta x = (x_{i+1} - x_i)$ on trace la variation de la profondeur $\Delta y = (y_{i+1} - y_i)$

✚ x : Distance d'une section par rapport à l'origine. Le des sections est arbitraire.

✚ $\Delta x = x_i - x_{i-1}$;

✚ Δx : Distance entre la section (i) et la section précédente (i-1).

✚ $z = z_{i-1} + j_f \cdot \Delta x$;

✚ z : Cote du fond du canal par rapport à un plan de référence choisi, j_f est constante.

✚ y : Estimation pour la profondeur d'eau. Les itérations sont effectuées en variant cette valeur jusqu'à ce les charges totales H dans les colonnes 11 et 16 soient suffisamment proches.

✚ $\frac{U^2}{2g}$: Charge dynamique

✚ $H = z + y + \frac{U^2}{2g}$ où H : Charge totale

✚ $J_e = \frac{U^2 n^2}{R_h^{4/3}}$ où J_e : Pente de la ligne d'énergie par rapport à l'horizontale

J_f : Pente du fond du canal par rapport à l'horizontale ($J_f = i$)

✚ $\overline{J_e} = \frac{(J_e)_i + (J_e)_{i-1}}{2}$ où $\overline{J_e}$: Pente moyenne de la ligne d'énergie entre la section (i) et la section (i-1).

✚ $h_r = \overline{J_e} \cdot \Delta x$ où h_r : Perte de charge entre la section (i) et la section (i-1).

✚ $H_{cal} = (H_{i-1})_{cal} + C(h_r)_i$ où H_{cal} : Charge totale calculée avec l'équation (4) avec $C=1$ cas d'un écoulement fluvial

✚ $\Delta H = (H_i) - (H_i)_{cal}$ on arrête les itérations quand $\Delta H \approx 0$

Les résultats obtenus (Application numérique faite par Excel) sont illustrés dans le tableau ci-après :

METHODE PAR APPROXIMATION SUCCESSIVES [VARIATIONS DES TRONCONS (ΔX est fixée)]

Écoulement fluvial

base du canal = 4,0 *Coef. STRICKLER = 40,00* *$C_1 = 1$*
Pente des talus = 0,0 *Pente du radier = 0,0078*
Coef. Rugosité = 0,025 *Débit = 16,59*

X	ΔX	Z	y	S	P	Rh	Rh x I	U	$U^2/2g$	H	ΔH_s	Je	\bar{J}_e	hr	Hcal	ΔH
0			1,206	4,824	6,412	0,752	0,006	3,439	0,603	1,809	-	0,01080	-	-	-	0
5	5	0,039	1,221	4,884	6,442	0,758	0,006	3,397	0,588	1,848	0,039	0,01043	0,01062	0,05309	1,862	-0,0138
10	5	0,078	1,236	4,944	6,472	0,764	0,006	3,356	0,574	1,888	0,040	0,01008	0,01025	0,05127	1,899	-0,0115
15	5	0,117	1,251	5,004	6,502	0,770	0,006	3,315	0,560	1,928	0,040	0,00974	0,00991	0,04955	1,937	-0,0092
20	5	0,156	1,266	5,064	6,532	0,775	0,006	3,276	0,547	1,969	0,041	0,00942	0,00958	0,04790	1,976	-0,0071
25	5	0,195	1,281	5,124	6,562	0,781	0,006	3,238	0,534	2,010	0,041	0,00911	0,00927	0,04633	2,015	-0,0051
30	5	0,234	1,296	5,184	6,592	0,786	0,006	3,200	0,522	2,052	0,042	0,00882	0,00896	0,04482	2,055	-0,0031
35	5	0,273	1,311	5,244	6,622	0,792	0,006	3,164	0,510	2,094	0,042	0,00854	0,00868	0,04339	2,095	-0,0013
40	5	0,312	1,326	5,304	6,652	0,797	0,006	3,128	0,499	2,137	0,043	0,00827	0,00840	0,04202	2,136	0,0005
45	5	0,351	1,341	5,364	6,682	0,803	0,006	3,093	0,488	2,180	0,043	0,00801	0,00814	0,04071	2,177	0,0022
50	5	0,39	1,354	5,416	6,708	0,807	0,006	3,063	0,478	2,222	0,043	0,00780	0,00791	0,03953	2,219	0,0031
55	5	0,429	1,354	5,416	6,708	0,807	0,006	3,063	0,478	2,261	0,039	0,00780	0,00780	0,03900	2,261	0,0000

Interprétation des résultats

On calcule la profondeur d'eau dans les sections choisies le long du canal en se basant sur la balance des charges totales par rapport à un plan de référence voir équation (4).

Les calculs commencent au point de contrôle (1^{ère} ligne).

La profondeur d'eau étant connue dans cette section $y = y_c = 1,206$ m.

La section suivante est choisie arbitrairement.

Selon les résultats présentés dans le tableau précédent, l'écoulement non uniforme atteint la profondeur normale à une distance de $x = 55$ m du point de contrôle.

La ligne d'eau $y(x)$, est dessinée dans le graphique ci-dessous

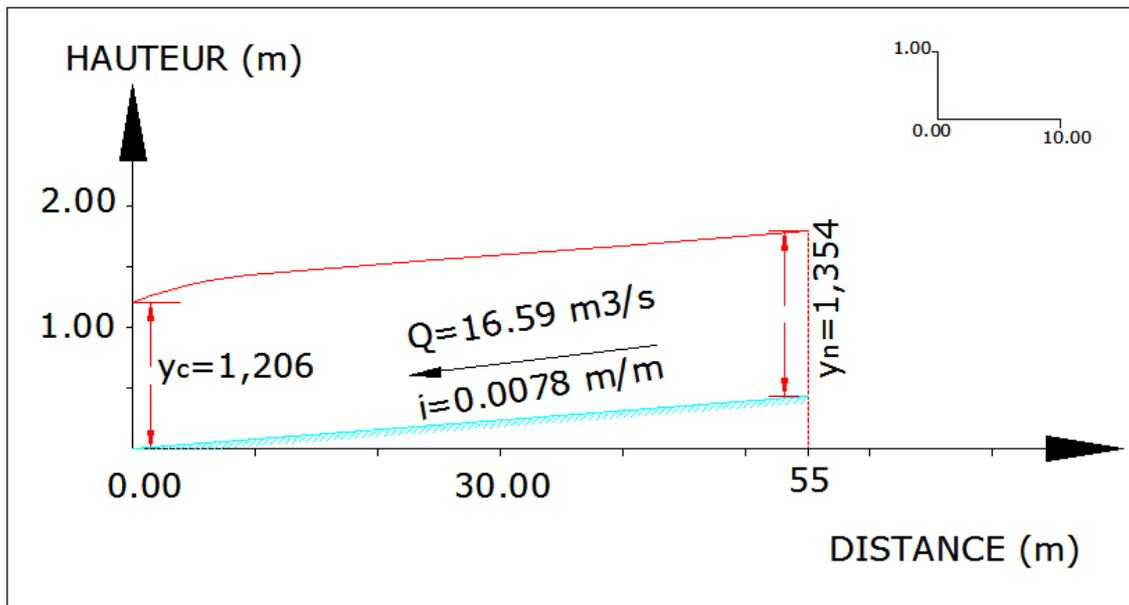


Fig.29 : Méthode des tronçons

ii. **Méthode des variations de profondeurs:**

Pour un tronçon de faible profondeur, $\Delta y = (y_{i+1} - y_i)$ on trace la distance

$\Delta x = (x_{i+1} - x_i)$ entre les deux profondeurs

✚ y : Profondeur d'eau .La ligne d'eau évolue de la hauteur critique vers la hauteur normale, la différence de hauteur est divisée arbitrairement en plusieurs intervalles.

✚ $H_s = y + \frac{U^2}{2g}$ où H_s : Charge spécifique

✚ $\Delta H_s = (H_s)_i - (H_s)_{i-1}$

✚ $\Delta x = C_1 \frac{\Delta H_s}{J_e - j_f}$ où

Δx : Distance entre la section (i) et la section précédente (i-1).

✚ $C_1=1$ cas d'un écoulement fluvial (calcul vers l'amont)

✚ x : Distance cumulée depuis la section de contrôle jusqu'à la section (i)

Les résultats obtenus (Application numérique faite par Excel) sont illustrés dans le tableau ci-après :

METHODE PAR APPROXIMATIONS SUCCESSIVES [VARIATIONS DES PROFONDEURS (Δh est fixée)]

base du canal = 4,0 *Coef. STRICKLER* = 40,00 $C_1 = 1$
Pente des talus = 0,0 *Pente du radier* = 0,0078
Coef. Rugosité = 0,025 *Débit* = 16,59

y	S	P	Rh	Rh x I	U	U ² /2g	Hs	ΔH_s	Je	\bar{J}_e	$\bar{J}_e - J_f$	ΔX	X
1,206	4,824	6,412	0,752	0,001	3,439	0,603	1,809	-	0,01080	-	-	-	0
1,221	4,883	6,442	0,758	0,001	3,397	0,588	1,809	0,000	0,01044	0,01062	0,00282	0,097	0,097
1,236	4,942	6,471	0,764	0,001	3,357	0,574	1,810	0,001	0,01009	0,01026	0,00246	0,322	0,418
1,250	5,002	6,501	0,769	0,001	3,317	0,561	1,811	0,001	0,00975	0,00992	0,00212	0,607	1,025
1,265	5,061	6,530	0,775	0,001	3,278	0,548	1,813	0,002	0,00944	0,00959	0,00179	0,979	2,004
1,280	5,120	6,560	0,780	0,001	3,240	0,535	1,815	0,002	0,00913	0,00928	0,00148	1,488	3,492
1,295	5,179	6,590	0,786	0,001	3,203	0,523	1,818	0,003	0,00884	0,00899	0,00119	2,222	5,715
1,310	5,238	6,619	0,791	0,001	3,167	0,511	1,821	0,003	0,00856	0,00870	0,00090	3,376	9,091
1,324	5,298	6,649	0,797	0,001	3,132	0,500	1,824	0,003	0,00830	0,00843	0,00063	5,452	14,543
1,339	5,357	6,678	0,802	0,001	3,097	0,489	1,828	0,004	0,00804	0,00817	0,00037	10,285	24,828
1,354	5,416	6,708	0,807	0,001	3,063	0,478	1,832	0,004	0,00780	0,00792	0,00012	34,231	59,059

Interprétation des résultats

La ligne d'eau est déterminée en calculant les distances entre les profondeurs présélectionnées dans l'intervalle $1,206 \leq y(m) \leq 1,354$.

Le calcul de la distance entre deux sections de profondeur connue est basé sur la balance des charges spécifiques exprimée par l'équation (5)

Selon les résultats présentés dans le tableau précédent, l'écoulement non uniforme atteint la profondeur normale à une distance de $x = 59,059$ m du point de contrôle.

La ligne d'eau $y(x)$, est dessinée dans le graphique ci-dessous

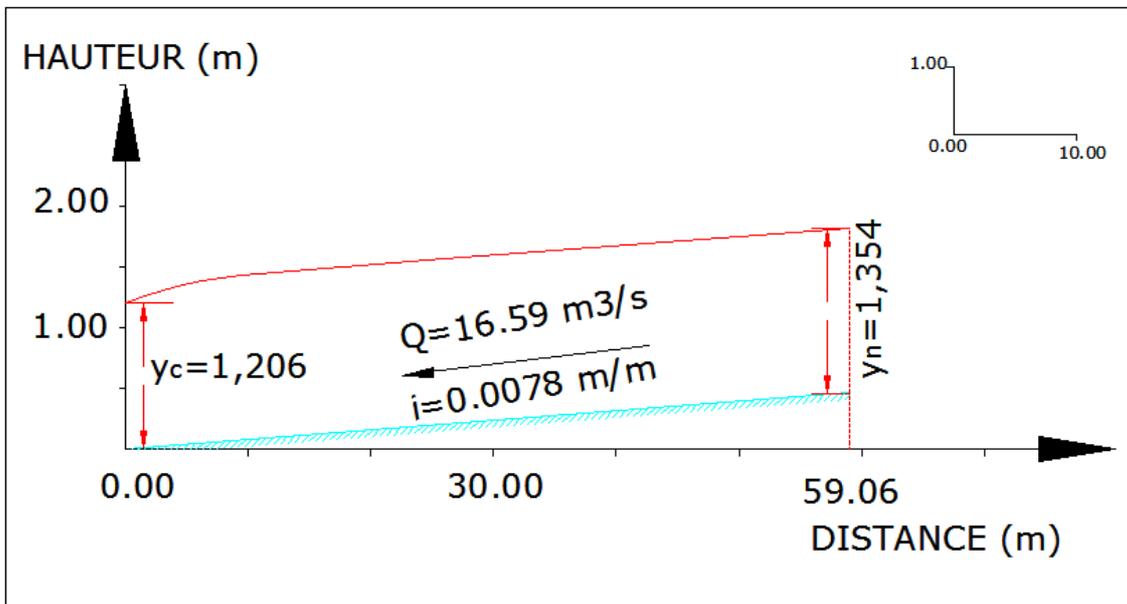


Fig.30 : Méthode variations de profondeurs

SYNTHESE

Les lignes d'eau calculées avec les deux méthodes (Variations de profondeurs & Méthode des tronçons) convergent plus lentement vers la profondeur normale et elles sont pratiquement identiques, et on note ici que la courbe de surface d'eau se raccorde à la profondeur normale.

La distance à laquelle l'écoulement atteint la profondeur normale est aussi quasi identique.

TROISIEME PARTIE

PREVISION DES SOLUTIONS D'AMENAGEMENT

III PREVISION DES SOLUTIONS D'AMENAGEMENT :

Depuis toujours, l'homme a aménagé les cours d'eau pour réduire les risques d'inondation. Cela s'est traduit essentiellement par des endiguements, des recalibrages[◇] ou la réalisation de grands barrages. Mais les aménagements réalisés à un endroit se répercutent sur la manière dont l'eau va s'écouler en aval. Ainsi, les conséquences des endiguements sont parfaitement connues : ils augmentent le niveau de l'eau et la vitesse du courant. De ce fait, l'eau est plus vite évacuée du secteur à protéger, mais cette eau arrive plus rapidement en aval, ce qui aggrave les inondations de cet endroit. Les travaux de protection contre les inondations doivent donc être aussi envisagés en fonction de leurs conséquences en aval.

En effet, l'évaluation du risque d'inondation doit s'appuyer sur des estimations fiables des niveaux d'eau et des vitesses locales, que ce soit en zone rurale (problèmes de stockage, érosion ou dépôt de limon) ou dans les plaines d'inondation urbanisées (problèmes de vulnérabilité).

La modélisation se heurte à plusieurs difficultés lorsque interviennent des débordements de l'écoulement du lit mineur dans les lits majeurs contigus.

Dans ce cas, les écoulements sont dits « en lit composé » et sont caractérisés par une forte interaction entre, d'une part, l'écoulement rapide et profond du lit mineur et, d'autre part, l'écoulement relativement lent et peu profond du lit majeur.

Les lits majeurs peuvent en outre présenter une morphologie très variable le long d'une même rivière, et en particulier des variations de largeur. Ces dernières donnent naissance à des transferts de masse entre lit mineur et lit majeur qui, a priori, se superposent aux transferts turbulents classiques dus au gradient de vitesses entre lits.

III-1 LES DIFFERENTS TYPES D'AMENAGEMENT :

Une fois la situation du risque est décrite, il est possible de faire une prévision^o d'un large éventail d'aménagements qui pourra a priori participer à la réduction des conséquences des écoulements provoquant les inondations.

Ces aménagements peuvent être prévus au niveau du bassin versant, dans les réseaux primaires et dans le lit majeur des cours d'eau.

Comme évoqué précédemment, le risque résulte de la conjonction d'un aléa et d'une vulnérabilité ceci souligne l'importance d'agir sur les deux volets :

Réduction de l'aléa et réduction de la vulnérabilité.

III-1-1 ATTENUATION DE L'ALEA :

L'objectif d'une stratégie de réduction de l'aléa est de réduire des eaux sur les zones comportant de forts enjeux humains et économiques à l'échelle du bassin versant.

L'atténuation de l'aléa possède deux grands principes :

✚ L'augmentation des capacités d'écoulement consiste à modifier le cours d'eau de telle sorte qu'il puisse supporter un débit plus important sans qu'il ait débordement. Les aménagements concernés sont :

- a. Recalibrage du cours d'eau*
- b. Endiguement du cours d'eau*
- c. Reboisement*
- d. Recalibrage des ouvrages d'art*
- e. Recalibrage des systèmes d'évacuation de l'eau*

✚ L'augmentation des capacités de stockage consiste à stocker pendant un certain temps un volume d'eau de telle sorte à laminier le débit de pointe en aval de la zone de stockage. Le débit étant moins fort. Le débordement est moins important. Les aménagements qui permettent ce type de comportement :

- f. Préservation des zones d'expansion des crues*
- g. Barrage ou retenue d'eau*
- h. Réservoirs d'orage*

✚ Limitation des vitesses d'écoulement, soit au niveau du bassin versant, soit au niveau du cours d'eau. En réalisant ces travaux qui ont pour objet la lutte contre le ruissellement et l'érosion des sols, par conséquent la régularisation du débit liquide du cours d'eau et la diminution du débit solide. Parmi ces aménagements citons ici deux exemples :

i. Correction torrentielle

j. Épis

a. Recalibrage du cours d'eau :

Il s'agit de modifier la géométrie du lit du cours d'eau (abaissement de la ligne de fond, augmentation de la section en travers) pour modifier la valeur de la crue de plein bord. À l'instar de l'endiguement, le recalibrage du cours d'eau a un effet positif mais également des effets potentiellement négatifs à l'aval de son implantation. Le recalibrage du cours d'eau implique également des modifications à grande échelle de la dynamique géomorphologique du cours d'eau, dont les effets peuvent être négatifs (abaissement de la nappe phréatique, problème de transport solide etc....)

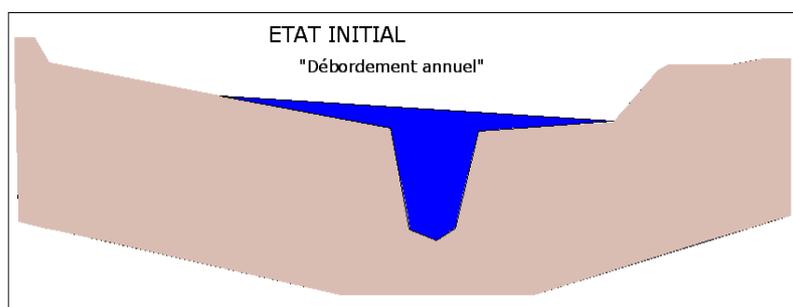


Fig.31 : Etat initial

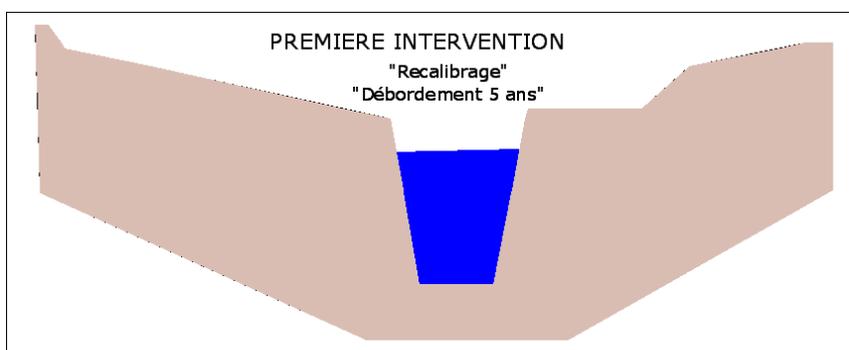


Fig.32 : Première intervention

b. Endiguement du cours d'eau :

Les digues vont permettre au cours d'eau d'accepter un débit supérieur à celui de plein bord sans qu'il y ait débordement.

L'effet d'un endiguement est d'empêcher le débordement pour des crues dont les débits sont inférieurs à ceux de la crue de projet. Au-delà de ces débits, le débordement aura lieu, ses conséquences sont souvent accrues du fait de vitesses d'écoulement importantes là où se produit la submersion.

L'endiguement a un effet positif, mais également des effets négatifs à l'aval de son implantation.

La réalisation de digues implique un risque supplémentaire sur le territoire protégé en cas de rupture de la digue, même sans submersion (cas des renards). Ce risque expose très sévèrement sur la vie des riverains

c. Reboisement :

Le processus de reboisement est basé sur : La nature du sol ; la qualité de la plante efficace et le type de climat. La végétation favorise la rétention, ralentit les temps de réponse et atténue les volumes ainsi que les débits de pointe mesurés sur le bassin versant.

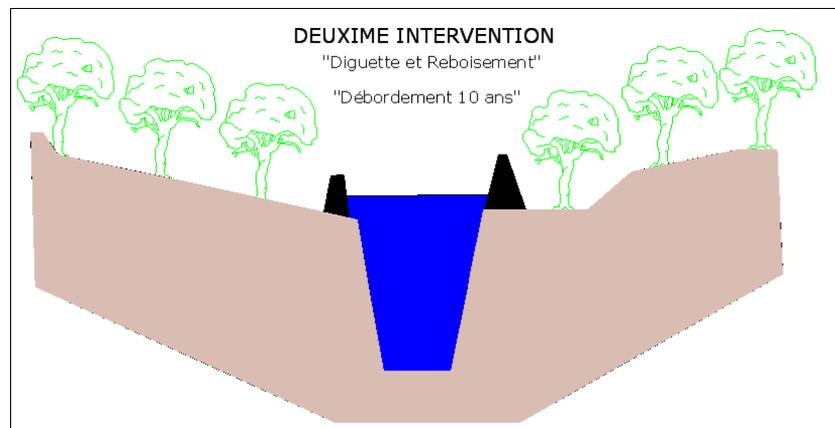


Fig.33 : Deuxième intervention

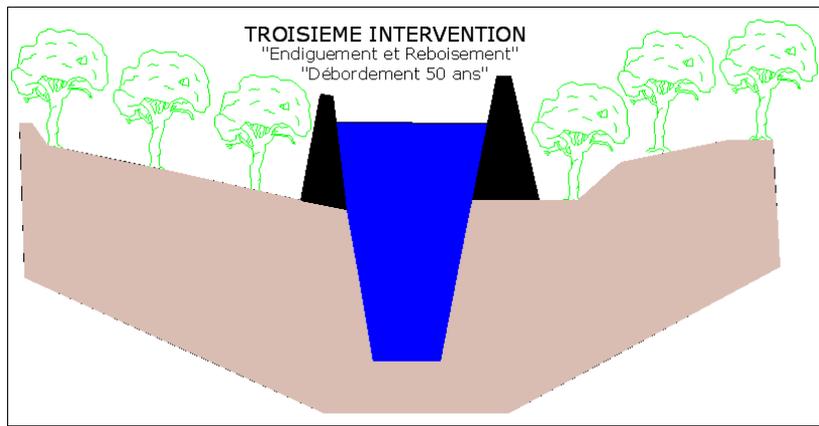


Fig.34 : Troisième intervention

Au plan de la tenue des berges, un arbre peut jouer différents rôles selon, sa taille, sa position et son espèce citons ici le platane qui tapisse la berge et la protège de l'érosion.



Au plan morphologique, la végétation a un rôle important. Lorsque la végétation existe au niveau des berges, le lit est moins large plus profond et la pente des berges est plus forte.

d. Recalibrage des ouvrages d'art :

Cette opération consiste à modifier l'architecture des ouvrages d'art pour leur permettre de laisser passer un débit plus important en cas de crue et limiter les possibilités d'embâcles. L'effet est essentiellement en amont de l'ouvrage d'art.



e. Recalibrage des systèmes d'évacuation de l'eau :

Cette opération consiste à modifier les capacités d'écoulement des systèmes d'évacuation des eaux pluviales pour éviter que leur engorgement ne provoque des inondations dues aux précipitations sur une zone urbanisée. Il peut également s'agir de modifier un défaut des systèmes d'évacuation qui n'empêche pas l'eau du cours en crue de refouler.

f. Préservation — restauration — création des zones d'expansion des crues :

Il s'agit de préserver ou de restaurer des zones connues d'expansion de crues du cours d'eau. Ceci implique généralement de contrôler l'occupation de la zone d'expansion de crues de telle sorte que la submersion de la zone ne soit pas finalement remise en compte. Les effets positifs sont à une échelle plus ou moins locale en fonction de la surface de stockage effectivement en jeu.

g. Retenues d'eau :

Une retenue crée un espace de stockage de l'eau de la crue. Elles peuvent être en eau seulement au moment de la crue ou de façon permanente. Dans ce dernier cas, elles ne sont que rarement construites dans un seul but de protection contre les inondations, mais ont également des objectifs de soutien d'étiage, de production hydro-électrique, de récréation.

Ces objectifs, qui sont souvent prioritaires, sont potentiellement contradictoires avec les objectifs de protection contre les inondations dans le sens où ils nécessitent que les retenues soient hautes en période de bas étiage.

Les retenues ont un effet d'écèlement^o des crues en aval de leur emplacement. Au final, le même volume total circule dans le cours d'eau en aval de la retenue, mais sur une plus longue durée. Le débit maximum par rapport à une situation sans écètements est atténué. Les retenues provoquent une inondation d'une portion du territoire en amont de leur construction.

Ce type de mesure modifie complètement l'hydrologie du cours d'eau aval, notamment sa partie aléatoire. En supposant qu'une retenue soit construite à l'aval d'un territoire considéré, ce qui était par exemple le débit de pointe associé à ce qui était considéré comme centennale auparavant sur ce territoire a toutes les chances d'être associé avec une période de retour bien plus importante. De la même façon, les Hydrogrammes de crue vont être modifiés dans leur forme, sous l'effet de l'écèlement.

Ces retenues peuvent avoir différentes échelles d'effet du local ou global selon leur importance.

La réalisation d'une retenue implique un risque supplémentaire sur le territoire en aval lié à la rupture de cette retenue en pleine eau. Les normes sont d'ailleurs très strictes vis-à-vis de ce risque qui expose très sévèrement les vies des riverains en aval.

h. Réservoirs d'orage :

Ce sont des retenues très spécifiques en milieu urbain qui visent à stocker, même momentanément, l'eau des pluies qui sinon aurait ruisselé, pour limiter le ruissellement sur une petite partie du territoire.

Il existe des aménagements réalisés dans les versants et peuvent avoir de nombreux avantages, par exemple sur les ruissellements des crues, sur l'érosion ou sur le temps de transfert des pollutions. Ces aménagements constituent des obstacles linéaires disposés perpendiculairement à la pente favorables au ralentissement dynamique de l'écoulement (diminution de la vitesse des eaux de ruissellement pendant les averses intenses) et moins exigeants en terme de protection contre les crues, citons :

- ✚ Les embroussailllements,
- ✚ Les fossés, les haies, et les talus,
- ✚ Les corrections torrentielles et les banquettes inherbées.....

i. Correction torrentielle :

C'est une technique qui a pour objectif de limiter les vitesses des écoulements dans les cours d'eau ayant des régimes torrentiels.

Un torrent est corrigé par la construction d'un nombre de digues successives transversales sur les lits des canaux naturels. Le nombre de digues est donné par la

formule suivante
$$N = L \frac{P - i}{H}$$

L : Longueur du canal naturel

P : Pente moyenne du lit

H : Hauteur moyenne des digues (1-4) m

i : Pente de compensation (pentes inter-digues elle est inférieure à la pente moyenne du lit) $i \approx 0.01$.



j. Les épis :

Un épi est une structure enracinée à la berge, établie transversalement par rapport au cours d'eau. Les épis constituent des obstacles à l'écoulement de l'eau et provoquent un régime de vitesse décroissant de la tête vers l'enracinement et entraînent un changement de direction de courant à leur voisinage.

En basses eaux, sans déversement, les courants forment des tourbillons à axe vertical.

En hautes eaux, avec déversement par-dessus l'épi, il se forme d'autres tourbillons à axe horizontal qui se superposent aux premiers.

Implantation des épis :

L'espacement entre les épis dépend de la largeur de la rivière, de leur longueur et de leur nature. Théoriquement, pour qu'un système d'épis soit efficace, il faut que l'écart entre deux épis successifs soit de l'ordre d'une fois et demi (1,5) leur longueur moyenne.

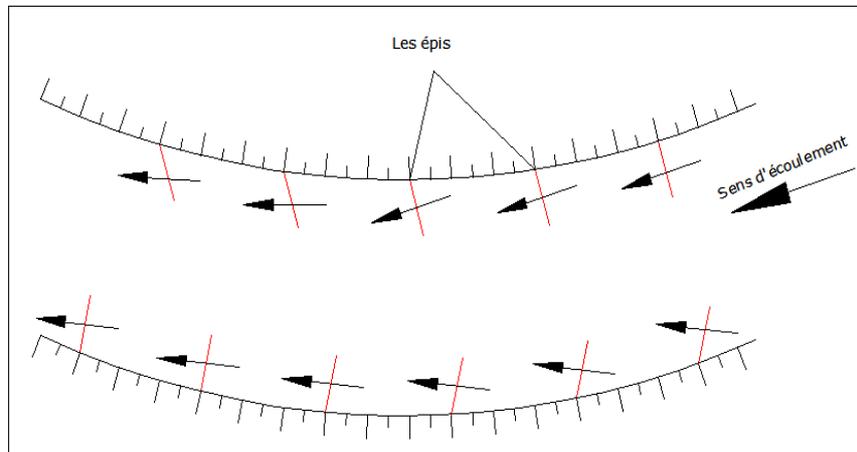


Fig.35 : Implantation des épis

Dans tous les cas la mise en œuvre concrète de ces techniques se fera dans un double souci :

- ✚ Développer une réflexion spécifique d'adaptation au bassin versant traité,
- ✚ Prendre en compte systématiquement les mises en danger éventuelles que ces aménagements peuvent eux-mêmes provoquer.

III-1-2 ATTENUATION DE LA VULNERABILITE

Les actions de réduction de la vulnérabilité peuvent être envisagées à de nombreuses échelles de temps :

- ✚ Long terme : Planification de l'occupation des sols ;
- ✚ Moyen terme : Mesures constructives ;
- ✚ Court terme : Mesures d'urgence.

Afin d'éviter le surcroît de la vulnérabilité, une attention toute particulière doit être accordée aux facteurs suivants :

a. L'influence des facteurs anthropiques :

Les facteurs anthropiques constituent des facteurs aggravants et ont un rôle fondamental dans la formation et l'augmentation des débits des crues des cours d'eau.

b. L'urbanisation et l'implantation d'activité dans les zones inondables :

Elles constituent la première cause d'aggravation du phénomène. En parallèle, l'augmentation du niveau de vie et le développement des réseaux d'infrastructures ont accru dans des proportions notables la valeur globale des biens et la fragilité des activités exposées (vulnérabilité).

c. La diminution des champs d'expansion des crues :

Consécutives à l'urbanisation et parfois aggravées par l'édification de digues ou de remblais, elles ont pour conséquence une réduction de l'effet naturel d'écrêtement des crues, bénéfique aux secteurs habités en aval des cours d'eau.

d. L'aménagement parfois hasardeux des cours d'eau :

Beaucoup de rivières ont été modifiées localement sans se soucier des conséquences en amont ou en aval. Ces aménagements inappropriés du territoire (suppression de méandres, endiguement, etc.) peuvent avoir pour conséquences préjudiciables l'accélération de crues en aval et l'altération du milieu naturel.

e. La défaillance des dispositifs de protection :

Le rôle des dispositifs de protection (digues, déversoirs) peut être limité. Leur mauvaise utilisation et leur manque d'entretien peuvent parfois exposer davantage la plaine alluviale que si elle n'était pas protégée.

f. L'utilisation ou l'occupation des sols sur les pentes des bassins versants :

Toute modification de l'occupation du sol (déboisement, suppression des haies, pratiques agricoles, imperméabilisation) empêchant le laminage[◇] des crues et la pénétration des eaux, favorise une augmentation du ruissellement, un écoulement plus rapide et une concentration des eaux. Aussi le sens des cultures joue un rôle important dans le phénomène de ruissellement, non seulement du point de vue de la quantité d'eau ruisselée mais également de la quantité de matériaux emportés. L'idéal est de cultiver dans un sens parallèle aux lignes de niveau.

IV CONCLUSION :

Tout au long de ce travail, nous avons orienté les différents axes de recherche vers l'atténuation des risques d'inondation. Pour cela l'approche fondée sur l'analyse de l'espace a permis de répondre à différentes questions.

La première est : Comment analyser un risque d'inondation ? Pour mieux appréhender ce phénomène on a utilisé la méthode d'inondabilité permettant de traduire le risque d'un élément de surface en comparant les deux variables l'aléa et la vulnérabilité.

La seconde question est : de savoir quelle est la typologie des régimes d'écoulement en crue?

Enfin, la troisième question est : Comment assurer des aménagements mieux intégrés soit au niveau du bassin versant soit au niveau du lit du cours d'eau tout en étudiant leur impact sur le processus des écoulements en amont et en aval et aussi permettant :

- ✚ L'amélioration de l'efficacité de la solution envisagée ;
- ✚ La réduction des coûts tant d'investissement que d'entretien des ouvrages concernés ;
- ✚ La faveur des équilibres naturels qu'ils soient géomorphologiques ; géochimiques ou biologiques ?

Il ne faut pas en rester là cependant d'autres recherches sont encore nécessaires pour améliorer et compléter ce travail et le rendre plus efficace à l'avenir, parmi ces pistes de recherches :

- ✚ La stabilisation et meilleure définition du concept de régime hydrologique ;
- ✚ L'intégration des données socio-économiques et biologiques ;
- ✚ La prise en compte des critères de qualité de l'eau (*Aspect Environnemental*).

Ces améliorations et compléments répondront au mieux aux préoccupations d'ordre sociales et environnementales telles qu'elles s'expriment aujourd'hui et telles qu'elles évolueront demain.

V **BIBLIOGRAPHIE :**

Ouvrages :

- ✚ O Gilard. (1998) « Les bases techniques de la méthode Inondabilité »,
Edition Cemagref, 207p.

- ✚ G Réménieras. (1986) « L'hydrologie de l'ingénieur »
Edition Eyrolles ; Paris, 453p.

- ✚ W.H Garf en collaboration avec M.S Altinakar. (1993) « Hydraulique
Fluviale tome 1-Écoulement permanent uniforme et non uniforme » vol 16 ,
261p.

- ✚ M Carlier. (1972) « Hydraulique Générale et Appliquée »,
Edition Eyrolles ; Paris, 565p.

- ✚ I.N.R.H.Constantine. (1985) « Analyse fréquentielle des pluies de l'Algérie
Synthèse régionale », 43p.

- ✚ G Jamme. (1974) « Travaux Fluviaux »,
Edition Eyrolles ; Paris, 165p.

- ✚ A Lencastre. (2002, Troisième tirage) « Hydraulique Générale »,
Editions Eyrolles ; Paris, 630p.

- ✚ P Berteau. (2004) « Le Ralentissement Dynamique pour la prévention des
inondations », Edition Cemagref , 131p.

- ✚ A Sari .(2002) « Initiation à l'hydrologie de surface »,
Editions Distribution Houma ; Alger, 223p.

- ✚ A Christophe. (2003) « 1 une science de la nature », Editions ISBN2-88074-
546-2 ; Lausanne, 309p.

- ✚ J.P. Laborde. (2000) « Eléments d'hydrologie de surface », Institut National Polytechnique de Lorraine, 249p.
- ✚ J Miquel. (1984) « Guide pratique d'estimation des probabilités de crues », Editions Eyrolles ; Paris, 159p.

Sites sur Internet :

- ✚ www.engref.fr/coursenligne/Hydraulique
- ✚ www.lyon.cemagref.fr/hh/hydraulique
- ✚ www.cemagref.fr/informations/Actualites/theses
- ✚ www.isere.fr/
- ✚ www.pim.net/citoyen/définition_risque_majeur
- ✚ www.ete.inrs.ca/activites/groupe/chaire_hydro
- ✚ www.engerf.fr/coursenligne/Hydraulique

Thèses :

- ✚ Thèse Sandrine Le Clerc (2004). Revisiter la notion de scénario hydrologique de référence pour la caractérisation des inondations.
- ✚ Thèse Sébastien Proust (2005). Écoulements non uniformes en lits composés : effets de variations de largeur du lit majeur.
- ✚ Thèse Pierre Javelle (2001). Caractérisation du régime des crues : Le modèle Débit- durée- fréquence convergent. Approche locale et régionale.
- ✚ Thèse Cyril Mazauric (2003). Assimilation de données pour les modèles d'hydraulique fluviale. Estimation de paramètres, analyse de sensibilité et décomposition de domaine.
- ✚ Thèse Benjamin Graff (2004). Prédétermination des débits de crue des petits bassins versants torrentiels.
- ✚ G. Degoutte Aide mémoire d'hydraulique à surface libre (chapitre 1)

- ✚ Thèse Abdeddaim Hakima (1991). Etude des infiltrations et du danger du phénomène de renard dans les barrages en terre.
- ✚ Etude Abdeddaim Hakima (2004). Etude de protection de la ville de Foug-Toub contre les inondations.

VI METHODES ET LOGICIELS :

- ✚ Méthode inondabilité : Pour analyser le risque d'inondation ;
- ✚ Méthode volumétrique : Pour prédéterminer le débit des crues ;
- ✚ Méthode des QdF : Pour déterminer l'aléa et la vulnérabilité ;
- ✚ Méthode des approximations successives : Pour calculer la surface d'eau ;

Les logiciels utilisés sont :

- ✚ MAPINFO PROF 6.5 : Différentes cartes du B.V ;
- ✚ CANALP : Graphiques et calcul des paramètres hydrauliques dans le régime permanent uniforme ;
- ✚ HYDROLAB : Analyse statistique des pluies ;
- ✚ Profil : Élaboration du profil en long du cours d'eau ;
- ✚ DHYDRO 1.3 : Hydrogramme de crues à partir d'une pluie brute.
- ✚ AUTOCAD 2004 : D.A.O

ANNEXES

VII ANNEXES

VII-2-1 ANNEXE N° 01 (Pluviométrie moyenne mensuelle) :

Station: FOUM TOUB – 070406

Source : A.N.R.H Constantine

MOIS	SEP	OCT	NOV	DEC	JAN	FEV	MAR	AVR	MAI	JUN	JUL	AOU	Total
ANNEES													
1926 - 1927	23,0	7,8	76,5	42,3	39,2	40,8	87,8	6,9	79,5	1,0	0,0	11,5	416,3
1927 - 1928	60,3	77,5	15,4	44,6	79,8	42,1	64,3	5,8	34,4	5,5	70,6	25,3	525,6
1928 - 1929	32,0	60,2	16,8	32,1	16,0	49,3	205,6	15,8	111,2	25,4	17,8	34,8	617,0
1929 - 1930	34,0	34,8	88,5	10,8	9,8	45,8	47,2	59,6	30,6	35,1	0,0	2,1	398,3
1932 - 1933	37,6	69,2	21,4	71,7	40,0	52,6	147,2	28,7	49,9	26,5	7,4	10,2	562,4
1933 - 1934	43,4	10,8	86,7	43,6	56,5	22,3	82,9	89,6	58,9	13,3	23,0	2,5	533,5
1934 - 1935	80,6	86,6	109,0	7,2	78,3	50,6	59,4	83,6	49,5	20,5	24,0	25,6	674,9
1935 - 1936	34,8	81,4	32,4	44,3	13,7	5,8	24,8	53,5	25,1	30,7	6,9	37,2	390,6
1936 - 1937	22,0	63,5	126,9	80,7	30,3	11,3	16,6	8,2	37,1	0,0	38,0	44,3	478,9
1937 - 1938	43,6	21,3	20,2	37,8	13,5	38,5	1,0	80,3	27,5	8,2	2,7	2,0	296,6
1938 - 1939	10,3	85,1	61,8	62,1	10,2	135,7	37,3	155,5	158,3	18,7	10,0	26,0	771,0
1939 - 1940	69,4	1,5	81,8	2,0	108,1	6,5	77,3	5,0	15,8	60,2	0,0	51,8	479,4
1940 - 1941	22,7	26,3	16,6	48,9	46,7	14,2	105,7	58,0	113,7	29,0	14,5	52,9	549,2
1941 - 1942	118,4	64,6	42,9	6,2	5,5	36,8	58,2	12,7	12,1	24,7	0,0	13,7	395,8
1942 - 1943	94,2	11,0	13,5	137,3	6,6	32,5	64,0	63,9	15,5	3,5	12,5	5,1	459,6
1969 - 1970	145,1	173,3	0,0	41,4	13,3	2,2	18,3	159,7	63,4	6,2	3,8	0,0	626,7
1970 - 1971	4,5	32,8	0,0	18,7	22,6	64,8	26,6	5,8	58,0	0,2	23,6	0,0	257,6
1971 - 1972	64,4	55,9	43,2	24,7	74,3	29,4	61,8	78,8	36,3	53,7	0,0	22,5	545,0
1972 - 1973	103,6	50,5	24,8	49,7	41,1	41,2	99,2	40,0	2,0	20,1	0,0	54,1	526,3
1973 - 1974	32,2	10,7	17,2	141,4	2,5	30,1	39,0	43,4	9,0	15,1	11,9	4,5	357,0
1974 - 1975	2,0	53,4	19,9	9,6	48,3	69,4	51,6	34,2	63,0	1,6	8,7	0,6	362,3
1975 - 1976	25,1	9,1	73,6	20,6	55,4	40,1	92,1	51,0	43,0	71,8	41,3	18,6	541,7
1976 - 1977	84,9	27,0	124,3	18,2	29,9	3,6	44,8	48,3	92,5	22,9	0,0	22,4	518,8
1977 - 1978	0,0	0,0	55,7	1,5	5,3	34,5	13,4	25,8	27,2	4,0	0,0	36,4	203,8
1978 - 1979	5,9	33,3	3,9	0,0	15,3	39,9	15,2	88,3	15,1	0,0	0,0	0,0	216,9
1979 - 1980	49,4	16,6	15,5	8,0	10,9	22,1	90,8	55,6	72,4	6,0	0,0	0,0	347,3
1980 - 1981	40,1	5,0	9,6	168,3	8,5	64,3	48,6	18,0	5,5	34,9	0,0	23,7	426,5
1981 - 1982	71,2	14,2	8,2	14,5	49,5	35,5	36,7	109,0	70,4	47,6	0,0	13,2	470,0
1982 - 1983	40,0	81,6	90,3	7,4	5,8	15,9	37,7	2,0	15,1	7,5	0,0	7,0	310,3
1983 - 1984	1,6	67,8	10,1	26,6	44,6	122,9	43,8	34,2	3,1	0,0	0,0	12,8	367,5
1984 - 1985	0,0	94,1	10,5	94,3	42,8	11,2	74,3	28,6	105,3	0,0	0,0	0,0	461,1
1985 - 1986	72,1	28,5	13,4	18,6	32,2	10,0	101,1	37,6	25,0	3,5	10,5	9,5	362,0
1986 - 1987	56,4	67,1	48,4	40,1	7,3	31,2	21,4	7,8	33,3	17,5	34,8	18,1	383,4
1988 - 1989	56,0	25,2	55,8	88,7	16,7	24,6	10,7	40,2	63,5	91,3	34,1	124,4	631,2
1989 - 1990	59,9	15,4	21,0	33,5	228,2	0,0	54,8	81,3	102,3	6,0	9,5	71,3	683,2
1991 - 1992	53,5	69,3	19,1	26,5	38,1	51,4	103,1	36,6	88,1	9,2	39,3	19,1	553,3
1992 - 1993	43,5	9,4	48,5	56,5	38,1	37,3	36,4	12,1	18,6	14,5	0,0	17,7	332,6
1993 - 1994	21,3	41,9	24,4	83,9	42,5	27,7	41,5	23,9	7,0	14,5	42,0	18,2	388,8
1994 - 1995	45,9	86,1	22,0	15,6	88,3	3,0	88,0	25,8	5,5	31,9	18,4	32,1	462,6
1995 - 1996	62,1	19,2	5,2	30,2	148,0	111,1	97,8	67,0	25,8	39,9	19,5	15,4	641,2
1996 - 1997	12,4	0,0	5,5	15,5	23,1	12,9	24,7	37,2	3,8	21,3	8,0	66,0	230,4
1997 - 1998	88,7	27,3	64,4	60,3	7,2	22,8	49,2	91,4	92,5	20,5	0,0	26,6	550,9
1998 - 1999	12,7	22,6	29,1	17,9	91,5	22,6	23,3	9,4	18,1	34,2	9,7	13,8	304,9
1999 - 2000	23,3	23,0	97,8	139,7	14,6	8,2	9,0	2,7	70,7	31,7	1,0	62,0	483,7
2000 - 2001	117,8	12,2	12,3	19,3	30,0	3,6	2,8	10,0	61,9	0,0	2,5	22,2	294,6
Moyenne	47,2	41,6	39,6	43,6	40,7	35,1	56,4	45,2	47,0	20,7	12,1	23,9	453,1

VII-1-2 ANNEXE N° 02 (Pluviométrie journalières) :

Station: FOUM TOUB – 070406

Source : A.N.R.H Constantine

MOIS	SEP	OCT	NOV	DEC	JAN	FEV	MAR	AVR	MAI	JUN	JUL	AOU	Maxi
ANNEES													
1926 - 1927	8,2	4,2	35,7	14,1	8,2	11,6	29,0	5,9	24,1	1,0	0,0	5,5	35,7
1927 - 1928	23,1	25,0	15,0	13,4	22,0	12,5	12,3	5,0	16,5	5,5	16,6	10,0	25,0
1928 - 1929	20,0	24,2	6,4	7,2	4,5	10,2	63,1	10,5	32,8	7,5	14,2	8,4	63,1
1929 - 1930	10,8	12,0	51,9	7,1	8,2	16,2	26,2	38,1	22,4	20,0	0,0	2,1	51,9
1932 - 1933	17,2	20,5	5,1	14,0	13,6	16,1	21,2	14,1	13,1	24,2	5,3	10,2	24,2
1933 - 1934	38,1	6,8	23,2	10,0	25,3	13,2	20,1	55,0	21,6	11,2	11,2	2,5	55,0
1934 - 1935	22,1	37,2	42,3	6,2	20,5	25,5	24,4	34,9	32,2	12,0	19,2	12,0	42,3
1935 - 1936	25,2	13,2	15,8	40,1	10,4	2,2	14,1	34,2	12,2	27,5	4,2	14,1	40,1
1936 - 1937	19,4	21,2	72,2	30,5	11,0	5,0	13,0	6,0	22,1	0,0	38,0	18,5	72,2
1937 - 1938	29,0	20,3	16,0	8,5	4,2	10,0	1,0	13,1	14,2	4,0	1,5	2,0	29,0
1938 - 1939	4,3	32,0	25,2	20,0	4,2	38,3	10,5	40,2	34,7	6,5	5,5	15,0	40,2
1939 - 1940	39,2	1,0	22,6	1,5	37,0	2,2	41,8	2,5	6,0	24,0	0,0	30,5	41,8
1940 - 1941	16,2	11,0	8,2	14,6	18,0	9,5	56,4	32,8	40,0	17,0	6,5	44,0	56,4
1941 - 1942	16,2	15,0	15,0	1,8	5,0	20,5	18,0	11,7	7,5	10,0	0,0	12,5	20,5
1942 - 1943	13,8	11,0	4,5	38,4	4,0	9,5	40,5	43,5	8,0	2,0	4,5	3,6	43,5
1969 - 1970	57,0	78,3	0,0	10,4	7,7	2,2	8,9	61,4	39,4	3,8	2,8	0,0	78,3
1970 - 1971	4,5	28,2	0,0	11,7	9,3	30,8	6,3	5,3	28,5	0,2	17,3	0,0	30,8
1971 - 1972	25,7	37,9	12,6	17,4	22,1	14,7	17,6	31,2	10,4	34,2	0,0	18,9	37,9
1972 - 1973	27,5	43,4	24,8	20,2	13,7	13,1	22,0	36,3	1,5	10,3	0,0	21,4	43,4
1973 - 1974	13,7	4,2	13,0	59,8	2,5	10,1	11,5	17,6	9,0	9,1	11,8	3,0	59,8
1974 - 1975	1,7	46,8	15,3	3,7	22,8	30,0	19,6	21,6	12,8	1,6	8,7	0,4	46,8
1975 - 1976	14,8	5,5	41,0	11,2	16,2	14,2	32,6	17,9	9,8	31,9	11,4	17,0	41,0
1976 - 1977	41,9	8,0	48,2	7,5	9,1	3,6	27,0	32,8	29,8	19,9	0,0	8,6	48,2
1977 - 1978	0,0	0,0	52,8	1,5	2,0	29,8	3,2	9,9	7,8	2,5	0,0	15,7	52,8
1978 - 1979	5,9	22,2	2,1	0,0	7,4	19,7	3,1	30,2	5,7	0,0	0,0	0,0	30,2
1979 - 1980	28,5	5,1	5,0	2,8	5,3	10,6	38,5	16,6	20,7	6,0	0,0	0,0	38,5
1980 - 1981	17,0	1,0	6,0	55,8	3,3	14,0	20,6	11,0	4,5	24,0	0,0	16,0	55,8
1981 - 1982	18,4	8,4	6,8	6,2	9,5	7,5	12,9	33,0	18,2	29,5	0,0	6,0	33,0
1982 - 1983	19,3	40,4	31,4	2,6	2,8	8,5	14,9	2,0	7,1	3,1	0,0	7,0	40,4
1983 - 1984	1,6	27,7	4,2	7,8	12,2	50,4	12,8	14,6	3,1	0,0	0,0	4,7	50,4
1984 - 1985	0,0	55,2	10,5	33,4	9,9	4,0	16,0	14,8	38,4	0,0	0,0	0,0	55,2
1985 - 1986	38,2	16,9	8,0	6,9	10,5	6,0	37,1	30,7	19,2	2,2	10,5	3,5	38,2
1986 - 1987	27,3	28,2	14,7	8,3	4,0	12,1	8,7	5,3	13,3	11,3	30,2	6,2	30,2
1988 - 1989	36,6	18,4	22,8	25,6	6,5	12,7	4,0	24,0	25,5	42,4	19,1	65,5	65,5
1989 - 1990	31,5	7,8	13,9	10,6	139,0	0,0	13,5	18,5	47,7	4,6	7,0	21,4	139,0
1991 - 1992	29,8	13,7	10,3	10,2	10,7	22,5	20,1	14,7	27,0	5,0	19,5	13,0	29,8
1992 - 1993	22,0	4,2	16,0	31,0	21,6	13,5	13,8	10,0	7,7	8,0	0,0	10,5	31,0
1993 - 1994	9,7	22,7	12,4	60,5	13,5	11,7	31,5	7,0	3,1	12,5	34,0	13,0	60,5
1994 - 1995	14,6	39,5	12,5	6,9	25,0	1,8	28,2	13,5	5,0	12,0	10,7	19,4	39,5
1995 - 1996	14,0	7,5	3,3	17,0	45,0	19,0	36,4	22,0	18,8	18,4	11,6	6,0	45,0
1996 - 1997	8,1	0,0	3,8	3,5	4,8	8,0	10,5	8,5	3,2	10,5	1,8	28,5	28,5
1997 - 1998	25,5	8,8	45,2	41,5	4,1	9,4	17,9	41,5	49,7	19,5	0,0	17,5	49,7
1998 - 1999	7,4	8,7	8,0	11,5	35,7	6,4	9,8	9,4	9,4	28,2	4,1	7,1	35,7
1999 - 2000	11,5	19,2	39,4	54,7	8,0	3,8	2,7	1,9	25,2	19,7	1,0	59,5	59,5
2000 - 2001	57,1	5,2	5,5	7,7	7,6	1,6	2,8	4,6	27,5	0,0	2,5	21,7	57,1
Moyenne	20,3	19,3	18,9	17,2	15,3	13,2	19,9	20,3	18,6	12,1	7,3	13,4	46,5

VII-2 ANNEXE N° 03 : (Loi RACINE NORMALE)

Ajustement à une loi racine-normale

Taille n=45

Moy.de \sqrt{x} =21,04983667

Écart-type \sqrt{x} =3,202970642

I.C. à (en%)=80

U Gauss=1,28

Valeurs de départ	Valeurs classées	Ordre de classement	Fréquence Expérim.	Variab. réduite	Valeur Expérim.	Valeur théorique	Borne inférieure	Borne supérieure
416,3	203,8	1	0,0111	-2,3	203,8	188,4	153,8	218,3
525,6	216,9	2	0,0333	-1,8	216,9	230,3	197,2	258,8
617,0	230,4	3	0,0556	-1,6	230,4	254,3	222,4	281,9
398,3	257,6	4	0,0778	-1,4	257,6	272,3	241,2	299,3
562,4	294,6	5	0,1000	-1,3	294,6	287,1	256,9	313,6
533,5	296,6	6	0,1222	-1,2	296,6	300,0	270,4	326,1
674,9	304,9	7	0,1444	-1,1	304,9	311,6	282,6	337,4
390,6	310,3	8	0,1667	-1,0	310,3	322,3	293,7	347,8
478,9	332,6	9	0,1889	-0,9	332,6	332,2	304,1	357,5
296,6	347,3	10	0,2111	-0,8	347,3	341,5	313,8	366,7
771,0	357,0	11	0,2333	-0,7	357,0	350,4	323,1	375,5
479,4	362,0	12	0,2556	-0,7	362,0	359,0	332,0	383,9
549,2	362,3	13	0,2778	-0,6	362,3	367,2	340,5	392,2
395,8	367,5	14	0,3000	-0,5	367,5	375,3	348,8	400,2
459,6	383,4	15	0,3222	-0,5	383,4	383,1	356,8	408,1
626,7	388,8	16	0,3444	-0,4	388,8	390,8	364,7	415,9
257,6	390,6	17	0,3667	-0,3	390,6	398,4	372,4	423,6
545,0	395,8	18	0,3889	-0,3	395,8	405,9	380,1	431,2
526,3	398,3	19	0,4111	-0,2	398,3	413,4	387,6	438,9
357,0	416,3	20	0,4333	-0,2	416,3	420,8	395,0	446,5
362,3	426,5	21	0,4556	-0,1	426,5	428,2	402,5	454,2
541,7	459,6	22	0,4778	-0,1	459,6	435,6	409,8	461,9
518,8	461,1	23	0,5000	0,0	461,1	443,1	417,2	469,7
203,8	462,6	24	0,5222	0,1	462,6	450,6	424,7	477,6
216,9	470,0	25	0,5444	0,1	470,0	458,2	432,1	485,7
347,3	478,9	26	0,5667	0,2	478,9	466,0	439,7	493,9
426,5	479,4	27	0,5889	0,2	479,4	473,9	447,3	502,3
470,0	483,7	28	0,6111	0,3	483,7	481,9	455,1	511,0
310,3	518,8	29	0,6333	0,3	518,8	490,2	463,1	519,9
367,5	525,6	30	0,6556	0,4	525,6	498,7	471,2	529,1
461,1	526,3	31	0,6778	0,5	526,3	507,4	479,5	538,7
362,0	533,5	32	0,7000	0,5	533,5	516,6	488,2	548,7
383,4	541,7	33	0,7222	0,6	541,7	526,1	497,1	559,2
631,2	545,0	34	0,7444	0,7	545,0	536,1	506,5	570,3
683,2	549,2	35	0,7667	0,7	549,2	546,6	516,3	582,0
553,3	550,9	36	0,7889	0,8	550,9	557,9	526,7	594,6
332,6	553,3	37	0,8111	0,9	553,3	570,0	537,9	608,2
388,8	562,4	38	0,8333	1,0	562,4	583,1	549,9	623,1
462,6	617,0	39	0,8556	1,1	617,0	597,6	563,2	639,5
641,2	626,7	40	0,8778	1,2	626,7	614,0	577,9	658,2
230,4	631,2	41	0,9000	1,3	631,2	632,8	594,9	679,8
550,9	641,2	42	0,9222	1,4	641,2	655,3	615,1	705,8
304,9	674,9	43	0,9444	1,6	674,9	684,0	640,6	739,2
483,7	683,2	44	0,9667	1,8	683,2	725,0	676,7	787,1
294,6	771,0	45	0,9889	2,3	771,0	805,1	746,7	881,9

Test Khideux = 0,99777

VII-3 ANNEXE N° 04 : (Loi de GUMBEL)

Ajustement à une loi de Gumbel

Taille n=45

$X_0=37,82$

$1/\alpha=15,05$

I.C. à (en%)=80

U Gauss=1,2817

Valeurs de départ	Valeurs classées	Ordre de classement	Fréquence Expérim.	Variable réduite	Valeur Expérim.	Valeur théorique	Borne inférieure	Borne supérieure
35,7	20,5	1	0,011	-1,504	20,5	15,2	8,8	19,8
25,0	24,2	2	0,033	-1,224	24,2	19,4	13,8	23,5
63,1	25,0	3	0,056	-1,061	25,0	21,8	16,7	25,7
51,9	28,5	4	0,078	-0,938	28,5	23,7	18,9	27,4
24,2	29,0	5	0,100	-0,834	29,0	25,3	20,8	28,8
55,0	29,8	6	0,122	-0,743	29,8	26,6	22,4	30,1
42,3	30,2	7	0,144	-0,660	30,2	27,9	23,8	31,2
40,1	30,2	8	0,167	-0,583	30,2	29,0	25,1	32,3
72,2	30,8	9	0,189	-0,511	30,8	30,1	26,3	33,4
29,0	31,0	10	0,211	-0,442	31,0	31,2	27,5	34,4
40,2	33,0	11	0,233	-0,375	33,0	32,2	28,6	35,4
41,8	35,7	12	0,256	-0,311	35,7	33,1	29,7	36,3
56,4	35,7	13	0,278	-0,248	35,7	34,1	30,7	37,3
20,5	37,9	14	0,300	-0,186	37,9	35,0	31,7	38,2
43,5	38,2	15	0,322	-0,124	38,2	35,9	32,7	39,2
78,3	38,5	16	0,344	-0,064	38,5	36,9	33,6	40,1
30,8	39,5	17	0,367	-0,003	39,5	37,8	34,6	41,1
37,9	40,1	18	0,389	0,057	40,1	38,7	35,5	42,0
43,4	40,2	19	0,411	0,118	40,2	39,6	36,4	43,0
59,8	40,4	20	0,433	0,179	40,4	40,5	37,3	44,0
46,8	41,0	21	0,456	0,240	41,0	41,4	38,3	45,0
41,0	41,8	22	0,478	0,303	41,8	42,4	39,2	46,1
48,2	42,3	23	0,500	0,367	42,3	43,3	40,1	47,1
52,8	43,4	24	0,522	0,431	43,4	44,3	41,0	48,3
30,2	43,5	25	0,544	0,498	43,5	45,3	42,0	49,4
38,5	45,0	26	0,567	0,566	45,0	46,3	42,9	50,6
55,8	46,8	27	0,589	0,636	46,8	47,4	43,9	51,8
33,0	48,2	28	0,611	0,708	48,2	48,5	44,9	53,1
40,4	49,7	29	0,633	0,784	49,7	49,6	45,9	54,4
50,4	50,4	30	0,656	0,862	50,4	50,8	47,0	55,8
55,2	51,9	31	0,678	0,944	51,9	52,0	48,1	57,3
38,2	52,8	32	0,700	1,031	52,8	53,3	49,3	58,8
30,2	55,0	33	0,722	1,123	55,0	54,7	50,5	60,5
65,5	55,2	34	0,744	1,220	55,2	56,2	51,8	62,2
139,0	55,8	35	0,767	1,325	55,8	57,8	53,2	64,1
29,8	56,4	36	0,789	1,439	56,4	59,5	54,7	66,2
31,0	57,1	37	0,811	1,564	57,1	61,4	56,3	68,5
60,5	59,5	38	0,833	1,702	59,5	63,4	58,1	71,0
39,5	59,8	39	0,856	1,858	59,8	65,8	60,1	73,9
45,0	60,5	40	0,878	2,037	60,5	68,5	62,4	77,2
28,5	63,1	41	0,900	2,250	63,1	71,7	65,1	81,2
49,7	65,5	42	0,922	2,514	65,5	75,7	68,5	86,1
35,7	72,2	43	0,944	2,862	72,2	80,9	73,0	92,6
59,5	78,3	44	0,967	3,384	78,3	88,8	79,6	102,3
57,1	139,0	45	0,989	4,494	139,0	105,5	93,6	123,1

Test Khideux = 0,99325

VII-4 GLOSSAIRE :

Ce glossaire rassemble les principaux termes techniques utilisés dans ce mémoire.

Aléa : Événement aléatoire qui traduit la probabilité d'occurrence d'une inondation sur un site donné et de ces caractéristiques physiques. Sa présentation dans le modèle inondabilité, sous forme d'une variable unique TAL.

Bief : Tronçon d'un cours d'eau ou d'un canal, généralement compris entre deux sections intéressantes soit en matière d'aménagement, soit pour des mesures.

Crue : Période de hautes eaux, de durée plus au moins longue, consécutive à des averses plus au moins importantes.

Crue de référence : Terme utilisé parfois en lieu et place de crue de projet, cela est le cas quand on choisit pour une crue de projet une crue historique observée.

Durée caractéristique d'une crue : C'est la durée continue de dépassement de la moitié du débit de pointe d'un événement de crue particulier.

Écosystème : Mot issu de la théorie des systèmes appliquée à l'environnement qui traduit un ensemble complexe regroupant un milieu physique et les organismes biologiques qui le peuplent en interactions constantes.

Écoulement à surface libre : C'est un écoulement dont la surface est en équilibre avec la pression atmosphérique, à une cote ou une altitude qui peut varier pour satisfaire cette condition. Ceci sert à le différencier de l'écoulement en charge.

Écoulement critique : Écoulement qui correspond au minimum de la fonction $H(y)$, charge spécifique en fonction de la profondeur. On l'obtient pour un nombre de Froude égal à 1.

Écoulement subcritique (Fluvial) : Écoulement qui se produit avec une profondeur supérieure à la profondeur critique ces écoulements correspondent généralement à des biefs peu pentus et à des écoulements calmes. On les obtient pour un nombre de Froude inférieur à 1.

Écoulement supercritique (Torrentiel) : Écoulement qui se produit avec une profondeur inférieure à la profondeur critique ces écoulements correspondent généralement à des biefs à fortes pentes et à des écoulements fortement énergétiques (induisant souvent des transports solides conséquents). On les obtient pour un nombre de Froude supérieur à 1.

Écrêtement : Action d'écrêter, c'est-à-dire de niveler au-delà d'un certain seuil ou d'égaliser en supprimant les éléments extrêmes.

Étiage : Niveau annuel le plus bas atteint par un cours d'eau en un point donné.

Fonction de production : Passage de la pluie totale à la pluie nette génératrice des crues.

Hydrogramme : Graphique de variation des débits en fonction du temps souvent spécialisé : Hydrogramme de crue.

Inondabilité : Terme issu du mot inondable pour décrire l'aptitude à l'inondation de certains sites ou certaines parcelles.

Laminage : Amortissement d'une crue avec diminution du débit de pointe ou étalement de son volume dans le temps par effet de stockage et de déstockage dans un réservoir compte tenu de la loi hauteur-débit de l'évacuateur et de la courbe de remplissage du réservoir (lits majeurs des cours d'eaux qui ce rôle au moment des crues).

Lit : Milieu physique dans lequel coule un cours d'eau. Lieu préférentiel de l'écoulement.

Modèle : Représentation concrète ou abstraite d'une réalité physique, économique, sociale, ou autre, élaborée dans le but de simuler son fonctionnement, ou son comportement, afin d'en tirer toute conséquence concernant l'estimation de ses paramètres, son évolution, les prévisions de son exploitation.

Monodimensionnel : Limité à une seule dimension. Se dit en particulier des modèles hydrauliques 1D qui privilégient la direction principale de l'écoulement et traitent les équations de l'hydraulique après intégration sur le profil en travers ce qui permet d'utiliser des variables moyennées par section en travers : cote ou niveau d'eau, vitesse du courant, débit, etc.

Nombre de Froude : Nombre caractéristique en hydraulique qui permet de différencier les écoulements fluviaux et torrentiels.

Période de retour : C'est la durée moyenne qui sépare deux occurrences (événements) successives. La période de retour T est relié à la fréquence au dépassement F par la relation : $T=1 /F$.

Prévision : Action de prévoir. Action permettant, grâce à des observations effectuées à un instant (t) donné, de donner une estimation de ce qui peut arriver à un instant futur ($t+dt$).

Profil en long : Levé topographique particulier qui se fait dans l'axe d'une ligne particulière, comme le lit mineur d'un cours d'eau.

Profil en travers : Levé topographique qui se fait perpendiculairement à un axe défini par ailleurs, souvent l'axe du lit mineur d'un cours d'eau.

Quantile : Se dit de la valeur prise par une variable aléatoire pour une probabilité donnée.

Recalibrage : Opération qui consiste à modifier la section hydraulique d'un cours d'eau pour augmenter sa débitance et diminuer la probabilité des débordements.

Régime : Condition particulière dans laquelle se produit un phénomène : régime d'écoulement.

Vulnérabilité : Qualification des dommages que pourraient causer une inondation si elle survenait : plus les dommages potentiels sont grands, plus la vulnérabilité du lieu est forte. La quantification de cette vulnérabilité par une variable équivalente TOP.