

3/04

République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
DEPARTEMENT D'HYDRAULIQUE



المدرسة الوطنية المتعددة التخصصات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

Projet de fin d'étude
*Pour l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état
en hydraulique*

Thème

**Etude de l'évacuateur de
crue du barrage de transfert
du Chélif (Système M.A.O)**

Proposé et dirigé par :

M. A. BERMAD
M. S. ABAS

Etudié par

M. A. A SALHI

Promotion Juin 2004

E.N.P, avenue Hassen-Badi, B.P 182 EL HARRACH, ALGER

40/3

Dédicaces

A mes parents Avec toute ma reconnaissance

A tous les membres de ma famille

*A tout ceux qui, par leur aide, leur réconfort ou leur contribution personnelle
m'ont permis de réaliser ce travail.*

REMERCIEMENTS

Au-delà des convenances, je veux assurer les personnes suivantes du respect dans lequel je tiens leur contribution personnelle à la réalisation de ce mémoire.

Qu'il me soit ainsi permis de remercier M. BERMAD, mon promoteur, pour son encadrement, sa disponibilité, ses conseils et ses encouragements.

Mes remerciements vont également à M. ABAS, le co-promoteur de mon mémoire pour son aide continue ainsi que pour la part considérable qu'il a prise dans la réalisation de mon travail.

Que Messieurs BOUCHOULL et BOUGUERRA de L'ANRH trouvent ici l'expression de ma profonde gratitude pour avoir mis à ma disposition les données nécessaires à mon projet.

Je ne remercierai jamais assez Mlle DJABRI pour sa gentillesse et son merveilleux accueil au sein de l'A.N.B

Je suis particulièrement reconnaissant à M. BENFARES de l'A.N.B pour ses précieux conseils concernant les méthodes de prédétermination des débits de crue, ainsi qu'à M. YAHIAOUI pour son aide concernant l'utilisation des hausses fusibles.

Les recommandations et orientations de M. Luis ROSETE (Expert Cubain travaillant conjointement avec l'A.N.B dans le cadre de l'accord passé entre le ministère Algérien et Cubain d'Hydraulique) m'ont particulièrement aidé. Qu'il en soit vivement remercié.

Les membres du jury, pour avoir accepté de juger mon travail et de me consacrer leur temps, trouveront ici mes remerciements les plus sincères.

Les dernières personnes que je désire remercier n'en sont pas pour autant les moins méritoires, bien au contraire. Que les membres de ma famille, soient remerciés pour leur patience et pour m'avoir supporté et aidé tout au long de cette année. Je leur demande de bien vite oublier mes sautes d'humeur.

Résumé :

La protection des barrages contre les crues passe impérativement par la conception d'évacuateurs de crue.

Le travail présenté consiste en l'étude de l'évacuateur de crue pour le barrage de transfert de l'oued Chélif dans le cadre du projet MAO visant à réduire la crise d'eau potable en Oranie.

Mots clés : *Crue, Hydrogramme de crue, Evacuateur de crue, vannes-segment, Statistique, Bassin versant.*

Abstract :

To protect dam against submersion, we must equip it with spillway.

The present study consist in the analysis of spillway for the protection of the Cheliff oued dam which is included in the MAO project. This has been for solving the water crisis in the region of "Oranie".

ملخص

إن حماية السدود من الفيضانات يتم حتما عن طريقة الإجاز الجيد لمصرف الحملة. إن العمل المقدم يرتكز على دراسة تصريف فيضانات سد تحويل واد الشلف في إطار مشروع (مستغانم-أرزويو-هران) قصد التخفيف من حدة أزمة المياه الصالحة للشرب في منطقة وهران.

LISTE DES TABLEAUX



I-1	Caractéristiques des barrages du bassin versant du Chéouiff.....	7
I-2	Caractéristiques des stations étudiées.....	8
I-3	Notations utilisées.....	9
I-4	Résultats du test de Grubbs et Beck.....	13
I-5	Résultats du test d'homogénéité.....	15
I-6	Résultats du test d'indépendance.....	17
II-1	Rapport entre débits moyens et débit de pointe.....	25
III-1	Paramètres du modèle QDF.....	39
VI-1	Résultats de la méthode de Fuller.....	83
VI-2	Résultats des tests d'indépendance et d'homogénéité.....	84
VI-6	Résultats de la loi Pearson ³	89
VI-7	Ajustement au nombre annuel de crue (S=300m ³ /s).....	92
VI-8	Résultats du modèle Renouvellement (S=300m ³ /s).....	94
VI-9	Ajustement au nombre annuel de crue(S=250m ³ /s).....	95
VI-10	Résultats du modèle Renouvellement (S=250m ³ /s).....	95
VI-11	Résultats de la méthode du Gradex.....	99
VI-12	Résultats du modèle Agregee.....	100
VI-13	Risques globaux encourus par un barrage.....	102
VI-14	Laminage de la crue pour la côte 30 mètres.....	105
VI-15	Laminage de la crue pour la côte 20 mètres.....	106
VI-16	Hauteurs du plan d'eau.....	114

LISTE DES FIGURES

I-1	Situation du bassin versant du Chéiff.....	5
I-2	Variation annuelles des apports.....	6
I-3	Simulation à partir de la fonction de répartition.....	12
II-1	Evolution de débits moyens journaliers.....	21
II-2	Variation interannuelle des débits de pointe.....	22
II-3	Crue de mai 1971.....	23
II-4	Crue de mars 1972.....	23
II-5	Crue d'avril 1974.....	23
II-6	Crue de mars 1979.....	24
III-1	Evolution des débits moyens journaliers.....	29
III-2	Echantillonnage par le modèle de renouvellement.....	29
III-3	Extrapolation des débits par le modèle agrégé.....	35
III-4	Méthode des courbes enveloppe.....	41
IV-1	Hydrogramme de crue laminé.....	47
IV-2	Hydrogramme pointu.....	49
IV-3	Hydrogramme arrondi.....	50
IV-4	Construction graphique de la méthode de Creager.....	52
IV-5	Estimation du volume entrant.....	53
IV-6	Fenêtre barrage du logiciel KALAMIN.....	58
IV-7	Fenêtre hydrogramme du logiciel KALAMIN.....	59
IV-8	Fenêtre résultat du logiciel KALAMIN.....	60
V-1	Vanne segment.....	65
V-2	Vanne clapet.....	66
V-3	Hausse labyrinthe.....	69
V-4	Déversement par dessus le module.....	69
V-5	Alimentation de l'entonnoir.....	70
V-6	Basculement du module.....	70
V-7	Profil d'un déversoir standard.....	71
V-8	Résultats d'essai du W.E.S.....	73
V-9	Résultats d'essai pour une vanne segment.....	76
V-10	Ressaut pour différents nombres de froude.....	78
V-11	Bassin de dissipation type I.....	79
V-12	Bassin de dissipation type III.....	80
V-13	Conservation de la quantité de mouvement.....	80
V-14	Le Ressaut hydraulique.....	81

V-6	Ressaut pour différents nombre de Froude	76
V-7	Bassin de dissipation type I	77
V-8	Bassin de dissipation type III.....	78
V-9	Bassin de dissipation type II	78
V-10	Conservation de la quantité de mouvement	79
V-11	Le ressaut hydraulique	80
VI-1	Ajustement à une loi de Gumbel.....	86
VI-2	Ajustement à une loi Log Normale.....	86
VI-3	Ajustement à une loi de Weibull.....	87
VI-7	Ajustement à une loi Pearson3.....	90
VI-8	Ajustement à la loi de Weibull pour $S=300\text{m}^3/\text{s}$	93
VI-9	Ajustement à une loi de Weibull pour $S=250\text{m}^3/\text{s}$	96
VI-10	Ajustement de la pluie sur 72h à une loi de Gumbel	97
VI-11	Ajustement du débit sur 72h à une loi de Gumbel.....	98
VI-12	Hydrogramme de crue de projet	103
VI-13	Hydrogramme de crue de projet laminé	107
VI-14	Evolution de la hauteur d'eau en fonction du temps.....	108
VI-15	Emplacement quelconque de la vanne.....	109
VI-16	Vanne placée sur la crête	110
VI-17	Variation du débit en fonction de la hauteur d'eau pour différentes ouvertures de vannes	111
VI-18	Profil d'un déversoir WES.....	113
VI-19	Culée qui ne perturbe pas l'écoulement.....	115
VI-20	Pile qui ne perturbe pas l'écoulement.....	115
VI-21	Largeur total du déversoir.....	116
VI-22	Abaque de calcul des vitesses pour les déversoirs à coursier	117
VI-23	Estimation des hauteurs conjuguées	118
VI-25	Saut de ski.....	119
VI-26	Trajectoire du jet pour différents angles de sorties.....	121

SOMMAIRE

I INTRODUCTION	1
I PRESENTATION ET CRITIQUE DES DONNEES DU BASSIN VERSANT DU CHELIFF	3
I-1 PRESENTATION DU BASSIN VERSANT :	3
I-1-1 Situation du bassin versant :.....	3
I-1-2 Morphologie du bassin versant :.....	3
I-1-3 Hydrographie.....	3
I-1-4 Les ressources souterraines.....	6
I-1-5 Apports à l'embouchure de l'Oued Chélif :.....	6
I-2 CRITIQUE DES DONNEES :	8
I-2-1 Introduction :.....	8
I-2-2 Inventaire des données :.....	8
I-2-3 Critique préliminaire des données :.....	9
I-2-3-1 Méthodes de comblement de lacune:.....	9
I-2-3-2 Détection des valeurs singulières :.....	12
I-2-4 Traitement statistique des données :.....	14
I-2-4-1 Introduction :.....	14
I-2-4-2 Test d'homogénéité :.....	14
I-2-4-3 Test d'indépendance :.....	16
II GENESE DES CRUES	18
II-1 GENERALITES :	18
II-1-1 Définition et origine des crues :.....	18
II-1-2 Crues d'averse :.....	18
II-1-3 Crues de fonte de neige :.....	18
II-1-4 Crues d'embâcle et débâcle de glace :.....	18
II-1-5 Autres causes accessoires de crues :.....	19
II-1-6 Caractéristiques des crues :.....	19
II-1-7 Crue de projet :.....	19
II-1-8 Crue de chantier :.....	19
II-1-9 Choix de la crue de projet :.....	19
II-2 ETUDE DES CRUES OBSERVEES :	20
II-2-1 Cohérence des données :.....	20
II-2-2 Variation interannuelle des débits de pointe :.....	22
II-2-3 Hydrogramme de crue :.....	22

II-3 CONCLUSION :	26
III METHODES DE PREDETERMINATION DES DEBITS DE CRUE	27
III-1 INTRODUCTION :	27
III-2 CAS OU LES DONNEES HYDROMETRIQUES EXISTENT EN NOMBRE SUFFISANT (METHODES PROBABILISTES) :	27
III-2-1 La méthode des maxima annuels :	27
III-2-2 La méthode du renouvellement :	29
III-2-2-1 Introduction :	29
III-3 CAS OU LES DONNEES HYDROMETRIQUES SONT INSUFFISANTES (METHODES "HYDROMETEOROLOGIQUES") :	32
III-3-1 La méthode du GRADEX:	32
III-3-2. Méthode du GRADEX "revue"	34
III-3-3. Le modèle Agregee :	34
III-3-4. La méthode SHYPRE :	37
III-3-5 .La méthode PMP-PMF(Probable Maximum Flood) :	38
III-4 CAS OU IL N'EXISTE PAS DE DONNEES HYDROMETRIQUES (METHODES SOMMAIRES DE PREMIERE APPROXIMATION):	39
III-4-1 La méthodologie QDF (Débit Durée Fréquence):	39
III-4-2 Méthode du SCS (Soil Conservation Service)	40
III-4-3 Méthode d'estimation dérivée du SCS(Cemagref Lyon)	40
III-4-4 Méthode des "courbes-enveloppes" :	40
III-4-5 Méthode des "stations-années" :	41
III-4-6 Méthodes empiriques (déterministes)	42
III-4-6-1 Méthodes empiriques qui ne font pas intervenir la période de retour de la crue	42
III-4-6-1-1 Formule de Iskowski :	42
III-4-6-1-2 Formule de Possenti :	42
III-4-6-1-3 Formule de Turazza :	43
III-4-6-1-4 Chow1964	43
III-4-6-1-5 Beable & MC. Kerchar (1982) :	43
III-4-6-1-6 Beable & MC. Kerchar (1982') :	43
III-4-6-2 Méthodes empiriques qui font intervenir la période de retour de la crue	44
III-4-6-2-1 Formule de Fuller	44
III-4-6-2-2 Formule de Giandotti :	44
III-4-6-2-3 Formule de MALLET- GAUTHIER :	45
III-4-6-2-3 Méthode CRUPEDIX :	45
III-4-6-2-4 Méthode SOCOSE :	45
III-5 CONCLUSION :	46
IV LAMINAGE DE CRUE	47
IV-1 DESCRIPTION DU PHENOMENE :	47

IV-2 METHODE DE CALCUL DU LAMINAGE :	48
IV-2-1 Méthode graphique :.....	48
IV-2-2 Méthode de Creager :.....	51
IV-3 METHODE NUMERIQUE :	52
IV-4 PRESENTATION DU LOGICIEL KALAMIN.....	58
POUR LE CALCUL DE LAMINAGE :	58
IV-5 CONCLUSION :	60
V EVACUATEUR DE CRUE.....	61
V-1 INTRODUCTION :	61
V-2 LES ELEMENTS CONSTITUTIFS D'UN EVACUATEUR DE CRUE.....	61
V-3 LES DIFFERENTS TYPES D'EVACUATEURS DE CRUES.....	61
V-3-1 Les évacuateurs qui fonctionnent normalement en charge :.....	62
V-3-1-1 Les évacuateurs souterrains avec déversoir en tête :.....	62
V-3-1-2 Les évacuateurs de fond ou de demi fond :.....	62
V-3-1-3 Siphons :.....	62
V-3-2 Evacuateurs a seuil libre :.....	62
V-3-2-1 Fonctionnement des évacuateurs non vannés :.....	63
V-3-2-2 Fonctionnement des évacuateurs vannés :.....	63
V-4 LES DIFFERENTS TYPES DE VANNES :	64
V-4-1 Vannes levantes verticales :.....	64
V-4-2 Vannes segment :.....	64
V-4-3 Vannes clapet :.....	65
V-5 PROBLEMES DES EVACUATEURS VANNES :	66
V-5-1 Défaillance de l'exploitant :.....	67
V-5-2 Défaillance mécanique des vannes :.....	67
V-6 RAPPELS D'HYDRAULIQUE:	68
V-6-1 Effet de la charge sur le déversoir.....	68
V-6-2 Autres formes de déversoir apparentées à celle du déversoir standard.....	69
V-6-2-1 Déversoir de l'US Army Engineers Watreways Expermiment Station :.....	69
V-6-2-2 Pressions sur le parement aval du déversoir :.....	71
V-6-2-3 Effet des piles :.....	71
V-6-3 DEBIT DES DEVERSOIRS AVEC VANNES.....	72
V-8 COURSIER :	74
V-9 LES DISSIPATEURS D'ENERGIE :	75
V-9-1 Bassin de dissipation :.....	75
V-9-2 Bassin à impact :.....	81

VI-1-3 Méthodes hydrométéorologiques :	96
VI-1-3-1Méthode du Gradex :	96
VI-3-2 Modèle Agregée :	99
VI-1-4 Conclusion sur la prédétermination des débits de crues.....	101
VI-2 RISQUES GLOBAUX ENCOURUS PAR UN BARRAGE FACE AUX CRUES :	101
VI-3 CHOIX DE LA CRUE DE PROJET :	102
VI-4 CHOIX DU SITE DU BARRAGE :	104
VI-5 LAMINAGE DE CRUE :	104
VI-6 PROFIL DU DEVERSOIR ET EMPLACEMENT DES VANNES.....	108
VI-7 CHOIX DU NOMBRE DE VANNES :	114
VI-8 COURSIER :	116
VI-9 BASSIN DE DISSIPATION :	116
CONCLUSION GENERALE.....	122
ANNEXES	124

entraînerait l'inondation de surfaces importantes de terres agricoles.

Afin de pallier à ce problème, un système a été mis en place par l'Agence Nationale des barrages (A.N.B). afin de mobiliser les eaux de la vallée du Chélif et les stocker dans un site qui s'y prête.

Il s'agit du projet MAO qui alimente le couloir MOSTAGANEM-ARZEW-ORAN.

Le système élaboré se compose

- Un barrage de transfert sur l'oued Chélif.
- Un barrage réservoir.
- Une station de pompage.
- Une station de traitement.
- Une adduction gravitaire.
- Une conduite de refoulement.

Le facteur important qui caractérise ce système est le régime des crues important par rapport au volume de retenue assez limité.

L'objectif de ce mémoire est d'étudier l'évacuateur de crue qui permettrait de sécuriser le barrage de transfert sur l'oued Chélif.

Pour ce fait, une étude du régime des crues caractérisées par leurs débits de pointe s'avère être le point crucial de cette étude.

Notre travail s'articule sur une présentation générale du bassin du Chéouiff ainsi qu'une critique des données hydrométéorologiques recueillies afin de vérifier leur validité au chapitre.

L'étude du régime des grandes crues observées sur l'oued Chéouiff a fait l'objet du second chapitre.

Nous présenterons et comparerons ensuite les différentes méthodes utilisées pour estimer la crue de projet. Nous sélectionnerons les méthodes qui s'adaptent à notre bassin versant.

Les différentes méthodes de prédétermination des débits de crue sont présentées dans le chapitre III.

Nous nous sommes intéressés par la suite dans le chapitre IV au laminage des crues.

Dans le chapitre V, nous avons présenté les différents évacuateurs de crues les plus répandus.

Enfin, une application générale au site étudié est donnée au chapitre VI.

Une conclusion générale mettra l'accent sur les difficultés rencontrées lors de la réalisation de ce travail.

PRESENTATION ET CRITIQUE DES DONNEES DU BASSIN VERSANT DU CHELIFF

I-1 PRESENTATION DU BASSIN VERSANT :

I-1-1 Situation du bassin versant :

Situé au Centre-Ouest du pays entre le bassin de l'Algérois à l'Est et le bassin de l'Oranie à l'Ouest, le bassin du Chélif est délimité au Nord par les monts du Daha et au Sud par l'Atlas Saharien.

Il comprend au Nord la vallée du Chélif et au Sud les hauts plateaux allant de Saida à Tiaret (Figure I-1).

I-1-2 Morphologie du bassin versant :

La forme d'un bassin versant est caractérisée par son indice de compacité de Gravelius K_G qui est le rapport entre le périmètre du bassin et le périmètre du cercle ayant la même surface :

$$K_G = \frac{P}{2\sqrt{\pi S}} \quad (I-1)$$

K_G : Indice de pente de Gravelius ;

S : Surface du bassin versant ;

P : Périmètre du bassin versant.

Le bassin versant du chélif est caractérisé par :

$S = 43700 \text{ km}^2$.

$P = 1383 \text{ km}$.

$K_G = 1.86$

Les dimensions du rectangle équivalent sont données par :

Longueur $L_{RE} = 620 \text{ km}$

Largeur $l_{RE} = 71 \text{ km}$.

I-1-3 Hydrographie

Le réseau hydrographique du bassin versant du chélif est moyennement dense il est principalement constitué par l'Oued cheliff qui s'étend sur une distance de 800km, traverse le bassin versant le plus important du pays. Il est le seul cours d'eau Algérien, qui prend sa source dans l'Atlas Saharien, près d'Aflou dans les monts du Djebel Amour. Deux barrages sont installés le long de cet Oued, Bouguezoul qui écrète les crues en provenance du haut bassin de l'Oued Cheliff et Ghrib dont le comblement de la retenue est ralenti par la décantation des eaux du premier barrage.

Plusieurs autres ouvrages de déviation des eaux pour l'irrigation sont construits tout au long de son périple (Djendel, Oum Drou, Boukader, Sidi-bel attar).

L'Oued Cheliff est alimenté par plusieurs affluents et nappes souterraines. En période d'étiage, il n'est alimenté que par les lâchures du barrage de Ghrib situé à l'amont ou par les affluents (exemple : Oued Mina).

Le régime d'écoulement mensuel et annuel de l'Oued Cheliff est extrêmement irrégulier, en général l'apport de l'Oued est important de septembre à mai et particulièrement déficitaire, sinon sec en période d'été.

L'Oued Cheliff traverse successivement neuf (09) Wilayas : Laghouat, Djelfa, (Oued Touil), Tiaret, Tissemsilt côté Ouest, (Nahr Ouassel, Oued Mina-haut) Médéa, Ain-Defla, (Oued Cheliff), Chlef (Oued Fodda - Oued Sly), Relizane (Oued Rhiou, Oued Mina-bas), Mostaganem (déversement).

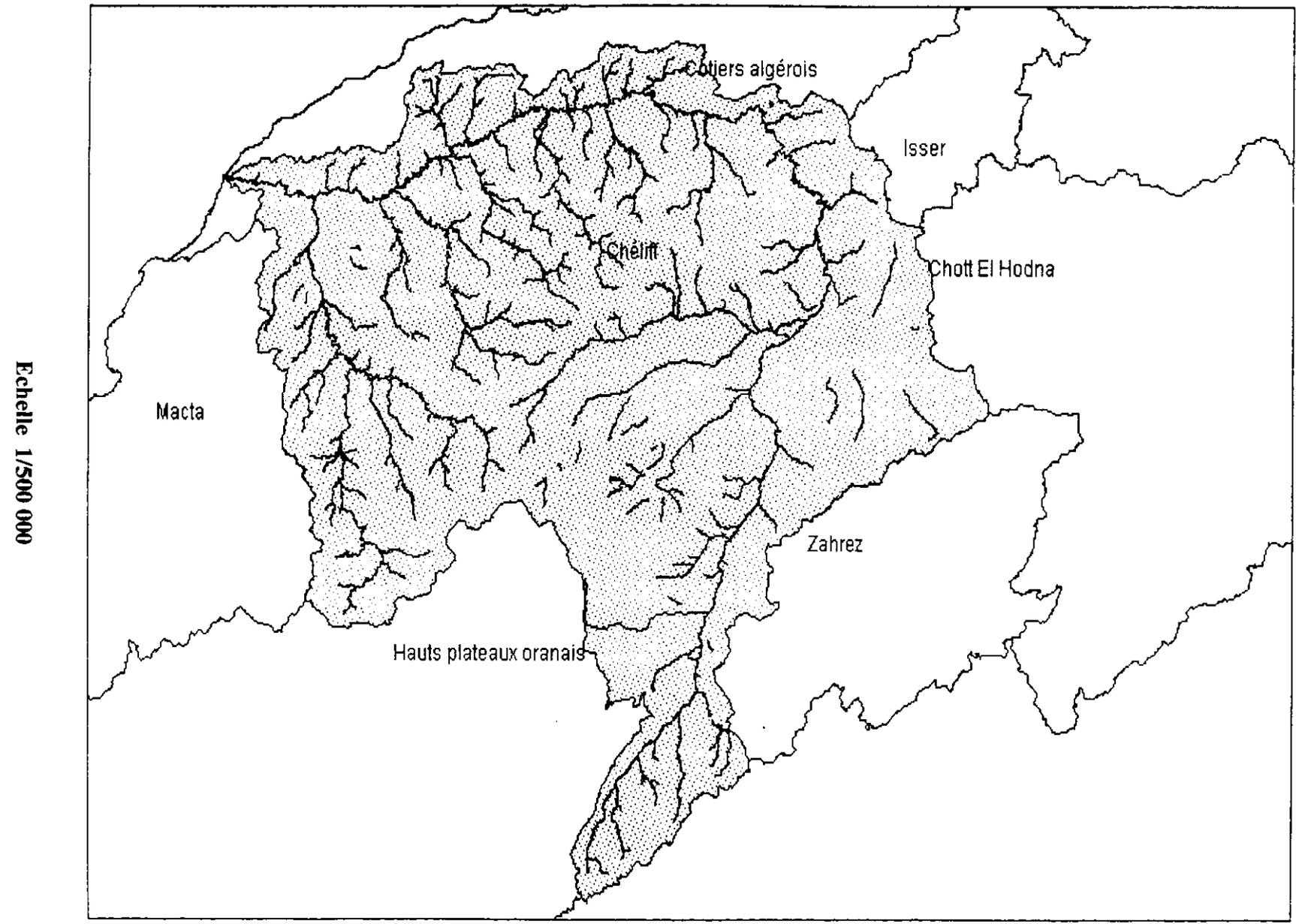


Figure I-1 Situation du bassin versant du Chélif

I-1-4 Les ressources souterraines

De nombreuses formations géologiques contiennent des eaux souterraines. Les plus anciennes sont attribuées au jurassique et les récentes correspondent aux alluvions Quaternaire.

Dans la zone septentrionale, les deux chaînes telliennes présentent des ressources médiocres et non exploitables (Calcaires et grès).Elles sont généralement peu développées et encaissées dans de puissantes formations très peu perméables.

Le sillon de Cheliff est compartimenté en trois cuvettes (Haut, Moyen et Bas Cheliff) séparées par deux seuils, le seuil de Ain Defla et le seuil de Oum D'rou. Les formations aquifères ont une extension limitée.

I-1-5 Apports à l'embouchure de l'Oued Chélif :

La station de SIDI BEL ATTAR, sur l'Oued Chélif est située à quelque dizaines de kilomètres à l'amont de l'exutoire du bassin versant du Chélif (01) dont elle contrôle la totalité de la superficie. Tous les affluents ainsi que l'Oued Chélif convergent vers cette station.

En analysant le graphe ci-dessous et qui correspond aux variations annuelles des apports, on constate une tendance à la baisse des apports dès le début des années 80.

Cette tendance peut être expliquée par :

- Une diminution du régime pluviométrique (sécheresse durant ces années).
- La mise en service de plusieurs barrages.

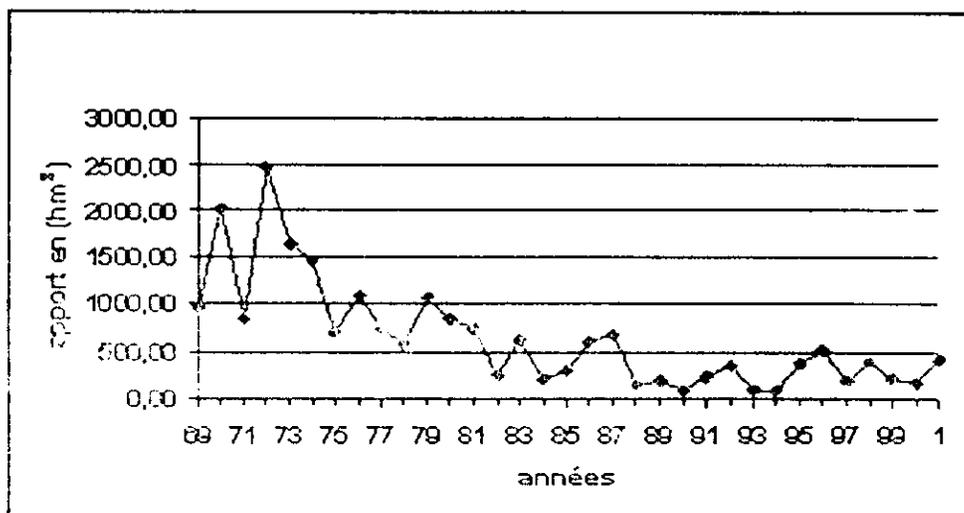


Figure I-2 : Variations annuelles des apports.

Les informations concernant les différents barrages du bassin versant du Chélif sont présentées dans le tableau I-1

Tableau I-1 Caractéristiques des barrages du bassin versant du Chélif

Barrage	Oued	Année de mise en service	Cote (m) NNR	Volume (hm ³) NNR	Surface (Km ²) NNR	Capacité Evacuateur (m ³ /s)
1 Ghrib	Cheliff (23 300 Km ²)	1939	427,50	165	8,50	4 500
2 SMBA (Es Saada)	Mina (6 190 Km ²)	1978	180,00	225	13,5	4 400
3 Bakhada	Mina (1 275 Km ²)	1963	584,70	45	4,5	2000
4 Fodda	Fodda (850 Km ²)	1932	370,50	133	7,0	1 100
5 Hareza	Hareza (142 Km ²)	1985	313	70	6,20	350
6 Boughzoul	Cheliff (25 500 Km ²)	1934, surélevé en 1985	633,80	29,7	24,5	2 700
7 Kef et Agab	Deurdeur (468 Km ²)	1984	330	115	6,55	4 200
8 Sidi Yacoub	Sly (1 230 Km ²)	1985	160	281	8,85	1 700
9 Gargar	Rhiou (2 370 Km ²)	1989	135	425	18	6 000

I-2CRITIQUE DES DONNEES :

I-2-1 Introduction :

Le seul outil dont dispose l'hydrologue pour étudier et comprendre le comportement d'un phénomène naturel consiste dans les données hydrologiques. Il est donc impératif de connaître à fond les techniques nécessaires d'analyse et de critiques de ces données afin de tirer le maximum d'informations de l'échantillon et de garantir la qualité des données, de ce fait, il est indispensable d'effectuer une analyse des données et un traitement statistique des séries chronologiques recueillies aux niveaux des stations de mesure.

Il faut d'abord compléter les fichiers en comblant le manque des données, détecter d'éventuelles anomalies des observations, et puis vérifier l'homogénéité et l'indépendance de ces dernières.

I-2-2 Inventaire des données :

Les données utilisées nous ont été fournies par l'Agence Nationale des Ressources Hydriques (A.N.R.H). Celles-ci sont au pas de temps journalier.

Les caractéristiques des stations recueillies sont présentées dans le tableau I-2.

Tableau I-2 : Caractéristiques des stations étudiées.

Station	Fonction	Code	Latitude	Longitude	Altitude (mètre)	Nombre d'années de mesures
Sidi Bel Atar	Hydrométrique	13602	36°00 (Nord)	02°04 W	20	33
Djidiouia-cheliff	Hydrométrique	12806	35°58 (Nord)	01°31 W	51	14
Sidi Lakhda	Pluviométrique	12804	35°59 (Nord)	01°39 W	55	33
Med Kheir	Pluviométrique	13606	35°58 (Nord)	01°56 W	10	29
Kher Dine	Pluviométrique	40602	35°58 (Nord)	02°09 W	190	30
Djidiouia-cheliff	Pluviométrique	12806	35°58 (Nord)	01°31 W	51	25

Concernant la station hydrométrique de Sidi Bel Atar, nous disposons aussi d'un fichier des max annuels des débits de pointe s'étalant sur 44 ans de 1950-1962 et de 1968-2000.

La station pluviométrique qu'on retiendra dans la suite de notre étude est la station 13606(Oued Kheir), la station hydrométrique quant à elle sera la station 13602 (Sidi Bel Atar).

Dans la suite de notre travail, nous adopterons les notations présentées dans le tableau I-3.

Tableau I-3 Notations utilisées

Notation	Nom du fichier
Qpic	Max annuel des débits de pointe
Pmoyj	Pluie journalière
Pmax24h	pluies sur 24heures
Pmax72h	Max annuel des pluies sur 72heures
Qmoyj	Débit moyen journalier
Qmax24h	Max annuel des débits moyens sur 24 heures
Qmax72h	Max annuel des débits moyens sur 72 heures

I-2-3 Critique préliminaire des données :

Afin de garantir la qualité des données, nous devons suivre les étapes suivantes :

- Comblent et corriger les valeurs manquantes dans les séries d'observations ;
- détection des valeurs singulières ;
- Traitement statistique des données.

I-2-3-1 Méthodes de comblement de lacune:

Dans un enregistrement continu des observations d'une station, il arrive que certaines données soient manquantes pour différentes périodes. Afin de ne pas perdre la continuité de l'information, il est nécessaire d'estimer les valeurs manquantes.

Celles-ci peuvent être estimées par les méthodes suivantes :

- Calcul des moyennes ;
- Régression linéaire sur les variables mesurées ;
- Simulation.

a) Calcul des moyennes :

Lorsqu'un fichier d'observations comporte moins de trois valeurs manquantes, le comblement des lacunes se fait par la méthode de la moyenne.

- On remplace une valeur annuelle manquante par la moyenne interannuelle de la série considérée ;
- S'il s'agit d'une valeur mensuelle, on la remplace par la moyenne mensuelle des mois disponibles ou par la moyenne interannuelle du mois considéré.

Exemple :

Soit la matrice d'un fichier mensuel de n lignes (les années) et p colonnes (les mois).

$$[X] = \begin{bmatrix} X(1,1) & \text{inconnu} & \dots\dots\dots & X(1,j) & \dots\dots & X(1,p) \\ X(2,1) & X(2,2) & \text{inconnu} & X(2,j) & \dots\dots & X(2,p) \\ \dots\dots\dots & \dots\dots\dots & \dots\dots\dots & \dots\dots\dots & \dots\dots\dots & \dots\dots\dots \\ X(n,1) & \text{inconnu} & \dots\dots\dots & X(n,j) & \dots\dots & X(n,p) \end{bmatrix}$$

Cette matrice comporte des vides correspondant aux lacunes d'observations (inconnu). Le comblement de ces valeurs se fait par la moyenne mensuelle interannuelle telle que :

$$M_j = 1/q_j \sum_{i=1}^p X(i,j) \tag{I-2}$$

Avec

q_j : la différence entre la taille du vecteur colonne et le nombre d'inconnues de la colonne j.

Une donnée journalière manquante peut être remplacée soit par la moyenne entre la valeur des jours précédent et suivant, ou bien par la moyenne journalière interannuelle du jour considéré.

b) La régression linéaire :

Soient X et Y deux échantillons, avec n observations (x_i, y_i) ; i= 1...n, correspondant chacune à des mesures simultanées de précipitations sur deux stations assez rapprochées. Les observations sont donc similaires, et la reconnaissance d'une des variables permet, alors dans une certaine mesure, la prédiction quantitative ou qualitative de l'autre.

La méthode des moindres carrés reprend sur l'échantillon la propriété que E(y/x) = α + βx

La méthode des moindres carrée permet de déterminer l'équation de régression $y = ax+b$ de telle sorte que $\sum (y_i - \hat{y}_i)^2$ soit minimal.

$$\sum (y_i - \hat{y}_i)^2 = \sum (y_i - a - bx_i)^2 = f(a,b) \quad (I-3)$$

Ce minimum est atteint pour $\partial F / \partial a = \partial F / \partial b = 0$

$$\text{Ce qui donne : } -2 \sum (y_i - a - bx_i) = 0 \rightarrow \bar{y} = a + b\bar{x} \quad (I-4)$$

$$-2 \sum x_i (y_i - a - bx_i) = 0 \quad (I-5)$$

La solution est donc :

$$b = \left(\frac{\sum (y_i - \bar{y})(x_i - \bar{x})}{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2} \right) = r(S_y / S_x) \quad (I-6)$$

$$\text{d'où : } \hat{y} = \bar{y} + r \frac{S_y}{S_x(x - \bar{x})} \quad (I-7)$$

c) La simulation

La notion de simulation est basée essentiellement sur le concept du hasard.

C'est une méthode de tirage d'un échantillon artificiel de (n) valeurs d'une variable aléatoire continue. Elle s'applique lorsque F^{-1} a une forme analytique simple.

Soit $F(x)$ la fonction de répartition de x . La variable $Y = f(x)$ est distribuée sur $[0,1]$ en effet ;

$$\text{Prob} (Y < y) = \text{prob} [F(x) < y] = y \quad (I-8)$$

Si on tire (n) nombres uniformément répartis sur $]0,1[$: $r_1, r_2, r_3, \dots, r_n$ l'échantillon cherché ($x_1, x_2, x_3, \dots, x_n$) sera déterminé par $x_i = F^{-1}(y_i)$.

Cette méthode est dite de l'anamorphose (Figure. I-3). On dit qu'on simule la variable x .

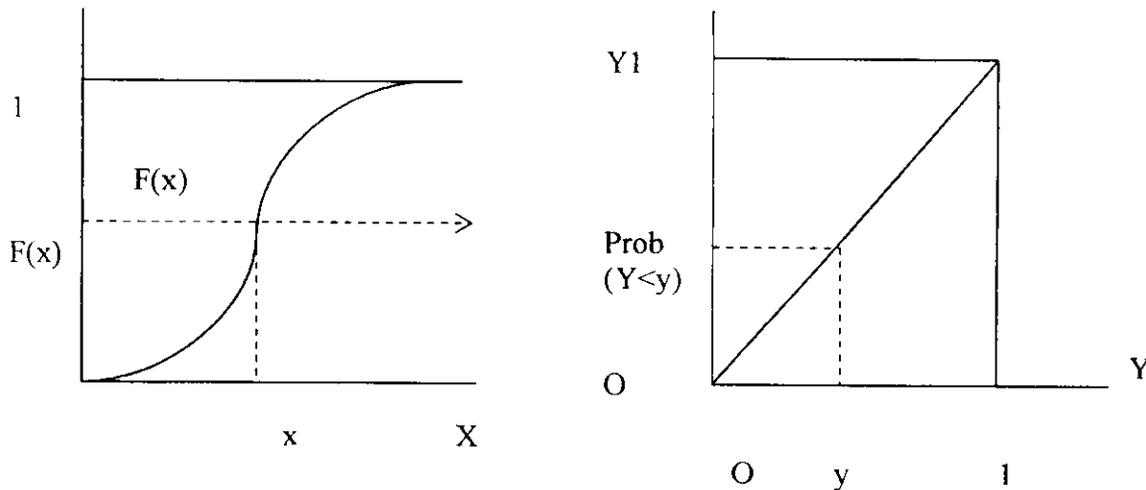


Figure I-3 : Simulation à partir de la fonction de répartition

Comblement de lacune :

Après examen des fichiers dont nous disposons, nous avons relevé l'existence de valeurs manquantes concernant le fichier de débit moyen journalier à la station de Sidi Bel Atar.

Le comblement a été effectué par la méthode de la moyenne journalière interannuelle.

1-2-3-2 Détection des valeurs singulières :

Les observations qui s'écartent fortement du centre de répartition sont les résultats soit d'une erreur systématique, ou d'une lecture incorrecte des indications de l'instrument de mesure ou à cause des valeurs intégrées après le comblement des lacunes.

Il est important avant tout traitement de détecter ces erreurs qui se glissent dans les données de base, afin que l'on puisse effectuer une analyse plus fine pour décider si cette donnée douteuse est aberrante et doit donc être éliminée, ou si c'est une donnée exceptionnelle, qui par conséquent doit être au contraire précieusement conservée.

Test de Grubbs et Beck (valeurs singulières) :

Ce test est très utilisé à cause de sa simplicité. Il peut détecter les points singuliers de la série en calculant les statistiques suivantes :

$$X_h = \text{Exp} (m + k_n * s) \tag{I-9}$$

$$X_l = \text{Exp} (m - k_n * s) \tag{I-10}$$

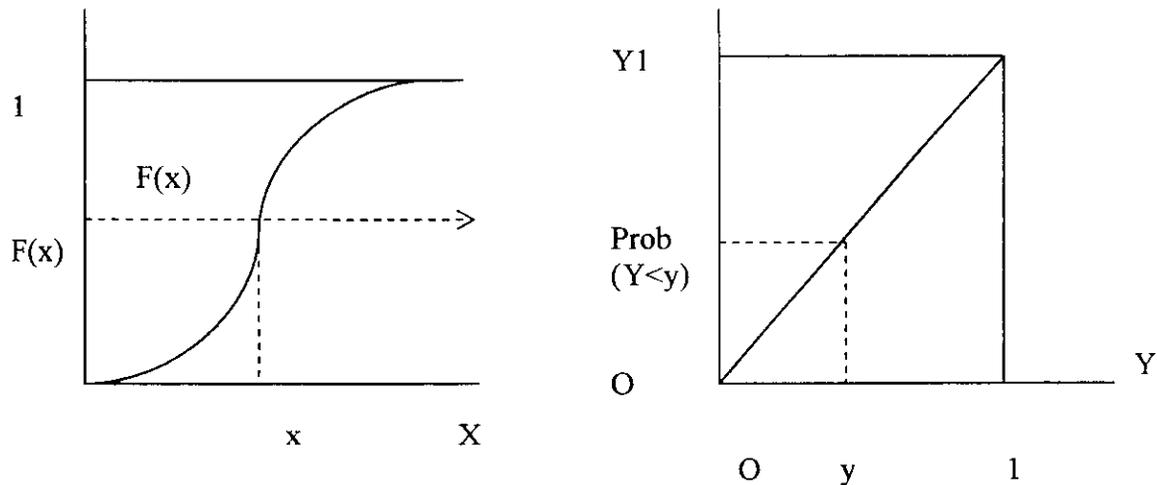


Figure I-3 : Simulation à partir de la fonction de répartition

Comblement de lacune :

Après examen des fichiers dont nous disposons, nous avons relevé l'existence de valeurs manquantes concernant le fichier de débit moyen journalier à la station de Sidi Bel Atar.

Le comblement a été effectué par la méthode de la moyenne journalière interannuelle.

I-2-3-2 Détection des valeurs singulières :

Les observations qui s'écartent fortement du centre de répartition sont les résultats soit d'une erreur systématique, ou d'une lecture incorrecte des indications de l'instrument de mesure ou à cause des valeurs intégrées après le comblement des lacunes.

Il est important avant tout traitement de détecter ces erreurs qui se glissent dans les données de base, afin que l'on puisse effectuer une analyse plus fine pour décider si cette donnée douteuse est aberrante et doit donc être éliminée, ou si c'est une donnée exceptionnelle, qui par conséquent doit être au contraire précieusement conservée.

Test de Grubbs et Beck (valeurs singulières) :

Ce test est très utilisé à cause de sa simplicité. Il peut détecter les points singuliers de la série en calculant les statistiques suivantes :

$$X_h = \text{Exp} (m+ k_n * s) \tag{I-9}$$

$$X_l = \text{Exp} (m- k_n * s) \tag{I-10}$$

m et s: Sont respectivement, la moyenne et l'écart type des logarithmes népériens des éléments constituant l'échantillon.

k_n : Est une valeur statistique du test de Grubbs et Beck, tabulée pour différentes tailles d'échantillons et de niveaux de signification.

Au niveau de risque de 10%, elle est donnée par l'expression suivante :

$$k_n = 3.62201 + 6.28446 * n^{1/4} - 2.49835 * n^{1/2} + 0.491436 n^{3/4} - 0.037911 * n \quad (I-11)$$

n : Taille de l'échantillon.

En appliquant ce test, tous les points de l'échantillon supérieurs à X_h ou inférieurs à X_l sont considérés comme points singuliers.

Résultat du test de Grubbs et Beck :

Les résultats du test de **Grubbs et Beck** sont résumés dans le tableau I-4.

Tableau I-4 Résultats du test de Grubbs et Beck

Fichier	n	m	s	k_n	X_h	X_l
Qpic	33	5.86	0.99	2.75	5324.1	22.87
Pmoyj	10209	0.44	1.255	-80.79	1.48E+43	1.621E-43
Pmax24h	28	3.19	0.426	2.534	71.75	8.264
Pmax72h	28	2.52	0.429	2.534	37.03	4.2
Cmoyj	12043	1.57	1.54	-103.56	8.79E+69	2.62E-69
Cmax24h	33	5.61	1.03	2.6	4020.98	18.68
Cmax72h	33	5.34	1.03	2.6	3133.452	14.04

L'application de ce test n'a détecté aucune valeur singulière.

I-2-4 Traitement statistique des données :

I-2-4-1 Introduction :

L'ajustement d'une distribution à un échantillon nécessite que les observations soient :

- indépendantes (absence d'auto corrélation) : l'occurrence d'une observation n'est pas affectée par les observations précédentes.
- identiquement distribuées: toutes les observations sont homogènes et stationnaires (elles proviennent de la même population).

Ces hypothèses peuvent être examinées à l'aide des tests statistiques suivants :

I-2-4-2 Test d'homogénéité :

Les échantillons sont dits **homogènes**, s'ils sont caractérisés par une même loi de probabilité et par les mêmes paramètres, les données recueillies sont alors considérées comme extraites d'une même population.

Il existe plusieurs tests pour vérifier l'homogénéité des séries de données, on a utilisé dans ce cas celui de **WILCOXON** :

On peut décomposer l'échantillon observé de taille N en 2 sous-échantillons :

- échantillon 1 de taille p : x_1, \dots, x_p .
- échantillon 2 de taille q : y_1, \dots, y_q .

Nous avons $p < q$ et $N = p + q$

Nous regroupons les observations des 2 sous échantillons dans un échantillon unique en les classant par ordre croissant.

Nous examinons l'hypothèse $H_0 \mu_1 = \mu_2 = \mu$.

Nous considérons la variable $V = T - p(p+1)/2$

V correspond au nombre de dépassements des éléments de l'échantillon 2 par ceux de l'échantillon 1.

T = somme des rangs des éléments de l'échantillon 1 dans l'échantillon combiné

V est distribué asymptotiquement selon une loi normale de :

$$\text{moyenne : } \bar{V} = \frac{pq}{2}$$

$$\text{variance : } \text{var } V = [(pq/12)(p+q+1)]$$

$$\text{donc : } u = \frac{V - \bar{V}}{\sqrt{\text{var}(V)}} \text{ suit une distribution normale centrée réduite.}$$

$$V - \bar{V} = T - p \frac{(p+1)}{2} - \frac{pq}{2} \quad (I-12)$$

$$V - \bar{V} = T - \frac{p(p+q+1)}{2} \quad (I-13)$$

Pour effectuer le test, on considère la statistique :

$$u = \frac{T - \frac{p(p+q+1)}{2}}{\sqrt{\frac{pq}{12}(p+q+1)}} \quad \text{Suit une distribution normale centrée réduite } N(0,1)$$

Hypothèse : $H_0 \mu_1 = \mu_2$

Si $|u| \leq u_{\alpha/2} \Leftrightarrow -u_{\alpha/2} \leq u \leq u_{\alpha/2}$ On accepte H_0 .

Résultats du test d'homogénéité :

Les résultats du test d'homogénéité sont résumés dans le tableau I-5.

Tableau I-5 Résultats du test d'homogénéité.

Fichier	$ u $	$\alpha=1\%$	$\alpha=5\%$	$\alpha=10\%$
Qpic	4.5	0	0	0
Pmoyj	0.85	1	1	1
Pmax24h	1	1	1	1
Pmax72h	0.7	1	1	1
Qmoyj	107	0	0	0
Qmax24h	4.4615	0	0	0
Qmax72h	4.1538	0	0	0

1 : H_0 acceptée

0 : H_0 rejetée

L'application du test d'homogénéité montre que les différents fichiers de débits sont non homogènes, ceci peut s'expliquer par la construction de nombreux barrages sur l'Oued Cheliff et ses affluents.

I-2-4-3 Test d'indépendance :

L'indépendance signifie qu'il n'y a aucun lien entre les observations successives (absence d'auto corrélation).

Il existe plusieurs tests pour vérifier l'indépendance des séries de données, on a utilisé dans ce cas celui de **Wald-wolfowitz** :

Il est basé sur le critère qu'aucune observation appartenant à l'échantillon ne devrait influencer l'observation suivante :

La statistique du test est :

$$R = \sum_{i=1}^{n-1} X_i X_{i+1} + X_1 X_N \quad (I-14)$$

Si l'hypothèse H_0 selon laquelle l'échantillon est extrait au hasard est vraie, la statistique suit une distribution normale.

$$N \left(\frac{m_1^2 - m_2}{N-1}, \frac{m_2^2 - m_4}{N-1} + \frac{m_1^4 - 4m_1^2 m_2 + 4m_1 m_3 + m_2^2 - 2m_4}{(N-1)(N-2)} - \left[\frac{m_1^2 - m_2}{N-1} \right]^2 \right) \quad (I-15)$$

$$\text{avec } m_r = \sum_{i=1}^n x_i^r = N x S_r \quad (I-16)$$

S_r : moment d'ordre r de l'échantillon, $S_r = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^n x_i^r$

La valeur statistique $U = \frac{R - \bar{R}}{\sqrt{\text{var}(R)}}$ suit une distribution centrée réduite $N(0,1)$, et est

utilisée pour tester à un niveau de signification, l'hypothèse de l'indépendance en comparant la valeur absolue de U avec la valeur normale $U_{\alpha/2}$ correspondant à la probabilité de dépassement de $\alpha/2$.

- Si $|U|$ est inférieure à $U_{\alpha/2}$ l'hypothèse d'indépendance est vérifiée.
- Si $|U|$ est supérieure à $U_{\alpha/2}$ l'hypothèse d'indépendance est rejetée.

Résultats du test d'indépendance :

Les résultats du test d'indépendance sont résumés dans le tableau I-6.

Tableau I-6 : Résultats du test d'indépendance.

Fichier	U	$\alpha=1\%$	$\alpha=5\%$	$\alpha=10\%$
Qpic	3.72	0	0	0
Pmoyj	5.42	0	0	0
Pmax24h	2.09	1	0	0
Pmax72h	0.88	1	1	1
Qmoyj	120.06	0	0	0
Qmax24h	3.4615	0	0	0
Qmax72h	3.22	0	0	0

1 : H_0 acceptée

0 : H_0 rejetée

Les résultats du test d'indépendance peuvent s'expliquer comme suit :

- Les fichiers des Max annuel des débits Qpic, Qmax24h et Qmax72h sont non indépendants à cause de la construction de barrages.
- Le fichier des Débits moyens journaliers est non indépendant, ceci peut s'expliquer par le fait que le débit du jour j affectera le débit du jour j+1.
- Le fichier des Pluies journalières, est en grande partie composé de valeur nulles, ce qui va entraîner un coefficient d'auto corrélation de pas 1 proche de 1 et donc un fichier de valeurs dépendantes.

Les mesures pluviométriques peuvent être considérées comme étant, homogènes et indépendantes. Tout ajustement statistique concernant les max annuelles est possible.

Quant aux mesures hydrométriques, la prise en considération des débits mesurés après la construction des barrages mettrait en défaut les hypothèses d'homogénéité et d'indépendance. Tout ajustement statistique ne sera plus possible.

GENESE DES CRUES

II-1 GENERALITES :

Avant toute étude de crue, il est important de définir les points suivants :

II-1-1 Définition et origine des crues :

Une crue est un évènement comprenant une ou plusieurs augmentations rapides et fortes du débit d'un cours d'eau.

Pour certains hydrologues, la crue est un dépassement du débit moyen journalier par un facteur multiple de deux à trois fois.

Les crues sont généralement groupées en trois grandes classes :

- Crues d'averse ;
- Crues de fonte de neige ;
- Crues d'embâcle ou de débâcle de glace.

En Algérie, seule la première catégorie est présente en raison de notre climat où il neige rarement.

II-1-2 Crues d'averse :

Les grandes crues ont surtout pour origine des averses exceptionnelles, par leur intensité, leur extension, leur durée ou leurs successions rapprochées.

Les crues peuvent être causées aussi par des averses orageuses, de courtes durées, violentes et localisées sur des petits bassins.

II-1-3 Crues de fonte de neige :

Certains bassins montagneux de haute altitude sont couverts de neige dès le début de l'automne. Si la température subit une élévation, il peut en résulter une fusion rapide des neiges et production de grandes crues. Les facteurs prépondérants dans ce processus de fonte sont, hormis la température, l'insolation, les vents chauds et l'action mécanique de la pluie et du ruissellement superficiel.

II-1-4 Crues d'embâcle et débâcle de glace :

Dans les régions froides où les cours d'eau gèlent en hiver, le dégel printanier produit des crues qui emportent avec elles les blocs de glaces. Ceux-ci peuvent être arrêtés par divers obstacles, s'accumulent et forment des barrages, qui peuvent être brusquement emportés par le flot. Il en résulte des crues brutales qui s'étalent rapidement mais n'intéressent que des secteurs assez courts.

II-1-5 Autres causes accessoires de crues :

Des crues peuvent être engendrées par la rupture des barrages naturels ou artificiels, libérant brusquement les eaux accumulées derrière eux.

II-1-6 Caractéristiques des crues :

Les maximums instantanés de débit ou de hauteur atteints par une crue ne suffisent pas à caractériser celle-ci. On doit citer d'autres paramètres tel que :

- La durée de la crue et de ses principales phases (temps de montée, durée de la décrue) ;
- Le volume total écoulé ;
- Le tracé de l'hydrogramme.

Ce sont des paramètres indispensables pour l'établissement de la plupart des projets de protection contre les inondations.

Parmi les facteurs influant sur les crues nous citons :

- La pluie qui intervient par son intensité et sa durée ;
- Le bassin qui intervient par sa superficie, sa forme, sa pente et la nature du sol.

II-1-7 Crue de projet :

La crue de projet correspond à un événement exceptionnel et doit être évacuée dans des conditions normales d'écoulement, sans provoquer aucun dommage et avec une marge de sécurité fixée par une revanche ultime.

II-1-8 Crue de chantier :

C'est la crue qu'il faudra évacuer lors de la construction d'un ouvrage sans dommages considérables pour le chantier. La nature du risque n'est pas du tout de même ordre que pour la crue de projet, même si l'aménagement doit comporter un grand réservoir. Il est rare qu'on laisse ce dernier se remplir durant cette période; le risque encouru à l'aval n'est donc pas sensiblement plus important que dans les conditions naturelles.

II-1-9 Choix de la crue de projet :

Le choix de la crue de projet est une fonction directe du degré de risque admis en cas de dépassement de celle-ci.

Le risque en question présente deux degrés :

- Un risque chiffrable de dégâts réparables sur l'ouvrage lui-même et sur l'aménagement des sites naturels à l'aval ;
- Un risque plus ou moins quantifiable de destruction totale du barrage et de dégâts irréparables (vies humaines, site historique).

Dans plusieurs pays, des directives précises ont été émises pour définir une relation entre la crue de projet à adopter et les risques encourus de rupture du barrage.

Généralement on doit considérer :

- La crue millénaire pour les barrages peu sensibles à la submersion et présentant des risques limités en cas de rupture.

- La crue cinq millennale pour les barrages en béton ou maçonnerie intéressant la sécurité publique.
- La crue décennale pour les barrages en remblai intéressant la sécurité publique.

II-2 ETUDE DES CRUES OBSERVEES :

II-2-1 Cohérence des données :

Dans le chapitre précédent, nous avons procédé à une critique des données d'un point de vue statistique seulement.

Avant d'étudier les crues à Sidi Bel Atar, il est intéressant de vérifier la cohérence des ces mesures hydrométriques en les comparant avec ceux de la station de Djidiouia-cheliff qui est la première station en amont à une soixantaine de kilomètres de Sidi Bel Atar.

Théoriquement, les mesures entre ces deux stations devraient être presque similaires avec une petite majoration concernant la station de Sidi Bel Atar qui est plus en aval. En effet Oued Mina le principal affluent entre ces deux stations a un régime d'écoulement très faible étant donné que la totalité de ses apports sont drainés par le barrage SMBA. (Sidi Mohamed Ben Aouda).

En procédant à la comparaison des débits moyens journaliers entre les deux stations : On constate qu'il existe une forte corrélation entre les deux stations.(Figure II-1).

Cependant on note pour certaines mesures, des valeurs légèrement inférieures pour Sidi Bel-Attar par rapport à Djidiouia-Chélif. Ce qui semblerait être en contradiction si on considère la position de ces deux stations. En fait, cela s'explique par l'influence du lit majeur du tronçon entre ces deux dernières. Celui-ci a les caractéristiques d'une plaine et va donc laminer naturellement les crues.

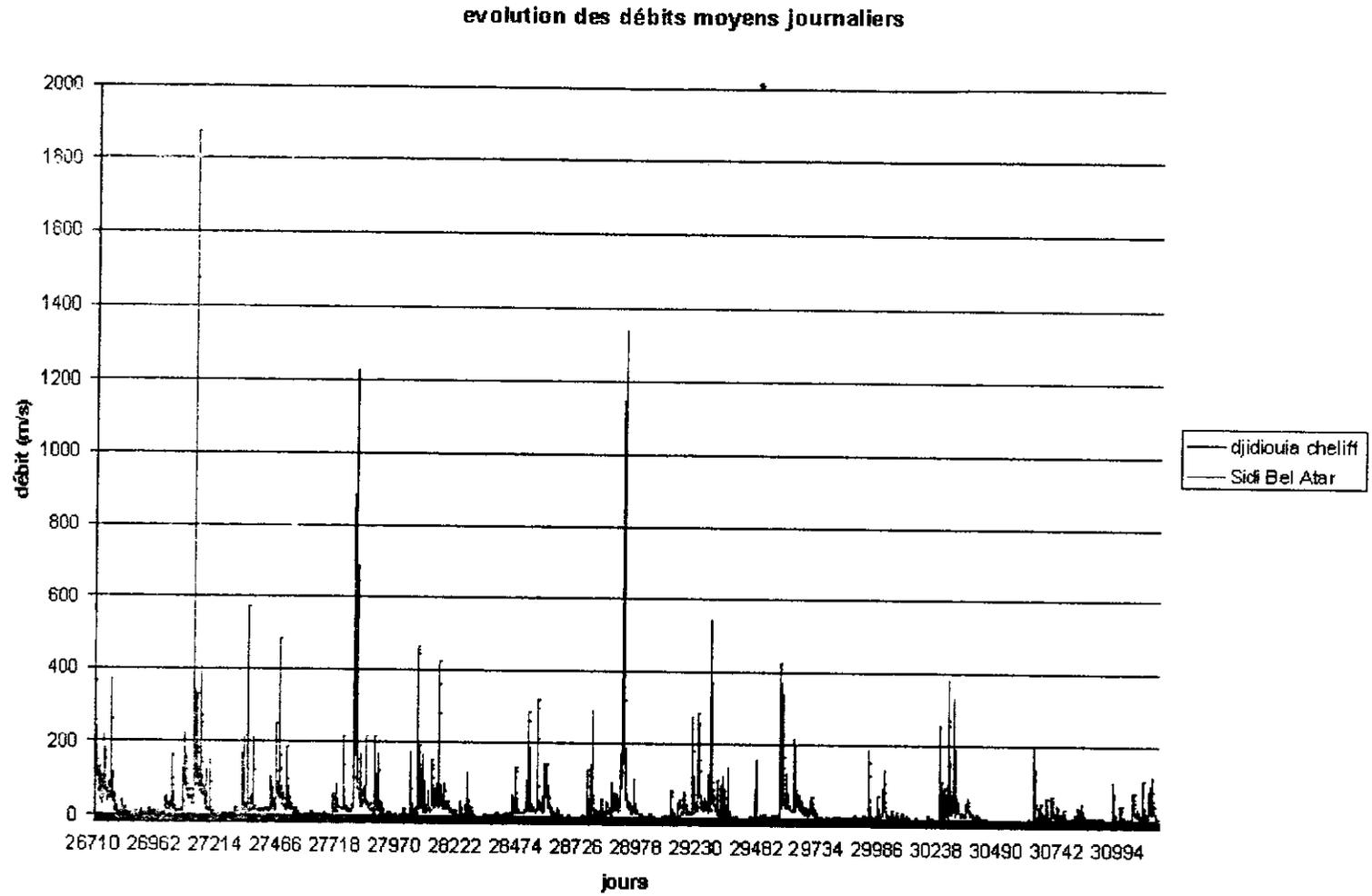


Figure II-1 evolution des débits moyens journaliers

II-2-2 Variation interannuelle des débits de pointe :

Comme pour la variation annuelle des apports, on constate une tendance à la baisse des débits de pointe dès le début des années 80. Celle-ci peut s'expliquer par :

- La diminution du régime pluviométrique (sécheresse durant ces années) ;
- La mise en service de plusieurs barrages ;
- Le laminage des crues par les barrages est significatif pour les petites et moyennes crues.

Dans le cas le plus défavorable où tous les barrages sont à leur niveau normal de retenue, et pour des crues rares voire extrêmes, ce laminage serait faible voire négligeable à cause des faibles capacités des retenues.

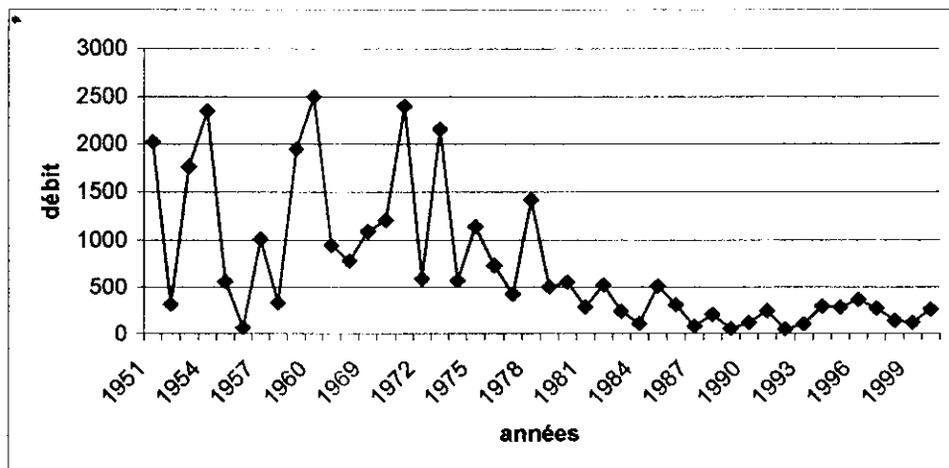


Figure II-2 Variation interannuelle des débits de pointe

II-2-3 Hydrogramme de crue :

Vu l'inexistence de débit instantané, nous avons procédé à l'analyse des crues à partir des débits moyens journaliers.

On présente ci-dessous l'évolution des débits moyens journaliers des plus grandes crues observées à la station de Sidi Bel Atar.

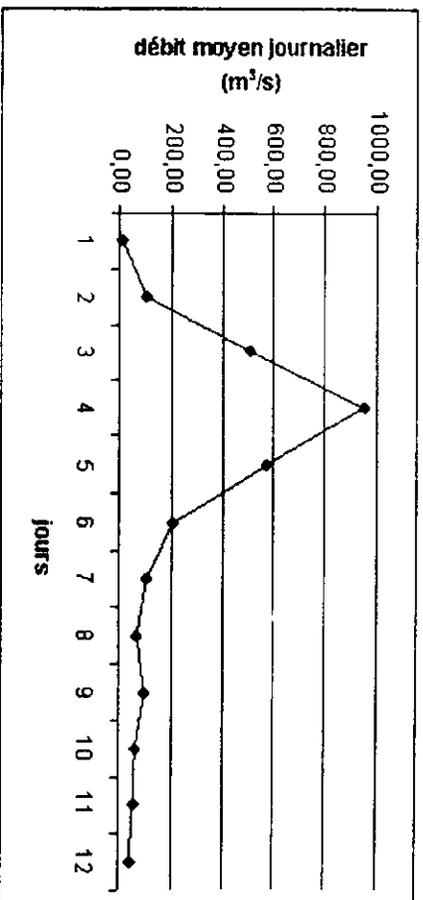


Figure II-3 Crue de mai 1971

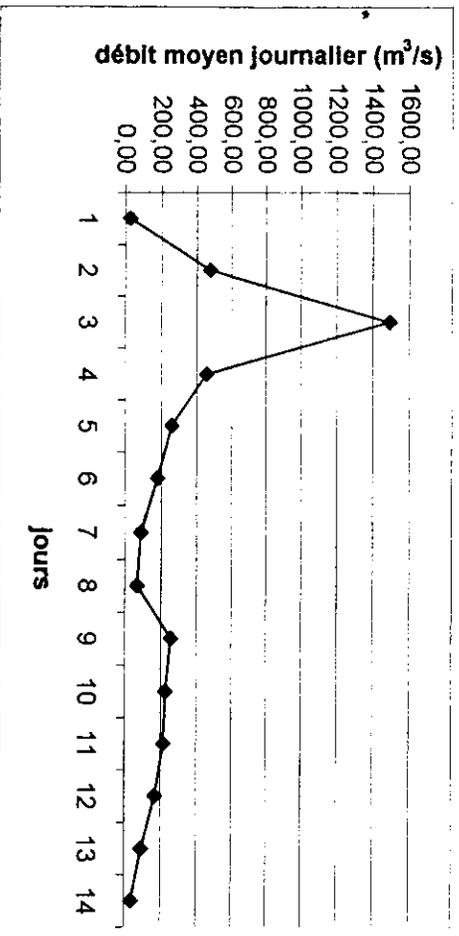


Figure II-4 Crue de mars 1972

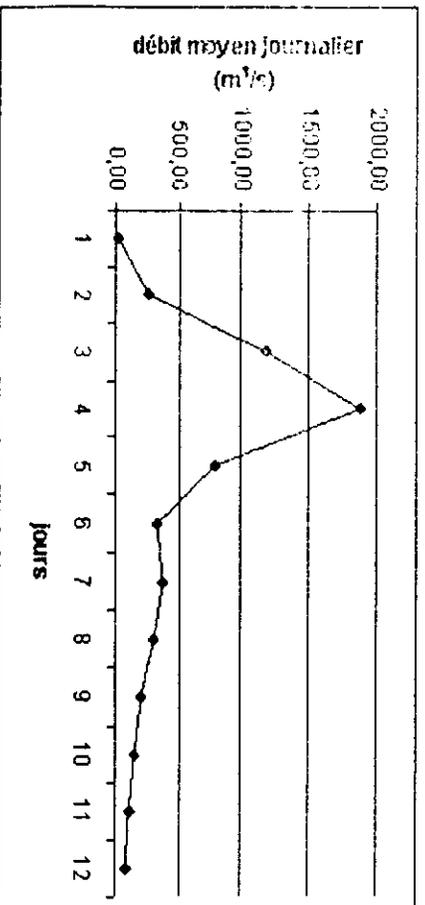


Figure II-5 Crue d'avril 1974

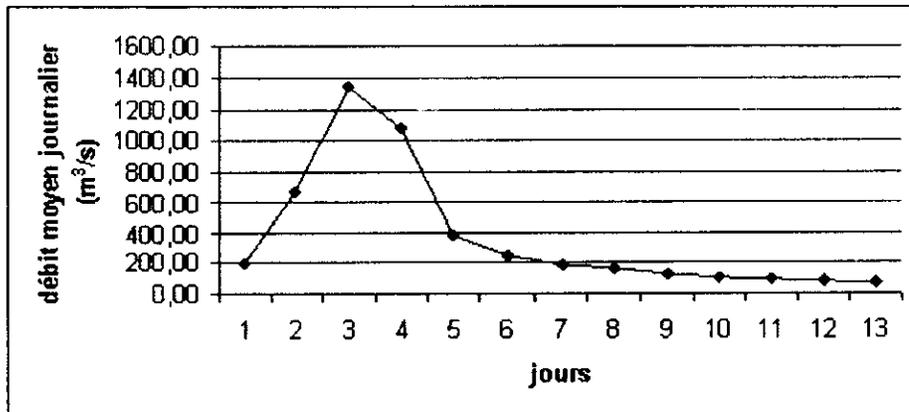


Figure II-6 Crue de mars 1979

Après analyse des courbes précédentes, on peut remarquer les deux points suivants :

- La forme des hydrogrammes des grandes crues a la même allure.
- Le temps qui caractérise les débits significatifs est de l'ordre de trois à quatre jours.

Il est intéressant de comparer le rapport (R) entre le débit de pointe et le max des débits moyens sur, une durée donnée. Ce rapport permettra le passage du débit moyen de projet sur une durée donnée au débit de pointe de projet.

On donne dans le tableau II-1 pour la plus grande crue de chaque année, le rapport R pour des durées de 24 et 72 heures.

Tableau II-1 : Rapport entre débits moyens et débit de pointe

Années	Débits instantanés Q_p	max des débits moyens		$R = Q_p/Q_{moy}$	
		24h	72h	24h	72h
1968/1969	779,5	539,1	447,9	1,44	1,74
1969/1970	1090	867,5	713,8	1,25	1,52
1970/1971	1205	758,5	673,0	1,58	1,79
1971/1972	2401	1843,9	1533,5	1,30	1,56
1972/1973	590,4	452,9	419,7	1,30	1,40
1973/1974	2162	1526,2	1282,0	1,41	1,68
1974/1975	572,4	359,4	292,8	1,59	1,95
1975/1976	1138	837,4	727,8	1,35	1,56
1976/1977	729,6	455,0	356,7	1,60	2,04
1977/1978	424	250,4	201,2	1,69	2,10
1978/1979	1417,2	1207,5	1277,4	1,17	1,10
1979/1980	500	366,4	286,2	1,36	1,74
1980/1981	554,6	361,2	302,5	1,53	1,83
1981/1982	287,0	121,1	96,2	2,36	2,98
1982/1983	526,0	337,6	303,0	1,55	1,73
1983/1984	242,4	76,7	75,4	3,15	3,21
1984/1985	106,8	55,9	46,6	1,90	2,28
1985/1986	515,8	316,7	273,4	1,62	1,88
1986/1987	310,4	226,3	201,9	1,37	1,53
1987/1988	81,0	69,6	60,4	1,16	1,34
1988/1989	206,2	144,2	139,1	1,42	1,48
1989/1990	56,5	27,8	23,7	2,02	2,37
1990/1991	117,5	79,8	71,9	1,47	1,63
1991/1992	247,5	231,8	218,0	1,06	1,13
1992/1993	51,2	29,5	25,9	1,73	1,97
1993/1994	105,4	71,3	67,1	1,47	1,57
1994/1995	294,0	184,1	156,3	1,59	1,88
1995/1996	284,8	216,1	205,8	1,31	1,38
1996/1997	365,7	340,3	321,1	1,07	1,13
1997/1998	271,6	229,4	202,7	1,18	1,33
1998/1999	142,0	109,8	101,1	1,29	1,40
1999/2000	120,2	113,3	111,6	1,06	1,07
2000/2001	262,6	231,4	221,8	1,13	1,18
Moyenne interann. de				1,50	1,71

Nous constatons que le rapport R pour les deux durées varie peu, ce qui permet de conforter l'hypothèse selon laquelle les hydrogrammes des grandes crues ont la même forme.

Si l'on suppose que l'hypothèse de proportionnalité entre hydrogramme de crue reste vérifiée même pour les crues rares et extrêmes. Alors le passage de l'hydrogramme observé à l'hydrogramme de projet pourra se faire par une simple affinité orthogonale égale au rapport de leurs débits de pointes.

II-3 CONCLUSION :

De cette genèse des crues on peut tirer les conclusions suivantes :

- L'hypothèse de proportionnalité entre hydrogrammes des grandes crues est vérifiée ;
- Pour l'estimation de l'hydrogramme de projet on retiendra la crue de Avril 1974 qui correspond à l'une des plus grandes crue observée à la station dont l'hydrogramme a un profil habituel ;
- Le laminage des crues par les barrages est significatif pour les petites et moyennes crues. Il sera négligeable pour la crue de projet.

METHODES DE PREDETERMINATION DES DEBITS DE CRUE

III-1 INTRODUCTION :

La prédétermination des débits de pointe de crue est une pratique désormais courante en hydrologie. C'est en particulier une étape incontournable de la réalisation des plans de prévention des risques, documents réglementaires d'importance puisqu'ils délimitent les secteurs où les vies humaines pourraient être mises en danger en cas de crue. Ils s'imposent également aux plans d'occupation des sols et modifient donc à terme l'utilisation et la valeur des terrains et constructions situées dans les secteurs identifiés comme inondables.

Prédéterminer consiste à estimer, en un point d'un cours d'eau, un débit de pointe de crue de période de retour T donnée, ou pour être plus précis, c'est évaluer la probabilité d'occurrence qu'une crue ne dépasse pas une valeur critique pendant une durée de référence.

Selon la qualité des données hydrologiques, la surface du bassin versant, et les fréquences de crues à étudier, les hydrologues proposent plusieurs méthodes de prédétermination de débit de crue, qui peuvent être classées comme suit :

III-2 CAS OU LES DONNEES HYDROMETRIQUES EXISTENT EN NOMBRE SUFFISANT (METHODES PROBABILISTES) :

Ces méthodes supposent une relation exacte entre le débit et une fonction de répartition.

III-2-1 La méthode des maxima annuels :

Quand on dispose de séries d'observations hydrométriques assez longues (généralement un nombre d'années $n > 20$ ans), on peut procéder à un ajustement graphique des débits de crues annuelles par les lois statistiques.

Le procédé à suivre est le suivant :

- L'échantillonnage : L'échantillon de travail sera constitué du débit max instantané de chaque année;
- Vérification des hypothèses d'indépendance, stationnarité et d'homogénéité de l'échantillon de travail ;
- Classement de l'échantillon ;
- Attribution à chacune des observations d'une fréquence empirique ;

- Estimation des paramètres des lois, dont les deux méthodes les plus fréquemment utilisées sont :
 - a. La méthode des moments :

Celle ci consiste à vérifier que les premiers moments de la loi et les moments empiriques des observations coïncident autrement dit :

$$m(\alpha, \beta, \dots) = \int_{-\infty}^{+\infty} Q \frac{\partial F}{\partial Q} dQ \tag{III-1}$$

$$\sigma(\alpha, \beta, \dots)^2 = \int_{-\infty}^{+\infty} [Q - m(\alpha, \beta, \dots)]^2 \frac{\partial F}{\partial Q} dQ \tag{III-2}$$

Le calcul des paramètres se déduit de la résolution de ce système, en prenant autant de moments que de paramètres.

- b. La méthode du maximum de vraisemblance :

Considérons n variables aléatoires X_1, \dots, X_n indépendantes que l'on suppose identiquement distribuées selon une loi $F(X, \theta)$ donnée de fonction de probabilité $f(X, \theta)$. Soient x_1, \dots, x_n les réalisations de ces variables aléatoires qui forment l'échantillon observé.

La fonction de vraisemblance correspondante est donnée par :

$$f(x_1, x_2, \dots, x_n) = \prod_{i=1}^n f(x_i, \theta) = L(\theta_1, \theta_2, \dots, \theta_p) \tag{III-3}$$

Où $\theta = (\theta_1, \theta_2, \dots, \theta_p)$ est le vecteur des paramètres. L'estimateur du maximum de vraisemblance (MV) du paramètre θ est celui pour lequel la fonction de vraisemblance L est maximale.

Une fois les paramètres estimés, on choisit parmi les lois classiques celle qui s'ajuste le mieux à l'échantillon des crues maxima annuelles observées.

La meilleure loi $F(Q)$ étant choisie, on pourra dire que pour une période de retour T donnée il lui sera associé une crue :

$$Q_T = F^{-1}\left(1 - \frac{1}{T}\right) \tag{III-4}$$

On contrôlera la qualité de l'ajustement soit par l'un des tests d'adéquation (Khi deux, Kolmogorov - Smirnov ...), ou par le tracé de l'intervalle de confiance.

On admettra que cette même loi est valable en deçà et au-delà de la période d'observation.

III-2-2 La méthode du renouvellement :

III-2-2-1 Introduction :

Cette méthode est bien plus avantageuse que celle à échantillonnage fixe, car elle considère la totalité du processus des débits journaliers. Elle ne présente donc pas l'inconvénient de négliger toutes les fortes crues qui n'ont pas eu la "chance" d'être le maximum de l'année, et de tenir compte par ailleurs de certaines années dont la crue maximale annuelle n'a pas été forte. Ce type de crue faible n'a alors pas grand chose à voir avec les crues importantes dont on veut connaître la probabilité: l'hypothèse d'homogénéité de l'échantillon est alors mal vérifiée.

Les étapes à suivre pour cette méthode sont les suivantes :

- L'échantillonnage :

Considérons la série des débits moyens journaliers observés. On commence par ne retenir de ce processus que la partie qui contient de l'information utile pour la connaissance des fortes crues.

Pour cela on se fixe un seuil S et on conserve les débits supérieurs à celui-ci.

On obtient ainsi une série de « chapeau » d'hydrogrammes dépassant le seuil S , dont on ne retient que le maximum.

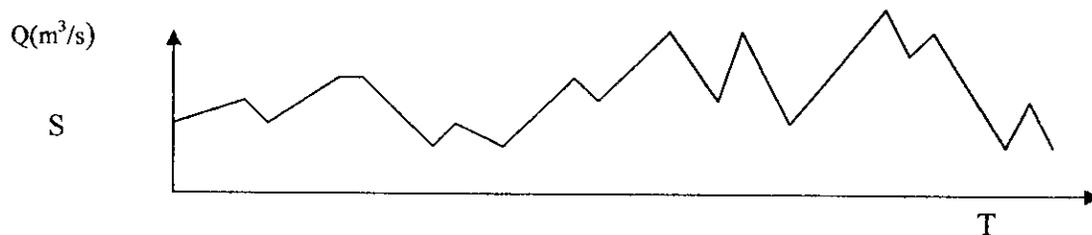


Figure III-1 Evolution des débits moyens journaliers

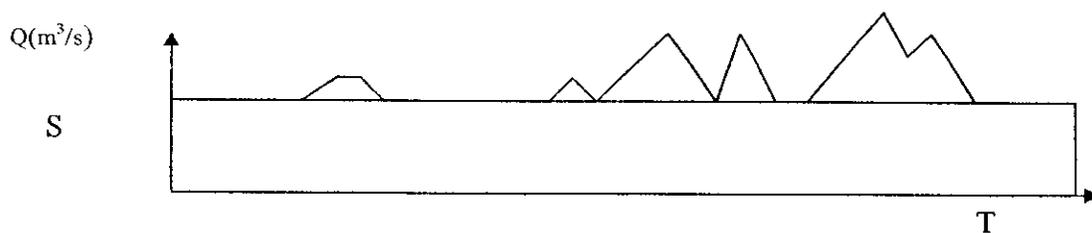


Figure III-2 Echantillonnage par le modèle de renouvellement.

On élimine les points faisant visiblement partie de la même crue, car ils mettraient en défaut l'hypothèse d'indépendance. Cette construction étant faite on obtiendra deux échantillons :

Les débits maxima des crues supérieurs à S:

$$\{q_i\} \quad i=1,\dots,NC \quad (NC=\text{nombre total de maxima de crue})$$

Les dates d'occurrence de ces maxima. En fait on va remplacer ce deuxième échantillon par la série des nombres de maxima observés chaque année.

$$\{n_k\} \quad k=1,\dots,NA \quad (NA=\text{nombre d'années}).$$

- Choix du seuil :

La valeur du seuil S est choisie de manière à satisfaire les critères d'indépendance et de stationnarité tout en essayant de préserver un bon échantillonnage, étant donné que :

- Plus S est élevé, plus les crues seront fortes et indépendantes, et plus l'échantillon sera homogène.
- Plus S est bas, plus nombreuses seront les crues retenues, ce qui améliore l'échantillonnage.

En pratique l'étude de deux ou trois seuils suffit pour trouver la bonne valeur, en s'assurant qu'autour de cette valeur les estimations ne doivent pas varier de façon importante.

- Contrôle des hypothèses :

L'hypothèse d'indépendance se contrôle classiquement par le calcul du coefficient d'auto-corrélation de pas 1. Autrement dit on vérifie que le coefficient d'auto-corrélation des deux séries X et Y ci-dessous n'est pas significativement différent de 0:

$$X = \{q_1, q_2, \dots, q_{NC-2}, q_{NC-1}\}$$

$$Y = \{q_2, q_3, \dots, q_{NC-1}, q_{NC}\}$$

L'hypothèse de stationnarité peut être vérifiée par le test sur les moyennes (test de Student).

Construction du modèle de renouvellement :

- On veut déterminer $F(Q) =$ probabilité annuelle $[q < Q]$, c'est-à-dire la probabilité que le débit le plus fort de l'année ne dépasse pas Q.
- On décompose cette probabilité en deux, celle de dépasser le seuil S un nombre de fois k dans l'année, et celle de ne pas dépasser le niveau Q, bien qu'ayant dépassé S.
- On applique simplement les règles de composition des probabilités d'événements indépendants :

$$\text{Prob}[q^* < Q] = \text{Prob}[\text{Au cours de l'année, } \exists 0 \text{ crue} > S]$$

$$\begin{aligned}
 &+ \text{Prob [Au cours de l'année, } \exists 1 \text{ crue } > S \text{ et } < Q] \\
 &+ \text{Prob [Au cours de l'année, } \exists 2 \text{ crues } > S \text{ et toutes } < Q] \\
 &+ \text{Prob [Au cours de l'année, } \exists k \text{ crues } > S \text{ et toutes } < Q] \\
 &\dots\dots\dots \infty
 \end{aligned}
 \tag{III-5}$$

On obtient :

$$\text{Prob [q* < Q]} = \sum \text{Prob [Au cours de l'année, } \exists k \text{ crues } > S \text{ et toutes } < Q] \quad k=0, \dots, \infty \tag{III-6}$$

Ou alors :

$$\text{Prob [q* < Q]} = \sum P(k).G(Q)^k \quad k=0, \dots, \infty \tag{III-7}$$

Tel que :

P (k) est la probabilité d'observer exactement k crues supérieures à S, en un an. Habituellement la loi de poisson s'ajuste bien aux observations sauf quelques cas rares où la loi binomiale négative peut la remplacer.

$$p(k) = e^{-\mu} (\mu^k / k!) \tag{III-8}$$

La loi qui s'ajuste le mieux à l'ensemble de toutes les crues de l'échantillon qui ont dépassé S, est du type exponentielle :

$$G(Q) = 1 - e^{-\rho(Q-S)} \tag{III-9}$$

Quand on s'intéresse à des crues rares, cela signifie que G (Q) est proche de un, la formule précédente peut être approximée par une relation très simple.

$$F(Q) = \text{Prob [q* < Q]} = \sum P(k).G(Q)^k \tag{III-10}$$

$$F(Q) \approx \sum P(k). \{1 - k [1 - G(Q)]\} \tag{III-11}$$

$$F(Q) \approx 1 - N. [1 - G(Q)] \tag{III-12}$$

N est le nombre moyen annuel de crues dépassant S ($N = \sum k.P(k)$)

G (Q) étant une loi exponentielle, en utilisant la méthode du Maximum de Vraisemblance, l'estimation des paramètres μ , ρ et p se fait en résolvant le système d'équations ci-dessous :

$$\mu = \frac{NC}{NA} \tag{III-13}$$

$$\rho = \frac{NC}{\sum_1^{NC} (Q_i - S)^p} \tag{III-14}$$

$$\frac{NC}{p} + \sum_1^{NC} \log(Q_i - S) - \frac{NC}{\sum_1^{NC} (Q_i - S)^p} \cdot \sum_1^{NC} (Q_i - S)^p \cdot \log(Q_i - S) = 0 \tag{III-15}$$

Le jeu de paramètres étant fixé, il reste à vérifier que les lois choisies conviennent bien graphiquement.

On peut alors calculer le débit de crue de période de retour T :

$$Q_T = S + \left[\frac{\log(\mu T)}{\rho} \right]^{1/p} \quad (III-16)$$

- Estimation des incertitudes :

Les paramètres μ , ρ et p solutions du système précédent ne sont que des estimations des vraies valeurs. Autrement dit, μ , ρ et p apparaissent comme des variables aléatoires, dont il est démontré qu'elles suivent une loi normale et que la variance de Q_T est :

$$\begin{aligned} \text{Var}(Q_T) = \sigma_q^2 = & \frac{(\hat{Q}_T - S)^2}{\hat{\rho}^2 \hat{\mu}^2} \text{var } \rho + \frac{(\hat{Q}_T - S)^{2(1-p)}}{\hat{\rho}^2 \hat{\mu}^2 \hat{p}^2} \text{var } \mu + \frac{(\hat{Q}_T - S)^2 \log^2(\hat{Q}_T - S)}{\hat{p}^2} \text{var } p + 2 \frac{(\hat{Q}_T - S)^2 \cdot \log(\hat{Q}_T - S)}{\hat{\rho} \hat{p}^2} \\ & - 2 \frac{(\hat{Q}_T - S)^{2-p}}{\hat{\rho}^2 \hat{\mu} \hat{p}^2} \text{cov } \rho \mu - 2 \frac{(\hat{Q}_T - S)^{2-p} \log(\hat{Q}_T - S)}{\hat{\rho} \hat{\mu} \hat{p}^2} \text{cov } \mu p \end{aligned} \quad (III-17)$$

Si on fait ensuite l'approximation que Q_T suit une loi Normale, on en déduit l'intervalle de confiance à 70%: $[Q_1; Q_2]$ avec :

$$Q_1 = Q_T - 1,04 \cdot \sigma_q \text{ et } Q_2 = Q_T + 1,04 \cdot \sigma_q \quad (III-18)$$

III-3 CAS OU LES DONNEES HYDROMETRIQUES SONT INSUFFISANTES (METHODES "HYDROMETEOROLOGIQUES") :

Dans le cas où les données hydrométriques sont insuffisantes, on a recours aux méthodes hydrométéorologiques qui intègrent l'information pluviométrique.

III-3-1 La méthode du GRADEX

La méthode du Gradex, développée par GUILLOT et DUBAND (1967) de la DTG-EDF de Grenoble permet l'estimation de la crue de projet des grands barrages, dont la période de retour est d'au moins 1000 ans. Elle repose sur une analyse conjointe des séries hydrométriques et pluviométriques et s'appuie principalement sur trois hypothèses :

Les Précipitations :

La fréquence de dépassement des moyennes des précipitations maximales sur une durée de quelques heures à quelques jours, est à décroissance exponentielle simple :

$$\text{Ln} [1-F(\rho)] = -P_0/a + \text{constante} \quad (III-19)$$

- a : Gradex des pluies extrêmes annuelles (gradient des valeurs extrêmes) ;
- ρ : Précipitations maximales annuelles ;
- P_0 : Paramètre de position.

Cette hypothèse implique que la fonction de répartition asymptotique des précipitations maximales annuelles est la loi de « Gumbel »

$$F(p) = \exp[-\exp(-((p-P_0)/a))]. \quad (\text{III-20})$$

Le ruissellement :

La capacité de rétention du sol n'est pas illimitée et sa distribution tend vers une distribution limite. Il en découle que la distribution des débits devient, pour les fortes périodes de retour, asymptotiquement parallèle à celle des pluies. La période de retour à partir de laquelle la saturation est atteinte est appelée pivot.

Ce pivot dépend des conditions climatologiques, géologiques et de la superficie du bassin versant. Il varie de 10 ans pour des petits bassins versants, jusqu'à 100 ans pour de grands bassins versants à climat semi-aride.

La forme des hydrogrammes de crues :

La forme des hydrogrammes ne varie pas pour les crues importantes. Cela signifie que le rapport R reste constant

$$R = \frac{Q_i}{Q_{moy}} \quad (\text{III-21})$$

Q_i : est le débit instantané maximal ;

Q_{moy} : est le débit maximal sur une durée égale au temps de base

Le mode d'application de la méthode tel qu'il a été énoncé par M. Guillot et qui a été l'un des premiers à la développer :

1°- D'après l'examen des enregistrements de crues, on estime le temps de base de l'hydrogramme de ruissellement (t_b , en heures).

Pour la commodité des calculs on retiendra une valeur très arrondie, par exemple 2, 4, 6...72 heures.

Le résultat final, débit de pointe millénal, ou décamillénal dépend peu de t_b : il suffit de ne pas commettre d'erreur d'ordre de grandeur sur t_b .

2°- Étudier la variable aléatoire "pluie reçue par le bassin versant en t_b heures". Tracer sa fonction de répartition ($-\ln(-\ln F)$) c'est à dire sur un papier Gumbel et calculer son gradex (pente).

3°- A partir des observations de débits (débit moyen maximal annuel en t_b heures), on trace leur fonction de répartition jusqu'au débit (pivot). On exprime le débit en millimètre en divisant le volume écoulé par la surface du bassin S en km².

4°- Extrapoler la fonction de répartition des débits au delà du pivot par une droite de pente égale au gradex de la pluie.

5°- Calculer sur les hydrogrammes des crues observées le rapport R égal au rapport débit de pointe sur débit moyen en t_b heures et sa moyenne r sur quelques dizaines de crues. r est habituellement compris entre 1,2 et 1,7.

6°- Appliquer au débit moyen en t_b heures une affinité égale à r pour obtenir les débits de pointe.

III-3-2. Méthode du GRADEX "revue"

Le dernier résultat obtenu présente une forte incertitude due à l'absence d'observations pluviométriques et hydrométriques au pas de temps t_b (temps de base). Dans ce cas, et dans la mesure où des observations fiables sont disponibles, il serait intéressant de travailler au pas de temps journalier.

III-3-3. Le modèle Agréee :

La méthode du GRADEX fut initialement créée pour l'estimation des crues extrêmes ($T > 1000$ ans) subies par des grands barrages. Cette particularité fait que cette méthode adaptée aux extrêmes, a parfois tendance à surestimer les débits lorsqu'on l'applique aux crues rares seulement ($10 < T < 1000$ ans).

Le modèle Agréee, développée par le CEMAGREF de LYON s'inspire fortement de la méthode initiale. Cependant, il traduit une évolution sans doute plus proche de la réalité physique des phénomènes dans le domaine des fréquences rares.

Il permet le passage graduel d'un gradex des débits a_q à celui des pluies a_p . (absence de cassure dans la distribution des débits).

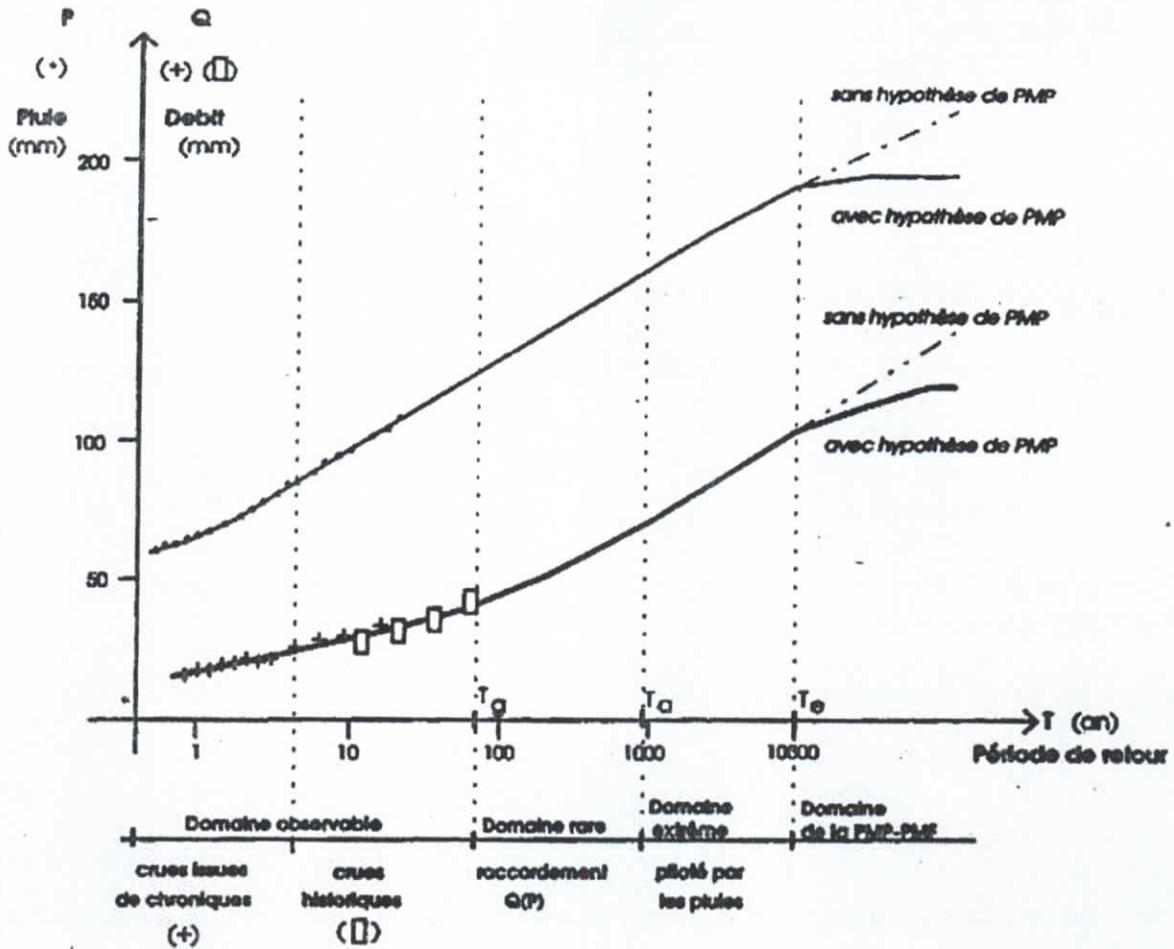


Figure III-3 Extrapolation des débits par le modèle Agregee

Avant d'expliciter le modèle, commençons par définir les notations suivantes :

P_g : La pluie de période de retour T_g , T_g étant le seuil à partir duquel on commence l'extrapolation des débits par la connaissance des pluies ;

T_e : La limite de validité du modèle Agregee ; dans tout ce qui suit, on prendra $T_e=10^4$ ans ;

a_p : Le pseudo-gradex des pluies il est fonction de la période de retour T ;

a_{pg} : Le pseudo-gradex des pluies au point $T=T_g$ ($a_p(T=T_g)=a_{pg}$) ;

a_{qg} : Le pseudo-gradex des débits au point $T=T_g$ ($a_q(T=T_g)=a_{qg}$) ;

a_e : La limite (si elle existe) du pseudo-gradex des pluies quand la période de retour tend vers l'infini.

Les hypothèses du modèle sont les suivantes :

- La distribution des pluies a au moins un comportement asymptotiquement exponentiel :

$$a_e = \lim_{T \rightarrow \infty} a_p(T) \tag{III-22}$$

- La distribution des débits devient, pour les fortes périodes de retour, asymptotiquement parallèle à celle des pluies. Nous retenons un raccordement progressif, à partir du seuil T_g , entre la distribution des débits et celle des pluies, qu'on peut exprimer par :

$$a_q(T) = a_p(T) \frac{T}{T + \alpha} \quad (\text{III-23})$$

Le modèle Agréee délimite trois domaines spécifiques (Voir Figure III-1)

- L'avant gradex ($T < T_g$) : C'est le domaine observable (crues issues de chroniques et crues historiques) ;
- Le domaine du progressif ($T_g < T < T_a$) : C'est celui des crues rares et le plus souvent où la capacité d'absorption devient faible ;
- Le domaine de la branche asymptotique ($T_g < T < T_e$) : C'est la branche pour laquelle le débit finit par avoir une distribution similaire à celle des pluies.

Estimation des débits par le modèle Agréee :

D'après les hypothèses citées ci-dessus

$$a_q(T) = a_p \frac{T}{T + \alpha} \quad (\text{III-24})$$

et si l'on considère la définition même du gradex :

$$a = \frac{dQ}{d \ln T} \quad (\text{III-25})$$

A partir des relations (III-24) et (III-25), on peut établir l'équation différentielle suivante :

$$dQ = a_p \frac{1}{T + \alpha} dT \quad (\text{III-26})$$

En intégrant l'équation (III-26), on obtient :

$$Q_T = \beta + a_p \ln(T + \alpha) \quad (\text{III-27})$$

L'estimation des paramètres α et β se fait en posant les deux conditions aux limites suivantes :

1- L'extrapolation par le gradex des pluies se fait à partir d'un pivot dont la période de retour est T_g . Pour le pivot, l'équation (III-27) donne : $Q_g = \beta + a_p \ln(T_g + \alpha)$
(III-28)

2- Pour la période de retour T_g , le gradex des débits est égal au gradex a .

D'après l'équation (III-24)

$$a_1 = a_p \frac{T_g}{T_g + \alpha} \quad (\text{III-29})$$

A partir des équations (III-28) et (III-29), on obtient :

$$\beta = Q_g - a_p \ln(T_g + \alpha) \text{ et } \alpha = \frac{(a_p - a_q)T_g}{a_q} \quad (\text{III-30})$$

Finalement, on peut poser :

$$Q_1 = Q_g + a_p \ln \left(1 + \frac{a_q(T - T_g)}{a_p T_g} \right) \quad (\text{III-31})$$

III-3-4.1. La méthode SHYPRE :

SHYPRE, acronyme de Simulation d'**HY**drogrammes pour la **PRE**détermination des crues, est une méthode développée au groupement d'Aix-en-Provence du Cemagref. Elle s'appuie sur les travaux de Cernesson (1993), Cernesson et al (1996), Arnaud (1997) et Arnaud et al (1999).

Elle associe un générateur aléatoire de pluies horaires et une transformation de la pluie en débit.

Les techniques de simulation permettent de générer de très longues chroniques de pluies horaires d'où se déduisent les hydrogrammes de crue par application d'une modélisation simple de la pluie en débit. Un simple classement des pluies et des débits simulés permet de tracer les distributions de fréquences empiriques des pluies et des débits de toutes durées et d'en déduire les quantiles pour une large gamme de périodes de retour, de 2 à 1000 ans.

Le modèle de génération de pluie est réalisé en deux étapes. La première est l'étude descriptive du phénomène. Elle est basée sur l'analyse de la structure temporelle interne des événements pluvieux observés au pas de temps horaire, un événement pluvieux étant défini par une hauteur journalière de pluie supérieure à 20 mm. Cette analyse aboutit au choix des lois de probabilité qui les caractérisent. La seconde étape est la reconstitution de la chronique de pluie par les lois de distribution, générées de façon aléatoire par une méthode de Monte Carlo.

À la transformation pluie-débit, deux modèles peuvent être mis en œuvre par exemple :

le modèle conceptuel UR3H défini par 3 paramètres (Edijatno et al. 1989).

La fonction de production du Soil Conservation Service (SCS), associée à un hydrogramme unitaire.

Le modèle UR3H est défini par deux paramètres α pour la fonction de production et un autre qui permet de passer de l'unité de pluie en mm à l'unité de débit en m³/s.

Le modèle SCS est défini par deux paramètres α et β pour le paramètre C de la fonction de pluie.

Le modèle

Après cette phase de calage, SHYPRE est utilisé en simulation. Des hyétogrammes horaires ont simulés et transformés en débit. La méthode fournit ainsi différents scénarios de crue. Le traitement statistique de ces informations permet aussi l'estimation des quantiles de débits de différentes durées sur l'ensemble de la plage des fréquences (du courant à l'exceptionnel).

III-3-5 .La méthode PMP-PMF(Probable Maximum Flood) :

Développée par l'école Nord Américaine, cette méthode est d'usage courant surtout dans les pays anglo-saxons. Elle est exigée pour les dimensionnements d'ouvrages où la vulnérabilité à l'aval est la perte de vies humaines.

Cette méthode définit un débit maximal probable dont le risque d'occurrence est nul. Son estimation repose sur la connaissance de la pluie maximale probable (PMP). Elle consiste ensuite à transformer cette pluie en débit. Ce débit maximal probable sera le plus fort débit raisonnablement imaginable pour le bassin versant considéré.

Définition de la PMF :

La PMF critique est la crue qui peut être attendue de la plus sévère combinaison de conditions météorologiques physiquement possibles dans une région donnée et dont le passage dans la retenue, conduira au niveau maximum du plan d'eau.

Estimation de la PMP :

La PMP est la plus forte précipitation sur une durée déterminée, qui est physiquement possible sur un bassin donné. Son estimation consiste à maximiser les variables explicatives des précipitations (humidité, température, vent, conditions de précipitation), et à maximiser les scénarios temporels de précipitations (concomitances, précipitations successives,...).

Etant donné la difficulté d'estimation, certain pays ont proposé la méthode statistique suivante :

$$PMP=m+ks \quad (III-32).$$

m :Moyenne des précipitations maximales annuelles ;

s :Ecart type des précipitations maximales annuelles ;

k :Paramètre statistique qui dépend de la loi de probabilité des précipitations.

Transformation de la pluie en débit :

La transformation de la PMP en débit, se fait en premier lieu par la transformation de la PMP en pluie nette par l'intermédiaire d'une fonction de production (SCS). Puis en second lieu en convertissant la pluie en débit par l'intermédiaire d'une fonction de transfert (hydrogramme unitaire).

Remarques :

Il est intéressant de faire les remarques suivantes concernant la méthode de la PMP-PMF :

Garros-Berthet, ont comparé quelques estimations de crues de projet par la méthode de la PMP-PMF et par les autres méthodes, sur des retenues française et ont trouvé un rapport moyen de deux.

Théoriquement le PMF est systématiquement supérieur au débit de la crue de projet calculé par d'autres méthodes. Cependant des débits supérieurs au débit maximum probable ont déjà été observés sur des retenues existantes.

Enfin on peut reprocher à cette méthode, une complexité de mise en oeuvre qui génère beaucoup de choix difficiles et qui ne permet pas à la fin du calcul d'avoir une forme d'évaluation de l'incertitude.

**III-4 CAS OU IL N'EXISTE PAS DE DONNEES HYDROMETRIQUES
(METHODES SOMMAIRES DE PREMIERE APPROXIMATION):**

• III-4-1 La méthodologie QDF (Débit Durée Fréquence):

D'après Prudhomme (1995), il est possible de reconstituer la plupart des régimes de crue à partir de seulement trois modèles QDF régionaux calés respectivement sur les sites de Vandenesse, Florac et Soyans. Chaque modèle est représentatif d'une famille de bassins versants : continental, océanique et méditerranéen.

Pour les crues rares et extrêmes : T > 10 ans,

$$Q^*(T, d^*) = Q^*(10, d^*) + [x_7 + 1 / (x_8 d^* + x_9)] \text{Log} (1 + [x_4 + 1 / (x_5 d^* + x_6)] / [x_7 + 1 / (x_8 d^* + x_9)] (T - 10 / 10)) \tag{III-33}$$

$$\text{Avec } Q^*(T, d^*) = Q(T, d/D) / Q_{i10} \tag{III-34}$$

T : La période de retour ;

D : Le temps caractéristique de l'écoulement (temps de concentration) ;

d : La durée de l'averse.

Tableau III-1 : Paramètres du modèle QDF.

Modèle régional	X ₁	X ₂	X ₃	X ₄	X ₅	X ₆	X ₇	X ₈	X ₉
Vandenesse	0,097	1,91	1,91	0,01	3,97	6,48	0,013	3,674	1,774
Florac	0,01	2,13	2,96	0	3,05	3,53	0,04	2,78	1,77
Soyans	0,05	2,1	2,1	0	2,57	4,86	0,017	1,49	0,66

Le choix d'un des trois modèles régionaux de référence s'effectue en comparant, pour les crues d'origine d, le rapport Gpd/Q_{i10} à deux limites L₁ (d/D) et L₂ (d/D) :

$$L_1(d/D) = 1 / (1,580 - 0,419 d/D) \text{ et } L_2(d/D) = 1 / (1,580 + 0,419 d/D) \tag{III-35}$$

Suivant la position de ce rapport (inférieur à L_1 ; compris entre L_1 et L_2 ; supérieur à L_2), on choisira respectivement le modèle de Vandenesse, Florac ou Soyans.

III-4-2 Méthode du SCS (Soil Conservation Service)

Cette méthode très employée en hydrologie permet de faire intervenir directement l'état du sol. Elle consiste à faire l'hypothèse suivante:

A un instant t donné, le rapport entre l'infiltration cumulée jusqu'à l'instant t et l'infiltration potentielle en début d'épisode est égal au rapport entre le ruissellement cumulé et la pluie cumulée, soit :

$$(P(t) - R(t)) / J = R(t) / P(t) \quad (\text{III-36})$$

$P(t)$: Hauteur de pluie tombée entre 0 et t ;

$R(t)$:Lame nette écoulée entre 0 et t ;

J :Capacité maximale d'infiltration ;

$P(t) - R(t)$: Infiltration cumulée entre 0 et t .

Cependant, lorsque la pluie commence à tomber, il n'y a pas de ruissellement immédiat. Des études ont montré que l'on pouvait estimer cette rétention initiale à $0.2 \cdot J$. Il faut donc remplacer $P(t)$ par $P(t) - 0.2J$. On a donc :

$$R(t) = (P(t) - 0.2J)^2 / (P(t) + 0.8J) \quad (\text{III-37})$$

fonction dite de production.

Avec $J = 25.4 (1000/\text{CN} - 10)$

CN (Curve Number) est un coefficient de ruissellement. Ce coefficient est fonction de la nature du sol et de l'antécédent pluviométrique.

III-4-3 Méthode d'estimation dérivée du SCS(Cemagref Lyon)

Cette méthode, dérivée de la fonction de production du SCS, permet d'estimer le débit décennal de pointe de petits bassins versants dont la superficie ($S < 15 \text{ km}^2$).

La différence par rapport à la méthode SCS réside dans le calcul de J :

$$\ln(J) = 0.232 \ln(S) + 3.509 \quad (\text{III-38})$$

Le reste du calcul reste valable.

III-4-4 Méthode des "courbes-enveloppes :

Cette méthode est un procédé graphique qu'on utilise à l'aide de tous les renseignements disponibles sur les crues, sur un ensemble de bassins autant que possible homogène.

Elle nous montre bien la dispersion naturelle et l'ordre de grandeur des résultats (Figure III-4) extraite du livre hydrologie générale (Réménieras).

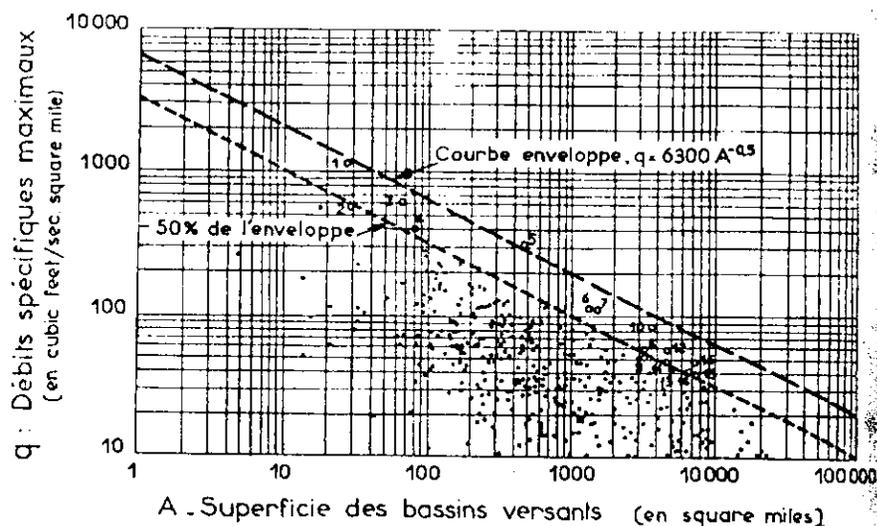


Figure III-4 Méthode des courbes enveloppe

On porte les débits spécifiques q_m des plus fortes crues sur un graphique à échelle logarithmique (Figure III-4), pour une région hydrologiquement homogène en fonction de l'aire du bassin versant. L'ensemble des points ainsi représentés, ne dépassent pas une certaine zone de plan que l'on peut limiter du côté supérieur par une courbe enveloppe. Cette dernière constitue souvent une droite, avec le système de coordonnées logarithmique choisi.

En ajustant une formule algébrique sur cette courbe enveloppe, on pourra avoir les débits spécifiques absolus de la crue maximale observée en fonction de la superficie du bassin versant. Pour des rivières sur lesquelles on ne possède aucune information, on trouvera dans de tels graphiques une première estimation de la valeur maximale probable de la crue par référence à des bassins présumés analogues.

Mais l'emploi de cette méthode, et généralement de toutes les formules de la forme : $Q=f(A)$, soulèvent beaucoup de critiques, du fait qu'elles ne prennent en compte aucun des autres paramètres qui sont loin d'être non influents.

Enfin, il arrive qu'au fur et à mesure que les années passent, des crues catastrophiques d'une valeur encore jamais observée, surviennent et nous obligent ainsi à déplacer la "courbe - enveloppe" sans que l'on puisse savoir si l'on a ainsi atteint la "limite supérieure absolue" des phénomènes hydrologiques possibles.

III-4-5 Méthode des "stations-années"

Si l'on désire faire une étude de crue sur une station d'un cours d'eau, on rencontre généralement toutes sortes de difficultés sur le terrain. Mais le plus souvent, c'est l'absence d'observations de durées assez longues, qui constitue la difficulté majeure.

Certains hydrologues anglo-saxons ont tenté de pallier cette difficulté par la méthode dite des "stations-années". Elle consiste essentiellement en la combinaison des relevés disponibles de plusieurs stations, pour obtenir une série unique d'observations que l'on admet que l'on a pu observer à une seule station pendant une durée d'eau ou de crue donnée. En pratique, ceci paraît imprudent, l'analyse statistique de

problème montre que la méthode des stations années repose sur l'hypothèse que les crues survenues à une station déterminée, auraient pu, tout aussi bien, se présenter à l'une quelconque des autres stations du même groupe. Mais cette hypothèse n'est acceptable que si les deux conditions suivantes sont remplies :

- Indépendance, c'est-à-dire absence de corrélation entre les relevés provenant des diverses stations ;
- Bonne homogénéité climatique et géologique des bassins alimentant ces stations.

Ces deux conditions, quelque peu contradictoires, limitent le champ d'application de la méthode des « stations-années » qui ne devra être mise en œuvre qu'avec discernement et par des hydrologues avertis.

III-4-6 Méthodes empiriques (déterministes)

Les méthodes présentées ci-dessous ne sont pas du tout adaptées aux bassins versants sur lesquels elles n'ont pas été calées. Elles ne sont donc qu'une aide à la décision.

Leur utilisation brutale, sans une réflexion sur le fonctionnement du bassin versant est très risquée. *

III-4-6-1 Méthodes empiriques qui ne font pas intervenir la période de retour de la crue

III-4-6-1-1 Formule de Iskowski :

Iskowski, chef de service hydrologique autrichien a tiré en 1884, de l'analyse des crues observées sur quelques 300 cours d'eau européens la formule suivante :

$$Q = \lambda * m * \bar{H} * A \quad (\text{III-39})$$

\bar{H} : La moyenne des précipitations tombées chaque année sur le bassin ;

m : Coefficient dépendant de A , qui passe de 10 à 1 lorsque l'étendue du bassin passe de 1 à 25000 km² ;

λ : Coefficient caractérisant la morphologie du bassin.

III-4-6-1-2 Formule de Possenti :

En étudiant des rivières de bassins montagneux italiens, Possenti a établi la formule suivante :

$$Q = \frac{\lambda * H_m * (A_m + \frac{A_p}{3})}{L} \quad (\text{III-40})$$

H_m (mm) : La hauteur maximale des précipitations en 24h ;

L (km) : La longueur de thalweg principal ;

A_m (km²) : L'aire de la partie montagneuse de bassin versant ;

A_p (km²) : L'aire de la partie en plaine du bassin ;

λ : Coefficient compris entre 700 et 800, et il est d'autant plus grand que L est plus petit.

III-4-6-1-3 Formule de Turazza :

Turazza a établi une formule, adoptée en Italie, qui est la suivante :

$$Q = \frac{C * H * A}{3.6 * t_c} \quad (\text{III-41})$$

C : Coefficient de ruissellement de bassin pour la crue considérée;

H : La hauteur totale maximale de pluie relevée pendant une durée égale au temps de concentration t_c du bassin (exprimé en heures.);

A : Superficie du bassin en km^2 .

III.4-6-1-4 Chow 1964 :

$$Q = K.C\sqrt{A} \quad (\text{III-42})$$

Q : Débit de pointe en m^3/s ;

A : Aire du bassin en km^2 ;

C : Coefficient ;

K : Constante de conversion.

III-4-6-1-5 Beable & MC. Kerchar (1982) :

$$Q_T = C.P_t \frac{A}{3,6} \quad (\text{III-43})$$

Q_T : Débit de pointe de période de retour T, en m^3/s ;

P_t : Taux de précipitation (en mm/h) d'un orage de période de retour T et d'une durée t égale au temps de concentration du bassin ;

A : Superficie du bassin versant en km^2 ;

C : Coefficient empirique, reflétant l'effet des pertes du bassin et les effets d'emmagasinage

III-4-6-1-6 Beable & MC. Kerchar (1982) :

$$Q_T = 0,139 (C.R.S.A^3) \quad (\text{III-44})$$

C : Coefficient dépendant de la physiographie du bassin ;

R : Facteur de précipitation, dépendant de l'orage du design ;

S : Superficie du bassin en km^2 ;

A : Facteur de conversion.

III-4-6-2 Méthodes empiriques qui font intervenir la période de retour de la crue

III-4-6-2-1 Formule de Fuller

Fuller avait introduit, dès 1913 la notion de fréquence de retour pour les crues. Sa formule initiale est la suivante :

$$q(T) = q_1 * (1 + 0.8 * \log_{10} T) \quad (\text{III-45})$$

Avec :

q_1 : la moyenne de débits maxima de chaque année (crue annuelle.) ;

T : est la période de retour.

Les débits précédents q_1 et q sont, en fait, des débits journaliers. Pour passer de ces derniers aux débits instantanés de pointe correspondants q_i , Fuller propose la formule :

$$q_i = q * \left(\frac{2.66}{A^{0.3}} + 1 \right) \quad (\text{III-46})$$

A : Superficie du bassin en km^2 .

De nombreuses formules de même type que celle de Fuller ont été proposées, dans lesquelles généralement, le coefficient 0.8 est remplacé par un coefficient de crue β , variable d'un bassin à l'autre ; ces coefficients sont obtenus en étudiant graphiquement la corrélation entre $q(T)$ et $\log(T)$.

Selon Coutagne, hydrologue français, le coefficient β est généralement de l'ordre de 0,7 à 0,8, et il est d'autant plus grand que le bassin est plus petit, et plus irrégulièrement arrosé, et il peut dépasser 2 pour les régions semi-arides.

Moyennant un choix convenable de β , les formules de type Fuller sont assez satisfaisantes pour dimensionner de petits ouvrages tels que ponceau, caniveau, etc.

III-4-6-2-2 Formule de Giandotti :

Cette formule utilise les caractéristiques topographiques du bassin versant ainsi que la précipitation pour une durée égale au temps de concentration.

$$Q_{\max T} = \frac{C.A.H_T \sqrt{H_{\text{moy}} - H_{\text{min}}}}{4\sqrt{A + 1.5L}} \quad (\text{III-47})$$

- A : Surface du bassin versant en km^2 ;
- L : Longueur du cours d'eau principal en Km ;
- H_{moy} : Altitude moyenne du bassin versant en m ;
- H_{min} : Altitude minimale du bassin versant en m ;
- C : Coefficient qui dépend de la topographie du bassin et qui varie entre 66 et 166 ;
- H_T : Lamme d'eau précipitée de période de retour T pendant une durée égale au temps de concentration.

III-4-6-2-3 Formule de MALLET- GAUTHIER :

Dans leurs études sur «les problèmes de l'eau en Algérie» Mallet et Gauthier ont établi une formule exprimant le débit maximum en fonction des précipitations, de la surface du bassin, des caractéristiques géographiques, climatiques et de la période de retour T.

$$Q_{\max T} = 2k \cdot \ln(1 + 20H) \cdot A \cdot \sqrt{\frac{1 + 4 \ln T - \ln A}{L}} \quad (\text{III-48})$$

- k : Constante comprise entre 1 et 3 ;
 H : Précipitation moyenne interannuelle (m) ;
 L : Longueur du cours d'eau principale (Km) ;
 A : Surface du bassin versant (km²) ;
 T : Période de retour (ans).

Il est important de préciser que les formules données plus haut ne sont applicables qu'aux bassins versants qui s'identifient aux descriptions citées. De plus ces formules ne représentent qu'une adaptation mathématique des données recueillies pendant une période limitée sur une région climatique donnée. Ce qui, nous conduit à dire, que leurs extrapolations inconsidérées pourront certainement être dangereuses.

III-4-6-2-3 Méthode CRUPEDIX :

La méthode CRUPEDIX (1980-1982) permet l'estimation du débit de pointe décennal (Qi10). La formulation ci-après a été obtenue par une analyse statistique de 630 bassins versants de moins de 2000 km².

$$Q_{i10} = S^{0.8} (P_{j10} / 80)^2 \quad (\text{III-49})$$

- Qi10 : Débit instantané maximal annuel décennal ;
 Pj10 : Pluie journalière maximale annuelle décennale en mm ;
 R : Coefficient régional ;
 S : Superficie d'u bassin versant en km².

L'incertitude de la méthode pour l'échantillon considéré est grande. L'intervalle de confiance à 70% est [2/3Q, 3/2Q].

III-4-6-2-4 Méthode SOCOSE :

Cette méthode est le résultat d'une synthèse menée à partir de l'observation de 5000 crues sur 1000 bassins versants de 2 à 200 km². Elle utilise un modèle simple de transformation de la pluie en débit.

Elle s'intéresse à deux variables pour décrire la crue: le débit instantané maximal annuel décennal et la durée caractéristique de crue Ds du bassin versant.

Les données nécessaires sont les suivantes: la superficie S du bassin (km²), la longueur L du chemin hydraulique le plus long (km), le pluie journalière maximale annuelle décennale Pj10 (mm) et la pluie journalière maximale annuelle Pa (mm).

Pour le calcul du débit instantané décennal, il faut auparavant déterminer D_s , J , K et r .

D_s :Durée caractéristique de crue du bassin versant (h).

$$\ln(D_s) = -0.69 + 0.32 \ln(S) + 2.2 (Pa/(Pj10 \cdot Ta))^{1/2}$$

J :Interception potentielle (mm)

$$J = 260 + 21 \ln(S/L) - 54 (Pa/Pj10)^{1/2}$$

K :Indice volumétrique

$$K = 24^b Pj10 / 21 (1 + S^{1/2} / 30 D_s^{1/3})$$

r :Nombre intermédiaire.

$$r = 1 - J/5K (1.25D_s)^{3-b}$$

Qi_{10} :débit instantané décennal

$$Qi_{10} = [KS / (1.25D_s)^b] [r^2 / (15 - 12r)]$$

L'intervalle de confiance à 70% est $[Q/2, 2Q]$

III-5 CONCLUSION :

Après étude et analyse des différentes méthodes de prédétermination des débits de crue, on peut tirer les conclusions suivantes :

Les modèles à base déterministe (empirique) restent des méthodes de première approximation.

Certes ils sont intéressants du fait qu'ils modélisent plus ou moins correctement le processus de transformation de la pluie en débit, mais ils sont confrontés aux problèmes de validation dans le domaine d'extrapolation. De plus, ils ne sont applicables que sur les bassins versants où ils ont été calés, et prennent en compte des variables difficilement quantifiables. Ces méthodes sont donc à éviter.

Les méthodes hydrométéorologiques sont fiables et opérationnelles pour les bassins versants limités et homogènes. Elles ont également l'avantage d'analyser les événements générateurs, et d'être ainsi plus proches de la physique des phénomènes. Par contre, pour les grands bassins versants ($>20.000 \text{ km}^2$), ou en cas de mécanismes hydrométéorologiques complexes, les difficultés de combinaisons des événements élémentaires conduisent actuellement à des incertitudes encore beaucoup trop grandes. Donc dans le cas de grands bassins versants ($>20.000 \text{ km}^2$) elles ne sont plus applicables.

Quant à la méthode PMP-PMF, son utilisation est déconseillée, à cause de son incapacité d'associer à ces PMP ou à ces PMF une probabilité. En effet, la probabilité de la crue de projet n'est pas estimée, or les maximisations effectuées pour son estimation sont basées sur les observations, qui peuvent être très réduites en certains endroits: il s'en suit un faux sentiment de sécurité. À l'inverse des estimations très importantes quand les informations sont riches surdimensionnement exagérément les ouvrages, ce qui conduit les projeteurs à corriger par un coefficient d'abattement non moins risqué.

Reste alors les méthodes probabilistes dont le domaine de validité, est plutôt celui des grands bassins versants ($>20.000 \text{ km}^2$). En effet leurs estimations sont fondées sur des événements courants, dont le hasard des combinaisons est bien représenté par les lois retenues.

Elles ne conviennent pas pour les petits bassins versants où des effets tout à fait locaux (orages par exemple), parfois jamais mesurés aux points d'étude, peuvent devenir influençants.

LAMINAGE DE CRUE

IV-1 DESCRIPTION DU PHENOMENE :

Le laminage de la crue correspond au stockage partiel et temporaire dans la retenue d'un volume d'eau entrant. Dans les conditions les plus défavorables, ce volume d'eau se situerait dans la tranche entre le niveau normal et le niveau des plus hautes eaux.

L'hydrogramme sortant de l'évacuateur après laminage sera plus aplati que l'hydrogramme entrant dans la retenue.

Cet effet de laminage dépendra de la forme de l'hydrogramme de crue et de la forme de la courbe capacité hauteur.

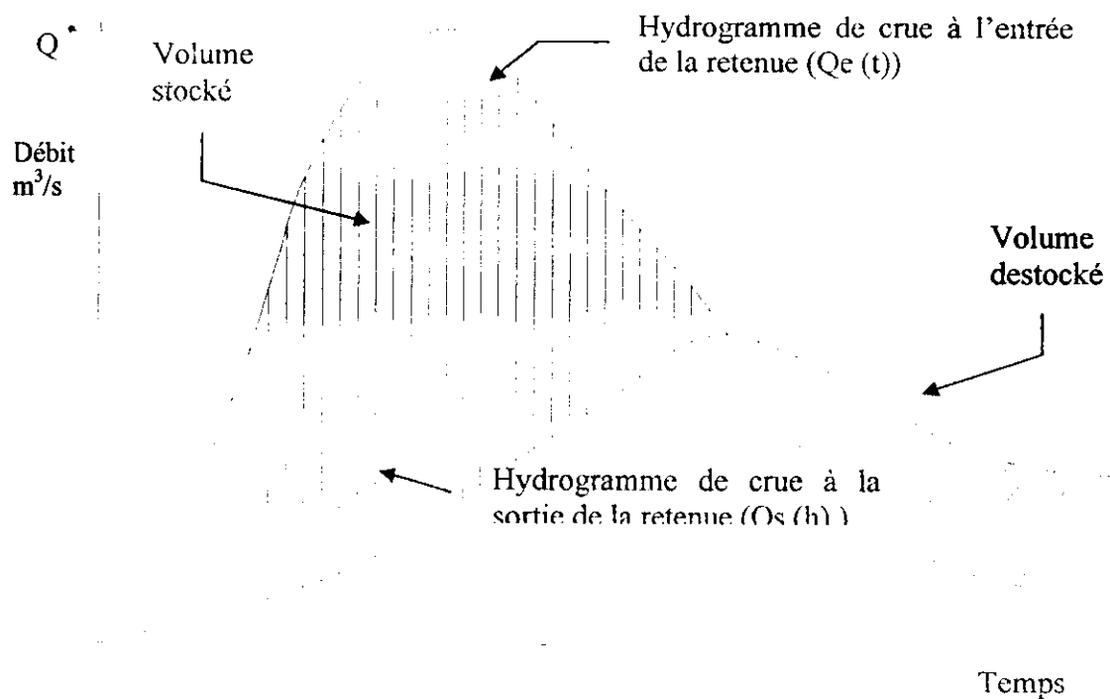


Figure IV-1 Hydrogramme de crue laminé

En respectant le principe de conservation de la masse, le mécanisme de laminage de crue peut être traduit rigoureusement par l'équation (IV-1):

$$Q_e(t) dt = Q_s(h) dt + S(h) dh + S(h) dt. \quad (IV-1)$$

$Q_e(t)$: débit entrant en fonction du temps;

h : côte de l'eau dans la retenue;

$Q_s(h)$: débit sortant en fonction de la hauteur déversante ;

$S(h)$: Surface de la retenue en fonction de la hauteur déversante.

Cette équation étant difficilement intégrable, sa résolution se fera donc par des procédés graphiques, analytiques ou numériques.

IV-2 METHODE DE CALCUL DU LAMINAGE :

La résolution de l'équation de laminage peut se faire en adoptant certaines approximations. C'est le cas des méthodes grapho-analytiques. On ne présentera pas la méthode de Blackmore puisqu'elle estime le volume stocké et non le volume sortant qui nous intéresse.

• IV-2-1 Méthode graphique :

Cette méthode est dévaluée par plusieurs hypothèses et qui sont :

- Au temps $t=0$, $Q=0$, le plan d'eau se trouve au niveau du radier du déversoir.
- L'hydrogramme de crue entrant dépend uniquement de deux paramètres (débit de pointe, et temps de montée).
- Le débit sortant est exprimé par : $Q=k h^{3/2}$ (h : charge au dessus du radier du déversoir).
- La surface du plan d'eau augmente linéairement avec h .

Pour les figures IV-2 et IV-3 , adoptons les notations suivantes :

Q_0 : Débit de pointe entrant ;

Q_s : Débit sortant ;

T_m : Temps de montée de l'hydrogramme de crue ;

A : Aire du plan d'eau à la côte $h=0$ (radier du déversoir) ;

a : Côte pour laquelle la surface est égale à $2A$;

Z_0 : Charge (fictive) qui correspond au passage de Q_0 sur le déversoir ;

Z_s : Charge qui correspond au passage Q_s sur le déversoir.

Le rapport Q_s/Q_0 est donné par des abaques (selon la forme de l'hydrogramme entrant) en fonction de :

- $(A*Z_s)/(Q_0*TM)$: Si la hauteur déversante est fixe.
- $(A*Z_0)/(Q_0*TM)$: Si la longueur déversante est fixe.

Une fois le débit de pointe sortant Q_s déterminé par l'intermédiaire d'une loi de déversement, on se fixe la longueur déversante et on détermine la hauteur déversante (ou l'inverse).

11

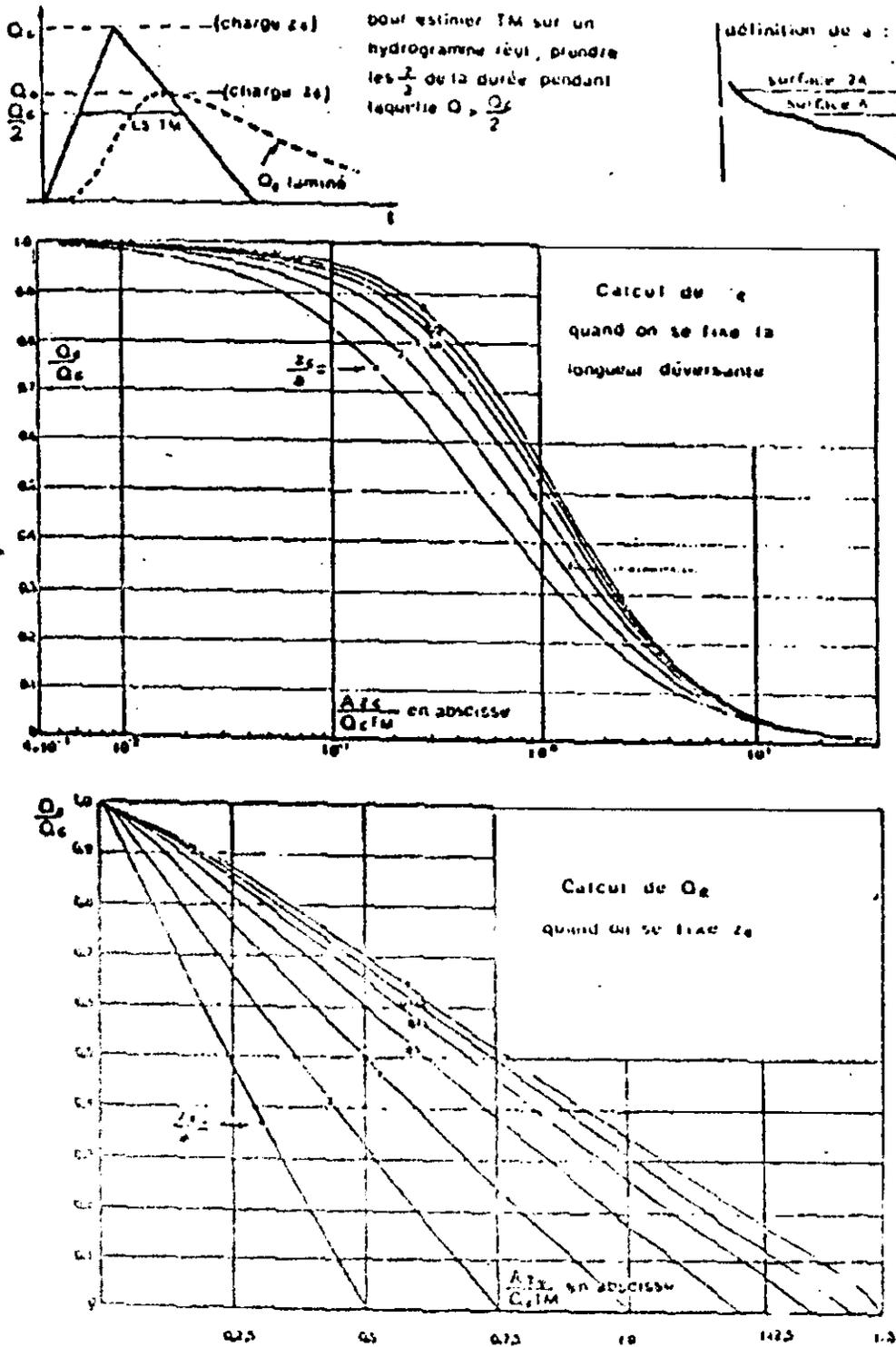


Figure IV-3 Hydrogramme pointe

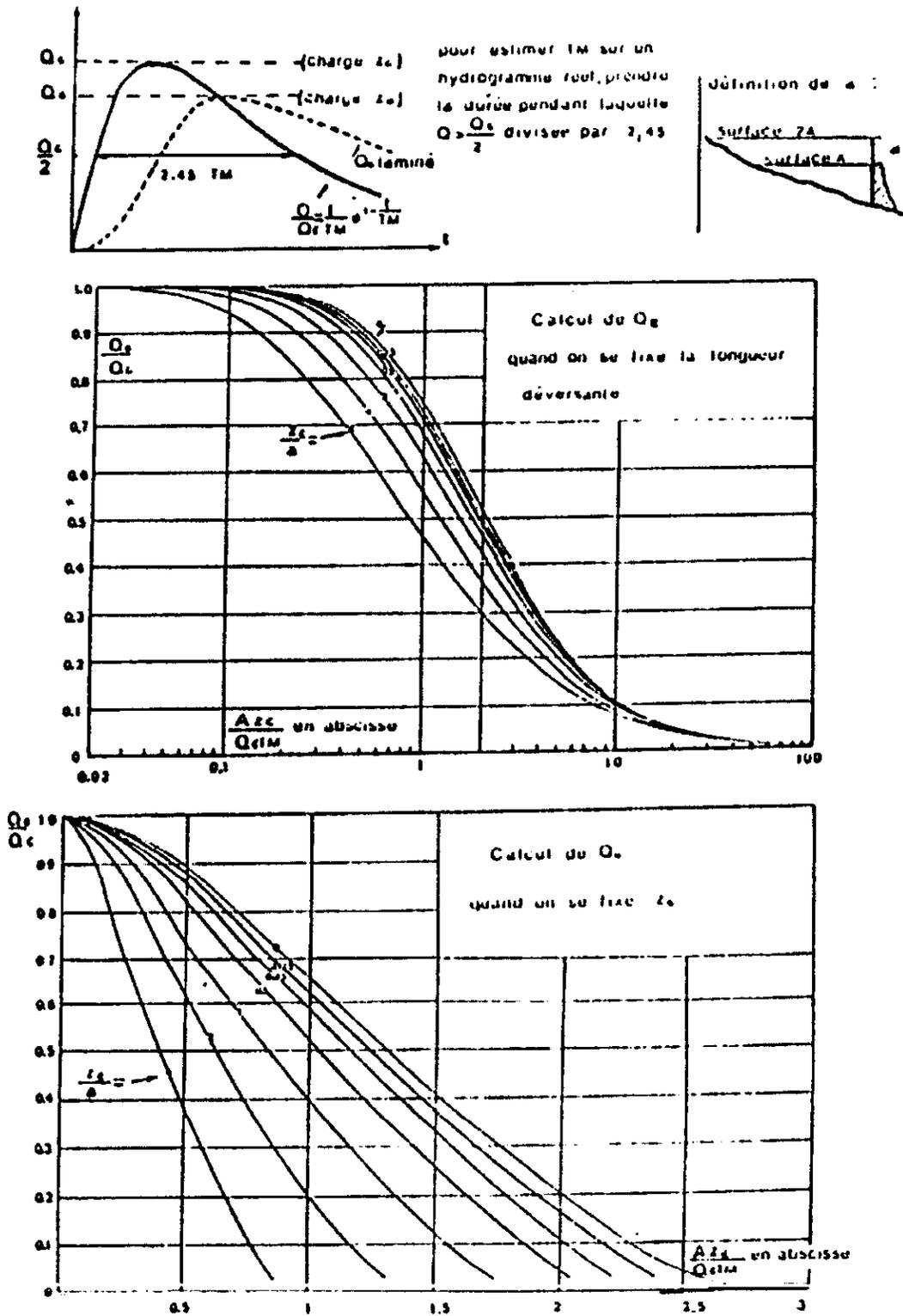


Figure IV-3 Hydrogramme arrondi

IV-2-2 Méthode de Creager :

D'après Creager, on divise le volume engendré par la crue :

En volume déversé sous la charge h_i exprimé par la formule :

$$\Delta V_s^i = m b \sqrt{2g} h_i^{3/2} \quad (\text{IV-2})$$

Un volume stocké $V_0 - V_s$ qui provoque une augmentation de la hauteur de $h_{i+1} - h_i$.

Construction graphique :

On trace la courbe $V = f(h)$: capacité hauteur à partir du niveau normal de la retenue (N.N.R).
On estime le volume engendré par la crue d'après l'hydrogramme de crue dans un intervalle de temps Δt :

$$V^{i+1}_{\text{moy}} = \frac{Q_{i+1} + Q_i}{2} * \Delta t \quad (\text{IV-3})$$

On trace de part et d'autre, successivement les courbes $V - \Delta V_s$, $V + \Delta V_s$, ayant un volume V^i déjà stocké à l'instant t , pour trouver le volume stocké à $t + \Delta t$ on procède comme suit:

- On place le segment représentant V^{i+1}_{moy} à l'échelle, à partir du point $V^i - \Delta V_s^i$.
- On projette à l'extrémité de ce segment sur la courbe $V^i + \Delta V_s^i$.
- On projette sur le point d'intersection désormais indicé $V^{i+1} - \Delta V_s^{i+1}$, sur la courbe capacité hauteur.

Ainsi on tire le volume V^{i+1} stocké à l'instant $t + \Delta t$, correspondant à h^{i+1} cherchée.

On pourrait poursuivre le processus jusqu'à obtenir la hauteur maximale.

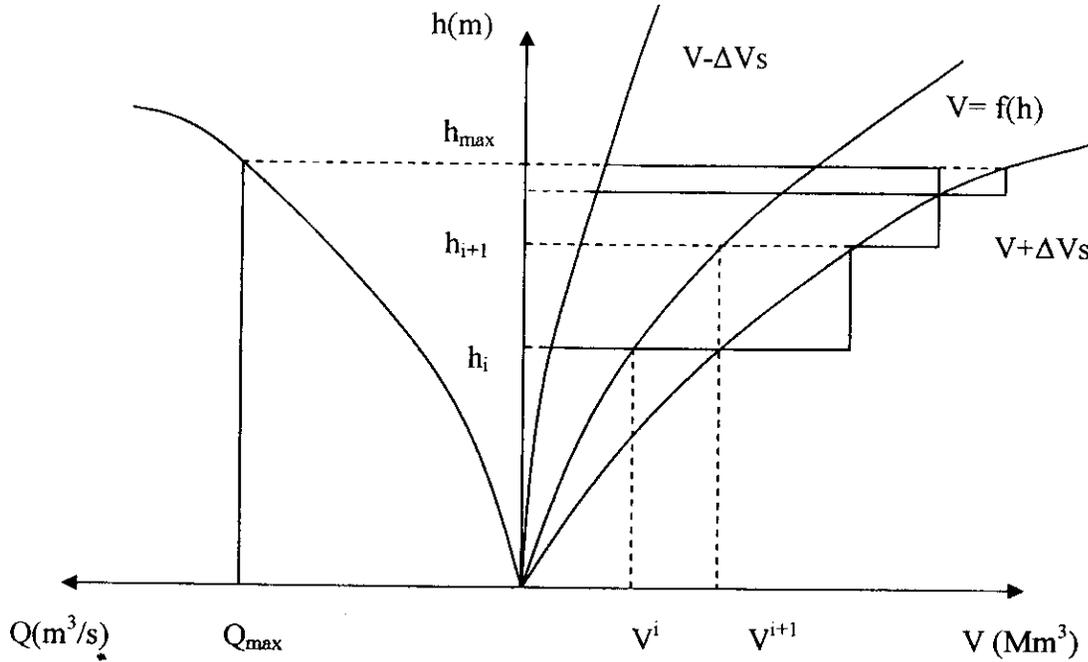


Figure IV-4 Construction graphique de la méthode de Creager

Les nombreuses hypothèses et les incertitudes liées à leurs aspects graphiques, font que les méthodes grapho-analytiques sont de moins en moins utilisées. On a plutôt recours à des modèles numériques pour résoudre l'équation de laminage.

IV-3 METHODE NUMERIQUE :

La résolution de l'équation du laminage passe par la connaissance de ses différents termes :

Le volume déstocké est complètement déterminé par le seuil de contrôle. Son évolution dans le temps est régie par l'équation suivante :

$$VD_i = Q_s * \Delta t = C_d * b * h^{3/2} * \sqrt{2g} * \Delta t. \tag{IV-4}$$

Le volume entrant est complètement déterminé par l'hydrogramme de crue entrant. Son évolution dans le temps peut être exprimée par l'approximation suivante (voir figure IV-3).

$$VE_i = (Q_{e_i} + (Q_{e_{i+1}} + Q_{e_i})/2) * \Delta t. \tag{IV-5}$$

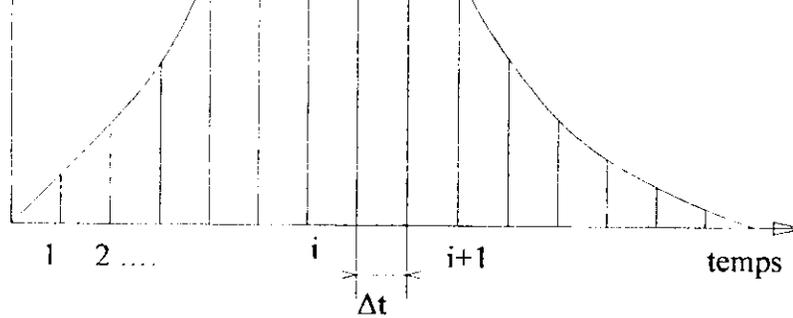


Figure IV-5 Estimation du volume entrant

L'évolution du volume emmagasiné restant est complètement régie par la forme de la retenue.

Afin de pouvoir quantifier cette évolution, il est impératif d'approximer la courbe « capacité-hauteur » par un modèle numérique simple. Généralement on adopte une approximation polynomiale simple.

On veut donc exprimer le volume stocké par la formule suivante :

$$VS = a_1 h^1 + a_2 h^2 + a_3 h^3 + \dots + a_n h^n \quad (IV-6)$$

Pour cela on doit déterminer les coefficients a_1, a_2, \dots, a_n .

A cet effet on peut utiliser la méthode des moindres carrés.

$$VS_i = a_1 f_1(h_i) + a_2 f_2(h_i) + \dots + a_n f_n(h_i) \quad i = 1, n \quad (IV-7)$$

L'erreur commise au point i par cette approximation des valeurs réelles V_i par VS_i est

$$\Delta_i = V_i - VS_i \quad (IV-8)$$

De (IV-7) et (IV-8) on obtient :

$$\Delta_i = V_i - \sum_{j=1}^n a_j f_j(h_i) \quad i = 1, n \quad (IV-9)$$

$$\frac{\partial}{\partial a_i} \sum_{i=1}^n [(\Delta_i)^2] = 0 \quad L=1, n \quad (IV-11)$$

En permutant les opérations de sommation et de dérivation partielles, puis en dérivant, nous obtenons :

$$\sum \Delta_i \frac{\partial \Delta_i}{\partial a_L} = 0 \quad L=1, m \quad (IV-12)$$

En dérivant l'équation (IV-9) nous obtenons :

$$\frac{\partial \Delta_i}{\partial a_L} = f_L(X_i) \quad i=1, n; \quad L=1, m \quad (IV-13)$$

Si on remplace dans l'équation (IV-12) Δ_i et $\frac{\partial \Delta_i}{\partial a_L}$ par leur expressions, nous obtenons :

$$\sum_{i=1}^n [V_i - \sum_{j=1}^m \Delta_j f_j(X_i)] f_L(X_i) = 0 \quad (IV-14)$$

$$\text{C'est-à-dire } \sum_{j=1}^m a_j \sum_{i=1}^n f_j(X_i) f_L(X_i) = \sum_{i=1}^n V_i f_L(X_i) \quad (IV-15)$$

Posons les notations suivantes :

$$b_L = \sum_{i=1}^n V_i f_L(X_i)$$

$$P_{Lj} = \sum_{i=1}^n f_j(X_i) f_L(X_i)$$

L'équation (IV-15) s'écrit alors :

$$\sum_{j=1}^m P_{Lj} a_j = b_L \quad L=1, m \quad (IV-16)$$

$$\begin{bmatrix} P_{11} & P_{12} & \dots & P_{1m} \\ \dots & \dots & \dots & \dots \\ \dots & \dots & \dots & \dots \\ P_{m1} & \dots & \dots & P_{mm} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} a_1 \\ \cdot \\ \cdot \\ a_m \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} b_1 \\ \cdot \\ \cdot \\ b_m \end{bmatrix} \quad (\text{IV-17})$$

P_{ij} et b_i peuvent être déterminés par la capacité associée à chaque hauteur (V_i, h_i).

Il ne reste alors qu'à déterminer les a [L] ou résoudre le système par la méthode de cholevski :

$$a = P^{-1} * b$$

Le volume stocké étant exprimé par une forme polynomiale de la hauteur h , on peut poser l'équation de laminage comme suit :

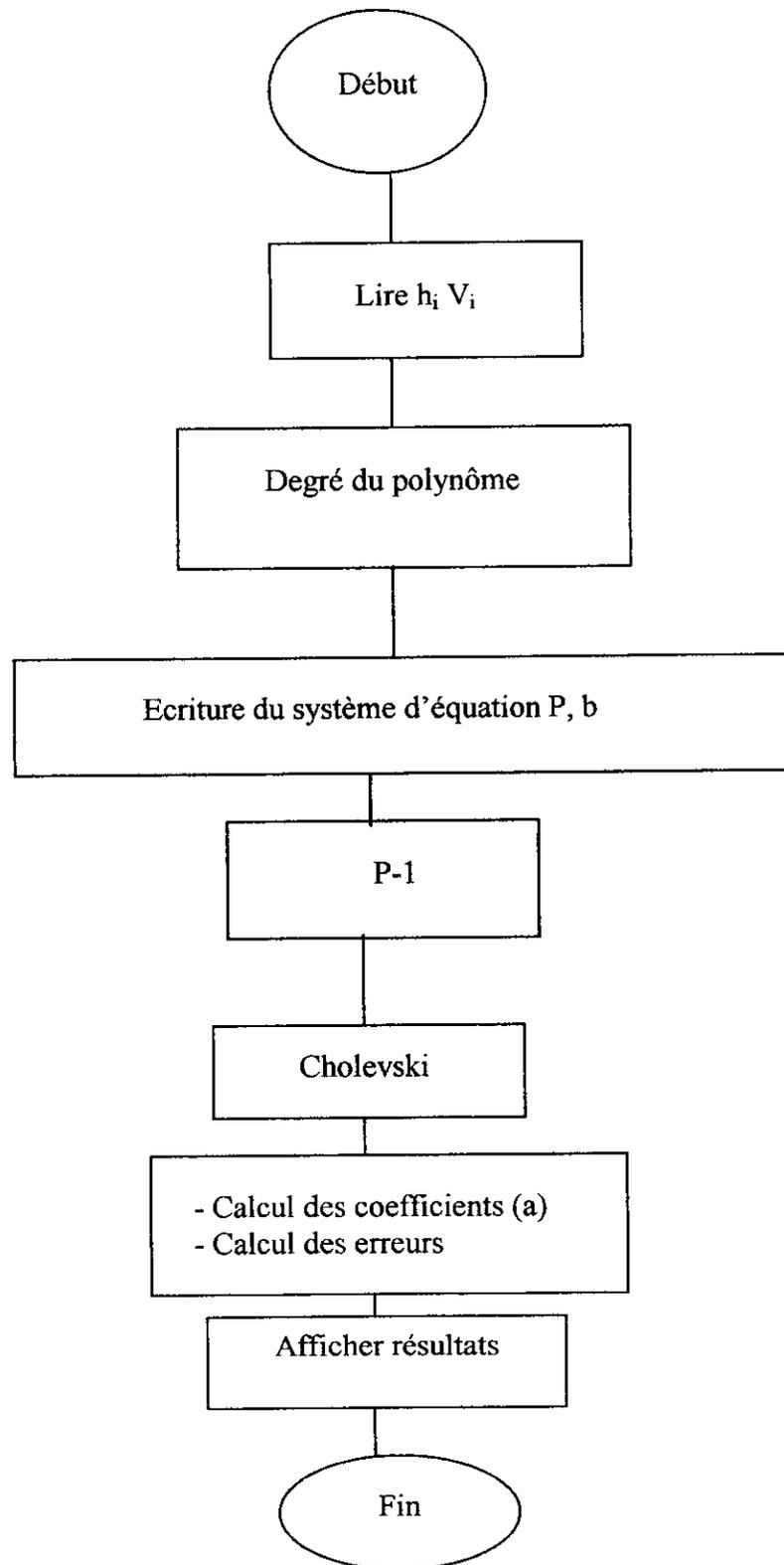
$$\frac{Q_i + Q_{i+1}}{2} * \Delta t = a_1 h_i + a_2 h_i^2 + \dots + a_m h_i + C_d * b * \sqrt{2g} * h_i^{3/2} * \Delta t \quad (\text{IV-18}).$$

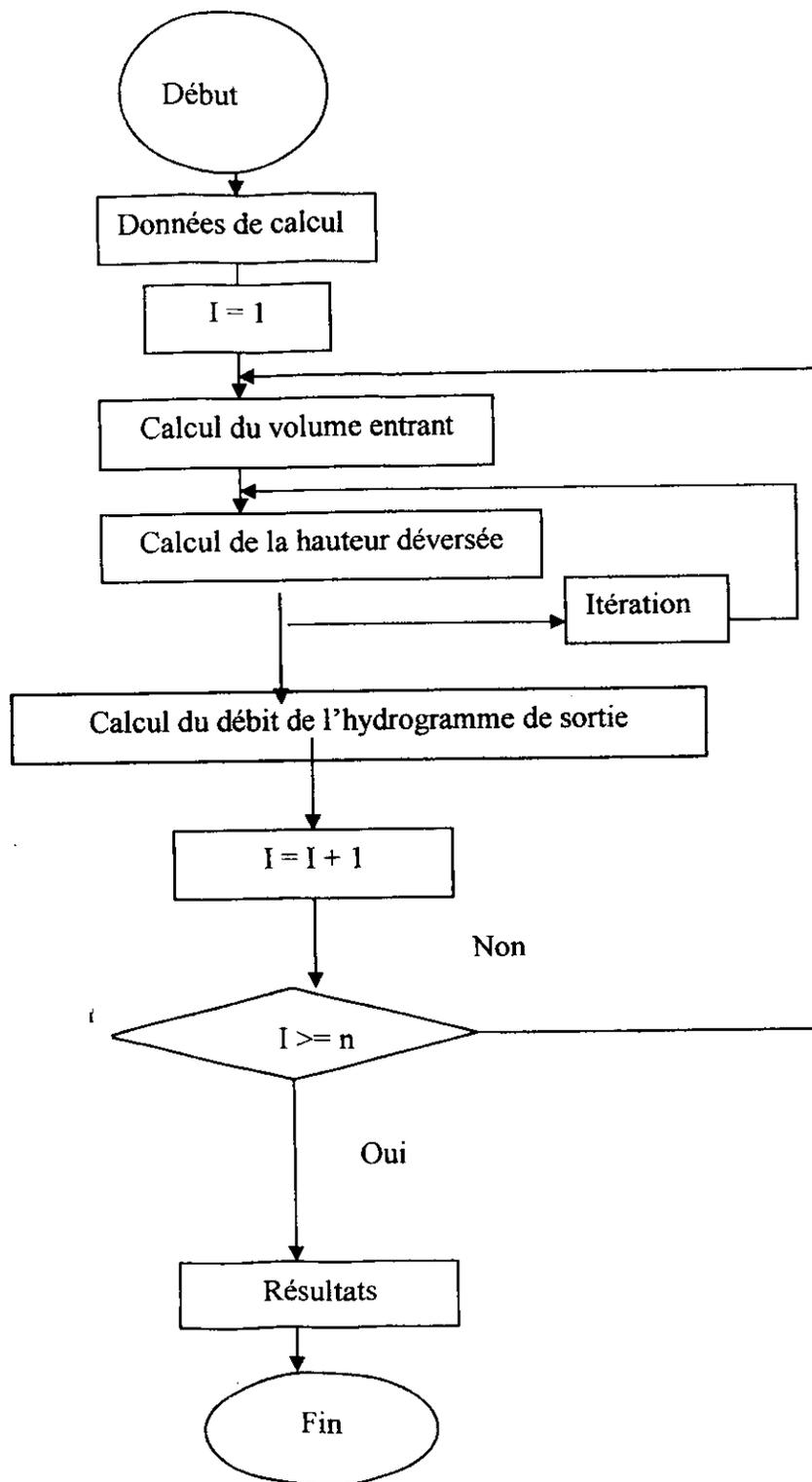
Cette équation peut être résolue par approximations successives des hauteurs h_i .

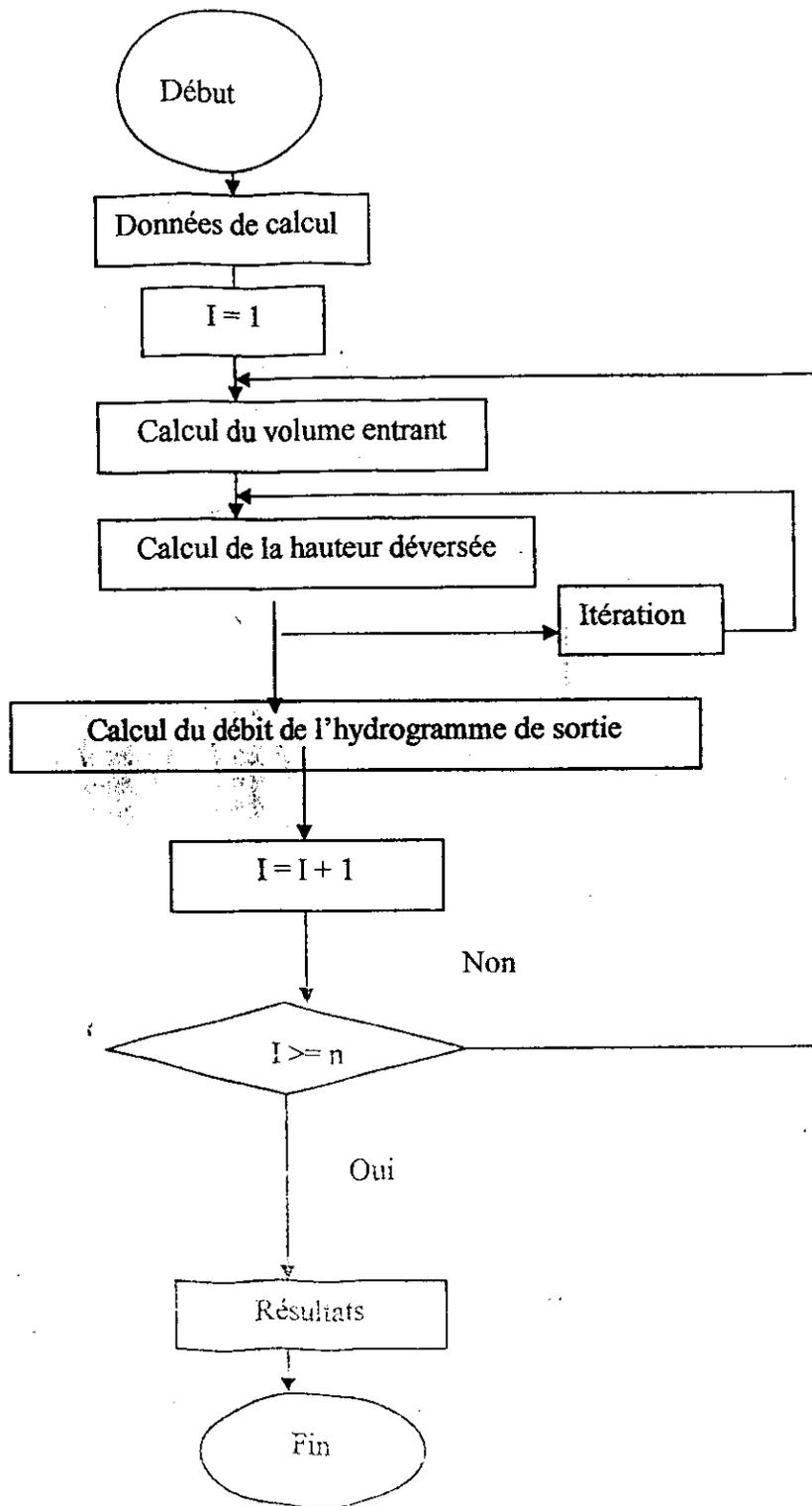
La valeur maximale h_i obtenue représentera la lame déversante maximale et qui engendrera un débit laminé :

$$Q_{\text{lam}} = C_d * b * \sqrt{2g} * h_{\text{max}}^{3/2} \quad (\text{IV-19})$$

On présente ci-dessous l'organigramme du programme qui a permis de résoudre l'équation du laminage.







IV-4 PRESENTATION DU LOGICIEL KALAMIN POUR LE CALCUL DE LAMINAGE :

Afin de vérifier les résultats de notre modèle, on a jugé bon de les comparer aux résultats obtenus par le logiciel KALAMIN, qui est un logiciel utilisé par de nombreux bureaux d'études.

KALAMIN est un logiciel développé par Khalid ESSYAD au sein du Laboratoire de Constructions Hydraulique (LCH) de l'Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne (EPFL).

Fonctionnement :

KALAMIN comporte 3 fenêtres principales :

1. Fenêtre Barrage :

Cette fenêtre permet de définir la courbe hauteur-volume $V(h)$ de la retenue en utilisant l'une des méthodes suivantes :

- saisie d'une courbe point par point,
- expression analytique de la forme $V=a H^b$
- description de la géométrie simplifiée du bassin (surface, forme, talus).

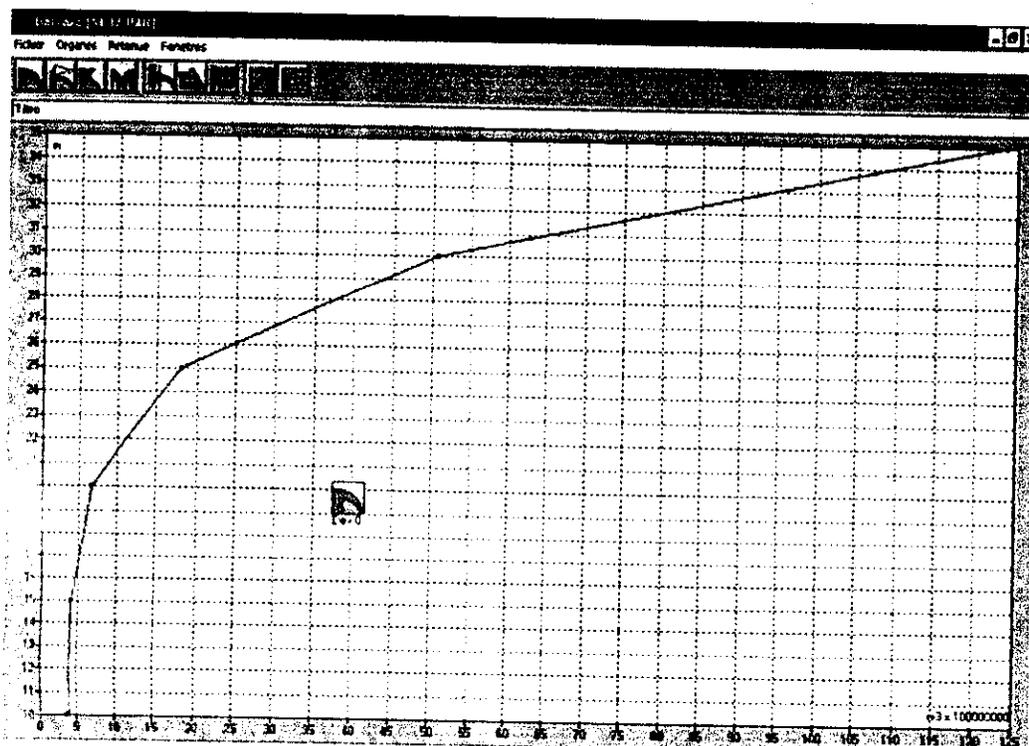


Figure IV-6 Fenêtre barrage du logiciel KALAMIN

2. Fenêtre Hydrogramme :

Cette fenêtre permet d'éditer la crue entrante en utilisant :

- Une expression analytique où l'hydrogramme est caractérisé par son débit de pointe, son débit de base, son temps de montée et un facteur de forme ;
- Une série de couples de points temps-débit.

Il y est également possible de choisir les unités d'affichage (temps, débit, volume).

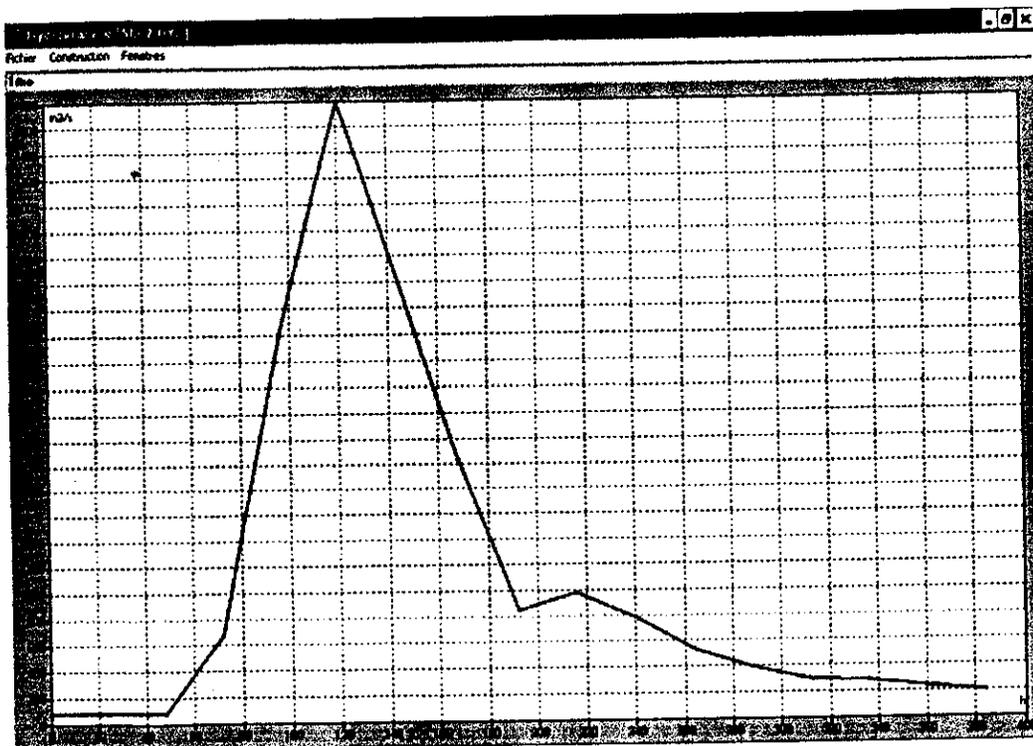


Figure IV.7 Fenêtre hydrogramme du logiciel KALAMIN

3. Fenêtre Résultat :

Cette fenêtre permet d'effectuer le calcul de laminage, d'en visualiser le résultat et de modifier les options de calcul :

- Pas de temps ;
- Détermination du niveau initial dans la retenue (saisie ou calcul automatique) ;
- Stockage des données.

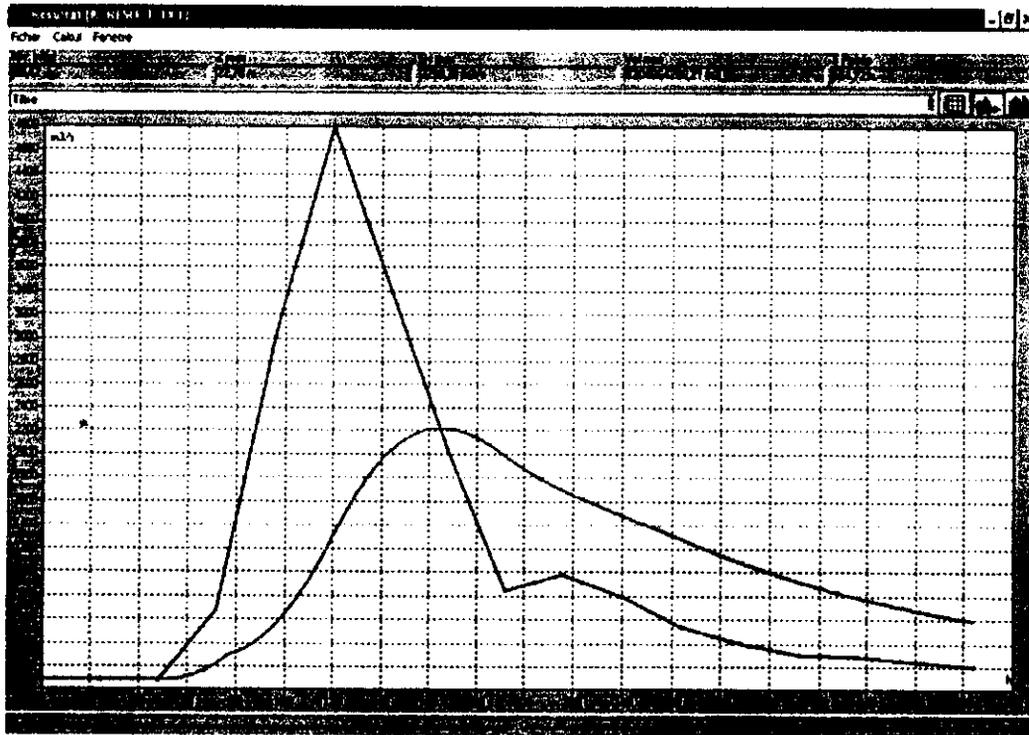


Figure IV-8 Fenêtre résultat du logiciel KALAMIN

IV-5 CONCLUSION :

Les méthodes grapho-analytiques présentent plusieurs inconvénients liés à leur aspect graphique et à leurs approximations (qui ne sont pas strictes). De plus, les nombreuses hypothèses d'applications (dans le cas de la méthode graphique) font que leur domaine d'application est restreint à des cas très particuliers, qu'on rencontre rarement dans la réalité.

Donc si l'on veut faire une étude de laminage, on a intérêt à résoudre l'équation de laminage par modèle numérique ou avoir recours à des logiciels de calcul.

Dans notre cas, on a comparé les résultats d'un modèle numérique et du logiciel KALAMIN, tous deux présentés précédemment.

EVACUATEUR DE CRUE

V-1 INTRODUCTION :

Un facteur important de sécurité d'un barrage est la possibilité d'évacuer les crues exceptionnelles sans mettre en danger l'ouvrage. La qualité des études de conception et des travaux de construction, ainsi que la fiabilité de fonctionnement de l'évacuateur de crue, sont autant d'éléments essentiels pour la sécurité du barrage et des populations à l'aval.

V-2 LES ELEMENTS CONSTITUTIFS D'UN EVACUATEUR DE CRUE

En général, un évacuateur de crue comprend trois parties principales :

- Une section de contrôle du débit à l'amont, qui en général est un déversoir.
- Un canal d'évacuation à forte pente souvent appelé coursier dans lequel le débit s'écoule d'amont en aval.
- Un dispositif de réception en aval dont la fonction est de dissiper l'énergie cinétique résiduelle de l'eau, par frottements et chocs, soit de l'eau sur le radier du dissipateur, soit de l'eau en mouvement sur de l'eau au repos, soit de l'eau dans l'air.

V-3 LES DIFFERENTS TYPES D'EVACUATEURS DE CRUES

Le choix du type d'évacuateur de crues dépend des paramètres suivants :

- Hydrologie du site ;
- Séismicité de la zone d'aménagement ;
- Conditions topographiques et géologiques ;
- Type de barrage et valeur de la charge d'eau à évacuer ;
- Critères économiques.

Un compromis entre ces différents paramètres permet de choisir le type d'évacuateurs de crues.

Ces derniers peuvent être classés suivant deux types principaux : évacuateurs de surface, et évacuateurs en charge ou en galerie. Le choix dépend généralement des caractéristiques du site.

Dans une vallée très encaissée, il est souvent difficile de placer un évacuateur de surface et le seul choix logique est un ouvrage en charge ou en galerie. Un évacuateur en charge présente l'inconvénient suivant : le débit est fonction de la racine carrée de la charge, alors que pour un déversoir libre le débit est fonction de la puissance $3/2$ de la charge. C'est pourquoi seuls les barrages de grande hauteur sont généralement équipés d'un évacuateur en charge. Celui-ci utilise souvent la galerie de dérivation provisoire.

Le déversoir est généralement réalisé à l'aval du barrage et doit être suffisamment grand pour laminier les crues.

Pour ce genre d'évacuateurs, l'eau transite vers l'aval du barrage par une galerie ou une conduite de grand diamètre disposée sous le barrage ou latéralement en rive. Cette conduite est alimentée par un déversoir à crête ronde souvent circulaire appelé tulipe. Le déversoir tulipe est souvent monté sur une tour qui permet, par la même conduite, la vidange de fond et qui joue le rôle d'une prise d'eau.

La conduite d'évacuation peut être en acier ou en béton armé. Les dimensions de la conduite doivent être suffisamment grandes pour permettre le libre passage des corps emportés par la crue. Selon les recommandations du CIGB, le diamètre de l'embrèvement d'un évacuateur en puits doit être d'au moins 6 mètres.

Le déversoir tulipe fonctionne comme un déversoir de surface tant qu'il est émergé. Mais dès qu'il est noyé, il fonctionne pratiquement comme orifice.

V-3-1-2 Les évacuateurs de fond ou de demi fond :

Dans ce cas, il n'y a plus de déversoir de surface. L'évacuateur est entièrement souterrain. L'orifice amont de la galerie s'ouvre directement dans la retenue à une certaine charge d'eau.

Ce procédé est généralement associé à un déversoir aérien et permet aussi une gestion du débit solide.

V-3-1-3 Siphons :

Placés sur le couronnement du barrage, les siphons sont constitués par une conduite épousant schématiquement la forme de la digue et dont l'amorçage est réalisé automatiquement par la surélévation du plan d'eau de la retenue. Leur débit, une fois amorcé ne dépend que des côtes amont et aval et est donc sans rapport direct avec le débit naturel de la crue.

Toutefois, les siphons ont l'inconvénient de s'obstruer facilement par les corps flottants emportés par la crue. De plus, les successions d'amorçage et de désamorçage entraînent un écoulement irrégulier à l'aval.

V-3-2 Evacuateurs a seuil libre :

L'évacuateur à seuil libre est, sans conteste, l'ouvrage le plus sûr. En effet, il est moins exposé à l'obstruction par des corps flottants. De plus, sans parties mécaniques, il n'y a pas de possibilité d'erreur humaine dans l'exploitation. Par contre, il est généralement plus cher qu'un ouvrage vanné de même débit maximal, car il nécessite une plus grande longueur de seuil, donc une grande largeur de coursier ou un plus grand diamètre de conduit. L'exception à cette règle est le seuil déversant en labyrinthe. Dans le cas d'une surface de retenue relativement importante par rapport au volume de la crue entrante, avec une faible hauteur de la nappe déversante, un seuil en labyrinthe peut constituer un ouvrage économique et sûr.

Le seuil libre présente le grand avantage d'être dépourvu de tout équipement mécanique, ce qui réduit l'entretien au minimum.

Généralement, un évacuateur vanné est choisi pour les raisons suivantes :

- Exiguïté du site et impossibilité physique d'y implanter un seuil libre de longueur suffisante ;
- Limitation du débit à l'aval ou stockage maximal dans la retenue, l'évacuateur vanné donnant plus de souplesse d'exploitation qu'un seuil libre ;
- Coût total plus faible que pour un déversoir à seuil libre pour un débit équivalent. Un évacuateur vanné coûte généralement 25 à 30 % moins cher qu'un déversoir à seuil libre équivalent.

V-3-2-1 Fonctionnement des évacuateurs non vannés :

Le débit d'un évacuateur à seuil libre est fonction de la différence de hauteur entre le niveau de retenue et le niveau du seuil (charge d'eau). On peut dire que le déversoir libre présente un inconvénient : le débit lâché à l'aval ne peut être modulé.

L'hydrogramme du débit entrant dans la retenue et le volume stocké à cet instant déterminent le débit d'évacuation vers l'aval. Si la retenue présente, à l'arrivée de la crue, un volume libre suffisant pour stocker temporairement une partie importante de la crue, le débit maximal évacué sera beaucoup moins élevé que le débit entrant. Mais si le volume de retenue disponible est faible à l'arrivée de la crue, le débit de pointe évacué sera peu réduit par rapport à la pointe de l'hydrogramme de la crue entrante.

Le dimensionnement d'un évacuateur libre nécessite une étude de la propagation de l'hydrogramme de la crue de projet dans la retenue et le calcul du niveau maximal de retenue qui en résulte.

En règle générale, on prend, comme côte de départ, le niveau du seuil de l'évacuateur, afin de tenir compte de l'effet d'une crue antérieure. Ayant calculé le niveau des plus hautes eaux, on fixe le niveau de la crête du barrage afin de laisser la revanche nécessaire à la sécurité.

La valeur de cette revanche dépend du type de barrage, mais une marge confortable est toujours adoptée. Généralement, la revanche ne sera pas inférieure à un mètre, et elle sera d'environ 3 à 4 mètres pour les barrages en remblai. Si l'évacuateur est dimensionné pour la crue maximale probable, on peut réduire la marge de sécurité prise sur la revanche à prévoir.

Ayant fixé le débit maximal de l'évacuateur de crue à seuil libre, le projeteur suppose, tacitement, que l'évacuateur pourra laisser passer, en toute sécurité, toute crue exceptionnelle future.

V-3-2-2 Fonctionnement des évacuateurs vannés :

Les évacuateurs vannés offrent une plus grande souplesse d'exploitation que les évacuateurs à seuil libre. Avec un évacuateur vanné, il est possible d'intégrer une stratégie de passage des crues exceptionnelles.

Si la zone à l'aval du barrage est habitée, il est souhaitable de limiter les lâchures pour ne pas dépasser le débit au-delà duquel il y aurait des inondations. Cette limite peut être utilisée pour l'établissement d'une stratégie d'exploitation de l'évacuateur.

A l'arrivée d'une crue dans la retenue, on décide de passer soit l'intégralité du débit entrant, soit (si celui-ci est excessif) le débit aval maximal permis. Si le débit sortant est plus faible que le débit entrant, le volume stocké augmente. Dans le cas contraire, le stockage diminue. En principe, cette règle simple est suivie jusqu'à pleine ouverture des vannes.

Ensuite, on ne peut plus agir avant le début du déstockage et, à ce moment-là, on peut commencer à réduire l'ouverture des vannes. En cas d'absence de mesures du débit entrant, celui-ci peut être estimé suivant la vitesse de variation du niveau de la retenue si l'on dispose de données limnimétriques, si la courbe niveau/surface de la retenue est connue, et si le débit sortant est connu.

Ces consignes d'exploitation simples permettront d'assurer que le volume de stockage disponible dans la retenue sera utilisé dans toute la mesure du possible, tout en évitant des inondations inacceptables à l'aval.

V-4 LES DIFFERENTS TYPES DE VANNES :

Une vanne est un organe mobile, permettant de modifier localement la section d'écoulement, de la fermeture à l'ouverture complète.

Les évacuateurs munis de ces organes, offrent la possibilité de moduler le débit lâché à l'aval, en procédant à des ouvertures de vannes progressives.

L'objectif principal auquel doit répondre une vanne est de présenter une bonne étanchéité en position de fermeture complète. C'est à dire que la vanne doit être capable de résister, dans chaque position, aux forces statiques et dynamiques dues à l'eau et de rester stable sans vibrer dans la position exigée.

Les types de vannes mécaniques les plus répandus qui ont été développés et utilisés tout au long de l'histoire de la conception et de la construction de barrages sont les suivants :

V-4-1 Vannes levantes verticales :

Ce sont en général des vannes wagons, (sauf pour les petits barrages, parfois équipés de vannes à glissières).

Dans le cas des évacuateurs de surface des grands barrages une superstructure assez importante est nécessaire, ainsi qu'un portique de manoeuvre et de manutention pour l'entretien.

Les plus grandes vannes mesurent jusqu'à 20 m x 20 m.

Elles sont équipées d'une barre d'étanchéité sur le bord inférieur et d'étanchéités en note de musique sur les bords latéraux. Quant aux rainures nécessaires, elles perturbent l'écoulement, avec perte de rendement par rapport aux vannes segment.

V-4-2 Vannes segment :

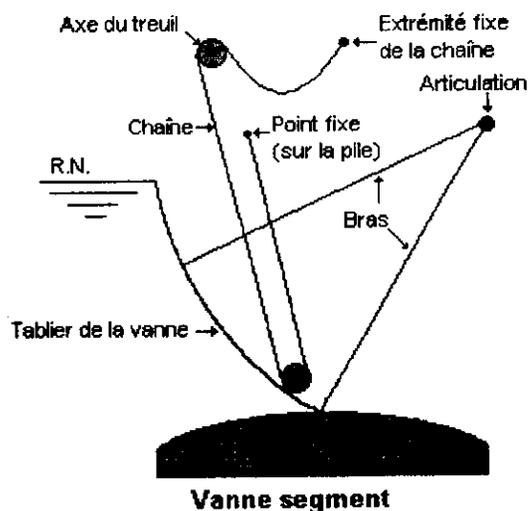
La vanne segment est le type le plus répandu à cause de son coût de fabrication qui est moindre, la force de levage est moins élevée que pour une vanne wagon. Aussi présente-t-elle une bonne résistance mécanique.

Ses dimensions maximales pour les évacuateurs de surface, vont jusqu'à 40 m (largeur) x 10 m (hauteur), et 20 m x 20 m.

L'absence de rainures sur cette vanne améliore les conditions d'écoulement par rapport à la vanne wagon.

Elle est équipée d'une barre d'étanchéité rigide sur le bord inférieur et d'étanchéités glissantes en note de musique sur les bords verticaux.

Il est généralement déconseillé de laisser déverser par-dessus une grande vanne segment. En effet, pour un débit important, on risque de voir apparaître de fortes vibrations, mettant en danger la résistance mécanique de la vanne.



FigureV-1 Vanne segment.

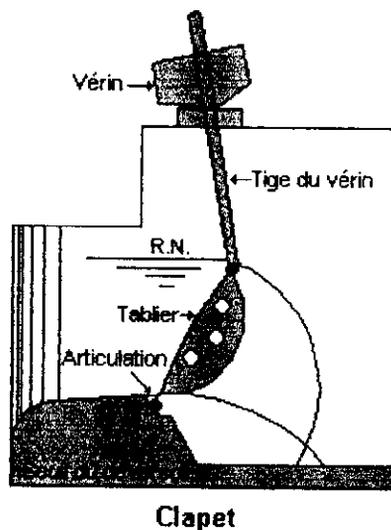
V-4-3 Vannes clapet :

Les clapets nécessitent une force qui les maintient en position fermée. L'ouverture en cas d'urgence est donc possible sans apport d'énergie, mais un risque d'ouverture intempestive existe.

Ces vannes sont utilisées lorsque la hauteur de la nappe déversante est relativement faible. Leur largeur maximale peut atteindre 70 m mais leur hauteur est limitée à 3 m environ.

Pour prévenir les vibrations, on fixe des dents de fractionnement sur le bord supérieur de la vanne pour aérer la zone sous la nappe.

La vanne clapet est excellente s'il y a risque d'accumulation d'une grande quantité de corps solides côté amont, car ces matériaux passent facilement par-dessus la vanne.



FigureV-2 Vanne clapet.

DISPOSITIFS DE LEVAGE :

Deux types de matériel de levage des vannes sont habituellement utilisés :

Les treuils à câble et les vérins hydrauliques.

Treuils à câble :

Ils sont généralement prévus pour une charge maximale de 50 tonnes Ils sont très répandus dans le monde et sont fabriqués dans la plupart des pays développés. Pour cette raison, il est souvent plus facile de trouver des pièces de rechange pour un treuil que pour un vérin hydraulique.

Les vannes manœuvrées au moyen d'un treuil à câble doivent être conçues pour fermer sous leur propre poids, car le treuil ne fournit que la force de levage.

Le treuil doit être équipé d'un frein afin de ralentir la descente et d'éviter les problèmes de vibrations dus à l'élasticité du câble.

Vérins hydrauliques :

Les vérins hydrauliques sont maintenant largement utilisés à travers le monde pour la manoeuvre des vannes de tous types. Par rapport aux treuils à câble, ils fournissent une force de levage plus importante.

Le vérin hydraulique est préférable s'il y a risque de vibration de la vanne, car il agit comme amortisseur.

V-5 PROBLEMES DES EVACUATEURS VANNES :

Le grand problème des vannes est le non fonctionnement lors des crues. On cite ci-dessous les deux principales causes du non fonctionnement :

- Soit l'exploitant tarde à ouvrir les vannes ou omet de les ouvrir, alors même que ces vannes sont en bon état de fonctionnement. On parle alors de défaillance de l'exploitant.

- Soit la manoeuvre est impossible par suite de désordres affectant la vanne elle-même, ou de panne d'un ou de plusieurs éléments de l'équipement de commande. On parle alors de défaillance mécanique des vannes.

V-5-1 Défaillance de l'exploitant :

Cette défaillance peut résulter d'une ou de plusieurs des causes suivantes :

- L'exploitant n'est pas à son poste au moment critique. Un gros orage peut couper les routes d'accès au moment où il est vital d'accéder aux ouvrages.
- L'exploitant s'appuie sur les instructions de sa hiérarchie, mais les lignes de communication ont été coupées.
- L'exploitant n'a pas reçu une formation suffisante pour savoir ce qu'il doit faire lorsqu'une crue exceptionnelle arrive dans la retenue, ou ne dispose pas des outils nécessaires lui permettant de prendre la décision quant à la nécessité ou au moment de l'ouverture des vannes.

* V-5-2 Défaillance mécanique des vannes :

Les causes de non fonctionnement des vannes sont au nombre de deux :

Vices de conception :

Il s'agit généralement d'omissions de certains cas de charges auxquels les vannes et les structures peuvent se trouver soumises :

- La non prise en considération des sollicitations sismiques.
- La non prise en compte dans les calculs, de la possibilité de vibrations sévères d'une vanne.

Désordres dus au vieillissement :

- Parmi les problèmes liés au vieillissement, il y a la corrosion. Ces problèmes comprennent la détérioration de l'acier formant la structure des vannes, et la corrosion des parties mobiles.
- Rupture de la tige du vérin hydraulique.
- Coupures d'alimentation électrique, résultant souvent de la submersion des câbles électriques par la crue
- Grande quantité de corps flottants accumulés contre les vannes et les batardeaux, appliquant ainsi des charges bien supérieures à celles pour lesquelles les treuils ont été conçus et qui peut conduire à la rupture des treuils.

V-6 RAPPELS D'HYDRAULIQUE:

Pour les ouvrages qui doivent contrôler des débits importants, la géométrie du déversoir ne dépend pas seulement des considérations hydrauliques. En effet, la forme à donner au profil d'un déversoir doit répondre à une série d'impératifs parfois contradictoires.

- Le profil doit être compatible avec la stabilité du barrage sur lequel il est dessiné. Cela aussi bien sous le plein débit que sous débit partiel ou nul.
- Le profil doit tendre vers un optimum hydraulique, en assurant le meilleur coefficient de débit possible.
- Le profil doit être économique, en demandant le plus petit volume de béton et les formes les plus simple pour l'implantation et le coffrage.

Un compromis doit être recherché entre les deux premières conditions : la stabilité du barrage est en effet améliorée si l'écoulement induit une surpression sur le parement aval de l'évacuateur.

Par contre, une dépression augmenterait la vitesse et donc le coefficient de débit. Souvent, on cherche à donner au déversoir un profil tel que la pression soit nulle en tout point du parement aval. Son profil est donc semblable à celui de la nappe inférieure d'un déversoir en mince paroi, tel celui de Bazin.

De plus, pour améliorer les conditions d'écoulement, l'arrête amont du déversoir pourrait être arrondie évitant ainsi que l'écoulement ne se sépare de la structure. Ce qui pourrait créer une zone de haute turbulence associée à des souspressions importantes. Le déversoir dont la forme répond aux exigences précédentes est appelé déversoir standard.

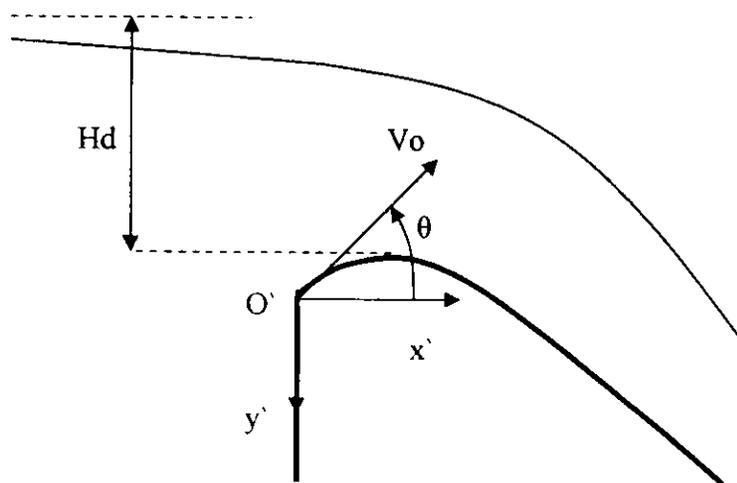


Figure V-3: Profil d'un déversoir standard.

V-6-1 Effet de la charge sur le déversoir

La forme du radier d'un déversoir est entièrement caractérisée par la charge au-dessus de sa crête. Cette charge avec laquelle il a été dimensionné est appelée charge de dimensionnement H_d (certains auteurs l'appellent charge nominale H_d).

La valeur H_d seule caractérise entièrement l'écoulement. Observons ce qui se passe lorsque la charge H sur ce même déversoir varie. Pour $H < H_d$, la nappe inférieure du déversoir serait plus fortement courbée vers le bas. Tandis que pour $H > H_d$, cette nappe serait moins courbée vers le bas. Etant donné que le radier du déversoir reste fixe, il provoque un écoulement moins fortement courbé pour $H/H_d < 1$ et plus fortement courbé pour $H/H_d > 1$. Or, la courbure des lignes de courant influence considérablement les pressions internes d'un écoulement. En d'autres termes, plus la courbure sur un radier fixe est forte, plus l'écart de la pression par rapport à la pression atmosphérique est important.

La pression sur le fond du déversoir par rapport à la pression atmosphérique est positive, pour $H/H_d < 1$, égale à zéro pour $H/H_d = 1$ et négative pour $H/H_d > 1$.

Si $H/H_d < 1$, on parle d'un déversoir surdimensionné. Tandis que le déversoir est sous dimensionné pour $H/H_d > 1$.

Le déversoir le plus économique résulte d'une charge de dimensionnement minimale ($H_d \rightarrow 0$) pour laquelle le rapport H/H_d devient maximal. Cependant, le déversoir ainsi défini serait en mince paroi et, l'écoulement se séparant de la crête, le rapport H/H_d doit donc être limité à un maximum imposé par les deux contraintes suivantes :

- La séparation de l'écoulement du déversoir ;
- La sous-pression aux environs de la crête du déversoir.

V-6-2 Autres formes de déversoir apparentées à celle du déversoir standard

De multiples déversoirs ont été proposés par divers auteurs tels que celui de l'US Army Engineers Waterways Experiment Station (WES) et celui de l'US Bureau of Reclamation (USBR). Ces profils sont issus des essais intensifs entrepris par le Bureau of Reclamation de 1932 à 1948, en vue du projet du barrage du Boulder Canyon (Californie).

Ce qui différencie le profil (USBR) du (WES) est que le profil (WES) prend en considération la hauteur d'eau h au dessus de la crête comme critère de dimensionnement tandis que le profil (USBR) prend en considération la charge H au dessus de la crête comme critère de dimensionnement c'est-à-dire que l'énergie cinétique n'est pas (négligeable) $\left(\frac{V^2}{2g} \neq 0\right)$.

V-6-2-1 Déversoir de l'US Army Engineers Waterways Experiment Station :

Les profils W.E.S sont composés d'un ou deux arcs de cercle en amont du sommet et d'une parabole d'équation :

$$\frac{y}{h_d} = \frac{1}{2} \left(\frac{x}{h_d} \right)^{1,85} \quad (\text{V-1})$$

Calcul du débit du déversoir W.E.S :

Le débit d'un déversoir à seuil libre est donné par l'équation :

$$Q = \mu \cdot L \cdot \sqrt{2g} \cdot h^{3/2} \quad (\text{V-2})$$

μ : Coefficient de débit ;

h : hauteur d'eau au-dessus de la crête.

Le calcul du débit se ramène au calcul du coefficient de débit de l'équation (V-2).

La valeur de μ dépend de la hauteur d'eau h au-dessus de la crête composée avec la charge de dimensionnement H_d . La valeur de μ pour $h=H_d$ et une vitesse négligeable est 0,502. Si le parement amont du déversoir n'est pas vertical, une correction η est à introduire. Dans ce cas, il convient de multiplier la valeur de μ par η : $\mu_{\text{incliné}} = \eta_{\text{vertical}} \cdot \mu$.

La figure V-4 présente le résultat d'essais du W.E.S.

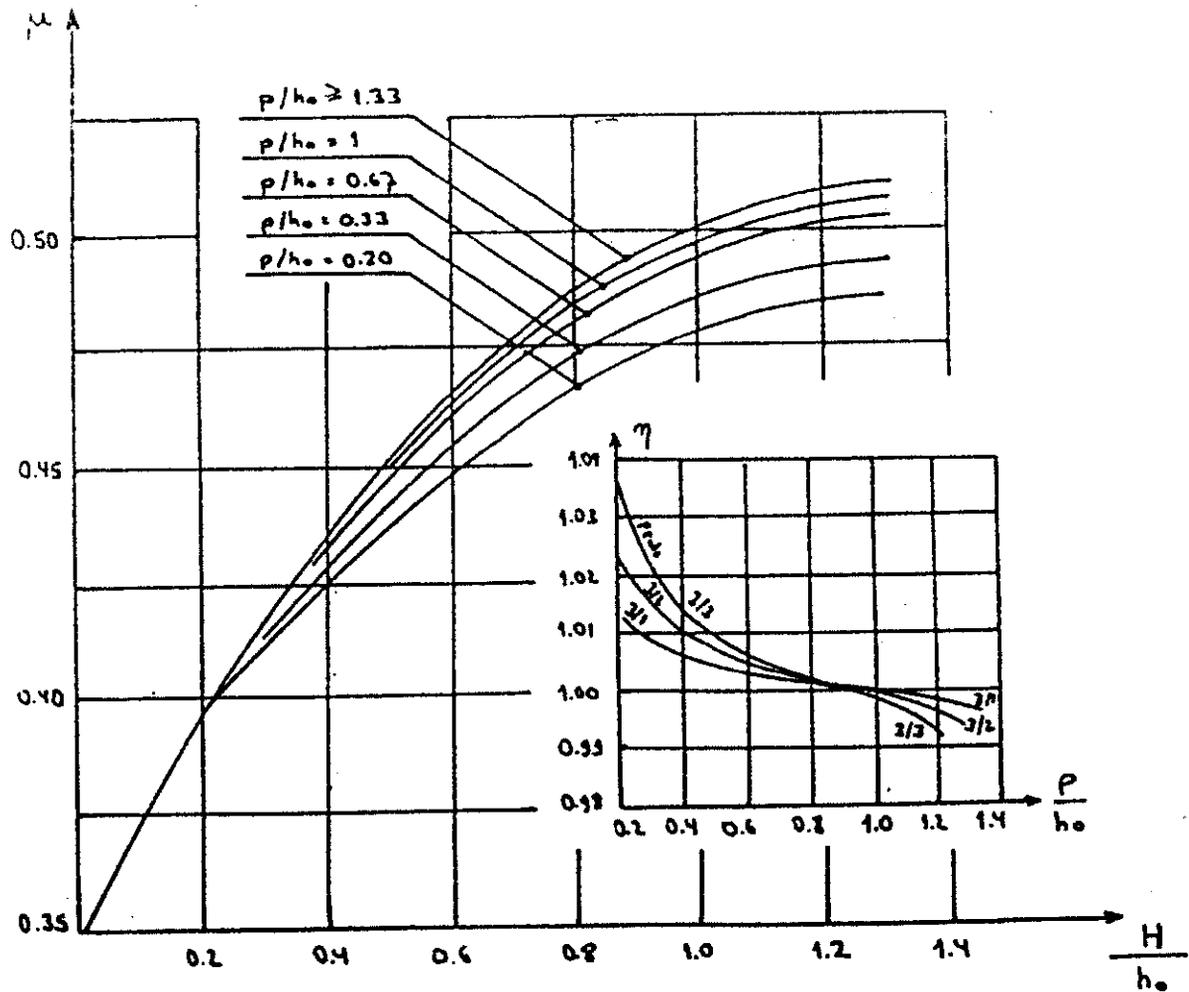


Figure V-4 : Résultats d'essai du W.E.S

V-6-2-2 Pressions sur le parement aval du déversoir :

Le déversoir W.E.S est un de ceux qui ont été les mieux étudiés du point de vue des pressions sur le parement aval. Ces données peuvent être importantes pour le calcul de stabilité du plot déversant et la vérification à la cavitation. Les essais menés sur le W.E.S ont montré que les dépressions sont importantes pour la charge H dépassant d'un tiers la charge de dimensionnement H_d .

D'autres essais repris par Chow indiquent que le phénomène est encore accentué en présence de piles sur le déversoir. Ces piles modifient d'ailleurs légèrement la ligne d'eau sur le déversoir.

V-6-2-3 Effet des piles :

Un déversoir de largeur importante est souvent subdivisé par des piles de différentes formes et tailles. Ces piles servent à :

- Imposer à l'écoulement une direction déterminée pour que le débit soit distribué uniformément tout au long du déversoir ;

- Supporter un pont d'accès traversant le déversoir ;
- Loger ou supporter des installations mécaniques ou électriques comme des vannes ou des clapets.

Dans la formule générale du déversoir :

$$Q = \mu.L.\sqrt{2g}. h^{3/2} \quad (V-3)$$

La largeur L est en fait la largeur effective de déversement qui est inférieure à la largeur géométrique à l'écoulement L_g (largeur géométrique) à cause des contractions aux piles et aux culées. Le rétrécissement n'est pas constant mais dépend de la charge d'eau et de la forme de la pile ou de la culée. La plupart des auteurs s'accordent sur une formule du type :

$$L=L_t -2[n \text{ piles } K_{\text{piles}} + K \text{ culées}] H \quad (V-4)$$

Où :

n piles est le nombre de piles (il y a 2 contraintes par pile) ;

H est la charge effective ;

K_{piles} et K culées, sont des coefficients de contraction dépendant de la pile ou de la culée et éventuellement de la charge.

V-6-3 DEBIT DES DEVERSOIRS AVEC VANNES

On cherche à déterminer le débit au-dessus d'un déversoir avec vanne.

Si l'on considère l'écoulement sans contraction latéral, dans ce cas, la vanne et le déversoir forment un grand orifice. Déterminons le débit passant à travers cet orifice.

Le débit élémentaire est égale à :

$$dQ = m L \sqrt{2gh} dh \quad (V-5)$$

m : Coefficient de débit ;

L : Largeur de l'ouverture de la vanne ;

h : La charge totale de l'ouverture élémentaire dh ;

H_0 : la charge totale sur la crête du déversoir.

En intégrant l'équation (V-5) dans les limites de H_0 à $(H_0 - a)$, en admettant que m est constant, on aura :

$$Q = \frac{2}{3} \sqrt{2g} \left[H_0^{3/2} - (H_0 - d)^{3/2} \right] \quad (\text{V-6})$$

d est l'ouverture de la vanne.

Cette équation peut s'écrire

$$Q = \frac{2}{3} m \left[1 - \left(1 - \frac{d}{H_0} \right)^{3/2} \right] L \sqrt{2g} H_0^{3/2} \quad (\text{V-7})$$

Décomposons l'expression $\left(1 - \frac{d}{H_0} \right)^{3/2}$ sous forme de binôme de Newton :

$$\left(1 - \frac{d}{H_0} \right)^{3/2} = 1 - \frac{3}{2} \frac{d}{H_0} + \frac{3}{8} \left(\frac{d}{H_0} \right)^2 - \dots + (-1)^n \frac{3}{2^n} \left(\frac{d}{H_0} \right)^n \quad (\text{V-8})$$

Compte tenu des deux premiers termes dans la partie droite de cette expression, on obtient :

$$Q = \frac{2}{3} m \left[1 - \left(1 - \frac{3}{2} \frac{d}{H_0} \right) \right] L \sqrt{2g} H_0^{3/2} \quad (\text{V-9})$$

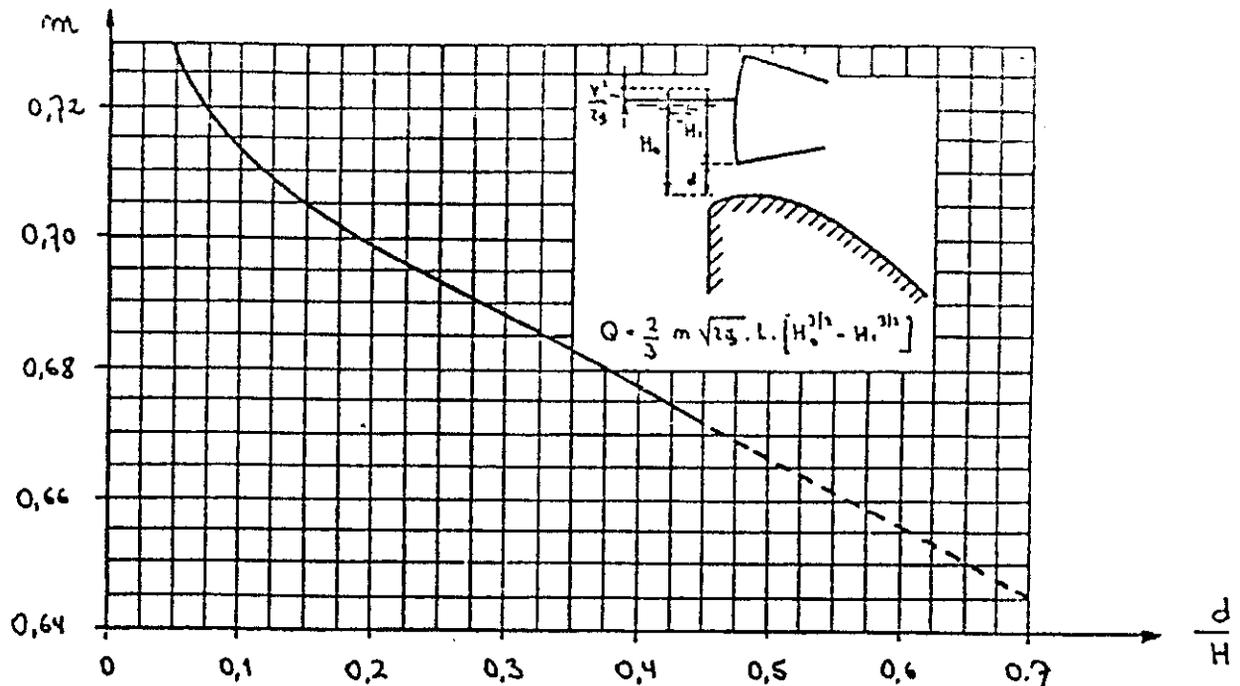
d'où :

$$Q = m.L.d.\sqrt{2gH_0} \quad (\text{V-10}).$$

Le calcul du débit se ramène au calcul du coefficient de débit de l'équation (V-10).

La figure donne une moyenne des valeurs de m , relevées en fonction de l'ouverture de la vanne pour différentes vitesses d'approche.

La courbe de la figure V-9 peut être utilisée pour les avants projets si la vanne segment a son pied sur la crête du déversoir ou à un emplacement tel que la distance verticale entre le pied de la vanne et la crête soit inférieure à $0.03 H_d$.



FigureV-5 : Résultats d'essai pour une vanne segment.

V-8 COURSIER :

Le coursier sert à transférer les eaux de la section de contrôle vers les ouvrages de dissipation.

L'écoulement peut être uniforme, accéléré il dépend de l'inclinaison du radier et des dimensions du chenal.

Le profil du coursier dépend directement des conditions topographiques du site, on conçoit parfois des tronçons de forme concave et convexe pour ajuster l'insuffisance de l'écoulement dans le chenal :

- La forme convexe est conçue pour maintenir une pression positive, et éviter ainsi la tendance de la séparation de l'écoulement du radier.

- La forme concave permet d'avoir un long rayon de courbure qui minimisera l'action des forces dynamiques sur le radier.

L'écoulement idéal dans un coursier est obtenu dans le cas où celui-ci est uniforme et les lignes de courant sont parallèles. Le seul coursier qui vérifie de telles considérations c'est le chenal rectangulaire, mais il n'est pas économique.

La solution technico-économique consiste à avoir un coursier rectangulaire avec des sections de transition convergente et divergente :

- La partie divergente du coursier doit être graduelle pour éviter que l'écoulement se sépare du radier.

-La partie convergente du coursier doit être graduelle pour éviter la turbulence locale de l'écoulement.

V-9 LES DISSIPATEURS D'ENERGIE :

Les évacuateurs de crue doivent être conçus non seulement pour limiter les conséquences d'une crue pour le barrage mais aussi pour restituer un écoulement à l'aval le moins dommageable possible.

L'écoulement sur l'évacuateur a en général pour effet de transformer l'énergie cinétique. Le dissipateur à son tour va transformer cette énergie cinétique en énergie potentielle, moins destructrice. Cette transformation s'accompagne d'une dissipation de la plus grande partie de l'énergie totale, sous forme de chaleur. Deux dispositifs réalisent ce double objectif de dégradation d'énergie et de restitution d'un écoulement à vitesse limitée :

-Le ressaut hydraulique, localisé dans un bassin de dissipation à cet effet.

-La dissipation par chocs et frottements dans l'eau, avec un écoulement en jet libre.

V-9-1 Bassin de dissipation :

Un bassin de dissipation permet de maintenir le ressaut au pied de l'évacuateur et de protéger la vallée des effets de ce ressaut. Vu le coût élevé d'un tel bassin, les dispositifs qui maintiennent le ressaut en place pour tout débit, sont complétés par des éléments permettant de raccourcir la longueur du ressaut.

De longues recherches menées par l'USBR sur les dissipateurs d'énergie ont montrés que ceux-ci doivent être la combinaison de divers éléments (blocs, marches, seuil transversale ...) afin d'augmenter leur efficacité et d'améliorer leur stabilité. Différents types de bassin ont été proposé en fonction du nombre de Froude.

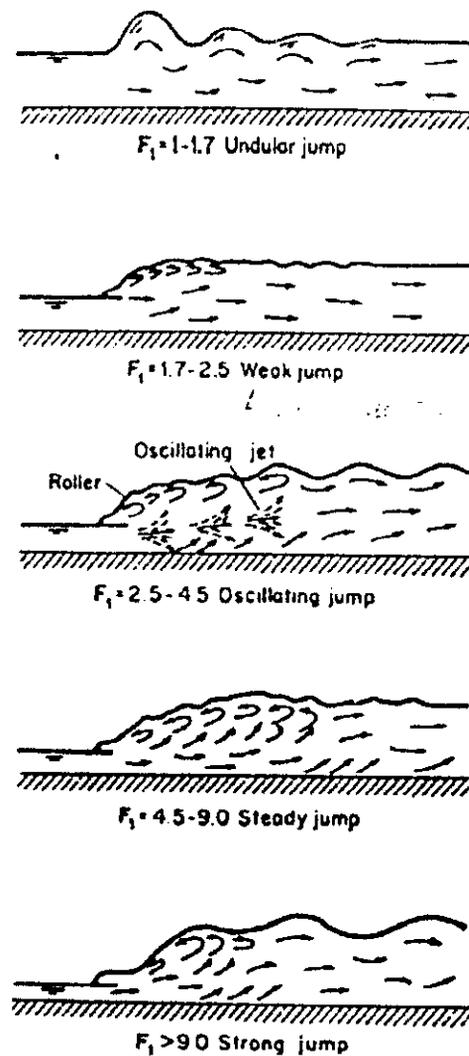


Figure V-6: Ressaut pour différents nombres de froude

Pour $F=1$ le ressaut ne peut se former.

Pour $1 < F < 1,7$: il n'est pas nécessaire d'établir un bassin spécial de tranquillisation.

On a un ressaut ondulé c'est la transition entre l'écoulement torrentiel et l'écoulement fluvial.

Pour $1,7 < F < 2,5$: On a un ressaut faible, de petits rouleaux apparaissent en surface, de telles conditions d'écoulement sont admissibles, les déflecteurs et seuils ne sont pas encore nécessaire et il faudra simplement veiller, à ce que le bassin soit suffisamment long pour contenir l'écoulement pendant son ralentissement.

Pour $2,5 < F < 4,5$: le phénomène est dans un stade de transition et il se forme un ressaut oscillant, il est caractérisé par un jet oscillant qui engendre des ondes de surface.

Cette instabilité rend le ressaut difficile à contrôler et il faut amortir les vagues par des obstacles.

Le bassin type I donné par la figure V-7 est relativement efficace. Le rapport des hauteurs conjuguées y_2, y_1 est donné en fonction de F .

-Pour $4,5 < F < 9$: on a un ressaut fort. L'écoulement est très turbulent, il devient très turbulent et difficile de protéger le dissipateur contre les forces libérées.

Dès que $F > 4,5$ la mise en place des blocs, des déflecteurs sont nécessaire pour raccourcir le bassin et éviter le déplacement du ressaut à l'aval.

Si la vitesse d'entrée ne dépasse pas 15 m/s, on pourra utiliser le bassin du type III représenté en figure V-12

Si la vitesse d'entrée dépasse 15m/s, il est préférable d'utiliser le bassin type II représenté par la figure V-13

Il est clair que la forme des bassins de dissipation proposés par l'U.S.B.R, pourra toujours être adaptés aux conditions locales.

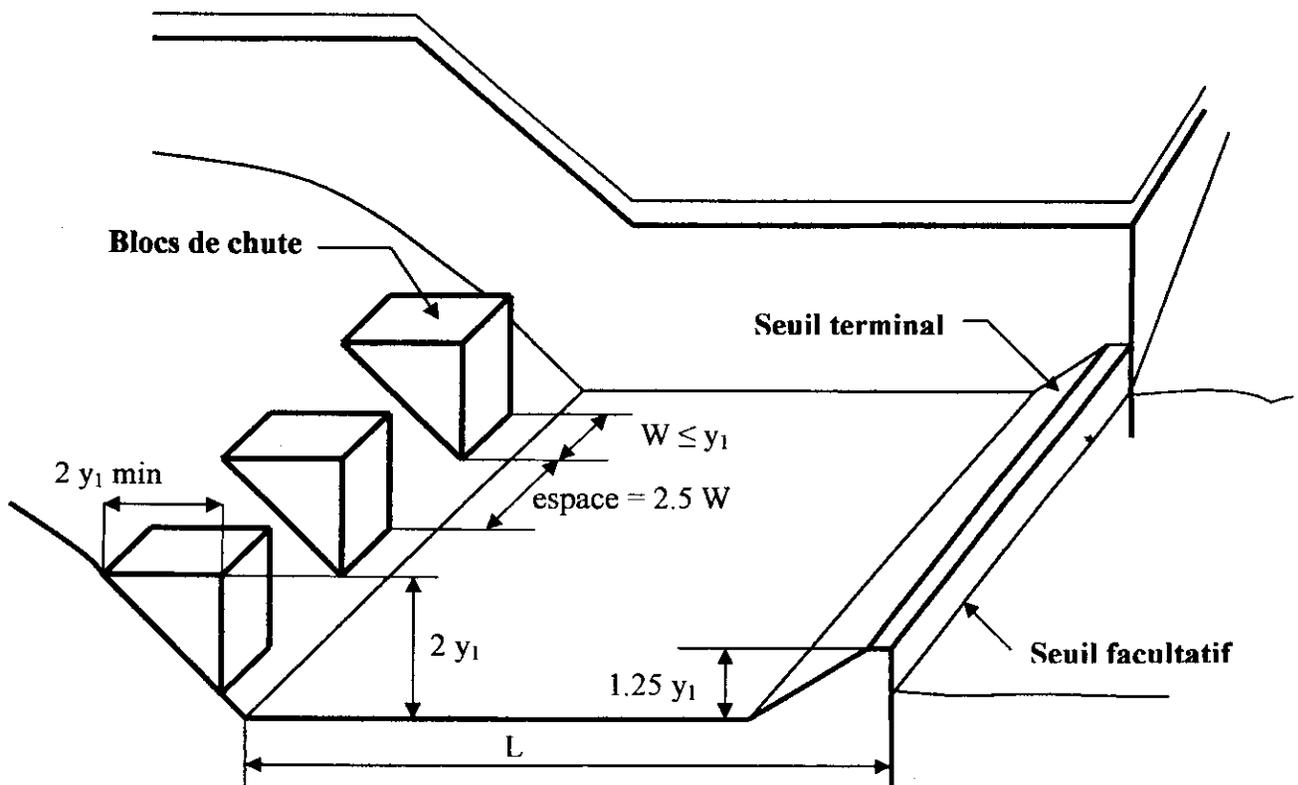


Figure V-7 : Bassin de dissipation type I

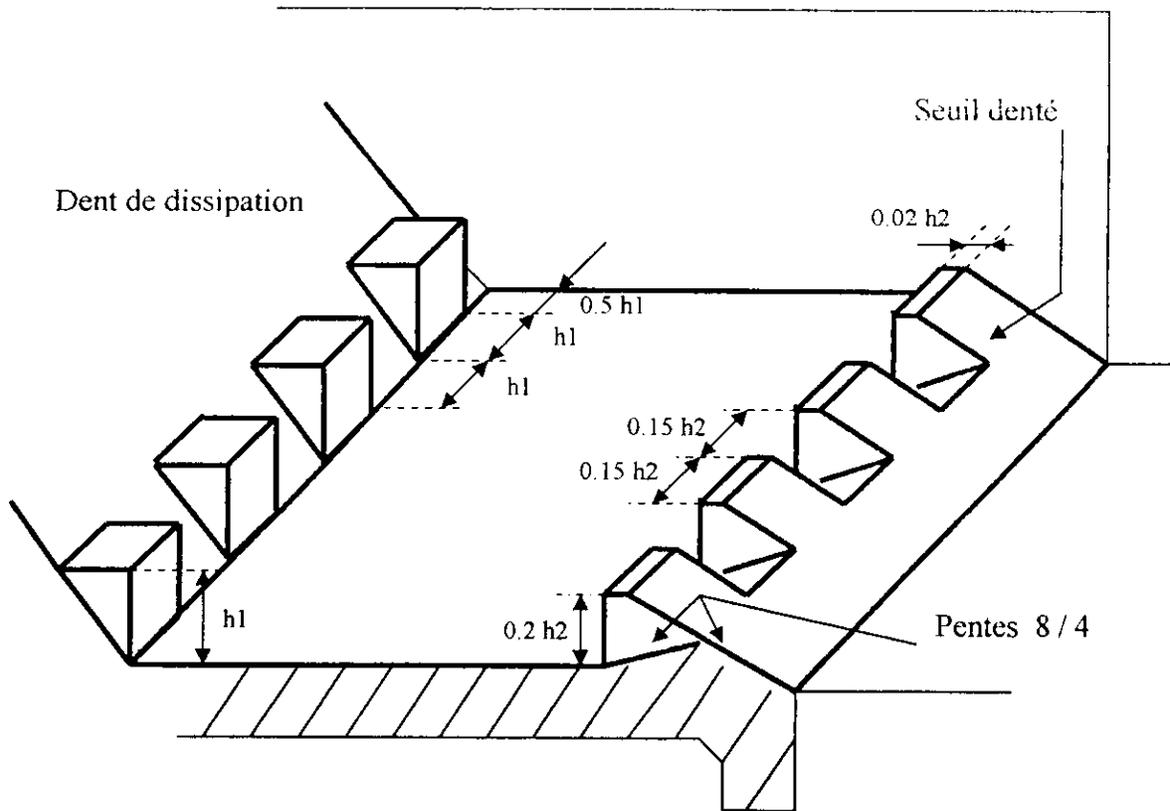


Figure V-8 : Bassin de dissipation type III

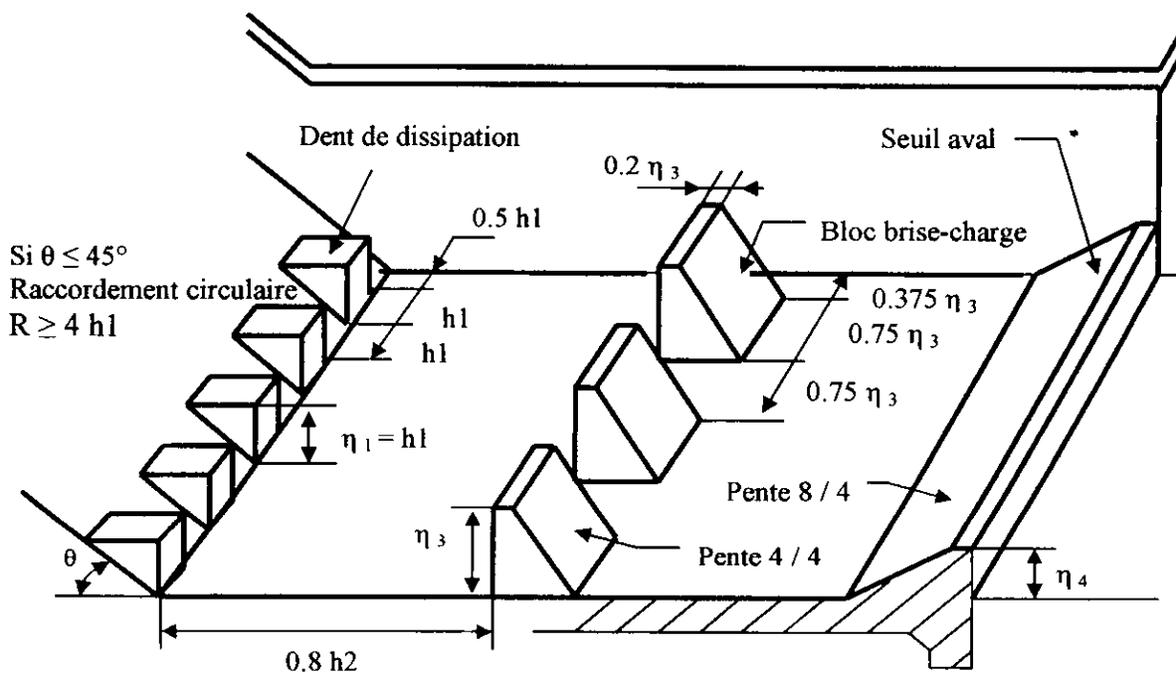


Figure V-9 : Bassin de dissipation type II

Rappel de l'équation de la quantité de mouvement :

Suivant la seconde loi de Newton, le changement de quantité de mouvement (qdm [N/sec.]) pendant l'unité de temps d'écoulement est égal à la résultante des forces extérieures agissantes.

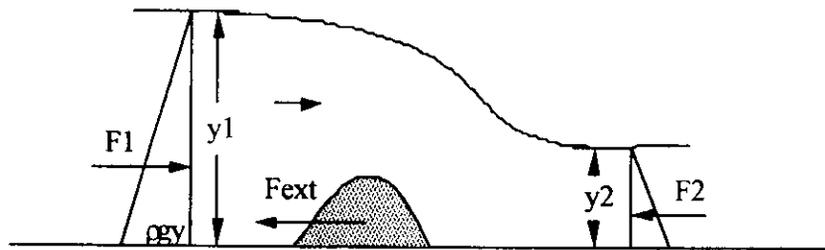
La quantité de mouvement de l'écoulement par unité de temps est : $\beta \cdot \rho \cdot Q \cdot v$

β : Coefficient de la quantité de mouvement ;

ρ : Masse volumique [$M L^{-3}$] ;

Q : Débit [$L^3 T^{-1}$] ;

V : vitesse moyenne [LT^{-1}].



FigureV-10 Conservation de la quantité de mouvement

Considérons les simplifications suivantes :

$$\beta = 1$$

La distribution de la pression est hydrostatique

La pente du canal est faible.

Les forces de frottement sont négligeables.

On peut alors écrire :

$$F_1 - F_2 - F_{ext} = (Q\rho v)_2 - (Q\rho v)_1 \tag{V-11}$$

Avec :

$$F_i = A_i \cdot \frac{1}{A_i} \int \rho g y_i dA = \rho g \bar{y}_i A_i \tag{V-12}$$

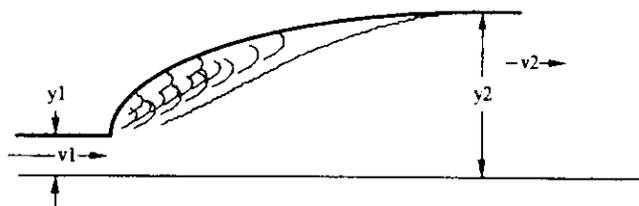
où \bar{y}_i est la hauteur de centre de gravité de la surface A mesurée à partir de la surface de l'eau. On obtient :

$$\rho g \bar{y}_1 A_1 - \rho g \bar{y}_2 A_2 - F_{ext} = (Q\rho v)_2 - (Q\rho v)_1 \tag{V-13}$$

$$\Rightarrow \frac{F_{ext}}{\rho g} = \left(\frac{Qv}{g} + \bar{y}A \right)_1 - \left(\frac{Qv}{g} + \bar{y}A \right)_2 \quad (V-14)$$

$$\Rightarrow \frac{F_{ext}}{\rho g} = \left(\frac{Q^2}{gA} + \bar{y}A \right)_1 - \left(\frac{Q^2}{gA} + \bar{y}A \right)_2 \Rightarrow \frac{F_{ext}}{\rho g} = M_1 - M_2 \quad (V-15)$$

Calcul du ressaut hydraulique



FigureV-11 Le Ressaut hydraulique.

Le ressaut hydraulique est le passage rapide de l'écoulement supercritique à l'écoulement subcritique. Ce passage s'accompagne toujours d'une dissipation d'énergie (perte de charge). En considérant les hypothèses faites plus haut, aucune force extérieure ne s'applique sur le liquide :

$$\frac{F_{ext}}{\rho g} = \left(\frac{Qv}{g} + \bar{y}A \right)_1 - \left(\frac{Qv}{g} + \bar{y}A \right)_2 = 0 \quad (V-16)$$

Donc :

$$\left(\frac{Qv}{g} + \bar{y}A \right)_2 = \left(\frac{Qv}{g} + \bar{y}A \right)_1 \quad (V-17)$$

Et si le canal est rectangulaire de section constante :

$$\Leftrightarrow \frac{q^2 b}{g v_1} + \frac{y_1}{2} y_1 b = \frac{q^2 b}{g v_2} + \frac{y_2}{2} y_2 b \quad (V-18)$$

Avec :

$$q = \frac{Q}{b}$$

et :

$$A = yb$$

$$\Leftrightarrow \frac{q^2}{g} \frac{1}{y_1 y_2} + \frac{y_1}{2} y_1 b = \frac{1}{2} (y_1 + y_2) \quad (V-19)$$

et :

$$q = vy$$

et :

$$Fr = \frac{v}{\sqrt{gy}} \quad (V-20)$$

$$\Leftrightarrow Fr_1^2 = \frac{1}{2} \frac{y_2}{y_1} \left(1 + \frac{y_2}{y_1} \right) \quad (V-21)$$

Nous avons ainsi une équation du second degré. En la résolvant nous obtenons :

$$\frac{y_2}{y_1} = \frac{1}{2} \left(\sqrt{1 + 8Fr_1^2} - 1 \right) \quad (V-22)$$

Le même raisonnement nous mène à la formule :

$$\frac{y_1}{y_2} = \frac{1}{2} \left(\sqrt{1 + 8Fr_2^2} - 1 \right) \quad (V-23)$$

Ces deux dernières formules sont appelées *équations du saut hydraulique*. Les hauteurs correspondantes de y sont dites conjuguées. On peut caractériser le saut hydraulique selon le nombre de Froude à l'amont.

V-9-2 Bassin à impact :

La dissipation dans ce genre de bassin s'effectue par choc du jet incident sur un écran vertical qui est en général une poutre. Le jet réfléchi vers l'arrière, heurte le jet incident et crée des tourbillons qui absorbent l'énergie.

Cet ouvrage est extrêmement efficace cependant son principal inconvénient est les importantes contraintes dues aux chocs de la lame liquide, l'ensemble devant résister aux sévères vibrations qui en résultent, les contraintes limitent le débit à 15 m³/s.

V-9-3 Bassins type plongée :

L'absorption d'énergie se fait par chute d'une nappe déversante dans un bassin contenant une épaisseur d'eau suffisante.

Le matelas d'eau doit être d'une profondeur suffisamment importante pour éviter la tendance à l'affouillement dû à la chute de la nappe déversante dans le bassin.

Le U.S.B.R a adopté la formule empirique suivante :

$$Y = 1.90 h^{0.225} q^{0.54} \quad (V-24)$$

Y : Profondeur limite de la fausse, sous le niveau aval (m) ;

h : Hauteur de la chute en (m) ;

q : Débit unitaire $m^3/s/m$.

L'inconvénient de ce genre d'aménagement est que pour les fortes charges et débit important il y a apparition progressive de dégradation au niveau de la fosse dû aux phénomènes d'abrasion et d'érosion.

V-9-4 Dissipateur à auge (saut de ski) :

L'objectif essentiel d'un saut de ski est d'éloigner le plus loin possible le jet d'eau par un bec déviateur recourbé vers le haut, suivant un angle θ en général de l'ordre de 35° à 45° .

Il y a donc dissipation d'une partie de l'énergie du jet dans l'air.

Le jet retombe à une distance x tel que :

$$X=2*C(y+\frac{V^2}{2g}) \sin 2\theta \quad (V-25)$$

$C=0.9$: Coefficient de résistance de l'air ;

Y : Tirant d'eau.

V : Vitesse au départ du bec.

Le saut de ski se situe soit au pied du barrage (cas d'un barrage en béton), soit à une hauteur intermédiaire entre le niveau de la rivière et le couronnement

Application au barrage de transfert du Chélif

VI-1 PREDETERMINATION DES DEBITS DE CRUE :

Nous disposons des observations hydrométriques de la station de Sidi Bel Atar. Celle ci est située à proximité du site du barrage, légèrement en aval.

Les mesures de cette station sont considérées comme étant les débits au niveau du barrage.

VI-1-1 Méthodes sommaires de première approximation :

VI-1-1-1 Méthode Fuller :

La moyenne des débits maxima de chaque année, est de 978.87 (m³/s)

Les débits de crues pour différentes périodes de retour sont donnés dans le tableau VI-1

Tableau VI-1 : Résultats de la méthode de Fuller

Période de retour T (années)	Q_{Tmoy} (m ³ /s)	Q_T (m ³ /s)
5	1526,2	1690,8
10	1761,9	1951,95
20	1997,7	2213,1
100	2545.1	2819,4
1000	3328,1	3687,2
10000	4111,2	4554,5

VI-1-1-2 Formule de MALLET- GAUTHIER (Formule Algérienne) :

L'application de la méthode de Mallet Gauthier à notre bassin versant donne des valeurs négatives, ce qui physiquement est impossible.

On note aussi que l'application des autres formules empiriques n'est pas possible puisque ces dernières prennent en considération des variables et des constantes difficilement quantifiables, surtout pour un bassin versant de telle envergure.

VI-1-2 Méthodes probabilistes :

VI-1-2-1 La méthode des maxima annuels :

Comme nous l'avons constaté dans le chapitre I, la prise en considération des débits mesurés après construction des barrages, mettrait en défaut les hypothèses d'homogénéité et

d'indépendance. Tout ajustement statistique ne sera plus possible. De plus, ces mesures (laminées) ne caractérisent pas le véritable régime des crues qui est très important.

Afin que l'ajustement statistique soit possible, il est nécessaire de tronquer l'échantillon à chaque fois de la mesure la plus récente (après mise en service des barrages) et de vérifier les hypothèses d'homogénéité et d'indépendance.

On s'arrêtera une fois ces hypothèses vérifiées. Les valeurs restantes constitueront l'échantillon de travail.

Après plusieurs itérations à partir de 44 valeurs, l'échantillon choisi est de taille $n=30$.

L'application des tests d'indépendance et d'homogénéité à différents niveaux de signification donne les résultats suivants :

Tableau VI-2 : Résultats des tests d'indépendance et d'homogénéité

	U	$\alpha=1\%$	$\alpha=5\%$	$\alpha=10\%$
Indépendance	0.98	1	1	1
Homogénéité	0.87	1	1	1

1 : test accepté, 0 : test rejeté.

L'échantillon de travail est indépendant et homogène. Tout ajustement statistique est donc possible.

VI-1-2-1-1 Ajustement à une loi Gumbel :

La fonction de densité de probabilité s'écrit :

$$P(X=x) = f(x) = \frac{1}{a} \exp\left(-\frac{x-m}{a}\right) \exp\left[-\exp\left(-\frac{x-m}{a}\right)\right] \quad (\text{VI-1})$$

Avec :

m : est le paramètre de position(mode) ;

a : est le paramètre d'échelle.(gradex) .

La fonction de distribution au non dépassement est donné par :

$$P(X \leq x) = F(x) = \exp\left[-\exp\left(-\frac{x-m}{a}\right)\right] \quad (\text{VI-2})$$

Le quantile x_T pour une période de retour T est donné par l'équation suivante :

$$x_T = m - a \ln\left(-\ln \frac{T-1}{T}\right) \quad (\text{VI-3})$$

L'estimation des paramètres de la loi de Gumbel par la méthode des moments donne :

mode=642.53 ;

gradex=582.93.

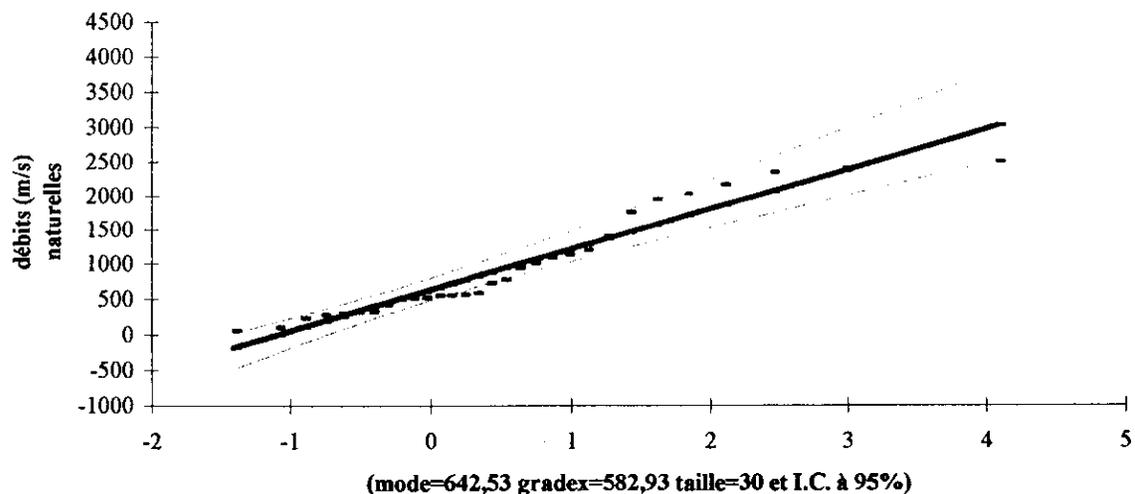


Figure VI-1 : Ajustement à une loi de Gumbel.

L'ajustement de l'échantillon à la loi de Gumbel montre l'existence de quelques points à l'extérieur de l'intervalle de confiance de la loi. Cet ajustement à la loi de Gumbel est donc rejeté.

VI-1-2-1-2 Ajustement à une loi Log Normale :

La fonction de densité de probabilité de la loi Log-Normale s'écrit :

$$P(X = x) = f(x) = \frac{1}{x} \frac{1}{\sigma \sqrt{2\pi}} \exp\left[-\frac{1}{2\sigma^2} (\ln x - m)^2\right] \quad (\text{VI-4})$$

La fonction de répartition au non dépassement est donnée :

$$P(X \leq x) = F(x) = \frac{1}{\sigma \sqrt{2\pi}} \int_1^x \frac{1}{t} \exp\left[-\frac{1}{2\sigma^2} (\ln t - m)^2\right] dt \quad (\text{VI-5})$$

m est le paramètre de position et σ le paramètre d'échelle.

Le quantile x_T pour une période de retour T est donné par l'équation suivante :

$$x_T = \exp\left(m + u_{1-\frac{1}{T}} \sigma\right) \quad (\text{VI-6})$$

$u_{1-\frac{1}{T}}$ la variable réduite de Gauss pour une probabilité $1-\frac{1}{T}$

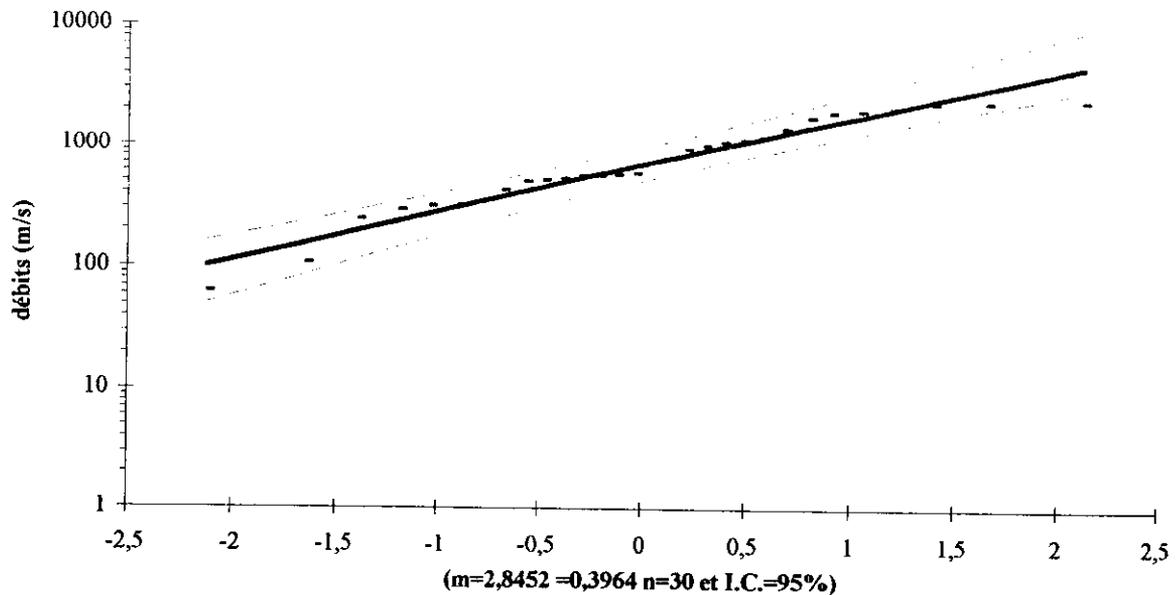


Figure VI-2 Ajustement à une loi Log Normale

La même remarque faite pour la loi de Gumbel est valable pour la loi Log Normale. L'ajustement de l'échantillon à la loi normale est donc rejeté.

VI-1-2-1-3 Ajustement à une loi de Weibull :

La fonction de répartition de la loi de Weibull est donnée par :

$$P(X \leq x) = F(x) = 1 - \exp(-\rho (x - S)^p) \quad (\text{VI-7})$$

$p=1$ (cas de la loi exponentielle simple) ;

S =Seuil de la loi ; $\rho = \frac{1}{(x-s)}$.

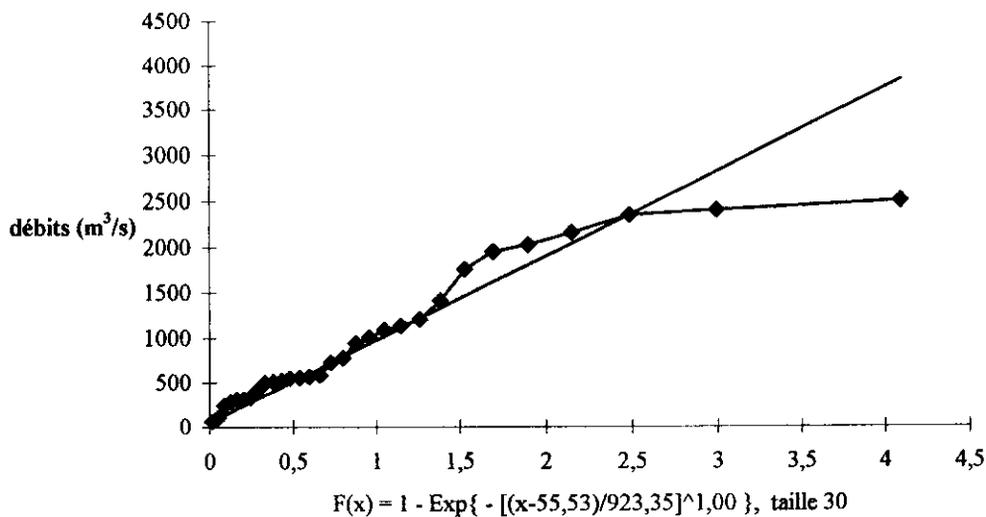
\bar{x} : Moyenne de l'échantillon.

L'estimation des paramètres de la loi donne les résultats suivants :

$S=55.53$; $p=1$; $\rho=923.35$

Le quantile x_T pour une période de retour T est donné par l'équation suivante :

$$x_T = S + \left[\frac{\log(\mu T)}{\rho} \right]^{1/\rho} \tag{VI-8}$$



FigureVI-3 Ajustement à une loi de Weibull.

L'ajustement de l'échantillon à la loi de Weibull présente une cassure à partir des grands débits. Cet ajustement est donc rejeté.

VI.1.2.1.4 Ajustement à une loi Pearson3 :

La densité de probabilité de Pearson3 est donnée par :

$$P(X=x) = f(x) = \frac{|\alpha|}{\Gamma(\nu)} \exp[-\alpha(x-m)] [\alpha(x-m)]^{\nu-1} \tag{VI-9}$$

Où $\Gamma(\nu)$ c'est la fonction Gamma ;

α : est le paramètre d'échelle, m : paramètre de position et ν : paramètre de forme.

L'estimation des paramètres par la méthode des moments est donné par :

$$\hat{\alpha} = \frac{2}{C_s s} \quad (\text{VI-10})$$

$$\hat{m} = \bar{x} - \frac{2}{C_s s} \quad (\text{VI-11})$$

$$\hat{v} = \frac{4}{C_s s} \quad (\text{VI-12})$$

Où

\bar{x} : La moyenne de l'échantillon ;

s : L'écart type de l'échantillon ;

C_s : Coefficient d'asymétrie donné par :

$$C_s = \frac{N \sum_{i=1}^N (x_i - \bar{x})^3}{(N-1)(N-2)S^3} \quad (\text{VI-13})$$

Pour notre échantillon on obtient :

$$\hat{v} = 1.564 ;$$

$$\hat{m} = 63 ;$$

$$\hat{\alpha} = 0.165 \cdot 10^{-2}$$

Le coefficient d'asymétrie n'est pas sans biais, il convient donc de lui attribuer une correction pour diminuer le biais.

Après l'ajustement des résultats obtenus par Wallis et al(1974), Bobée et Robtaille (1975) proposent la correction suivante :

$$C_s' = C_s \left[\left(1 + \frac{6.51}{n} + \frac{20.2}{n^2} \right) + \left(\frac{1.48}{n} + \frac{6.77}{n^2} \right) C_s^2 \right] \quad (\text{VI-14})$$

Pour une période de retour T , le quantile x_T est calculé par le moyen de la formule suivante :

$$x_T = m + \varepsilon \frac{K_T \sqrt{v}}{\alpha} + \frac{v}{\alpha} \quad \varepsilon = 1 \text{ (resp. } \varepsilon = -1) \text{ si } \alpha > 0 \text{ (resp. } \alpha < 0) \quad (\text{VI-15})$$

Le facteur de fréquence K_T peut se calculer à partir de la formule de Kite :

$$K_T = u + (u^2 - 1) K + \frac{1}{3} (u^3 - 6u) K^2 - (u^2 - 1) K^3 + uK^4 + \frac{1}{3} K^5 \quad (\text{VI-16})$$

Avec $u = u_{1-\frac{1}{T}}$ variable réduite de Gauss pour une probabilité $1 - \frac{1}{T}$ et $K = C_s/6$.

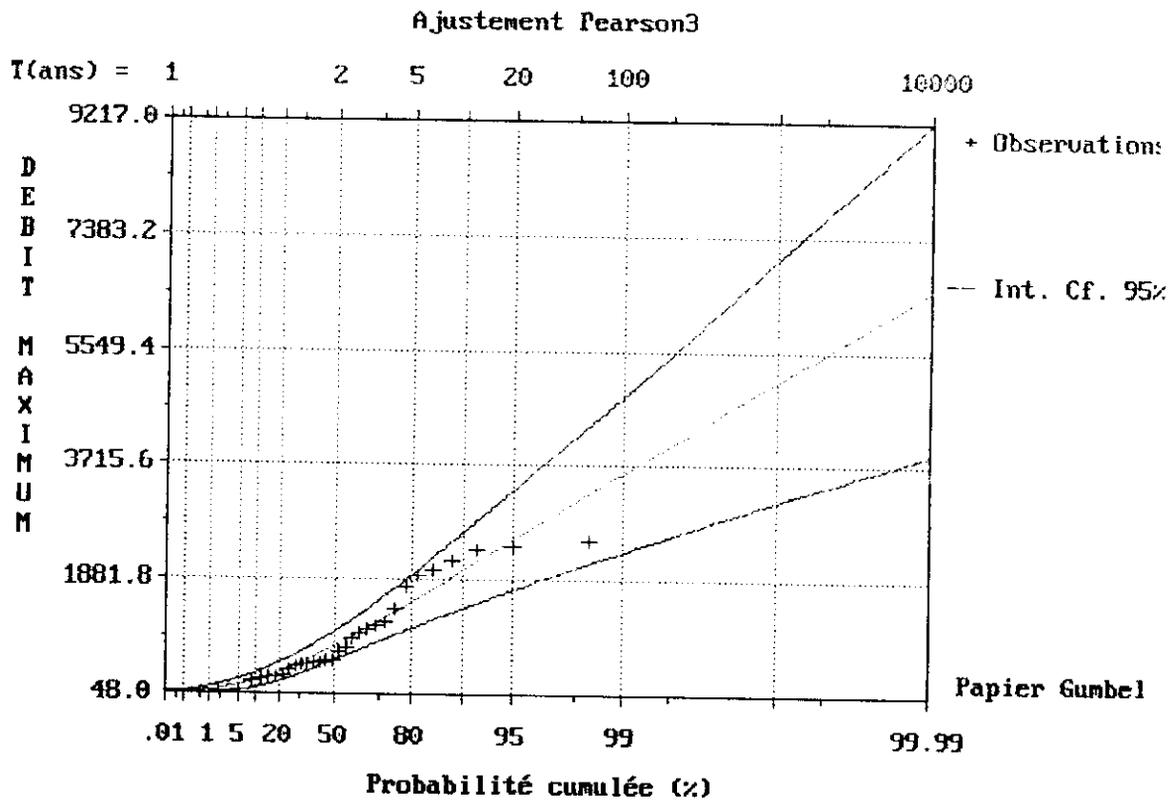
n : Taille de l'échantillon ;

\bar{x} : Moyenne de l'échantillon.

On présente dans le tableau VI-6, les débits obtenus pour différentes périodes de retour.

Tableau VI-6 Résultats de la loi Pearson3

Période de retour T (années)	Q (m ³ /s)
10	1991.5
20	2330.2
50	2796.3
100	3704.5
1000	5072.1
10000	6182.5



FigureVI-7 Ajustement à une loi Pearson3

On remarque que l'échantillon s'ajuste bien à la loi Pearson3 tous les points suivent bien la droite théorique et tous les points appartiennent bien à l'intervalle de confiance.

VI-1-2-1-5 Interprétation de la méthode
des maxima annuels

Après analyse des ajustements à quelques lois précédentes, on remarque que seule la loi de Pearson3 s'ajuste bien aux observations. Tous les points de l'échantillon appartiennent bien à l'intervalle de confiance.

Les autres lois présentent de nombreux points à l'extérieur de l'intervalle de confiance. Ce qui n'est pas acceptable.

Quant à la loi de Weibull, elle présente une cassure à partir des grands débits. Elle est donc rejetée.

VI-1-2-2 L'étude par la méthode du Renouvellement

Cette méthode considère la série des débits moyens journaliers observés. Notre échantillon de travail, est constitué donc de 33 année de mesures au pas de temps journalier.

On commence par ne retenir de ces observations que la partie qui contient de l'information utile pour la connaissance des fortes crues. Pour cela on se fixe un seuil S et on ne conserve que les débits supérieurs à ce dernier. On retranchera aussi les débits qui appartiennent à la même crue.

Pour appliquer la méthode, il convient de tester plusieurs seuils et de vérifier que l'écart entre les résultats obtenus pour les différents seuils n'est pas très important.

Commençons tout d'abord par un seuil $S=200 \text{ m}^3/\text{s}$ qui a l'avantage de présenter un bon échantillonnage. En effet, après élimination des débits inférieurs à $200 \text{ m}^3/\text{s}$ et élimination des débits qui appartiennent à la même crue, qui mettraient en défaut l'hypothèse d'indépendance, on obtient un échantillon de 96 valeurs.

Vérification des hypothèses :

Indépendance:

Cette hypothèse est facilement vérifiable en calculant le coefficient d'autocorrélation de pas 1 et en testant l'hypothèse qu'il est nul.

Alors la grandeur $t = R \cdot [(N-2)/(1-R^2)]^{0.5}$ suit une loi de Student à $2N-2$ degrés de liberté.

Le coefficient de corrélation de pas 1 sur 96 valeurs est de 0.23

La variable du test de Student $t = R \cdot [(N-2)/(1-R^2)]^{0.5}$ vaut ici 2.18.

Le risque 5% de rejeter à tort correspond à $t=1,96$: on peut donc considérer que l'hypothèse d'indépendance n'est pas acceptable.

Il convient donc de prendre un seuil plus grand qui certes, diminue l'échantillonnage mais vérifie l'hypothèse d'indépendance de l'échantillon.

Prenons un seuil $S=300 \text{ m}^3/\text{s}$:

Vérification des hypothèses

Indépendance:

Le coefficient de corrélation de pas 1 sur 39 valeurs est de 0,143.

La variable test de Student $t = R \cdot [(N-2)/(1-R^2)]^{0.5}$ vaut ici 0.87.

Le risque 5% de rejeter à tort correspond à $t=1,96$: on peut considérer que l'hypothèse d'indépendance est acceptable.

Stationnarité:

Plusieurs tests peuvent être effectués sur diverses caractéristiques l'un des plus faciles est la comparaison des moyennes. Si on scinde en deux l'échantillon initial, et qu'on calcule les

moyennes m_1 et m_2 , ainsi que les écarts-type σ_1 et σ_2 de chaque sous-échantillon de taille n_1 , n_2 alors la grandeur $t = (m_1 - m_2) \cdot [\sqrt{n} / (\sigma_1^2 + \sigma_2^2)]^{0.5}$ suit une loi de Student à $2n-2$ degrés de liberté.

Appliquons le test de Student à notre échantillon :

Echantillon1 de taille $n_1=19$, $m_1= 654.12 \text{ m}^3/\text{s}$ $\sigma_1 = 438.47 \text{ m}^3/\text{s}$

Echantillon2 de taille $n_2=20$, $m_2= 560.27 \text{ m}^3/\text{s}$ $\sigma_2= 398.19 \text{ m}^3/\text{s}$

La variable test de Student $t = (m_1 - m_2) \cdot [\sqrt{n} / (\sigma_1^2 + \sigma_2^2)]^{0.5}$ vaut ici 0,97.

Le risque 5% de rejeter à tort correspond à $t=1,96$

L'hypothèse de stationnarité sur les amplitudes de crues peut donc être acceptée.

On doit vérifier que la loi de Poisson s'ajuste bien à la série du nombre dépassant chaque année le seuil $S=300 \text{ m}^3/\text{s}$.

Pour cela dressons un tableau qui donne, le nombre d'années théoriques et observés ayant k crues supérieures à $S=300 \text{ m}^3/\text{s}$.

On rappelle que :

NT_k : Nombre d'années théorique ayant k crues supérieures à S ;

NA : Nombre d'années ;

NC : Nombre de crues supérieures à S ;

$$NT_k = NC \cdot \exp(-\mu) \cdot \mu^k / k!$$

$$\mu = NC/NA.$$

On obtient donc :

$$NT_k = NC \cdot \exp(-2.6) \cdot 2.6^k / k! \tag{VI-17}$$

Tableau VI-7 Ajustement au nombre annuel de crue ($S=300\text{m}^3/\text{s}$)

K	Nombre d'années observé	Nombre d'années théorique
0	9	2.89
1	5	7.53
2	8	9.79
3 et plus	11	8.48

On remarque que l'écart entre le nombre d'années observées théoriques est très faible mis à part pour $k=0$ crues observées. Ceci peut s'expliquer par l'inexistence de crues supérieures à $S=300\text{m}^3/\text{s}$ après la mise en service des barrages au début des années 80.

Si on néglige ces années la vérification de l'ajustement se fait par le test du χ^2 (test de la dispersion des observations).

$$\chi^2 = \sum (NO_k - NT_k)^2 / NT_k = 2.59 \quad (\text{VI-18})$$

La valeur admissible à 5% pour 2 degrés de liberté étant de 5.99

Donc on peut dire que la loi de poisson s'ajuste bien aux observations.

-Ajustements des lois statistiques aux amplitudes de crues :

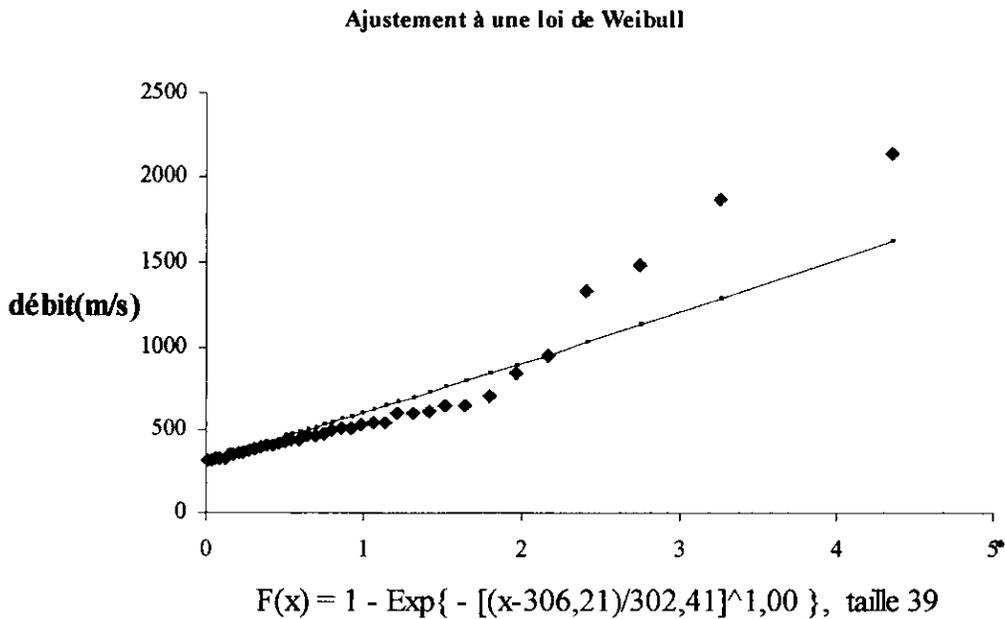


Figure VI-8 Ajustement à la loi de Weibull pour $S=300\text{m}^3/\text{s}$

La qualité de l'ajustement de l'échantillon constitué par l'ensemble de toutes les crues qui ont dépassé S est acceptable et la loi Exponentielle Simple s'avère pratiquement suffisante.

Toutes les hypothèses précédentes étant vérifiées l'application du modèle de renouvellement à notre échantillon est possible.

On présente dans le tableau VI-8 les débits obtenus pour différentes périodes de retour pour $S=300\text{m}^3/\text{s}$.

Tableau VI-8 Résultats du modèle Renouvellement ($S=300\text{m}^3/\text{s}$)

Période de retour T (années)	Q (m^3/s)
10	1958.2
20	2279.1
50	2703.3
100	3024.2
1000	4090.1
10000	5156.0

Pour un seuil plus grand :

Pour $S=350\text{m}^3/\text{s}$, on obtient un échantillon de 19 valeurs seulement. Cet échantillon étant trop petit la loi de Poisson ne s'ajustera pas à la série du nombre dépassant chaque année le seuil $S=350\text{m}^3/\text{s}$.

Il convient alors de vérifier un seuil intermédiaire.

$$S=250\text{m}^3/\text{s}$$

Vérification des hypothèses

Indépendance:

Le coefficient de corrélation de pas 1 sur 46 valeurs est de 0.18

La variable test de Student $t=R \cdot [(N-2)/(1-R^2)]^{0.5}$ vaut ici 1.17.

Le risque 5% de rejeter à tort correspond à $t=1,96$: on peut donc considérer que l'hypothèse d'indépendance est acceptable.

Stationnarité:

Appliquons le test de Student Fisher

En scindant en deux notre échantillon, on obtient les moyennes m et les écarts types σ suivants :

$$m_1 = 594.52 \text{ m}^3/\text{s} \quad \sigma_1 = 417.77 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$m_2 = 530.29 \text{ m}^3/\text{s} \quad \sigma_2 = 359.69 \text{ m}^3/\text{s}$$

La variable test de Student $t = (m_1 - m_2) \cdot [\sqrt{n} / (\sigma_1^2 + \sigma_2^2)]^{0.5}$ vaut ici 0,27.

Le risque 5% de rejeter à tort correspond à $t=1,96$

L'hypothèse de stationnarité sur les amplitudes de crues peut donc être acceptée.

On doit vérifier que la loi de Poisson s'ajuste à la série du nombre dépassant chaque année le

Seuil $S=250 \text{ m}^3/\text{s}$.

Pour cela dressons un tableau qui donne, le nombre d'années théoriques et observées ayant k crues supérieures à $S=250 \text{ m}^3/\text{s}$.

$$NT_k = NC \cdot \exp(-\mu) \cdot \mu^k / k!$$

$\mu = NC/NA$ on obtient donc :

$$(NT_k = NC \cdot \exp(-2.8) \cdot 2.8^k / k!)$$

Tableau VI-9 Ajustement au nombre annuel de crue ($S=250 \text{ m}^3/\text{s}$)

k	Nombre observé d'années	Nombre théorique d'années
0	13	2.79
1	5	7.88
2	8	10.96
3 et plus	11	10.23

La même remarque que pour le seuil $S=300 \text{ m}^3/\text{s}$ peut être faite, concernant l'écart entre le nombre d'années observées et le nombre d'années théoriques pour $k=0$ crue observées.

La vérification de l'ajustement se fait par le test χ^2 (test de la dispersion des observations)

$$\chi^2 = \sum (NO_k - NT_k)^2 / NT_k = 1.98 \quad \bullet \text{ (VI-19)}$$

La valeur admissible à 5% pour 2 degrés de liberté étant de 5.99.

Donc on peut dire que la loi de poisson s'ajuste bien aux observations.

On présente dans le tableau VI-10 les débits obtenus pour différentes périodes de retour pour $S=250 \text{ m}^3/\text{s}$.

Tableau VI-10 Résultats du modèle Renouvellement ($S=250 \text{ m}^3/\text{s}$)

Période de retour T (an)	Q (m^3/s)
10	1947.4
20	2014.7
50	2564.2
100	2989.6
1000	3925.1
10000	4995.4

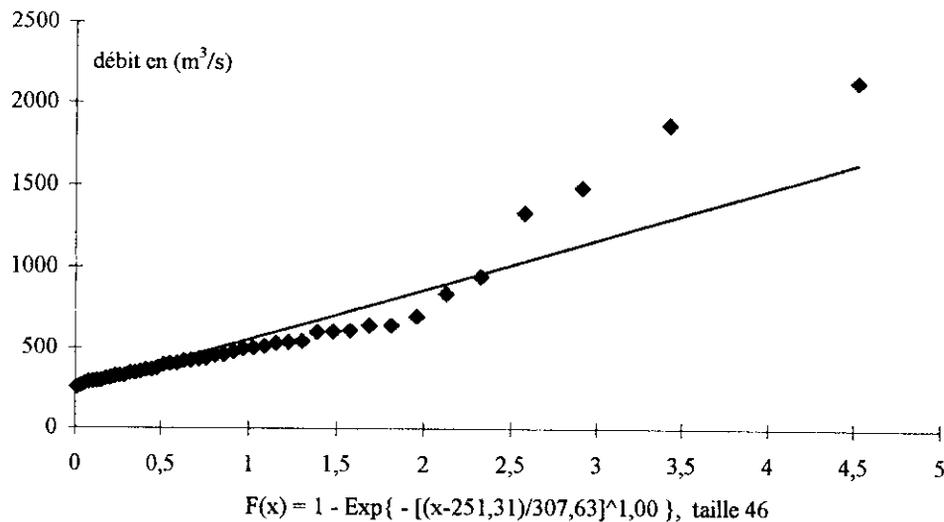


Figure VI-9 : Ajustement à une loi de Weibull pour $S=250\text{m}^3/\text{s}$.

La qualité de l'ajustement de l'échantillon de l'ensemble des crues qui ont dépassé $S=250\text{m}^3/\text{s}$ est acceptable et la loi Exponentielle Simple s'avère pratiquement suffisante.

Interprétation des résultats de la méthode du Renouvellement :

Les résultats obtenus pour le $S=300\text{m}^3/\text{s}$ et $S=250\text{m}^3/\text{s}$ sont assez proches, pour cette méthode on retiendra les résultats obtenus pour $S=300\text{m}^3/\text{s}$ puisqu'ils sont plus sécurisants.

Ce que l'on peut reprocher à cette méthode, c'est qu'elle prend en considération le processus de l'évolution des débits moyens journaliers et non les débits de pointes journaliers (faute d'observation à ce pas de temps).

Le passage des débits moyens journaliers, aux débits de pointe par un simple rapport d'affinité est du moins très approximatif.

VI-1-3 Méthodes hydrométéorologiques :

VI-1-3-1 Méthode du Gradex :

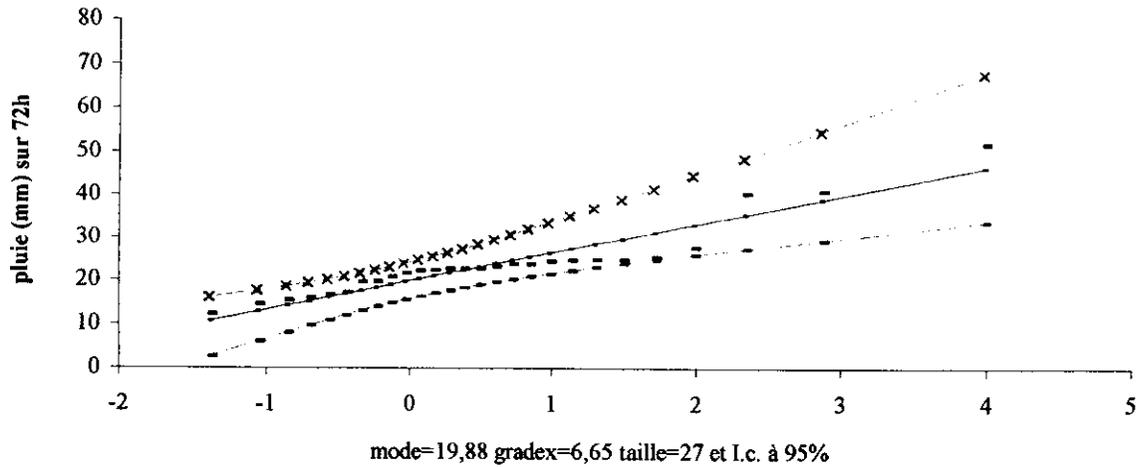
D'après l'examen des enregistrements des crues étudiées au chapitre II, le temps caractéristique des débits significatifs est de l'ordre de 72h.

L'étude de la variable aléatoire pluie reçue par le bassin versant et du débit ruisselé se fera donc sur une durée de 72 heures.

L'ajustement à la loi de Gumbel de la variable aléatoire pluie reçue par le bassin versant sur une durée de 72 heures est présenté dans la figure VI-10.

L'estimation des paramètres a été faite par la méthode des moments et donne les valeurs suivantes :

mode=19.88mm ;gradex=6.65mm.



FigureVI-10 : Ajustement de la pluie sur 72h à une loi de Gumbel.

Un simple examen visuel de l'ajustement permet de dire que l'échantillon s'ajuste bien à la loi de Gumbel puisque tous les points de l'échantillon appartiennent à l'intervalle de confiance.

L'ajustement à la loi de Gumbel du débit ruisselé sur une durée de 72 heures est présenté dans la figureVI-11

L'estimation des paramètres a été faite par la méthode des moments et donne les valeurs suivantes :

mode=176.98(m³/s) ;gradex=294.03(m³/s).

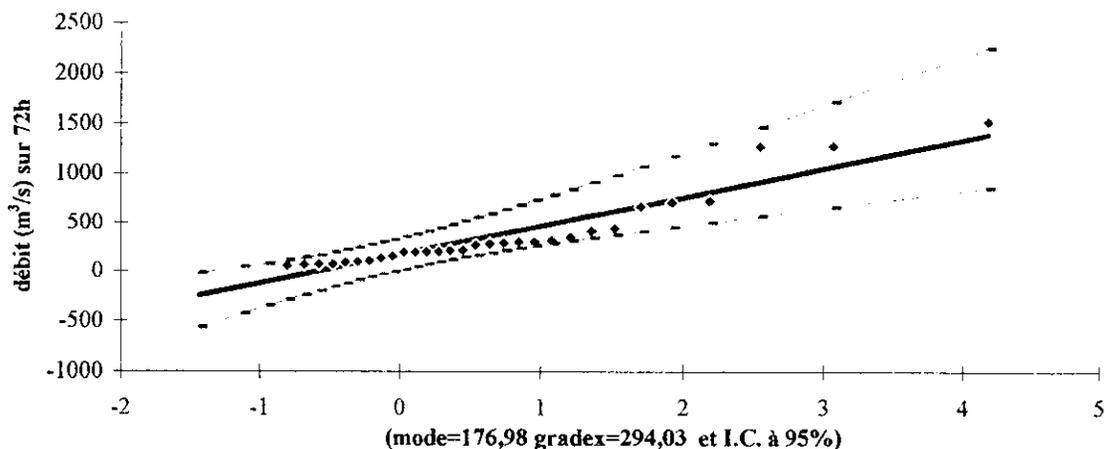


Figure VI-11 : Ajustement du débit sur 72h à une loi de Gumbel.

Tous les points de l'échantillon appartiennent à l'intervalle de confiance, on peut donc dire que l'échantillon s'ajuste bien à la loi de Gumbel.

L'étape suivante consiste à tracer à partir des observations des débits (débit moyen maximal annuel sur 72 heures), leur fonction de répartition jusqu'au débit (pivot). On exprime le débit en millimètre en divisant le volume écoulé par la surface du bassin S en km².

Puis on extrapole la fonction de répartition des débits au delà du pivot par une droite de pente égale au Gradex de la pluie.

On peut exprimer cette démarche par la simple formulation suivante :

$$Q_T = Q_{pivot} + k * \frac{(y_T - y_{pivot}) * S * Gp72}{3.6 * 72} \quad (m^3/s) \quad (VI-20)$$

Q_{pivot} : Débit pour une période de retour égale au pivot ;

k : Rapport interannuel entre les débits de pointes maximum annuels et les débits moyens maximum annuels sur 72 heures. Ce rapport dans notre cas vaut 1.71 (valeur estimée au chapitre II) ;

y_T : Variable réduite de Gumbel pour une période de retour T ;

y_{pivot} : Variable réduite de Gumbel pour une période de retour égale au pivot ;

Gp : Gradex des pluies sur 72 heures ;

S : Superficie du bassin versant (km²).

Le pivot adopté, pour le bassin versant du Chéiff est de 100 ans vu le caractère semi aride et la grande superficie de ce dernier.

L'hypothèse de saturation du sol sera atteinte pour un épisode pluvieux de période de retour de 100ans.

Tous les paramètres de la formule de l'équation du Gradex étant déterminés on peut estimer les débits de crues pour différentes périodes de retour et qui sont donnés dans le tableau VI.11

Tableau VI-11 Résultats de la méthode du Gradex.

Période de retour T (années)	Q (m ³ /s)
10	1433.91
20	1795.92
50	2263.52
100	2615.47
1000	7025
10000	11453.69

Remarque :

En deçà du pivot, l'estimation des débits de crues est du ressort de l'ajustement statistique par les débits, c'est au-delà du pivot que l'estimation se fera par la méthode du Gradex.

Interprétation de la méthode du Gradex :

Les résultats obtenus par la méthode du Gradex sont surestimés, et ceci à cause de la grande taille du bassin versant.

En effet au-delà de plusieurs milliers de km², il semble préférable de décomposer le problème à analyser en sous bassins versants (Margoum et al, 1994).

Afin d'effectuer ce travail il nous faut avoir les données de la totalité des stations du bassin versant, à savoir 97 stations pluviométriques, et 23 hydrométriques. Mais dont on ne dispose malheureusement pas.

VI-3-2 Modèle Agréee :

La démarche d'application de ce modèle, est exactement la même que celle de la méthode du Gradex. On gardera les mêmes paramètres calculés pour la méthode du Gradex.

Seule la formulation mathématique du débit changera, puisque comme nous l'avons dit précédemment, le modèle Agregee permet le passage graduel d'un Gradex des débits a_q à celui des pluies a_p .

La formulation du modèle Agregee est la suivante :

$$Q_T = Q_g + a_p \ln \left(1 + \frac{a_q(T - T_g)}{a_p T_g} \right) \quad (\text{VI-21})$$

Q_g : Débit de crue pour une période de retour égale au pivot ;

a_p : Gradex des pluies sur 72 heures ;

a_q : Gradex des débits sur 72 heures.

Afin d'exprimer le gradex des pluies en (m^3/s) on peut utiliser la formulation suivante :

$$a_p (\text{m}^3/\text{s}) = \frac{a_p (\text{mm}) \cdot S (\text{km}^2)}{3.6 t_b} \quad (\text{VI-22})$$

t_b : temps caractéristique des débits significatifs .

Les débits de crues pour différentes périodes de retour sont donnés dans le tableau VI-12

Tableau VI-12 Résultats du modèle Agregee..

Période de retour T (années)	Q (m^3/s)
10	1433.9
20	1795.9
50	2263.5
100	2615.4
1000	6998.7
10000	11322.4

Interprétation des résultats obtenus par le modèle Agregee :

Certes, le modèle Agregee présente des résultats, "moins surestimés" que ceux obtenus par la méthode du Gradex. Cependant son utilisation pour un bassin versant de telle envergure n'est pas possible. Afin de l'utiliser il convient d'adopter le même procédé que pour la méthode du Gradex.

VI-1-4 Conclusion sur la prédétermination des débits de crues

Les méthodes sommaires de première approximation permettent d'avoir une estimation rapide, seulement de l'ordre de grandeur des crues.

Cependant leur application au bassin versant du Chélif n'est pas possible à cause de la difficulté d'estimer les différents paramètres qu'elles font intervenir.

Les résultats obtenus par les méthodes hydrométéorologiques sont surestimés, et ceci à cause de la grande taille du bassin versant.

Quant aux méthodes probabilistes elles s'avèrent être bien adaptées aux grands bassins versants. Pour la méthode des maxima annuels, seule la loi de Pearson³ présente un bon ajustement.

La méthode du renouvellement présente un meilleur échantillonnage que la méthode des maxima annuels puisque elle intègre plus d'information, mais son utilisation ne sera fiable que pour des débits moyens journaliers, faute de mesures hydrométriques instantanées.

Afin d'appliquer les méthodes hydrométéorologiques à notre bassin versant, il est impératif de diviser ce dernier en sous bassins pour que les hypothèses des méthodes hydrométéorologiques soient vérifiées. Cette approche nécessite des données hydrométéorologiques dont on ne dispose malheureusement pas.

Devant le manque de données et vu la taille du bassin versant, seules les méthodes statistiques peuvent être appliquées.

Dans la suite du travail, on se référera aux résultats obtenus par ajustement à la loi Pearson³.

VI-2 RISQUES GLOBAUX ENCOURUS PAR UN BARRAGE FACE AUX CRUES :

On dit souvent que la crue de période de retour T revient en moyenne toutes les T années.

Ceci est vrai au sens statistique si la stationnarité est parfaite. Mais bien évidemment les crues ne se produisent pas à intervalles réguliers. En fait le processus d'arrivée des crues est poissonien.

Autrement dit l'intervalle de temps I_T séparant deux crues successives de période de retour T suit une loi exponentielle:

$$\text{Prob } [I_T > \tau] = k \exp(-\tau/T). \quad (\text{VI-23})$$

Si l'on fixe la durée de vie du barrage étudié à $\tau = 100$ ans, la probabilité d'occurrence d'observer au moins K crues de période de retour T en $\tau = 100$ ans.

A partir de là on peut calculer la probabilité d'occurrence d'observer au moins K crues de période de retour T en $\tau = 100$ ans, et qui est résumé dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI-13 Risques globaux encourus par un barrage

Nombre de crues K	Risques globaux encourus					
	T=10ans	T=20ans	T=50ans	T=100ans	T=1000ans	T=10000ans
K=1	0.9999	0.99	0.86	0.63	0.09	$9,95 \cdot 10^{-3}$
K=2	0.999	0.98	0.72	0.26	0	0
K=3	0.97	0.97	0.59	0.08	0	0

Ces calculs sont intéressants pour juger des risques globaux encourus par un barrage de durée de vie fixée.

VI-3 CHOIX DE LA CRUE DE PROJET :

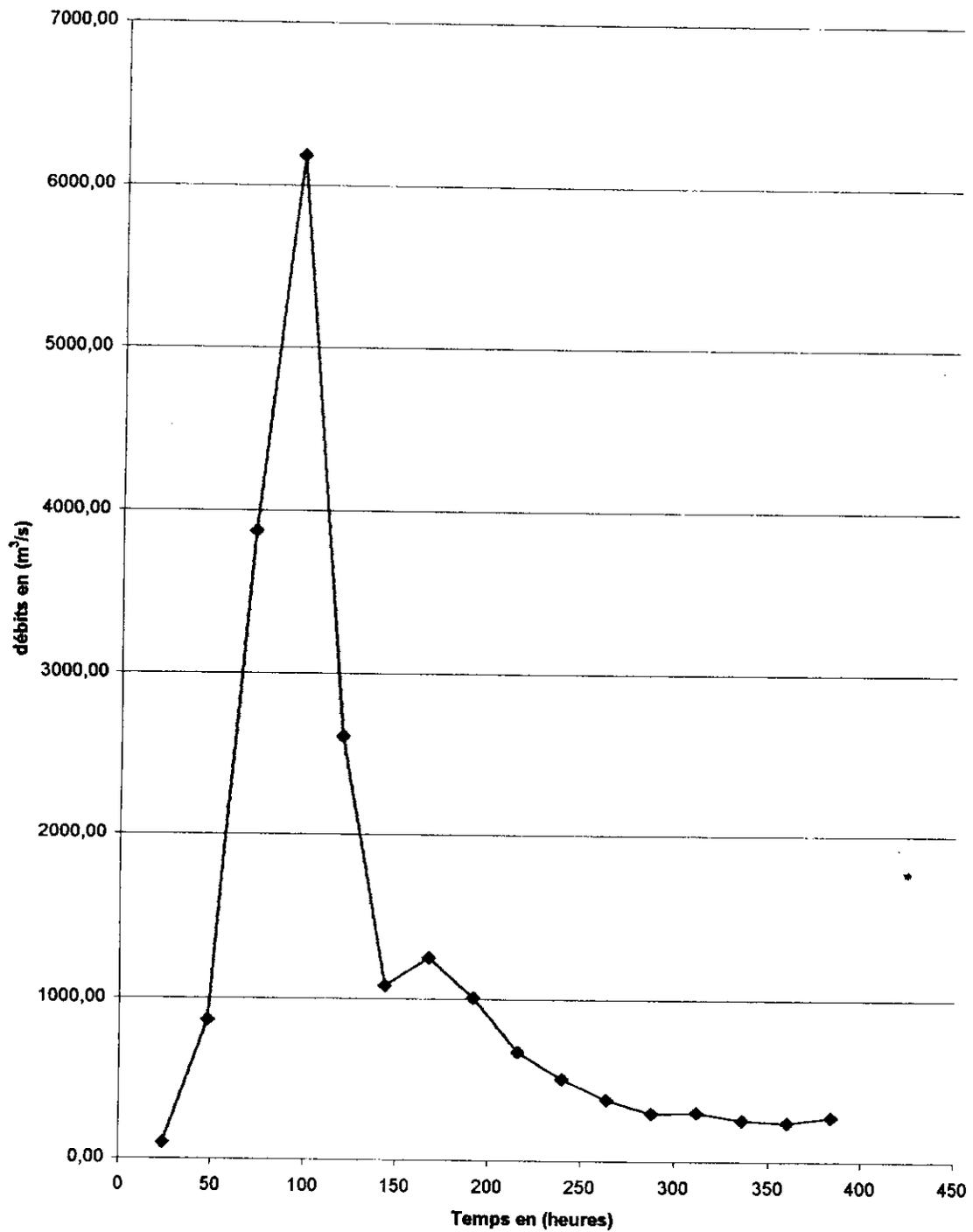
Le choix de la crue de projet est une fonction directe du degré de risque admis en cas de dépassement de celle-ci.

Dans notre cas, l'importance des volumes engendrés par les crues, et les conditions topographiques qui font que le volume de la retenue est très réduit, laissent présager que le laminage de la crue par la retenue sera négligeable.

De plus, notre barrage contient une partie en remblai. Afin d'éviter toute submersion de celle-ci et pour plus de sécurité, il est nécessaire d'adopter la crue décennale comme crue de projet, dont le débit de pointe est $6182.5 \text{ (m}^3/\text{s)}$.

L'hydrogramme de cette crue engendrera un volume exceptionnel de l'ordre de 1150 Mm^3 .

hydrogramme de crue de projet



FigureVI-12 Hydrogramme de crue de projet.

VI-4 CHOIX DU SITE DU BARRAGE :

Le facteur important qui caractérise le barrage du Chélif est le débit très important des crues par rapport au faible volume de la retenue. Le déversoir du barrage exige donc un ouvrage en béton d'une certaine envergure qui a conditionné le site choisi. Ce dernier doit donc présenter une assise rocheuse pour fonder l'ouvrage en béton de l'évacuateur.

Le site choisi se trouve devant le douar Beni Ifren, à cinq cent mètres à l'aval de la confluence de l'Oued EL Kheir et à cinq kilomètres en amont du pont de la route N90.

Au milieu de la vallée se présente une colline qui pourra réduire considérablement la longueur du barrage (voir photos en annexe).

Du point de vue géologique la vallée est formée par des alluvions de grande épaisseur on trouve des formations rocheuses dans les bords et au fond de la vallée. Cette géomorphologie impose un barrage mixte, avec un ouvrage en béton constituant l'évacuateur de crue fondé sur le rocher de la rive droite et une digue de fermeture fondée sur les alluvions sur la rive gauche.

VI-5 LAMINAGE DE CRUE :

Le profil choisi pour le seuil du déversoir est le profil WES, qui est un de ceux qui ont été les mieux étudiés du point de vue des pressions sur le parement aval.

On rappelle que les essais menés sur le W.E.S ont montré que les dépressions sont importantes pour la charge H dépassant d'un tiers la charge de dimensionnement H_d .

Afin d'éviter ces dépressions dangereuses, et en vue des perturbations de l'écoulement. On se limitera à une charge de dimensionnement égale à la lame déversante maximale, donc un rapport $H/H_d=1$.

L'étude de régularisation fixe le niveau normal de retenue à une côte de 30 mètres, l'étude de laminage se fera donc à partir de cette côte critique.

On donne dans le tableau suivant les résultats obtenus par le logiciel KALAMIN et le modèle numérique élaboré pour différentes largeurs du déversoir :

Tableau VI-14 Laminage de la crue pour la côte 30 mètres

Largeur L du déversoir (m)	(modèle numérique)		(KALAMIN)	
	Hauteur (m)	Débit (m ³ /s)	Hauteur (m)	Débit (m ³ /s)
10	35.01	4442.73	33.55	4734.32
20	28	5367.21	26.96	5334.32
30	19.05	5330.89	18.33	5539.23
40	15.7	5338.2	15.53	5646.75
50	13.7	5481.75	13.63	5711.91
60	12.38	5607.65	12.24	5758.45
70	11.43	5803.45	11.21	5828.23
80	10.52	5838.82	10.41	5901.95
90	9.73	5860.44	9.69	5917.29
100	9.12	5909.36	9.08	5922.56
500	3.62	6112.31	3.46	5989.33

Les deux méthodes donnent des résultats assez proches. Cependant dans la suite du travail on se référera aux résultats obtenus par le logiciel KALAMIN.

Les hauteurs déversantes obtenues pour différentes largeurs sont très importantes. De plus la topographie du site du barrage fait que, toute hauteur d'eau dépassant le niveau normal de retenue entraînerait l'inondation de surfaces très importantes de la ville de Mostaganem. La hauteur limite qu'on peut atteindre sans trop de dégâts est à la cote 34 mètres.

Il faut aller jusqu'à une largeur de seuil de 500 mètres pour obtenir une lame déversante satisfaisante. Or cette solution n'est pas acceptable. D'une part le prix de revient serait très important, d'autre part la nature (topographie, géologie) offre une largeur rectiligne, de 70-80 seulement qui peut être supportée par les formations rocheuses. Un évacuateur de crue à surface libre est à écarter.

Opter pour des évacuateurs en charge n'est pas possible puisque seuls les barrages de grande hauteur sont généralement équipés d'un évacuateur en charge

La seule solution envisageable, est de faire passer la crue en dessous du niveau normale de retenue en équipant le seuil de vannes.

Pour cela on se fixe un niveau normal de retenue fictif, à partir duquel s'effectuera l'évacuation de la crue et où seront placées les vannes.

Afin de permettre par la même occasion une gestion du débit solide, on fixe ce niveau normal de retenue fictif à la cote 20 mètres.

On équipera notre seuil de déversoir avec des vannes segment vu les nombreux avantages qu'offre ces dernières (coût de fabrication moindre, forces de levage pas très élevées)

Effectuons un calcul de laminage à partir de cette cote, et déterminons la largeur du seuil qui nous donne une lame déversante en dessous de la cote 34 mètres tout en laissant au barrage une revanche acceptable.

Le calcul pour différentes hauteurs a donné les résultats suivants :

Tableau VI-15 Laminage de la crue pour la cote 20 mètres

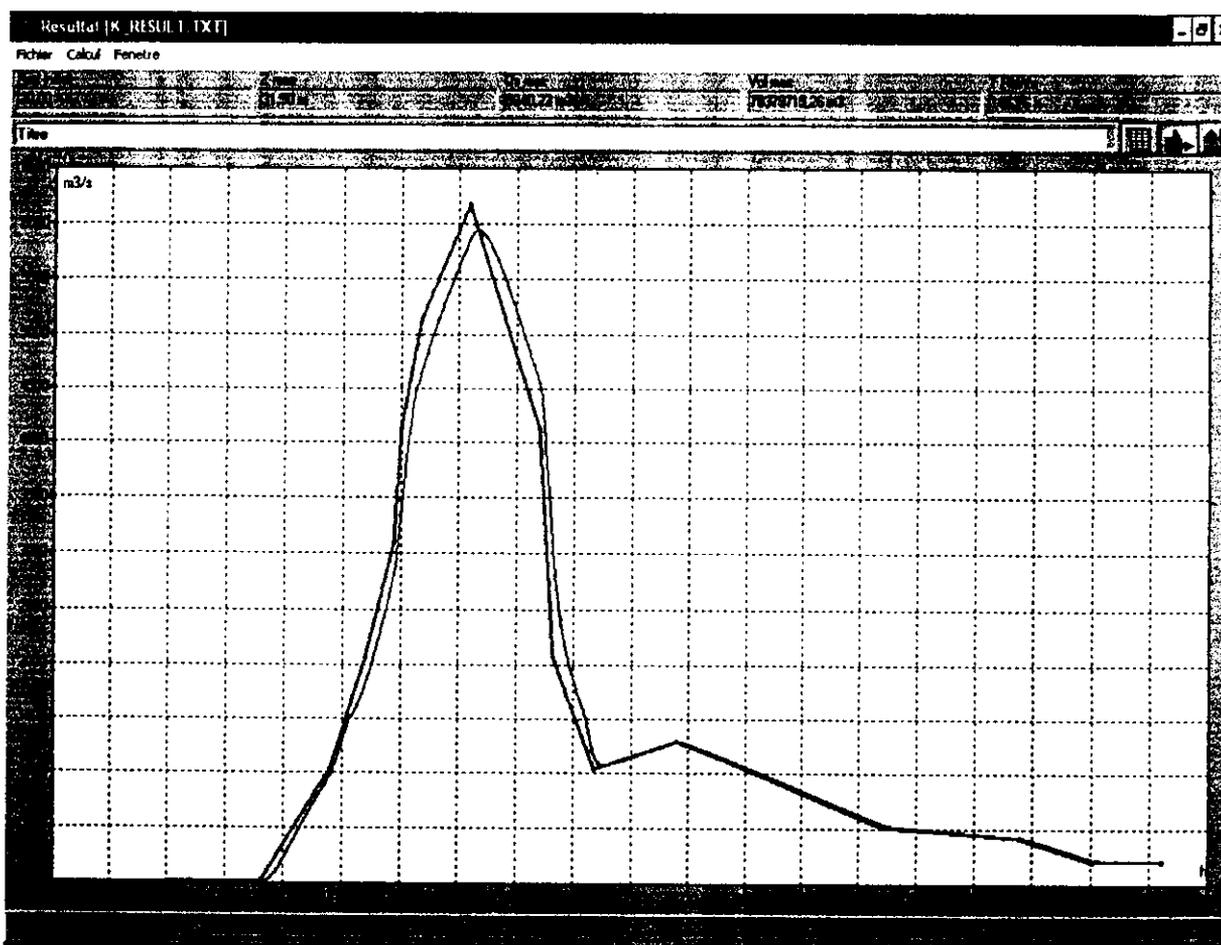
Largeur L du déversoir (m)	Lame déversante (m)	Débit laminé (m ³ /s)
10	33.6	5045.12
20	23.92	5514.27
30	19.28	5701.98
40	16.44	5800.45
50	14.48	5866.08
60	11.9	5940.22
70	10.99	5966.45
80	10.27	6008.28

Suite à l'analyse des hauteurs des lames déversantes, on constate que c'est seulement à partir de 60m, que les conditions topographique seront respectées.

On constate aussi qu'au delà de 60m, ces hauteurs déversantes varient peu. Ce qui n'influe pas sur le volume de béton contrairement aux largeurs des déversoirs. C'est pourquoi la largeur de adopté sera la largeur la plus économique et qui est L=60mètres.

Cette largeur L=60mètres est une largeur effective qui répond aux besoins hydrauliques pour évacuer la crue. Elle ne représente pas la largeur total de l'ouvrage en béton, pour estimer cette dernière il convient de prendre en considération la contraction dû aux piles, ainsi que de leur largeur.

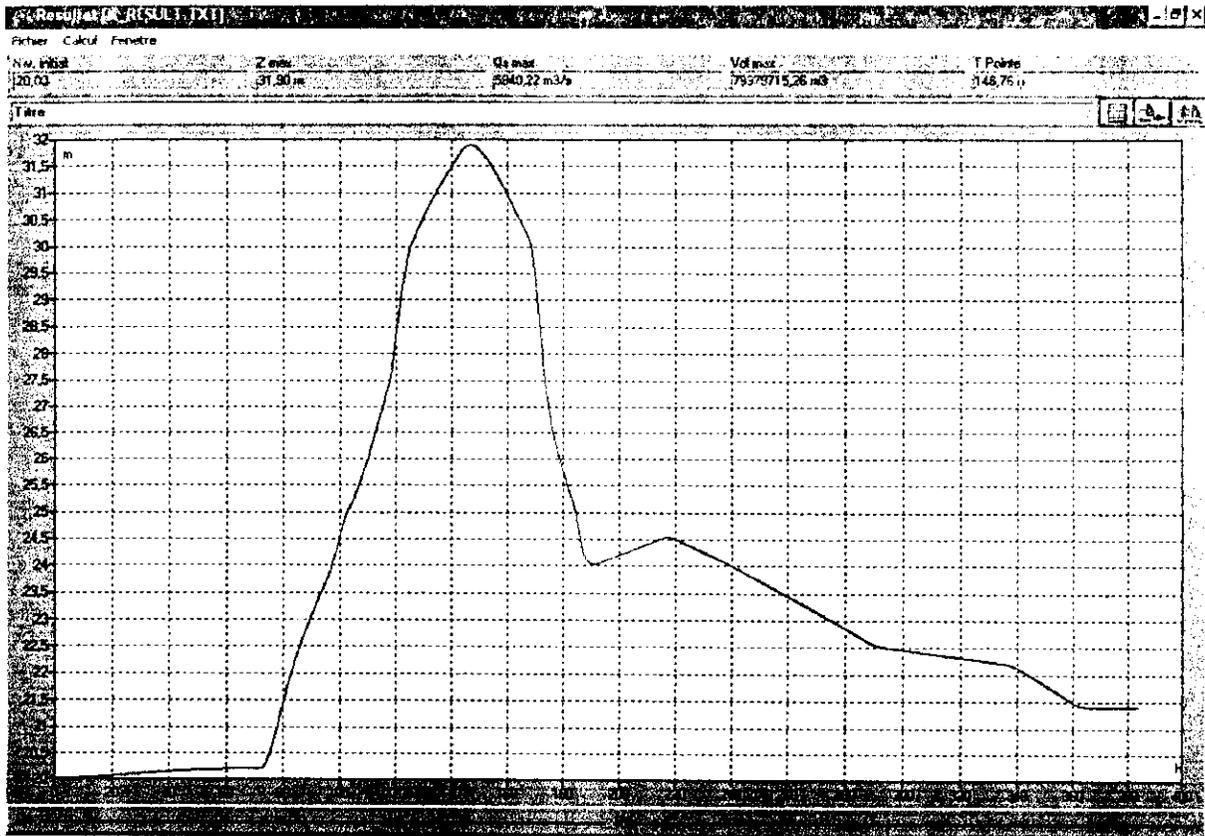
On donne dans la figureVI-13 Les résultats donnés par le logiciel KALAMIN pour une largeur de seuil de 60 mètres.



FigureVI-13 Hydrogramme de crue de projet laminé

On remarque que le débit sortant est quasiment identique au débit entrant (Laminage insignifiant).

On donne dans la figureVI-14 l'évolution de la hauteur d'eau en fonction du temps pour la crue de projet.



FigureVI-14 Evolution de la hauteur d'eau en fonction du temps

VI-6 PROFIL DU DEVERSOIR ET EMPLACEMENT DES VANNES

Les vannes viennent bouleverser complètement le comportement de l'écoulement, surtout à ouverture partielle.

Si nous appliquons l'équation de la trajectoire d'une particule libre, au pied d'une vanne légèrement ouverte en considérant la charge H_1 au centre de gravité de l'ouverture on aura comme vitesse au point O_1 .

$$V_0 = \sqrt{2gH_1} \tag{VI-22}$$

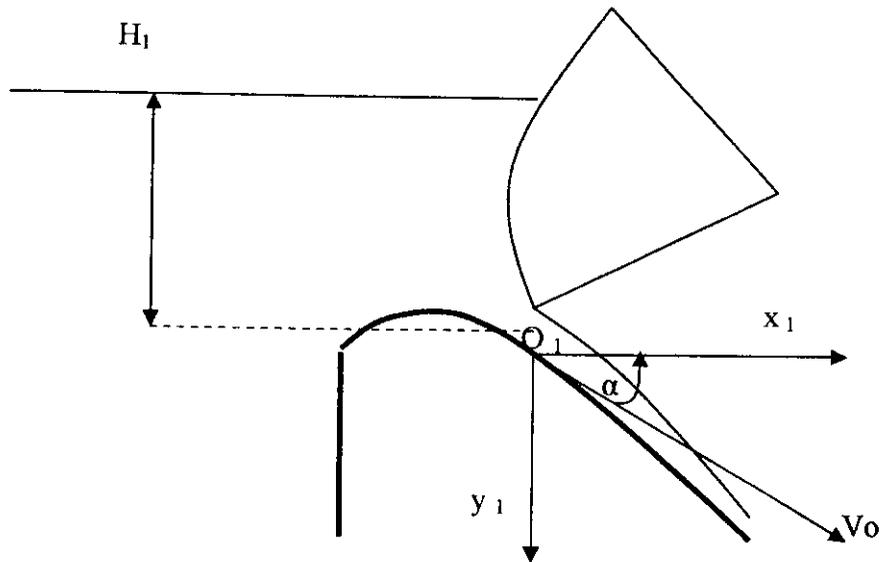


Figure VI-15 : Emplacement quelconque de la vanne

Si α est l'angle de la tangente au radier du pied de la vanne avec l'horizontale, compté positivement vers le bas, on peut écrire la trajectoire dans un système d'axe $O_1 x_1 y_1$

$$\frac{y_1}{H_1} = \left[\frac{gH_1}{2V_0^2 \cos^2 \alpha} \right] \left(\frac{x_1}{H_1} \right)^2 + \operatorname{tg} \alpha \left(\frac{x_1}{H_1} \right) \quad (\text{VI-24})$$

Si on introduit la valeur de V_0 donnée en (VI-22)

$$y_1 = \frac{x_1^2}{4H_1 \cos^2 \alpha} + \operatorname{tg} \alpha x_1 \quad (\text{VI-25})$$

Si nous ramenons l'équation (VI-25) au cas d'une vanne située de telle manière que le pied soit sur la crête du déversoir, nous aurons en ce point une charge H_0 , l'angle $\alpha = 0$.

$$\frac{y}{H_0} = \frac{1}{4} \left(\frac{x}{H_0} \right)^2 \quad (\text{VI-26})$$

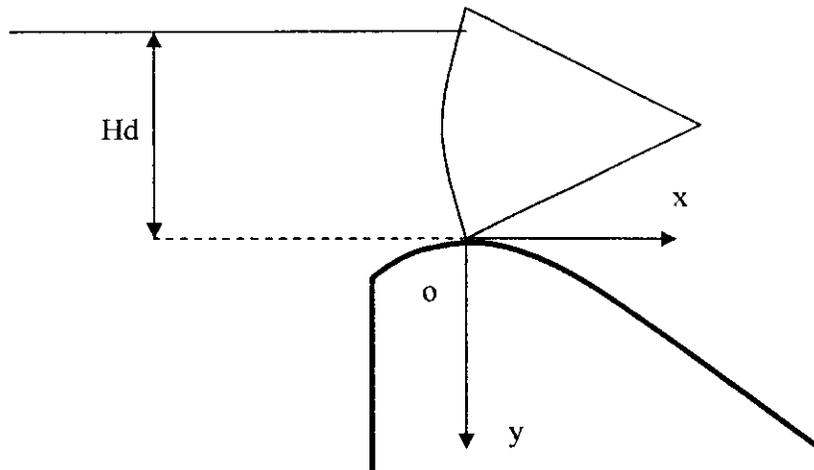


Figure VI-16 Vanne placée sur la crête.

L'équation (VI.26) est à comparer à la trajectoire dans le cas où la vanne est complètement effacée (cas semblable au déversoir de Bazin)

$$\frac{y}{H_0} = \frac{1}{2} \left(\frac{x}{H_0} \right)^2 \quad (\text{VI-27})$$

Si le profil du déversoir est choisi de telle manière que la pression soit nulle à charge nominale, c'est-à-dire suivant l'équation (VI-25) ou une forme apparentée (Creager, WES, USBR), on voit que la tendance naturelle d'un écoulement sous la vanne sera de former un jet beaucoup moins plongeant que le profil du déversoir. En fait, la nappe liquide adhèrera au parement aval (du moins si les vannes sont situées correctement) moyennant une dépression sur ce parement aval.

- Quel profil choisir dans le cas d'un déversoir contrôlé par une vanne ? En général, on préfère s'en tenir au profil de pression nulle pour la charge nominale qui est plus économique (moins de matière car plus plongeant) et donne un meilleur débit à pleine charge et vanne ouverte (le profil $y/H_0 = 1/4(x/H_0)^2$ donnerait des surpressions dans ces conditions de fonctionnement et donc une diminution du coefficient de débit), quitte à admettre une certaine dépression à ouverture partielle et à en tenir compte pour le calcul de stabilité et pour le fini de surface du déversoir qui doit être impeccable pour éviter des points de cavitation.
- L'emplacement de la vanne par rapport à la crête du déversoir est un des facteurs important pour la qualité de l'écoulement et les risques de dépressions.

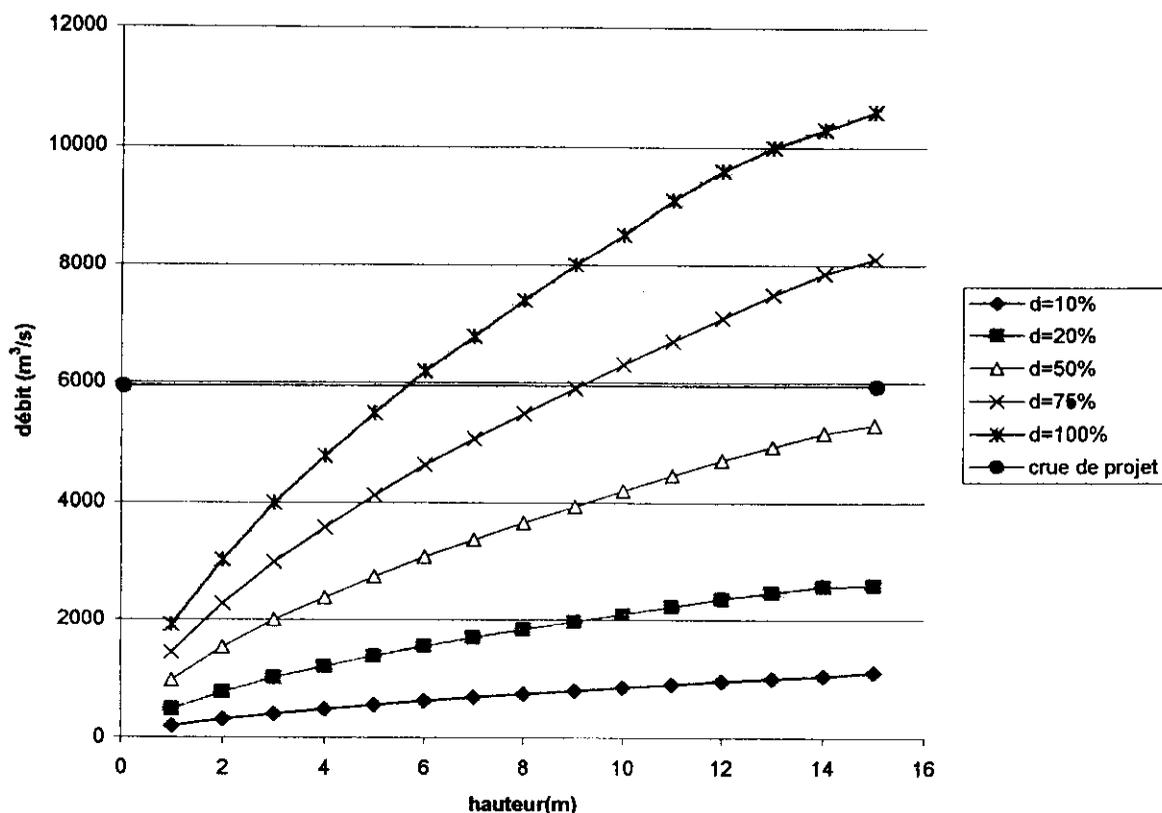
Autrefois, on avait tendance à placer la vanne de telle manière que son pied soit en amont de la crête du déversoir pour que la vanne subisse une charge minimum (car près de la crête) et que l'axe de la vanne soit situé le plus à l'amont possible (ce qui est favorable pour la conception des piles et la stabilité de la section déversante). La

tendance actuelle est plutôt de les reculer vers l'aval, ce qui présente les avantages suivants :

- La déviation angulaire que doit subir le jet issu du pied de la vanne est moins grande si celle-ci est située vers l'aval, on évite ainsi un débit d'axe à contre pente, et le risque de ressaut sur le déversoir, surtout pour les ouvertures de vannes les plus faibles.
- Le porte à faux à donner aux piles pour dégager la vanne du parement amont du barrage est moins important.
- Diminution nette du risque de décollement de la veine liquide, avec la possibilité d'impact destructeur là où la veine liquide recolle à la paroi.

L'angle inférieur de la vanne segment donne une composante naturelle à l'écoulement sans la vanne.

En se référant aux résultats obtenus sur le WES (FigureV-9), concernant les coefficients de débit pour différentes ouvertures de vannes, on donne dans la figure suivante, les variations des hauteurs d'eau en fonction des débits de crue. Ce qui permettra à l'exploitant une gestion optimale de passage des crues.



FigureVI-17 Variation du débit en fonction de la hauteur d'eau pour différentes ouvertures de vannes

On remarque que la crue de projet ne pourra être évacuée que pour des ouvertures de vannes de 75% et 100%, pour des hauteurs d'eau respectivement de 9.1 et 5.4 mètres.

On donne ci-dessous le profil du déversoir WES ainsi que les hauteurs d'eau qui serviront pour dimensionner les murs bajoyers du coursier.

Le profil du déversoir WES à l'aval de la crête est régi par l'équation :

$$\frac{y}{h_0} = K \left(\frac{x}{H_0} \right)^{1.85} \quad (\text{VI-27})$$

A l'amont de la crête le déversoir WES est formé par deux arcs de cercles et dont les caractéristiques sont :

$$R_1 = 0.5 * h_d = 5.95 \text{ m ;}$$

$$R_2 = 0.2 * h_d = 2.38 \text{ m ;}$$

$$d_1 = 0.175 * h_d = 2.08 \text{ m ;}$$

$$d_2 = 0.282 * h_d = 3.35 \text{ m.}$$

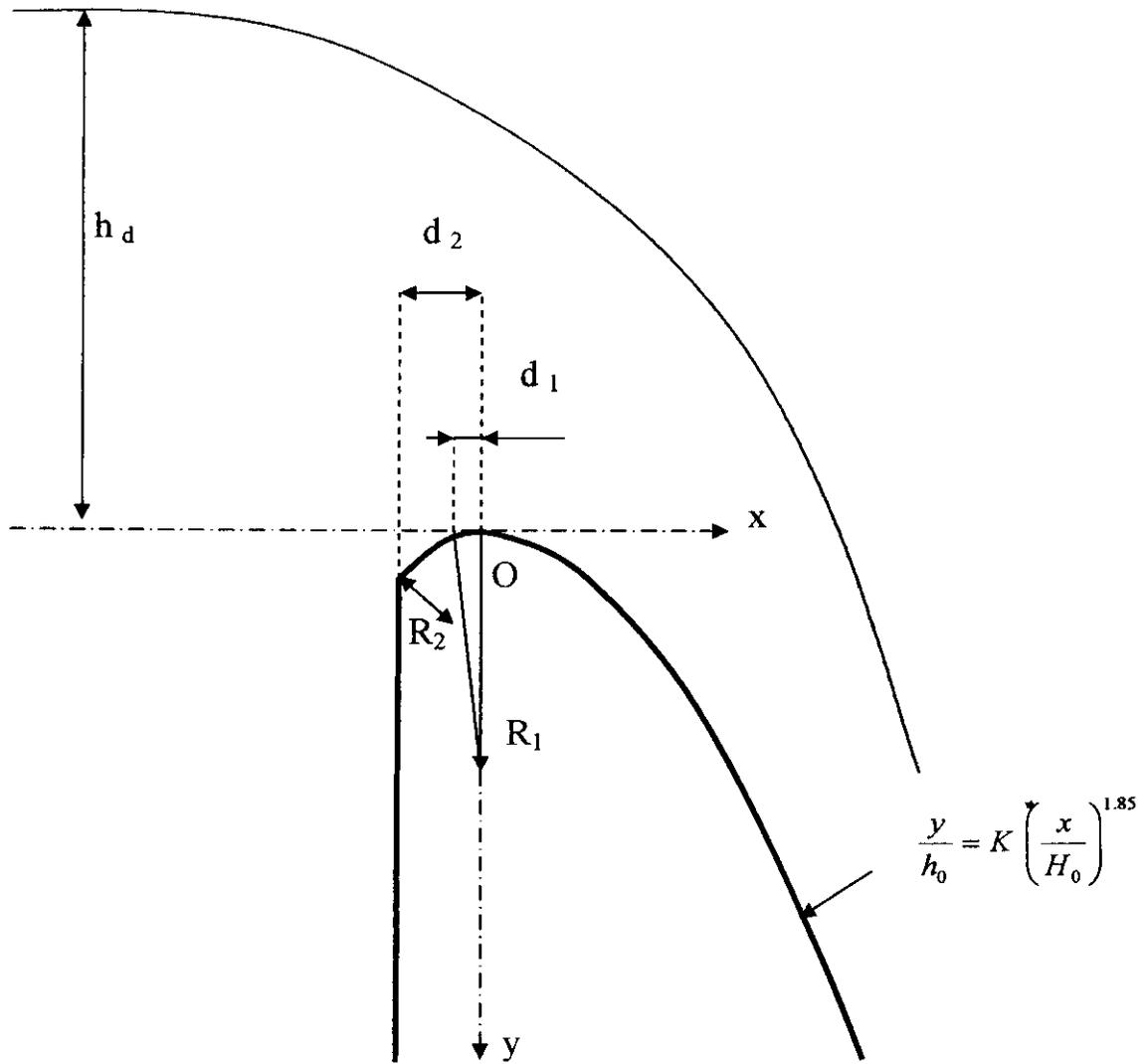


Figure VI-18 : Profil d'un déversoir WES.

Pour une charge de dimensionnement $h_d=11.9\text{m}$, les hauteurs d'eau sont données dans le tableau suivant :

Tableau VI-16 : Hauteurs du plan d'eau.

X(m)	Y(m)
-9,52	14,45
-7,14	14,20
-4,76	13,86
-2,38	13,35
0	12,74
2,38	12,07
4,76	11,23
7,14	10,07
9,52	8,62
11,9	6,71
14,28	4,23
16,66	1,21

VI-7 CHOIX DU NOMBRE DE VANNES :

Concernant le nombre de vannes devant équiper le seuil du déversoir, il n'existe pas de normes hydrauliques permettant son calcul. Cependant il existe des normes industrielles et de transports qui, associées à des considérations pratiques, permettent de déterminer la variante technico-économique.

Dans notre cas, la lame déversante de la crue de projet est de l'ordre de 12 mètres ce qui définit entièrement la hauteur à donner aux vannes. La largeur effective du seuil de notre déversoir est de 60m. En combien de passes convient-il de diviser notre déversoir ? Plusieurs variantes sont possibles. Cependant on note que :

- Des vannes de petites dimensions, sont exposées au colmatage en crue par des corps flottants. Le Comité International des Grands barrages recommande une largeur minimale de quatre mètres.
- Des vannes de grandes dimensions nécessiteraient des vérins comme dispositif de levage, qui à leur tour nécessiteraient un ouvrage de génie civil pour supporter leur poids. Ce qui est loin d'être économique.

Afin d'éviter l'adoption des vérins comme système de levage, on optera pour six vannes de 10 mètres de largeurs. Ces dernières pourront être équipées par des treuils à câbles comme système de levage et pourront éviter tout colmatage en crue par des corps flottants.

Calcul de la largeur total du déversoir :

La largeur $L=60\text{m}$ est une largeur effective, afin d'estimer la largeur totale du déversoir il faut prendre en considération les contractions dues aux piles et aux culées, ainsi que de la largeur des piles.

On utilisera pour notre déversoir les piles et les culées qui perturbent le moins l'écoulement c'est-à-dire ceux qui ont des coefficients de contraction nuls, on donne dans les figures (VI 19) et (VI 20) les caractéristiques de ces derniers :

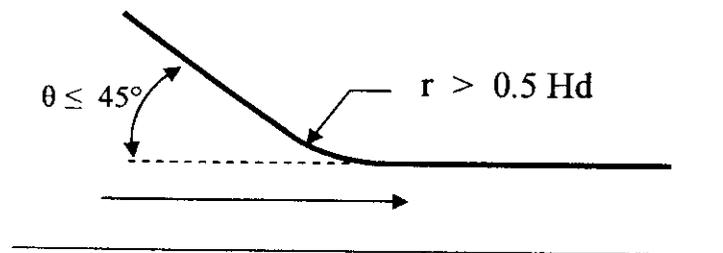


Figure VI-19 : Culée qui ne perturbe pas l'écoulement.

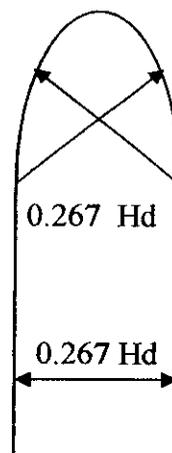


Figure VI-20 : Pile qui ne perturbe pas l'écoulement

Pour la largeur des piles l'USBR propose une largeur de $0.267 \cdot h_d$, notre déversoir sera équipé de cinq piles, la largeur total du déversoir sera donc $L=76m$.

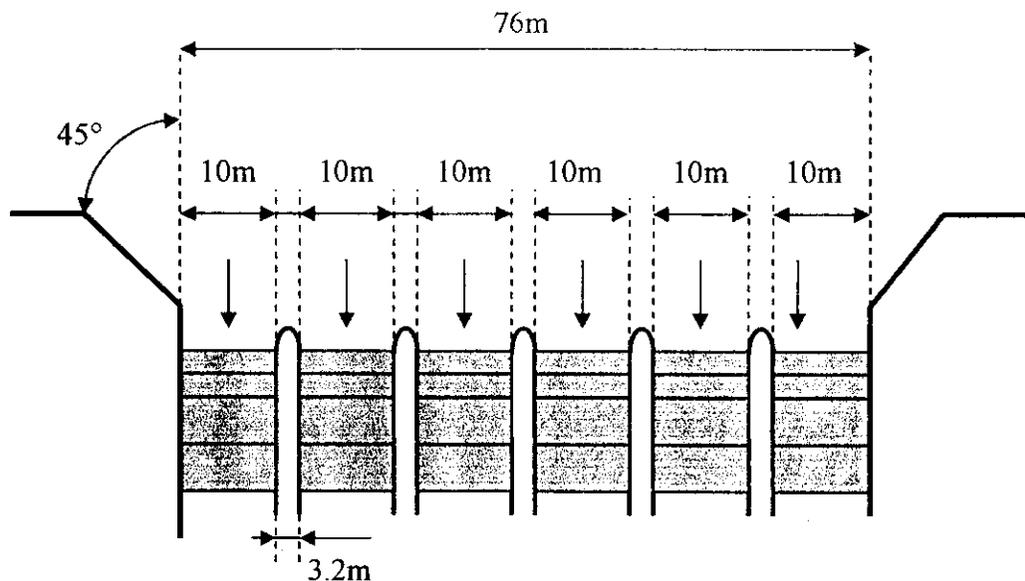


Figure VI-21 : Largeur total du déversoir.

VI-8 COURSIER :

Afin d'évacuer les eaux de la section de contrôle vers les ouvrages de dissipation vu la petite hauteur du barrage on peut concevoir un coursier qui possède la géométrie du barrage lui-même ainsi la pente du coursier sera celle du parement aval du barrage.

On parlera alors d'un déversoir à coursier, ce dernier a la particularité d'avoir un coursier dont la pente est tellement forte que l'écoulement ne peut être étudié par les théories classiques. En effet les vitesses atteintes sont de l'ordre de 20 à 30 m/s, menant à des nombres de Reynolds si grands que l'on sort des diagrammes de Mody.

Afin d'estimer la vitesse au pied de du déversoir qui est nécessaire pour dimensionner les ouvrages de dissipation on se référera à l'abaque dressé par l'USBR basé sur des essais menés sur les barrages de Shouts et Grand Coulee.

VI- 9 BASSIN DE DISSIPATION :

Estimation des hauteurs conjuguées :

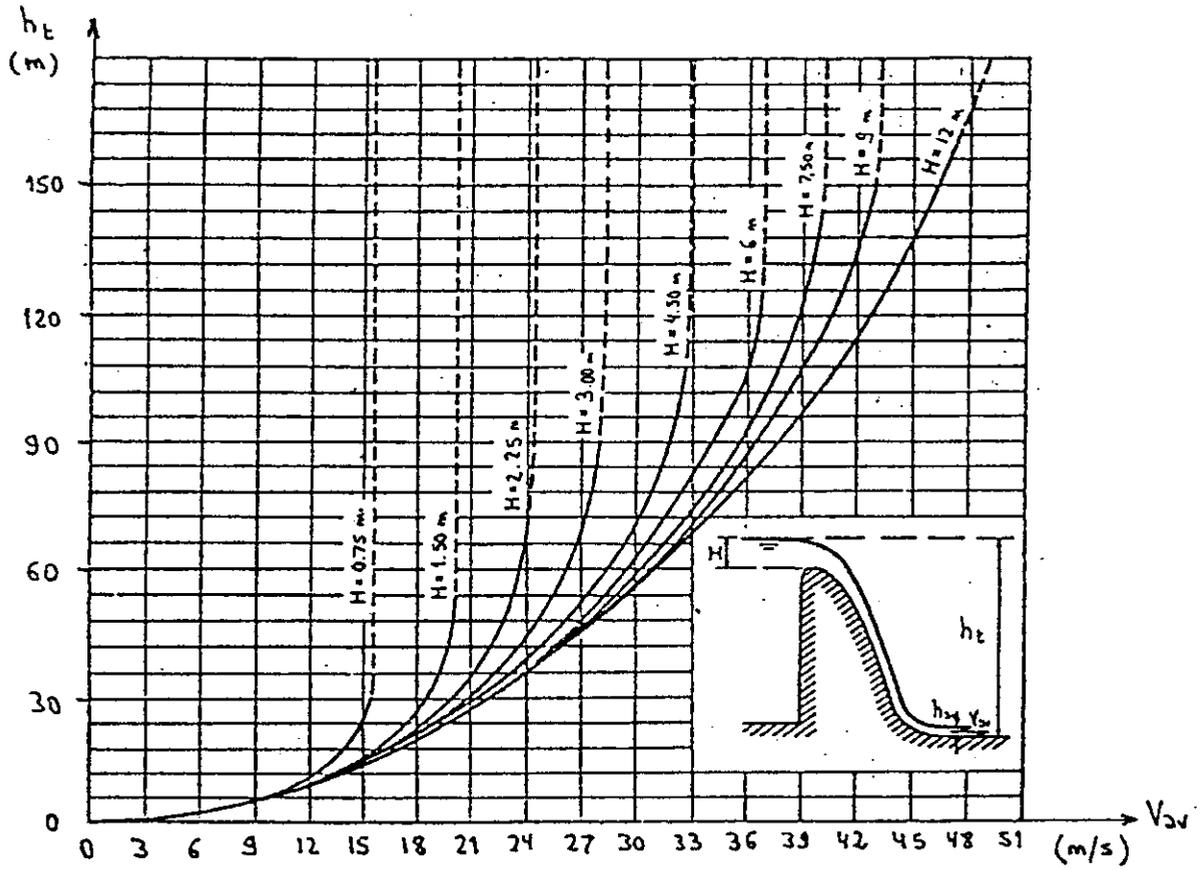


Figure VI-22 : Abaque de calcul des vitesses pour les déversoirs à coursier

D'après l'abaque (figure VI-22) pour notre barrage la vitesse à la sortie (au pied du barrage) est :

$$v = 22 \text{ m/s. } (H=12 \text{ m ; } 9 \text{ m}).$$

Le débit unitaire est :

$$q = Q/L = 78.16 \text{ m}^3/\text{s}.$$

$$y = \frac{q}{v} = 3.55 \text{ m}$$

On aura un nombre de Froude $F = \frac{v}{\sqrt{gy_1}} = 3.69$

$2.5 < F < 4.5$ on est dans le cas d'un ressaut oscillant, on utilise le bassin type I. (figure V.7)

Y_2 se déduit de l'équation de quantité de mouvement

$$Y_2 = \frac{1}{2} \left(\sqrt{1 + 8F^2} - 1 \right) y_1 = 16.83 \text{ m} \quad (\text{VI-28})$$

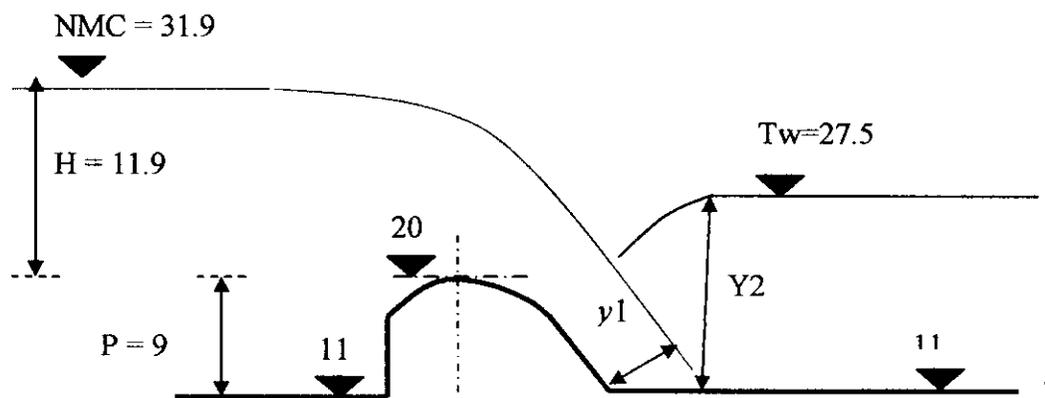


Figure VI-23: Estimation des hauteurs conjuguées.

Afin de vérifier les conditions environnementales il faut comparer T_w à Y_2 .

T_w se déduit de la courbe de tarage figure VI-24 : pour le débit de projet laminé.

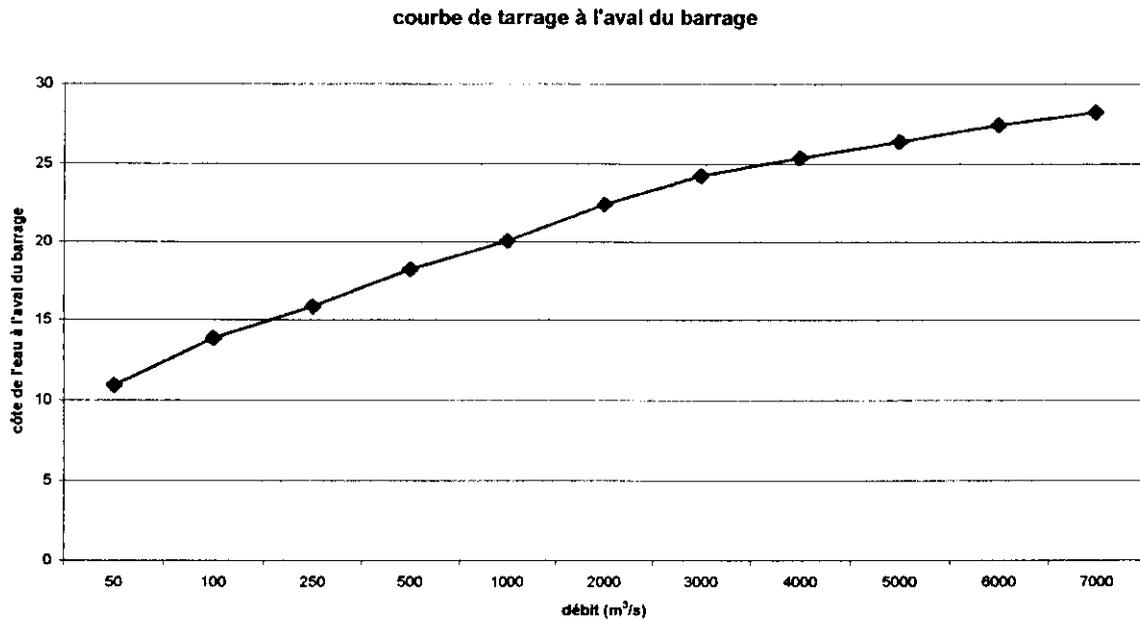


Figure VI-24 : Courbe de tarage à l'aval du barrage.

A partir de la courbe de tarage $T_w=27.5m$

$Y_2 < T_w$ les condition environnementales à l'aval sont vérifiées

Cependant la hauteur Y_2 est supérieur à la partie bétonnée du barrage ce qui créera un écoulement noyé.

L'utilisation d'un bassin dissipation qui maintiendra le ressaut au pied du barrage est à éviter, il est donc préférable d'utiliser un saut de ski comme dissipateur d'énergie qui a pour but d'éloigner l'eau de l'ouvrage par un jet.

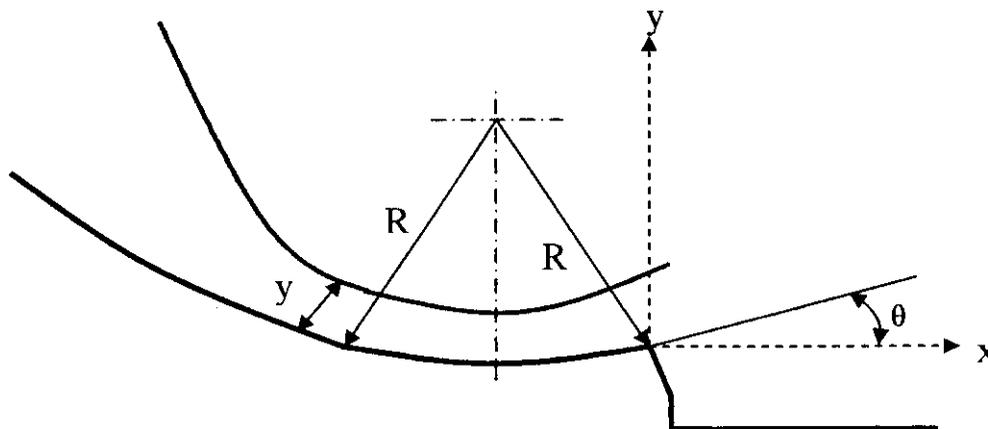


Figure VI-25 : Saut de ski.

Selon l'USBR, le rayon de courbure R du saut de ski ne devrait pas être inférieur à cinq fois le tirant d'eau y.

Si le saut de ski est placé au pied du barrage $y=3.55\text{m}$.

Donc :

$$R \geq 5 \cdot 3.55 = 17.75.$$

On admet $R=18\text{m}$.

Selon l'USBR, la trajectoire du jet sortant saut de ski est donné par :

$$Y = x \cdot \text{tg}\theta - \frac{x^2}{k \left(4 \cdot \left(y + \frac{v^2}{2g} \right) \cdot \cos^2 \theta \right)} \quad (\text{VI-29})$$

y : Tirant d'eau au pied du barrage ;

v : Vitesse au pied du barrage ;

k : Coefficient qui tient compte des pertes du jet dans l'air il est égal à 0.9 ;

θ : Angle de sortie du jet.

x,y : Coordonnées de la trajectoire du jet par rapport au système d'axe de la figure VI-25.

On donne dans la figure VI-26 les trajectoires du jet pour différents angles de sorties.

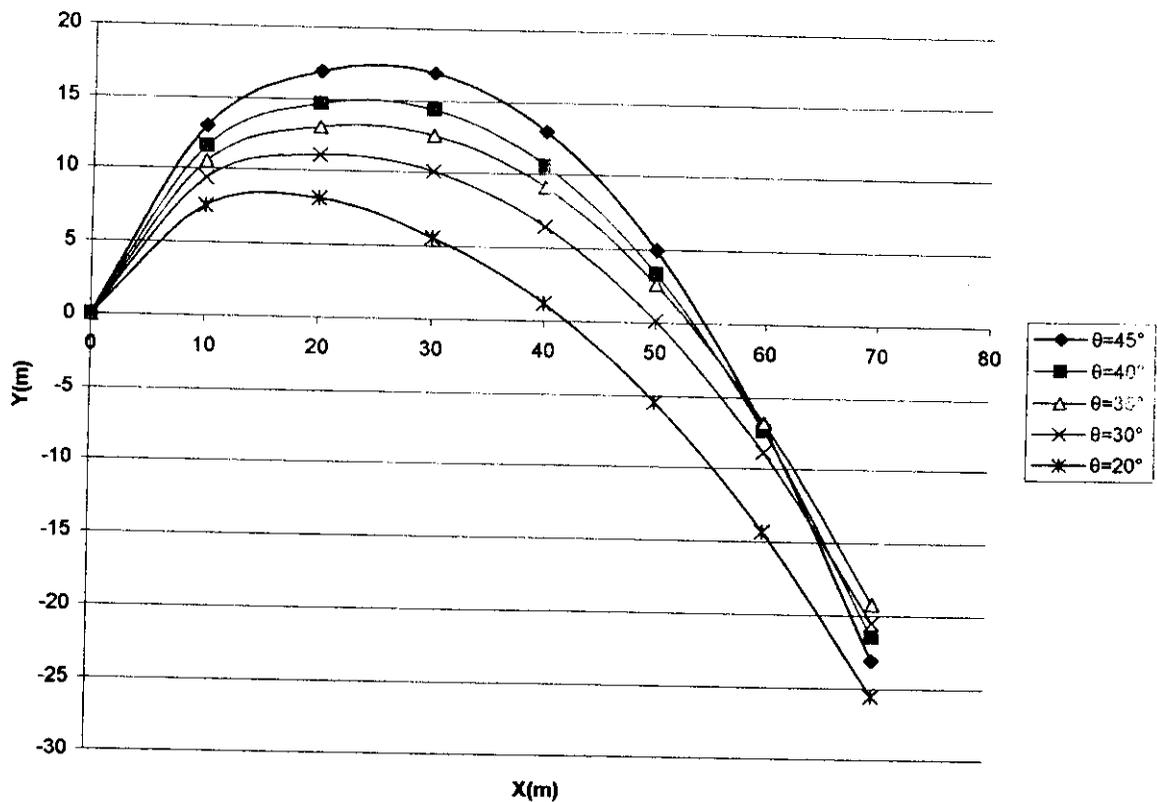


Figure VI-26 : Trajectoire du jet pour différents angles de sorties.

D'après les recommandations de l'USBR l'angle de sortie du jet doit être compris entre 35° et 45° .

Pour cette gamme d'angle, on remarque que la distance du point d'impact varie peu, on retiendra donc l'angle qui causera un minimum de surpression. On retiendra donc l'angle $\theta=35^\circ$. Le point d'impact pour cet angle aura comme coordonnées ($x=53.7m$; $y=0$).

-On peut prévoir au point d'impact du jet un bassin d'amortissement, afin d'éviter toute érosion.

- Il faut veiller à ce qu'il n'y ait pas à l'aval de la fosse d'amortissement, des dépôts de roche érodés qui perturberaient l'écoulement.

CONCLUSION GENERALE

Lors de la réalisation de ce travail, nous nous sommes heurtés principalement à la difficulté de prédéterminer la crue de projet.

En effet, l'estimation des crues rares et extrêmes est un problème ardu et délicat que la science hydrologique n'a pas encore résolu de façon satisfaisante. Ceci est d'autant plus difficile lorsqu'il y a des barrages à l'amont qui modifient la nature de l'écoulement. Pour les grands bassins versants, seules les méthodes probabilistes sont utilisables. Cependant, elles présentent l'inconvénient de ne pas prendre en compte l'information pluviométrique. Ce qui peut conduire à sous-estimer les débits de pointe de grande période de retour.

Certes, une solution existe mettant à profit l'information pluviométrique de façon à vérifier la valeur de la crue de projet. Il s'agirait d'utiliser les méthodes hydrométéorologiques même pour de grands bassins versants. Ceci peut-être réalisé en divisant le bassin en plusieurs sous-bassins. Ce travail nécessiterait une étude importante et la totalité des données hydrométéorologiques du bassin versant du Chélif. Ceci dépasse le cadre de notre projet. Il pourrait constituer une perspective de ce travail.

L'étude de laminage a donné des lames déversantes très importantes que seuls des organes vannés peuvent contrôler et offrir donc une souplesse d'exploitation

Ce choix des vannes comme évacuateurs de crue est accentué par le caractère du barrage du Chélif, qui est un barrage de transfert et non de stockage.

Il est cependant impératif, vu les cas de dysfonctionnement relatés lors des crues, que les consignes de sécurité suivantes soient respectées :

- Un entretien régulier des vannes et des matériels de commande est une nécessité absolue, afin d'assurer la fiabilité de fonctionnement des évacuateurs de crue.
- L'inspection périodique des évacuateurs et des équipements annexes par des experts indépendants est très souhaitable. La fréquence de ces contrôles ne doit pas dépasser cinq ans.

Ces inconvénients, sont largement palliés par les caractéristiques de souplesse d'exploitation, et par le coût peu élevé de fabrication et d'installation des vannes. Les évacuateurs vannés continueront indubitablement à être très utilisés.

Il est important de signaler que le débit de crue qui a permis de dimensionner l'évacuateur de crue est un débit laminé par le lit majeur de la plaine à l'amont du site du barrage.

Ce débit risque de croître avec la mise en place d'aménagements de protection contre les inondations. Si de tels ouvrages sont projetés, il est indispensable d'agir en conséquence, c'est-à-dire augmenter la hauteur des vannes.

Ce travail reste théorique. Certains problèmes ont été contournés par des simplifications nécessaires à la poursuite de l'étude. Pour prétendre réaliser des calculs réels utilisables dans la réalité, il est fortement recommandé de mener des essais sur modèle réduit.

Cette étude n'est pas définitive elle ne caractérisera pas entièrement le projet. Des modifications pourraient apparaître et qui seraient liées aux contraintes trouvées sur terrain.

Enfin, il est important de signaler que le travail que nous avons présenté restera extrêmement tributaire des données hydrométéorologiques dont nous avons disposé pour notre étude.

- ARNAUD, P., (1993)** : Modèle de prédétermination de crues basé sur la simulation - Extension de sa zone de validité, paramétrisation horaire par l'information journalière et couplage des deux pas de temps. Thèse Doct. Univ. Montpellier II.
- ARNAUD, P., LAVABRE, J., MASSON, J.M. (1999)** : Amélioration des performances d'un modèle stochastique de génération de hyétogrammes horaires : application au pourtour méditerranéen français. Revue des Sciences de l'Eau, 12/2.
- CERNESSON, F., (1993)** : Modèle simple de prédétermination des crues de fréquences courantes à rares sur petits bassins versants méditerranéens. Thèse Doct. Univ. Montpellier II.
- CERNESSON, F., LAVABRE, J. MASSON, J.M., (1996)** : Stochastic model for generating hourly hyetographs. Atmospheric Research, vol. 42, n°1-4.
- CIGB, (2000)** : Vingtième congrès des grands barrages (Beijing, 2000) Evacuateurs de crue vannés, Autres organes d'évacuation contrôlés, et sûreté des barrages.
- DAGNELIE, P., (1998)** : Statistique théorique et appliquée. Tome 1, De Boeck Université, Bruxelles..
- DEGOUTTE, G., ROYET, P., (1993)** : Sécurité des barrages en service. (Session de formation continue Montpellier). CEMAGREF.
- EDIJATNO, E., MICHEL, C., (1989)** : Un modèle pluie-débit journalier à trois paramètres. La Houille Blanche, n °2
- GUILLOT, P., DUBAND D., (1967)** :La méthode du Gradex pour le calcul de la probabilité des crues à partir des pluies. Journées de SHF, question 1, rapport 7, Paris
- HEIOUAN, KHALFA, A., (1997)**: Contribution à l'estimation de la crue de projet au bassin versant de oued Mina, wilaya de Rilizane, (Mem. Ing. Hydraulique., ENP., El Harrach, Alger)
- LANG, M., NAULET, R., RECKING, A., (2002)** : L'analyse des pluies et crues extrêmes observées depuis 200 ans dans un bassin cévenol, l'Ardèche. La Houille Blanche n° 6/7, pp. 131-137
- LIAMAS, J. (1998)**. Hydrologie générale : Principes et applications. GAETAN MORIN, Québec.°
- LLASAT, M., BARRIENDOS, M., RIGO, T., (2002)** : L'analyse de la fréquence et de l'occurrence temporelle des fortes précipitations d'origine méditerranéenne causes des crues rares en Espagne et dans le Sud de la France. La Houille Blanche n°6/7.
- MARGOUM, M., OBERLIN, G., LANG, M., WEINCARTNER, R., (1994)**: Estimation des crues rares et extrêmes principes du modèle Agréee. (Hydrologie Continentale, Vol. 9, n°1, pp.85-100
- MIQUEL, J., (2001)** : Hydrologie Statistique, Introduction à l'Etude des Processus Hydrométéorologiques Application à la prédétermination des Débits de Crues. (Cours d'hydrologie, Ecole nationale des ponts et chaussées D.E.A Sciences et Techniques de l'environnement)
- PERRIN, C ; (2002)** : Vers une amélioration d'un modèle global pluie-débit au travers d'une approche

comparative.

REMENIERAS, G., (1980) : L'hydrologie de l'ingénieur. Edition Eyrolles.

SINNIGER, R., HAGER, W., (1988) : Constructions hydrauliques -écoulements stationnaires-. Presses Polytechniques Romandes

TOULEB, M., (1993) : Etude comparative des évacuateurs de crues avec application au barrage de Koudiat Rosfa., (Mem.Ing.Hydraulique., ENP., El Harrach, Alger)

USBR, (1954) : Design of small DAMS