

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA
RECHERCHE SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI TIZI OUZOU
Faculté du génie de la construction
Département de génie civil
Laboratoire Géotechnique Environnement Et Aménagement
(LGEA)

MÉMOIRE DE MASTER

« PARTIE BIBLIOGRAPHIQUE »

Thème



Devant le jury composé de :

Le président : M^r BAHAR.R

Le promoteur : M^r MELBOUCI.B

L'Examineur : M^r BOUDLAL.O

L'Examineur : M^{me} BOUBRIT.H

Réalisé Par :

HABIRECHE.A

GUIROUS.L

Soutenu le : /07/2010

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail à :

- ✦ *Mes très chères parents.*
- ✦ *Mes chères sœurs et mes chères frères.*
- ✦ *Mes deux grands mère, et toute la famille*
- ✦ *Ma très chère binôme Lydia et sa famille.*
- ✦ *Tous mes amis (es).*
- ✦ *A tous les étudiants de ma promotion.*
- ✦ *Et toutes les personnes que j'aime.*

HAMEL

Je dédie ce modeste travail au:

- ✦ *Deux âmes les plus chères au monde mon père et ma mère.*
- ✦ *Mes chers frères et mes chères sœurs.*
- ✦ *Toute la famille.*
- ✦ *Mes amis(es).*
- ✦ *Ma chere binôme Amel et sa famille.*
- ✦ *Toute la promotion 2010 GC (LMD master 2).*

G.Lydia



Remerciements

Remerciements

« Il y a pire dans la vie que d'avoir échoué, c'est de ne pas avoir essayé »

[Roosevelt]

Nous tenons à exprimé notre profonde gratitude et nos sincères remerciements à notre encadreur Monsieur **MEBOUCLB**, Professeur à l'UMMTO, pour nous avoir suivi et dirigé tout au long de ce travail.

Nos remerciement vont aussi aux enseignants de la faculté de genie civil en particulie **M^R BAHAR**, **M^R DJAMAIL**, **M^R HAMOUM** et **Madame HAMOUME**, **M^R BOUDLAL** pour leur aide. Et toute l'équipe de laboratoire géotechnique (**LGEA**).

Ce travail n'aurait pu y avoir le jour sans la collaboration de nombreuses personnes, nous témoignons notre profonde reconnaissance.

Nous exprimons également notre reconnaissance au personnel de l'**ANBT** (Agence National Des Barrages Et De Transfert) d'Alger, et au personnel du Barrage **TAKSEBT**, et le personnel de l'**ANRH** (Agence National des ressources hydriques), pour toute la documentation que l'on a mis à notre disposition.

Enfin, que toutes les personnes qui ont contribué à l'aboutissement de loin ou de prés à se modeste travail trouvent ici l'expression de notre gratitude.

Toute notre gratitude envers les membres du jury qui nous font l'honneur de juger notre travail.

Et sans oublier le personnel de la bibliothèque de Génie Civil

LISTE DES SYMBOLES

PARTIE 1

P : Le poids de la partie supérieure

Q : La poussée exercée par l'eau de la retenue sur la partie supérieure

QV : La poussée exercée par le bief aval éventuellement

W : La résultante (ascendante) des pressions d'eau interstitielle sur la section ABC

R : la résultante sur la section ABC des forces

$\overline{\mathbf{R}}$: la résultante effective qui tient compte de la sous-pression

$\tilde{\alpha}$: densité du corps du barrage par rapport à l'eau.

γ : densité de l'eau

Vp : volume du barrage poids (m^3)

H : hauteur du barrage (m)

Lc : largeur du site simplifié au niveau de la crête (m)

Lb : largeur du site au niveau de la base (m)

σ : contrainte moyenne dans un arc (MPa)

P : pression d'eau à son niveau (MPa)

Rm : rayon amont de cet arc (m)

e : épaisseur(m)

emc : épaisseur minimale en crête (m)

Lc : largeur du site au niveau de la crête (m)

H : hauteur du barrage (m)

K : coefficient de perméabilité de Darcy (m/s)

i : gradient hydraulique

D15 : dimension des grains de la fraction à 15 % du drain (cm)

B15 : dimension de la fraction à 15 % du matériau à drainer (mm)

c' : La cohésion

ϕ : l'angle de frottement interne

H : hauteur du barrage en m

V : volume de la retenue en hm³

PARTIE2

FND : débit de fréquence de non dépacement

e : fonction exponentielle

Q_{max} : debit maximum (m³/s)

Pj_{max}: pluie maximum journaliers

1/ α : la valeur de gradex (pente de la droite)

S_{mouillée} : La section mouillée pour la cote H_{max}

V_{moy} : La vitesse moyenne

C : Le coefficient de Chézy, calculé par la relation

R : Le rayon hydraulique ($R = s/p$)

I: La pente du plan d'eau ou le lit de l'oued en ‰

n : Le coefficient de rugosité, sans dimension donné par des tables

Q_p : débit de pointe de périodes de retour T ans (m³/s)

S : superficie du bassin versant en Km²

L : longueur de talweg principal en Km

P : hauteur de pluie moyenne annuelle exprimée en m

K : coefficient régional variant de **3** à **4**

Q_p : Débit de pointe de période de retour **T** ans (m³/s)

S : Superficie du bassin versant en Km²

HT : Hauteur de pluie de 24 heures en mm de période de retour **T**

λ : Coefficient variant de **0.4** à **3.1** , est plutôt grand si L est petit Pour :
pris égal à **0.8**

Y : variable réduite de Guembel

X : Moyenne arithmétique

σ : écart type

x : précipitation donnée avec une probabilité

f_{exp} : probabilité expérimentale

P_{jmax} : précipitation maximale journalière correspondante

P_{jmax}(%) : pluie journalière maximale de fréquence donnée

P_{jmax} : moyenne des précipitations maximales journalières

C_v : coefficient de variation

u : variable de Gauss

Table des matières

Table Des Matières :	I
Liste Des Figures :	VI
Liste Des Tableaux :	VIII
Liste Des Annexes :	IX
Introduction Générale :	1
Partiel	
Chapitre I:	3
I.1. Historique :... ..	3
I.2. Introduction générale sur les barrage:.....	4
I.3. Les critères pour choisir l'emplacement d'un barrage :	4
I.3.1 Condition naturelles d'un site :	4
I.3.1.1 Données hydrologique :	4
I.3.1.2 Données topographiques :	5
I.3.1.3 Données géologiques et géotechniques :.....	6
I.3.1.4 Données sismologiques :	6
I.3.2 Condition d'environnement :	6
I.3.3 Harmonisation avec le contexte social et naturel :	7
I.4. les différents types de barrages et leurs définitions ainsi que leurs caractéristiques et leurs différents usages :.....	7
I.4.1 Barrage poids :	7
I.4.1.1 Caractéristiques générales, stabilité et dimensionnement :	7
I.4.1.2 Types dérivés des barrages poids (évidés, contreforts) :.....	11
I.4.1.3 Les avantages et les inconvénients :.....	12
I.4.1.4 Les causes des accidents et leurs remèdes :	13
I.4.2 Barrage voute :	16

I.4.2.1	Caractéristiques générales et méthodes de dimensionnement :	16
I.4.2.2	Causes de ruptures dans un barrage voute et leurs remèdes :	19
I.4.2.3	Types dérivés(barrage à voute multiples) :	22
I.4.2.4	Les avantages et les inconvénients :	23
I.4.3	Barrage en remblai :	24
I.4.3.1	Caractéristiques générales :	24
I.4.3.2	Stabilité et dimensionnement :	25
I.4.3.3	Causes de défaillances dans les barrages en remblai :	27
I.4.3.4	Propriétés des matériaux de construction :	31
I.4.3.5	Autres types de barrages en remblai (Remblai d'encrochement à noyau interne) :	34
I.4.3.6	Les avantages et les inconvénients :	35
I.5.	Fonction d'un barrage :	35
I.6.	Sécurité des barrages :	37
I.6.1	L'onde de submersion :	37
I.6.2	Organes hydrauliques fonctionnels et annexes touché par l'onde de Submersion :	37
I.7.	Conclusion :	41
Chapitre II	:	42
II.1.	Historique :	42
II.2.	Introduction générale sur les crues et les évacuateurs de crues :	43
II.3.	Généralités sur les crues :	44
II.3.1	Définition de la crue de projet et la crue de sureté :	44
II.3.2	Organisation :	46
II.3.3	Les différents types de crues :	47

II.3.4 Caractérisation hydrologique de la crue :	55
II.3.4.1 Hauteur de crue :	55
II.3.4.2 Vitesse du courant :	55
II.3.4.3 Vitesse de l'onde de crue :	56
II.3.4.4 Débit de crue :	56
II.3.5 Chronologie et statistiques :	56
II.3.6 Cartographie et géotechniques :	57
II.3.7 Causes des crues :	58
II.3.8 Effet des crues :	59
II.3.9 Les risques :	60
II.3.9.1 Les risques naturels :	60
II.3.9.2 Les risques hydrauliques :	62
II.4 État de reconnaissances sur l'évacuateur de cru :	71
II.4.1 Définitions :	71
II.4.2 Crues et ouvrages hydrauliques :	72
II.4.3 Le critère économique :	74
II. 5 Conclusion :	75
Chapitre III :	76
III.1 Introduction :	76
III.2 Comment stocker l'eau des crues :	77
III.2.1 Edifier les barrages réservoirs écrêteurs :	77
III.2.2 Préserver les champs d'expansion existants :	78
III.2.3 Transformer certain champs d'expansion en aires de	
sur stockage :	78

III.2.4 Extension de certains champs existants-créations de nouveaux Champs :	79
III.3 Perspectives pour l'organisation de la prévision des crues :	81
III.4 Prévention et protection :	87
III.4.1 Les secours :	88
III.5 Conclusion :	91
PartieII	
Chapitre I :	92
I.1 Introduction :	92
I.2 Généralités sur le barrage de Taksebt :	96
I .2.1 Localisation :	96
I.2.2 Destination :	96
I.2.3 Caractéristiques principales :	96
I.3 Hydrologie :	99
I.3.1.Pluviométrie	100
I.3.2 Apports :	104
I.3.3 Les crues :	106
I.3.4 Evaporation mensuelle nette :	109
I.3.5 Analyse d'eau :	110
I.3.6 Température :	110
I.4 Evacuateur de crue :	111
I.5 Etude des crues :	114
ChapitreII :	121
II.1 Introduction :	121
II.2 Organigramme de l'auscultation et surveillance du barrage :	122

II.3 Conclusion :.....	123
Conlusion Générale :.....	124
Bibliographie :.....	127
ANNEXE :	131

Liste des figures

Figure1 : Géométrie simplifiée d'un site de barrage.....	5
Figure2 : Barrage poids de génissiat(France).....	8
Figure3 : Barrage poids à paroi amont vertical	8
Figure4 : Equilibre avec fissuration(profil non drainée).	8
Figure5 : Effet du drainage sur l'équilibre.....	11
Figure6 : Barrage poids à contrefort, sefid rud(iran)	12
Figure7 : Barrage à contrefort et évidé	12
Figure8 : Barrage poids en BCR des olivettes France H=35m.	15
Figure9 : Mode de travail des arcs d'une voute	17
Figure10 : Barrage voute de montenard(France) H=155m	17
Figure11 : Barrage à voute multiple daniel –johnson canada	22
Figure12 : Barrage à voute multiples(technique de l'ingénieur).....	23
Figure13 : Barrage en terre(Hammam Debehg (algerie).....	25
Figure14 : Epur de stabilité d'un remblai.....	26
Figure15 : Pression interstitielle dans un remblai(calcul par élément fini GEFDYN).	28
Figure16 : Granulométrie des matériaux de construction d'un barrage en remblai.	32
Figure17 : Caractéristiques de compactage d'un matériau de remblai	32
Figure18 : Barrage en enrochement du pont des chèvres.....	35
Figure19 : Evacuateur à puit et à tunnel(Haman Débehg, algérie)	38
Figure20 : Déversoir de surface de Henrik Verwoerd, Afrique du Sud,.....	38
Figure21 : Vidange de fond du barrage Laparan (France)	40
Figure22 : Batardeaux de chantier du barrage de kariba(Zambie).....	40
Figure23 : Crue de la saïne 1989(www.univparis1.fr/IMG//Debit_Regim_Crue_Etaige_2pdf).	44
Figure24 : Grafiri (Guinée) : évacuateur de crue à seuil latéral	44
Figure25 : Domaine d'apparition des différents modes de transport des Sédiments.....	64
Figure26 : Vannes-clapets et coursier de l'évacuateur de crue.....	72

Figure27 : Monteynard (Isère) évacuateur en saut de ski	74
Figure28 : Les deux niveaux de prévision des crues En vert, la responsabilité de l'état. Les prestataires agissent pour les donneurs d'ordre gestionnaires de crise, ces donneurs d'ordre ayant accès aux données et à la vigilance	83

Liste Des Tableaux

Partie I :

Tableau 1 : Période de retour minimale pour la crue de projet d'un barrage en terre.	45
Tableau 2 : Systématique des crues et leurs types.	53
Tableau 3 : Spécification des crues des types différentes.	54
Tableau 4 : Les valeurs caractéristiques du déversoir.	71

Partie II :

Tableau 1 : Les station pluviométrique.	100
Tableau 3 : Pluies mensuelles reconstituées par corrélations.	102
Tableau 4 : Pluies maximum journalières.	104
Tableau 5 : courbe de fréquence des apports (loi de galton).	105
Tableau 8 : Périodes de retour des crues	108
Tableau 9 : Débits de pointe et Volumes des crues.	109
Tableau 10 : Le bilan total évaporation-pluie est obtenu à partir des valeurs W mensuelles moyennes.	109
Tableau 11 : les caractéristiques de températures estimées.	111

Liste des Annexes

ANNEXES I : Des Figures.

Figure 1 : Bassin versant de 'oued Sebaou.

Figure 2 : Carte Des Isohyètes Du Bassin Versant Du Sébaou.

Figure 3 : Taksebt Pluviométrie Annuelle.

Figure 4 : Taksebt Fréquence De La Pluviosité Annuelle.

Figure 5 : Fréquence De La Pluviosité Annuelle.

Figure 6 : Relation pluie-Débit.

Figure 7 : Apports A Taksebt (45Année).

Figure 8 : Taksebt Apports Annuels.

Figure 9 : Taksebt Apports Mensuels m^3/s .

Figure 10 : Taksebt Apports Mensuels Hm³/Mois.

Figure 11 : Hydrogramme de la crue millénale.

Figure 12 : Retenue de Taksebt périodes de retour des crues.

Figure 13 : Lois Hauteur débit.

Figure 14 : Déversoir Et Bac De Réception Définitifs.

Figure 15 : Profil Définitif De L'évacuateur De Crues.

ANNEXES II : Des tableaux.

Tableau 2 : Pluviométrie annuelles aux stations pluviométriques ; tableau complète par corrélations avec la station de base (02/1705).

Tableau 6 : Taksebt apports en Mm^3/mois .

Tableau 7 : Taksebt apports en m^3/s .

Introduction Générale

La source en eau est précieuse, et depuis des millénaires l'homme a poncé aux moyens qui vont lui permettre de la sauvegarder et le «**barrage**» est l'un de ces moyens.

Un barrage est un ouvrage d'art artificiel (ou naturel), généralement établi en travers d'une vallée, transformant en réservoir d'eau un site naturel approprié. Dans le monde, on compte 35 000 à 40 000 grands barrages dont 80 % sont inférieurs à 30 m et seulement 1% supérieur à 100 m.

Dans le **chapitreI**, on a évoqué tout sur les barrages. Quelques grandes catastrophes mondiales très connues ont fait plus de 1 000 morts, mais la plupart des ruptures n'a pas causé de pertes en vies humaines, soit parce que le barrage dominait des régions peu habitées, soit parce que l'alerte avait été donnée à temps.

Le risque « **rupture de barrage** » entre dans la catégorie des risques technologiques. Les causes ainsi que les mécanismes en jeu lors d'une rupture sont variables en fonction des caractéristiques propres au barrage.

Des problèmes techniques peuvent entraîner la rupture d'un ouvrage. Il peut s'agir d'un défaut de fonctionnement des vannes permettant l'évacuation des crues ou bien d'un vice de conception, de construction ou de matériaux. Le type de barrage, les matériaux utilisés, la nature des fondations ainsi que l'âge de l'ouvrage vont avoir une influence sur l'apparition de ces problèmes.

Cependant, l'évolution des techniques de construction rend les barrages modernes beaucoup plus sûrs. **Des causes naturelles** peuvent également être à l'origine de rupture de barrage. Il en est ainsi des crues exceptionnelles, d'intensité supérieure à celle retenue pour le dimensionnement des ouvrages évacuateurs, appelée **crue de projet**. Le niveau de sécurité retenu est généralement compris entre la crue millénale et la crue décamillénale, qu'on a détaillé dans le **chapitreII**.

Le risque de rupture brusque et inopinée est considéré comme très faible, voire nul. La situation de rupture paraît plutôt liée à une évolution plus ou moins rapide d'une dégradation de l'ouvrage susceptible d'être détectée par la surveillance et l'auscultation. Les barrages en remblai peuvent être touchés par **une rupture progressive**, causée par un phénomène d'érosion externe ou interne. L'érosion externe est engendrée par des circulations d'eau, même peu importantes,

sur la crête des barrages. Le mécanisme d'érosion s'amorce à partir du bord aval de la crête et progresse jusqu'à ce qu'une brèche soit ouverte. Le phénomène peut durer quelques minutes à quelques heures selon la taille des matériaux, leur cohésion, le revêtement de la crête, la hauteur de l'eau qui s'écoule au-dessus du barrage. L'érosion interne correspond à l'entraînement des matériaux au sein du corps de l'ouvrage ou de sa fondation. Elle est provoquée par des percolations excessives à travers l'ouvrage. Le conduit de fuite s'agrandit par érosion jusqu'à provoquer l'effondrement de la structure.

Un barrage n'est pas inerte. Il vit, travaille et vieillit en fonction des efforts auxquels il est soumis.

Le chapitre III est consacré à la prévention, on prévoit et on prévient avant la survenue du risque, par des moyens technologiques de surveillance du barrage qui détecte toute anomalie dans le corps du barrage qui contient un bassin versant qui est influencé par l'environnement qui l'entoure.

Et dans la deuxième partie, on a évoqué les calculs qui ont été fait par le bureau d'étude Belge pour l'étude de crue du barrage Taksebt, qu'on a appelé **Chapitre I** de cette partie; ensuite pour assurer la survie de cet ouvrage il faut lui vérifier certains paramètres pour sa sauvegarde, qui est résumée dans un organigramme récapitulatif de tout notre travail dans le **Chapitre II**.

Et pour conclure ; on a mis des annexes qui regroupent quelques données générales sur les barrages en Algérie, et sur la digue et la situation géographique du barrage dans la région de Tizi-Ouzou,... etc. Car dans certains cas il n'y a pas plus explicite qu'une illustration très bien représentée.

PARTIE I

Chapitre I

Etat de reconnaissances sur les barrages

I.1. Historique :

Un barrage : « Est un ouvrage artificiel coupant le lit d'un cours d'eau et servant soit à assurer la régulation, soit à pouvoir à l'alimentation des villes en eau ou à l'irrigation des cultures, ou bien à produire de l'énergie », Cette définition ne précise aucune hauteur minimale.

Le premier barrage connu a été construit en Égypte, vers 4000 av. J.C., pour faire dévier le Nil afin de créer un site pour la ville de Memphis. De nombreux barrages en terre ont été bâtis durant l'Antiquité (notamment par les Babyloniens), pour former des systèmes d'irrigation élaborés, qui ont permis de rendre fertiles des régions jusque-là improductives et d'alimenter en eau d'importantes populations.

Par la suite, l'homme a eu l'idée d'utiliser l'énergie des cours d'eau pour faire tourner des moulins et des machines à eau. En raison des ravages provoqués par les inondations périodiques, peu de barrages vieux de plus d'un siècle sont encore en fonction. La construction de barrages durables, d'une hauteur et d'une réserve plus conséquentes, est devenue possible grâce à l'usage du ciment, du béton et de la mise au point d'engins de terrassement et de transport de matériaux. Dernièrement, de nouveaux types de barrages sont apparus, comme celui de l'usine marémotrice de la Rance en France, qui retient l'eau de mer amenée par la marée.

Aujourd'hui, il existe dans le monde plus de 35 000 barrages d'une hauteur supérieure à 15 m, et plus de 1 500 grands barrages sont en construction.

- Le plus ancien barrage connu, d'une longueur de 115 m, fut construit dans la vallée de Garawi en Égypte vers 3000 av. J.C.
- Dès 560 AP. J.C., l'historien byzantin Procope de Césarée faisait mention d'un barrage-voûte en amont en maçonnerie (barrage de D'aras).
- Le premier barrage-voûte moderne fut construit par François Zola, père d'Émile Zola, entre 1843 et 1859 près d'Aix-en-Provence.

- Au XVI^e siècle, les Espagnols réalisèrent de grands barrages en maçonnerie. Le plus remarquable fut celui de Tibi, à 18km au nord d'Alicante construit en 1594. Haut de 45 m, il est encore utilisé. [wikipédia]

I.2. Introduction générale sur les barrages :

Un barrage est un ouvrage d'art artificiel (ou naturel), généralement établi en travers d'une vallée, transformant en réservoir d'eau un site naturel approprié. Si sa hauteur est supérieure ou égale à 20 m et la retenue d'eau supérieure à 15 millions de m³, il est appelé « grand barrage » sinon c'est un « petit barrage ». (CIGB)

Dans une cuvette qui doit être géologiquement étanche, le barrage est constitué de trois parties essentielles :

- **D'une fondation** : étanche en amont, perméable en aval,
- **D'un corps** : de forme variable,
- **D'ouvrages annexes** : évacuateurs de crue, vidanges de fond, prises d'eauetc

On rencontre deux familles primordiales de barrages, citons les :

Les **barrages rigides** (Barrage poids, Barrage voûte), et les **barrages souples** (Barrage en remblai).

Et en plus des **barrages mobiles** (servent à réguler la hauteur d'eau pour la navigation, au moyen de vannes).

Le nombre de barrages en Algérie atteint 59 et devrait passer à 72 à l'horizon 2010 selon le ministère des ressources en eaux, et l'Algérie et de loin d'être classer parmi les pays les plus développer en ce domaine devant les pays qui compte des centaines même des millier de barrages (**le journal le soir**).

I.3 Les critères pour choisir l'emplacement d'un barrage :

I.3.1 conditions naturelles d'un site :

I.3.1.1 Données hydrologiques :

L'étude hydrologique du bassin versant permet de définir les apports moyens du cours d'eau, exprimés en hm³/an ou en m³/s, et leurs variations probables à une échelle de temps saisonnière ou interannuelle. Quel que soit le but de l'aménagement, il s'agit d'informations

primordiales pour établir la faisabilité et déterminer le volume souhaitable du réservoir. Ces données sont entachées d'une incertitude d'autant plus grande que la région du futur ouvrage est peu développée.

Par ailleurs, l'étude hydrologique fournit également le volume et le débit maximal des crues très rares, qu'il faut considérer pour tous les ouvrages, même ceux n'ayant en principe aucun rôle de protection contre les crues : on impose généralement que le barrage une fois construit soit en mesure de supporter une crue ayant une période de récurrence de 10 000 ans (cela surtout pour les barrages en remblai qui ne peuvent supporter une submersion sans risque de ruine). Par extension, l'étude hydrologique comprend également les informations sur le régime des transports solides de la rivière, dus à l'érosion des sols du bassin versant ; on évalue ainsi la rapidité de comblement de la « tranche morte » du réservoir.

I.3.1.2 Données topographiques :

Un site de barrage, au sens topographique, se place sur un verrou, resserrement de la vallée situé juste en aval d'une cuvette naturelle susceptible, une fois fermée, de constituer un réservoir de volume suffisant. Une fois fixée approximativement la position envisagée pour le barrage, la cuvette est définie par un graphique sur lequel sont portés la surface et le volume en fonction de la côte du plan d'eau, il servira à définir la hauteur souhaitable du barrage (c.a.d celle qui sera adoptée, sous réserve que toutes les autres conditions, notamment géotechniques, soient satisfaites).

La forme du site proprement dit influe sur le choix du type de barrage ; on peut réduire cette forme à deux caractéristiques : la largeur relative (L/H), qui varie en pratique de 1 à 4, parfois plus ; et la forme en **U** (vallées glaciaires dans nos régions) ou en **V** (figure 1).

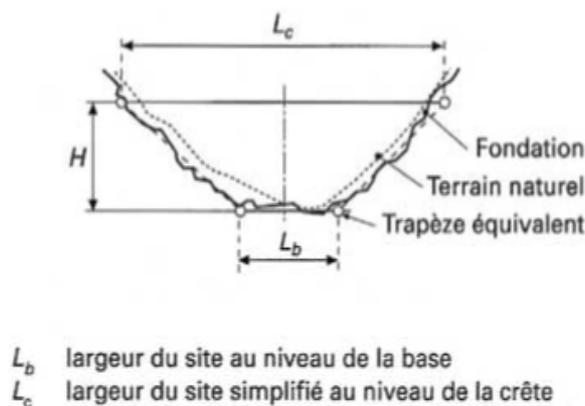


Figure1 : Géométrie simplifiée d'un site de barrage (technique de l'ingénieur)

I.3.1.3 Données géologiques et géotechniques:

La constitution même d'une retenue d'eau requiert du massif dans lequel elle est située des propriétés minimales en matière d'étanchéité naturelle ; il serait en effet très coûteux de généraliser l'étanchement artificiel à tout le fond du bassin, et de telles réalisations sont exceptionnelles.

Par ailleurs, chaque type de barrage requiert des propriétés mécaniques minimales spécifiques en matière de déformabilité et de résistance des appuis, lorsque ceux-ci sont soumis :

§ Aux forces appliquées directement par le barrage.

§ Aux forces internes induites par la percolation de l'eau au sein de la fondation.

Tout projet de barrage commence donc par une étude géologique, géophysique et géotechnique. Le géologue intervient en premier lieu pour expliquer la nature et la structure du site, mettre en évidence les principales incertitudes ; les reconnaissances géotechniques par sondages, galeries de reconnaissances, prélèvements, essais de laboratoire et essais in situ sont réalisées pour lever les inconnues. Ces études aboutissent à la détermination de la nature des différentes formations (sols ou roches) présentes sur le site, leur extension géométrique, leurs propriétés en matière de perméabilité, déformabilité, résistance mécanique, altérabilité à l'eau ; les discontinuités (failles, fractures, diaclases, zones de dissolution ou karsts) sont recherchées avec le plus grand soin.

I.3.1.4 Données sismologiques :

L'étude, sur une base historique ou déterministe (sismotectonique), de la sismicité du site est entreprise et aboutit à la définition de deux séismes de référence :

§ Le séisme de projet, que l'ouvrage doit être en mesure de supporter sans aucun dommage ;

§ Le séisme maximal probable, auquel le barrage doit pouvoir résister sans ruine ni mise hors service de ses organes de sécurité.

Chacun d'eux est défini par un niveau d'accélération et un spectre de fréquence, qui serviront dans les calculs de la structure.

I.3.2 Conditions d'environnement :

D'autres natures de données, moins importantes dans la mesure où elles n'influent que rarement sur la faisabilité d'un barrage, les **conditions climatiques** (températures extrêmes, gel), les **propriétés chimiques** de l'eau (parfois agressive) vis-à-vis de certains matériaux notamment

le béton, la **disponibilité de matériaux** de construction de qualité à proximité, les

accès..... etc.

I.3.3 Harmonisation avec le contexte social et naturel :

Lorsque les conditions physiques majeures mentionnées ci-avant sont cernées, alors l'impact global du barrage peut être évalué. L'objet de l'Etude Préalable d'Environnement (**EPE**) que de recenser les causes et effets possibles et qu'il faudra étudier plus en détail lors de l'élaboration du projet. On peut citer a priori les effets suivants:

- § Perte de terres agricoles ou de forêts par submersion, expropriations ;
- § Déplacement de populations ;
- § Interruption des voies de communication (terrestres et fluviales) ;
- § Modification de la qualité de l'eau (température, oxygène, sels minéraux) ;
- § Risques de pollution par les vases relâchées brutalement lors des vidanges ;
- § Creusement du lit à l'aval, par déficit de sédiments transportés ;
- § Alluvionnement en queue de la retenue et effet induit sur les crues en amont ;
- § Effets sur la flore et la faune près du réservoir et à l'aval ;
- § Sismicité induite par les réservoirs ;
- § Risques pour les populations à l'aval et aussi à l'amont.

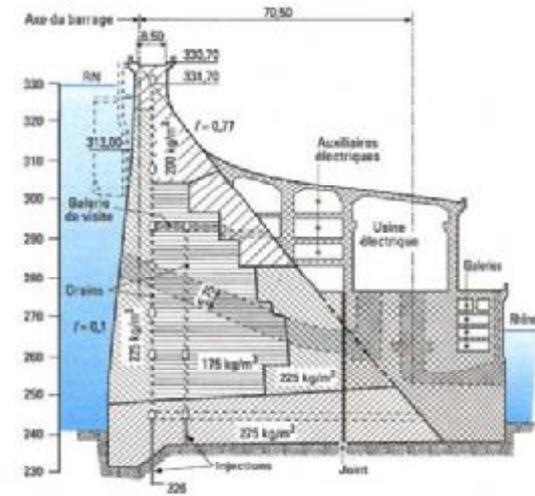
I.4 Les différents types de barrages, leurs définitions ainsi que leurs caractéristiques, et leurs différents usages :

I.4.1 Barrages Poids :

I.4.1.1 Caractéristiques générales, stabilité et dimensionnement:

Par principe, ils résistent par leur seul poids aux actions multiples de l'eau, ces forces se combinant pour donner une résultante compatible (en grandeur et en direction) avec les caractéristiques de résistance des matériaux du barrage lui-même et de sa fondation : on se prémunit ainsi contre une défaillance par basculement ou par glissement sur la base.

Les barrages poids modernes ont une forme dont la section droite est proche d'un triangle dont la somme des fruits est comprise entre 0,7 et 0,8 lorsqu'ils se trouvent dans les conditions courantes (figure 2), notamment pour ce qui concerne la qualité de fondation et la sismicité ; le parement amont est vertical (Figure 3), ou à très forte pente.



f fruit
RN retenue normale
Les cotes sont en mètres

Figure 2 : Barrage poids de Génissiat (France) (technique de l'ingénieur)

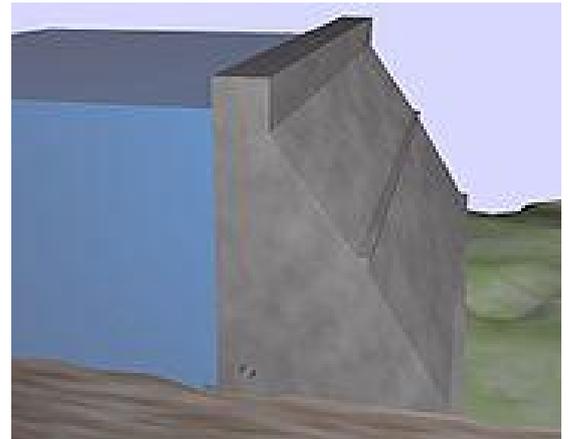


Figure 3 : barrage poids à parement amont vertical (wikipédia)

Les méthodes de calcul d'un barrage poids s'effectuent par l'analyse en deux dimensions sur la ou les sections droites de plus grande hauteur, sur lesquelles on étudie, de manière assez conventionnelle, l'équilibre des forces qui s'appliquent de haut en bas sur toute section horizontale ABC (figure 4) :

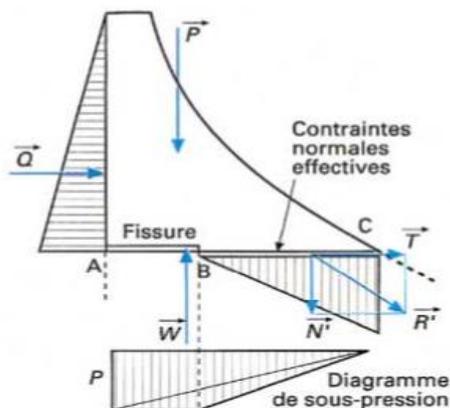


Figure 4 : Equilibre avec fissuration (profil non drainé) (technique de l'ingénieur)

Par convention, on note : \bar{R} la résultante sur la section ABC des forces solides, et R la résultante effective qui tient compte de la sous-pression :

$$\bar{R} = P + Q$$

$$R = P + Q_v + W \quad R + W$$

P : Le poids de la partie supérieure,

Q : La poussée exercée par l'eau de la retenue sur la partie supérieure ;

Q_v : La poussée exercée par le bief aval éventuellement ;

W : La résultante (ascendante) des pressions d'eau interstitielle sur la section ABC.

Les composantes normales de ces forces sont respectivement \bar{N} , les composantes tangentielles sont \bar{T} et T ; elles sont liées par les relations :

$$\bar{N} = N - W$$

$$\bar{T} = T$$

Sous la combinaison du poids et de la poussée directe seuls, on vérifiait les conditions suivantes : **L'équilibre au glissement** : le rapport T/N devant être inférieur à une limite, en général prise égale à **0,75** ;

Les compressions maximales au pied aval, calculées selon l'hypothèse simplificatrice d'une distribution linéaire à travers le profil, devaient rester partout très fortement inférieures à la résistance des maçonneries et de la fondation (facteur de 5 ou plus). On s'efforçait, sans que ceci ait été une règle générale, de ne pas avoir au pied amont de contraintes de traction (calculées là encore selon l'hypothèse d'une distribution linéaire).

On vérifiait enfin **l'équilibre au basculement** : la résultante \bar{R} devant passer à l'intérieur de la section ABC ; ce dernier point étant bien entendu vérifié si le précédent l'est.

Les **méthodes actuelles comprennent les étapes suivantes** :

- On vérifie que la contrainte totale sur une facette horizontale au pied amont induite seulement par le poids P et la poussée de l'eau Q est au moins égale à la pression du réservoir au même niveau : c'est, strictement, la condition de **M. Lévy** ;
- On peut également vérifier que la contrainte (effective cette fois) résultant du poids P ,

de la poussée directe Q , et de la sous-pression W , est une compression ; les deux conditions sont presque équivalentes et interdisent en principe l'apparition de fissures ;

- S'il n'en est pas ainsi, il faut vérifier si l'équilibre peut cependant être atteint pour une fissure de profondeur finie. Pour ce faire, on suppose que le matériau ne peut résister à aucune contrainte de traction produite par le premier chargement, donc que la fissure se développe sur toute la surface tendue AB à l'amont ; en même temps, la force de sous-pression W est augmentée en supposant une pleine pression dans toute la fissure et une distribution linéaire à l'aval. Avec ce nouveau chargement, plus défavorable, on recommence le calcul, et ainsi de suite par itérations jusqu'à obtenir la coïncidence entre le fond de fissure B et le **point de traction nulle** ;
- Si un équilibre est atteint, on vérifie alors les autres conditions (non-glissement, contrainte maximale) avec la force W qui correspond à la fissure.

À titre d'exemple, pour un profil simplifié purement triangulaire dont le parement amont est vertical, les fruits aval f limites sont les suivants :

Condition de **M. Lévy** (non-fissuration) : $f = -(\gamma - 1)^{1/2}$

Limite pour (une fissuration stable) : $f = -(2\tilde{\alpha} - 3)^{1/2}$

Avec : $\tilde{\alpha}$ densité du corps du barrage par rapport à l'eau.

γ densité de l'eau

Pour une densité moyenne de **2,35** les valeurs correspondantes sont **0,77** et **0,86**.

Nombre de barrages, même récents, ne respectent pas ces limites ; la raison en est qu'en pratique tous les projets de quelque ampleur sont équipés de moyens de drainage fiables, susceptibles de réduire les pressions d'eau dans la fondation et dans le corps des barrages : galeries, drains coffrés (dans l'ouvrage) ou forés (en fondation). En pratique, on adopte un profil de sous-pression assez réaliste suivant la (figure 5) qui améliore sensiblement l'équilibre et justifie d'une marge de sécurité correcte avec des fruits de l'ordre de **0,75** à **0,8** lorsque la fondation présente une résistance au cisaillement suffisante.

Une première approximation du volume du barrage poids en béton est donnée par la formule suivante :

$$V_p = 0,14 H^2 (L_c + 2L_b)$$

Avec : V_p (m^3) volume du barrage poids, H (m) hauteur du barrage,

L_c (m) largeur du site simplifié au niveau de la crête,

L_b (m) largeur du site au niveau de la base.

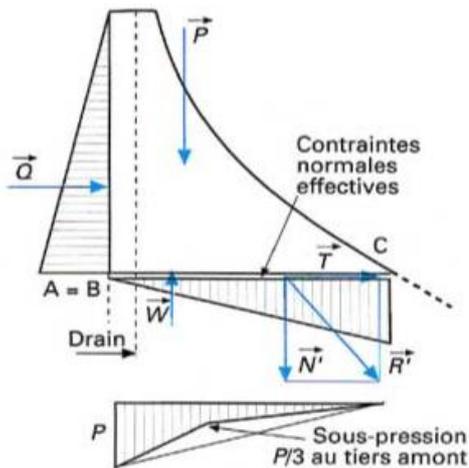


Figure 5 : Effet du drainage sur l'équilibre (technique de l'ingénieur)

I.4.1.2 Types dérivés des barrages poids : (évidés, contreforts) :

-**Les barrages poids évidés** : comportent, comme leur nom l'indique, des vides ménagés par coffrage dans leur partie interne. Il peut sembler paradoxal de chercher à alléger un barrage poids, c'est néanmoins parfois bénéfique, car l'effet de la perte de poids peut être plus que compensée par les réductions de sous-pression garanties grâce au drainage intense réalisé au niveau des vides. Dans de telles structures, le parement amont doit être incliné sensiblement plus $[0,3 h/1v$ (h : horizontale, v : verticale)] que pour un barrage plein, la composante verticale de la poussée de l'eau améliore l'incidence de la résultante sur la fondation.

-**Les barrages à contreforts** : (figure 6), qui ne sont qu'une extension du même concept, sont plus fréquents : le barrage se réduit alors à une juxtaposition de plots comprenant chacun un bloc de tête, en contact avec la retenue, et un contrefort triangulaire conduisant au sol la force exercée par l'eau sur la tête. Ce concept autorise une économie sur le volume de béton de l'ordre de **20 à 25 %** par rapport au barrage plein équivalent et à critères de sécurité égaux ; les coffrages en sont plus complexes, ils sont plus sensibles aux agressions extérieures, notamment les variations thermiques, et ils sollicitent fortement leur fondation. Sauf exception, ce type de barrage devrait donc s'effacer devant la concurrence des barrages pleins en BCR. Comme il peut exister un barrage mixte entre les deux (Figure7).

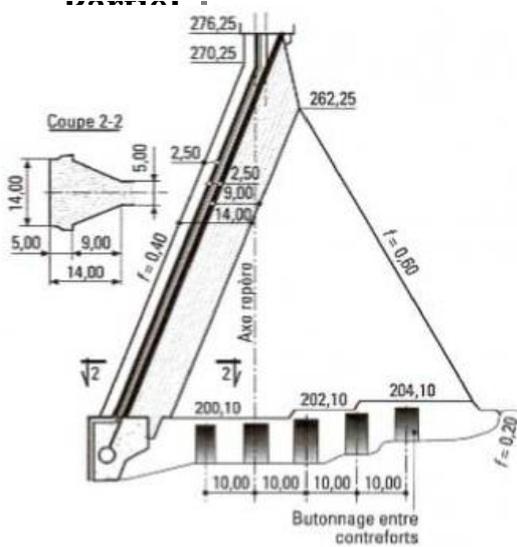


Figure 6 : Barrage poids à contreforts, Sefid Rud (Iran) (technique de l'ingénieur)



Figure 7 : barrage à contreforts et évidé (wikipédia)

I.4.1.3 Les avantages et les inconvénients :

Ø **Avantage:**

- Faibles contraintes dans le béton.
- Faibles contraintes transmises par la fondation au rocher.
- Les variations de températures ne produisent que de faibles variations de contraintes.
- L'évacuateur de crue peut facilement combiner avec le barrage (diriger les crues directement par dessous).
- Le gradient des sous-pressions à travers la fondation est faible.
- Il s'agit du type de barrage le plus stable et qui nécessite le moins de maintenance ;
- La technique du barrage à contreforts permet de réaliser un barrage à grande économie de matériaux.

Ø **Inconvénients:**

- Les sous-pressions sont importantes dans la fondation.
- Moyen risque de tassement.
- Le volume du béton est important (pour le barrage-poids évidé il est plus faible).
- Le volume d'excavation de la fouille est important.
- Fragilité au séisme (si les joints entre les blocs ne sont pas faits par injections).
- L'échauffement du béton par la prise du ciment est assez problématique.

I.4.1.4 Les causes des accidents et leurs remèdes:

a) **Les causes liés aux fondations** : On reproche aux barrages poids de masquer le sol sur de grandes étendues et ajoutait : « sur un sol douteux, c'est-à-dire suspect de manquer de résistance mécanique ou d'étanchéité, ils sont à proscrire absolument ».

Les problèmes potentiels sont de trois ordres : **déformabilité, résistance, étanchéité**.

Si le sol est trop **déformable**, les tassements sous le poids de l'ouvrage et ensuite les mouvements sous la poussée horizontale seront difficilement supportés par la structure monolithique d'un barrage poids, même équipé de joints, d'où un risque de fissures anarchiques ; cela exclut pratiquement les fondations non rocheuses, voire même les roches faibles (craies, marnes), sauf cas d'ouvrages modestes. De même, une forte inclinaison des poussées n'est pas acceptable par des fondations non rocheuses ; lorsqu'on ne peut pas faire autrement (barrages en rivière sur dépôts sableux, par exemple), il est nécessaire de dimensionner très largement le barrage en vue de réduire les inclinaisons des forces et, par ailleurs, de renforcer le massif d'appui par des caissonnements de parois moulées ou palplanches.

En matière d'**étanchéité**, il s'agit d'une part de réduire les fuites en fondations susceptibles de diminuer la rentabilité de l'aménagement, mais surtout de réduire autant que possible le risque de sous-pressions déstabilisatrices. On y parvient en plaçant sous le barrage :

Au pied amont, un organe artificiel d'étanchement, qui peut être soit une paroi moulée en béton (béton normal ou béton plastique plus déformable), soit un écran d'injection : en général, une seule ligne de forages dans les roches, mais **3 à 5** lignes dans les sols).

Quelques mètres (de l'ordre de **10 à 15 %** de la charge d'eau) à l'aval de l'écran étanche, une première ligne de drains forés, éventuellement tubés et munis de crépines, destinés à recueillir le débit résiduel et à neutraliser les sous-pressions ; pour que ce résultat soit effectif, les drains doivent avoir un diamètre assez gros (**100 mm** minimum) et un intervalle modéré (**1,50 à 5** m).

En complément, on draine généralement aussi la masse de fondation située sous la surface d'appui jusqu'au pied aval du barrage.

Dans les fondations rocheuses, la **résistance mécanique** est la plupart du temps limitée par la présence de discontinuités, comme des failles ou des joints, qui découpent le massif en blocs ; les discontinuités les plus dangereuses sont celles qui sont remplies par des produits argileux de décomposition de la roche, car la résistance au cisaillement de ces joints est celle, faible, de leur remplissage ; c'est la raison pour laquelle les reconnaissances géotechniques doivent pouvoir identifier à coup sûr la présence de surfaces de faiblesse en fondation, surtout celles orientées horizontalement ou peu inclinées, et pouvant donc déboucher sur l'aval.

Il n'existe pas de moyen économique d'améliorer sensiblement les propriétés mécaniques des fondations rocheuses ; c'est la raison pour laquelle on décape la partie superficielle, souvent de moindre qualité, jusqu'à une profondeur permettant de trouver un appui satisfaisant ; la profondeur varie de **1 à 10 m (ou plus)** selon le gradient de qualité et la taille du barrage. De telles excavations sont effectuées à l'explosif de manière contrôlée, c'est-à-dire avec une maille serrée, des charges limitées, et un prédécoupage périphérique afin de ne pas endommager la roche laissée en place.

b) compactage beaucoup plus énergétique, le béton peut être mis en place plus sec, avec juste la quantité d'eau nécessaire à l'hydratation du ciment ; cela autorise, à résistance égale, une moindre quantité de ciment **Les causes liées à la réalisation du barrage et l'effet de la température :**

Les barrages poids étaient autrefois construits en maçonnerie, avec des moellons de pierre et un mortier de chaux la plupart du temps. Seuls les parements étaient appareillés, tandis que le cœur des ouvrages était constitué d'un remplissage souvent peu soigné et pas très dense. Cette technique est encore employée dans certains pays. Ces ouvrages sont sensibles à la dissolution de la chaux de leur mortier aussi bien en parements qu'à l'intérieur, ce qui affecte leur poids, leur résistance, et éventuellement la distribution des pressions internes d'eau. Il faut veiller à ce que leur partie aval reste bien drainée (barbacanes, forages subhorizontaux). La génération suivante (première moitié du XXe siècle) a été construite en béton ; le dosage en ciment y est modulé, maximal près des parements (pour une bonne étanchéité et une bonne résistance aux agressions extérieures) et près de la base, plus sollicitée mécaniquement ; l'intérieur est dosé moins richement par souci d'économie et aussi pour réduire les échauffements liés à l'exothermie d'hydratation du ciment. Malgré ces précautions, il était nécessaire de construire l'ouvrage par plots indépendants, séparés par des joints verticaux dans la direction amont-aval, tous les **15 m** environ. Ces joints, qui s'ouvrent en général lorsque le barrage a trouvé son équilibre thermique (au bout de quelques mois à quelques années, selon la taille de l'ouvrage), doivent être équipés de systèmes d'étanchéité près du parement amont.

La technique actuelle qui prédomine dans la construction des barrages poids est celle du **béton compacté au rouleau**, ou **BCR** (figure 8) : le béton n'est plus coulé entre des coffrages, puis

vibré avec des aiguilles, comme du béton conventionnel, mais répandu horizontalement au bulldozer et compacté avec des compacteurs vibrants, suivant les techniques de terrassement ; l'épaisseur des couches varie de **30 à 60 cm**. Grâce à un tel (jusqu'à moins de **100 kg/m³**). Par voie de conséquence, l'échauffement thermique est réduit de 50 % au moins (au cœur d'un barrage épais, un béton conventionnel dosé à **200 kg/m³** peut s'échauffer de 20°C) ainsi que le nombre de joints nécessaires ; ce nouveau procédé permet des économies importantes sur les matériaux (quantité réduite de ciment) ainsi que par le recours à une mécanisation poussée qui permet des cadences très élevées. Les points délicats de construction sont :

- ü La **résistance mécanique** : notamment au cisaillement, des surfaces horizontales de contact entre couches superposées, qui sont assez lisses puisque formées par un rouleau de compacteur ; cette résistance est sensible à de nombreux facteurs, tels que la propreté du chantier, la quantité de fines, la lutte contre la ségrégation, l'intervalle de temps entre la réalisation des couches successives, la température, etc. Pour cette raison, il est nécessaire d'adopter au stade du projet des hypothèses de résistance conservatives (par exemple, un angle de frottement de 37° et une cohésion nulle) et de procéder, en début de chantier, à des essais de résistance. On peut si nécessaire améliorer la résistance des couches en les garnissant d'un mortier spécial de coullage.
- ü L'**étanchéité** du barrage : qui est la plupart du temps constituée par un organe spécial : masque en béton conventionnel placé à l'amont du **BCR**, ou bien encore, pour les ouvrages modestes, membrane en matériaux plastiques : PVC, polyéthylène, etc.



Figure 8 : Barrage poids en BCR des Olivettes (France) (H=35m) (technique de l'ingénieur)

Dans tous les cas, les barrages poids en **BCR** doivent être équipés d'un drainage très efficace et redondant, composé de drains resserrés, reliés à des galeries de drainage et de visite.

I.4.2 Barrage voûte :

I.4.2.1 Caractéristiques générales et méthodes de dimensionnement :

Un barrage voûte est une structure dont la forme est dessinée de façon à transmettre les efforts de poussée de la retenue vers les rives. Dans un schéma simplifié, c'est une superposition d'arcs horizontaux chargés chacun à leur extrados par la pression **P** correspondant à leur profondeur (figure9).

Hormis quelques références historiques incertaines, les ouvrages précurseurs de ce type ont été réalisés aux États-Unis par l'industrie minière du début du XXe siècle, ouvrages relativement audacieux conçus tout à fait empiriquement. Mais le véritable essor des voûtes s'est réalisé dans le cadre de l'équipement hydroélectrique des Alpes, avec quelques grands ingénieurs comme Coyne (France), Semenza (Italie) ou Stucky (Suisse).

Les barrages voûtes trouvent leur place idéale dans les sites relativement étroits (**ratio largeur en crête/hauteur inférieur à 4**), lorsque la qualité des fondations est excellente, surtout sur les rives. Aujourd'hui, ils sont souvent préférés à tous les autres types pour les sites de grande hauteur (**plus de 150 m**).

En allant du plus simple au plus sophistiqué, on trouvera des **voûtes de formes très différentes**:

- les **cylindres** : tous les arcs sont identiques et superposés, avec un rayon et une épaisseur constants et égaux (réservé aux petits ouvrages, moins de 20 m de hauteur) ;
- les **cylindres-cônes** : rayon amont uniforme, le parement amont est un cylindre, l'épaisseur des arcs croît linéairement de haut en bas ; les sections verticales sont donc toutes égales à un trapèze;
- les **simples courbures**, ainsi nommées car leur parement amont est encore un cylindre, mais l'épaisseur des arcs n'est plus constante et croît de la clé vers les appuis ; le parement aval n'est en général pas une surface réglée ;
- enfin, les voûtes à **double courbure** (figures 10), pour lesquelles les deux parements sont des surfaces à double concavité dirigée vers l'aval ; en général, l'épaisseur croît de haut en bas et du centre vers les appuis.

La définition de la géométrie de ces ouvrages est toujours analytique ; le recours à des définitions paraboliques ou spirales améliore quelque peu l'homogénéité des champs de

contraintes. La complexité croissante des formes permet un meilleur usage du béton de masse, obtenu à l'issue d'un processus d'optimisation de forme. Cela explique qu'on s'accommode de formes simples pour les petits barrages, là où la simplicité d'exécution prévaut, et qu'au contraire on réserve les définitions complexes aux grands ouvrages où les gains en volume de béton peuvent être significatifs.

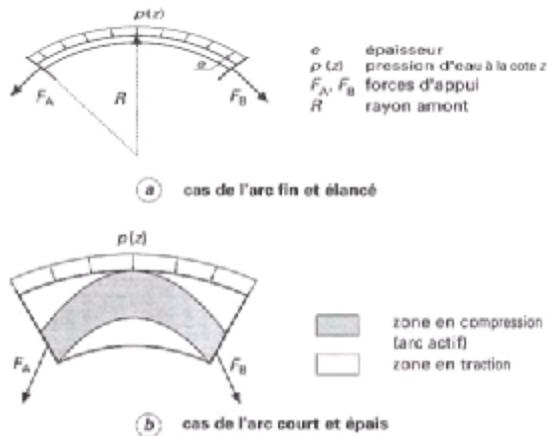


Figure 9 : Mode de travail des arcs d'une voûte (technique de l'ingénieur)

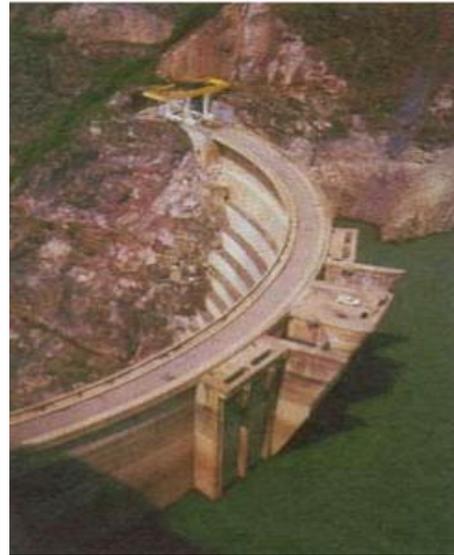


Figure10: Barrage voûte de Monteynard (France) (H=155m) (technique de l'ingénieur)

Le premier dimensionnement, très grossier, résulte de la formule dite « du tube » et ne représente donc que le fonctionnement des arcs supposés indépendants :

$$\sigma = PR_m / e$$

Avec : σ (MPa) contrainte moyenne dans un arc, P (MPa) pression d'eau à son niveau, R_m (m) rayon amont de cet arc, e (m) épaisseur.

On retient pour σ une valeur moyenne comprise entre 3 et 6 MPa, les valeurs les plus fortes étant réservées aux barrages de hauteur conséquente ; mais cela ne suffit pas car, dans la réalité, une voûte est une structure hyperstatique dans laquelle les arcs ne sont pas indépendants. Une image un peu plus proche de la réalité consiste à découper la voûte en un double réseau de poutres courbes horizontales (les arcs) et verticales (les consoles) qui se répartissent la poussée de la retenue, ainsi que les autres charges.

La plupart des voûtes européennes conçues entre 1940 et 1970 ont été dimensionnées grâce à des méthodes qui font appel à ce double découpage : l'ajustement radial en clé (une seule console verticale), ou la *trial load* dans laquelle le maillage est plus complet. Dans les deux cas, on écrit que la charge appliquée en chaque nœud par la retenue est répartie entre les deux familles de poutres, et que les déplacements des arcs et des consoles sont égaux à leurs intersections. Les modèles réduits mécaniques en plâtre ont été totalement abandonnés. Depuis une vingtaine d'années, on a recours aux méthodes numériques de calcul par éléments finis, avec des hypothèses de comportement élastique de la fondation et du béton, ou encore des lois de comportement plus réalistes.

Les charges qui doivent être considérées pour vérifier une forme de barrage voûte sont les suivantes :

- Le poids propre de la voûte, établi par plots construits indépendamment des voisins ;
- La charge hydrostatique, souvent réduite par pure convention à la pression appliquée sur le parement amont du barrage ; c'est seulement dans les projets récents qu'on tient compte, d'une façon ou d'une autre, des pressions d'eau qui s'exercent dans la masse de la fondation ou dans le barrage lui-même ;
- Les autres charges extérieures sont la poussée des sédiments, la poussée de la glace en surface du plan d'eau, ou encore les forces d'inertie et variations de poussée dues aux séismes ;
- Les charges internes doivent aussi être considérées, comme pour l'étude de toutes les structures hyperstatiques : il s'agit des effets thermiques (équilibre initial, variations saisonnières), ainsi que des variations dimensionnelles potentielles plus aléatoires (retrait, gonflement) du béton.

Dans la pratique du dimensionnement d'une voûte, on commence par esquisser une première forme, sur la base de considérations de contraintes moyennes ou d'abaques. On donne aux arcs supérieurs un angle d'ouverture voisin de 110° ; l'épaisseur minimale en crête est :

$$e_{mc} = 0,012 (Lc + H)$$

Avec : e_{mc} (m) épaisseur minimale en crête,

Lc (m) largeur du site au niveau de la crête, H (m) hauteur du barrage.

On cherche de plus à ce que chaque console verticale soit stable sous son poids, cela à toutes les étapes de sa construction. Cela impose des variations assez progressives des rayons de haut en bas ; il faut par ailleurs veiller à ce que tous les arcs prennent appui sur chaque rive avec une incidence correcte.

La forme définitive d'un barrage voûte résulte d'une succession d'essais de formes progressivement affinées en fonction des résultats des calculs effectués sur les formes précédentes : une voûte bien proportionnée devra présenter, pour les charges principales, des contraintes de compression inférieures à une valeur maximale, entre 8 et 10 MPa selon la fréquence des cas de charge.

I.4.2.2 Causes de rupture dans un barrage voûte et leurs remèdes:

a) liés aux rives :

De ce fait, c'est un barrage extrêmement sûr et la seule rupture connue (Malpasset, 1959) a été due non à la voûte elle-même, mais à la défaillance en profondeur d'une rive, dans des conditions de structure géologique, de pétrographie et de pressions interstitielles très particulières (qui n'étaient d'ailleurs pas envisageables dans l'état des connaissances de l'époque).

On s'efforcera par ailleurs de réduire la valeur et la zone d'application des contraintes de traction ; la difficulté principale consiste d'ailleurs à limiter les contraintes de traction qui apparaissent de manière quasi inévitable au pied amont dans la partie centrale. Or l'on sait que les grandes masses de béton ont rarement une résistance à la traction à long terme, ne serait-ce qu'en raison des inévitables défauts de construction, des joints, des fissures de retrait, etc., si bien qu'en réalité il se produit dans cette zone une ouverture qui peut revêtir plusieurs formes :

- Ø Décollement au contact du barrage sur sa fondation ;
- Ø Ou bien, apparition d'une fissure horizontale un peu au-dessus de ce contact, en général à la faveur d'une reprise de bétonnage faible ; ou bien, desserrage d'un des multiples joints préexistants dans la masse de la fondation sous l'appui.

Dans tous les cas, le résultat est une détérioration de l'étanchéité et un développement des pressions d'eau et/ou des fuites dans cette zone sensible. Ces phénomènes ont été souvent observés sur les voûtes existantes ; il est possible d'y remédier par des dispositions spéciales de traitement de l'interface barrage-fondation. Au demeurant, un tel défaut serait plus gênant pour l'exploitant (fuites) que dangereux pour la stabilité de l'ouvrage, car comme on va le voir les

points sensibles en matière de sécurité des voûtes ne se situent pas au fond de vallée, mais sur les rives.

Il faut d'ailleurs souligner le caractère encore conventionnel, et de ce fait peu réaliste, des calculs actuellement disponibles, même les plus sophistiqués. On aura donc soin d'analyser les prédictions des calculs d'un nouveau projet à la lumière de l'expérience acquise sur des ouvrages existants comparables.

Il existe de nombreuses formules d'estimation du volume d'une voûte, au stade très initial des études ; toutes manquent de précision, et aucune ne vaut mieux que la simple intégration, de bas en haut, de la formule du tube pour des arcs de 100° d'ouverture et une contrainte moyenne de 4,5 MPa .

b) Qualités requises et traitement de la fondation :

Les fondations de voûtes doivent être d'excellente qualité mécanique, c'est-à-dire être peu déformables sous les poussées exercées par le barrage et la retenue, et être a priori capables de résister à ces poussées avec une certaine réserve. Pour s'assurer qu'il en est bien ainsi, les reconnaissances géotechniques qui accompagnent chaque projet sont très complètes et comprennent toujours une analyse géologique qui permettra d'identifier, a priori, les pièges éventuels.

Sauf exception, tout site dans lequel la matrice de la roche n'est pas sensiblement plus rigide et plus résistante que le béton n'est pas apte à recevoir un barrage voûte. Dès lors, déformabilité et résistance à grande échelle résultent des propriétés des discontinuités : failles, joints, diaclases qui affectent la roche, ce sont elles qui sont d'abord identifiées, puis soumises à des essais mécaniques: sondages de reconnaissances, galeries creusées dans les rives, essais de laboratoire, essais in situ (mesure de la déformabilité par chargement direct, résistance à la compression, au cisaillement) ; des mesures indirectes (géophysique, petite sismique) fournissent des indications utiles sous forme de comparaison de sites de voûtes entre eux.

Un des résultats de la campagne de reconnaissance est de prédire la profondeur (**5 à 50 m** selon la taille de l'ouvrage et la qualité du site) sous la surface du rocher à laquelle la voûte pourra être fondée, évitant ainsi de mobiliser la partie superficielle des appuis qui est toujours de moindre qualité ; tout le travail de définition de la forme de la voûte .Est d'ailleurs réalisé non pas sur un plan topographique brut, mais sur un plan fictif dont la partie superficielle des rives a été effacée. Celle-ci ne sera dessinée qu'à la fin, pour le dessin définitif des excavations.

Sur cette surface d'appui actif, il faut vérifier que les forces exercées par le barrage et les forces exercées par les pressions d'eau dans les appuis ne peuvent pas déstabiliser les rives ou une partie de celles-ci. La poussée de la voûte est peu déstabilisatrice en elle-même, à condition que les arcs ne fassent pas un angle trop aigu avec la courbe de niveau correspondante (30° est une valeur minimale) ; bien plus dangereuses sont les forces qui résultent des pressions d'eau que la retenue peut induire dans la fondation elle-même ; c'est la raison pour laquelle tous les appuis de barrages voûtes sont maintenant équipés de drainages intenses, visités, entretenus et auscultés. La stabilité des rives est vérifiée par la méthode dite de **Londe**, qui est une méthode d'équilibre dans laquelle les hypothèses liées aux sous-pressions et au drainage sont introduites de manière paramétrique : on définit la résistance minimale au cisaillement des discontinuités qui est nécessaire pour que la stabilité soit assurée. Des méthodes plus sophistiquées, faisant appel aux lois de comportement des matériaux et des joints, sont employées en complément pour répondre à des problèmes spécifiques.

c) Méthodes particulières de construction :

Le problème principal posé par le bétonnage des fortes masses (jusqu'à **50 m** d'épaisseur) des barrages voûtes est celui de l'exothermie qui se produit lors de la prise du ciment, et qui ne peut se dissiper naturellement que très lentement dans des blocs de telles dimensions et engendre, si elle n'est pas contrôlée, des fissurations dommageables pour l'intégrité de la structure.

Pour s'en affranchir, on a recours à des ciments à faible exothermie (CLK ou CHF en France, type II aux États-Unis) ; on remplace une partie du ciment par des liants moins rapides comme des cendres volantes ; on limite enfin le dosage en ciment, grâce notamment à l'emploi de gros granulats (jusqu'à 150 mm de diamètre). Un béton type de grand barrage voûte aura une granulométrie continue de 0 à 15 mm, sera dosé à 225 kg de ciment de classe 45. On aura remarqué que de tels dosages modérés sont autorisés par les propriétés mécaniques relativement modestes requises : on peut se contenter d'une résistance caractéristique à la compression de 28 à 30 MPa à 1 an, ce qui est peu en regard des exigences dans d'autres domaines du génie civil.

Les particularités des méthodes de construction des barrages voûtes découlent des caractéristiques décrites : les équipements de concassage et de malaxage sont conçus pour accepter les gros granulats ; le transport est réalisé par des grues ou, dans le cas de grands chantiers, par des blondins ayant une capacité allant jusqu'à 30 t ; pour le bétonnage, le barrage est découpé en plots, larges de **10 à 20 m**, construits indépendamment de leurs voisins ; les coffrages utilisés sont souvent autogrimpants, autorisant des levées de bétonnage entre 1,50 et

3 m de hauteur ; le béton est dosé très sec (eau-ciment $< 0,5$ en poids), sa mise en place est facilitée par des bulldozers, qui parfois portent des batteries de vibreurs hydrauliques. Les joints horizontaux entre deux levées successives sont soigneusement débarrassés de la laitance en excès, grâce à un lavage énergique effectué peu après la prise (12 à 24 h). Pour les ouvrages épais, ces précautions systématiques doivent être complétées par des dispositions spéciales :

Pré-réfrigération du béton frais, obtenue par refroidissement artificiel des granulats et/ou de l'eau, ou même par substitution partielle de l'eau de gâchage par de la glace en paillettes



Figure11 : Barrage à voutes multiples
Daniel_Johnson Canada(technique de l'ingénieur)

Post-réfrigération du béton au moyen de réseaux de serpentins noyés dans la masse, dans les quels on fait circuler de l'eau réfrigérée.

En fin de construction des plots d'un barrage voûte, il est nécessaire de rendre la structure monolithique en remplissant les joints entre les plots au moyen d'un coulis de ciment ; cette opération très délicate appelée « clavage » est réalisée sous un contrôle très précis des pressions appliquées et des déformations qui l'accompagnent.

I.4.2.3 Types dérivés (barrages à voûtes multiples):

La structure de type voûte a été incorporée dans des ouvrages plus complexes conçus pour répondre à des conditions topographiques particulières. Lorsque la partie haute des rives se révèle, d'un point de vue topographique ou géotechnique, un peu juste, on réalise une ou deux culées : il s'agit de massifs pesants, sortes de barrages poids aptes à supporter une partie de la poussée de la voûte, en plus de la poussée directe de l'eau de la retenue ; on peut aussi associer une voûte avec une aile à contreforts, comme au barrage de Roselend (France). Le cas extrême est constitué par le barrage à voûtes multiples (figure12) : il s'agit d'une juxtaposition de contreforts, sur la face amont desquels s'appuient des voûtes indépendantes les unes des autres ;

de tels ouvrages, qui ont quelque similitude avec les barrages à contreforts, s'accommodent bien de vallées larges ; il faut souligner toutefois que leur comportement complexe est fortement affecté par les conditions extérieures : climatiques et sismiques notamment ; cela explique en partie la désaffection dont ils sont l'objet.

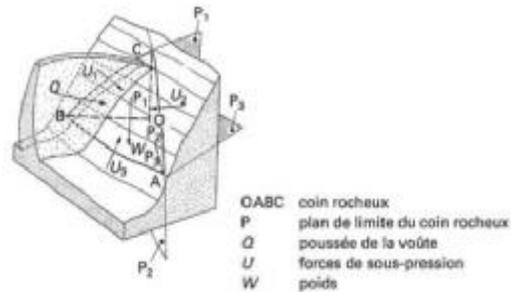


Figure12 : Barrage à voûtes multiples(technique de l'ingénieur)

I.4.2.4 Les avantages et les inconvénients :

Ü Ses avantages :

- Le volume de béton est faible.
- La fouille est assez petite.
- La voûte est considérée comme le plus sûr des barrages.
- La résistance au séisme est importante.
- Les sous-pressions au niveau de la fondation sont faibles.
- L'échauffement du béton est très faible pendant la construction.

Ü Ses inconvénients :

- Les contraintes sont importantes dans les voûtes.
- Grand risque de tassements. Les contraintes de température peuvent être très grandes.
- Très susceptible au séisme.
- La combinaison du barrage avec l'évacuateur de crue est difficile.
- Les sous-pressions dans les fissures du rocher peuvent provoquer des glissements d'appuis.
- La structure est très vulnérable (attentats, guerre).

I.4.3 Barrages en remblai :

I.4.3.1 Caractéristiques générales :

Par souci de clarté, l'essentiel de ce paragraphe concerne les barrages en terre, qui constituent l'archétype des barrages en remblai et dans lesquels les deux fonctions : étanchéité, d'une part, et résistance à la poussée de l'eau, d'autre part, sont assurées par des matériaux naturels de type «sol» judicieusement organisés. Les principales variantes couramment rencontrées.

Il est possible de concevoir et de construire des barrages en terre homogènes, c'est-à-dire constitués d'un seul matériau qui assure à la fois toutes les fonctions : étanchéité et stabilité ; quelques petits barrages sont construits ainsi, et leur stabilité est correcte au prix de pentes douces de leurs parements ; toutefois, dès que la hauteur dépasse la cinquantaine de mètres, il apparaît à la fois plus économique et surtout plus sûr de constituer un remblai « zoné », à l'intérieur duquel les différents matériaux sont organisés de manière rationnelle en fonction de leurs propriétés de perméabilité et de résistance mécanique. On verra ainsi apparaître les notions suivantes (figure13) :

- Le noyau : partie assurant l'étanchéité, disposée au centre ou parfois à l'amont ;
- Les recharges (amont ou aval) : parties construites avec des sols frottant, perméables de préférence, qui assurent la résistance et supportent le noyau ;
- Les drains : zones (souvent peu épaisses) de forte perméabilité, aptes à collecter les fuites donc à réduire les pressions interstitielles ;
- Les filtres : zones (souvent peu épaisses) dont la granulométrie intermédiaire entre celles des parties voisines s'oppose aux migrations de particules sous l'action des écoulements et lutte donc contre l'érosion interne .
 - Le rip-rap : ce terme désigne une couche superficielle d'engrèlements posée sur un remblai plus fin et le protégeant contre les vagues, les courants, etc.

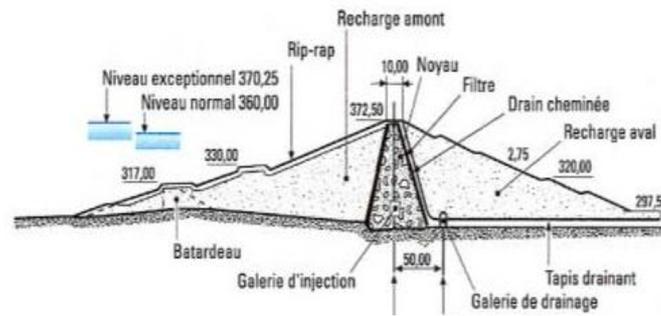


Figure 13 : Barrage en terre Hammam Debehg(Algerie)(technique de l'ingénieur)

I.4.3.2 Stabilité et dimensionnement:

La stabilité des barrages en terre est étudiée au moyen des méthodes utilisées plus généralement pour l'étude des pentes en mécanique des sols ; les plus courantes sont celles de Fellenius, Bishop, Spencer, Janbu, la méthode dite des coins, ou encore celle dite des perturbations en faveur en France. Toutes sont des méthodes d'équilibre de forces, dans lesquelles les forces déstabilisatrices (poids, pressions interstitielles) doivent être compensées par des forces résistantes, avec des marges de sécurité conventionnellement choisies. Un facteur qui influe très fortement sur la stabilité est la **pression interstitielle** qui peut s'installer de façon durable dans le remblai :

§ En raison des écoulements permanents à travers le remblai ;

§ En conséquence des variations de contraintes, résultant de la construction, d'une vidange rapide, ou bien de séismes.

La (figure 14) présente une épure de stabilité courante. Lorsque le remblai est construit sur une fondation meuble, celle-ci doit être incluse dans l'analyse de stabilité. Plusieurs configurations doivent être analysées:

Etat normal en service, retenue pleine : le poids du remblai et la poussée de la retenue sont considérés ; le champ de pression interstitielle est calculé par un réseau d'écoulement à travers le barrage (et sa fondation) en tenant compte des diverses perméabilités ;

Fin de construction : pas encore d'action de la retenue, mais les pressions interstitielles sont élevées car les surpressions dues à la construction ne sont pas encore dissipées ; cas souvent dimensionnant pour le talus aval ;

Fin de vidange rapide : après une baisse brusque de la retenue, les pressions interstitielles

induites par la retenue ne se sont pas encore dissipées et déstabilisent le remblai vers l'amont ; ce cas est souvent dimensionnant pour le talus amont ;

Etat normal en service pendant un séisme : s'ajoutent aux effets précédents les forces d'inertie horizontales du remblai et la surpression dynamique de la retenue, pour une accélération égale à 50 % de l'accélération prévue au niveau du rocher.

À titre d'exemple, les coefficients de sécurité couramment admis avec la méthode de Fellenius sont respectivement :

- 1,5 pour les conditions normales de service ;
- 1,3 pour la fin de construction et la vidange rapide ;
- 1,0 pour le séisme maximal probable (récurrence 10 000 ans) étudié avec la méthode pseudo-statique.

Les analyses les plus fiables sont effectuées en contraintes effectives, c'est-à-dire en prenant comme caractéristiques de résistance des sols les propriétés intrinsèques obtenues avec des essais drainés. Elles nécessitent de faire des hypothèses sur les pressions interstitielles, à partir des essais de laboratoire et de l'analyse des précédents ; c'est la raison pour laquelle les remblais sont équipés de cellules piézométriques, grâce auxquelles la pression interstitielle est mesurée pendant la construction et l'exploitation du barrage.

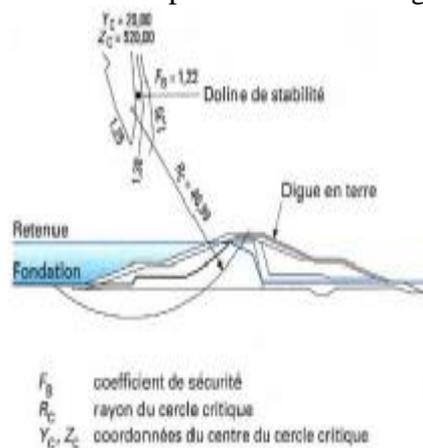


Figure14 : Epure de stabilité d'un remblai (technique de l'ingénieur)

En complément des analyses de stabilité fondées sur l'équilibre des forces, les méthodes d'analyse numérique par éléments finis permettent de calculer les déformations des remblais sous diverses sollicitations, en tenant compte directement de la rhéologie des sols, de l'effet des pressions interstitielles, de la saturation partielle, de la consolidation après construction, etc. Plus complexes de mise en œuvre et plus exigeantes en matière d'essais sur les matériaux, elles peuvent prédire les variations de pression interstitielle, permettent de détecter les risques de fracturation hydraulique du noyau, risque survenant lorsque la pression interstitielle excède la contrainte totale mineure.

I.4.3.3 Cause de défaillance dans les barrages en remblai :

Dans un barrage en remblai bien adapté à sa fondation, on trouvera une concordance entre les propriétés des différentes zones du remblai et les propriétés (naturelles ou modifiées par traitement) des parties de la fondation sur lesquelles ces zones trouvent appui.

Les barrages en remblai de terre ont la grande qualité de s'accommoder de fondations meubles qui seraient incapables de supporter un ouvrage en béton ; cela permet d'équiper les sites dont le fond de vallée est garni, éventuellement sur de fortes épaisseurs (**100 m** ou plus), d'alluvions ou de roches décomposées, déformables et plus ou moins perméables. En première approche, une bonne règle générale est que la fondation d'un barrage doit disposer des propriétés, naturelles ou obtenues par traitement, au moins équivalentes à celles du corps du barrage qu'elles doivent recevoir. Ils constituent donc une bonne solution lorsque des matériaux de qualité convenable sont disponibles à proximité immédiate. Leur défaut essentiel est une très grande vulnérabilité au déversement par-dessus leur crête, la ruine survenant très rapidement par érosion superficielle et interne de leur partie aval. Il convient donc de dimensionner très largement les organes de protection contre les crues qui leur sont associés, et d'être très prudents lorsqu'on n'est pas sûr des données hydrologiques en matière de crues.

Toute la conception d'un barrage en terre vise à satisfaire, en ayant recours aux matériaux naturels disponibles à proximité (les seuls économiquement disponibles en très grande quantité), les conditions de stabilité qui dépendent fortement de deux aspects essentiels :

- § le contrôle des pressions interstitielles à l'intérieur du remblai, dont on sait qu'elles influent fortement sur la stabilité statique du remblai lui-même, dès la période de construction ;
- § le contrôle des circulations d'eau à l'intérieur du remblai, où elles risquent de provoquer des érosions internes, peut-être encore plus dangereuses que les pressions, car les effets en sont souvent peu visibles jusqu'à la ruine.

a) Drainage interne du remblai :

On a vu l'intérêt de contrôler et de réduire les pressions interstitielles afin d'améliorer les conditions de stabilité globale ; cela est réalisé en plaçant à l'intérieur du remblai des zones de forte perméabilité, appelées drains ; de manière classique, on trouve dans presque tous les remblais (Figure 15) : Le **drain cheminée**, nommé ainsi car il est disposé quasi verticalement à l'aval du noyau (ou bien vers le centre d'un remblai homogène) ; son épaisseur est souvent de l'ordre de 3 m pour des raisons constructives ;

Le **tapis drainant aval**, qui couvre la moitié aval de la fondation à partir de la base du noyau et

conduit les fuites jusqu'au pied aval ; son épaisseur minimale est de **50 cm**, souvent plus.

La capacité de ces drains doit être suffisante pour leur permettre d'absorber, sans mise en pression sensible, les débits provenant non seulement de la percolation à travers le noyau, mais aussi les fuites accidentelles pouvant provenir soit d'une fissure du noyau (créée par fracturation hydraulique ou par tassement différentiel), soit d'un collage imparfait entre le noyau et sa fondation ou un autre organe ; les drains sont donc des organes de sécurité. Leur débitante est aisément calculable à partir de la perméabilité des matériaux drainants, laquelle est connue :

En première approche, par la formule de Sherard, applicable aux matériaux granulaires à granulométrie relativement étroite :

$$K = 3\,500 (D_{15})^2$$

Avec : K (m/s) coefficient de perméabilité de Darcy ($V = Ki$; avec i gradient hydraulique),

D_{15} (cm) dimension des grains de la fraction à 15 % du drain

En contrôle, par des essais de laboratoire et de chantier.

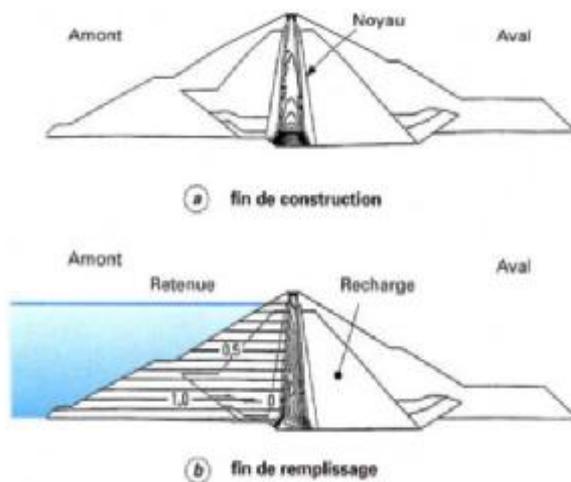


Figure 15: Pression interstitielle dans un remblai (calcul par élément fini Gefdyn)(technique de l'ingénieur)

La perméabilité est fortement influencée par la propreté, c'est-à-dire la teneur en éléments fins ($D < 0,08$ mm par convention) qui ne devrait pas dépasser 2 à 3 %.

On considère qu'un matériau **D** est apte à jouer un rôle de drain par rapport à un autre matériau voisin **B** (c'est-à-dire que le contraste de perméabilité entre les deux est grand) lorsque la règle granulométrique suivante est respectée : $D_{15} > 5B_{15}$

Avec : D_{15} (mm) dimension de la fraction à 15 % du matériau drain,
 B_{15} (mm) dimension de la fraction à 15 % du matériau à drainer.

En pratique, on est amené à dimensionner très largement les drains pour permettre à ceux-ci d'absorber les débits, potentiellement très forts, provenant d'une fissure accidentelle du noyau.

b) Lutte contre l'érosion interne : (les filtres)

Si l'on plaçait les drains directement au contact des matériaux à granulométrie fine comme la terre à noyau, l'eau en écoulement entraînerait les particules fines à travers les vides intergranulaires du drain et on obtiendrait une érosion interne nommée Renard ; ce phénomène est d'autant plus dangereux qu'il est accéléré : le début de l'érosion diminue la perméabilité, donc augmente la vitesse de l'eau, ce qui accroît la vitesse d'érosion ; une amorce de Renard, même très tardive (on a vu de tels accidents sur des remblais datant de 60 ans), peut difficilement être stoppée si elle n'est pas traitée dès les premiers symptômes. La solution préventive consiste à disposer des « filtres » entre des matériaux dont les granulométries sont très contrastées : ce sont des matériaux de granulométrie intermédiaire, choisie de telle sorte que les grains du matériau fin amont ne puissent pénétrer les vides intergranulaires du matériau filtres. Les règles de dimensionnement des filtres résultent de recherches récentes et sont maintenant appliquées pour tous les ouvrages neufs. Dans ce qui suit, d_{xx} représente le diamètre des grains du matériau à protéger passant à xx %, et D_{xx} représente le diamètre des grains du filtre passant à xx % ; ces valeurs sont calculées sur la fraction des matériaux inférieure à 4,75 mm ; les règles dépendent de la nature du matériau à protéger.

Un filtre doit donc être dimensionné en fonction du matériau qu'il doit soutenir ; il doit pouvoir être mis en place de manière homogène, sans ségrégation ; pour cela, sa granulométrie doit être étroite et respecter des règles.

En pratique, on place toujours un filtre entre le noyau et son drain cheminée aval, et parfois aussi entre les drains et les recharges adjacentes. Des filtres sont également à prévoir au contact entre le remblai et la fondation, lorsque la granulométrie de celle-ci apparaît critique vis-à-vis des règles ci-avant. On peut enfin en placer le long de la face amont du noyau, pour éviter la migration de fines vers l'amont à l'occasion des baisses du plan d'eau ; mais on se contente aussi d'un matériau de transition à granulométrie intermédiaire.

c) Traitement des fondations :

Il est toujours nécessaire de maîtriser les sous-pressions dans la fondation afin d'en contrôler la stabilité ; cela conduit, la plupart du temps, à installer un **drainage** de la fondation à l'aval (surtout dans le cas des fondations meubles) ; le tapis drainant du remblai, déjà mentionné, joue ce rôle ; il est parfois complété par des **puits de décharge** forés au pied aval du remblai.

Il faut souvent, pour éviter la saturation du drainage et limiter les fuites, **étancher la fondation**, et en particulier y neutraliser les cheminements préférentiels d'eau qui pourraient entrer en contact avec le remblai ; cela est réalisé en général de deux manières qui se complètent : A proximité des organes sensibles du remblai (noyau, filtres proches) par un traitement superficiel : obturation des vides et fissures par du mortier, puis injections systématiques en dessous :

Création d'une coupure étanche dont le sommet doit, bien entendu, être raccordé au noyau : il s'agit soit de voiles d'injection (souvent à plusieurs lignes), soit encore de parois moulées, réalisées en béton plastique pour s'accommoder des mouvements consécutifs à la construction du remblai.

Une variante consiste à placer un « tapis » étanche sur le fond de la retenue, jusqu'à une certaine distance qui dépend de la perméabilité de la fondation ; ce tapis doit bien entendu être raccordé au noyau du barrage.

d) Méthodes de construction :

La construction des barrages en terre fait appel aux techniques générales de terrassement, à cela près que les précautions pour obtenir en tout point les propriétés nécessaires en matière de granulométrie, propreté, degré de compactage, etc. sont particulièrement développées. Cela concerne tout spécialement la maîtrise de la teneur en eau au voisinage de l'optimum et le contrôle des surpressions interstitielles de construction dans le noyau, qui obligent parfois à ralentir la cadence de remblai : les techniques d'humidification (par exploitation « en rizière ») ou de séchage (manipulations multiples, épandage, hersage, passage au four dans les cas extrêmes), bien que coûteuses, doivent souvent être mises en œuvre.

À signaler enfin le recours aux moyens de transport des matériaux par tapis transporteurs, économiques lorsque la topographie est défavorable à l'implantation de pistes.

I.4.3.4 Propriétés des matériaux de construction :

a) Matériaux pour les noyaux :

Les propriétés recherchées sont : étanchéité – déformabilité – compactibilité. Il s'agit donc de sols qui contiennent une forte proportion de particules fines et, sauf cas particuliers, pas de gros éléments (figure 16). Une propriété importante est l'indice de plasticité I_P ($I_P = w_L - w_P$), qui caractérise la susceptibilité des matériaux à leur teneur en eau et est idéalement compris, pour les terres à noyau, entre 15 et 25 % (mais on peut, moyennant des précautions spéciales, employer des matériaux ayant des I_P compris entre 0 et 60 %).

On étudie les caractéristiques du matériau tel qu'il sera en place en le préparant en laboratoire selon une procédure de compactage normalisée « Proctor normal » ; les courbes de compactage (figure 17) indiquent le poids volumique du sol sec $\tilde{\alpha}_d$ obtenu pour une énergie de compactage normalisée standard en fonction de la teneur en eau w ; ces courbes présentent un optimum qu'il faut s'efforcer d'obtenir : trop sec, le sol se plastifie mal pendant le compactage ; trop humide, l'eau occupe un volume non réductible (sauf par consolidation, ce qui exige du temps) et, de plus, le compactage engendre des pressions interstitielles excessives, nuisibles à la stabilité ; en pratique l'optimum se situe, pour des argiles, entre 10 et 20 %. Les caractéristiques mécaniques de résistance au cisaillement sont mesurées au laboratoire sur des moulages compactés :

En contraintes totales : $\hat{\sigma} = c + \sigma \tan \varphi$

La cohésion c et l'angle de frottement interne φ sont mesurés à l'appareil triaxial ou à la boîte de cisaillement suivant les modes non drainés (UU ou CU) simulant au mieux les conditions devant exister dans le remblai, ce qui est souvent imprécis ;

En contraintes effectives : $\hat{\sigma} = c' + (\sigma - u) \tan \varphi_{\sim}$

La cohésion c' et l'angle de frottement interne φ_{\sim} sont alors mesurés suivant des conditions drainées (CD) ou non drainées (CU) avec, dans ce cas, mesure de la pression interstitielle u .

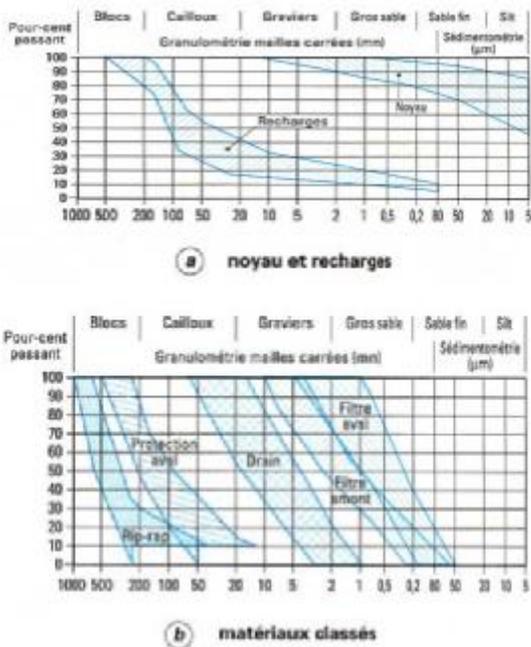


Figure16 : Granulométrie des matériaux de construction d'un barrage en remblai (technique de l'ingénieur)

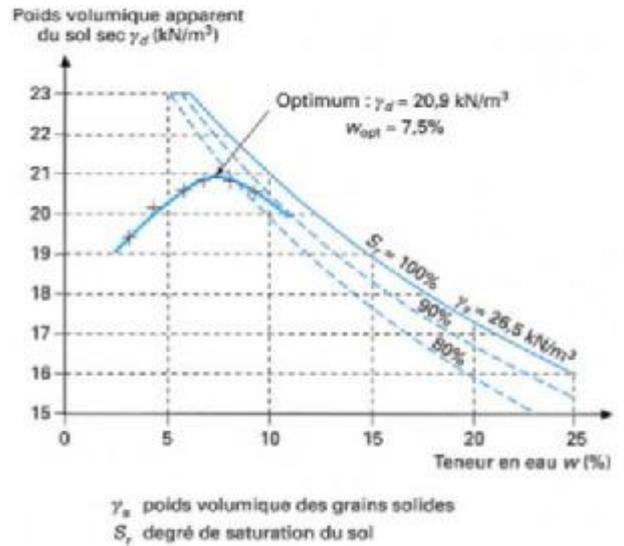


Figure17: Caractéristiques de compactage d'un matériau de remblai (technique de l'ingénieur)

La teneur en eau naturelle des matériaux dans les zones d'emprunt est évaluée sur prélèvements ; elle doit être aussi proche que possible de l'optimum de compactage, car il est souvent difficile de beaucoup modifier (plus de 4 %) la teneur en eau des sols fins, et cela exige des techniques d'autant plus complexes et coûteuses que la correction est importante. En pratique, on préfère souvent compacter à une teneur en eau légèrement supérieure à l'optimum, ce qui améliore les liaisons entre couches successives.

La perméabilité du matériau compacté (souvent faible : de l'ordre de 10^{-9} à 10^{-7} m/s), la compressibilité, et la vitesse de consolidation sont d'autres paramètres indirectement importants car ils influent sur les variations de pression interstitielle pendant et après la construction.

Bien entendu, une fois la construction commencée, les propriétés des matériaux dans les conditions réelles de mise en place sont contrôlées par des essais analogues effectués, cette fois, sur des prélèvements intacts.

b) Matériaux pour les recharges :

Les propriétés recherchées sont : résistance mécanique – perméabilité – facilité de mise en place. Il faut impérativement se satisfaire des matériaux disponibles sur le site même car le transport représente une part importante du coût ; à défaut, on se repliera sur des variantes.

Les propriétés sont mesurées de la même manière que pour les terres à noyau, avec les nuances suivantes :

- Ø Lorsque la proportion d'éléments fins est faible, les pressions interstitielles ne se développent pas, ce qui rend les essais plus faciles et plus rapides ;
- Ø En revanche, la présence de gros éléments impose de réaliser les essais sur des échantillons plus gros : triaxial de diamètre 400 mm pour des éléments jusqu'à 80 mm ; ces essais sont coûteux et les équipements rares. Au-delà de ces dimensions, on doit se contenter de déduire les propriétés du matériau étudié à partir des propriétés obtenues en enlevant les gros éléments ; cette procédure est relativement imprécise. La vérification des propriétés réelles en place, au moyen d'essais in situ, revêt alors une importance capitale ; mais même ce recours est pratiquement impossible pour les remblais de gros enrochements.

En général les alluvions propres ont un angle de frottement interne ϕ compris entre 35 et 45°. À noter que la perméabilité forte est surtout intéressante pour la recharge amont, dans laquelle se trouvent ainsi réduites les pressions interstitielles de vidange rapide ; des matériaux plus mélangés peuvent être admis dans la recharge aval où ce problème ne se pose pas.

b) Matériaux classés pour les filtres et les drains :

Pour ces matériaux, on recherche une composition granulométrique bien définie qu'on trouve rarement dans la nature ; ils sont donc fabriqués en quantité juste nécessaire à partir d'alluvions ou d'enrochement de carrière ; la préparation comprend successivement les opérations de concassage, triage (sur des cribles vibrants arrosés), et enfin un lavage énergique toujours nécessaire pour éliminer les éléments fins en excès.

La détermination des courbes granulométriques appropriées à la satisfaction des deux principales fonctions (filtre et drain).

d) Matériaux spéciaux : de protection de surface :

La surface des remblais en terre doit en général être protégée des actions extérieures, notamment du côté amont où les vagues de la retenue exercent une agression active. La protection amont est

en général assurée par le **rip-rap** : c'est une couche d'engrochements posés sur un filtre de transition ; la taille des blocs, qui dépend de la hauteur des vagues et de la pente du talus, peut dépasser 1 m. Quand il n'existe pas d'engrochements disponibles, on peut constituer un assemblage de blocs artificiels en béton. À l'aval, des blocs de 10 à 30 cm suffisent en général ; sur des talus de faible pente, on préfère parfois un engazonnement qui protège efficacement s'il est entretenu.

Pour la fabrication des filtres, des drains et du rip-rap, on évite pour des raisons évidentes d'employer les matériaux altérables comme les marnes ou les schistes, dont les éléments se brisent sous l'action du compactage ou même seulement en milieu humide, et qui ne permettent donc pas d'obtenir une granulométrie définie stable.

I.4.3.5 Autres types de barrages en remblai (Remblais d'engrochement à noyau interne) :

L'utilisation d'**engrochements** pour constituer les recharges d'un barrage en remblai présente de **nombreux avantages** :

§ Leur angle de cisaillement plus élevé (37 à 50°) autorise des pentes de talus plus fortes (si toutefois la fondation le permet aussi), donc une réduction du volume total à mettre en œuvre ;

§ leur forte perméabilité réduit les problèmes de pression interstitielle ;

§ Mise en place selon les méthodes modernes (c'est-à-dire non pas seulement déversés et arrosés comme jusque vers 1960, mais fortement compactés avec des compacteurs vibrants lourds), ils sont alors peu compressibles et ne donnent lieu qu'à des tassements réduits après construction (5 fois moins que pour les engrochements non compactés).

Les engrochements sont en général extraits d'une carrière de roche saine, de façon à obtenir une « blocométrie » (granulométrie) qui peut atteindre, voire dépasser, le mètre.

Une telle variante pose néanmoins des problèmes dont les principaux sont :

Une plus forte sollicitation de la fondation, du fait des talus plus raides ; de ce fait, il est déconseillé de placer des engrochements sur une fondation de faibles propriétés mécaniques ; La nécessité de prévoir des filtres ou « transitions » plus abondantes puisque les contrastes de granulométrie sont accentués ; La nécessité d'une bonne matrice rocheuse, faute de quoi les humidifications et dessiccations successives subies par les engrochements (de la recharge amont notamment) occasionnent l'attrition des arêtes et, donc, des tassements qui peuvent être dommageables ;

L'état de contraintes dans le noyau argileux, empêché de tasser par les recharges trop raides, peut favoriser la fracturation hydraulique.

Enfin, il faut mentionner la difficulté matérielle de déterminer les caractéristiques mécaniques des enrochements, pour les raisons évidentes liées à la taille des éléments. La (figure 18) présente la coupe type de ce genre de barrage:

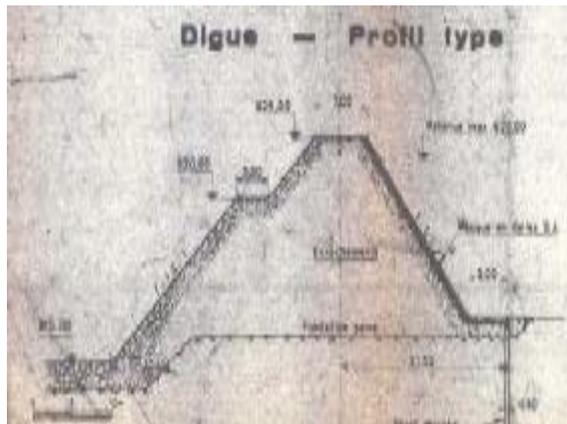


Figure18 : Barrage en enrochement du pont des chèvres(doc. GRPH Alpes).(wikipédia)

I.4.3.6 les Avantages et les inconvénients :

Ü Avantage :

- Ils permettent principalement de faire de grandes économies.
- Le corps du barrage est très flexible et adaptable aux conditions du terrain.
- Il est peu susceptible aux tassements et aux séismes.
- Petite ou moyenne fouille, il n'est pas forcément fondé sur un rocher sain.
- Le corps du barrage est très flexible et adaptable aux conditions du terrain.
- Le volume des déblais est moyen.

Ü Inconvénients :

- Mise en place de grands volumes de matériaux.

I.5. Fonction d'un barrage :

Il existe dans le monde plus de 36 000 barrages dont la hauteur dépasse 15m, la plupart ont été construits depuis 1950. Ce rapide accroissement du parc (200 par an à l'heure actuelle) correspond à l'évolution de la population mondiale dans les pays en développement ; et à la nécessité toujours plus pressante de gérer de manière rationnelle les ressources en eau.

Un barrage relève localement, de manière permanente ou temporaire, le niveau d'un cours d'eau et constitue, en association avec les rives naturelles, une réserve. C'est l'un ou l'autre de ces aspects qui prédomine, selon l'objectif recherché.

Les objectifs d'un aménagement comportant un barrage sont très variés :

- **Irrigation** : 270 millions d'hectares sont irrigués dans le monde, cela représente le cinquième des terres cultivées, et ce cinquième fournit le tiers de toute la nourriture disponible, ce qui représente les trois quarts de la consommation mondiale d'eau, l'agriculture est donc de loin le premier consommateur de l'eau des réservoirs.
- **Génération d'électricité** : l'énergie hydroélectrique, avec une production annuelle de 2100 TWh, représente actuellement 20% de la production électrique totale, et 7% environ de toute l'énergie consommée dans le monde, ces valeurs varient considérablement d'un pays à un autre, les plus grosses proportions existent en Norvège (99,6%) Brésil (90%), Autriche (79%) et Canada (66%). Dans le tiers monde, c'est souvent la seule ressource d'énergie disponible localement. En Europe, l'hydroélectricité a joué un rôle prépondérant dans le développement industriel du XIX^e siècle, mais devient de moins en moins importante, les ressources naturelles ne pouvant suivre l'accroissement de la demande.
- **Contrôle des crues** : cela a été de tout temps une forte motivation pour l'édification de barrages, et souvent même l'objectif principal. Une protection permanente efficace de vastes contrées contre les crues a ainsi pu être obtenue, comme dans la vallée du Colorado aux Etats-Unis grâce au barrage Hoover, ou par les ouvrages récents qui protègent les vallées des grandes rivières chinoises, plus près de nous bassin parisien, bénéficié d'une protection assurée par les réservoirs Seine, Marne et Aube. Le plus souvent, la protection contre les crues est un effet bénéfique secondaire des ouvrages construits dans un autre but.

Globalement, les autres objectifs des barrages sont mineurs en regard des trois buts principaux, ils sont néanmoins d'importance dans l'aménagement des pays développés ou non, il faut citer :

- **L'alimentation en eau potable ou industrielle ;**
- **La régularisation en vue de la navigation ;**
- **Les développements touristiques et de loisirs ;**
- **La recharge et l'assainissement des nappes phréatiques.**

I.6 Sécurité des barrages :

Tous les barrages sont différents en raison de leur forte dépendance des conditions particulières, de fondation notamment ; tous sont donc des prototypes. Les leçons des accidents ou simplement des dysfonctionnements doivent être tirées de la manière la plus large possible. La diffusion, au niveau mondial, de toutes ces informations, est assurée de manière efficace par la Commission Internationale des Grands Barrages (CIGB) qui réunit tous les professionnels : concepteurs, entrepreneurs, exploitants et organismes nationaux de contrôle.

I.6.1 L'onde de submersion :

On cherche à relier le débit à ces périodes de retour de submersion ; pour cela les débits simulés vont être à des seuils ou aux quantités caractéristiques la fréquence d'aléa : **courant, important et exceptionnel.**

Bien que les distributions de périodes de retour de submersion montrent que de nombreux points sont submergés une ou plusieurs fois par an, on ne cherche pas à calculer un seuil représentant un débit ordinaire. Il ne s'agit pas de déclencher l'alerte à chaque orage. Nous plaçons donc le premier seuil au niveau d'un débit biennal, qui correspond aux événements courants forts. Pour le second seuil, le choix s'est porté sur un débit décennal, qui est généralement pris comme référence. Enfin, le dernier seuil induit correspond à deux fois la valeur du débit décennal.

I.6.2 Organes hydrauliques fonctionnels et annexes touchés par l'onde de submersion:

A) Evacuateurs de crues : Il s'agit du ou des organes hydrauliques qui permettent de relâcher à l'aval tout ou partie d'une crue survenant de l'amont, de telle sorte que la sécurité du barrage ne soit pas mise en question pendant cet épisode.

Dans les aménagements qui ont un but de protection de l'aval contre les crues, une partie du volume de celles-ci est stockée temporairement dans la tranche supérieure du réservoir ; dans ce cas, le débit maximal sortant est réduit à une fraction du débit entrant et, en contrepartie, la durée de déversement est plus longue que la crue elle-même. On pourrait penser à généraliser ce principe et faire des économies sur l'évacuateur en accroissant la partie du réservoir consacrée à l'amortissement. En réalité, le risque lié à des fortes crues se suivant à court intervalle de temps augmenterait ainsi considérablement ; c'est pourquoi on s'impose en général que l'évacuateur puisse passer au moins 30 à 50 % du débit de pointe de la crue.

Dans tous les cas, le **dimensionnement se réfère à la crue de projet** définie par l'hydrologie ; on adopte soit la crue de période de récurrence 10 000 ans, soit la « crue maximale probable » définie sur des bases déterministes ; les ouvrages en béton, moins sensibles aux effets d'une submersion, se voient parfois affecter une crue de projet de période plus courte : 1 000 à 5 000 ans, selon leur taille et les risques potentiels à l'aval.

Dans sa version la plus simple, l'évacuateur de crues est un **simple déversoir** ou **trop-plein**, qui laisse passer tout le volume de la crue qui n'a pas pu être stocké temporairement dans le réservoir. Le flot, après avoir franchi le déversoir, est conduit à l'aval, soit par un coursier incliné qui s'achève

dans un bassin à ressaut de dissipation de l'énergie (on évite ainsi d'endommager le cours aval de la rivière et de mettre en danger les rives), soit par un système dit à **saut de ski**, qui a pour effet de lancer l'eau le plus loin possible du pied aval du barrage, là où l'impact n'est pas dommageable. Les barrages en béton peuvent facilement supporter leurs évacuateurs ; les remblais en revanche s'y prêtent mal ; on place alors ceux-ci sur les rives, ou bien encore on les réalise en forme de corolles, qui déversent dans un tunnel (figure 19).

Plus sophistiqués, les déversoirs peuvent être équipés de **vannes** (ou systèmes équivalents : **boudins gonflables, hausses fusibles**) qui permettent de mieux utiliser la totalité du réservoir, sans diminuer la capacité d'évacuation des crues (figure 20) ; leur mécanisme doit être extrêmement fiable, et leur entretien rigoureux, car un défaut d'ouverture en période de crue mettrait l'ouvrage en danger. Enfin, l'évacuation des crues peut également être réalisée par des passes vannées de fond, elles aussi contrôlées par des vannes. Sur les très grands fleuves, plusieurs de ces moyens doivent être associés.

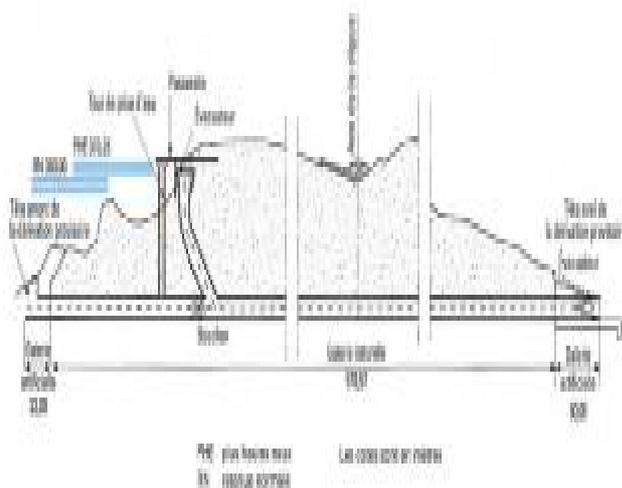


Figure19: évacuateur à puits et à tunnel (Hamam Debagh, Algérie)(technique de l'ingénieur)

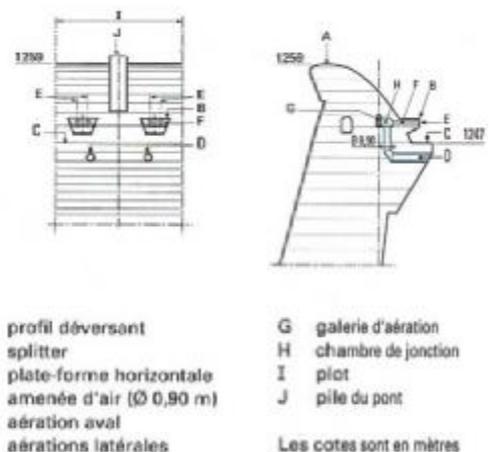


Figure20: Déversoir de surface de Henrik Verwoerd (Afrique du Sud)(technique de l'ingénieur)

b) Vidange de fond :

En principe, cet organe permet de vidanger le réservoir, pour l'inspection, l'entretien ou en cas de danger sur le barrage. En premier lieu, il sert à contrôler la vitesse de remplissage du réservoir lors de la première mise en eau. La vidange de fond facilite également la gestion intelligente de l'eau retenue en permettant de laisser passer, après une forte crue, une part des sédiments apportés (Figure 21).

Dans la pratique, il s'agit d'un ou plusieurs pertuis équipés de deux vannes en série, placés soit directement dans le barrage, soit dans une galerie spéciale creusée dans une rive.

Une règle simple en vigueur en France stipule que la capacité de la vidange de fond doit être d'au moins $1 \text{ m}^3/\text{s}$ par million de m^3 de réservoir : cela permet de vider le réservoir en une dizaine de jours, en période de faibles apports.

c) Passes fonctionnelles :

Selon les fonctions principales et annexes des aménagements, les barrages sont équipés d'organes spéciaux destinés à laisser passer :

L'eau ce sont les prises d'eau qui alimentent les turbines hydroélectriques, les usines de traitement des réseaux urbains ou industriels, les réseaux agricoles ; les prises étagées à différents niveaux du réservoir permettent de mieux gérer la qualité de la réserve, mais elles n'existent en pratique que pour les réseaux d'eau potable.

Les sédiments (vases ou galets selon le site), notamment les passes de dévasement qui, en permettant le passage des limons apportés par les crues, maintiennent la capacité utile du réservoir ; de tels dispositifs ont été installés notamment sur la plupart des aménagements nord-africains.

Les poissons : il s'agit des échelles à poissons ou des ascenseurs, organes complexes qui nécessitent une conception adaptée à la population piscicole.

Les bateaux, les flottages de bois, etc. suivant les besoins plus ou moins importants selon les régions.

d) Systèmes de dérivation pendant la construction :

La construction du barrage implique de mettre à sec, en général par parties successives, le lit de la rivière. Les travaux correspondants, qui constituent la dérivation provisoire, peuvent prendre des aspects très différents selon le régime hydrologique, la largeur du lit, l'importance et la nature du barrage. On prévoit donc toujours des batardeaux, barrages provisoires destinés à canaliser le cours d'eau, et des chenaux temporaires. La solution la plus commode, sinon la plus économique,

consiste à faire passer la rivière dans un ou plusieurs tunnels creusés à cette fin dans une rive ; le chantier est abrité de l'eau par un batardeau amont et un batardeau aval. Ces organes sont dimensionnés pour la **crue de chantier**, sensiblement plus fréquente que la crue de projet. C'est dire qu'on accepte un risque non négligeable (**1/10 à 1/100**) de voir le chantier noyé, ce qui correspond à une recherche d'optimum économique en termes statistiques, compte tenu des dégâts et retards en cas de submersion.

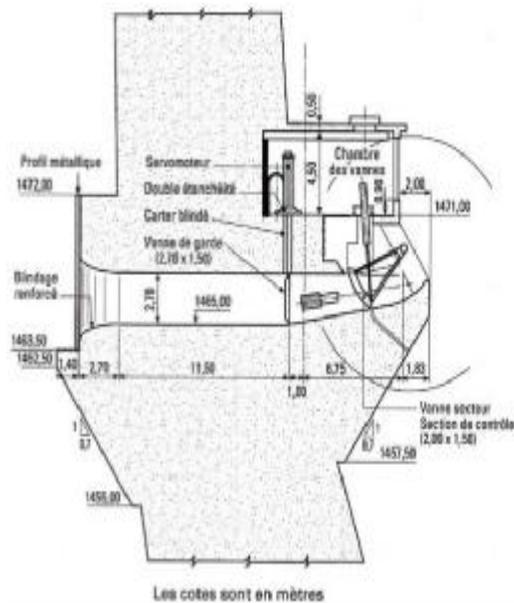


Figure 21 : Vidange de fond du barrage de Laparan (France)(technique de l'ingénieur)

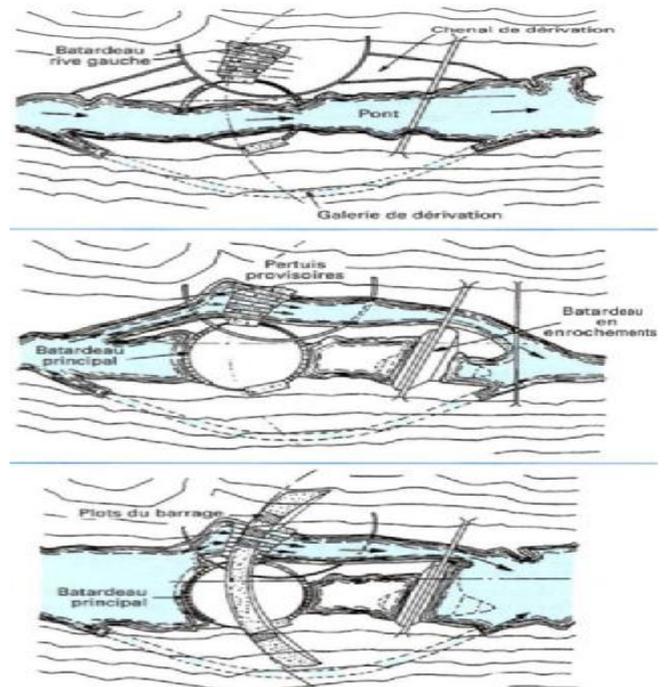


Figure 22 : Batardeaux du chantier du barrage de Kariba(Zambie) (technique de l'ingénieur)

Pour les barrages en remblai, on préfère parfois construire en première phase une galerie en béton, dans laquelle on dirige la rivière, et sur laquelle on construit le remblai ; la galerie est obturée à la fin, à moins qu'elle ne soit réaménagée en vidange de fond.

Les barrages en béton, surtout les voûtes peu épaisses, autorisent des phasages plus subtils selon lesquels l'eau est dérivée provisoirement dans des pertuis provisoires obturés à la fin, sous la protection de systèmes de batardeaux complexes mais très économiques ; le risque de noyer le chantier est alors important, mais acceptable car les dommages associés sont faibles. Le chantier de Kariba (Zambie, 1960, figure 22) reste exemplaire.

[Alain Carrère]

I.7 Conclusion :

Les règles de conception exposées ci-avant sont le fruit de l'expérience acquise et, si elles permettent de concevoir un avant-projet, elles ne permettent pas de l'optimiser.

Par ailleurs, les formules utilisées, notamment celles relatives à la stabilité des ouvrages, sont des formules semi-empiriques dont les coefficients sont des « valeurs habituellement admises » et chaque projet est un cas particulier.

Les études sur modèle réduit permettront donc au concepteur de valider son projet, de le vérifier, mais aussi de mettre en évidence les éventuels points faibles. Applicable dans le cas des ouvrages de très grandes importances.

Le coût des études sur modèle réduit dépend de leur nature (simple vérification ou optimisation), du type d'essai réalisé et de l'importance de l'ouvrage.

Ces études représentent environ le prix de 5 à 10 % d'ouvrage, ce qui reste très raisonnable compte tenu de ce qu'elles peuvent apporter, dans un domaine où bien des points sont encore imparfaitement connus.

En pratique un ingénieur géotechnicien va peser entre la sécurité et le cout, et défois c'est difficile de choisir quel type employer dans des sites un peu spéciaux.

Chapitre II

Etude des crues

II.1 Historique :

Dès les **années 60**, un certain nombre de synthèses conduisant à des recommandations pour la prédétermination des crues décennales en Afrique de l'Ouest ont été réalisées par l'Orstom. La première de ces publications est une note pratique, publiée en 1965, par Rodier et Auvray, à la demande du Comité Interafricain d'Etudes Hydrauliques (**CIEH**). Cette méthode, mise au point à partir de 65 bassins versants de superficie inférieure à 120 km², s'applique en théorie à toute l'Afrique de l'Ouest, entre 150 et 1600 mm de hauteur annuelle de précipitations. La zone sahélienne, par exemple, n'est représentée que par une trentaine de bassins, et les abaques proposés sont peu sûrs pour les superficies inférieures à 5 km².

Depuis **1965**, le volume des données et des observations s'est notablement accru malgré une réduction sensible des recherches sur bassins représentatifs, à partir du début des **années 70**. En outre, une analyse de plus en plus fine des phénomènes hydrologiques a permis de mieux appréhender les mécanismes qui régissent l'écoulement superficiel.

En **1983**, Puech et Chabi-Gonni du **CIEH** ont proposé une alternative statistique dite "méthode CIEH" basée sur les caractéristiques physiques et hydrologiques de 162 bassins versants présentées dans le recueil de Dubreuil (1972) sur les bassins représentatifs et expérimentaux d'Afrique tropicale.

Compte tenu de ces acquis, l'Orstom et le **CIEH** ont constaté conjointement, dès 1983, qu'il convenait de réviser les paramètres caractéristiques des crues et l'estimation des événements de fréquence décennale sur les bassins représentatifs étudiés, afin de disposer de bases plus rigoureuses pour la transposition des résultats à des bassins non observés.

Ce travail de révision, basé sur une méthodologie rigoureuse et homogène, a été réalisé de **1984 à 1986** pour les bassins de la zone sahélienne couvrant moins de 10 km². Les résultats ont été présentés dans différentes publications (Rodier 1986; Rodier et Ribstein 1988; Ribstein et Rodier 1989). Depuis **1988**, Rodier a étendu cette révision, en appliquant les mêmes principes, aux bassins couvrant plus de 10 km², (jusqu'à 2500 km², en théorie) pour la zone sahélienne et à la totalité des bassins d'une superficie inférieure à 1500 km², pour la zone tropicale sèche. L'analyse

a regroupé 250 bassins représentatifs et stations hydrométriques permanentes ou temporaires répartis sur les deux zones climatiques. [wikipédia]

II.2 Introduction générale sur les crues et les évacuateurs de crues :

Les crues ont pour origine des phénomènes naturels : Causées par un afflux d'eau dû à de très fortes précipitations qui peuvent être produites par des orages, des cyclones, de fortes dépressions atmosphériques, la mousson ..., où la fonte des neiges ou la concomitance des deux, qui peuvent provoquer une brusque montée du niveau du lac de retenue.

Une crue correspond à une augmentation rapide et temporaire du débit d'un cours d'eau au delà d'un certain seuil auquel toute analyse doit faire référence. Elle est décrite à partir de trois paramètres : **le débit, la hauteur d'eau et la vitesse du courant**. En fonction de l'importance des débits, une crue peut être contenue dans le **lit ordinaire**, dénommé **lit mineur**, ou déborder dans son **lit moyen** ou **majeur**.

La crue est une augmentation +/- rapide du débit pouvant intervenir à n'importe quel moment de l'année(Figure23).

Une crue peut provoquer une inondation ; en tout cas, elle occupe une partie de sa plaine d'inondation. Toute inondation n'est pas liée à une crue, il existe des inondations sans cours d'eau en ville, sur une surface imperméabilisée.

La crue est ainsi le phénomène naturel le plus redouté, mais par là-même le mieux connu et le mieux prévenu ; mais qui n'est pas vraiment gérable. Et les barrages ont été conçus pour faire face à des crues très exceptionnelles (estimation sur 100, voir 10 000 ans pour certains barrages).

Pour remédier, il convient par ailleurs de garder à l'esprit que le dispositif d'évacuation des crues fait intervenir, un organisme appelé évacuateur de crue qui est composé de deux types d'organes à commande mécanique :

- La vanne de vidange de fond ;
- Les 3 clapets qui équipent le seuil de l'évacuateur à surface libre.

Intrinsèquement, ces éléments disposent des équipements de sécurité nécessaires (alimentation de secours, possibilité de manœuvre manuelle). Cependant, leur sécurité effective dépend largement, d'une part, de leur état d'entretien et, d'autre part, de leur mode de gestion en crue

(efficacité de l'alerte, clarté des consignes de manœuvre, compétence et formation des opérateurs, etc.). Tout ceci impose donc une grande rigueur dans la manœuvre et l'entretien réguliers des ouvrages concernés. De même, la gestion de ces organes doit être soumise à des consignes de crue pertinentes et claires, périodiquement réévaluées et testées (exercices d'alerte). Le règlement d'eau du barrage est en cours de modification pour intégrer une nouvelle consigne générale d'évacuation des crues. (Figure24). [Patrice Mériaux]



Figure23 : Crue de la saine1989(www.univ-paris1.fr/IMG/.../Debit_regime_crue_etiage_2.pdf)



Figure24: Garafiri (Guinée) : évacuateur de crue à seuil latéral (D.R. Coyne et Ellier) (source internet)

II.3 Généralités sur les crues :

II.3.1 Définition de la crue de projet et la crue de sureté :

La crue de projet : est la crue de plus faible fréquence. Elle est prise en compte pour déterminer les Plus Hautes Eaux (**PHE**) et dimensionner l'évacuateur de crue, en intégrant les possibilités de laminage. Souvent la crue de projet considérée est la crue de débit de pointe maximale. Il n'est pas toujours certain que cette crue soit la plus défavorable pour le calcul de l'évacuateur de crue. Une crue moins pointue, mais plus étalée, pourrait être plus défavorable. La période de retour minimale préconisée pour cette crue est comprise entre 100ans et 10000 ans (fréquence 10^{-2} à 10^{-4}). Le choix de la période de retour de la crue ; dépend du risque induit par la rupture du barrage. L'aléa intrinsèque au barrage peut être quantifié par le paramètre $H^2\sqrt{v}$, vis-à-vis de ce critère, on propose dans le **tableau 1** des recommandations pour le choix de la crue de projet. Cependant le risque global est lié aussi à la vulnérabilité de la vallée en aval (occupation de la zone susceptible d'être noyée en cas de rupture). Les recommandations du **tableau 1** seront à renforcer en cas de forte vulnérabilité (passer par exemple de la crue centennale à la crue

millénale). Lorsque le barrage intéresse la sécurité publique, la période de retour ne devra en aucun cas être inférieure à 1000ans, quelle que soit la valeur de $H^2\sqrt{V}$ le calcul des PHE étant effectué, on adopte pour la crête du barrage une cote supérieure. La différence entre ces deux côtes est baptisée **revanche** est essentiellement destiné à éviter la submersion par les vagues mais joue en outre un rôle essentiel dans la sécurité vis-à-vis des crues.

La revanche permet au barrage de résister à une crue « dite **crue de sûreté** » supérieure à la crue de projet baptisée crue de sûreté, c'est par définition la crue la plus pénalisante qui pourra subir l'ouvrage sans mettre en cause sa pérennité. Dans le cas d'un évacuateur à seuil libre d'un barrage en remblai, la crue de sûreté sera la crue qui provoque la sur-verse, sous réserve qu'elle ne provoque pas aussi un débordement en un point du coursier dans une zone dangereuse pour le remblai. Pour un barrage poids, la crue de sûreté correspond aussi à la crête de la partie non déversante. Pour un barrage à noyau la crue de sûreté sera obtenue lorsque la retenue atteint non pas la crête du barrage, mais la crête du noyau.

$H^2\sqrt{V}$	< 5	5 à 30	30 à 100	100 à 700	≥ 700
Période de retour en années (crue)	100 centennale	500 cinquentennale	1000 millénale	5000 cinqmillennale	décamillennale

Tableau1 : période de retour minimale pour la crue de projet d'un barrage en terre, compte non tenu de la vulnérabilité à l'avalé (Jacques Lavabre , Cemagref).

H : hauteur du barrage en m.

V : volume de la retenue en hm^3 .

[Patrice Mériaux]

II.3.2. Organisation :

L'étude des crues est extrêmement complexes ; elle impose le recours à de nombreuses sciences et techniques dont il est difficile de faire la synthèse, car il est rare que leurs spécialistes respectifs confrontent directement leurs expériences ; ils n'ont le plus souvent de relations qu'à travers des idées générales livresques, mal comprises et/ou mal assimilées et privilégient systématiquement leurs propres points de vue. Les résultats que l'on peut attendre d'une étude de crue, concernent d'abord la totalité du bassin, le cours d'eau lui-même et ses affluents, afin de préciser les caractères du régime général du cours d'eau ; il est nécessaire mais insuffisant de les connaître, car des crues successives n'ont pas les mêmes effets au même endroit, et la même crue n'a pas les mêmes effets en des endroits différents du cours ; chaque partie, chaque endroit doit donc être l'objet d'une étude spécifique.

La géologie, la climatologie, l'hydraulique et la botanique appliquées à l'ensemble de son bassin versant, permettent d'analyser le comportement général d'un cours d'eau, son régime, de définir les types de crues qu'il produit, et de proposer des schémas généraux de surveillance et d'aménagement ; appliquées à un endroit particulier du bassin, elles permettent de caractériser les crues locales, de montrer leurs effets éventuels, inondations, mouvements de terrains..., de définir des actions de prudence et des ouvrages de protection.

La météorologie et l'hydrologie donnent des bases en principe sérieuses à des annonces à très court terme, des quasi-prédictions, plus ou moins réussies, à partir de modèles mathématiques fondés sur les caractères généraux du cours d'eau et de son bassin versant ainsi que sur son histoire ; ils sont maintenant informatisés, susceptibles d'être alimentés directement par des données locales télétransmises : on a ainsi gagné en rapidité de résultat, mais pas forcément en précision et encore moins en pertinence et rapidité de décision qui dépendent d'hommes et non de machines : seul, un prévisionniste peut faire une annonce ; elle ne sera pas toujours suivie d'effet sur le terrain.

La géotechnique et l'hydrologie permettent de caractériser les zones à risques et fournissent les données techniques nécessaires aux études d'aménagements et d'ouvrages riverains et/ou de protection. L'ingénierie étudie ces ouvrages de protection, assure leur réalisation et leur entretien.

L'extrême complexité des études hydrauliques de cours d'eau en général, et de leurs crues en particulier, conduisait naguère à réaliser et faire fonctionner dans des conditions données, des modèles réduits de biefs et/ou d'ouvrages ; on les remplace maintenant par des modèles

informatiques de forme et de comportement du bassin versant : des effets de schématisation et d'échelles mal maîtrisés, imposent une grande prudence dans les interprétations de résultats obtenus par ces deux moyens.

[Pierre ,Martin]

II.3.3. Les différents types de crues :

a) La typologie des crues :

- Crues lentes .
- Crues rapides.
- Crues torrentielles ou crues éclair.
- L'inondation par ruissellement pluvial .

b) Autres caractéristiques des crues .

c) Systématiques des crues.

a) La typologie des crues :

Ø Crues lentes : Les crues lentes ou crues de plaine sont observées sur les fleuves et grands cours d'eau . Les phénomènes sont relativement lents ; ils mettent en jeu des débits et des volumes d'eau considérables. L'inondation de vastes champs d'expansion dans le lit majeur est un phénomène inéluctable et utile au laminage des pointes de crues.

Ø Crues rapides : Les crues rapides sont ainsi qualifiées si le temps de montée des eaux est inférieur à 12 heures ; elles se produisent sur de plus petits bassins versants ; elles peuvent néanmoins atteindre des débits de pointe très importants lorsque les paramètres défavorables se conjuguent.

Ø Crues torrentielles ou crues éclair : Les crues torrentielles ou crues éclair, ont un temps de montée très court (quelques heures) ; elles se produisent sur de petits bassins versants à l'occasion d'orages localisés, là où la pente et l'imperméabilisation favorisent le ruissellement, elles peuvent s'accompagner de fortes érosions et de charriage de matériaux.

Ø L'inondation par ruissellement pluvial : Le risque d'inondation par ruissellement pluvial résulte principalement de spécificités climatiques locales, capables de générer des précipitations élevées sur des durées relativement faibles, et de facteurs aggravants concernant la nature des bassins versants (souvent de petites tailles) et de l'occupation des sols.

- Comment le définit-on ?

Le ruissellement est la circulation de l'eau qui se produit sur les versants en dehors du réseau hydrographique lors d'un événement pluvieux. Sa concentration provoque une montée rapide des débits des cours d'eau, pouvant être amplifiée par la contribution des nappes souterraines.

Il existe différents types de ruissellement :

-le ruissellement diffus dont l'épaisseur est faible et dont les filets d'eau buttent et se divisent sur le moindre obstacle,

-le ruissellement concentré organisé en rigole ou ravines parallèles le long de la plus grande pente.

-Le ruissellement en nappes, plutôt fréquent sur les pentes faibles, occupe toute la surface du versant.

Bien entendu, l'importance du ruissellement est très fortement influencée par : la pente, l'intensité de la pluie, l'occupation des sols (imperméabilisation, mode culturaux...).

- Quand apparaît-il et comment ?

Le ruissellement apparaît lorsque les eaux ne sont plus ou pas absorbées par le sol, soit parce que l'intensité de la pluie est supérieure à la capacité d'infiltration soit parce que la pluie arrive sur une surface saturée.

Le ruissellement est souvent très localisé, du à des précipitations violentes se produisant sur des bassins versants de faible taille (généralement inférieur à 30 km²)

L'écoulement ne va pas systématiquement dans un cours d'eau défini,

Le phénomène pluvieux est intense souvent exceptionnel et de courte durée.

- Quels sont les facteurs aggravants ?

Le couvert végétal : la végétation a un rôle prépondérant par son important pouvoir de rétention de l'écoulement, les terrains à forte végétation ont moins tendance à ruisseler que les sols nus. C'est pourquoi une absence de végétation conduira à des temps d'écoulement beaucoup plus courts.

L'état et le travail du sol : la nature du sol et son état sont des éléments essentiels dans la formation du ruissellement. Une terre tassée et desséchée (croûte de battance) favorise un

déclenchement rapide du ruissellement qui sera plus lent à survenir si la terre a été travaillée récemment.

L'occupation du sol en milieu rural : Depuis les 20 dernières années, les surfaces en prairies ont fortement diminué au profit des labours. Et la capacité de stockage des sols cultivés est beaucoup moins importante que celle des terrains enherbés ou en forêts. Les pratiques culturales se sont profondément modifiées, prédominance des cultures sarclées et du blé, changement des sens de labour (dans le sens de la pente et non plus en suivant les courbes de niveau) pour permettre le passage des engins agricoles. Cette évolution des modes cultureux s'est accompagnée d'une modification du parcellaire agricole : remembrement, arrachage des haies, suppression des fossés et talus.

L'augmentation des surfaces urbanisées : la progression de l'urbanisation a induit des surfaces imperméabilisées de plus en plus importantes sans pour autant prévoir des mesures compensatoires d'accompagnement.

De nombreuses infrastructures réalisées en remblai sont très souvent des obstacles à l'écoulement ou canalisent les écoulements en augmentant ainsi leur vitesse.

Et que dire, de très nombreux cours d'eau qui ont été canalisés ou recouverts en ville avec des capacités d'écoulement souvent inacceptables.

Mais, le rôle ou la part de ces facteurs aggravants principalement d'origine anthropique dépend bien entendu de leur pourcentage respectif, de leur étendue spatiale et surtout des caractéristiques physiques du bassin versant dans lesquelles elles s'inscrivent.

b) Autres caractéristiques des crues :

Par ailleurs, les caractéristiques des précipitations (extension, intensité, durée) et des bassins versants peuvent donner lieu, selon les cas, à trois types de crues caractérisées en fonction du mode de propagation de l'onde de crue :

Les crues simples : pluies intenses de courte durée affectant généralement l'ensemble du bassin,

Les crues multiples : précipitations se succédant à un intervalle de temps inférieur au temps de réponse le plus long du bassin, ou pluies de longue durée.

Des crues complexes : juxtaposant les deux types de crues précédents.

[Diren Rhon]

C) Systématique des crues :

Les crues survenant sur nos eaux courantes et stagnantes se différencient par les caractéristiques suivantes :

- Leur genèse c-à-d le processus de leur formation et leur cause ;
- Le caractère du cours des crues ;
- La saison de leur apparition ;
- La localisation et l'étendue territoriale ;
- La situation atmosphérique accompagnant la formation de la crue ;

De tous les facteurs qui caractérisent les différents types de crues, le principal est la cause de la formation de la crue. Le cours de la crue démontre le mieux son caractère ;

Si nous prenons pour base de notre systématique le processus de la formation de la crue, nous allons diviser toutes les crues en quatre types principaux et notamment :

1. Crues pluviales causées par des averses ou par des pluies générales de grande intensité, ces crues seront indiquées comme type « O »
2. Crues de fonte des neiges, surtout si elle est violente type « R ».
3. Crues de tempêtes, provoquées par des tempêtes violentes sur les littoraux et surtout dans les golfes et rades type « S_z ».
4. Crues d'hiver, causées par certains phénomènes de glace type « Z »

Ces quatre principaux types de crues devraient encore être divisés suivant leur étendue et le moment de leur apparition.

Les crues les plus violentes appartiennent au type «O». Il faut distinguer cependant ,s'il s'agit d'averses et orages thermiques de courte durée, ou de pluies de front accrues quelque fois par leur caractère orographique du terrain.

Les crues du type «O» seront aussi divisées en crues d'averses et de pluie générales qui se différencient par leurs causes et leur étendue territoriale.

Les averses, pour la plupart d'origine thermique, ont un caractère purement local, le même en montagnes que dans la plaine .C'est pourquoi les crues de ce type arrivent sur les torrents de montagne et sur les ruisseaux de plaines. Vu qu'elles ont pour cause des orages thermiques, elles se forment en été et les périodes de leur grande fréquence sont les mois de juillet et d'août. Les crues de ce type sont symbolisées par «O_n ». Ces crues sont les plus terribles et causent le plus

de dégâts, elles sont aussi les plus fréquentes, la probabilité de leur apparition est beaucoup plus grande que celles des crues des récipients principaux. Pourtant elles se caractérisent par une étendue limitée grâce à quoi elles n'ont pas de grande importance dans l'économie nationale.

Ces crues, également pluviales, mais causées par les pluies de front ont un caractère différent. Elles sont pareilles par leurs effets aux crues du type « O_n », mais possèdent une plus large étendue. De ce type de crues résultent des inondations catastrophiques, dont l'étendue touche de vastes bassins. Elles se produisent, comme les crues du type « O_n » aussi bien dans les montagnes, grandes ou petites, que dans les plaines. Ces crues seront marquées par le symbole « O_f ». Les précipitations générales et du front dans les régions arrosées abondamment peuvent être accrues par un relief favorable à une grande intensité des pluies, comme par exemple dans les régions montagneuse. Dans ces conditions les crues pluviales prennent un caractère spécialement menaçant et causent des inondations catastrophiques. L'étendue territoriale de ces crues dépasse celles de toutes les autres inondations et embrasse des bassins entiers. Ce type d'inondation cause les plus grands dégâts qui touchent des territoires de grande extension. Les crues de ce type seront marquées « O_r ».

Les crues pareilles causées par des pluies du front, non renforcées par des conditions du relief favorable à leur intensité conduisent à des inondations fréquentes d'une large étendue territoriale, ne se distinguant ni par leur parcours, ni par leur hauteur exceptionnelle. Les crues de ce type seront nommées par « O_f ».

Un tout autre caractère porte sur les crues de fonte des neiges « R ». Si celle-ci est violente à la suite d'une grande et soudaine hausse de température. Des pluies fortes accélèrent la fonte des neiges et accroissent les effets de ce phénomène. Ce type de crue se produit en général avec maintien d'une basse température du sol qui dégèle plus lentement, ce qui augmente considérablement le ruissellement.

Les crues de tempête, marquées par le symbole « S_z », se produisent uniquement sur le littoral l'afflux d'eau dans l'embouchure d'un fleuve est causé par des tempêtes violentes possédant des directions qui produisent les plus grands remous d'eaux, c-à-d qui agissent contre la direction du cours du fleuve.

Puisque les crues causées par les tempêtes ne se produisent que dans certains systèmes barriques typiques, on peut les prévoir jusqu'à trois jours d'avance.

Ces crues ne donnent pas des grands remous d'eau, elles sont toutefois spécialement dangereuses, car en inondant les polders, elles provoquent une catastrophe dans tout le système de l'aménagement du littoral. Comme exemple typique de ces crues on peut citer la catastrophe bien connue qui a eu lieu au Pays-Bas en 1953. Une catastrophe similaire, mais moins désastreuse se produisit à la fin du mois de février 1949 sur le littoral polonais, la saison de la plus grande intensité des catastrophes de tempête est la saison d'hiver et spécialement les mois de janvier et décembre, quoiqu'elles se produisent quelque fois aussi en plein été.

Un type tout à fait différent des crues présentent les crues d'hiver « Z », qui leur côté se divisent en deux catégories et notamment les crues de frésil et les crues d'embâcles. Ces deux catégories de crues se différencient non seulement en ce qui concerne leur formation et leur parcours, mais aussi en ce qui concerne leur localisation, leur étendue, la saison de leur apparition ainsi que les conditions atmosphériques qui les accompagnent.

La cause des crues de frésil est une grande intensité de la formation de la glace de fond et frésil, qui bouche toute la section mouillée de la rivière et provoque un remous d'eau quelque fois jusqu'à la hauteur des digues, produisant ainsi de dangereuses inondations locales. Ces phénomènes ne sont observés que dans des endroits spécialement prédestinés à la formation du frésil et de la glace de fond.

Les crues de frésil n'apparaissent que dans des conditions favorables à la formation du frésil, c-à-d quand un anticyclone s'installe, accompagné d'une violente baisse de température atteignant -10°, généralement la nuit sous un ciel sans nuage. La plus grande probabilité de ces crues existe pendant les mois de décembre et de janvier.

Dans la deuxième catégorie de ces crues, on classera les crues d'embâcles. Ce sont des crues bien connues, causées par des embâcles pendant la marche des glaces. Les inondations provoquées par les embâcles sont quelquefois très dangereuses et occasionnent de sérieux dégâts à la suite d'un haut remous des eaux, difficile à prévoir, causant souvent des dommages aux digues et une catastrophe dans les terrains qu'elles abritent. Les embâcles se forment aussi bien sur les grands fleuves que sur les ruisseaux de plaines et les torrents de montagnes. Toutes ces catégories de crues sont systématiques dans le **tableau 2**

Tableau2 : systématique des crues et leurs types

Types des crues	Symbole	Causes	Etendue et caractère	Période d'apparition des crues		Genre de prévision			
				extrême	le plus fréquent	court terme	terme moyen	long terme	
1 P L U V I A L E S	violentes	O _n	Averses locales, orages thermiques	Crues fortes locales sur les torrents de montagne et petits cours d'eau	V - IX	VII-VIII	—	—	—
		O _f	Pluies de front	Crues ordinaires d'une large étendue	IV-XI	VI-IX	P _m P _h	F _m F _h	S _t
	O _r	Pluies de front renforcées par des pluies orographiques	Crues dangereuses de longue durée provenant des territoires montagneux	E _m P _t			F _m F _h	—	
4	De fonte des neiges	R	Fonte violente des neiges, renforcées par des pluies fortes. Surface du sol gelée.	Large étendue territoriale dans des conditions favorables de plaine, de montagne.	XII-III	III	F _m	F _m	S _m
5	De tempête	S _t	Situation barique favorable à ces crues	Littoral	X-III VII VIII	XII et I	P _m	F _m	S _m
6 D ' H I V E R	de frésil	Z _t	Baisse violente de la température à partir de -10° temps clair anticyclone.	Crues locales en lieux spécialement prédestinés.	XII-III	XII et I	P _m	F _m F _h	S _m
	d'embâcle	Z _e	Remous des eaux sur les embâcles durant la marche des glaces, le plus fréquemment en amont des ports.	Locales, dangereuses sur les rivières et ruisseaux et torrents dans les endroits où la marche de glaces est gênée.	XII-III	III			

✱ Le **table 3** spécifie les périodes de la plus fréquente et de la possible formation des crues des différents types. Dans la saison d'été se produisent les trois types de crues pluviales dans la saison d'hiver apparaissent toutes les autres catégories de crues :

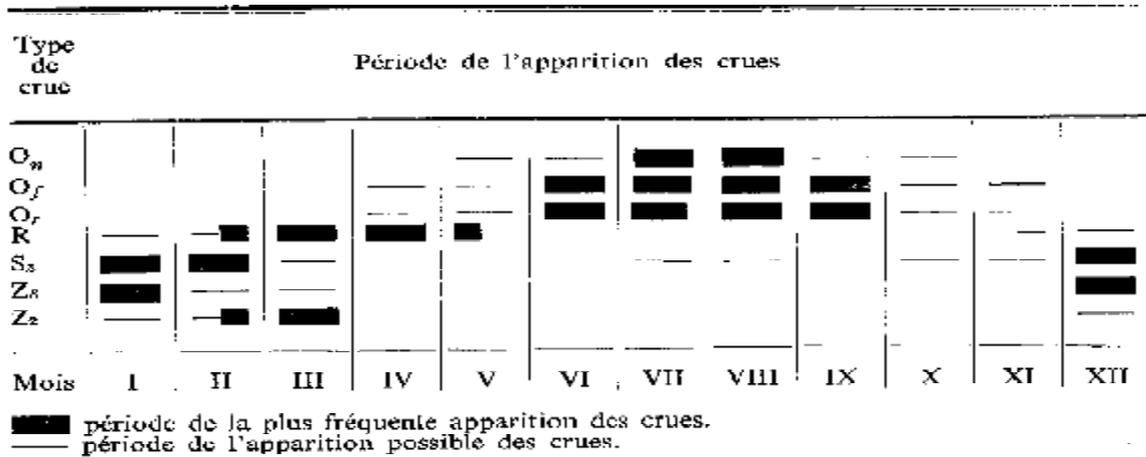


Tableau3 : Spécification des crues des types différentes

La crue sous toutes ses formes : Dans la région méditerranéenne, on observe trois formes de crues très caractéristiques : la crue de type Saône, celle de type cévenol et enfin la crue Mixte.

Ø **La crue de type Saône** : Elle est due à de longues périodes de pluies océaniques sur le Massif Central et se caractérise par une montée et une descente des eaux lentes et progressives. Elle peut durer plusieurs jours voire une semaine.

Ø **La crue de type cévenole** : Elle est provoquée par des orages violents et brusques, en provenance de la Méditerranée. Cette crue est violente. Elle dure un jour ou deux.

Ø **La crue mixte** : C'est la conjugaison des deux types de crues précédentes. Elle provoque des crues plus fortes ainsi que des catastrophes naturelles. Ces catastrophes sont peu fréquentes .

De même qu'il existe trois types de crues, on distingue trois niveaux de classement des crues selon leur force.

Ø **La crue faible** : le débit ne dépasse pas $4\ 000\ m^3/s$.

Ø **La crue moyenne (ou crue décennale)** : le débit approche $6\ 500\ m^3/s$.

Ø **La crue très forte (ou crue centennale)** : le débit dépasse $8\ 000\ m^3/s$. Cette crue s'apparente à une catastrophe naturelle et reste exceptionnelle .

Enfin, il existe également la **crue millénaire**, très rare dont le débit peut monter jusqu'à $10\ 000\ m^3/s$. Selon les sites, les crues peuvent être classées, pour un même débit, comme catastrophes .

[Julian Lambor]

II.3.4. Caractérisation hydrologique de la crue :

À un endroit donné, une crue se caractérise par de nombreux paramètres hydrométriques dont il importe de connaître au moins les ordres de grandeurs quand elle est susceptible de se produire, et qu'il est nécessaire de mesurer quand elle se produit ; les archives ont en effet un rôle particulièrement important en matière d'études de crues, car ces études sont essentiellement probabilistes : elles imposent donc la disposition de longues bases de données et les modèles mathématiques des annonces doivent être constamment ajustés.

II.3.4.1 Hauteur de crue :

Les hauteurs de crues se repèrent sur le terrain au moyen d'indices très faciles à observer à la décrue ou même longtemps après, marques sur les parois rocheuses et les maçonneries, traces d'érosion ou de dépôts sur les rives temporaires; presque partout, sur certains édifices des régions habitées, il y a des repères datés de très hauts niveaux atteints. Ces hauteurs se mesurent au moyen de marques, d'échelles ou de limnigraphes placés sur des ouvrages riverains comme les culées de ponts ; elles peuvent dépasser la quarantaine de mètres dans les cluses ou gorges de très grands fleuves comme dans Xilingxia, la troisième gorge du Yangtze où l'eau peut monter de près de 1 m/h en pointe et de 3 à 7 m/j en moyenne et descendre de 3 à 4 m/j ; un promontoire rocheux de Qutangxia, la première gorge, indique les niveaux des principaux étiages et crues du fleuve depuis plus de deux millénaires, ce qui en fait la plus vieille station hydrométrique connue. La plupart des fleuves d'Europe ont, assez souvent, des crues d'une dizaine de mètres et il s'en produit de quelques mètres, couramment, un peu partout.

II.3.4.2 Vitesse du courant :

Les vitesses instantanées de l'eau sur des profils en travers caractéristiques, se mesurent au moyen de moulinets, d'appareils à effet doppler ou autres : elles varient sensiblement sur une même section mouillée, de sorte qu'il faut y multiplier les mesures selon la largeur et la profondeur ; les 30 km/h sont rarement dépassés, car aux alentours de telles vitesses, ce n'est généralement plus de l'eau qui s'écoule, mais un brouet boueux à forte viscosité, assez proche d'une coulée de boue, auquel aucun instrument ne résiste.

II.3.4.3 Vitesse de l'onde de crue :

Les vitesses de propagation des crues le long des cours, toujours inférieures aux vitesses instantanées, se mesurent par les temps de passage des crêtes d'ondes entre deux sites comme des entrées ou sorties de biefs, des ponts ; elles varient largement le long des cours, de la quasi-stagnation à plus de 20 km/h, selon les profils en long et en travers des biefs, la présence de zones d'épandage, de gorges, confluent, ponts, quais... ,comme L'onde de crue du Nil ou plutôt ce qu'il en reste depuis la construction du barrage, met environ six semaines pour aller d'Assouan au Caire, à un peu moins de 1 km/h en moyenne ; celle du Rhône en aval de Lyon ne dépasse pas 5 km/h environ. L'onde de crue des rivières torrentielles croît avec le débit ; la vitesse de l'onde des rivières qui ont de grandes zones inondables croît avec le débit tant que la rivière ne déborde pas ; après qu'elle ait débordé, elle décroît alors que le débit croît encore.

II.3.4.4 Débit de crue :

Les débits sont obtenus au moyen de calculs hydrométriques plus ou moins compliqués, à partir des hauteurs et vitesses mesurées en des endroits où les lits ont des profils en travers stables topographies, seuils rocheux, ponts... Après étalonnage, les mesures de hauteur suffisent à y déterminer ces trois paramètres dont les valeurs permettent d'apprécier des intensités relatives de crues. Les plages de débits ont des étendues considérables, selon le cours d'eau et sur un même cours, entre un étiage et une crue ; tel que le débit de l'Amazone en crue peut dépasser les 200 000 m³/s ; le rapport du débit d'étiage au débit de crue peut être supérieur à 150 pour un torrent de montagne ou un fleuve tropical, à moins de 10 pour le cours inférieur d'un fleuve régulier, 2 à 3 en année moyenne sans grande crue. À Orléans, le débit de la Loire est en moyenne de 300 m³/s environ, de 25 m³/s à l'étiage et de 8 000 m³/s lors de grandes crues.

II.3.5 Chronologie et statistique:

Les dates de début, de maximum et de fin de crue, plus ou moins marquées et régulières, doivent évidemment être répertoriées aux endroits caractéristiques des cours : les durées de passages de crues torrentielles les plus rapides, peuvent ne pas dépasser une à deux heures ; certaines vastes zones très plates, riveraines de grands fleuves calmes, peuvent demeurer inondées durant plus d'un mois; comme la plaine du bas Rhône peuvent l'être d'une à trois semaines environ.

L'ensemble des données hydrométriques et chronologiques, analysées statistiquement, permet d'établir des courbes annuelles de hauteurs et de débits ainsi que des probabilités plus ou moins

fiables, en des endroits remarquables des cours : dans telle zone une crue de telle intensité est susceptible de se produire au cours de telles périodes de l'année avec telle fréquence annuelle ou pluriannuelle. Voir le cas : A Tarascon, le module de Rhône est d'environ $1500\text{m}^3/\text{s}$, le débit d'étiage est d'environ $350\text{m}^3/\text{s}$ et celui de la crues maximum a longtemps été estimé à $12\ 000\text{m}^3/\text{s}$; il s'y produit environ quatre crues de $4\text{m} - 3500\text{m}^3/\text{s}$ par an, une crue de $5\text{m} - 5000\text{m}^3/\text{s}$ tous les dix-huit mois une crue de $6\text{m} - 6000\text{m}^3/\text{s}$ tous les deux ou trois ans....mais en septembre 2002 et en décembre 2003, il s'est produit deux crues de près de $15000\text{m}^3/\text{h}$, plus que centennales .

Même au niveau : du pont de Quinson , sur le Verdon, a l'entrée de la deuxième partie des basses gorges est dans un site entièrement rocheux , de section quasi- rectangulaire, immuable et facile a calibrer de sorte que les débits de toutes les crues de hauteur connue peuvent y être correctement estimés : 11/1843, $1450\text{m}^3/\text{s}$ – 09/1860, $650\text{m}^3/\text{s}$ -10/1863, $800\text{m}^3/\text{s}$ - 10/1882, $930\text{m}^3/\text{s}$ -10/1886, $1020\text{m}^3/\text{s}$ – 06/1903, $700\text{m}^3/\text{s}$ – 10/1924, $670\text{m}^3/\text{s}$ – 11/1926, $780\text{m}^3/\text{s}$ - 11/1933, $630\text{m}^3/\text{s}$ – 11/1935, $510\text{m}^3/\text{s}$ – 11/1951, $650\text{m}^3/\text{s}$; en 110 ans , il y eut donc 11 crues de plus de $500\text{m}^3/\text{s}$ considérées comme exceptionnelles et de $800\text{m}^3/\text{s}$ moyenne, pour un écart-type de 250, courte série et fort écart-type, statistique peu convainquante ; mais ce pont se trouve aussi au sein de l'important aménagement hydroélectrique de la rivière, de sorte qu'il a servi de débitmètre de référence pour établir la loi logarithmique d'intensité des crues, prise en compte pour calculer les évacuateurs de crues des barrages « $150 * \ln(a) + 45$ » par laquelle on calcule par exemple la période de retour de $800\text{m}^3/\text{s}$, ≈ 150 ans, la crue décennale, $\approx 400\text{m}^3/\text{s}$, centennale, $\approx 700\text{m}^3/\text{s}$, millénale, $\approx 1\ 100\text{m}^3/\text{s}$; la crue de novembre 1994 y a été $\approx 1\ 000\text{m}^3/\text{s}$, malgré la régulation résultant de l'aménagement : une crue centennale tous les dix ans, trois crues millénale en 150 ans .

II.3.6 Cartographie et Géotechnique :

Les cartes topographiques précises des zones susceptibles d'être inondées sont indispensables pour délimiter les parties affectées par une crue de hauteur donnée ; elles peuvent maintenant être complétées et précisées par télédétection en cours d'inondation. Au pire, il faut admettre que l'ensemble du lit majeur d'un cours d'eau est susceptible d'être inondé un jour ou l'autre ; quand il est sec, il est facile d'en tracer les limites par levés de terrain et télédétection .A l'automne 1886, la basse vallée du Rhône a été entièrement inondée, localement sur une largeur d'une quarantaine de kilomètres ; il en existe de bonnes cartes contemporaines ; l'IGN (Institut

Géographique National) établit des séries de photographies aériennes de toutes les crues importantes depuis 1945.

On doit aussi savoir que des mouvements de terrains se produiront à coup sûr, là où les berges et les versants sont constitués de matériaux meubles ; dans de telles zones, des études géotechniques spécifiques sont indispensables. Bien entendu, il faut aussi réaliser de telles études avant tout aménagement, ainsi qu'avant la construction de tout ouvrage riverain, hydraulique ou non : les évènements recommandent de construire ces ouvrages, sur le rocher plutôt que sur le sable.

II.3.7 Causes des crues :

Selon leurs régions d'origines, les principales causes des crues sont les débâcles de barrages de glace ou de glissements de versants, les fontes de neiges, les précipitations anormalement intenses, étendues et durables : on qualifie alors le régime du cours d'eau de glaciaire, nival ou pluvial. En fait, en dehors de la haute montagne et des régions froides, les pluies sont à l'origine de la plupart des crues les plus fortes et les plus fréquentes: les régimes des cours d'eau sont étroitement liés aux régimes des pluies, et, plus généralement, aux climats des diverses parties des bassins versants, océaniques, continentaux, méditerranéens, tropicaux... ainsi qu'à la géomorphologie et à l'hydraulique des bassins.

La furie destructrice et meurtrière .Le Huanghe résulte d'un régime désordonné et de l'érosion intense du plateau de loess du Shanxi/Shaanxi qui donne à ses eaux une charge considérable, plus de 3kg/m^3 , dont la moitié se dépose dans la Grande plaine du nord, son gigantesque et fluctuant delta lardé d'innombrables bras anastomosés ; ce delta vagabond qui progresse de 20 km^2 par an dans le golfe du Bohai. a changé plus de vingt fois de cours en trois millénaires ; le fleuve et ses bras principaux édifient des lits perchés entre des digues constamment rehaussées, très fragiles et extrêmement dangereuses quand elles rompent car le fleuve envahit alors la majeure partie de la plaine transformée en un immense lac qui se résorbe très lentement faute de pente et dépose une couche de limon dont l'épaisseur dépasse souvent 2 m, immense delta lardé de lits plus ou moins abandonnés de ce fleuve.

A peu près n'importe où, à l'aval de sites pentus dont les sols sont très peu perméables, had lands, labours, voirie et toitures et sans qu'il y ait des réseaux organisés, il peut se produire des crues soudaines, très rapides et très abondantes, dues à de très gros orages locaux ; rares et inattendues, elles peuvent être très destructrices, dans des sites généralement très peu étendus.

Dans les régions où l'occupation du sol est dense et les aménagements nombreux, l'intensité des crues a généralement tendance à être amplifiée et ses effets dommageables peuvent s'aggraver considérablement, notamment après urbanisation de zones inondables, la pire des choses que l'on puisse faire ; il arrive ainsi que des crues auparavant maîtrisées, soient maintenant débridées. Les causes principales en sont entre autres la destruction de la végétation remplacée par des surfaces imperméables, voirie, toitures... qui accroît le ruissellement dans des proportions souvent considérables, la disparition par remblayage et/ou endigage de zones inondables parfois marécageuses qui fonctionnaient comme des réservoirs-tampons, excréteurs de crues, le calibrage erroné d'ouvrages hydrauliques qui créent des remous voire des barrages en cas d'embâcles, les extractions de matériaux qui abaissent le thalweg et accélèrent l'érosion, le remembrement qui modifie l'ancien réseau de drainage et d'écoulement, généralement efficace..., et finalement, tous les aménagements dont les effets imprévus perturbent le ruissellement naturel des eaux de précipitation et le cours des émissaires.

II.3.8 Effets des crues :

Dans un site naturel, selon la pente et la nature locales du lit mineur, de ses berges et ses abords, une crue peut plus ou moins éroder la berge concave et/ou alluvionner la berge convexe ; l'érosion des berges peut entraîner des divagations de lits, des recoupements de méandres, le déclenchement de mouvements de terrains sur certains versants minés en pied ; une couche plus ou moins épaisse de limon peut se déposer sur les zones longtemps inondées ; l'alluvionnement progressif des abords peut construire des levées latérales allant jusqu'à l'exhaussement du lit au-dessus de certaines plaines, puis provoquer de très graves inondations en cas de rupture lors d'une crue suivante. A la suite du passage d'une grande crue, le paysage de toute une région peut ainsi être totalement modifié. Ces phénomènes parfaitement naturels quelles que soient leurs intensités, ne sont évidemment redoutables que là où des hommes sont installés, à charge pour eux de s'en accommoder et de les parer dans la mesure du possible.

Les ouvrages riverains peuvent être emportés par le courant, entraînés par un écroulement de berge, ruinés par affouillement de leurs fondations ; les montées puis descentes d'eau lors de chaque crue, peuvent provoquer la fissuration de bâtiments fragiles... Les voies sur digues ou sur remblais, les ponts dont le tirant d'air est insuffisant ou dont les piles et culées sont affouillables sont particulièrement vulnérables. Les déplacements de lit pour remblayer des plates-formes sont des opérations très risquées sur les cours d'eau torrentiels dont la puissance de crue peut être très grande : en une ou deux heures du passage de l'onde de crue, les enrochements de défenses sont souvent déplacés ou contournés et le lit peut facilement reprendre sa place après avoir tout saccagé non seulement sur la plate-forme. Mais

par fois aussi, loin à l'aval : selon l'ecclésiaste, les fleuves repassent toujours par où ils ont passé. Les ponts à tirant d'air insuffisant peuvent provoquer des remous, des sauts, dépassant la dizaine de mètres, des embâcles, et donc des inondations à l'amont et des amplifications d'onde à l'aval ; ceux à travées multiples, augmentent ces risques.

[Pierre Martin]

II.3.9 Les risques:

II.3.9.1 Les risques naturels :

§ Accidents liés à des séismes :

Les accidents de barrages liés à des séismes sont rares. La Commission internationale des grands barrages (CIGB) montrent que les accidents les plus importants concernent les ouvrages en remblai. On retient surtout (la rupture très étudiée du barrage en remblai de San-Fernando 9 février 1971).

Lors d'un récent séisme en Californie, le barrage voûte de Pacoima a été soumis à une sollicitation sismique très élevée. Il n'est pas impossible que la rupture du barrage ait été évitée grâce à un niveau bas de la retenue.

Des accidents plus graves, avec rupture complète, se sont produits sur des remblais de stériles lors des séismes, notamment au Chili. Toutefois la technique de montée de ces remblais est une technique minière par voie humide, complètement différente de la technique de génie civil de construction des barrages en terre.

Enfin, on peut noter que certaines secousses sismiques peuvent être imputées à la présence des barrages eux-mêmes (plus exactement au poids de l'eau contenu dans le réservoir). Cet effet n'a été constaté que pour des aménagements de très grosse capacité et de grande hauteur. De plus, la retenue semble plutôt agir comme libérateur de contraintes préexistantes. Comme le cas en France, la relation retenue-séisme me semble acquise pour quelques barrages, le barrage de Monteynard pour quelques très faibles secousses ont été ressenties. Par contre, la mise en eau du barrage de Grand Maison n'a provoqué aucune secousse.

Un séisme ou tremblement de terre est une vibration du sol causée par une cassure en profondeur de l'écorce terrestre. Cette cassure intervient quand les roches ne peuvent plus résister aux efforts engendrés par leurs mouvements relatifs (tectonique des plaques).

Les dégâts observés sont en fonction de l'amplitude, de la durée et de la fréquence des vibrations. Ils peuvent être amplifiés par d'autres accidents (notamment si les conduites de gaz ont été touchées), et ces vibrations influent sur la fréquence de l'onde de crue. Une crue faible peut être amplifiée par le séisme est crée une crues de risque majeurs.

§ Les mouvements de terrain (éboulements, glissements de terrain, etc...) :

Peu de communes sont exemptes de ces risques. Les importantes précipitations, par exemple du mois de janvier 1994, ont provoqué de très nombreux mouvements de terrain, souvent dans des endroits qui n'étaient pas réputés pour leur instabilité, preuve s'il en était besoin, de la nécessité d'être prudent : respect des règles de l'art en matière de construction dans tous les cas, examen minutieux de tous les signes éventuellement défavorables (morphologie du terrain, présence de la végétation hydrophile, pente, géologie du site...). Dans d'autres endroits, les mouvements de terrain font «partie du paysage » tant leur importance en surface est grande. Tout ce que les cartes géologiques appellent « **éboulis stabilisés** » sont des terrains susceptibles d'être soumis à des mouvements de sols.

§ Avalanches :

Provoquée par une rupture du manteau neigeux, une avalanche correspond à un déplacement rapide d'une masse de neige plus ou moins importante sur une pente.

Rares autrefois, les accidents d'avalanches sont devenus plus fréquents avec le développement des sports d'hiver (ski de randonnée, ski hors piste...) et l'aménagement de la montagne. Le déclenchement d'une avalanche est artificiel (passage d'un skieur), ou naturel.

Les dégâts ainsi provoqués viennent soit de la poussée de la neige, commune dans le cas d'une lave torrentielle ou d'une coulée boueuse : cas des avalanches de neige lourde (neige très humide pouvant couler sur des pentes très faibles, une fois mise en mouvement) soit par effet de souffle dans le cas des avalanches de neige poudreuse ; cet effet de souffle pouvant être dangereux jusqu'à une hauteur non négligeable sur le versant opposé à celui de la zone de départ. Les pressions, dans un cas comme dans l'autre, peuvent atteindre plusieurs tonnes par m². La cause principale de l'avalanche est la rupture d'équilibre d'une masse de neige par surcharge ou transformation de ses propriétés. La surcharge peut être due à l'abondance de la neige, au transport par le vent, au passage d'un skieur ou d'un animal, à la chute de séracs. La transformation de la neige est liée aux variations de température (air ambiant et influence du rayonnement solaire suivent l'orientation de la pente), au vent et aux précipitations (nouvelle chute de neige, pluie).

§ Alerte météo (pluie, neige, grêle, foudre, vents violents, etc...) :

L'aléa météorologique présente différents visages dont certains peuvent se conjuguer : les vagues de chaleur ou de froid, la sécheresse, les précipitations intenses ou caractérisées par des cumuls importants (sous forme de pluie, neige ou grêle), la foudre, ainsi que les divers phénomènes de vents violents qui peuvent localement provoquer des perturbations des transports scolaires ou interdire toute circulation.

Selon météo Algérie, en moyenne quinze tempêtes affectent l'Algérie chaque année.

Une sur dix peut être qualifiée de «forte» selon le critère utilisé par cet organisme (un épisode est qualifié de «forte tempête» si au moins 20 % des stations wilayale enregistrent un vent maximal instantané quotidien supérieur à 100 km/h.

§ Avant :

- Connaître les consignes de sauvegarde et les messages météo.
- Rentrer à l'intérieur les objets susceptibles d'être emportés.
- Gagner un abri en dur.
- Fermer portes et volets.
- Rentrer les bêtes et le matériel.
- S'éloigner des bords de mer et des lacs.
- Annuler les sorties en mer ou en rivière.
- Arrêter les chantiers, rassembler le personnel.
- Mettre les grues en girouette.

§ Pendant :

- S'informer du niveau d'alerte, des messages météo et des consignes des autorités.
- Se déplacer le moins possible : en voiture, rouler lentement.
- Débrancher les appareils électriques et les antennes de télévision.

§ Après :

- Réparer ce qui peut l'être sommairement (toiture notamment).
- Couper branches et arbres qui menacent de s'abattre.
- Faire attention aux fils électriques et téléphoniques tombés.

II.3.9.2. Les risques hydrologiques :

§ Erosions : Les phénomènes d'érosion, de transport solide et de sédimentation sont la cause de nombreuses dégradations dont le coût atteint parfois des sommes très élevées. Les érosions sont la

cause directe de la détérioration des berges, d'ouvrages en terre comme les digues, et d'appuis d'ouvrages d'art.

Le transport solide est responsable des atterrissements qui se forment dans les zones où l'eau est plus calme. Ces atterrissements qui obstruent le débouché superficiel peuvent être responsables d'inondations ou de modification du tracé du cours de la rivière.

La bonne connaissance des mécanismes en jeu est essentielle pour les appréhender et étudier les protections.

-Transport de sédiment : A partir d'un certain seuil de débit, les sédiments de la rivière se mettent en mouvement. Ce phénomène naturel de toutes les rivières est le transport solide.

Il varie avec la hauteur d'eau, la pente d'énergie de la rivière, la masse spécifique des grains et leurs diamètres moyens. Les modes de transport du sédiment ont été étudiés au Laboratoire National d'Hydraulique (LNH) .

Le lit des rivières est constitué de limons, de sables, de graviers ; il est mobile. Dès que l'intensité de l'écoulement liquide dépasse un certain seuil, les sédiments sont entraînés sur une certaine épaisseur. La masse des matériaux en mouvement s'organise de façon différente selon les caractéristiques de l'écoulement.

Schématiquement, la mise en mouvement s'effectue selon les modes suivants (fig25) :

- Transport sur fond plat, les sédiments se déplacent en tapis sur une certaine épaisseur ;
- Transport en dunes, avec déplacement par translation d'une série d'ondes à front raide ;
- Transport en rides, qui se forme pour un sédiment fin dont les grains ont un diamètre inférieur à 0,6 mm ;
- Transport en suspension, où le sédiment est véhiculé dans la masse même du fluide et en partie par saltation ;
- Les anti-dunes apparaissent pour des écoulements torrentiels. Elles doivent leur nom à une progression apparente de l'onde sableuse en sens inverse du courant.

En régime fluvial, qui est celui intéressant la majorité des ouvrages, les sédiments se déplacent selon les modes donnés sur la figure 25. Pour les rivières naturelles (non canalisées), ce déplacement intéresse tous les sédiments situés au-dessus de la cote y , mesurée sous le niveau de la surface libre.

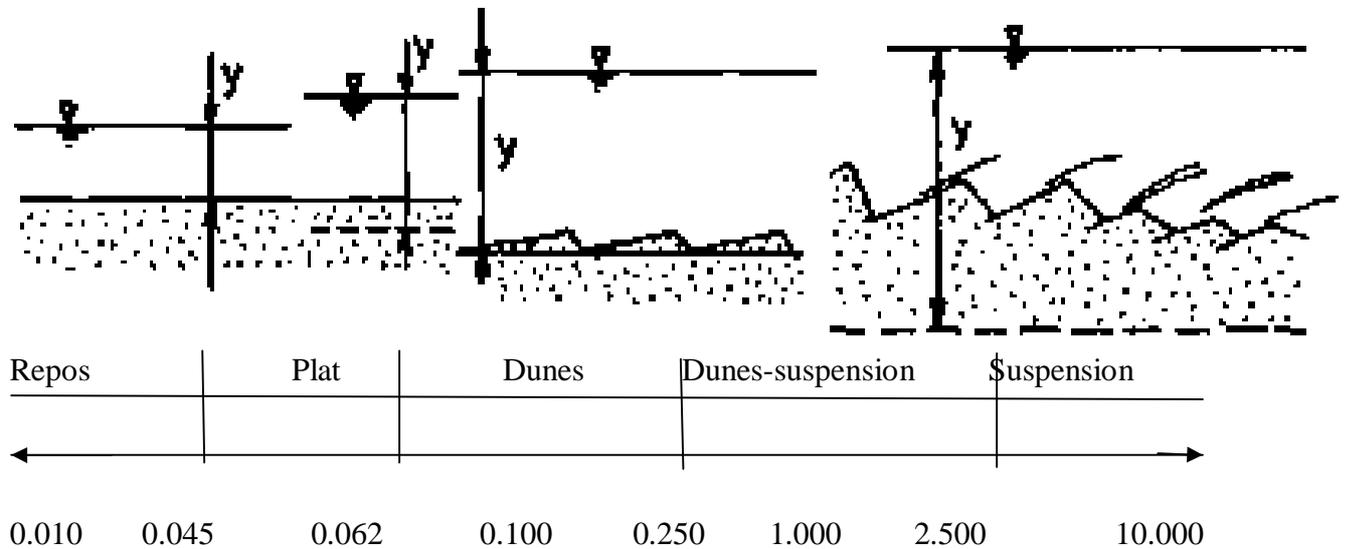


Figure 25 : Domaine d'apparition des différents modes de transport des sédiments (selon Ramene) (JeanPierre Levillain)

La connaissance de la côte y des fonds mobilisés en période de crue est fondamentale pour déterminer les risques encourus par les ouvrages d'art, quais, berges, ou éléments de protection. Du fait du transport solide, les sédiments charriés par le fleuve ou la rivière ont perdu leurs propriétés mécaniques et ne concourent plus à la portance des ouvrages qui y sont implantés. Dans cet horizon de sédiments soumis au transport solide, et dont l'épaisseur varie de 0,50 m à quelques mètres pour nos rivières, il y a perte totale des caractéristiques mécaniques des sols. Les fondations qui y seraient implantées s'effondreraient par disparition de leur force portante.

§ Inondation : Les inondations peuvent être provoquées par débordement d'un cours d'eau, par infiltration au travers d'un ouvrage de protection, par remontée de la nappe phréatique, par insuffisance des réseaux d'assainissement, par accumulation des eaux de pluie ou de ruissellement sur des sols imperméables ou par les inconséquences des activités humaines en réduisant les champs d'épandage ou en barrant les vallées par des ouvrages d'art insuffisamment dimensionnés.

Nous évoquons pour mémoire les ruptures d'ouvrages type barrages ou digues, pour citer également ce risque encore plus grave dans la mesure où la montée des eaux est extrêmement brutale, et la destruction due aux actions dynamiques de l'eau.

§ Le débordement du cours d'eau : Le débordement du cours d'eau en crue demeure la principale cause d'inondations. C'est économiquement l'un des risques majeurs.

Les études de prévention du risque d'inondations, ou l'élaboration des plans d'exposition correspondants suivent la méthodologie suivante :

Etude historique, cartographie des crues historiques ; évolution temporelle de l'extension d'une crue de fréquence de retour donnée ;

Caractérisation des bassins versants par la forme, la superficie, l'occupation des sols, l'imperméabilisation, les infiltrations et le ruissellement dans différents scénarios de pluviométrie ; Pluviométrie dont les éléments sont fournis par la Météorologie nationale ou par les systèmes d'annonce de crue des grands bassins ;

Hydrologie ; à partir des séries de débit, basées sur des relations pluie-débit, détermination des crues de projet ;

Calcul des lignes d'eau à l'aide de programmes de calcul plus ou moins complexes, en régime permanent graduellement varié unidimensionnel ou maillé ou en régime transitoire.

Le calage des modèles est effectué sur les crues historiques ou les courbes de tarage en diverses sections. On dispose alors d'une vue longitudinale des cours d'eau avec les niveaux d'eau correspondant aux différentes crues de projet.

Disposant des hauteurs d'eau dans toutes les sections, la phase protection vis-à-vis des risques encourus peut alors être entreprise en étudiant différentes dispositions comme :

-Les endiguements et les protections des berges : l'édification des levés et des digues sont des techniques anciennes qui ont prouvé leur efficacité. Néanmoins, les activités humaines se concentrant dans les vallées fluviales, les endiguements étant quasiment continus sur la longueur des cours d'eau, il n'est pas rare d'observer pour de petits débits de crue de type décennal une élévation du plan d'eau qui correspondait antérieurement à une crue de type centennal, voire millénale. Ainsi telle zone d'extension d'habitat de type pavillonnaire ou de résidences collectives, ou telle zone industrielle, édifiées sur des remblais les mettant hors d'atteinte des crues connues de type centennal, se sont trouvées inondées sous plusieurs décimètres d'eau par une crue subite de durée de retour inférieure à dix ans ;

-La régularisation du cours de la rivière par des barrages écrêteurs ou des seuils avec bassins réservoirs permettant de stocker une partie des eaux ; cette technique d'origine très ancienne (Egypte, troisième millénaire) est généralement la solution bien adaptée au contexte actuel où il est nécessaire de prendre en compte les activités économiques

implantées dans la vallée. Si elle permet également d'assurer le soutien des étiages en période

de déficit pluviométrique et de contribuer à l'irrigation des terres agricoles, elle nécessite de trouver des terrains aptes et relativement libres de constructions et d'activités

économiques pour permettre l'édification des ouvrages et le stockage du volume d'eau du réservoir ;

-Dans le même ordre d'idée, on construit à l'heure actuelle des bassins réservoirs de stockage des eaux météoriques. Effectivement, du fait des aménagements des villes, de leur extension, de l'imperméabilisation sur des aires importantes, toutes les eaux fluviales sont directement recueillies dans leur quasi-intégralité et collectées, puis évacuées directement dans un bref délai à la rivière la plus proche.

-On observe alors un premier front de crue généralement brutal et dû à l'assainissement. Le second front de crue correspond ensuite aux eaux de l'amont et aux ruissellements sur les terres, le décalage entre ces deux derniers fronts peut être de plusieurs heures, et généralement de plusieurs jours. Le rôle des bassins réservoirs est d'éviter le premier front de crue en atténuant la vitesse de montée des eaux et d'en écrêter sa hauteur.

-On observe un phénomène sensiblement analogue au niveau du bassin versant dès lors que des remembrements ont été conduits avec des tracés rectilignes des fossés, un recalibrage avec modification de la largeur des crues et une évacuation directe et immédiate des eaux de ruissellement vers le cours d'eau. Les eaux météoriques sont alors évacuées dans un délai relativement court, et elles viennent grossir les différents affluents, toutes en même temps et dans un laps de temps assez bref. Cette rapidité d'évacuation des eaux, si elle assure un drainage des terres agricoles, provoque par contre une montée brutale des eaux. Les crues seraient alors plus nombreuses, plus fortes et plus brèves qu'antérieurement.

-Du fait des aménagements supprimant les haies, transformant les ruisseaux tortueux en rigoles rectilignes de drainage, il y aurait modification des paramètres traduisant les capacités d'emmagasinement des sols du bassin versant. Les arrivées d'eau à la rivière, qui étaient étalées dans le temps, seraient maintenant plus brutales et plus brèves.

Effectivement, il est constaté des modifications d'hydrogrammes de crues à l'exutoire de parcelles drainées ou en terroir rural. Mais il convient de rester prudent quant aux conclusions de changement de comportement de la rivière ; l'intégration des résultats locaux à l'échelle du bassin étendu nécessite de nombreuses mises au point méthodologiques.

[Jacquet]

-Les chercheurs travaillent également sur les effets parfois antagonistes des pratiques agricoles , drainage et assainissement , dont il est malaisé de prévoir la résultante sur les crues.

-Il apparaît par contre à l'examen des séries, que le nombre et la distribution des crues fluviales n'ont pas varié sur les derniers siècles étudiés.

-Quant aux crues en zones urbanisées, elles font l'objet de recherches, notamment au sein du Cergrene et du Laboratoire d'Hydrologie mathématique de Montpellier.

-De nombreuses équipes de chercheurs étudient ces phénomènes, aussi laisserons-nous sans réponse précise la question suivante :

-Y-a-t-il augmentation du nombre et de l'importance des crues dues aux changements de régime des eaux par l'action de l'homme ?

Un des éléments essentiels pour limiter les catastrophes dues aux inondations est bien entendu l'annonce des crues.

La mission « annonce des crues » a évolué ces dernières années. Les services concernés ont été réorganisés administrativement, et surtout ont été modernisés ou sont en cours de modernisation de leurs méthodes de prévision.

A l'origine de cette évolution, l'action locale de certains services d'annonce des crues (SAC), tel celui de Toulouse notamment ; elle est maintenant relayée au niveau central et des crédits importants y sont affectés.

La méthode repose sur un certain nombre d'opérations résumées ci-dessous [Leousoff, 1984] :

- Acquisition automatique des données météorologiques et des mesures de hauteur d'eau ;
- Télétransmission des informations jusqu'à un poste central ;
- Traitement des informations et calcul des lignes d'eau en régime transitoire ;
- Enregistrement et diffusion de messages d'alerte aux autorités régionales et locales.

Le processus est encore loin de l'automatisation complète. Le prévisionniste garde un rôle prépondérant dans la validation des données, la répartition temporelle de l'apport des sous-bassins, l'appréciation du temps de transfert des crues.

Bien entendu, toutes les données sont archivées et les traitements des informations stockés pour permettre de tester les modèles de prévision.

§ Affouillements :

En section courante d'une rivière naturelle, les sédiments se déplacent sur une certaine épaisseur, lorsque certaines conditions d'écoulement sont remplies. Ces conditions, qui, en partie, portent sur le débit, seront d'autant mieux remplies que la rivière présentera une section rétrécie. Ce cas se présente au franchissement des rivières par des ouvrages d'art, ou dans les traversées des villes, ou encore lors de la création de zones industrielles avec remblaiement de la vallée.

L'épaisseur des sédiments ainsi mobilisés pendant la crue est appelée souvent affouillement général, et a fait l'objet d'études au LNH dès 1958.

Dans une rivière stable en plan et contenue dans des endiguements sans risque d'érosion des berges ni de contournement des culées, différentes perturbations se manifestent autour d'un ouvrage d'art :

- Remous hydrauliques,
- Variation de niveau de la côte des fonds non perturbés,
- Affouillements locaux.

Le pincement du lit aux abords d'un ouvrage d'art provoque un remous d'exhaussement en amont avec côte de l'eau en aval sensiblement identique à celle qu'elle était avant la construction du pont.

Du fait de la concentration du courant entre les culées, il y a abaissement de la côte des fonds non perturbés ; le lit ayant alors une largeur réduite entre les appuis, l'affouillement général y est plus profond que dans un lit non protégé.

La présence d'un obstacle dans le lit d'une rivière, comme une pile de pont, conduit à la formation d'une nappe tourbillonnaire responsable de la création d'une érosion du lit de forme sensiblement conique : l'affouillement local.

Les affouillements locaux autour des piles implantées dans les rivières ont fait l'objet de très nombreuses études depuis la fin du siècle dernier. Les publications sont importantes et bien que les auteurs aient du mal à s'accorder sur les paramètres à retenir pour rendre compte du phénomène, il existe actuellement des formules mathématiques qui permettent d'évaluer correctement les profondeurs atteintes.

[Levillain]

L'étude expérimentale entreprise en 1956 au LNH par Chabert et Engeldinger a mis en évidence deux faits importants :

-L'affouillement maximal est obtenu pour des conditions d'écoulement correspondant au début de charriage continu du sédiment pour une pile et un matériau du lit ;

-Le tirant d'eau est sans influence sur la profondeur d'affouillement dans la mesure où il est supérieur au rayon de la pile.

-Nicollet [1982] et Ramette [1979] conseillent d'adopter une profondeur maximale de raffouillement égale à deux fois la largeur du maître couple de l'appui. Pour les ouvrages modernes aux appuis élancés, raffouillement local atteint des profondeurs de 2 à 4m environ.**Extractions dans le lit mineur :**

-Sur les 350 Mt de granulats produits en France chaque année, les deux tiers proviennent de gisements alluvionnaires, dont une partie importante est extraite du lit mineur des cours d'eau.

-Les lits des cours d'eau sont constitués très souvent de sables et graviers dont l'exploitation a commencé depuis très longtemps. Les matériaux extraits sont destinés pour la majeure partie au génie civil et au bâtiment mais également à l'amendement agricole.

-On croit souvent que les extractions de matériaux se limitent aux quantités charriées par les cours d'eau. En réalité, il n'en est rien.

-Ces extractions posent des problèmes considérables qui se sont faits jour au cours des dix à quinze dernières années, et qui ont amené les pouvoirs publics à envisager l'arrêt progressif de ces installations en édictant des recommandations : un circulaire pour réduire les extractions, et un circulaire qui impose une enquête publique et une étude d'impact pour autoriser une extraction. Ces deux circulaires complètent un décret relatif aux autorisations de mise en exploitation des carrières.

[Arquié]

-Conséquences des extractions sur le régime hydraulique des cours d'eau :

De nombreux facteurs interviennent pour modifier le régime hydraulique des cours d'eau.

Nous examinons ci-après l'influence des extractions de granulats en rappelant au préalable les autres facteurs qui peuvent intervenir.

-Autres facteurs concourant aux modifications du régime hydraulique :

Bien que les sables et graviers aient été surexploités sur de nombreux fleuves et cours d'eau, il y a d'autres facteurs qui concourent aux modifications du régime hydraulique du fleuve. Ce sont :

- Les approfondissements des chenaux d'accès par les dragages permettant l'accès de tonnages de plus en plus élevés ;
- La suppression de seuils soit rocheux, soit de radiers d'ouvrages anciens, la démolition d'ouvrages datant des siècles derniers et qui par leurs fondations larges et les arches étroites contribuaient à maintenir des lignes d'eau d'étiage mais également participaient à provoquer des inondations en réduisant notablement la section d'écoulement ;
- L'augmentation des pompages qui diminuent le débit d'étiage.

Tous ces facteurs conjugués causent des changements notables dans le régime hydraulique des fleuves ou des rivières. Les conséquences sont les mêmes que celles provoquées par les extractions de granulats, à savoir :

- Surcreusement du lit du cours d'eau ou du fleuve,
- Abaissement de la ligne d'eau.
- Augmentation locale de la vitesse du courant ou sur l'ensemble du cours.
- Amplification très substantielle du marnage en amont des estuaires.

Û Surcreusement du lit :Le surcreusement est généralement difficile à quantifier, car peu de mesures de profils en long et en travers sont faites. Les bathymétries. Peu nombreuses, ne sont pas toujours comparables.

Û Abaissement de la ligne d'eau :

L'abaissement de la ligne d'eau est mis en évidence par les courbes de tarage qui donnent le débit du fleuve en fonction de la hauteur d'eau mesurée à l'échelle du point considéré.

Û Propagation de la marée le marnage :

Une conséquence du surcreusement apparaît dans l'augmentation du marnage, voire à son apparition, sur des sections où il était inconnu des années auparavant. Le marnage est la différence de hauteur du niveau d'eau en marée haute et en marée basse.

Dans le cas de la Loire, si le lieu géométrique des hautes mers évolue peu.

Les conséquences du marnage sur la stabilité des berges étaient insoupçonnées, il s'opère un changement de régime d'écoulement dans les berges. Les talus sont soumis à une érosion plus intense.

Le marnage a une action sur les berges équivalente à une crue avec décrue rapide.

Ü Augmentation de la vitesse du courant :

L'abaissement des lignes d'eau s'accompagne d'un approfondissement du lit et d'un rétrécissement du lit mineur du fait des endiguements, des protections des berges et des appuis des ouvrages implantés sur le cours d'eau. Le débouché superficiel est réduit, et, à débit constant, la vitesse du courant augmentée.

On considère qu'en moyenne, pour le débit d'étiage, la vitesse du courant a sensiblement doublé dans le chenal navigable sur les trente dernières années.

L'augmentation du courant a pour conséquence directe d'amplifier le charriage des sédiments et de rendre instables les protections réalisées. Le diamètre moyen de l'enrochement mis en œuvre, pour protéger le lit ou un appui, est directement proportionnel au carré de la vitesse moyenne de

l'écoulement. Une augmentation de 30 à 40 % de la vitesse moyenne du courant conduit à doubler le diamètre moyen de l'enrochement pour obtenir une même protection.

[Jean-Pierre,Levillain]

II.4 Etat de reconnaissances sur l'évacuateur de crue:

II.4.1 Définition:

L'évacuateur de crue est un déversoir standard de largeur 50 m calé à la côte 595. Pour éviter le déversement au pied du barrage, le déversoir est muni d'un saut de ski. Pour éviter également toute sorte de sous pression sur le parement, la charge de dimensionnement H_d est prise égale à la charge maximale H_c développée lors de crue extrême. Les valeurs caractéristiques du déversoir sont données dans le **Tableau 4**.

Q_{\max} d'entrée m^3/s	Q_{\max} de sortie m^3/s	Q spécifique de sortie m^3/s	% De laminage par le barrage %
626.9	214.4	4.29	16.4

[Fadi,Hachem]

II.4.2 Crues et ouvrages hydrauliques :

Sans entrer dans le détail des désordres observés sur ces organes, on peut retenir que les déversoirs en béton armé, qui représentent 38 % des ouvrages déversant, se comportent beaucoup mieux que les autres.

Cependant certains présentent des fissures, ouvertures de joints, voire basculements des murs, généralement liés à des phénomènes de gonflement des terres à l'arrière des murs.

Les déversoirs sommaires, qui sont beaucoup plus vulnérables que les ouvrages en béton, sont aussi plus dégradés qu'eux. La fissuration des parties en dur touche 19 % d'entre eux, mais ce sont les dégradations des parties en terre par affouillement, ravinement, ou glissement qui sont les plus spectaculaires. L'érosion débute souvent à la première crue, les dégâts ne sont pas réparés aussitôt et la crue suivante aggrave la situation.

D'après l'enquête, les dégradations toucheraient, avec une gravité variable, plus de 90 % des déversoirs sommaires. Ce chiffre disqualifie totalement ce type d'ouvrage choisi par certains maîtres d'œuvre ou maîtres d'ouvrages pour des raisons économiques à court terme au détriment de la longévité des structures. Voir (figure26). [P. Royet]

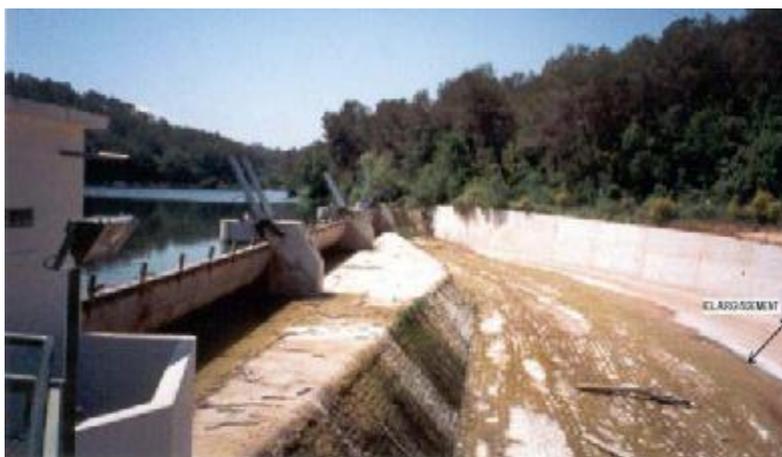


Figure 26 : Vannes-clapets et coursier de l'évacuateur de crue.
(Source internet)

- Le problème particulier de la rehausse du seuil déversant :

51 % des seuils déversant des évacuateurs de crue sont rehaussés de manière artisanale, alors que ce type de dispositif enfreint la loi sur l'eau et ses décrets d'application. La rehausse peut être constituée par un dispositif amovible de type madrier maintenu par des fers en H fixés aux deux bajoyers du déversoir, ou par un dispositif fixe (mur de parpaings ou de béton), ou encore, par un

seuil en dur et une planche, ou bien une grille qui arrête les branchages et les feuillages et finit par se comporter, elle aussi, comme une rehausse pleine.

La hauteur des rehausses varie entre 0,10 m et plus de 1 m. Le cas le plus fréquent est une rehausse de 20 à 50 cm (53% des cas). Les surélévations du plan d'eau de 0,5 à 1 m représentent 33 % des cas, ce qui est loin d'être négligeable. A noter que 60 % des rehausses ne sont pas constituées par un dispositif amovible mais par un mur en dur, au mépris de l'interdiction qui est faite par le service chargé de la police des eaux d'utiliser de telles pratiques et au mépris de la sécurité des barrages en cas de crue exceptionnelle. La dénivellation crête - plan d'eau est ainsi réduite de plus de 50% pour 34 % des ouvrages déversant possédant une rehausse. C'est considérable et très dangereux.

Une analyse sommaire du risque de submersion des barrages a montré, en effet, que s'il y avait coïncidence entre une crue exceptionnelle et un vent de tempête, l'aléa de submersion toucherait 50 % de la population. Si l'on enlevait les rehausses dans les déversoirs, ce même aléa ne serait plus que de 15,5 %.

Ces chiffres permettent de conclure que le dimensionnement de la revanche et le calcul de la crue de projet de ces petits barrages ne seraient pas vraiment critiquables. Par contre, toute introduction d'une rehausse sur le seuil déversant modifie totalement le fonctionnement du déversoir et joue un rôle très négatif sur la sécurité du barrage.

Ceci étant, l'enquête n'a révélé que quatre cas d'ouvrages ayant été submergés. Ce chiffre est probablement sous-estimé car les propriétaires en infraction avec la loi sur l'eau sont très réticents à signaler une sur-verse. Aucune des submersions mentionnées n'a cependant entraîné de rupture de barrage. La gestion de **l'évacuation des crues** peut avoir des conséquences sur le choix du type de barrage, selon les conditions hydrologiques et topographiques du site concerné.

En effet, un barrage en terre peut plus difficilement intégrer un évacuateur de crue, notamment dans le cas des ouvrages les plus grands. Dans un tel cas, les concepteurs pourront être amenés à préférer un barrage en béton. En outre, un barrage en terre s'avère plus sensible à la submersion en cours de travaux qu'un barrage en béton. L'évacuation des crues comporte en effet deux aspects : pendant la construction du barrage, une fois celui-ci achevé. Au cours du chantier, celui-ci va être protégé contre une crue d'une fréquence donnée, au minimum dix ans souvent plus en fonction de sa durée. Le risque sera calculé de telle façon que les conséquences économiques soient supportables et qu'il ne puisse se produire de pertes humaines. Certains

ouvrages de dérivation construits alors, notamment des tunnels, seront réutilisés ultérieurement dans le fonctionnement du barrage lui-même, par exemple comme vidange de fond définitive ou comme évacuateur de crues. Une fois le barrage en service, il existe plusieurs solutions pour évacuer les crues. Mais la hauteur croissante des ouvrages et l'énergie à dissiper lors de celles-ci amènent généralement les concepteurs à opter pour la réponse suivante : un seuil, commandé ou non par des vannes, suivi par un coursier en saut à ski pour dissiper l'énergie, avec, éventuellement, à son extrémité un bassin de dissipation.

II.4.3 Le critère économique :

Le coût des ouvrages d'évacuation des crues dépend des caractéristiques hydrologiques du bassin versant. Dans le cas de bassin versant étendu et de crues prévisibles sévères, il peut être intéressant de combiner évacuateur de crues et barrage dans un ouvrage en béton déversant. Au contraire, un déversoir de petites dimensions favorise plutôt le choix d'un barrage en remblai, toutes choses égales d'ailleurs.

Lorsque la construction d'un évacuateur requiert des excavations significatives, la possibilité d'utiliser les produits de déblais favorise aussi un barrage en remblai.

Lorsqu'une galerie est requise pour assurer la dérivation provisoire du cours d'eau durant les travaux, cette galerie peut être avantageusement intégrée aux ouvrages d'évacuation des crues, moyennant, si besoin est, une légère augmentation de sa section. Le choix d'un barrage en BCR peut s'avérer attractif, dans la mesure où il permet de comprimer les délais d'exécution et de s'affranchir des risques liés à l'arrivée d'une crue qui obligerait, dans les autres solutions, à des ouvrages de dérivation ou de protection onéreux. Voir (Figure 27)



Figure 27: Monteynard (Isère) :
Évacuateur en saut de ski
(D.R. Coyne & Bellier).

II.5 Conclusion :

Le risque de rupture brusque et imprévue est aujourd'hui extrêmement faible ; la situation de rupture pourrait plutôt venir de l'évolution plus ou moins rapide d'une dégradation de l'ouvrage. En cas de rupture partielle ou totale, il se produirait une onde de submersion très destructrice dont, les caractéristiques (hauteur, vitesse, horaire de passage...) ont été étudiées en tous points de la vallée. Dans cette zone et plus particulièrement dans la zone du "quart d'heure" (zone dans laquelle l'onde mettrait moins d'un quart d'heure pour arriver), des plans de secours et d'alerte ont été établis, dès le projet de construction du barrage. Et le dispositif mis au point pour la préservation durant la vie de cet ouvrage en compte parmi eux l'évacuateur de crue ; en plus de la surveillance et l'auscultation pendant cette durée, casé systématique; les réparations et les confortements nécessaires ne peuvent alors être réalisés que grâce à de nouvelles subventions, qui ne règlent en rien le problème structurel.

Il conviendrait donc de développer des outils d'analyse des coûts et des bénéfices des barrages, adaptés aux différentes catégories d'ouvrages, que l'on mettrait en œuvre tant au stade du projet qu'à certaines étapes importantes de la vie de l'ouvrage (changement de propriétaire, évolution importante dans les usages, interrogations sur le maintien de l'ouvrage). Cela permettrait de mieux justifier les décisions et les financements publics. On pourrait pour cela s'inspirer de la méthodologie adoptée par la **Commission Mondiale des Barrages**.

Chapitre III

La prévention et les moyens de secours

III.1 Introduction :

Comme pour les autres risques technologiques, la première priorité de la politique de prévention du risque de rupture de barrage survenu lors d'une crue est de maîtriser le risque à la source. Pour cela, de nombreuses études sont demandées à l'exploitant, sous le contrôle de l'Etat. Pour autant, le « risque zéro » n'existant pas, des mesures d'organisation des secours, d'alerte et d'information des populations sont mises en œuvre afin de limiter au maximum les conséquences d'un accident.

La prise en compte des risques majeurs dans une politique d'aménagement du territoire est une nécessité. La protection des vies s'impose à tout responsable, au-delà des obligations légales et réglementaires. Le simple bon sens nous indique qu'il est toujours moins onéreux de prévoir en amont des dispositifs de sûreté plutôt que de devoir financer des reconstructions faisant suite à des dégâts occasionnés par des phénomènes prévisibles.

La première évaluation de la sécurité d'un barrage doit être effectuée, et l'étude en résultant transmise au ministre, avant l'expiration de la dixième année civile qui suit celle de la mise en exploitation du barrage.

Les barrages et les réservoirs d'eau créés dans les vallées jouent un rôle très important dans le cadre de la gestion de l'eau et apportent une contribution à la qualité de vie de la société. Les barrages constituent également un danger potentiel pour les vallées à l'aval. En effet, quelque soit la cause et la probabilité d'occurrence, la faillite de la structure en ce que concerne sa capacité à retenir l'eau est toujours possible. Les barrages suscitent souvent l'appréhension de l'opinion publique quant aux impacts sur l'environnement, notamment le risque de crue potentielle provoquée à l'aval par une rupture structurelle. Les modifications des conditions hydrologiques et le vieillissement des barrages sont aussi des facteurs à prendre en compte. Les bénéfices associés au progrès technologique résultant des grands ouvrages sont, dans la période contemporaine, moins évidents et sont, parfois, soumis à une critique féroce. Il y a des raisons

pour cette sensibilité accrue: la société actuelle devient plus vulnérable aux risques naturels et technologiques, et la société ouverte et globalisée, encadrée par les media, constitue un nouveau pouvoir et une contrainte considérable par rapport à la prise de décision (société de risque). L'opinion et la participation du public seront de plus en plus des facteurs majeurs à intégrer. Et on peut prévoir une crue trois jours avant la survenue du risque majeur.

[GERARD.F, ROCHAS.M]

III.2 Comment stocker l'eau des crues : Il existe trois moyens pour y parvenir.

III.2.1 Edifier des barrages réservoirs écrêteurs :

Cette solution avait été envisagée, on l'a vu, pour lutter contre les inondations de printemps. On sait qu'elle s'est soldée par un échec du fait des contraintes qui en résultaient, des coûts considérables d'investissement et du peu d'efficacité par rapport aux grandes crues d'hiver.

Les volumes à stocker, sont en effet tout à fait considérables (au minimum des dizaines de millions de m³); ils nécessitent donc des ouvrages très importants, stérilisant de vastes surfaces. Leur gestion serait par ailleurs très difficile. S'ils étaient conçus et gérés comme de purs ouvrages de lutte contre les grandes crues, ils ne seraient remplis (par définition) qu'une fois tous les 30 à 70 ans, ce qui est difficilement acceptable.

A l'inverse, conçus et conduits comme des ouvrages à buts multiples, ils auraient toutes les chances d'être remplis en totalité ou en partie lors de longs épisodes pluvieux ce qui leur ôterait, dans la plupart des cas, toute utilité au cas où de très fortes précipitations surviendraient immédiatement après.

On ne saurait, évidemment, écarter a priori et de façon définitive l'idée des réservoirs écrêteurs. Il convient, à notre avis, de reconsidérer l'ensemble des ouvrages de ce type qui avait été envisagés dans les années 70 et 80 afin d'en analyser, au moyen de la modélisation, les véritables effets sur les régimes de crue dans différentes hypothèses de gestion.

Cette étude, qui pourrait rester légère et relativement peu coûteuse, aurait le mérite de bien cadrer, techniquement, les avantages (éventuels) et les inconvénients de cette solution, tout en complétant la vision d'ensemble du problème.

III.2.2 Préserver les champs d'expansion existants :

Les champs d'expansion constituent des régulateurs naturels. On a vu qu'il fallait impérativement les conserver donc les protéger (la législation est parfaitement claire sur ce point). Ils font partie intégrante des périmètres inondés dont ils ne représentent évidemment qu'une fraction.

On peut considérer comme champ d'expansion les diverses zones essentiellement agricoles et forestières abritant des activités ayant, jusqu'à présent, supporté sans dommage, ou avec des dommages acceptables les inondations connues.

Ces zones fonctionnent comme des réservoirs latéraux recevant l'eau progressivement à partir d'un certain niveau de débordement et la relâchant peu à peu à la décrue. L'eau s'y accumule sur des épaisseurs variant de quelques cm à plus de 1m (et parfois beaucoup plus). Elles sont en général situées dans le lit majeur mais peuvent former d'importantes extensions suivant la topographie.

Au plan strictement hydraulique, elles commencent à accumuler de l'eau dès que la crue sort du lit mineur et commencent à relâcher cette eau dès la fin du maximum. Leur action est donc étalée sur toute la durée de la crue et l'influence, près du maximum est forcément limitée.

Certaines d'entre elles correspondent à des zones humides naturelles qu'il y a évidemment lieu de protéger et conserver.

III.2.3 Transformer certains champs d'expansion en aires de sur-stockage :

Certains champs d'expansion peuvent recevoir sans dommages excessifs des épaisseurs d'eau sensiblement plus grandes pendant des temps plus longs que ceux auxquels ils ont été soumis lors des grandes inondations naturelles.

On peut donc y stocker des volumes d'eau plus importants.

Il ne s'agit, en aucun cas, de faire des petits barrages-réservoirs à moindre prix.

On équipe simplement ces zones en les fermant (surtout latéralement et vers l'aval) au moyen d'endiguements de faible hauteur (1 à 3m), en les alimentant à l'amont à travers un champ d'expansion ou par un déversoir à un niveau précis et en les munissant à l'aval d'un dispositif de vidange progressif formé par exemple de séries de buses décalées en cotes. On a ainsi des sortes de casiers à remplissage contrôlé et à vidange progressive (pouvant être complété, si besoin est, par un dispositif d'assainissement).

Ces aires de sur-stockages sont d'autant plus faciles à installer qu'elles se situent plus en amont,

Car la pente de la rivière y est plus forte. Dans les parties situées en aval, le sur-stockage nécessite des endiguements et des travaux plus importants.

Il y a toujours intérêt à éviter les équipements mobiles (clapets, vannes ou même simplement hausses) qui sont coûteux et surtout sujets aux mauvais fonctionnements et aux manœuvres intempestives.

L'avantage de ce type de dispositif est que l'on en maîtrise parfaitement le fonctionnement hydraulique, le remplissage ne se faisant qu'au moment de la pointe de la crue, ce qui le rend d'autant plus efficace pour enrayer la montée des eaux.

III.2.4 Extension de certains champs existants - créations de nouveaux champs :

Dans certaines circonstances, on peut étendre des zones d'expansion en arasant, à peu de frais, un petit relief topographique. Il est alors possible de contrôler l'entrée de l'eau dans ces zones au moyen de seuils déversant calés à une cote déterminée (fonctionnant comme une sorte de trop-plein à partir d'un certain niveau de crue; la vidange doit, dans ce cas, en être assurée par un dispositif approprié.

Il est même parfaitement envisageable d'en créer de nouvelles en établissant un chemin hydraulique (par exemple par creusement d'un canal) avec une zone dont l'altitude permet à la fois l'écoulement et le stockage de l'eau et pour laquelle une inondation limitée dans le temps n'entraîne pas d'inconvénients économiques ou d'environnement. Là encore, si l'infiltration naturelle (qui peut être un élément favorable de renforcement des nappes) n'est pas suffisante pour assurer la vidange, un système d'assainissement de type hydroagricole doit être prévu.

Il s'agit alors de zones de stockage totalement artificielles.

Tous ces dispositifs jouent très bien leur rôle et ont permis de réduire de façon sensible les pointes de crues.

Ces dispositifs pourraient être visités et étudiés par les responsables intéressés du bassin .Les zones de sur-stockage et de stockage artificiel doivent toujours, dans un premier stade, donner lieu à une étude hydraulique particulière qui fournira les caractéristiques des écoulements. Les principaux paramètres à préciser sont l'épaisseur de la lame d'eau, le temps de submersion, les

vitesses des courants au remplissage et à la vidange ainsi que les temps de remplissage et de vidange.

Dans un deuxième stade, leur fonctionnement doit évidemment être intégré dans le modèle général de manière à en optimiser les caractéristiques en vue d'écrêter la crue dans les meilleures conditions.

La mise en place des sur-stockages et stockages artificiels représente une gêne pour l'exploitation agricole ou forestière de la zone:

- Ø D'abord par la présence des endiguements même s'ils sont de faible hauteur et de profil aplati,
- Ø Ensuite par la probabilité des dégâts aux cultures ou aux plantations (suivant la fréquence et l'intensité des submersions prévues).

Elle nécessite évidemment l'accord du propriétaire, pouvant se matérialiser sous la forme d'une convention avec un maître d'ouvrage qui pourrait, et moyennant un dédommagement.

S'agissant de risques aléatoires l'évaluation de ce type de dédommagements n'est pas forcément simple. Il n'existe pas à l'heure actuelle de méthode de calcul adaptée. Leur mise au point ne pourra se faire qu'après discussion avec la profession agricole et réflexion approfondie. Le financement reste entièrement à étudier.

D'autres pistes administratives utilisant les mesures agro-environnementales ou certains dispositifs de la PAC doivent également être explorées.

Rappelons que la construction de ces aménagements ne peut se concevoir que dans un cadre administratif précis dans le cadre de la loi: autorisation préalable, si nécessaire, déclaration d'utilité publique.

Il convient de garder à l'esprit que l'aménagement de ces aires de stockage ne doit constituer en aucun cas une agression contre les zones humides à protéger mais simplement être considérés comme des dispositifs installés sur des zones agricoles susceptibles d'être inondées avec une probabilité fixée à l'avance.

[Gerard.F, Rochas.M]

III.3. Perspectives pour l'organisation de la prévision des crues :

a) Liminaire : Des mesures techniques et d'organisation ont été prises, comme rappelé précédemment, dont la plus emblématique est la mise en place d'un système d'information résolument hydrométéorologique au travers de la vigilance "pluie-inondation".

Ces mesures ont pu être testées avec succès lors d'épisodes pluvieux ultérieurs et on peut raisonnablement penser qu'elles permettront désormais un meilleur traitement, dans le cadre réglementaire actuel. Mais elles ont laissé de côté l'aide aux collectivités confrontées à de tels phénomènes et l'organisation de la chaîne d'information hydrométéorologique à leur profit.

Nous présentons ici quelques propositions dont certaines concernant une possible évolution de la prévision des crues. Il nous a donc paru utile de bien séparer ce qui ressort de l'organisation technique de la chaîne de production hydrométéorologique de ce qui ressort de l'organisation des services de l'État en charge de la prévention des risques, de la préparation aux crises et de la gestion de crise. La chaîne de production renvoie en effet à la notion d'opérateur, l'organisation des services à celle de régulateur.

b) La chaîne de prévision hydrométéorologique répond aux besoins de l'État :

Parmi les pouvoirs publics impliqués dans la gestion des situations d'urgence et dans la sauvegarde des personnes et des biens, il y a l'État, représenté par le préfet de la wilaya et le préfet de zone de défense, et les communes représentées par leurs maires.

Le préfet de la wilaya est chargé de la sécurité, de l'ordre public et de la protection des populations. À ce titre, dans le cadre des lois et des règlements, il est responsable de l'organisation, de la préparation et de la mise en œuvre des mesures de défense civile. Plus précisément :

- Le préfet prescrit et approuve les plans de prévention des risques naturels.
- En cas de crise prévisible, le préfet de la wilaya alerte les services opérationnels de la wilaya ainsi que les maires, responsabilité clairement affichée dans les schémas directeurs de prévision des crues pour ce qui concerne les crises hydrologiques.

c) Le système de prévision ne répond pas aux besoins des communes :

Les maires doivent définir et mettre en œuvre les mesures de sauvegarde des personnes et des biens sur le territoire de leur commune et sont responsables de la direction des opérations de secours en cas de crise. Plus précisément :

- Le maire a l'initiative d'élaborer et d'arrêter un plan communal de sauvegarde. Ce plan regroupe l'ensemble des documents de compétence communale contribuant à l'information préventive et à la protection de la population. Il détermine, en fonction des risques connus, les mesures immédiates de sauvegarde et de protection des personnes, et fixe l'organisation nécessaire à la diffusion de l'alerte et des consignes de sécurité. Il recense les moyens disponibles et définit la mise en œuvre des mesures de soutien et d'accompagnement des populations. Le SPC est obligatoire dans les communes dotées d'un plan de prévention des risques naturels approuvé ou comprises dans le champ d'application d'un plan particulier d'intervention (PPI). Le PCS est communiqué au préfet et consultable en mairie.
- Pour exploiter au mieux l'information hydrométéorologique produite par l'État, le maire doit s'appuyer sur des compétences d'aide à la mise en œuvre du plan communal de sauvegarde et des opérations de secours, aide d'autant plus indispensable que le phénomène considéré est de petite échelle et à développement rapide. Ce besoin est aussi celui d'un gestionnaire de site industriel ou d'infrastructure à sauvegarder en cas de crise, sans oublier celui des services de sécurité civile en charge des secours. Les outils et organisations pour répondre aux besoins de l'État et aux besoins des maires ne sont pas nécessairement semblables.

Ces événements à délai d'anticipation très court (inférieur à l'heure) imposent une réaction très rapide de la part des maires, qui devraient pouvoir être avertis directement par les services de prévision des crues, à condition que ceux-ci soient armés pour le faire. Or, la prévision des crues gérée par l'État n'est pas globalement organisée, nous l'avons vu, pour répondre à ce type de besoin particulier. Le concept de vigilance pluie-inondations en est l'illustration.

La carte de vigilance signale que des phénomènes dangereux (dans le cas présent des précipitations et/ou des inondations) se produiront sur le territoire concerné avec une anticipation normale de douze heures (information régulière) qui peut être raccourcie en cas d'évolution plus rapide des phénomènes concernés. Sa production repose sur des techniques de prévision à court terme (12h-24h).

L'information fournie au travers de niveaux de vigilance invite le citoyen à se tenir au courant de l'évolution des phénomènes et à adopter des comportements de sauvegarde. Le niveau de vigilance est aussi et surtout le signal de la mise en œuvre de procédures spécifiques par services en charge de la prévision et des autorités de sécurité civile (alertes et mise en place de moyens).

d) Le marché des systèmes d'aide à la gestion de crise hydrologique :

La question posée concerne l'organisation des acteurs pour une anticipation plus courte et la gestion de crise, une fois le territoire mis en vigilance. Répondre à cette question en matière d'inondation est indispensable dans les régions où l'occurrence des crues éclair est élevée. Si la production de la carte de vigilance mobilise essentiellement des compétences en météorologie et en hydrologie, l'anticipation courte pour la gestion de crise requiert des compétences et des outils permettant de croiser les informations hydrométéorologiques et les enjeux, et d'avoir un lien direct permanent avec le donneur d'ordre pendant toute la séquence de crise. La logique d'organisation est donnée dans l'illustration 28 :

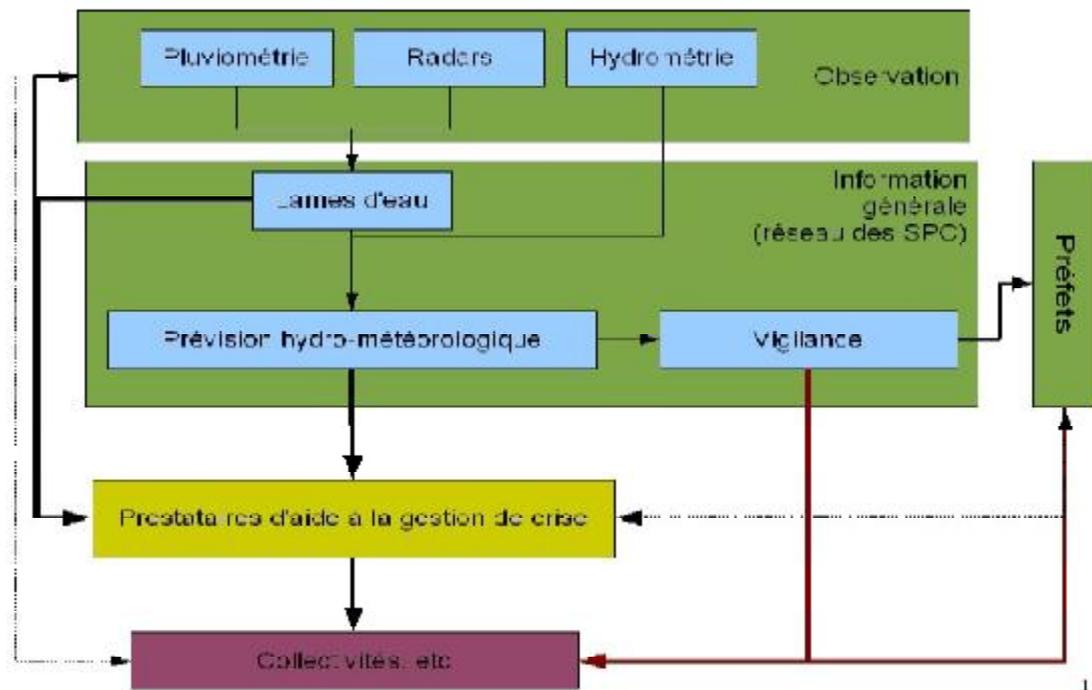


Figure 28: Les deux niveaux de prévision des crues En vert, la responsabilité de l'État (Service d'intérêt général). Les prestataires agissent pour les donneurs d'ordre gestionnaires de crise, ces donneurs d'ordre ayant accès aux données et à la vigilance.

En aval de la vigilance, dont la production reste de la responsabilité de l'État, il existe donc un marché pour des prestations à l'échelle de la wilaya. Sur ce marché, les collectivités sont les principaux donneurs d'ordre pour l'alerte et la sauvegarde au niveau communal, mais ne sont pas les

seuls, des gestionnaires d'infrastructures sensibles pouvant avoir la même préoccupation. Trois approches sont possibles et ont été expérimentées par les donneurs d'ordre.

1. Le donneur d'ordre assume lui-même la fonction d'opérateur,
2. Le donneur d'ordre s'appuie sur un service de l'État, qui devient un opérateur pour le compte de tiers,
3. Le donneur d'ordre sous-traite à un prestataire privé,

Ces trois approches ne sont pas exclusives, mais doivent contribuer à la sécurité des personnes et, des biens. L'État, qui en est le garant aux termes de la loi de modernisation de la sécurité civile doit donc préciser les éléments de régulation de ce marché de la prévision des crues.

e) Éléments de régulation :

Quelle que soit la solution adoptée par le donneur d'ordre, l'efficacité du système mis en place repose d'abord sur l'accès aux données hydrométéorologiques indispensables à son fonctionnement. Il s'agit d'abord des données produites par l'État dans le cadre du système réglementaire de prévision des crues. Il s'agit ensuite de données à acquérir sur les bassins utiles au donneur d'ordre, mais exclues du cadre réglementaire.

Les informations hydrométéorologiques produites par les SPC et Météo-Algérie sont des données publiques. Elles sont aussi des informations relatives à l'environnement. En matière de prévision des crues, ce code précise par ailleurs que les collectivités territoriales ou leurs groupements peuvent accéder gratuitement, pour les besoins du fonctionnement de leurs systèmes de surveillance, aux données recueillies et aux prévisions élaborées grâce aux dispositifs de surveillance mis en place par l'État, ses établissements publics et les exploitants d'ouvrages hydrauliques. Enfin, vient d'être introduit dans la partie réglementaire de ce même code un ensemble de dispositions régissant les modalités de communication de données intéressant la sécurité des personnes et des biens dans le cadre de la prévention des risques naturels majeurs. Par la sécurité des personnes et des biens aux données dont disposent l'État et ses établissements publics pour mettre en œuvre les mesures de prévention des risques naturels majeurs relevant de leurs compétences.

Les données pertinentes pour la gestion des crises hydrologiques sont, sous réserve des droits des tiers, les données physiques brutes issues de capteurs, à l'exception des données satellitaires, et

corrigées des erreurs manifestes, recueillies par l'État et ses établissements publics. Dans le cas qui nous intéresse ce sont a priori les données pluviométriques et hydrométriques produites par les réseaux de mesures gérés par les services de l'État et Météo-Algérie, ainsi que les données de réflectivité issues des radars du réseau géré par Météo-Algérie. Ces données peuvent alimenter les outils de suivi des précipitations et de prévision des crues gérés par l'État et les collectivités. Le statut des lames d'eau, produit à valeur ajoutée issu de traitements intégrant mesures pluviométriques et réflectivités des radars, reste à préciser dans le cadre de la réglementation et par rapport au droit de la concurrence.

Prenant en compte le fait que le système de prévision des crues mis en place par l'État ne répond pas à l'ensemble des besoins, la réglementation existante admet que des collectivités peuvent développer des systèmes de prévision des crues et s'attache donc à les rendre cohérents. C'est l'objet des schémas directeurs de prévision des crues, précise la mise en œuvre pour chaque bassin surveillé par un SPC et définit plus spécifiquement :

1. La liste des communes et groupements de commune bénéficiant du SPC ;
2. Les observations recueillies et les prévisions produites par l'État devant être transmises par le SPC aux autorités disposant de pouvoirs de police et aux gestionnaires d'installations sensibles ;
3. les observations et prévisions auxquelles les collectivités peuvent accéder gratuitement pour le fonctionnement de leurs systèmes de prévision, ainsi que les modalités d'accès ;
4. Les observations et prévisions produites par les collectivités et devant être transmises aux autorités disposant de pouvoirs de police ;
5. Les règles techniques assurant la cohérence entre les dispositifs mis en place par les collectivités et ceux de l'État.

La proposition d'une organisation qui, sous réserve de disposer d'outils techniques adaptés et performants, aurait permis une meilleure gestion de la crise :

a) au travers de l'ensemble SPC / Météo-Algérie, l'État doit centrer ses activités de prévision des crues sur la production de données d'observation et de prévision d'intérêt général, incluant la vigilance météo-hydrologique. Ce faisant, il répond à ses besoins en matière prévention et de préparation aux crises hydrologiques et, dans le cadre de la réglementation, aide au développement de services pour la gestion locale des crises.

b) l'État, en cohérence avec les objectifs de la loi d'orientation de la sécurité civile doit promouvoir, avec les collectivités territoriales, la mise en place de dispositifs de surveillance et de prévision d'échelle infra-wilayale, suivant des modalités adaptées aux cas particuliers, ce qui conduit à favoriser l'apparition d'opérateurs publics ou privés aptes à répondre aux besoins

exprimés Le premier alinéa ci-dessus couvre un appelle un service d'intérêt économique général d'information sur l'environnement , justifiant un financement public. Le second alinéa couvre les services aval, plus directement orientés vers un usage particulier pouvant être également public, dans le cas qui nous intéresse ici. Ceci définit une chaîne de production associant des opérateurs travaillant au niveau national, les SPC, Météo-Algérie, pour l'État, à des opérateurs de statuts divers travaillant pour des donneurs d'ordre locaux. Reste à croiser maintenant cet ensemble d'opérateurs avec l'organisation des services de l'État pour esquisser des pistes d'évolution.

f) Organisation des services de l'État en appui de la gestion des crises hydrologiques :

Toute réflexion sur l'organisation des services et établissements publics de l'État impliqués dans la prévention et la gestion des crises hydrologiques ne peut faire abstraction des chantiers actuellement en cours dans le cadre de la modernisation des politiques publiques. Il s'agit notamment de la création des directions régionales du développement durable et de la généralisation des fusions, sans préjuger d'autres encore à l'étude, comme l'évolution des implantations territoriales d'établissements publics comme Météo-Algérie.

D'où l'importance de trouver la bonne articulation entre les fonctions d'opérateurs du système de prévision et celles de régulateurs de la prévention et de la préparation à la crise lorsqu'elles sont exercées par un même service de l'État.

Trente pour cent seulement des services météorologiques mondiaux sont des services hydrométéorologiques. Le modèle de prévision soit hébergé par le premier, au plus près des données du radar. On voit donc qu'il existe une large panoplie possible de coopérations entre les deux services, sans que leurs identités soient affectées. Partout ailleurs coexistent un service météorologique national et un ou plusieurs services hydrologiques, souvent de niveau régional. Le fait que, l'État ait pris en charge ces deux types de prévision et ait assuré leur complémentarité pour répondre à ses besoins en matière de sécurité est donc en quelque sorte remarquable. Par ailleurs, la mise en place récente de la vigilance pluie-inondations peut être considérée comme un premier pas vers une véritable prévision hydrométéorologique.

Le SPC et Météo-Algérie ont des missions assez semblables dans une wilaya: installer des systèmes de mesure, gérer et entretenir un réseau d'observation et de transmission, et analyser les mesures recueillies pour élaborer des prévisions. À court terme, l'efficacité de leur action gagnerait à ce qu'ils se rapprochent dans leur travail sur le terrain pour échanger des expériences mais aussi partager le travail de surveillance, voire de maintenance, de leurs systèmes de mesure. Lorsqu'il s'agit de modèles tant soit peu sophistiqués, qui prennent des rapports d'inspection sur

la prévention des risques ont mis en évidence deux effets de cette organisation : SPC ne se sentent plus en situation d'être l'expert du préfet en cas de crise hydrologiques, tandis que ceux-ci sont souvent réticents lorsqu'il leur faut recourir à un opérateur non situé dans leur wilaya et sur lequel ils n'ont pas d'autorité directe.

[Gerard.F, Rochas.M]

g) Prospective :

Dans un site exposé, si l'on s'en donne les moyens, on peut en principe estimer la hauteur de submersion et la vitesse de courant, pour une probabilité donnée. Dans la partie aval d'un grand bassin très habité, il est même possible d'annoncer, dans un délai fiable généralement d'au plus quelques heures, l'arrivée d'une crue dont on peut estimer les paramètres hydrométriques : des services spécialisés disposant d'un bon modèle numérique du bassin, de données hydrométriques et météorologiques automatiques et télétransmises, y parviennent sans grands risques d'informations erronées, pour une zone donnée, comme un quartier de ville ; cela permet de mettre en alerte la population et les services de protection civile qui ont généralement mis au point des scénarios d'intervention qu'ils pourront plus ou moins suivre, selon les circonstances.

L'un de hors de ces zones favorisées par la nature et les hommes, l'annonce est pratiquement impossible et la prévision est beaucoup plus aléatoire ; la météorologie spécialisée à court terme, notamment au moyen de radars météo, de modèles de prévision de hauteur de lame d'eau précipitée, de modèle de calcul précipitations débits... peut se révéler efficace, mais pas toujours, car elle ne maîtrise pas les données de déplacement du front pluvieux, direction et surtout vitesse qui varient très rapidement en temps et en position : le nuage dont on pense qu'il va crever ici ne le fera peut-être que là ; une courte phase stationnaire sur un relief, peut entraîner d'excessifs orages très localisés et de violente crues.

III.4 Prévention et protection :

Restent donc pour ces zones et même les précédentes, les actions de prévention et de protection, au moyen d'aménagements de cours d'eau et d'ouvrages adaptés. Cela implique que l'on dispose de statistiques fiables de hauteurs/fréquences de crues ; si on en a, on sous-calibre fréquemment les ouvrages hydrauliques par raison d'économie, d'excès de confiance et/ou d'ignorance : le débit de la crue dite décennale, même s'il n'est pas sous-estimé, ce qui est le cas général, est notoirement insuffisant pour calibrer les ouvrages importants ; on constate souvent, à la suite d'une crue catastrophique, des dégâts d'aval. En fait, la plupart des aménagements et des ouvrages hydrauliques

spécialisés procurent une protection souvent illusoire et peuvent se révéler dangereux, car ils sont généralement conçus pour résister tant bien que mal aux crues habituelles, assez mal aux crues importantes et sont presque toujours plus ou moins inadaptés aux crues exceptionnelles dont ils aggravent habituellement les effets.

En période de crise il n'y a pas de solution miracle ; avant, on a pu réduire le risque mais pas le supprimer ; s'il est bien connu, on a pu établir un système de surveillance et un réseau d'alerte, mettre en œuvre des ouvrages de protection, organiser les secours.

Confrontés aux intérêts immédiats de leurs administrés et de la collectivité, les décideurs maîtrisent rarement l'occupation des zones inondables qui ne devraient jamais être aménagées pour être occupées en permanence.

III.4.1 Les secours :

Dans les pays développés, les services locaux de protection civile sont parfaitement équipés, entraînés et informés pour intervenir très rapidement et efficacement en cas de crues habituelles, afin de ravitailler les gens, de les aider dans leurs déplacements et la protection de leurs biens, de les évacuer au besoin... et à la décrue, afin de rétablir des conditions hygiéniques et sanitaires normales. Les besoins de secours augmentent très vite à la mesure de l'intensité de la crue, jusqu'à la coopération internationale à l'occasion de crues exceptionnelles. Dans les autres pays, la désolation et la mort rôdent encore et sans doute pour longtemps, car les moyens de secours dont on devrait disposer sont considérables et ne sont jamais financés.

[Pierre Martin]

a) La sécurité des retenues (les problèmes et solutions) :

Pour porter un jugement sur le comportement d'une retenue en cas de crue, il est nécessaire de tenir compte des cas d'exploitation suivants :

Cas1 : Capacité hydraulique des dispositifs d'évacuation (débits non régularisés) ;

Cas2 : Défaillance des dispositifs d'évacuation réglables ;

Cas3 : Durée de l'abaissement de la retenue ;

Cas4 : Limitation du débit écoulé ;

Cas5 : Régularisation du débit.

b) La protection active:

Ce qu'il faut c'est empêcher les cailloux, rochers, terre... d'être emportés par l'eau, en plantant des arbres, de la pelouse qui les retiennent. Les feuillages amortissent la force des eaux de pluie. Les racines maintiennent les particules fines : argiles, petits graviers ... Les reboisements sont indispensables pour la régularité du régime des eaux. La forêt peut réduire les pointes de crues de près de 70 % et elle augmente la capacité de rétention du sol. L'objectif à long terme est de restaurer la végétation qui assure une protection permanente contre l'érosion, mais c'est impossible sur certains versants rocheux. Ils alimentent régulièrement en matériaux le bassin de réception. Il faut donc utiliser des protections passives.

c) Les protections passives (pour rectifier le lit naturel du torrent):

Ces mesures servent à stabiliser les berges et d'une manière générale à retenir les matériaux apportés par le torrent ainsi qu'à limiter l'eau qui coule en surface : revégétalisation sur les rives grillagées, garnies de terre et plantées d'espèces herbacées ou arbustives.

Les seuils et les barrages ralentissent l'eau et obligent le torrent à déposer ses matériaux.

Ce sont des ouvrages de correction des ravines : ce sont des seuils qui font obstacle, en travers de la ravine, à tous les matériaux transportés par les filets d'eau. On plante à l'amont de ces seuils des espèces végétales adaptées pour résister à l'érosion.

Les plages de dépôt servent à ralentir un écoulement chargé de matériaux pour que le torrent les dépose. Cette plage doit être mise à l'entrée du cône de déjection. C'est un élargissement artificiel du torrent pour faire une zone de stockage des laves torrentielles provoquées par des ravinements exceptionnels ou des glissements de berge. Une plage de dépôt doit être nettoyée régulièrement.

Des digues sur les côtés et un barrage filtrant à la fin, ferment souvent la plage de dépôt.

Les digues de protection ce sont des murs à paroi verticale pour éviter que l'eau creuse sous les berges, pour empêcher les risques d'inondation sur les cultures et les habitations.

Prises en comptes du risque dans l'aménagement du territoire : C'est la meilleure prévention passive il ne faut pas aller construire sur des endroits dangereux pour ne pas risquer des vies humaines ou des biens.

La surveillance : L'objectif est de surveiller les torrents pour deviner l'approche de la crue et prévenir la pollution. Les possibilités de mise en œuvre des mesures de prévision, d'alerte, d'évacuation en matière de crues torrentielles, toujours subites et immédiates, sont cependant toujours très difficiles à réaliser.

d) Que doivent faire les habitants d'une zone à risques ?**Avant :**

-S'informer sur le risque, sa fréquence et son importance (mairie, préfecture, services de l'État).

Dès l'alerte:

- Se tenir informé de l'évolution de la situation (radio, mairie),
- Prévoir les gestes essentiels,
- Fermer les portes et les fenêtres,
- Couper le gaz et l'électricité,
- Commencer à déplacer les objets de valeur et les produits polluants

Pendant l'inondation causé par la crue:

- Se tenir informé de la montée des eaux (radio, mairie, service d'annonce des crues...),
- Déplacer les objets de valeur et les produits polluants,
- Eviter de rester bloqué (quitter les lieux dès que l'ordre en est donné).

Après:

- Aérer et désinfecter les pièces,
- Chauffer dès que possible,
- Ne rétablir l'électricité que sur une installation sèche,
- S'assurer que l'eau du robinet est potable (mairie),
- Faire l'inventaire des dommages.

III.5 Conclusion :

Les événements hydrométéorologiques qui surviennent dans les bassins ont révélé des dysfonctionnements dans la chaîne de prévision des crues, dysfonctionnements techniques d'une part et dysfonctionnement d'organisation d'autre part. Mais ils ont aussi révélé l'importance du jeu des personnes travaillant dans le cadre de procédures opérationnelles. Ils ont aussi montré que les acteurs institutionnels en cause, le SPC, Météo-Algérie, ont su réagir pour améliorer leurs systèmes techniques et leurs modes de travail. C'est ainsi que la nouvelle procédure de vigilance météorologique, qui a intégré les enseignements des données, aurait permis une bien meilleure gestion de l'épisode. C'est ainsi enfin que les améliorations apportées au système d'information du SPC, l'auraient également rendu moins vulnérable.

PARTIE II

Chapitre I

Gestion des crues «Cas de TAKSEBT»

I.1 Introduction :

Lutter contre les crues et en limiter les méfaits ont toujours été le souci de l'homme dès son établissement a proximité des zones inondables par les crues. Les eaux de surface issues d'un bassin versant se concentrent dans le réseau hydrographique où, sous certaines conditions météorologiques ou hydrologiques, peuvent se former des ondes de crue.

Ces ondes, se propageant de l'amont vers l'aval, peuvent éroder les berges, submerger ou contourner les ponts, emporter des ouvrages de franchissement et transporter ou déposer des matériaux dans le lit principal. Les eaux peuvent également déborder dans la zone inondable, y déposer des débris et, suivant la vitesse du courant, emporter des habitations, des usines et des routes dans cette zone. Outre les dégâts engendrés le long du lit principal, les eaux de crue érodent aussi des terres végétales de qualité, s'il s'agit de sols nus ou nouvellement ensemencés. Enfin, pire que tout, les eaux de crue sont une menace pour la vie humaine.

Les grandes crues provoquées par les barrages:

Pays	Barrage	Date	Dégâts
Italie	Le barrage de Vaiont	Octobre 1963	<p>§ Causer des secousses sismiques dès la mise en eau.</p> <p>§ Provoquer un glissement qui a créé une vague de hauteur 10m par son affaissement dans la retenue.</p> <p>§ La ville de Longarone était réduite en néant et 2000 habitants tués.</p>

Chine	Le barrage de Banqiao sur le fleuve Huai He	Aout 1975	<p>§ Rupture du barrage due à un typhon et en plus la rupture de 62 petits barrages en aval.</p> <p>§ 230 000 personnes mortes : 85 000 a cause des vagues les autres d'épidémies et de famines subséquentes.</p>
Pakistan	Septembre 1992	Le barrage de Mangla	<p>§ Un mur de vague de hauteur de 7m, qui est due à l'ouverture des vannes sans prévenir.</p> <p>§ 500 personnes mortes et anéantissant des communes entières.</p>
Canada	Juillet 1996	Le barrage du Québec	<p>§ 7 morts, et évacuation de 16 000 habitants.</p> <p>§ 1.5 millions de dollars canadiens de dégâts.</p> <p>§ L'inondation avait été aggravée par une mauvaise gestion et par des ruptures de barrages et d'endigements.</p>
Nigéria	septembre/octobre 1999	barrages de Kainji, Jebba et Shiroro	<p>§ Des rapports mentionnent jusqu'à 1 000 morts et 300 000 victimes.</p> <p>§ L'ouverture des vannes qui a provoqué de grandes crues.</p>

Ouzbékistan, Kirghizstan	février 2002	Le barrage de Toktogul	§ Auraient causé 700 millions de dollars de dégâts à l'aval, en Ouzbékistan.
Mexique	août 2002	la rupture de deux barrages le même jour : l'un dans l'État de San Luís Potosí l'autre dans l'État voisin de Zacatecas	§ A causé la mort de 21 personnes et forcé à évacuer plus de 3 000 personnes.
Cameroun, Nigéria	Septembre 2003	Le barrage de Lagdo	§ Détruisant plus de 200 maisons. § Tuant 28 personnes. § Inondations importantes le long de la rivière Bénoué au Nigéria.
Chine	Mai 2004	La rupture d'un batardeau temporaire, pendant la construction du barrage de Dalongtan	§ Les pluies diluviennes, ont tuées 18 personnes.
Brésil	Juin 2004	Le barrage de Camará, vieux de deux ans	§ Inondé les villes d'Alagoa, Grande et de Mulungu. § Cinq morts et 800 familles sans abri.
Pakistan	février 2005	Cinq barrages ont rompu après des pluies torrentielles. Le plus grand celui de Shadikor, qui est un barrage tout neuf	§ A tué au moins 80 personnes, en blessant beaucoup d'autres et laissant plus de 4 000 familles sans abri.

Afghanistan	mars 2005	Le barrage de Band-e Sultan	<p>§ Pluies diluviennes ont provoqué la rupture de se barrage.</p> <p>§ Tuant six personnes</p> <p>§ Inondant des milliers d'hectares</p> <p>.</p>
Inde	avril 2005	Le barrage d'Indira Sagar	<p>§ La tragédie a été provoquée par l'ouverture sans avertissement des vannes du barrage.</p> <p>§ 62 personnes ont été tuées, lors de leur pèlerinage, sur les rives du fleuve.</p>
Inde	mars 2006	Le barrage de Manikheda.	<p>§ 39 personnes ont été emportées par des lâchers d'eau soudains du barrage de Manikheda.</p>

Le calcul des zones inondables :

La méthodologie d'une étude de zone inondable comporte toujours les phases suivantes :

- Définition et réalisation de topographie.
- Définition de l'hydrogramme de la crue étudiée.
- Construction, calage et exploitation du modèle mathématique.
- Cartographie des paramètres hydrauliques pertinents.

Et au niveau local on va aborder le cas de la région de Tizi-Ouzou, qui est le barrage de Taksebt qui a connu une crue énorme en 1974. On s'est inspiré des données de cette crue obtenue auprès du bureau d'étude Belge, pour ensuite réaliser les calculs et enfin faire une comparaison.

I.2 Généralités sur le barrage de TAKSEBT :

I.2.1 Localisation :

L'aménagement de TAKSEBT est implanté sur l'Oued Aissi , affluent du Sebaou. Il est situé à une dizaine de kilomètres au Sud-Est de Tizi Ouzou ; 100Km à l'Est d'Alger.

Le site est accessible par la route **RN30A** ou **RN15** au départ de Tizi Ouzou. Sa réalisation a débuté en 1993 a été mis en eau en Janvier 2002, soit environ 8ans après le début des travaux.

I.2.2 Destination :

Ce barrage dont la capacité est de **175**millions de m³ est destiné à la satisfaction en eau potable des wilayas de TIZI-Ouzou ; de Boumerdes et d'Alger.

§ **118** Hm³ pour l'alimentation en eau potable des wilayate d'Alger et de Boumerdes ;

§ **57** Hm³ pour l'alimentation de la ville de Tizi-Ouzou et des localités : Azazga ;Freha ;Draa Ben Khedda ; et Tademait.

I.2.3 Caractéristiques principales:

a) Hydrologie:

- Superficie du bassin versant : 448 km²
- Longueur du thalweg principal : 39 km
- Altitude moyenne : 655 m
- Pluviometrie moyenne annuelle : 958 mm
- Apport moyen annuel : 196 millions m³
- Apport solide annuel : 265.000 tonnes/an
- Crue des travaux (T =20 ans) : Q = 1.250 m³/s ; Volume = 45 millions m³
- Crue centennale (T = 100 ans) : Q = 1.850 m³/s ; Volume = 72 millions m³
- Crue de projet (T = 1.000 ans) : Q = 2.450 m³/s ; Volume = 100,5 millions m³

- Crue dix-millénale (T = 10.000 ans) : $Q = 3.200 \text{ m}^3/\text{sec}$; Volume = 138 millions m^3
- Taux de dégradation spécifique du bassin : $600 \text{ T}/\text{km}^2$

b) Retenue:

- Capacité brute (Niv. 165) : 175 millions de m^3
- Capacité utile : 164 millions de m^3
- Volume annuel régularisable : 155 millions de m^3 (Variation entre 134 et 172 millions m^3)
- Cote de retenue normale : 165
- Cote de retenue minimum : 110
- Cote de retenue maximum : 169,62
- Apport annuel de sédiments : 265.000 m^3

c) Barrage:

- Type : remblai en alluvions compactées avec noyau en argile
- Niveau crête : 171,50 m (+ 1 m max. contreflèche)
- Hauteur :
 - au-dessus du fond de la vallée : 76 m
 - au-dessus des fondations : 94 m
- Largeur de la crête : 8,60 m
- Longueur de la crête : 515 m
- Pentes talus amont et aval : 2,7/1
- Largeur à la base : 464 m
- Nature des fondations : alluvions/schistes
- Risberme amont (Crête batardeau) : Niveau 116,50

- Risberme aval : Niveaux 146,00/125,00/104,00

d) Evacuateur de crues :

Capacité : 2.500 m³/sec (2.700 m³/sec avec concours vidange)

Plate-forme d'approche : Niv. 158

Seuil déversant :

Niveau : 165,00

Longueur : 110m

Bac de réception :

Largeur : Variable de 22,00m à 35,00m.

Longueur : 95m

Niveau radié : Variable de 157,33 à 155,50

Pente : 2%

Pré-coursier :

Longueur : 83,00m

Largeur : Variable de 35,00m à 33,50m

Pente : 0,1%

Coursier médian-Tronçon amont :

Longueur : 66,00m

Largeur : Variable de 33,50m à 32,35m

Pente : 36%

Coursier final :

Longueur : 105,00m

Largeur : Variable de 32,35m à 30,50m

Pente : 19,66%

Hauteur des bajoyers : 7,00m

Cuillère de dispersion : type saut de ski double courbure +chenal médian

Longueur : 23,75m

Largeur : Variable de 30,50m à 30,00m

Fosse de dissipation :

Largeur : Variable de 38,00 à 90,00m

Longueur : 100,00 m

Niveau : 90,00

e) Vidange de fond :

Capacité : 210m³/s sous le niveau 165.00

Longueur totale : 547.50m

Pente : 0.3%

f) Galerie de vidange :

Longueur : 464 m

Section : Φ 7.00m int

I.3 Hydrologie :

Notre zone d'étude jouit d'un climat méditerranéen assez frais et pluvieux en hiver, chaud et sec en été et d'après le climagramme d'Emberger. Elle appartient à l'étage bioclimatique humide, caractérisé par un hiver doux à Tizi-Ouzou, frais à Ain El Hammame et froid en hauteur.

Les précipitations englobent toutes les eaux météoriques qui tombent sur la surface de la terre

sous diverses formes (solides, grêles, givres, etc....).De plus, la pluie joue un rôle important dans les différents phénomènes de stabilité de terrains (glissements, érosions....etc).

I.3.1 Pluviométrie :

L'étude des pluies consiste à déterminer la quantité pluviométrique tombée sur l'ensemble du bassin versant.

De nombreux relevais pluviométriques ont montré, que la répartition des pluies en Algérie obéit aux trois lois suivantes :

- La hauteur de la pluie augmente avec l'altitude. Celle-ci est plus élevée sur les versants exposés aux vents humides que sur les versants sous le vent ;
- La hauteur pluviométrique augmente de l'ouest à l'est ;
- La hauteur de la pluie diminue à mesure que l'on s'éloigne du littoral.

a) Données disponibles :

Six stations pluviométriques représentatives, situées dans le bassin versant de l'Oued Aissi ou à sa périphérie immédiate (figure 1) ont été sélectionnées. .

Ces stations sont données au **Tableau 1 ci-dessous** :

Code	Nom de station
02/1701	Ouadhias
02/1703	Ain El Hammam
02/1705	Arbaa Nait Irathen
02/1712	Beni Yenni
02/1801	Bouassem
02/1806	Tizi Ouzou

La station 02/1705 a été choisie comme station de base pour les études de corrélation car elle possède le plus grand nombre d'années de mesure.

Les données à chaque station comprennent les moyennes mensuelles, la moyenne annuelle et la pluie maximum journalière enregistrée au cours de l'année.

b) Isohyètes : (lignes de quantité de pluie égale)

En général l'approche par cette méthode est préférable aux autres méthodes de calcul de la précipitation moyenne sur un bassin versant (Arithmétique, Thiessen, Relation pluie –altitude), car elle permet de tenir compte du relief que l'on connaît en tout point.

La carte pluviométrique (fig. 2) montre que le bassin de l'Oued Aïssi, qui est un affluent de rive gauche de l'Oued Sebaou, est un des plus arrosés d'Algérie.

La pluviométrie varie en effet de près de 950 mm au droit du site à plus de 1500 mm sur les pentes du Djurdjura en bordure Sud du bassin.

Les précipitations annuelles moyennes sont estimées à 1009 mm sur l'ensemble du bassin versant.

c) Pluies sur base annuelle :

Des corrélations ont été recherchées entre la pluie annuelle à la station de base 02/1705 d'une part et les pluies annuelles aux autres stations, 02/1701, 02/1703, 02/1712, 02/1801 et 02/1806, d'autre part.

Les pluies annuelles reconstituées sont données au tableau 2.

Les valeurs obtenues par corrélation sont marquées d'un "*" et les années incomplètes de mesure d'un "+".

Les pluies équivalentes à la station **RN12** et au site du barrage sont obtenues au moyen des formules établies suivant la méthode des **polygones de Thiessen**.

Ces valeurs sont marquées d'un "T" dans le tableau 2.

Par la méthode reconstituée, la pluie moyenne annuelle équivalente est évaluée à 958 mm aussi bien à la station **RN12** qu'au site du barrage.

La pluviométrie annuelle est figurée à la fig3 ci-contre.

Les probabilités correspondantes sont données à la fig 4.

d) Pluies sur base mensuelle :

Des corrélations entre les pluies mensuelles à la station de base 02/1705 d'une part et les pluies mensuelles aux autres stations d'autre part ont permis de reconstituer les pluies mensuelles en chacune des 6 stations.

Tableau3 : Pluies mensuelles reconstituées par corrélations

Répartition mensuelle moyenne des précipitations (à partir des années reconstituées)

MOIS	02/1701	02/1703	02/1705	02/1712	02/1801	02/1806	P- RN12	TAKSEBT
Septembre	0.043	0.045	0.044	0.045	0.048	0.041	0.044	0.044
Octobre	0.087	0.089	0.087	0.088	0.086	0.092	0.088	0.088
Novembre	0.136	0.133	0.136	0.134	0.137	0.133	0.135	0.135
Décembre	0.163	0.154	0.161	0.161	0.157	0.179	0.160	0.160
Janvier	0.145	0.131	0.150	0.147	0.143	0.158	0.142	0.142
Février	0.112	0.115	0.111	0.109	0.110	0.108	0.112	0.112
Mars	0.120	0.119	0.114	0.114	0.119	0.113	0.117	0.118
Avril	0.101	0.104	0.101	0.100	0.097	0.090	0.101	0.101
Mai	0.062	0.067	0.062	0.063	0.060	0.057	0.064	0.064
Juin	0.021	0.025	0.023	0.025	0.023	0.021	0.023	0.023
Juillet	0.003	0.007	0.003	0.005	0.009	0.004	0.005	0.005
Août	0.007	0.011	0.008	0.010	0.011	0.006	0.009	0.009
Module Moyen	874.2	1095.0	1017.1	923.9	934.9	893.1	956.6	957.1

Le **Tableau 3** donne la répartition moyenne mensuelle des pluies en chaque station, à **RN12** et à **TAKSEBT**, ainsi que la pluviosité moyenne annuelle.

TAKSEBT Pluviométrie Annuelle

Pluie (mm/an)	Année										
1011.2	1913	950.2	1923	1151.8	1933	754.2	1943	788.0	1953	1963
978.0	1914	844.0	1924	905.1	1934	910.1	1944	670.9	1954	1964
1058.3	1915	901.4	1925	1077.7	1935	1678.2	1945	889.1	1955	1965
969.3	1916	805.5	1926	719.6	1936	737.4	1946	747.0	1956	771.8	1966
941.9	1917	1279.0	1927	830.2	1937	1081.3	1947	1366.6	1957	886.5	1967
1050.5	1918	1158.7	1928	1349.4	1938	973.5	1948	1210.9	1958	813.8	1968
612.2	1919	1027.1	1929	913.5	1939	821.0	1949	1161.6	1959	1160.3	1969
1086.9	1920	1073.3	1930	733.7	1940	856.6	1950	802.9	1960	768.2	1970
746.1	1921	930.3	1931	1097.6	1941	974.7	1951	1961	1057.7	1971
1148.1	1922	820.5	1932	866.7	1942	762.3	1952	1962	998.6	1972
Suite :											
1316.1	1973	1206.6	1975	818.6	1977	911.8	1979	872.0	1981	939.1	1983
787.5	1974	877.6	1976	814.0	1978	1064.8	1980	866.9	1982	1061.9	1984

958.48	Moyenne
--------	---------

e) Pluie maximum journalières (en mm) :

Des lois de probabilité (les plus adaptées à l'étude des pluies maximum : Gumbel, Galton et Jenkison) ont été ajustées aux échantillons de pluies maximum journalières enregistrées chaque année aux différentes stations.

Ces lois sont comparées en vue de choisir les pluies maximum journalières de période de retour 10, 20, 50,100 et 1000 ans aux stations de référence puis au site du barrage (Taksebt).

Tableau 4 : Pluies maximum journalières (en mm)

	P10	P20	P50	P 100	P 1000
02/1701	(120)	(143)	(171)	(194)	(273)
02/1703	127	143	166	183	238
02/1705	112	128	144	165	225
02/1712	(120)	(138)	(160)	(181)	(245)
02/1801	120	143	171	194	273
02/1806	97	110	125	138	180
TAKSEBT	121	140	164	185	252

f) Fréquence années sèches-humides :

L'ajustement à des lois de probabilité permet également de définir les fréquences de la pluviométrie annuelle.

Le graphique (fig 5) renseigne les fréquences des années sèches et humides.

On constate :

- Année décennale sèche : 743 mm/an
- Année décennale humide : 1210 mm/an

I.3.2 Apports:

a) Relation pluies-débits :

Sur base des relations pluies-débits de même période de retour, les apports annuels (lame écoulée en mm) peuvent être en première approximation estimés sur base du graphique annexé (Fig. 6).

b) Apports mensuels et annuels au site du barrage :

L'écoulement moyen annuel pour la période 1945-1990 (45 années) est selon l'étude la plus récente elle est de 196 millions de m³ (voir fig 7).

Les tableaux 6 et 7 donnent les débits et apports mensuels et annuels estimés pour la période considérée :

- Tableau 6 : débits en Hm³/mois
- Tableau 7 : débits mensuels en m³/sec

Ces débits et apports sont figurés aux fig 9-10.

On observe deux périodes sèches (1960-61 à 1966-67 et 1976-77 à 1989-90) entrecoupées de périodes humides. On notera que cette dernière période de sécheresse, bien que très longue et intense, n'est pas vraiment exceptionnelle si on la compare avec celle des années 1960-1967.

Les études statistiques menées ont montré que :

- Aucune corrélation statistiquement significative n'existe entre la précipitation d'une année et les précipitations moyennes observées dans les 4 à 10 années antérieures. Il n'y a donc aucune persistance climatique significative, les cycles observés étant simplement dus au hasard.
- La durée typique des périodes humides et sèches correspond à une période de 8 années. L'évolution des apports sur la période 1945-1990 est donnée à la fig 8.

c) Fréquence des apports :

La courbe de fréquence des apports est donnée au **tableau 5** (loi de Galton citée en-dessous) :

TAKSEBT Apport Annuels			
Loi de GALTON			
Probabilité de non dépassement %	Apport Annuel Hm³	Probabilité de non dépassement %	Apport Annuel Hm³
5	84.0	55	192.0
10	101.5	60	202 .5
15	114.0	65	214.0
20	125.0	70	225.0
25	135.0	75	244.0
30	145.0	80	259.0
35	154.0	85	282.0
40	162.5	90	312.0
45	173.0	95	358.5
50	182.0		

I.3.3 Crues :

a) Les crues estimées :

Les débits de pointe des crues basés principalement sur les analyses Gradex:

La méthode du Gradex permet de déterminer les débits de crues exceptionnelles à partir des données pluviométriques qui sont généralement disponibles sur des périodes plus longues il faut néanmoins une disponibilité sur des périodes plus longues. Il faut néanmoins, disposer d'une série de débits longues d'au moins 10 ans pour être en mesure d'appliquer cette méthode

En général, les pluies maximales de 24 heures de durée, génératrices de crue, s'ajustent bien à une loi de Gumbel :

$$F(x) = \text{FND} = e^{-e^{-\alpha(x-x_0)}}$$

On appellera Gradex la valeur $1/\alpha$, c'est-à-dire la pente de la droite d'ajustement sur du papier de probabilité Gumbel dont l'équation est :

$$X = (1/\alpha) y + x_0$$

On peut supposer que la capacité de rétention d'un bassin versant a une limite (l'infiltration, les pertes ne sont pas illimitées) qui est atteinte pour de fortes pluies. Ceci veut dire qu'à partir d'une pluie d'une certaine hauteur de pluie, autrement dit à partir d'une pluie d'une certaine fréquence tombée sur le bassin versant, toute quantité d'eau supplémentaire précipitée s'écoule intégralement ceci nous amène à conclure que les débits maximum journalier sont répartis, sur du papier de Gumbel, sur une droite parallèle à celle de la loi de distribution des pluies journaliers.

On peut ainsi déterminer les débits de crue à partir des fortes valeurs de pluie observées en traçant une droite parallèle à la droite de répartition de ces pluies sur le papier de probabilité de Gumbel.

En pratique, on trace le plus souvent la droite de débits de crue à partir de la crue de fréquence 0.9 (Décennale), ou l'on suppose que la capacité de rétention du bassin a atteint une valeur constante.

Les étapes à suivre pour l'application de la méthode de Gradex sont les suivantes :

- a- On procède à l'ajustement graphique des pluies maximales à une loi de Gumbel. On détermine ensuite le gradex $1/\alpha$ (pente de la droite)
- b- On reporte sur le même graphique, en prenant Gradex aux unités et aux échelles utilisées, les valeurs des débits maximum observés pendant une période d'au moins une dizaine d'années
- c- À partir du débit de fréquence $\text{FND} = 0.9$, on trace une droite parallèle à celle de la répartition des pluies journalières (de même pente $1/\alpha$). Sur cette droite on lit directement les valeurs des débits de fréquence voulue.

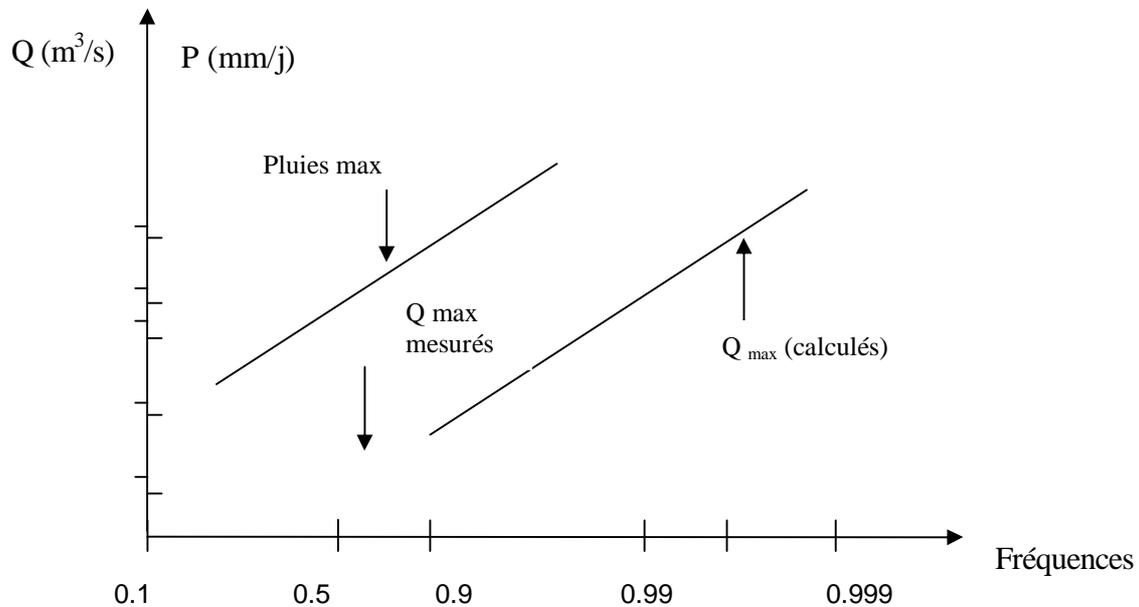


Figure: fondements de la méthode du Gradex

Les débits sont estimés comme suit :

- Crue décennale : $Q_{10} = 960 \text{ m}^3/\text{sec}$
- Crue des travaux : $Q_{20} = 1250 \text{ m}^3/\text{sec}$
- Crue cinquanteennale : $Q_{50} = 1550 \text{ m}^3/\text{sec}$
- Crue de projet : $Q_{1000} = 2450 \text{ m}^3/\text{sec}$
- Crue dixmillénaire : $Q_{10,000} = 3200 \text{ m}^3/\text{sec}$

Il a été vérifié à titre de sécurité de l'ensemble des installations (barrage et évacuateur) qu'une crue dixmillénaire ne provoquait aucun débordement au-dessus de la crête du barrage ni des bajoyers de l'évacuateur.

b) Hydrogrammes de crues :

Les hydrogrammes de crue - établis sur base de la méthode de l'hydrogramme unitaire - des crues présentant des périodes de retour de 10-20 et 1000 ans sont donnés aux figures 11.

c) Fréquence des crues :

On constate une tendance des débits de pointe à s'aligner sur un diagramme logarithmique en "T".

L'ajustement d'une régression linéaire sur ces débits suivant la loi :

$$Q_p = 727.8258 \times \log(T) + 300.5442$$

Conduit aux débits de pointe estimés pour les périodes de retour suivantes :

La fig. 12 figure les différentes périodes de retour estimées. Elles sont par ailleurs renseignées dans le tableau 8.

Tableau 8 : Périodes de retour des crues

Années	Débit de pointe (m ³ /s)
10	965
20	1250
50	1550
100	1850
1000	2450
10000	3200

Années	Débit de pointe (estimés) (m ³ /s)
1	301
2	520
5	809
7	916
10	965
15	1157
20	1250
30	1376
50	1550
100	1850
1000	2450
10000	3200

d) Volume des crues :

Le tableau 9 ci-contre donne les volumes estimés des crues pour différentes périodes de retour.

Tableau9 : Débits de pointe et Volumes des crues :

Années	Débit de pointe (m ³)	Volume de la crue(Hm ³)
1	301 estimé	10.03
2	520 estimé	17.30
5	809 estimé	26.89
7	916 estimé	30.44
10	965	32.07
15	1157 estimé	38.44
20	1250	41.53
30	1376 estimé	45.71
50	1550	51.49
100	1850	61.44
1000	2450	100.00
10000	3200	138.00

e) Laminage des crues :

Les études de laminages des crues ont montré que l'évacuation de la crue de projet (crue millénaire présentant un débit de pointe $Q_p=2450\text{m}^3/\text{s}$) pouvait se faire au moyen d'un seuil superficiel de 100m de longueur utile calé à la cote 165.00 tout en conservant une revanche suffisante vis-à-vis de la crête du barrage dans le cas d'une crue dixmillénaire.

I .3.4 Evaporation mensuelle nette :

Le bilan total évaporation-pluie est obtenu à partir des valeurs mensuelles moyennes renseignées au tableau ci-dessous.

Tableau 10 :

Mois	Evaporation E (mm)	Précipitations P (mm) Station 02/1801	E-P (mm)
Septembre	120,16	44,87	75,29
Octobre	82,21	80,40	1,81
Novembre	55,86	128,08	-72,22
Décembre	36,89	146,78	-109,89
Janvier	37,94	133,69	- 95,75
Février	46,38	102,84	-56,46
Mars	61,13	111,25	-50,12
Avril	84,32	90,68	-6,36
Mai	92,75	56,09	36,66

Juin	118,05	21,50	96,55
Juillet	151,78	8,41	143,37
Août	166,53	10,28	156,25
Moyenne	105,40	934,90	119,13

REMARQUE :

Les analyses de l'étude de régularisation et de l'étude économique montrent que la cote optimale de retenu est la cote 165m. En effet, on constate que ce choix garantit :

Niveau minimum d'exploitation : La cote minimale d'exploitation est la cote de 110m.

Niveau maximum : La cote maximum qui n'est atteint que 1 année sur 3 est estimé à 169,62m.

I.3.5 Analyse d'eau :

Le tableau ci-dessous donne les résultats d'eau de l'oued a différents dates de l'année 1976. Il faut noter que les 28.06.1976 et 05.11.1976, l'oued était en régime de crue.

Paramètres	Unité	Dates				
		03.09.76	28.10.76	05.11.76	06.11.76	23.12.76
Conductivité à 25°	µs/ cm	0.51	0.59	0.53	0.59	0.48
Total sels dissous :	mg/ l	363	301	272	294	193
Na ⁺	mg/ l	20	10	10	10	8
Mg ⁺⁺	mg/ l	24	18	16	16	10
Ca ⁺⁺	mg/ l	44	50	46	46	30
K ⁺	mg/ l	4	0	0	3	3
Cl ⁻	mg/ l	35	25	25	20	10
So ₄	mg/ l	35	15	10	25	5
HCO ₃	mg/ l	202	183	165	171	122
PH	mg/ l	7.8	8	7.9	7.8	7.8
Transport solide	g/ l	0.04	0.38	2.10	0.14	10.54

I.3.6 Températures:

Les caractéristiques de températures estimées peuvent être lues sur le tableau ci-dessous (en degrés centigrades):

Tableau 11 : les caractéristiques de températures estimées

Mois	Moyenne Journalière		Moyenne Mensuelle		Température Absolue	
	max	min	max	min	max	min
Janvier	15	9	19	5	24	1
Février	16	9	22	6	30	1
Mars	17	11	24	6	29	3
Avril	20	13	28	8	37	6
Mai	23	15	31	12	38	7
Juin	26	18	33	15	38	13
Juillet	28	21	36	18	41	17
Aout	29	22	37	19	42	18
Septembre	27	21	34	16	39	12
Octobre	23	17	29	12	38	7
Novembre	19	13	26	9	31	4
Décembre	16	11	21	5	24	0

I.4 Evacuateur de crue :

Cet ouvrage est entièrement fondé sur les grés de granulométrie fine à moyenne .La zone centrale du coursier coupe une zone active (glissement) qui doit être décapée. La stabilité des talus demande des renforcements par boulons et béton projeté. De plus, la galerie d'accès rive droite est drainante, de façon à rabattre les éventuelles eaux de percolation sous la zone glissé.

Pour des raisons de sécurité d'exploitation, un évacuateur de crue de surface sans vannes a été préféré à tout autre dispositif.

L'étude de variantes a montré que les avantages techniques et économiques étaient en faveur d'un déversoir latéral avec coursier à 2 pentes.

L'évacuateur est implanté dans la rive droite.

Cet ouvrage a fait l'objet d'essais sur modèle réduit hydraulique exécutés en 1988-1989 à l'Université de Liège (Belgique).

a) Dispositions constructives :

Les volumes de travaux à exécuter (excavations et bétons) sont importants ce qui impose une organisation rigoureuse et une programmation soignée.

La plupart des travaux d'excavation dans la zone amont doivent être réalisés avant que débutent les fouilles du barrage.

Les ouvrages sont classiques. Des précautions sont prises pour éviter que le bétonnage des grandes masses intervenant dans les seuils et murs de soutènement n'entraîne des contraintes thermiques inadmissibles.

b) Fonctionnement hydraulique de l'évacuateur de crue – essai sur modèle réduit ;**b-1. Côtes maximales-revanche :**

L'ouvrage est dimensionné pour l'évacuation de la crue millénale qui présente un débit de 2450 m³/s. Compte tenu du laminage résultant de l'élévation temporaire du plan d'eau, le débit de pointe évacué est de 1948 m³/s.

Les essais sur modèle (avec une longueur totale du seuil déversant de 110,00 m piles incluses, ce qui correspond à une longueur sans piles de 101,00 m) montrent que la charge pour ce débit est de 4,3 m.

Le niveau de la retenue passe alors à la côte 169,3 m soit une revanche de 2,2 m par rapport à la crête du barrage (171,5 m) (fig13- courbe H3).

Compte tenu des vents dominants au site du barrage et de la disposition de la retenue, cette revanche est suffisante.

En outre, il a été vérifié qu'une crue extraordinaire de 3200 m³/s (crue dixmillénale) ne provoquerait pas de débordement au-dessus de la crête du barrage.

Cette crue correspond à un débit de pointe laminé de 2355 m³/s. La courbe hauteur débit sortant des essais sur modèle réduit montre dans ce cas un niveau dans le lac de 170,2 m avec une revanche restant de 1,3 m. Selon les normes internationales, cette revanche minimale est toujours acceptable.

Ces estimations ne tiennent pas compte du débit complémentaire évacuable par la vidange de fond qui représente environ 200 m³/s.

b-2. Dimensionnement hydraulique- Essais sur modèle réduit :

Un dimensionnement théorique a d'abord été entrepris couvrant les aspects suivants :

- Analyse de l'écoulement dans le canal latéral, bac de réception, suivant la théorie de HINDS. La pente adoptée de 2 % permet l'évacuation des débits déversés en régime d'écoulement sub-critique.
- Calage de l'ouvrage par rapport au niveau de retenue normal pour la crue dixmillénale.
- Vérification pour la crue dixmillénale.
- Estimation des hauteurs d'eau dans le coursier.
- Calcul de trajectoire du jet sortant du saut de ski.
- Estimation du nombre et de la hauteur des piles brise-lames sur la crête du déversoir nécessaires pour la bonne aération de la lame déversant.

Le déversoir latéral ainsi pré dimensionné a été testé et optimisé sur un modèle réduit hydraulique.

Le modèle a permis d'améliorer l'écoulement au niveau du déversoir, du bac de réception et du coursier en apportant les modifications suivantes :

- Nouvelle disposition des piles, et addition d'une sixième pile dans la zone amont du déversoir. Ainsi les débits déversant sont mieux aérés et mieux répartis le long de la crête du déversoir (figure 14).
- Diminution de la pente du pré-coursier (entre le bac de réception et le coursier à pente 36 %) de 2 % à 0,1 %. Théoriquement, la section de contrôle se déplace ainsi de la sortie du bac de réception à l'endroit de changement de pente de 0,1 % à 36 % (fig15). Le résultat pratique en est que les perturbations rencontrées dans le bac de réception et les "cross-waves" dans le coursier en décollant, ont été réduites de manière très importante, tout en maintenant de bonnes conditions d'aération (pour des débits plus faibles que $1800 \text{ m}^3/\text{s}$) de la nappe déversante.

La loi hauteur-débit n'est presque pas influencée par les modifications décrites (H1, H2 et H3 sur la (fig13) et était globalement plus favorable que théoriquement prévue (H3 comparé à H théorique à la (fig 13)).

Si le saut de ski n'est pas pourvu d'une fente, des ressauts accompagnés d'écoulements instables apparaissent sur le coursier à l'amont de la cuillère du saut de ski pour des débits faibles.

La fente a été dimensionnée sur le modèle afin de réduire au minimum la plage de débits durant laquelle les ressauts apparaissent. La fente a été centrée suivant l'axe du saut de ski.

Pour l'étude des érosions au point d'impact du jet sortant du saut de ski, une estimation théorique a d'abord été faite des niveaux d'eau dans l'Oued Aïssi. Ces niveaux sont influencés par le talus supportant la route **RN 12**, traversant la vallée quelques kilomètres à l'aval du site.

Afin de réduire à des limites acceptables les érosions du pied de la colline en rive droite, un déflecteur a été ajouté au saut de ski.

La puissance du courant de retour, à l'origine de l'érosion en rive droite, a en plus été réduite par une modification de la topographie de la fosse pré-excavée d'amortissement.

Finalement, le modèle réduit a permis de mesurer les hauteurs d'eau, les pressions et les vitesses d'écoulement dans le coursier et le saut de ski.

(Document interne du barrage Taksebt, Juin 1989)

I.5 Etude des crues :

Les crues sont des gonflements exceptionnels, débordants ou non, qui affectent, sans périodicité le plus souvent, l'écoulement bien des fois confondues avec les hautes eaux saisonnières moyennes qui restent dans les limites du lit apparent et ne constituent pas une menace pour les riverains.

L'évolution de la crue obéit principalement à la puissance et l'intensité de l'averse, sa vitesse est largement influencée par le couvert végétal, la lithologie, par des paramètres morphométriques du bassin (indice de compacité, densité de drainage, rapport des confluences et des longueurs, ... etc.), par la pente des thalwegs, la forme du lit, la largeur de la vallée.

De plus, les diverses branches du chevelu hydrographique interviennent bien qu'à un degré moindre dans l'évolution ou la perturbation d'une crue. Dans la plupart des cas, ce sont les averses généralisées qui provoquent les grandes crues.

L'élément caractéristique de la crue est certainement son débit de pointe instantané (débit max. instantané). Dans certains cas, ce débit est méconnu et on est obligé de se rabattre sur le débit moyen journalier maximum de l'année, quitte à rétablir le débit instantané par un coefficient multiple dit coefficient de pointe plus au moins empirique.

Une crue est caractérisée aussi par la forme de son hydrogramme, qui est la représentation graphique de la crue. Ainsi si on porte, en abscisses le temps et en ordonnées les différents débits correspondants qui transitent par la section, on obtient une figure en forme de courbe en cloche dissymétrique.

L'hydrogramme fait apparaître, pour une crue simple, cinq secteurs : une période de concentration, la pointe de crue, la courbe de décrue, la courbe de tarissement, le débit de base. Dans les crues complexes, il montre plusieurs hausses et plusieurs baisses qui témoignent de la pluralité des facteurs responsables de la crue.

a) Estimation des crues :

En raison des dégâts matériels et corporels qu'elles provoquent, les crues font l'objet d'études particulières qui mettent en œuvre des méthodes hydrologiques supplémentaires qui en font une branche un peu à part de l'hydrologie. Causes, évolutions, bilans, comparaisons, prévisions et remèdes sont les principaux thèmes retenus pour leur étude. Pour cela, les hydrologues, s'efforcent de prévoir ces phénomènes exceptionnels et en fonction desquels doivent être calculés et construits tous les ouvrages hydrauliques.

Pour dimensionner l'évacuateur de crues, l'élément caractéristique de la crue qu'il faut connaître est le débit de pointe instantané. Pour étudier l'amortissement de la crue à la traversée d'un barrage réservoir c'est alors tout l'hydrogramme de la crue qui est nécessaire de connaître.

b) Données disponibles :

Le manque de données nécessite l'utilisation de différentes méthodes d'estimation des crues. Les informations dont nous disposons sur les crues sont une série chronologique des Q max annuels calculés systématiquement par l'ANRH, défini comme le débit le plus grand de l'année. La durée des observations, bien qu'ayant commencé dès 1949 à la station **RN12** ne dépassant guère 26 ans. La lacune porte sur toute la période 1957/1979.

Il existe aussi une série de jaugeages portant sur la période (1973-2000) avec une rupture de 1979 à 1994. Nous avons tenté de reconstituer les débits de cette période mais la station limnimétrique qui a été emportée avec la cabine hydrométrique lors de la crue du 31 mars 1974. Durant cette période le débit max. instantané jaugé à la station **RN12** a été de 85,70 m³/s le 24.02.1974.

Il faut dire que la connaissance des débits de crue est en général assez aléatoire, ces débits étant difficiles à déterminer avec précision. En crue, les jaugeages sont mal aisés et même dangereux. Ainsi les crues exceptionnelles sont rarement jaugées et il peut arriver parfois que la côte max. atteinte ne soit pas connue (panne de limnigraphe) leur débit est donc le plus souvent estimé à partir d'éléments divers (laissés de crues, pluviométrie).

L'analyse des données brutes montre le caractère très irrégulier des crues durant la période d'observation. Les débits maximums journaliers ont oscillé entre 370.51 m³/s en 1985/1986 et 14.98 m³/s en 1987/1988, soit près de 18 fois moins. C'est une des caractéristiques du régime torrentiel des oueds en climat méditerranéen. Le débit de pointe des crues du 21 novembre 1957 et 31 mars 1974, a été estimé par l'ANRH à 1000 m³/s pour chacune.

c) Etude du débit de pointe :

Dans les études des crues, le paramètre le plus important, quand on fait une étude hydrologique destinée à un ouvrage hydraulique, est non seulement le débit de pointe de la crue (débit maximum instantané de la crue), mais aussi la durée des périodes de dépassement relatives à des débits de différentes valeurs ainsi que les niveaux de confiances associés.

Les méthodes de calcul du débit de pointe peuvent se classer en 3 classes :

1. Méthodes directes ;
2. Méthodes empiriques ;
3. Méthodes statistiques.

c.1. Méthodes directes :

La méthode directe est celle qui nous fait connaître les plus grandes hauteurs atteintes par les eaux (trace laissée par la crue exceptionnelle) et calculer à partir de celle-ci le débit maximum instantané Q_{\max} de la crue. Les traces laissées par la crue exceptionnelle permettent de lever le profil topographique nécessaire au calcul de la section, puis on détermine Q_{\max} au moyen de la formule hydraulique bien connue :

$$Q_p = S_{\text{mouillée}} \cdot V_{\text{moy}} \quad \text{avec} \quad V_{\text{moy}} = C \cdot R \cdot I$$

$S_{\text{mouillée}}$: La section mouillée pour la cote H_{\max} ;

V_{moy} : La vitesse moyenne ;

C : Le coefficient de Chézy, calculé par la relation : $C = 1/n \cdot R^{1/6}$

Avec :

R : Le rayon hydraulique ($R = s/p$) ;

I : La pente du plan d'eau ou le lit de l'oued en ‰ ;

n : Le coefficient de rugosité, sans dimension donné par des tables.

En utilisant cette méthode, **Lakroun** (1995) a estimé le débit de pointe correspondant à la hauteur de 3.80 m atteinte par la crue catastrophique du 31 mars 1974, à :

$$Q_p = 1422,7 \text{ m}^3/\text{s}$$

c.2. Méthodes empiriques :

Les modèles empiriques se basent sur la corrélation qui existe entre les paramètres du bassin versant et la crue à estimer. Le type de fonction reliant les variables est fixé à priori (fonction polynomiale). Le niveau de complexité étant fixé, le callage consiste alors à déterminer la fonction s'ajustant le mieux aux données mesurées.

Il existe plusieurs types de relations permettant le calcul de Q_{\max} .

Pour l'autre part nous appliquerons deux méthodes particulièrement adaptés aux conditions du bassin versant de l'oued Aissi :

Ø Formule de Mallet et Gautier :

$$Q_p = (2K \log(1+20P) S / L) \sqrt{1 + 4\log T - \log S}$$

Avec :

Q_p : débit de pointe de périodes de retour T ans (m^3/s) ;

S : superficie du bassin versant en Km^2 ;

L : longueur de talweg principal en Km ;

P : hauteur de pluie moyenne annuelle exprimée en m ;

K : coefficient régional variant de 3 à 4.

En prenant $K=3$, on obtient :

$$Q_{50\text{ans}} = 1292.56 m^3/s.$$

$$Q_{100\text{ans}} = 1435.93 m^3/s.$$

$$Q_{1000\text{ans}} = 1833.41 m^3/s.$$

Ø Formule de Possenti :

Cette formule a été établie en observant les crues du bassin versant montagneux d'Italie :

$$Q_p = HT^\lambda S/L$$

Avec :

Q_p : Débit de pointe de période de retour T ans (m^3/s) ;

S : Superficie du bassin versant en Km^2 ;

HT : Hauteur de pluie de 24 heures en mm de période de retour T ;

λ : Coefficient variant de **0.4 à 3.1**, est plutôt grand si L est petit, Pour : λ pris égal à 0.8

$$Q_{50\text{ans}} = 1359,8 \text{ m}^3/\text{s};$$

$$Q_{100\text{ans}} = 1498 \text{ m}^3/\text{s};$$

$$Q_{1000\text{ans}} = 1963 \text{ m}^3/\text{s}.$$

c.3. Méthodes statistiques :

Les méthodes d'analyse statistiques des débits de crues d'importantes implications dans l'étude économique des aménagements.

L'accent est mis sur l'analyse et le traitement des incertitudes de toute nature et la nécessaire utilisation des informations les plus complètes notamment les séries chronologiques et les données historiques, pour estimer au mieux les débits de crues de probabilités fixées, assortis de leur intervalle de confiance. Les méthodes probabilistes peuvent se ranger en 4 catégories :

1. La méthode de l'hydrogramme synthétique.
2. Les méthodes à échantillonnage fixe tels que les débits maximum annuels ;
3. Les méthodes de type de renouvellement ;
4. Les méthodes stochastiques ;

- **Les méthodes stochastiques :**

En modélisant statistiquement les processus, elles sont très utiles pour étudier par simulation des variables complexes, mais elles contrôlent les incertitudes, ce qui limite la validité des extrapolations.

- **Les méthodes de types de renouvellement :**

Son principe est simple : Probabilisé les débits de toutes les crues qui dépassent un seuil critique et probabilisé l'occurrence d'apparition dans le temps de ces crues puis recomposer ces 2 aléas pour obtenir le risque annuel de dépassement d'un certain débit (n débits max), sur les (n années.) subsiste le risque de dépendance des observations puisque l'on peut être amené à prendre plusieurs crues dans une même année et pas de crues pour d'autres années.

• **Les méthodes des maximas annuels :**

Elles sont à la fois les plus simples, les plus répandues dans le monde cependant il faut savoir que ces méthodes ne tirent profit que si l'information est suffisante, au moins 30 ans de données observées d'après l'OMM.

• **La méthode de l'hydrogramme synthétique :**

Elle permet de calculer directement les débits des crues instantanés pour différentes fréquences (périodes de retour). Elle est basée sur l'utilisation de l'information pluviométrique relative au bassin versant de l'oued Aissi.

[Mémoire: Bensalem.L et Boughias .S]

Ø **Etude des crues fréquentielles par la méthode des maximas annuels :**

Les lois les plus fréquemment employées dans le cas des débits extrêmes sont les lois **Gumbel** et **Galton**.

Mais vu l'expérience à démontrer que la méthode de **Gumbel** c'est celle qui correspond le mieux au climat Algérien.

• **Loi de Gumbel type II :**

Expression de la loi : Elle a pour fonction de répartition : $F = e^{-y}$

Soit P la probabilité pour que tombe une pluie supérieure ou égale à une pluie donnée X

$$P = 1 - e^{-y}$$

$$Y = X_0 + \frac{X}{\alpha}$$

$$\text{Avec : } \left\{ \begin{array}{l} X = \bar{X} - \frac{0.577}{\alpha} \\ \frac{1}{\alpha} = 0.780 \cdot \sigma \end{array} \right.$$

Avec :

Y : variable réduite de Guembel

X : Moyenne arithmétique

σ : écart type

\bar{X} : précipitation donnée avec une probabilité

Après substitution on aura :

$$Y = 48.44 + 19.7X$$

Le tracé de la droite de d'ajustement sur papier Gumbel se fera par rapport à deux points, une fois la droite tracée nous ferons reporter les points de coordonnées (P_{jmax} , f_{exp}) :

f_{exp} : probabilité expérimentale

P_{jmax} : précipitation maximale journalière correspondante.

On fait ensuite le test de χ^2 étant préalablement établi et vérifié, par conséquent la loi de Guembel peut être appliquée sans réserve.

Enfin on déduit la précipitation maximale journalière décennale par lecture graphique

$P_{jmax}(10\%)$.

- **Loi de Galton :**

Expression de la loi : La loi de Galton s'écrit sous la forme suivante :

$$P_{jmax} (\%) = \frac{P_{jmax}}{\sqrt{cv^2+1}} e^{u\sqrt{\log(cv^2 + 1)}}$$

Avec :

$P_{jmax}(\%)$: pluie journalière maximale de fréquence donnée

\bar{P}_{jmax} : moyenne des précipitations maximales journalières

Cv : coefficient de variation

u : variable de Gauss

Cependant la loi de Galton s'applique pour des régimes méditerranéens, caractérisés par leurs irrégularités.

 **Remarque :**

Ils ont remarqués le rapprochement des résultats obtenus et par mesure de sécurité ils ont retenu la plus grande des deux valeurs de P_{jmax} (qui correspond à la valeur donnée par la loi de Gumbel).

[Mémoire: Haddad.N et Hadadi.M]

Chapitre II

Auscultation Et Surveillance Du Barrage

II.1 Introduction :

La sécurité des barrages en exploitation repose essentiellement sur leur surveillance permanente qui est définie cas par cas mais comprend toujours les aspects généraux suivants :

-**les visites périodiques ordinaires**, effectuées régulièrement (périodicité de 1jour à1 mois selon les cas) par l'exploitant lui-même, en vue de déceler les anomalies évidentes ;

-**les visites annuelles et décennales** intéressent l'ensemble de l'ouvrage ; en particulier les visites décennales impliquent en principe la vidange du réservoir et la visite des parties normalement immergées du barrage; devant les difficultés d'application de cette règle, notamment en matière de pollution , la visite subaquatique par soucoupe ou camera téléguidées est maintenant acceptée, ces visites sont l'occasion de vérifier le bon fonctionnement des organes de sécurité, notamment les vannes.

Le programme d'auscultation du barrage et de sa fondation définit la nature et la périodicité (de 1 jour à1an) des mesures effectuées au moyen d'appareils spécialement incorporés dans l'ouvrage pour en suivre le comportement et déceler les éventuels écarts avec les prévisions du projet :il s'agit essentiellement de mesures de déplacements [topographie ,extensomètres ,inclinomètres] , de piézométrie (piézomètre cellules de pression interstitielle) de débits de fuite ;à quoi s'ajoutent les mesures spéciales « sur mesure »telles que le suivi des fissures dans le béton ou la mesure des pressions totales dans les remblais.

L'interprétation des mesures d'auscultation doit être effectuée en concertation avec le projecteur de l'ouvrage qui sera mieux à même de déterminer la gravité des anomalies éventuellement constatées (notons que dans plusieurs pays le projecteur est obligatoirement impliqué dans cette opération) même consiste en première approche à comparer les mesures avec des modèles déterministes (résultats des calculs du projet par exemple) ou avec des modèles statistiques qui indiquent le degré de continuité des phénomènes ; c'est ce second type de modèles qui est le plus fréquemment employé en France, la philosophie étant que les événements progressifs à vitesse contrôlée qui ne peuvent conduire à des ruptures sans prévention.

II.2 Organigramme de l'auscultation et surveillance du barrage :

On a présenté dans un organigramme, les principales étapes à suivre pour effectuer la sécurité d'un ouvrage hydraulique :

II.3 Conclusion :

Tout accident est dû à une combinaison de causes parmi celles-ci, le manque de surveillance de l'ouvrage, système d'auscultation mal conçu, hors service ou tout simplement non exploité, les grands exploitants de barrage estiment qu'une auscultation systématique, régulièrement et surveillance visuelle, la base de la sécurité de leur ouvrages.

Dans les pays développés, les services locaux de protection civile sont parfaitement équipés entraînés et informés pour intervenir très rapidement et efficacement en cas de crues habituelles afin de ravitailler les gens de les aider dans leurs déplacements et la protection de leurs biens de les évacuer au besoin afin de rétablir des conditions hygiéniques et sanitaires normales. Les besoins de secours augmentent très vite à la mesure de l'intensité de la crue. Dans les autres pays la désolation et la mort rodent encore et sans doute pour longtemps, car les moyens de secours dont on devrait disposer sont considérables et ne sont jamais financiers.

On doit aussi souligner qu'on a pu établir un système de surveillance et un réseau d'alerte à mettre en œuvre des ouvrages de protection, organiser les secours.

Conclusion Générale

Pour concevoir une retenue d'eau ; il faut bien faire une étude qui va peser entre le bénéfice et le déficit de ce projet, que se soit économiquement que techniquement. En cas de risque mineur ou majeur, on édifie pour le barrage un évacuateur de crue qui va lui assurer une régularisation du niveau d'eau qui est appelé laminage de crue. La surveillance et l'auscultation de ce dernier est assurée pendant et après sa réalisation.

Comme la crue est un phénomène hydrologique qui a une relation directe avec les averses de pluie pendant des années, donc il faut connaître les caractéristiques du bassin versant et sa retenue. Notre problématique est d'éviter ce genre de catastrophe pour en diminuer les dégâts ou pour les éliminer. Mais on peut envisager le renforcement ou la multiplication des barrages en y mettant le prix comme par exemple concevoir un barrage écrêteur à l'aval. Efficace ou non, l'écrêtement des crues est porteur d'inconvénients majeurs. Il faut donc choisir, ou bien on met de l'argent pour libérer les zones inondables et renforcer les levées existantes, ou bien on le met dans les barrages et on consacre l'occupation et la perte des zones inondables.

Le concept même de contrôle strict des crues est fondé sur l'idée que l'homme peut s'opposer à la nature, la contraindre et le forcer à se plier à sa volonté, mais la réalité prouve le contraire. A efficacité équivalente pour pallier les sinistres des crues, mieux vaut choisir la solution qui épargne l'environnement fluvial (remarquable et reconnu comme tel à l'échelle méditerranéenne). Il importe, pour cela, que la population soit mieux informée à propos des aménagements de la rivière, et qu'elle puisse trouver une voix pour s'exprimer. Et mettre des organismes qui vont s'en charger de tout mesurer et mettre sous l'œil tout ce qui sera détecté comme anomalie et parvenir à le solutionner à terme, pour mettre la vie humaine en sécurité.

Le constat fait sur le barrage de Taksebt que les crues qui ont eu à son niveau n'étaient pas vraiment de grandes tailles. Vu que la loi dit qu'un barrage fonctionne toujours malgré une crue très pointue avec un débit instantané très fort, et un évacuateur de crue pas surdimensionné, mais peut subir une rupture si la crue est lente et de durée plus longue avec le même type d'évacuateur de crue.

Notons qu'un réseau d'alerte aux crues permet d'avertir la population deux à trois jours à l'avance.

Et enfin ; on recommande quelques solutions qui sont les suivantes :

- **Ralentir la crue** : pour réduire la vitesse et la taille des crues, il faut notamment reculer les digues, restaurer les zones humides, les plaines d'inondation et les méandres, et ralentir les écoulements urbains. Ces mesures présentent aussi des avantages majeurs au niveau écologique et esthétique, ainsi que pour les loisirs.
- **Améliorer les procédures d'alerte** : les mesures les plus importantes pour sauver des vies sont évidemment l'amélioration des systèmes de prévision, d'alerte et d'évacuation. Il est également vital de mettre au point à l'avance des stratégies pour aider les habitants et les agglomérations à reprendre une vie normale après la crue.
- **Éviter de construire en zone inondable** : un moyen fondamental de réduire les dégâts, particulièrement dans des pays moins densément peuplés comme Tizi-Ouzou, est d'éviter d'encourager les gens à s'installer dans des zones vulnérables aux crues. Gérer les zones inondables, c'est notamment y empêcher de nouvelles installations et, pour les personnes qui vivent dans les zones les plus dangereuses, les inciter financièrement à déménager.
- **Protéger les immeubles et les zones les plus vulnérables** : des mesures structurelles sont à prévoir. Ainsi, il faut imposer des normes anti-crues aux immeubles individuels (par exemple, surélévation sur pilotis ou sur remblai),

ainsi qu'aux communes (par exemple, construction d'abris anti-crue et protection des puits de captages d'eau) ; mettre en place des champs d'expansion des crues et des dispositifs de diversion des eaux (zones non constructibles où peuvent s'épandre les crues) ; et prévoir l'usage judicieux de digues bien entretenues pour les zones urbaines vulnérables.

- **Améliorer la gestion des barrages** : dans de nombreux pays, les barrages aggravent les crues lorsqu'ils sont submergés, rompent ou sont mal gérés (ainsi lorsqu'ils sont maintenus à leur niveau maximum pour optimiser la production hydroélectrique, ce qui laisse peu de réserve pour écrêter la crue). Des règles de gestion devraient être mises en place dans une démarche participative, rendues publiques, et strictement appliquées. L'évaluation de la sécurité des barrages existants est une autre problématique importante ; la priorité devrait aller au démantèlement des ouvrages peu sûrs.

Références bibliographique

Références bibliographiques

- ✳ ARRÈRE Alain 1996 : Techniques de l'Ingénieur, traité Construction C 55 55.
- ✳ ACADEMIE DE GRENOBLE Lycée Lachenal/Argonay: Les barrages.
- ✳ BECUE Jean-Pierre (SAFEGE), avec la participation de DEGOUTTE Gérard (ENGREF) et LAUTRIN Danièle (Cemagref) : Choix du site et du type de barrage.
- ✳ BALLAND Pierre , MARTIN Xavier, MONADIER Pierre, THIBAUT Michel 2004 : la sécurité des digues du delta du Rhône politique de constructibilité derrière les digues.
- ✳ BÉROD Dominique 2006 : Prévion et gestion des crues en Valai.
- ✳ BOUBEE Yvain 2006 : ralentissement dynamique des crues.
- ✳ CEMAGREF 2007-2008 : Développement d'un module de prise en compte des barrages dans un modèle hydrologique de prévision des crues , Application au bassin versant de la Seine.
- ✳ Copyright © Conseil Général du Gard 2006 : Accès à une information de prévision de crue (Service de Prévion des Crues SPC Grand Delta et Collectivités Territoriales).
- ✳ Contrat De Riviere 2002 : Les crues et les risques d'inondation, État des lieux
- ✳ Catherine Lautray 2006 : La double mission des grands lacs de seine, le soutien d'étiage , l'écrêtement des crues.
- ✳ DEHOVE Thibaut, HILT Aurélien, SERVAN Olivier, OPTYKER David , WANG Le 2010: Etudes de conception d'un barrage en enrochements au Sep.
- ✳ DUNGLAS Jean 1995 : Rapport Dunglas : coordination de l'activité des services administratifs dans la lutte contre les inondations sur les bassins de l'Aisne et de l'Oise.
- ✳ Dossier Départemental Des Risques Majeurs – 2006 : Le risque barrage.
- ✳ Document interne de L'ANB : Barrage de Taksebt sur l'oued Aissi ; Monographie (volume 1a-texte (chapitre 1 à 9)) ©BG.
- ✳ Document interne de L'ANB mars 2002 : Barrage de Taksebt sur l'oued Aissi ; Monographie (volume 1b-texte (chapitre 10 à 12)).
- ✳ Document interne de TAKSEBT 1989 : Etude d'avant projet détaillé, Rapport de synthèse (texte) volume 2a conditions géologiques et géotechniques.
- ✳ Document interne de TAKSEBT 1989 : Construction du barrage de Taksebt , Document d'information (texte et annexes).
- ✳ Document interne L'ANRH 2007 : Les débits.
- ✳ Document interne de L'ANRH GRISONI Maurice et DECROUX Jacques 1972 : Cours d'hydrologie superficielle.
- ✳ EDF électricité de France ; Branche Production Ingénierie 2006 :PPI Barrage de monteynard.

Références bibliographiques

- ✿ E.ESKENASY, A.LEJEUNE, J.MARCHAL et M. PIROTON 2002 : L'énergie hydroélectrique et les barrages.
- ✿ Fiche d'information du programme d'actions de prévention des inondations du Val de Saône 2005 : les repères de crue.
- ✿ François BARTHELEMY, Xavier MARTIN, Jean-Loïc NICOLAZO 2004 : La réglementation en matière de sécurité des barrages et des digues.
- ✿ Gardel et Bonnard 1970 : Surélévation du barrage des zardezassur l'oued saf-saf ; Evacuateur de crues ; Essais sur modèles.
- ✿ GERARD François, ROCHAS Michel 2008 : La prévision des crues durant les intempéries du 4 mai 2007 dans les Pyrénées-Atlantiques.
- ✿ Guinard Christian et Grossetete Jean-Christophe 1993 : Le projet de barrage écrêteur de crues, au Veurdre.
- ✿ Haddad.N et Hadadi.M : Projet de fin d'étude : Etude du bassin d'orage de la Z.H.U.N de T.O promotion 1998).
- ✿ Hydratec 2007 : Etude de cohérence du bassin de la Maine;Etape 4 : Modélisation des crues et compréhension du fonctionnement du bassin.
- ✿ HAUTIER Joël 2008 : La sûreté de l'exploitation.
- ✿ KERT M. Christian 2008 : L'amélioration de la sécurité des barrages et ouvrages hydrauliques.
- ✿ Le Ministère De L'écologie Et Du Développement Durable 2004 : Les ruptures de barrages.
ROYET Paul (Cemagref) , membres du groupe : DEGOUTTE Gérard (ENGREF), GIRARD Max (SOMIVAL), LINO Michel (ISL), TEYSSIEUX Jean (COYNE & BELIER), et TRATAPEL Georges (CNR) : Petits barrages en béton.
- ✿ LE DELLIOU Patrick 2008 : Bureau d'Étude Technique et de Contrôle des Grands Barrages, Grands barrages Petits barrages
- ✿ LAMAGAT Jean-Pierre 2010 : Optimisation de Gestion des Réservoirs.
- ✿ LEVILLAIN Jean-Pierre 1987 : Les risques hydrauliques ; inondations ; érosions ; affouillements.
- ✿ Ministère De L'intérieure Et De L'aménagement Du Teretoire 2006 ; Description du risque crues TOME I.

Références bibliographiques

- ✿ MANDYAM Sandhya CHENNU : Réduction des crues à l'échelle du bassin versant au moyen de barrages secs dispersés: Analyse de l'impact sur l'ensemble du régime débit-fréquence.
- ✿ Mémoire hydraulique, Ramdhani Safia, Moumeni Halima 2002 : Calcul d'un tunnel hydraulique cas de la vidange de fond du barrage Taksebt.
- ✿ Mémoire Bensalem.L et Boughias Saida 2007 : Etude de l'impact hydraulique sur le transport solide au niveau du bassin versant de L'oued Aissi : Barrage de Taksebt.
- ✿ MARTIN Pierre : Ces risques que l'on dit naturels.
- ✿ Mériaux Patrice; Gautier Joseph, Hatet Olivier 2000: Barrage de Carcès sur Le Caramy (Var)
- ✿ Organisation Meteorologique Mondiale Temps-Climat-Eau Commission D'hydraulogie2008 : Prévision Hydrologique Et Gestion Des Crues .
- ✿ P. Le Delliou : Les barrages : conception et maintenance.
- ✿ Petite Hydroelectricite : Guide technique pour la réalisation de projets 2005: structures hydrauliques.
- ✿ Préparation Du CTC Rhône Aval du 2007 :d'un CTC à l'autre bilan de la concertation, Rhône aval n°5.
- ✿ Plan Particulier D'intervention Barrages 2008 : Les barrages hydroélectriques.
- ✿ PREFECTURE DE LA HAUTE-SAVOIE – Cabinet – D.I.D.P.C:Livre I analyse des risques.
- ✿ PIEGAY Hervé1993 : Impacte de la crue de l'Ouvèze du 22septembre1992sur la forêt alluviale.
- ✿ PARENT Phillipe, BUTIN Tony, VANHEE Stephane, BUSZ Nadège 2007:De nouveaux outils pour optimiser la gestion des crues :supervision et système de centralisation de données (conception , réalisation, photographie, cartographie).
- ✿ P. Royet, Cemagref : Pathologie des barrages en service et orientations pour la recherche.
- ✿ Risques infos 1996 : Bulletins de liaison de l'institut des risques majeurs.
- ✿ Risques infos 2008 : La métrise des risques associées aux barrages en Rhône Alpes.
- ✿ Risques infos 2004 : La planification des secours.
- ✿ ROUX Jean-Bastien, BEUCHET Thomas Année 2008-2009 : Les barrages.
- ✿ RUEL Clément, SARRAZIN Hélène, WURTZ Vincent 2006 : Les barrages : Exemple du barrage de VOUGLANS.
- ✿ Serreau Guy 2008 : L'alerte en cas de rupture d'un grand barrage.

Références bibliographiques

- ✿ Service de l'Eau et des Rivières 2007 : Caractéristiques techniques des barrages écrêteurs de la crue du département du Gard.
- ✿ SARI AHMED Abdelwaheb Alger 2009 : L'hydrologie de surface.Ed : Houma
- ✿ Un article de Wikipédia, l'encyclopédie libre2009 : Barrage.
- ✿ Un Rapport D'IRN Barrage rivière et peuple 2007 : Avant le déluge: crues et changement climatique.
- ✿ Wasser Energie Luft 99 ; Jahrgang 2007 : Répercussions des changements climatiques sur la protection contre les crues en Suisse.

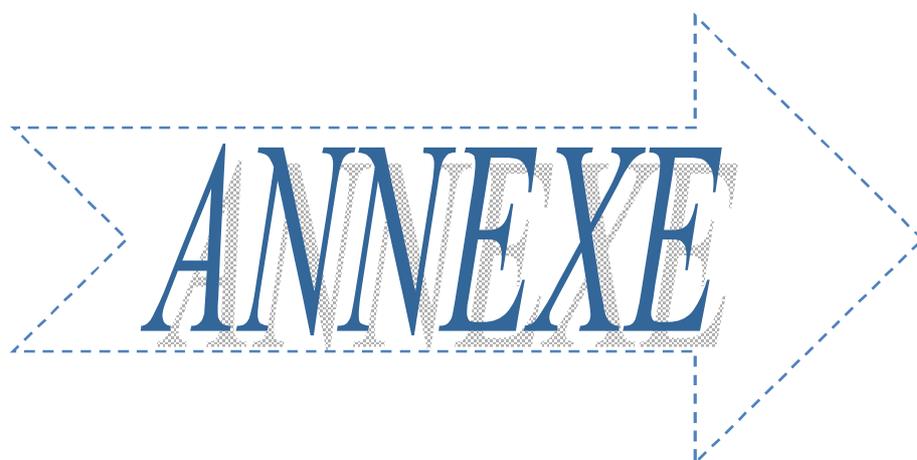
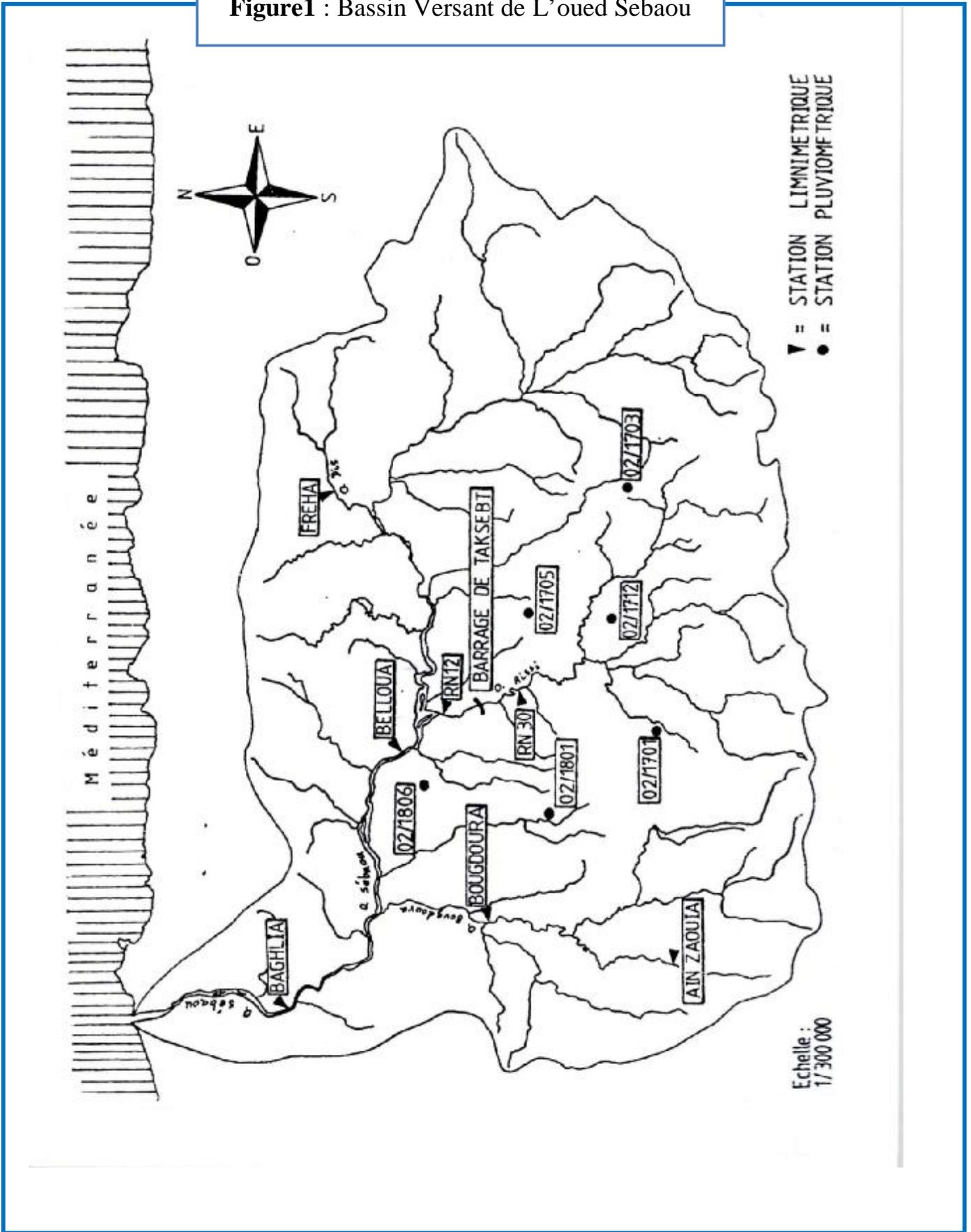


Figure1 : Bassin Versant de L'oued Sebaou



**Figure 2 : Carte Des Isohyètes Du Bassin
Versant Du Sébaou (D'après B&P)**

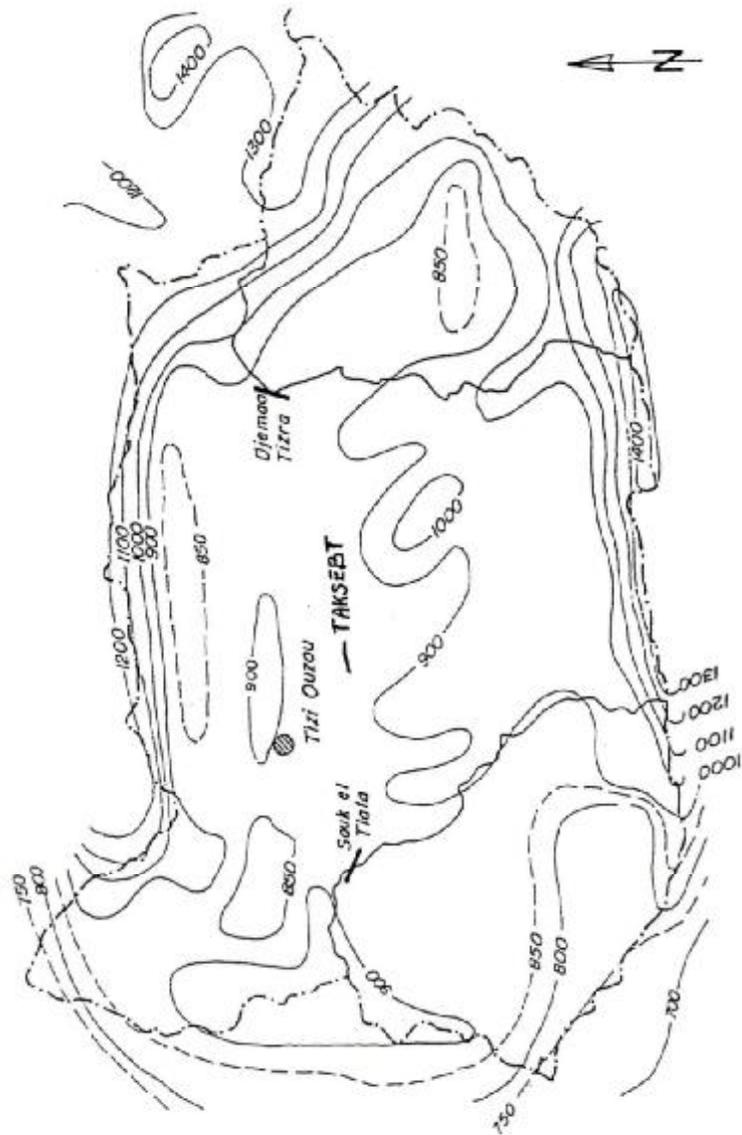


Figure 3 : Taksebt Pluviométrie Annuelle

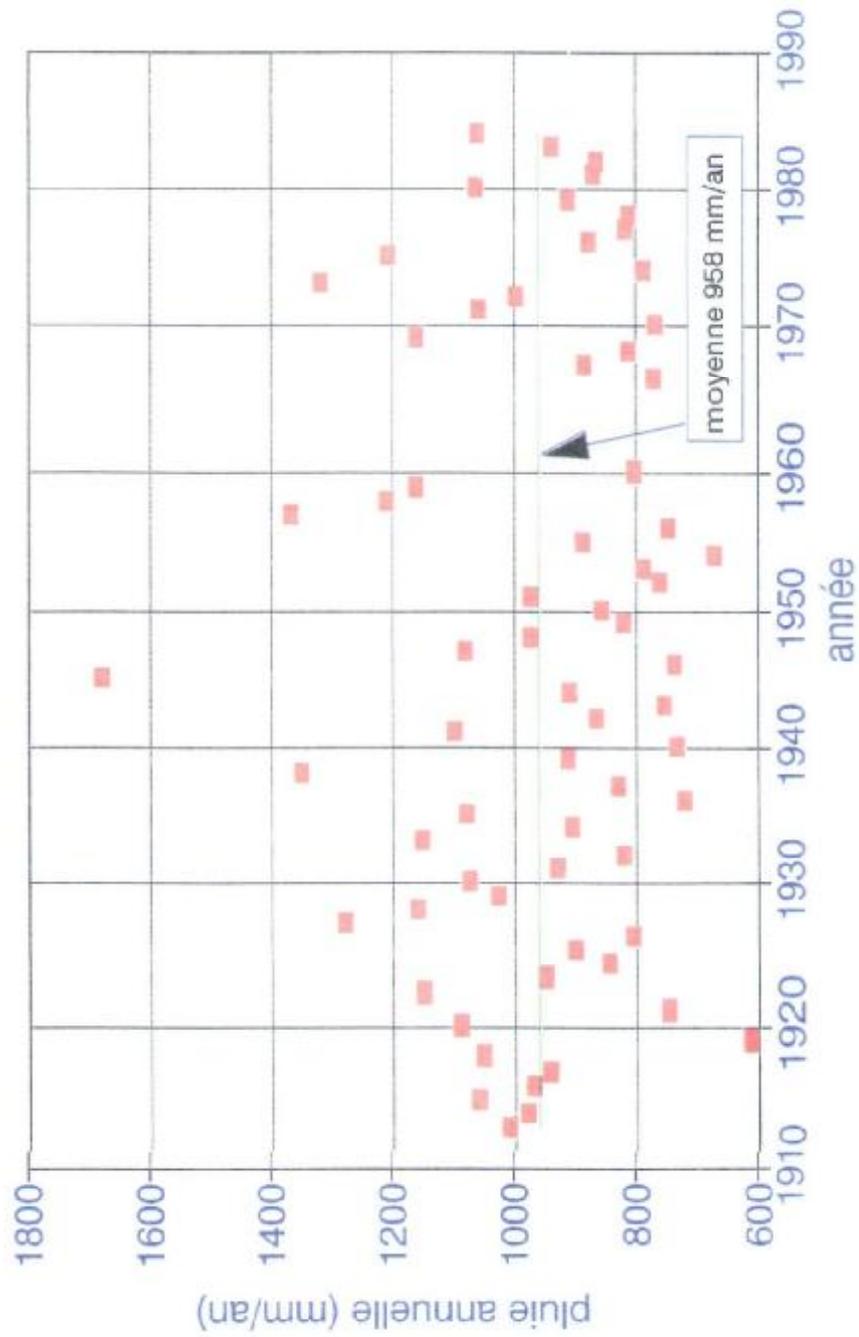


Figure 4 : Taksebt Fréquence De La Pluviosité Annuelle

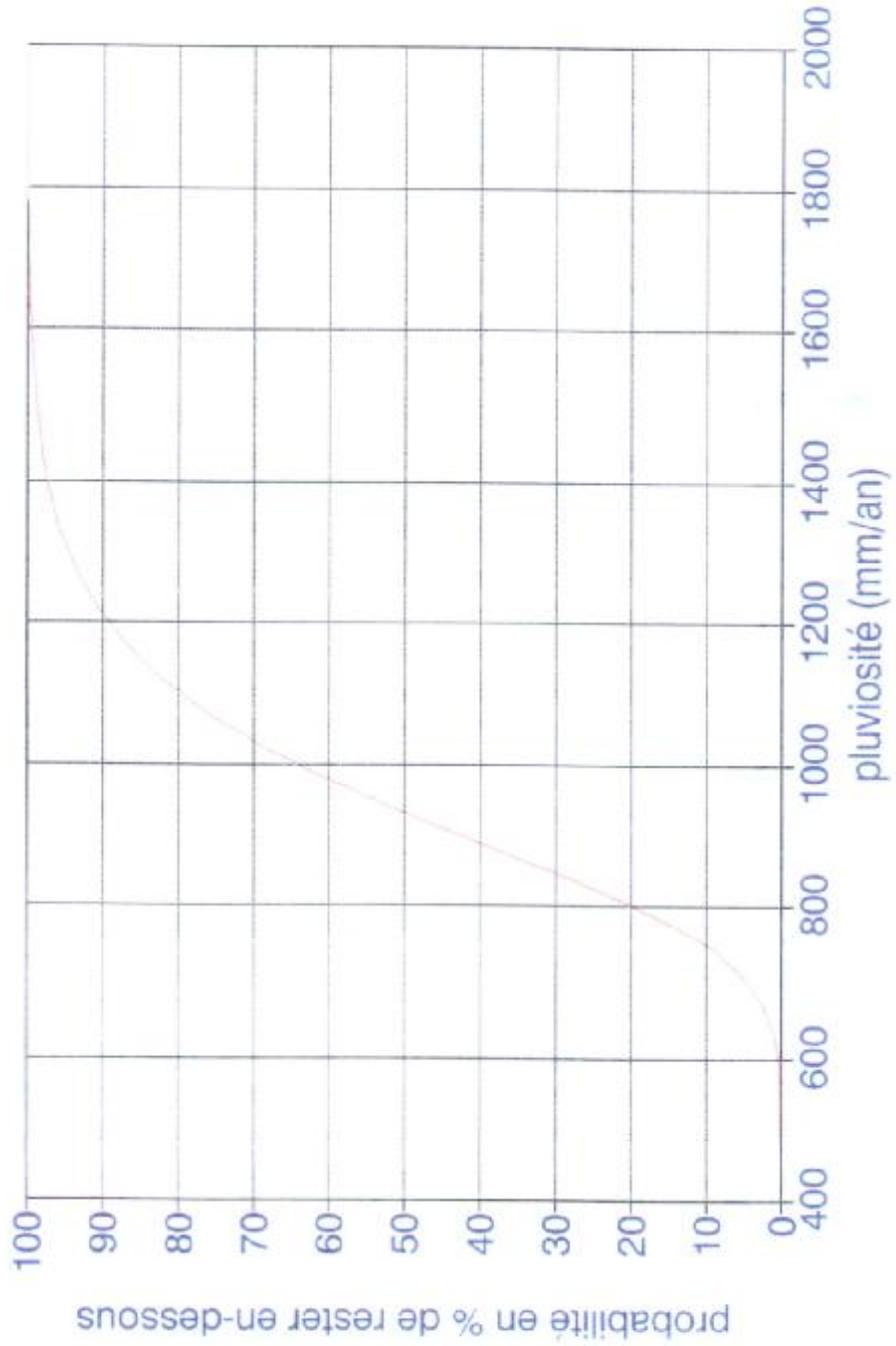
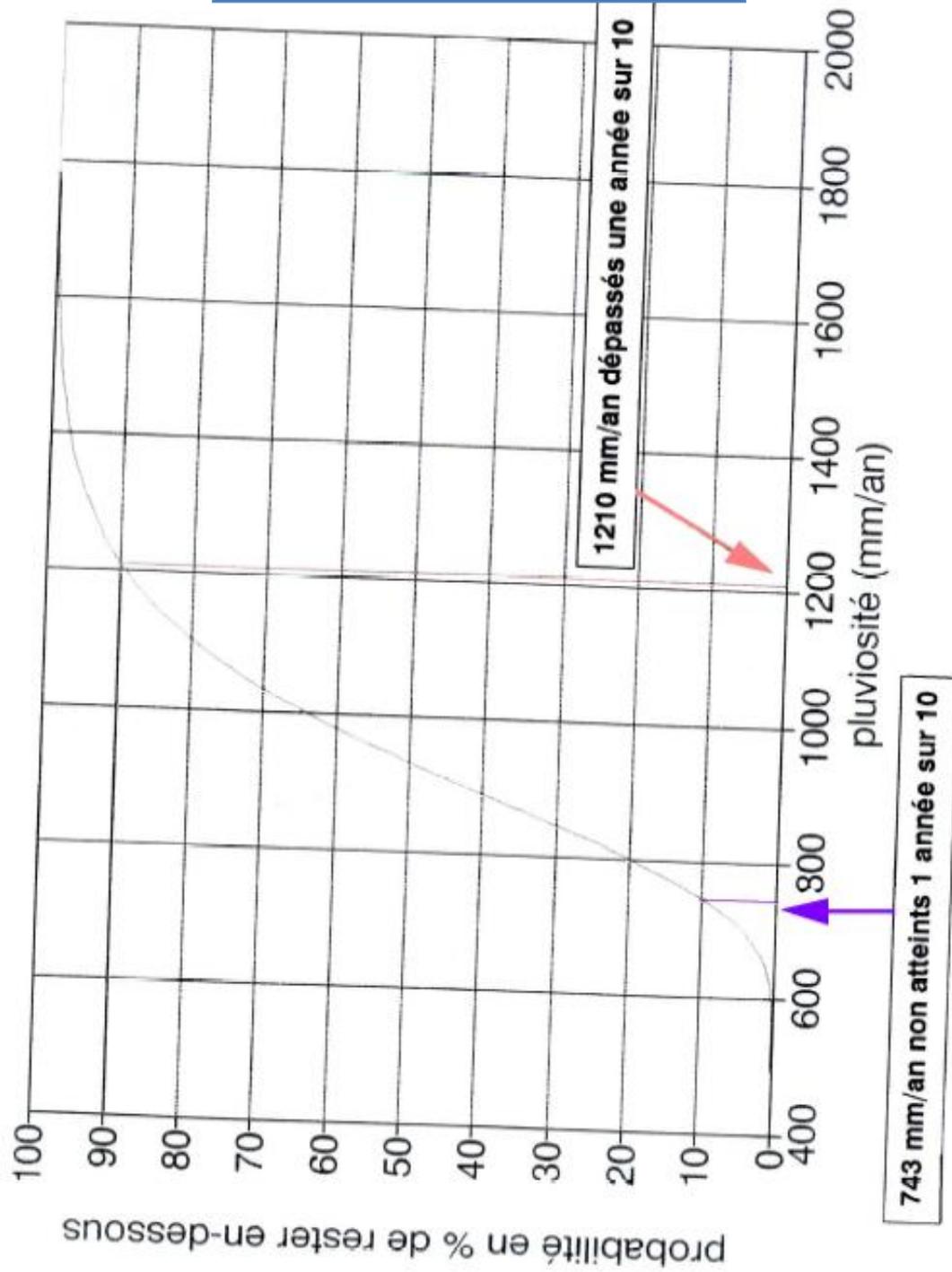


Figure 5 : Fréquence De La Pluviosité Annuelle



**Figure 6 : Relation
pluie-Débit**

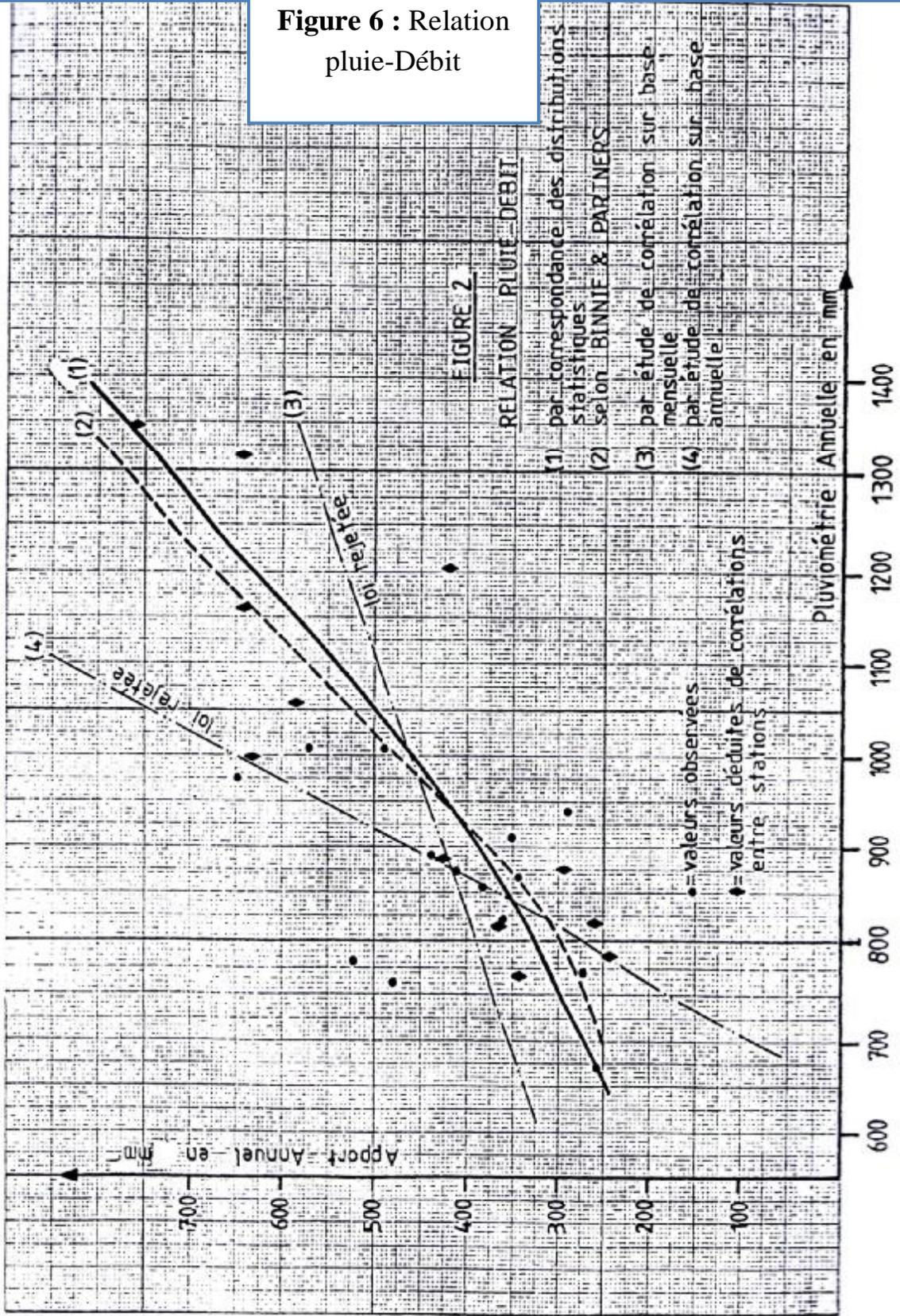


Figure7 : Apports A Taksebt 45Années

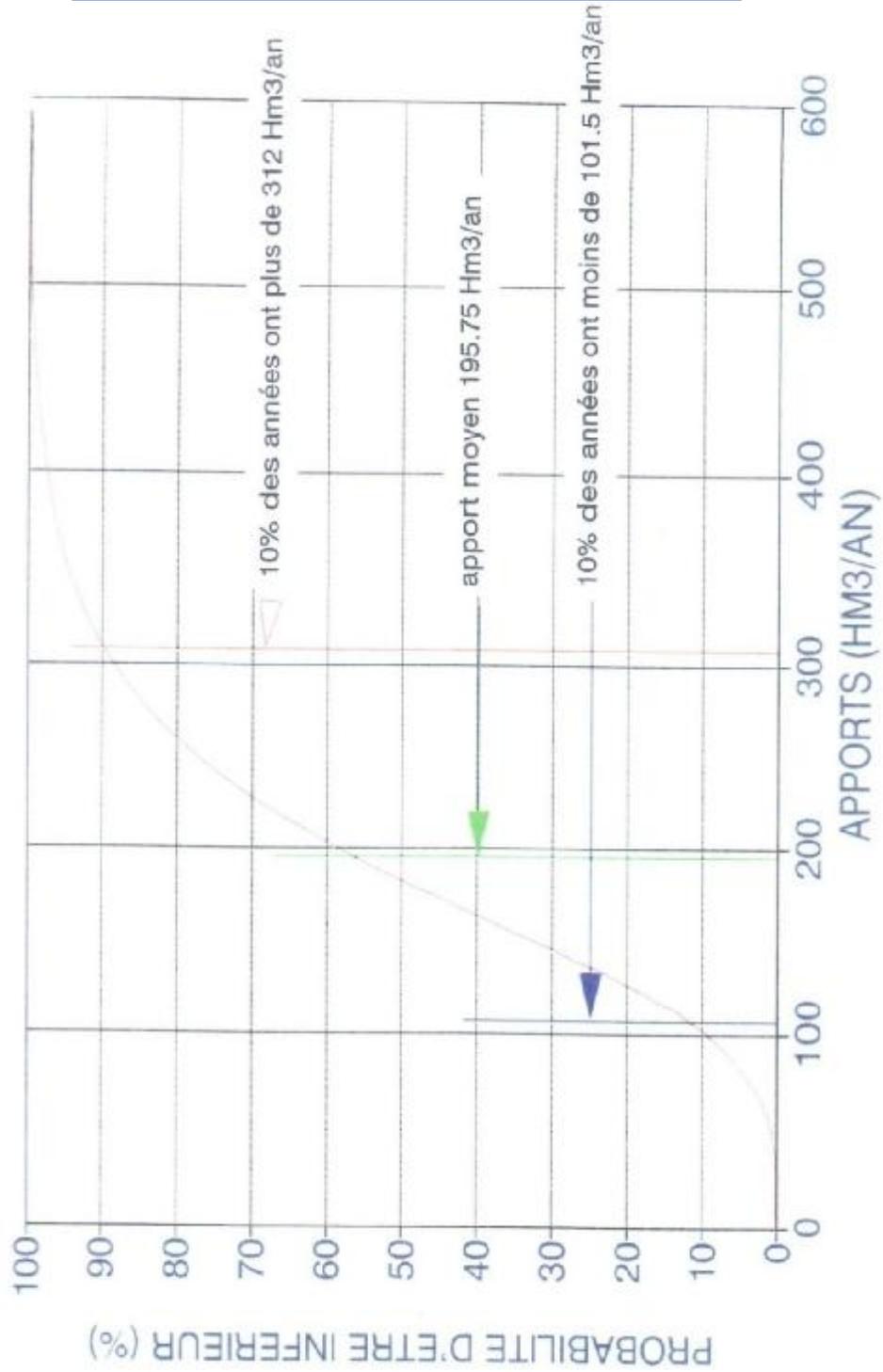


Figure 8 : Taksebt Apports Annuels

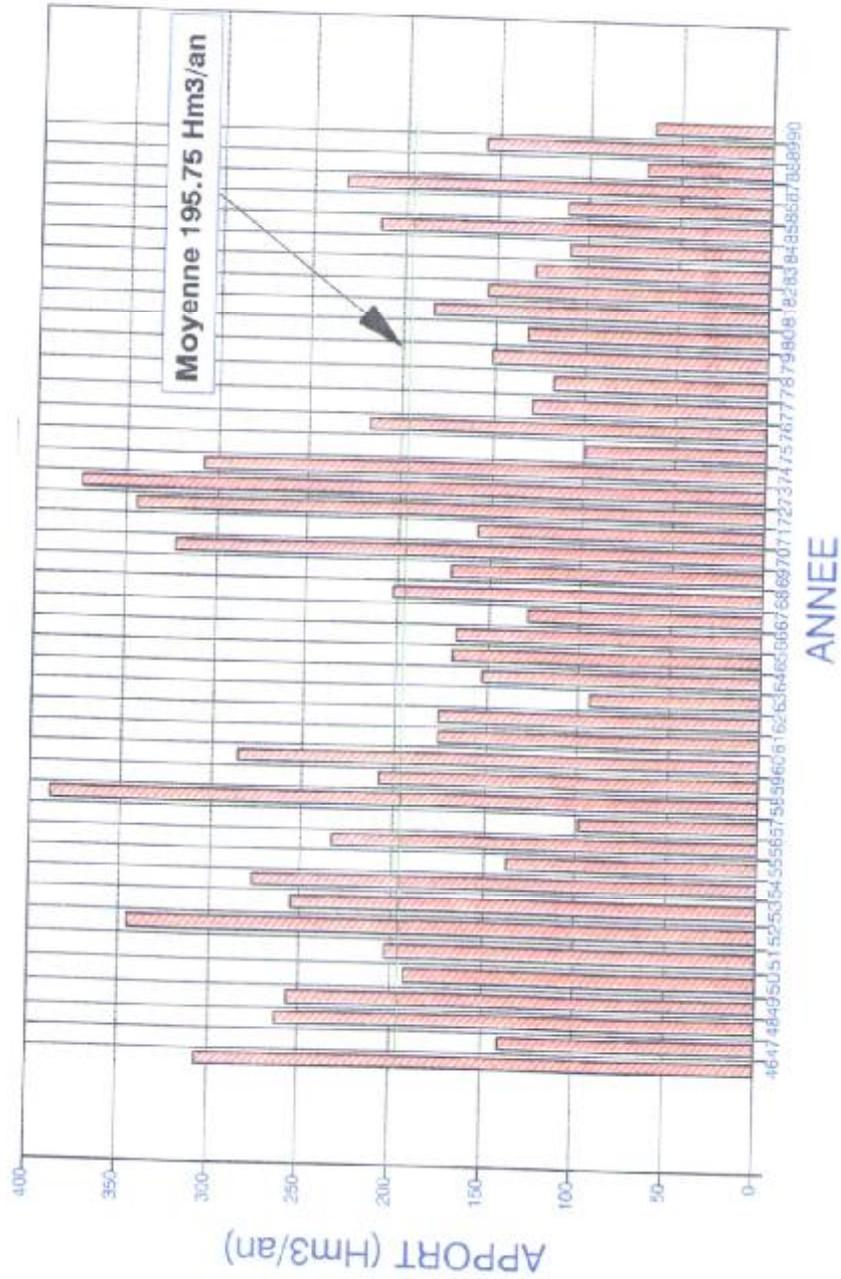


Figure 9 : Taksebt Apports Mensuels m³/S

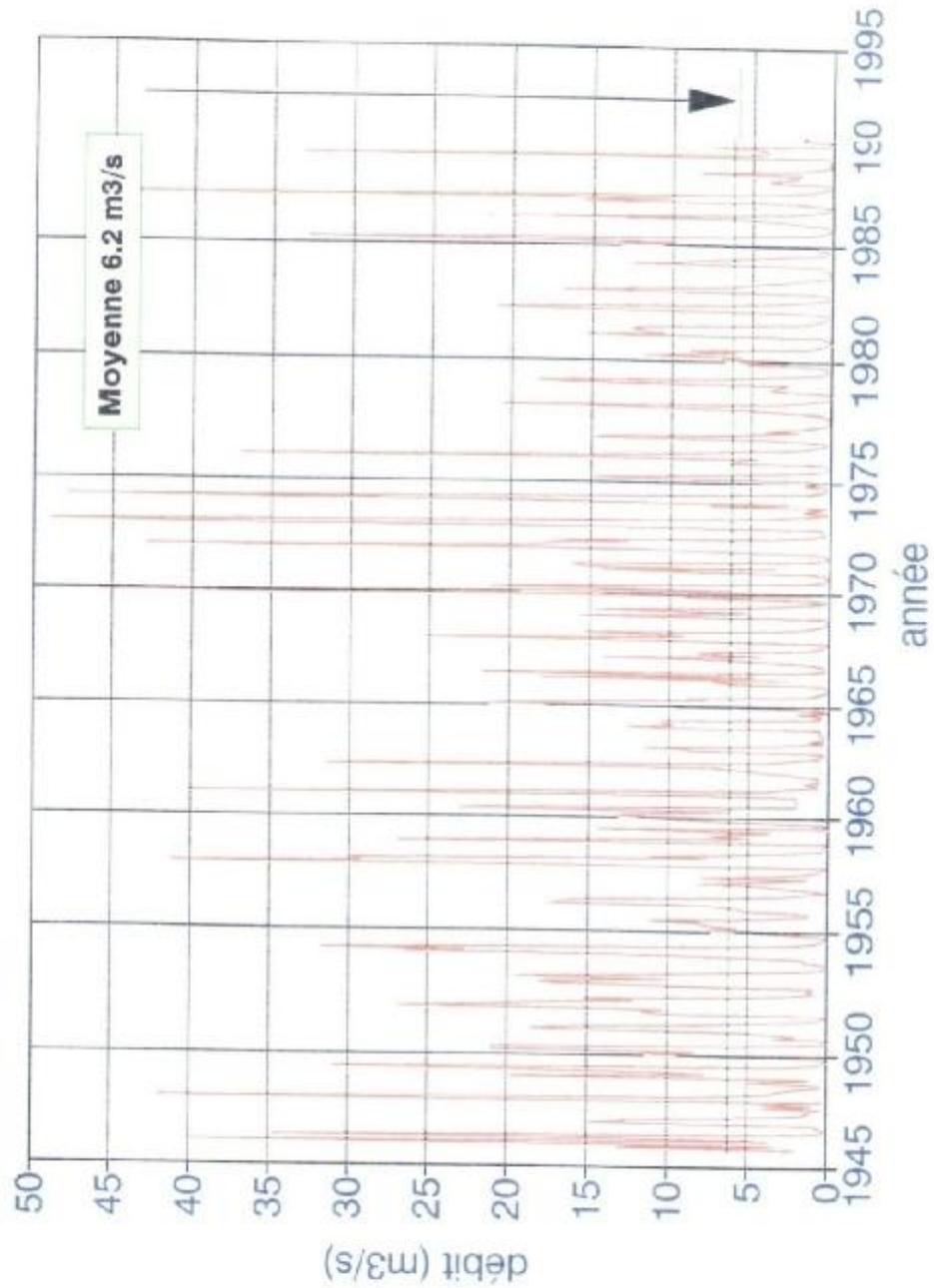


Figure 10 : Taksebt Apports Mensuels Hm3/Mois

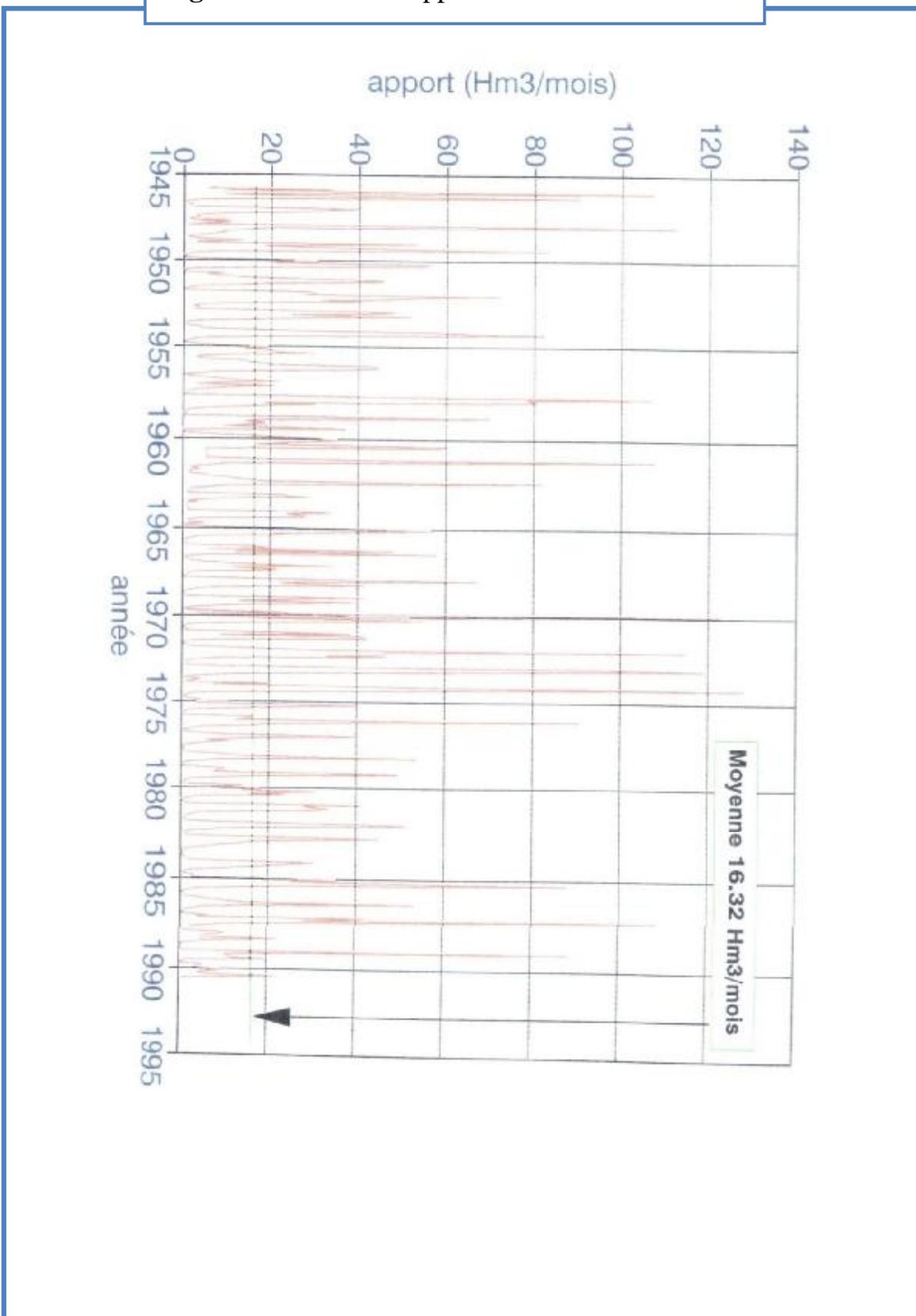


Figure 11

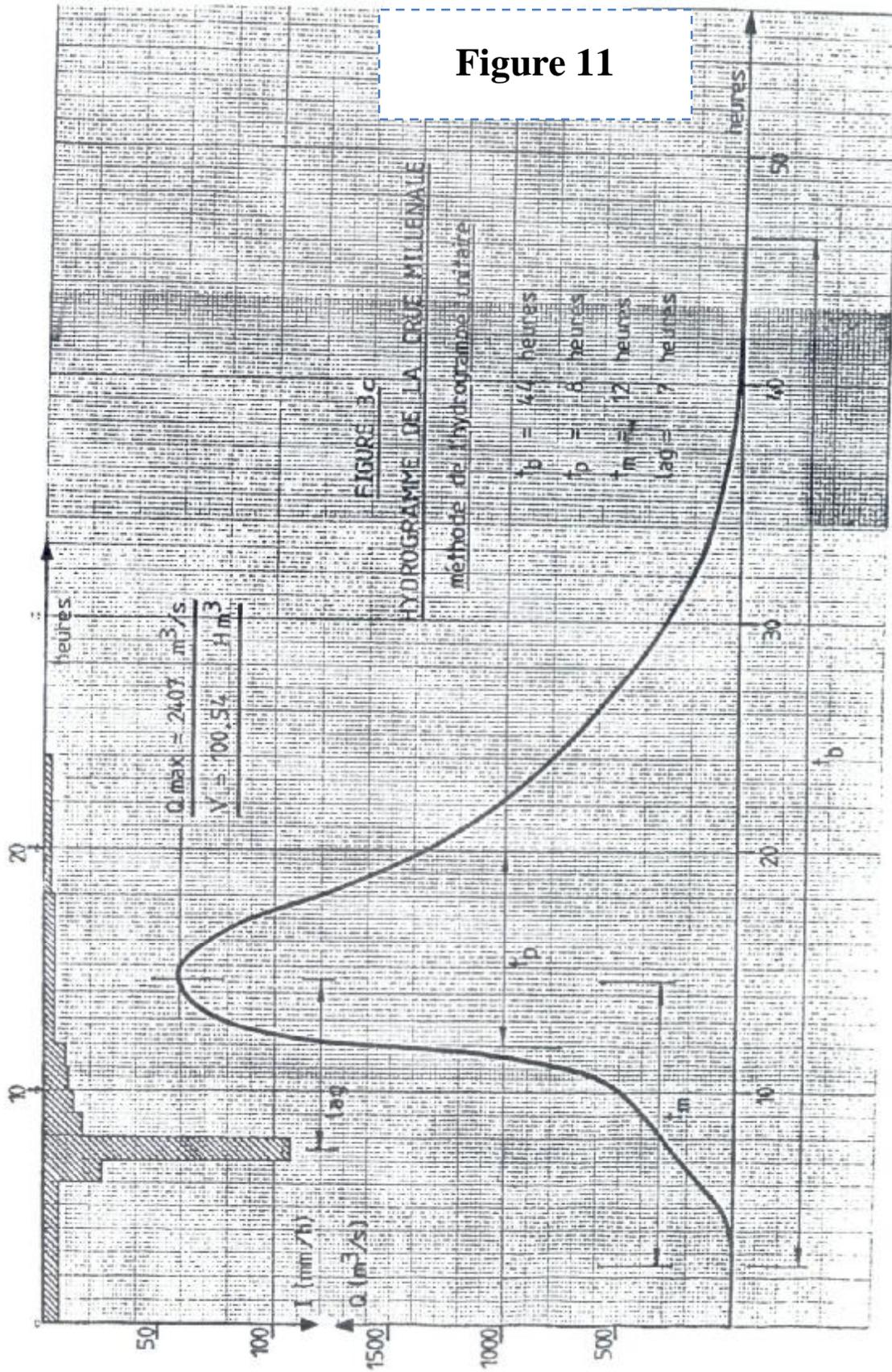


Figure 12 : Retenue de Taksebt
périodes de retour des
crues

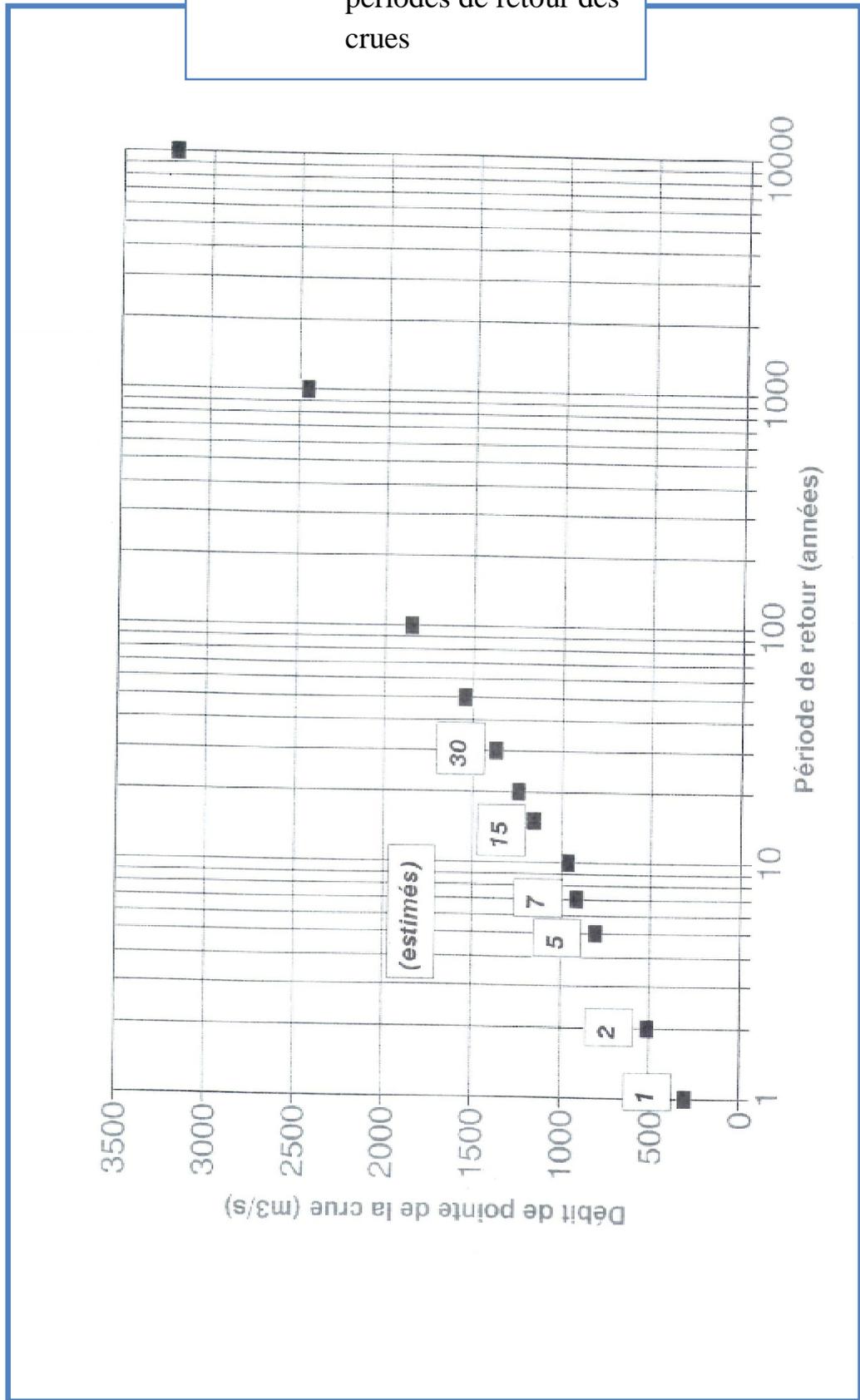
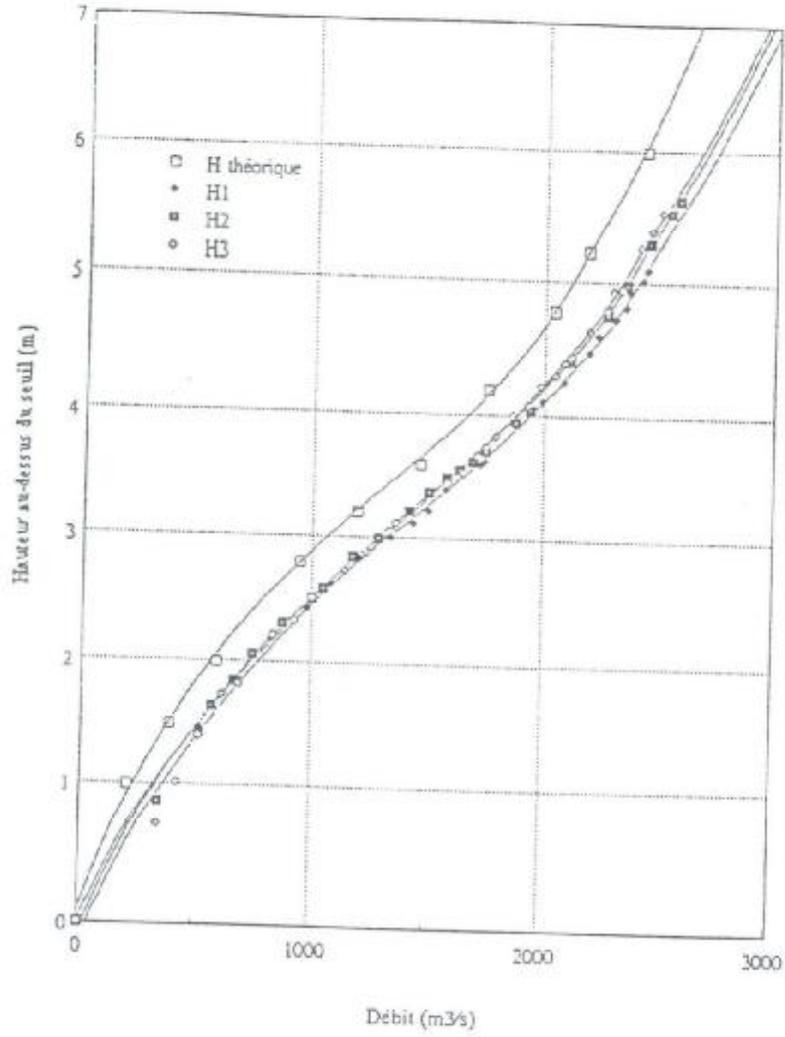
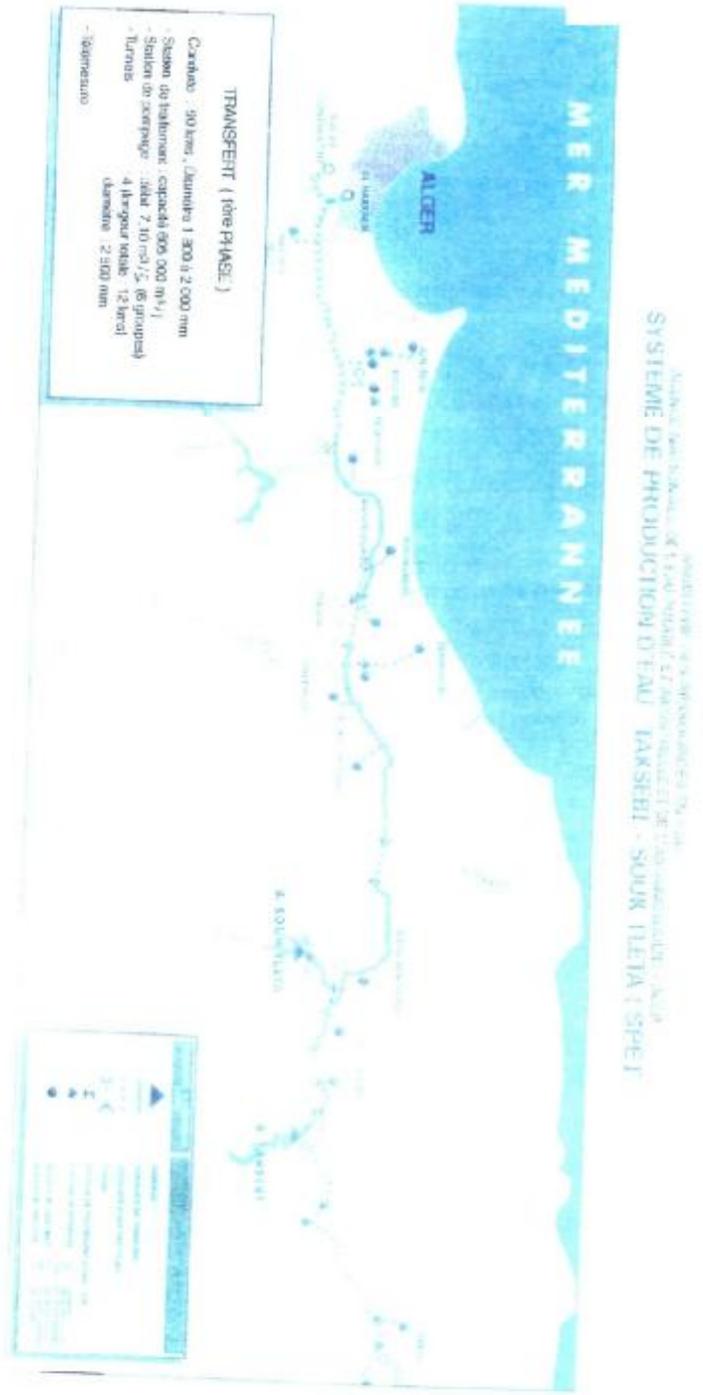


Figure 13 : Lois Hauteur débit





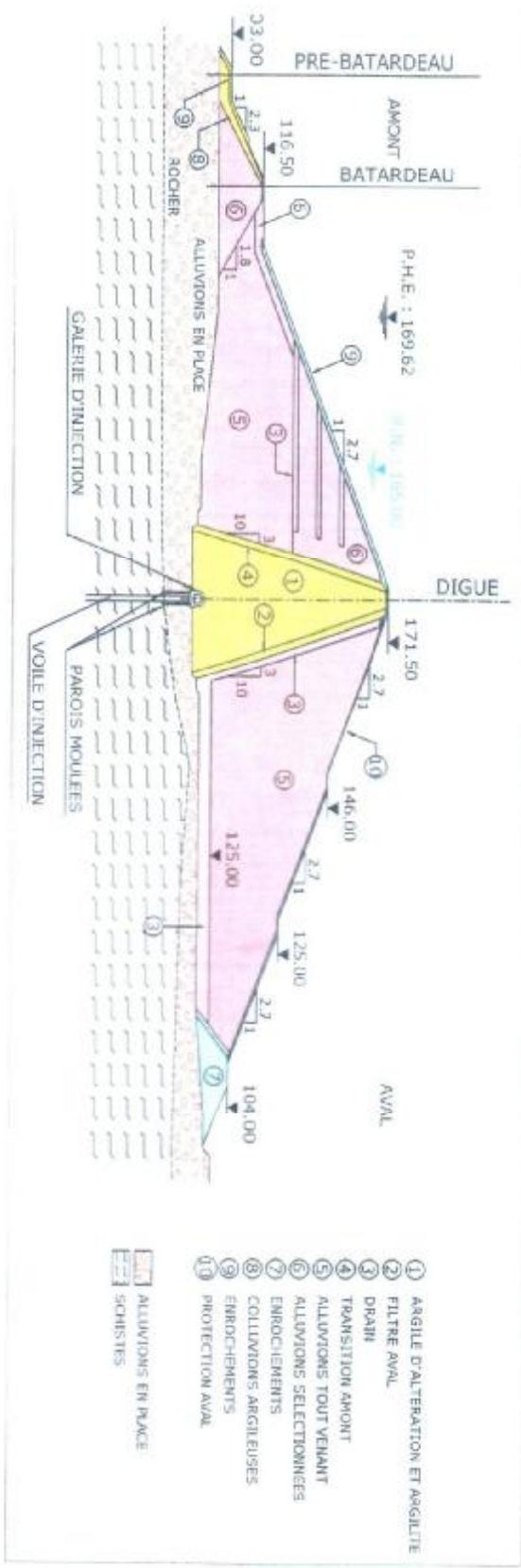


TABLEAU 2:
PLUVIOMETRIE ANNUELLES AUX STATIONS PLUVIOMETRIQUES
TABLEAU COMPLETE PAR CORRELATIONS AVEC LA STATION DE BASE (02/1705)

STATIONS:	02/1701	02/1703	02/1705	02/1712	02/1801	02/1806	RN12	Taksebt	
1	1913/1914	906,4*	1203,3*	1077,5	964,0*	933,0*	942,7	1010,8T	1011,0T
2	1914/1915	868,8*	1154,8*	1022,7	926,9*	897,1*	974,9	970,6T	976,1T
3	1915/1916	948,9*	1258,2*	1139,4*	1005,9*	973,5*	986,0	1057,9T	1058,3T
4	1916 /1917	874,7*	1134,3	1031,3	932,7*	902,8*	912,9*	968,9T	969,3T
5	1917/1918	881,7*	998,9	1041,5	939,6*	909,4*	919,7*	942,3T	941,9T
6	1918/1919	1040,4	926,9	1272,5	1096,0*	1060,7*	1075,4*	1052,4T	1050,5T
7	1919/1920	541,5*	754,2	546,3	604,4*	585,1*	586,0*	611,4 T	612,2T
8	1920/1921	967,3*	1315,6	1166,1	1024,0*	991,1*	1003,7*	1086,3 T	1086,9T
9	1921/1922	693,4*	806,4	767,5	754,1*	730,0 *	303,5	747,3 T	746,1T
10	1922/1923	1028,0*	1366,2	1254,5	1083,8*	1049,0*	1163,1	1149,2 T	1148,1T
11	1923 /1924	846,9*	1148,2	990,9	905,4 *	876,3 *	827,1	948,7 T	950,2 T
12	1924/1925	785,4*	914,0	901,3	844,7*	817,6*	712,0	842,4T	844,8 T
13	1925 /1926	778,0*	1169,1	890,6	837,5*	810,6 *	876,8	901,1 T	901,4 T
14	1926/1927	745,2*	877,2	842,9+	805,2*	779,4 *	717,4	802,5 T	803,5T
15	1927/1928	1154,6*	1494,6	1438,8	1208,6 *	1169,7*	1154,1	1278,3 T	1279,3T
16	1928/1929	1015,0 *	1452,8	1235,5	1071,0 *	1036,5*	1134,0	1159,0 T	1158,7 T
17	1929/1930	899,1*	1296,2	1066,9	956,8*	926,1 *	803,4	1024,1 T	1027,1 T
18	1930 /1931	748,7*	1327,9	1139,0	1005,6*	973,3*	725,2	1068,6 T	1073,3 T
19	1931/1932	864,9 *	1007,8	1017,1	923,1 *	893,5*	831,1	929,4 T	930,3 T
20	1932/1933	749,7 *	930,8	849,4	809,6 *	783,6 *	790,3 *	820,4 T	820,5 T
21	1933 /1934	1033,3*	1367,0*	1262,2	1089,0 *	1054,0 *	1068,5*	1151,5 T	1151,8 T
22	1934/1935	810,6*	1079,8*	938,1	869,6 *	841,7*	842,5	904,5 T	905,1 T
23	1935/1936	903,5*	1485,3	1073,2	961,1 *	930,2*	977,2	1076,3 T	1077,7 T
24	1936 /1937	673,0 *	768,2	737,8	734,0 *	710,5*	644,8	718,7 T	719,6 T
25	1937/1938	727,9*	1044,4	817,6+	788,0*	762,8 *	684,4	828,0 T	830,2 T
26	1938/1939	1186,4*	1679,9	1485,1	1239,9 *	1200,0*	1205,2	1348,4 T	1349,4T
27	1939/1940	852,0*	979,0	998,3 *	910,4 *	881,2 *	890,9	913,8 T	913,5T
28	1940/194194	654,9*	879,0 *	711,4	716,1 *	711,9	663,2	732,1 T	733,2 T
29	1941/1942	1163,9*	802,3+	1452,3	1217,7 *	764,5	778,8	1095,2 T	1097,6 T
30	1942/1943	775,8 *	1034,9*	887,4	835,3 *	810,8	815,9*	866,2 T	866,7T
31	1943/1944	672,7*	901,9*	737,3	733,7 *	752,1	714,7*	753,5 T	754,2 T
32	1944/1945	822,0*	1094,5*	954,6 +	880,8 *	674,9	861,2*	909,8T	910,1T
33	1945/1946	1528,6*	2005,7 *	1983,1	1577,1*	893,2	1554,4*	1673,3	1673,2T
34	1946/1947	659,2 *	884,5 *	717,6	720,3*	697,3*	701,4*	736,8 T	737,4 T
35	1947/1948	955,3 *	1266,4*	1148,7	1012,2*	1320,6+	1162,1	1083,1 T	1081,3T
36	1948/1949	869,1*	1155,2*	1023,2	927,2 *	998,5	301,7	971,4 T	973,5T
37	1949/1950	728,9*	974,4*	819,1	789,1*	893,6 +	848,2	821,4 T	821,0T
38	1950/1951	766,5 *	1022,9*	873,8	826,1 *	799,6*	854,2	856,7 T	856,6T
39	1951/1952	863,3*	1147,7*	1014,7	921,5 *	1113,0 +	1151,2	977,8 T	974,7T
40	1952/1953	677,7*	908,4 *	744,6	738,6*	816,2 +	719,6*	761,6 T	762,3T

TABLEAU N°2 (suite)

STATIONS :	02/1701	02/1703	02/1705	02/1712	02/1801	02/1806	RN12	Taksebt
41 1953 /1954	701,1*	938,5*	778,6	761,6*	826,3+	801,2	788,2 T	788,0 T
42 1954 /1955	597,2*	804,6*	917,2	659,3*	676,7+	715,8	671,3 T	670,9 T
43 1955 /1956	796,3*	1061,3*		855,5*	828,0*	814,5	888,3 T	889,1 T
44 1956 /1957	669,0*	897,1*	731,9	730,0*	706,7*	653,1	746,4 T	747,8 T
45 1957 /1958	1208,4*	1592,8*	1517,1	1261,6*	1221,0*	1325,6	1347,4 T	1346,4 T
46 1958 /1959	1087,2*	1436,5*	1340,7	1142,2*	1105,4*	1023,8	1209,1 T	1210,9 T
47 1959 /1960	1042,2*	1378,5*	1275,2	1097,8*	1062,5*	1059,5	1161,0 T	1161,6 T
48 1960 /1961	718,8*	961,4*	804,4	779,1*	754,1*	688,7	801,3 T	802,9 T
49 1961 /1962	x	x	x	x	x	x	x	X
50 1962 /1963	X	x	X	X	X	x	X	X
51 1963 /1964	X	x	X	'	X	x	'	X
52 1964 /1965	X	X	'	'	'	X	'	'
53 1965 /1966	X	X	X	X	'	X	'	'
54 1966 /1967	690,2*	924,5*	762,8*	751,0*	726,9*	732,1	771,2 T	771,8 T
55 1967 /1968	879,2	1007,1*	856,0*	814,0*	787,9*	794,9	885,0 T	836,5 T
56 1968 /1969	887,7+	483,3	1025,3*	923,7*	898,8*	909,1	816,6 T	813,8 T
57 1969 /1970	996,1+	1472,6	1208,1+	1052,4*	1286,1	1150,8	1160,6 T	1160,3 T
58 1970 /1971	669,6*	897,9*	732,8	730,6*	1156,0+	711,7*	767,2 T	768,2 T
59 1971 /1972	903,3	988,0	1321,5+	1129,2*	1686,5	1108,5*	1060,3 T	1057,7 T
60 1972 /1973	988,6	882,0	1197,5*	1045,2*	1011,6*	1024,9*	1000,3 T	998,6 T
61 1973 /1974	1165,3	1559,4	1463,4	1266,4	1167,5	1204,1*	1315,6 T	1316,1 T
62 1974 /1975	724,8	948,6	843,5	717,2	693,0	786,3*	788,0 T	787,5 T
63 1975 /1976	1086,5	1457,7*	1364,6	1101,2	1069,1	1137,5*	1206,8 T	1206,6 T
64 1976 /1977	731,8	1127,3	903,0	858,0	726,7	826,4*	877,1 T	877,6 T
65 1977 /1978	722,0	1071,3+	847,7	714,5	750,6	789,1*	818,5 T	818,6 T
66 1978 /1979	706,6	995,0	825,0	793,0*	777,9	773,8*	813,6 T	814,0 T
67 1979 /1980	857,2+	1095,9	856,5	857,6	788,3*	795,1*	909,8 T	911,8 T
68 1980 /1981	924,5+	1317,9	1078,3	1027,0*	998,0	944,5*	1063,2 T	1064,8 T
69 1981 /1982	810,9	959,8	849,1	894,3	802,0	790,1*	870,6 T	872,0 T
70 1982 /1983	764,5	1070,8	863,4	819,0*	859,6	799,7*	866,0 T	866,9 T
71 1983 /1984	812,9	1247,9	881,8	885,6	697,0	812,1*	937,0 T	939,1 T
72 1984 /1985	1002,0	1167,2	1153,0	1015,1*	1050,0	994,9*	1061,6 T	1061,9 T
Moyennes :								
- TOTAL DES 67 ANNEES								
RECONSTITUEES :	865,8	1115,9	1016,4	923,5	908,1	896,3	937,5	953,0
- ANNEES de MESURES								
SEULEMENT :	869,1	1116,5	1017,4	911,9	908,5	893,1	×	×

*: Valeurs obtenues par corrélation

+: Valeurs obtenues à partir d'une année presque complète de mesures

T : valeurs calculées par la méthode de THIESSEN

TABLEAU 6

ANNEE	TAKSEB APPORTS en Mms3/mois												TOTAL
	SEP	OCT	NOV	DEC	JAN	FEV	MAR	AVR	MAI	JUI	JUL	AOU	
45	7.2	5.2	33.5	5.9	106.8	5.5	13.9	90.1	27.4	4.0	0.7	0.4	367.3
46	1.7	1.2	2.5	39.5	33.7	31.4	9.1	4.1	2.8	3.4	1.0	10.5	141.1
47	2.2	11.0	0.5	79.3	112.2	21.5	11.1	8.5	9.1	5.3	1.4	1.0	283.3
48	4.9	1.7	3.5	2.8	52.9	16.5	27.0	42.4	53.2	8.0	2.1	1.2	255.5
49	0.0	0.0	3.7	9.0	30.8	20.5	56.2	54.2	15.5	2.4	0.2	0.0	192.4
50	8.9	5.4	7.1	15.5	37.5	45.5	45.2	15.4	15.1	3.8	0.8	0.1	203.5
51	1.0	28.1	30.2	27.4	71.7	55.3	45.3	31.3	40.9	8.2	3.7	1.9	345.0
52	3.5	2.1	22.7	45.4	48.2	24.7	51.9	34.9	17.2	4.0	0.5	0.3	255.5
53	0.7	4.0	3.5	3.9	25.8	65.0	60.5	62.1	22.3	5.7	2.2	0.5	275.8
54	0.0	0.9	5.1	10.5	19.4	13.9	19.7	21.3	29.7	10.4	3.0	3.0	137.2
55	4.7	13.5	15.1	16.7	19.8	42.9	44.2	35.3	24.3	6.1	3.1	0.2	232.9
56	1.4	7.1	9.4	12.5	21.9	7.4	3.1	20.5	10.2	2.8	1.4	0.5	95.5
57	0.2	49.5	106.5	78.2	80.0	18.7	30.0	15.9	5.2	1.2	0.5	0.5	355.5
58	0.0	0.0	69.5	18.5	13.9	16.5	18.5	9.3	23.2	37.1	0.0	0.0	205.5
59	5.1	12.3	25.3	30.9	35.1	26.3	18.5	59.7	58.2	5.1	5.1	5.1	255.7
60	5.2	5.2	5.2	22.1	107.5	9.9	7.5	5.2	1.5	3.8	1.5	1.5	175.2
61	1.5	5.2	5.3	9.1	14.0	16.5	19.0	61.5	10.2	7.7	5.3	1.5	175.8
62	0.8	0.5	0.5	23.4	23.4	25.7	9.5	0.5	3.4	0.8	0.5	0.5	94.0
63	1.3	1.3	1.3	25.5	33.7	23.5	25.3	25.7	3.5	1.3	1.3	5.1	153.1
64	0.2	1.0	10.0	19.5	55.7	32.4	20.4	23.0	3.5	1.5	0.4	0.2	169.4
65	0.4	0.4	0.4	15.3	19.5	5.0	48.2	11.5	57.9	6.0	1.3	0.3	167.9
66	0.5	1.9	4.4	13.2	17.7	34.7	11.0	21.4	16.1	3.5	1.5	0.5	129.0
67	0.1	0.1	15.9	57.0	25.9	22.3	41.1	17.7	5.5	3.2	0.5	0.2	202.7
68	0.2	0.2	0.5	41.5	27.5	12.5	35.9	29.5	13.3	4.4	0.7	0.3	170.4
69	0.7	24.1	3.3	122.5	45.4	15.1	35.7	55.0	15.4	3.7	1.0	0.3	322.3
70	0.2	0.5	0.7	11.4	35.4	5.4	40.9	41.9	10.5	2.7	0.5	0.2	155.7
71	0.8	2.4	11.5	31.1	114.5	45.7	45.1	32.5	45.5	9.1	2.2	0.7	344.5
72	0.9	1.5	1.0	41.0	107.9	120.1	125.0	63.2	12.3	3.4	0.7	0.3	374.2
73	4.4	1.4	0.5	20.1	5.9	55.2	125.0	17.4	7.5	2.9	0.7	0.5	305.0
74	0.5	1.7	4.2	2.7	3.3	16.7	39.5	17.4	7.5	2.9	0.7	0.3	99.5
75	0.3	0.3	16.3	14.3	12.1	91.1	40.5	15.5	15.5	4.5	2.0	0.5	217.4
76	0.5	1.4	10.3	39.5	37.3	14.9	5.3	10.7	5.5	1.9	0.5	0.2	125.4
77	0.2	0.2	1.3	1.7	7.1	14.0	25.9	53.3	9.2	2.5	0.5	0.1	117.0
78	0.0	5.0	10.0	9.0	7.1	40.4	49.2	20.3	7.1	2.1	0.5	0.5	151.5
79	0.7	2.4	13.5	7.0	15.0	13.9	31.4	15.5	23.5	3.7	1.4	0.4	132.1
80	0.0	0.0	2.0	41.0	27.5	25.5	33.5	29.0	15.3	3.5	1.9	0.8	153.4
81	0.5	0.5	0.7	4.7	15.4	51.4	45.9	15.1	9.5	2.5	0.9	0.4	154.4
82	0.9	3.1	19.5	45.1	15.3	13.9	14.0	8.2	4.1	1.1	0.3	0.2	129.0
83	0.1	1.1	1.5	11.5	30.7	25.4	25.4	17.9	11.5	7.7	1.3	0.5	109.5
84	0.4	2.7	2.5	15.2	35.4	24.9	57.5	25.1	14.9	3.5	0.5	0.2	213.5
85	0.5	0.5	4.4	5.5	5.5	14.5	53.2	15.2	5.5	1.7	0.5	0.2	111.5
86	0.0	6.2	3.5	41.7	27.2	109.2	28.5	9.5	2.5	1.7	0.7	0.1	232.2
87	0.5	6.5	10.3	5.5	5.7	4.7	21.9	4.5	4.2	1.5	0.1	0.3	55.2
88	0.4	0.1	0.5	55.5	13.0	10.0	11.4	12.2	19.5	1.2	0.2	0.0	157.4
89	5.0	4.5	3.4	3.4	9.2	4.0	4.5	5.7	21.5	0.9	0.3	0.3	54.4
Moyenne	1.45	5.27	11.24	25.45	35.54	29.75	33.45	27.55	17.45	4.52	1.30	0.97	195.75

TABLEAU 7

ANNEE	SEP	OCT	NOV	DEC	JAN	FEV	MAR	AVR	MAI	JUI	JUL	AOU	TOTAL
45 48	2.78	1.94	13.04	3.32	39.81	3.81	5.19	34.78	10.23	1.54	0.26	0.15	9.74
46 47	0.86	0.45	1.00	14.76	12.56	12.66	3.40	1.58	1.05	1.31	0.37	3.92	4.47
47 48	0.85	4.11	0.23	29.61	41.89	8.81	4.14	3.32	3.40	2.04	0.52	0.37	8.34
48 49	0.86	4.97	1.35	0.97	19.75	7.62	10.06	16.36	31.06	3.09	0.76	0.45	8.13
49 50	0.00	0.00	1.43	3.36	11.42	6.40	20.98	20.91	5.82	0.93	0.07	0.00	6.10
50 51	3.43	2.02	2.74	5.82	14.04	18.68	18.68	7.10	5.84	1.47	0.30	0.04	6.45
51 52	0.39	10.49	11.85	10.23	26.77	22.66	16.91	12.08	15.37	3.16	1.36	0.71	10.83
52 53	1.35	0.76	6.76	16.85	18.00	10.12	19.36	13.46	6.42	1.54	0.22	0.11	8.10
53 54	0.27	1.49	1.39	1.46	9.67	26.63	22.70	31.87	8.33	2.20	0.82	0.22	6.77
54 55	0.00	0.34	1.97	4.03	7.24	5.69	6.22	11.09	4.01	1.12	1.12	1.12	4.35
55 56	1.81	5.04	5.83	6.98	7.39	17.58	16.50	14.78	9.07	3.13	1.16	0.07	7.36
56 57	0.54	2.65	3.63	4.76	8.18	3.03	1.16	7.91	3.01	1.08	0.52	0.30	3.13
57 58	0.08	18.11	41.13	29.20	29.87	7.66	11.20	7.29	1.94	0.48	0.19	0.22	12.31
58 59	0.00	0.00	26.81	6.91	5.19	7.56	6.91	3.59	6.66	14.31	0.00	0.00	6.51
59 60	1.97	4.59	10.15	11.54	13.10	10.76	6.16	23.03	21.73	1.97	1.90	1.90	9.05
60 61	2.01	1.94	2.01	6.25	40.14	4.06	2.84	2.01	0.56	1.47	0.56	0.56	5.58
61 62	0.58	1.94	2.04	3.40	5.23	6.76	7.09	31.44	3.81	2.97	1.86	0.56	5.90
62 63	0.31	0.30	0.31	6.74	6.74	11.76	3.55	0.31	1.27	0.31	0.30	0.30	2.98
63 64	0.50	0.49	0.50	9.52	12.59	9.75	10.57	10.30	1.31	0.50	0.49	1.90	4.85
64 65	0.08	0.37	3.86	7.26	21.17	13.27	7.62	8.87	1.42	0.62	0.22	0.07	5.37
65 66	0.15	0.15	0.31	5.71	7.26	2.48	16.00	4.55	21.62	2.31	0.49	0.11	5.32
66 67	0.31	0.71	1.70	4.93	6.61	14.22	4.11	6.26	6.76	1.35	0.56	0.30	4.08
67 68	0.04	0.04	6.13	25.01	10.79	9.14	15.34	6.53	2.09	1.23	0.22	0.07	6.42
68 69	0.08	0.07	0.19	15.81	10.36	5.24	14.52	11.36	4.97	1.70	0.26	0.11	5.40
69 70	0.27	9.00	1.27	45.77	16.95	6.19	13.33	21.22	5.75	1.43	0.37	0.11	10.21
70 71	0.06	0.30	0.27	4.28	14.34	3.44	15.27	16.17	3.92	1.04	0.22	0.07	4.97
71 72	0.31	0.90	4.48	11.81	42.86	19.13	17.21	12.85	17.36	3.51	0.62	0.26	10.93
72 73	0.35	0.56	0.39	15.31	40.29	49.21	21.62	10.48	4.59	1.31	0.26	0.11	11.88
73 74	1.70	0.52	0.23	7.50	2.59	23.84	47.79	24.36	7.21	1.39	0.63	0.22	9.76
74 75	0.19	0.63	1.62	1.01	1.23	7.66	14.78	6.71	2.84	1.12	0.26	0.11	3.16
75 76	0.12	0.11	6.29	5.34	4.52	37.32	15.12	7.25	6.20	1.77	0.75	0.19	6.89
76 77	0.19	0.52	3.97	14.76	13.93	6.10	1.98	4.13	2.17	0.73	0.19	0.07	4.07
77 78	0.06	0.07	0.50	0.63	2.65	5.74	10.04	20.56	3.43	0.96	0.19	0.04	3.71
78 79	0.00	1.87	3.66	3.36	2.85	16.55	16.37	7.83	2.85	0.61	0.30	0.19	4.60
79 80	0.27	0.90	5.32	2.61	6.72	5.69	11.72	6.02	6.89	1.43	0.52	0.15	4.19
80 81	0.00	0.00	0.77	15.31	10.30	11.72	12.51	11.19	5.71	1.39	0.71	0.34	5.61
81 82	0.23	0.26	0.35	1.75	6.87	21.06	17.14	6.98	3.56	1.06	0.34	0.15	4.69
82 83	0.35	1.16	7.64	16.64	6.63	5.69	5.23	3.16	1.53	0.42	0.11	0.07	4.09
83 84	0.04	0.04	0.42	0.56	4.41	12.58	9.48	6.91	4.28	2.97	0.49	0.19	3.47
84 85	0.15	1.01	1.00	5.66	13.22	10.20	32.78	9.66	5.56	1.47	0.22	0.07	6.77
85 86	0.23	0.34	1.70	2.17	3.29	6.06	19.96	5.86	2.09	0.66	0.22	0.07	3.54
86 87	0.00	2.31	1.35	15.57	10.16	44.74	11.01	3.70	1.05	0.66	0.26	0.04	7.36
87 88	0.23	3.17	3.97	2.17	2.13	1.93	6.16	1.74	1.57	0.62	0.04	0.11	2.16
88 89	0.15	0.04	0.23	33.04	4.65	4.10	4.28	4.71	7.39	0.46	0.07	0.00	4.99
89 90	1.93	1.79	1.31	1.27	3.43	1.64	1.78	2.56	8.06	0.35	0.11	0.11	2.04
Moyenn	0.57	1.97	4.34	9.89	13.36	12.20	12.48	10.75	6.51	1.78	0.48	0.36	6.20