

**Marc Morell**

**ACQUISITION  
ET CONSTITUTION  
D'UNE INFORMATION  
HYDROLOGIQUE DE BASE**

Avec la participation de:

**Bernard Thébé et Yann L'Hôte**



*Tempus*

Série coordonnée par :

Radu DROBOT  
Jean Pierre CARBONNEL

S JEP 09781/95  
GESTION ET PROTECTION  
DE LA RESSOURCE EN EAU

OFFICE FEDERAL DE L'EDUCATION  
ET DE LA SCIENCE/SUISSE (No 96.01)

Editions **\*H\*G\*A\***, Bucarest

1999



*T e m p u s*



ÉCOLE POLYTECHNIQUE  
FÉDÉRALE DE LAUSANNE

# **ACQUISITION ET CONSTITUTION D'UNE INFORMATION HYDROLOGIQUE DE BASE**

**Marc Morell**

**Avec la participation de:**

**Bernard Thébé et Yann L'Hôte**

TEMPUS S\_JEP 09781/95  
"GESTION ET PROTECTION  
DE LA RESSOURCE EN EAU"

OFFICE FEDERAL DE L'EDUCATION  
ET DE LA SCIENCE/SUISSE  
(No 96.01)

Editions **\*H\*G\*A\***, Bucarest

1999



**Marc MORELL**

**IRD**

Laboratoire d'Hydrologie

911, avenue Agropolis, B.P. 5045 - 34032 Montpellier, France

tél. : 33 (0) 4 67 63 64 20

fax : 33 (0) 4 67 41 21 33

**marc.morell@mpl.ird.fr**

**MORELL, MARC**

**Acquisition et constitution d'une information hydrologique  
de base / Marc Morell, Bernard Thébé, Yann L'Hôte. — București :**

**Editura \*H\*G\*A\*, 1999**

p. ; cm.

ISBN 973-98954-1-7

546.212

I. Thébé, Bernard

II. L'Hôte, Yann

556

Copyright © 1999. Editions \*H\*G\*A\*, Bucarest

**hga@opensys.ro**

---

## AVANT-PROPOS

---

Ce document traite de l'acquisition et de la constitution d'une information hydrologique de base, sujet vaste et complexe qu'il est illusoire de prétendre explorer de manière exhaustive en quelques pages. Complété par les notes prises en cours et l'expérience acquise sur le terrain, ce document devrait constituer une base de référence pour les hydrométristes ou les ingénieurs qui souhaitent acquérir des notions d'hydrométrie.

Ce document a été préparé à partir des ouvrages cités en référence dont nous avons parfois extrait les passages qui nous paraissaient les plus didactiques enrichis par l'expérience professionnelle des auteurs.

Il est exclusivement destiné à permettre aux étudiants de disposer d'un support de cours qui représente, à notre sens, une synthèse des principaux éléments qu'ils doivent retenir pour planifier l'acquisition d'une information de qualité et/ou pour évaluer la qualité des données qui seront en leur possession.

Le présent document ne peut pas en aucun cas faire l'objet d'une diffusion commerciale.

Montpellier, juin 1999

**Marc Morell**  
**Bernard Thébé**  
**Yann L'Hôte**





---

# TABLE DES MATIERES GENERALE

---

CHAPITRE 1 : LE BASSIN VERSANT .....	7
CHAPITRE 2 : EVAPORATION ET EVAPOTRANSPIRATION .....	27
CHAPITRE 3 : LA PLUVIOMETRIE .....	41
CHAPITRE 4 : LIMNIMETRIE .....	79
CHAPITRE 5 : MESURE DE DEBITS .....	127
CHAPITRE 6 : TARAGE D'UNE STATION HYDROMETRIQUE ...	179
BIBLIOGRAPHIE .....	201



# Chapitre 1

---

## LE BASSIN VERSANT

---

### TABLE DES MATIÈRES

1.1.	LE CYCLE DE L'EAU .....	9
1.2.	DEFINITIONS .....	10
1.3.	CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES .....	12
1.3.1.	Aire et périmètre .....	12
1.3.2.	Indice de compacité .....	12
1.3.3.	Le rectangle équivalent .....	12
1.4.	CARACTERISTIQUES TOPOGRAPHIQUES .....	13
1.4.1.	Le relief .....	13
1.4.2.	Les pentes .....	14
1.5.	LES CARACTERISTIQUES DU RESEAU HYDROGRAPHIQUE .	17
1.5.1.	Classification de Horton .....	17
1.5.2.	Classification de Schumm .....	17
1.5.3.	Rapport de confluence .....	18
1.5.4.	La densité de drainage .....	19
1.5.5.	Endoréisme .....	19
1.6.	LE TERRAIN .....	20
1.6.1.	Les sols .....	20
1.6.2.	La couverture végétale .....	22





## LE BASSIN VERSANT

### 1.1. LE CYCLE DE L'EAU

Une partie de l'eau précipitée retourne vers l'atmosphère, par évapotranspiration (fig. 1.1).

Le terme d'évaporation désigne les pertes en eau des nappes d'eau libres sous forme de vapeur (lacs, retenues, mares); alors que l'évapotranspiration regroupe les pertes du sol : absorption de l'eau par le couvert végétal ou animal, et restitution à l'atmosphère par transpiration.

L'évapotranspiration est liée à un certain nombre de paramètres climatiques tels que température, vent, humidité, rayonnement etc.

L'eau non restituée à l'atmosphère migre sous forme :

- d'écoulements de surface rapides (rivières, ravines...), transitant parfois par des zones de stockage naturel (étangs, mares...) ou artificiel (retenues...);
- d'écoulements souterrains intervenant après infiltration; ces eaux sont souvent stockées en profondeur dans des réservoirs constitués de roches poreuses et perméables formant les aquifères.

Si elles ne sont pas utilisées par l'homme, les eaux souterraines parviennent finalement à la mer.

Le cycle de l'eau se poursuit : c'est le milieu marin qui, par évaporation, humidifie les masses d'air véhiculées par l'alizé.

Par condensation, il y a formation de nuages, et éventuellement précipitation.

Établir le bilan en eau d'une région sur une période donnée, c'est chiffrer les quantités d'eau qui entrent et sortent des différents bassins versants qui la composent (le bassin versant d'une rivière est la zone à l'intérieur de laquelle l'eau précipitée s'écoule et converge vers la rivière).

Le bilan hydrologique d'un bassin versant peut s'exprimer schématiquement par la formule suivante:

$$P = E + Q + I + U + dR,$$

avec:

$P$  - précipitation;

$E$  - évaporation + évapotranspiration;

# LE CYCLE HYDROLOGIQUE

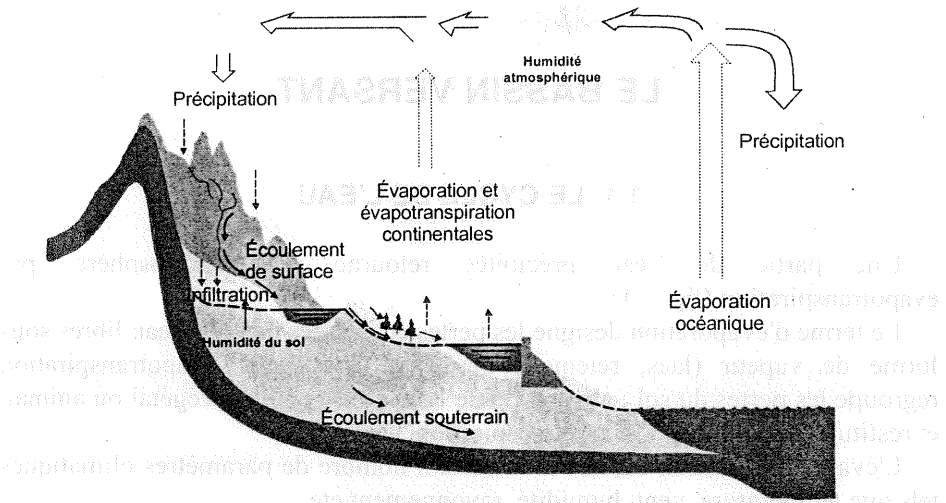


Fig. 1.1. Le cycle hydrologique.

- $Q$  - écoulement;
- $I$  - infiltration;
- $U$  - utilisation humaine;
- $dR$  - stockage.

Chacun des termes du bilan hydrologique est naturellement pondéré par divers paramètres climatiques et géographiques. Par exemple, la température est l'un des facteurs principaux du pouvoir évaporant de l'atmosphère, le relief conditionne les précipitations des masses nuageuses, et la nature de la couverture végétale influe sur les phénomènes d'interception et de transpiration. Les durées de séjour de l'eau dans les différents compartiments du cycle sont très variables. En moyenne, elles sont de l'ordre de la semaine dans l'atmosphère, de plusieurs jours à plusieurs années dans les rivières selon la taille des bassins versants, des siècles à des millénaires dans les grands aquifères du sous-sol, d'une trentaine de siècles dans les océans.

## 1.2. DEFINITIONS

On appelle **bassin versant** d'une rivière considérée en un point donné de son cours, l'aire limitée par le contour à l'intérieur duquel l'eau précipitée se dirige vers ce point de la rivière.

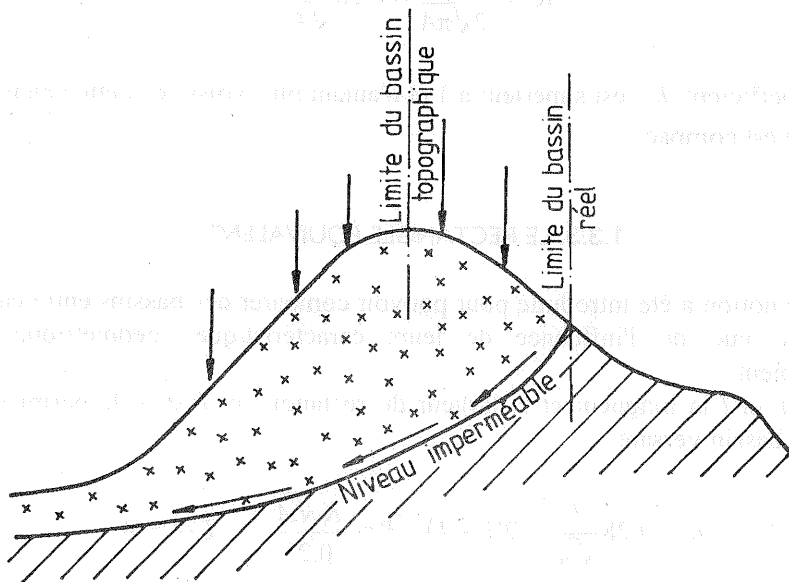


L'exutoire d'un bassin est le point le plus en aval du réseau hydrographique par lequel passent toutes les eaux de ruissellement drainées par le bassin. La ligne de crête d'un bassin versant est la ligne de partage des eaux. La ligne ainsi définie, limite les bassins versants topographiques adjacents.

Cependant, le cours d'eau d'un bassin versant donné peut-être alimenté par les eaux précipitées sur un bassin topographiquement adjacent. C'est le cas provoqué par la présence d'un horizon imperméable ou d'écoulements souterrains complexes comme dans les terrains karstiques.

En fait, la figure 1.2 montre qu'en cas d'averse abondante, les eaux ruisselées pourraient rejoindre le cours d'eau du bassin adjacent tandis que les eaux infiltrées se dirigeraient vers le bassin principal.

Le tracé de la ligne de crête est une opération délicate qui se fait sur la carte topographique de la région concernée. Généralement, on utilise une carte à l'échelle 1/200 000. S'il s'agit d'un petit bassin versant, de l'ordre de quelques  $\text{km}^2$ , on préférera des cartes topographiques au 1/50000, voire au 1/25000, et, si ces documents existent, la couverture de photos aériennes, qui en vision stéréoscopique, restitue et permet un tracé beaucoup plus précis. Une *vérité terrain* est toujours indispensable.



**Fig. 1.2.** Bassin versant topographique et bassin versant hydrogéologique.

### 1.3. CARACTERISTIQUES GÉOMÉTRIQUES

#### 1.3.1. AIRE ET PÉRIMÈTRE

L'aire est la portion du plan délimitée par la ligne de crête, ou contour du bassin. Sa mesure est faite soit à l'aide d'un planimètre, soit par la méthode des *petits carrés*, et est généralement exprimée en  $\text{km}^2$ .

Le périmètre est la longueur, généralement exprimée en km, de la ligne de contour du bassin; sa mesure est faite à l'aide d'un curvimètre. Pour certaines applications on trace le *périmètre stylisé* du bassin en *lissant* son contour.

#### 1.3.2. INDICE DE COMPACITÉ

L'indice admis par les hydrologues pour caractériser la forme d'un bassin versant est l'indice de compacité de GRAVELIUS qui est le rapport du périmètre du bassin à celui d'un cercle de même surface.

Si  $A$  est la surface du bassin en  $\text{km}^2$  et  $P$  son périmètre en km, le coefficient  $K_c$  est égal à:

$$K_c = \frac{P}{2\sqrt{\pi A}} = 0.28 \frac{P}{\sqrt{A}}.$$

Le coefficient  $K_c$  est supérieur à 1 et d'autant plus voisin de cette valeur que le bassin est compact.

#### 1.3.3. LE RECTANGLE ÉQUIVALENT

Cette notion a été introduite pour pouvoir comparer des bassins entre eux du point de vue de l'influence de leurs caractéristiques géométriques sur l'écoulement.

Soit  $L$  et  $I$  la longueur et la largeur du rectangle, et  $P$  et  $A$  le périmètre et l'aire du bassin versant.

On a:

$$K = 0,28 \frac{P}{\sqrt{A}} \quad 2(L+I) = P = \frac{K\sqrt{A}}{0,28} \quad L \cdot I = A$$

$$\text{d'où: } L = \frac{K\sqrt{A}}{1,12} \left[ 1 + \sqrt{1 - \left( \frac{1,12}{K} \right)^2} \right]$$

## 1.4. CARACTERISTIQUES TOPOGRAPHIQUES

### 1.4.1. LE RELIEF

Le relief d'un bassin est souvent caractérisé par la courbe de sa répartition hypsométrique.

Elle est tracée sur la figure 1.3 en reportant en ordonnée l'altitude  $Y$ , et, en abscisse le pourcentage de la surface du bassin dont l'altitude est à supérieure ou égale à  $Y$ , rapportée à la surface totale du bassin. La répartition hypsométrique est donnée par le pourcentage de la surface comprise entre les différentes courbes de niveau à la surface totale (tab. 1.1).

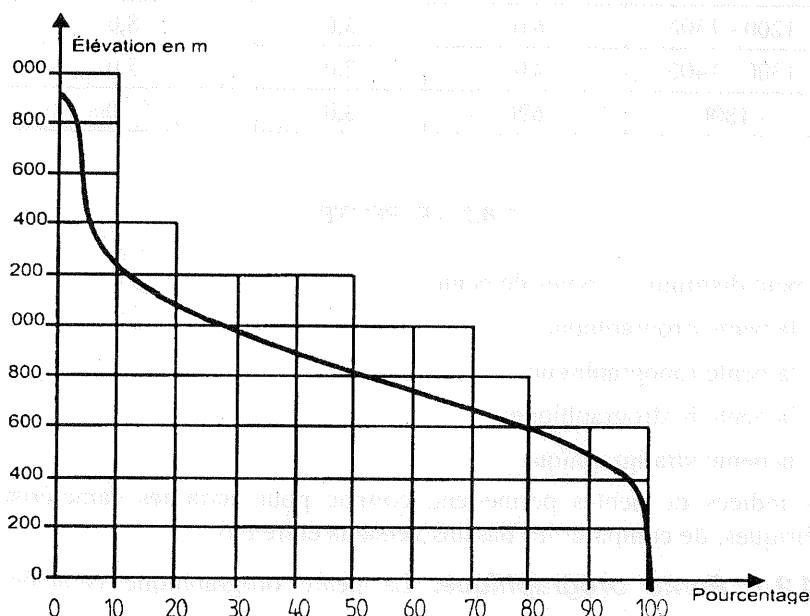


Fig. 1.3. Courbe hypsométrique.

Tableau 1.1

Exemple de courbe hypsométrique

Elévation courbe de niveau (m)	Superficie entre les courbes (m <sup>2</sup> )	Pourcentage du total	Pourcentage au-dessus de la limite inférieure
170 - 300	500	2,4	100,0
300 - 400	1700	8,2	97,6
400 - 500	1900	9,2	89,4
500 - 600	2400	11,6	80,2



**Tableau 1.1 (suite)**

Elévation courbe de niveau (m)	Superficie entre les courbes (m <sup>2</sup> )	Pourcentage du total	Pourcentage au-dessus de la limite inférieure
600 - 700	3000	14,5	68,6
700 - 800	2970	14,3	54,1
800 - 900	2270	11,0	39,8
900 - 1000	2180	10,5	28,8
1000 - 1100	1500	7,2	18,3
1100 - 1200	640	3,1	11,1
1200 - 1300	610	3,0	8,0
1300 - 1400	410	2,0	5,0
- 1800	620	3,0	3,0

#### 1.4.2. LES PENTES

On peut distinguer 4 types de pentes:

- la pente orographique;
- la pente topographique;
- la pente hydrographique;
- la pente stratigraphique.

Les indices de pentes permettent, comme pour certaines caractéristiques géométriques, de comparer les bassins versants entre eux.

**1.4.2.1. Pente orographique.** La pente orographique caractérise le relief. Elle favorise l'élévation des masses d'air en mouvement au dessus des reliefs et provoque la condensation de l'humidité qu'elles contiennent.

**1.4.2.2. La pente topographique.** C'est la pente qui influence l'écoulement superficiel des eaux: ruissellement de surface et écoulement hypodermique. Elle accélère le ruissellement sur les versants et détermine en partie le temps de réponse du cours d'eau aux impulsions pluviométriques.

La pente topographique se lit et se mesure sur la carte topographique à grande échelle ( $>1/100000$ ) ou à l'aide de M.N.T.

**1.4.2.3. La pente hydrographique.** La pente hydrographique, ou profil en long du cours d'eau, peut-être déterminée sur la carte ou mesurée sur le terrain par un nivellement de précision. Cette pente exprimée généralement en m/km conditionne:

- la vitesse de l'eau dans le chenal;
- la vitesse de l'onde de crue;
- le tirant d'eau de la rivière: pour un même débit et une même largeur une rivière plus pentue a une vitesse d'écoulement plus grande et donc, généralement, une profondeur plus faible.

La pente hydrographique varie plus ou moins irrégulièrement pour un même cours d'eau selon les structures géologiques traversées et diminue en général d'amont en aval (forme concave des profils en long) (fig. 1.4).

La pente d'un cours d'eau varie beaucoup d'un type de cours d'eau à un autre: supérieurs à  $10^2$  m/km pour les torrents fortement pentus à  $10^{-2}$  m/km pour les grands fleuves. Elle conditionne la forme des hydrogrammes de crue, comme le montre la figure 1.5.

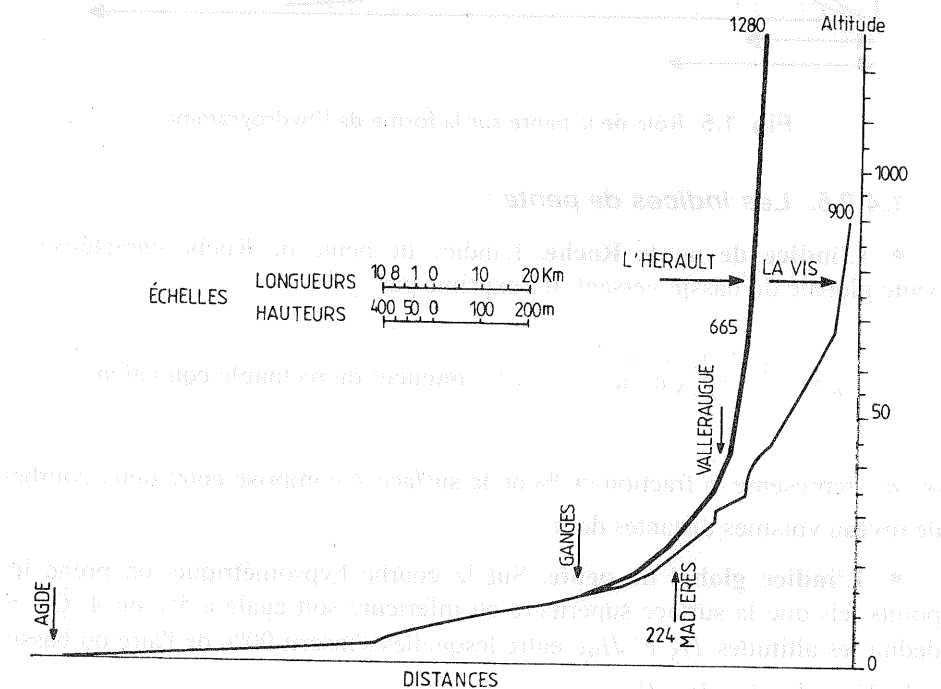


Fig. 1.4. Profils en long de l'Hérault et de la Vis.

**1.4.2.4. La pente stratigraphique.** Elle contrôle le chemin des eaux infiltrées qui alimentent les aquifères. Elle détermine la direction de l'écoulement des eaux souterraines.

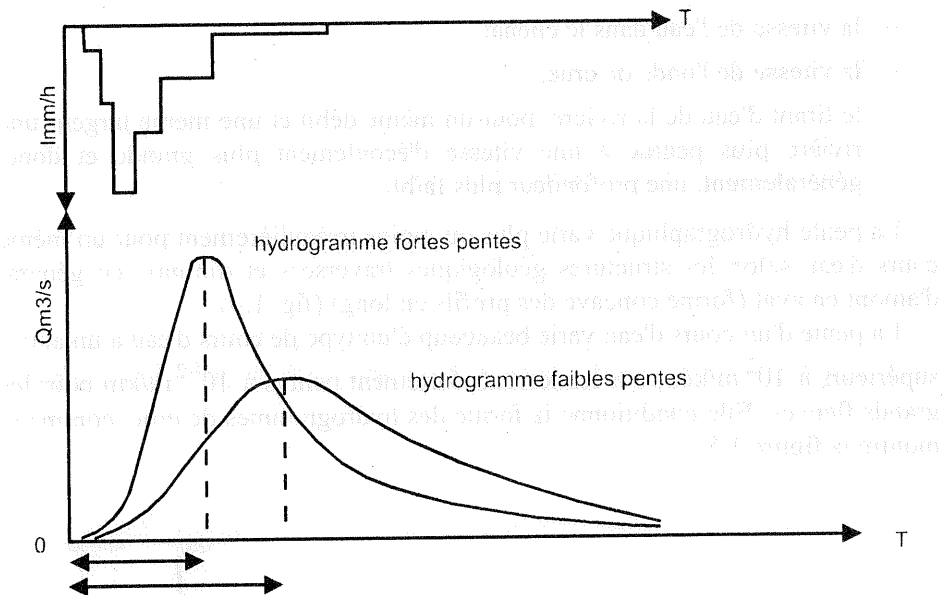


Fig. 1.5. Rôle de la pente sur la forme de l'hydrogramme.

#### 1.4.2.5. Les indices de pente :

- **L'indice de pente Roche.** L'indice de pente de Roche caractérise la pente globale du bassin versant. Il s'exprime par:

$$I_p = L^{-1/2} \cdot \sum_n \sqrt{a_i \cdot d_i} \quad L: \text{Longueur du rectangle équivalent,}$$

où  $a_i$  représente la fraction en % de la surface  $A$  comprise entre deux courbes de niveau voisines distantes de  $d_i$ .

- **L'indice global de pente.** Sur la courbe hypsométrique, on prend les points tels que la surface supérieure ou inférieure soit égale à 5% de  $A$ . On en déduit les altitudes  $H_5$  et  $H_{95}$  entre lesquelles s'inscrit 90% de l'aire du bassin et la dénivelée  $D = H_5 - H_{95}$ .

L'indice global est égal à:

$$I_G = \frac{D}{L}$$

- **Les modèles numériques de terrain.** Le modèle numérique de terrain est établi à partir des courbes de niveau numérisées du bassin. Les altitudes sont

calculées aux points d'une grille dont la taille d'une maille élémentaire détermine le pas du modèle. Différents paramètres sont calculés pour chacune des mailles: altitude moyenne, direction de drainage, pente moyenne, exposition, concavité, convexité etc. Le modèle numérique de terrain permet d'avoir une représentation en 3 dimensions du bassin versant. Il permet surtout d'étudier la distribution des paramètres précédents, de tracer automatiquement le réseau de drainage et de disposer de données descriptives quantifiées et précises pour réaliser une modélisation des écoulements distribuée dans l'espace.

## 1.5. LES CARACTERISTIQUES DU RESEAU HYDROGRAPHIQUES

Le réseau hydrographique est l'ensemble des chenaux qui drainent les eaux de surface vers l'exutoire du bassin versant.

Un chenal peut-être défini comme l'inscription permanente dans l'espace d'un écoulement concentré plus ou moins permanent. A l'amont de tout chenal, les processus hydrologiques sont aréolaires, spatiaux, c'est-à-dire qu'ils intéressent une surface et non une ligne; dans le chenal ils deviennent linéaires.

Dans un bassin versant les chenaux sont organisés, hiérarchisés en un réseau qui concentre les eaux des rus dans les ruisseaux, celles des ruisseaux dans les rivières, celles des rivières dans les fleuves.

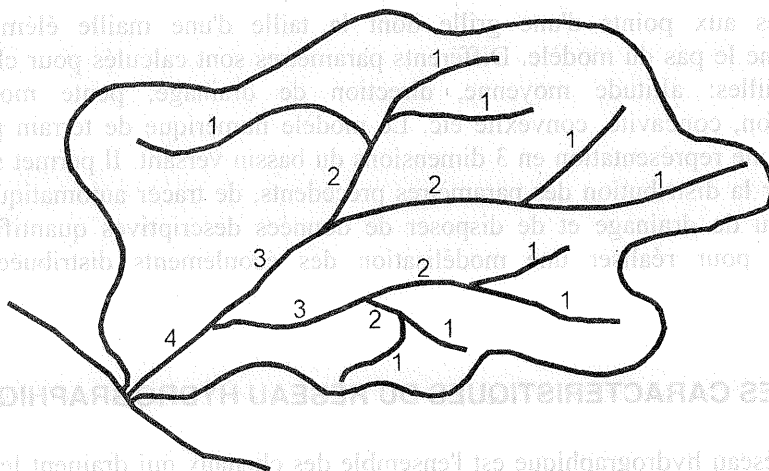
Un réseau hydrographique est donc l'ensemble des cours d'eau, affluents et sous-affluents d'une rivière ou d'un même fleuve. A l'état naturel tous les réseaux sont hiérarchisés, de nombreux auteurs ont proposé des classifications de ces réseaux.

### 1.5.1. CLASSIFICATION DE HORTON

Tout cours d'eau sans affluent est d'ordre 1, tout cours d'eau ayant un affluent d'ordre  $x$  est d'ordre  $x + 1$ , et garde cet ordre sur toute sa longueur. A la confluence de deux talwegs d'importance égale, on donne l'ordre supérieur au plus long.

### 1.5.2. CLASSIFICATION DE SCHUMM (fig. 1.6)

Est d'ordre  $x + 1$  tout tronçon de rivière formé par la réunion de deux cours d'eau d'ordre  $x$ .



**Fig. 1.6.** Bassin versant d'ordre 4 (classification de SCHUMM).

### 1.5.3. RAPPORT DE CONFLUENCE

Le rapport de confluence  $R_c$  est égal au quotient du nombre de talwegs d'ordre  $x$  par celui des talwegs d'ordre supérieur ( $x + 1$ ).

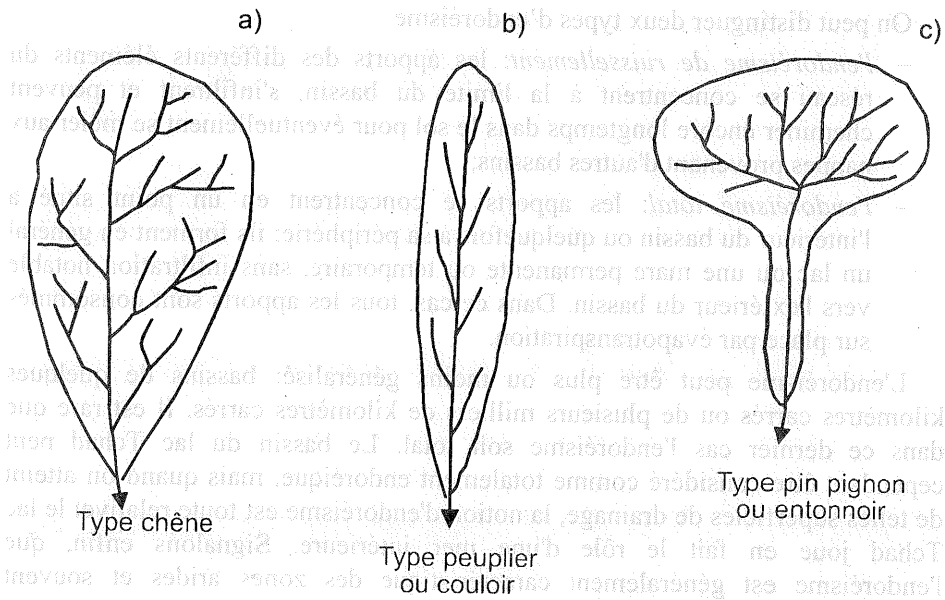
Les réseaux hydrographiques sont toujours dendritiques, c'est-à-dire ramifiés comme les branches d'un arbre. Certains auteurs distinguent 3 principaux types de réseaux :

- *chêne*: la ramification est bien développée avec un espacement régulier des confluences. Le rapport  $R_c$  est inférieur à 5 (exemple Amazone);
- *peuplier*: le bassin versant nettement plus long que large, présente de nombreux affluents parallèles et un rapport de confluence élevé,  $R_c$  supérieur à 10;
- *pin*: le bassin se caractérise par une concentration des confluences dans le secteur amont d'où sort un tronc qui ne reçoit plus d'affluents importants.

Le rapport  $R_c$  est faible (exemple le Nil).

Cette organisation est très importante pour la formation des crues du cours d'eau principal. Selon le type de géométrie du réseau, les crues des différents affluents confluent plus ou moins rapidement dans l'espace et dans le temps. Elles se superposent plus ou moins les unes sur les autres, ou au contraire se succèdent les unes après les autres. Les risques de superposition croissent du type peuplier au type pin parasol. Ceci est vrai pour les bassins qui sont globalement affectés par un événement pluvieux.

Les trois types présentés dans la figure 1.7 sont des types simples d'organisation de réseaux hydrographiques. L'histoire géomorphologique et la structure géologique sont à l'origine de réseaux d'organisation plus complexe.



**Fig. 1.7. Types de bassins versants.**

#### 1.5.4. LA DENSITÉ DE DRAINAGE

C'est le quotient de la somme des longueurs de tous les cours d'eau  $\sum L$  à la superficie du bassin drainé:

$$D_d = \frac{\sum L}{A}.$$

La détermination de la densité de drainage suppose d'adopter certaines conventions quant à la définition des chenaux de drainage:

- talwegs nettement marqués et empruntés par des écoulements temporaires sur les rivières non pérennes;
- ou ruisseaux toujours en eau des grands bassins versants.

#### 1.5.5. ENDOREISME

Il s'agit d'une forme spéciale du bassin versant dans laquelle l'eau est concentrée en un point du bassin lui-même, soit sous forme de lac ou de mare, soit par accumulation souterraine.

On peut distinguer deux types d'endoréisme:

- *l'endoréisme de ruissellement*: les apports des différents éléments du réseau se concentrent à la limite du bassin, s'infiltrant et peuvent cheminer encore longtemps dans le sol pour éventuellement se mêler aux nappes provenant d'autres bassins;
- *l'endoréisme total*: les apports se concentrent en un point situé à l'intérieur du bassin ou quelquefois à sa périphérie; ils forment en général un lac ou une mare permanente ou temporaire, sans infiltration notable vers l'extérieur du bassin. Dans ce cas, tous les apports sont consommés sur place par évapotranspiration.

L'endoréisme peut être plus ou moins généralisé: bassins de quelques kilomètres carrés ou de plusieurs milliers de kilomètres carrés. Il est rare que dans ce dernier cas l'endoréisme soit total. Le bassin du lac Tchad peut cependant être considéré comme totalement endoréique, mais quand on atteint de telles superficies de drainage, la notion d'endoréisme est toute relative: le lac Tchad joue en fait le rôle d'une mer intérieure. Signalons enfin, que l'endoréisme est généralement caractéristique des zones arides et souvent présent dans les régions karstiques.

## 1.6. LE TERRAIN

Le terrain est au contact terre/atmosphère; on peut donc le schématiser par trois types de matériaux:

- le sol qui fixe et nourrit les plantes;
- le manteau de dépôts superficiels plus ou moins épais (altérites, colluvions, alluvions...);
- le substratum ou roche en place, structure géologique supérieure du bassin versant.

Ce dernier est toujours présent, alors que le sol et le manteau peuvent ne pas exister.

L'hydrologue s'intéresse à ces trois types de matériaux dans leur rapport avec le déroulement du cycle de l'eau. Nous ne traiterons pas du substratum, traité en hydrogéologie.

Le sol et le manteau exercent vis à vis de l'eau deux rôles principaux:

- un rôle de stockage  $\Rightarrow$  porosité;
- un rôle de transfert  $\Rightarrow$  perméabilité.

### 1.6.1. LES SOLS

Le sol agit de différentes manières sur le régime d'une rivière. Sa nature et surtout sa couleur interviennent dans le bilan thermique. Par son influence sur

le développement et la nature de la végétation, il agit indirectement sur l'évapotranspiration. Ce sont surtout les propriétés mécaniques du sol qui intéressent les hydrologues.

Un sol peut-être compact (roche) et est généralement imperméable, sauf en cas de fissures, diaclases etc. Il peut être meuble, et il est alors nécessaire de l'analyser pour connaître en particulier les proportions d'éléments plus ou moins fins ou grossiers qui le composent. En effet, la dimension des particules constituant le matériau est le facteur déterminant des phénomènes d'infiltration. En schématisant on dira que plus les particules seront d'une taille importante, plus le terrain sera perméable, c'est-à-dire favorable à l'infiltration. On adopte généralement la classification suivante:

Diamètre des particules:

Gravier	> 2 mm;
Sable grossier	2 à 0,2 mm;
Sable fin	0,2 à 0,02 mm;
Limon	0,02 à 0,002 mm;
Argile	< 0,002 mm.

Ceci nous amène à définir quelques termes couramment utilisés:

**Perméabilité:** propriété d'un milieu solide poreux de se laisser traverser par l'eau.

**Infiltration:** passage d'un fluide de l'extérieur vers l'intérieur d'un milieu poreux. Pour qu'il y ait infiltration, il ne suffit pas que le milieu soit perméable, il faut que la surface qui le sépare de l'extérieur le soit aussi. En Hydrologie, cette remarque est très importante compte tenu du rôle joué par l'état de la surface du sol dans le processus du ruissellement.

**Absorption:** en hydrologie, processus général de rétention de l'eau précipitée sur un bassin versant, lorsque cette eau est définitivement soustraite au ruissellement. Elle comprend entre autres l'*infiltration*.

Le sol par le biais de sa capacité de rétention capillaire et de sa perméabilité joue un rôle de filtre entre l'atmosphère et le sous-sol. Il va partager les quantités d'eau précipitées entre ruissellement, stockage, et infiltration.

Le sol se recharge par la pluie et se vidange par ressuyage et par évapotranspiration.

Le manteau, surtout caractérisé par sa macro-porosité, se recharge par les apports dus au ressuyage du sol, et se vidange par écoulement gravitaire vers les nappes ou vers le bas du versant. Cette vidange est plus ou moins rapide en fonction de la perméabilité des matériaux.

On peut dire que sol et manteau représentent deux réservoirs qui contiennent plus ou moins d'eau.

Un même épisode pluvieux survenant sur ces réservoirs à des états différents de saturation va avoir des conséquences hydrologiques très différentes.



Enfin, le sol et le manteau sont soumis aux aléas météorologiques saisonniers:

- ⇒ gel ⇒ imperméabilisation du bassin versant
- ⇒ immobilisation de l'eau
- ⇒ dégel ⇒ destockage des eaux gelées
- ⇒ sécheresse ⇒ dessiccation du sol
- ⇒ dans certains cas déshydratation et contraction des argiles (fentes de retrait des vertisols)

### 1.6.2. LA COUVERTURE VÉGÉTALE

La couverture végétale d'un bassin versant joue un rôle primordial dans le déroulement du cycle de l'eau, souvent complexe et contradictoire.

La notion fondamentale est ici celle de *couverture*, plus ou moins continue, plus ou moins épaisse, plus ou moins *efficace* hydrologiquement.

La couverture végétale agit sur le cycle de l'eau par:

— **sa biomasse aérienne** qui:

- intercepte une plus ou moins grande partie des précipitations, et toute pluie faible en général;
- capte plus ou moins brouillard et rosée;
- protège plus ou moins efficacement le sol contre l'insolation donc l'évaporation et contre l'érosion pluviale;

— **sa biomasse souterraine** qui:

- pénètre la rhizosphère et structure celle-ci;
- pompe l'eau du sol et des nappes qu'elle peut atteindre;

— **sa vie propre** qui commande sa transpiration, proportionnelle à la biomasse totale;

— **ses propres déchets** enfin, par la litière produite, devenant humus et matière organique. Une abondante litière annuelle ameublir les sols lourds, donne du corps aux sols trop légers, parce qu'elle accroît leur teneur en matière organique et avec elle, leur capacité de rétention capillaire et leur macro-porosité.

Mais cette action se différencie selon les formations et les associations végétales et selon l'intervention des agriculteurs. L'hydrologie des pays forestiers diffère de celle des pays de prairie, et plus encore des pays steppiques ou désertiques; et celle des bassins versants défrichés et cultivés diffère de celle des bassins versants naturels, toutes choses égales par ailleurs.

On peut distinguer cinq principaux types de couverture végétale:

- la forêt;
- la prairie;

- les cultures;
- les tourbières;
- la végétation désertique.

La carte de la couverture végétale du bassin versant constitue donc un document essentiel pour l'hydrologue.

Celui-ci se montre soucieux moins des types de végétation distingués par les botanistes que:

- des types de couvertures végétales;
- de l'efficacité de celles-ci face aux aléas météorologiques;
- de leur comportement hydrologique propre;
- de leur extension spatiale etc.

**1.6.2.1. Comportement hydrologique de la forêt.** La forêt est d'abord une formation végétale, généralement multi-strate (arbres, arbustes, arbrisseaux, herbe, mousse etc.) occupant une surface plus ou moins étendue de manière continue.

La forêt accroît les précipitations annuelles de 5 à 6% dans les pays tempérés océaniques:

- par effet topographique en pays plat;
- par effet thermique;
- par effet d'écran sur les brouillards;
- par sa masse même et sa puissance évaporatoire dans les grandes cuvettes forestières équatoriales.

La forêt diminue les précipitations réelles au sol:

- par interception d'une partie de la pluie, tranche de 1 à 5 mm qui se réévapore le jour même;
- par sublimation de la neige retenue sur le houppier des arbres;
- par rétention de la litière.

La forêt accroît les capacités d'emménagement des bassins versants:

- par accroissement de la capacité de rétention du sol avec la litière devenant humus;
- par diminution de l'évaporation au sol;
- par une meilleure répartition de la couverture nivale au sol;
- par réduction de la sublimation de la neige tombée au sol;
- par une meilleure percolation des eaux gravifiques à travers les sols mieux aérés, rendus plus macroporeux par les conduits racinaires d'une rhizosphère généralement épaisse.

Finalement, les sols forestiers qui reçoivent moins de pluie et de neige que les sols découverts, reçoivent plus d'eau stockable que les espaces voisins découverts, mais la forêt accroît les pertes des bassins versants par sa transpiration, surtout si les racines atteignent la frange de capillarité de la nappe phréatique.

Il faut nuancer ces appréciations selon le type de forêt, mais dans l'ensemble on peut dire que:

- la forêt diminue la lame d'eau écoulée sous les climats pluviaux;
- la forêt accroît la lame d'eau écoulée sous les climats nivaux;
- déboiser ou reboiser perturbe toujours la structure hydrologique initiale.

On peut citer le cas de la forêt (plantée) des Landes de Gascogne, où une coupe de pinède (coupe toujours à blanc), fait remonter le niveau de la nappe phréatique de 0,6 à 1 mètre, assez pour que le marécage réapparaisse parfois. La forêt régularise le régime des cours d'eau en jouant un rôle écréteur de crues. Surtout pour les couvertures forestières denses, couvrantes, protectrices de leur propre sol par leur sous-bois et le tapis herbacé sous forêt. L'efficacité des grands reboisements français dans les Alpes du Sud, les Pyrénées Centrales et Orientales, le massif de l'Aigoual (dont les sédiments se retrouvaient dans le port de Bordeaux et contribuaient pour une très large part à son engorgement) le prouve.

**1.6.2.2. Comportement hydrologique de la prairie.** Un tapis herbacé bien enraciné brise aussi l'énergie pluviale, bloque l'érosion ruisselante et l'empêche de devenir ravinante.

Lui aussi joue un rôle régulateur quoique moindre que celui de la forêt:

- son ombre est moindre;
- son horizon racinaire moins épais;
- mais l'accumulation d'humus et de matière organique qu'il engendre accroît beaucoup la capacité de rétention du sol. Cette matière organique ne s'accumule pas sur le sol comme la litière forestière mais dans le sol, diffuse dans tout l'horizon racinaire parce que de nombreuses herbes sont des plantes annuelles dont les racines pourrissent dans le sol, et parce que la biomasse racinaire l'emporte sur la biomasse aérienne à la différence de la forêt.

**1.6.2.3. Comportement hydrologique des cultures.** Les cultures ont un rôle hydrologique certain, important, complexe et différencié en fonction:

- du travail d'ameublissement du sol plus ou moins poussé, plus ou moins fréquent, plus ou moins profond;
- de la méthode de travail du sol: à la houe, par traction animale, avec un matériel lourd, en suivant les isohypses ou non;

- de la protection plus ou moins efficace des plantes cultivées maïs < blé < fourrage;
- du stade végétatif de la plante au moment des fortes pluies;
- de la structure agraire:
  - méga-parcelle englobant tout un versant, voire plusieurs;
  - mini-parcelles morcelant un même versant avec rideaux.

En bassin Aquitain, la culture du maïs et du sorgho aggrave érosion et crues inondantes parce que les sols sont travaillés et nus au printemps, saison des pluies les plus abondantes; la culture en très grandes parcelles aggrave encore le danger.

**1.6.2.4. Comportement hydrologique des tourbières:** La tourbe, véritable formation éponge, peut contenir jusqu'à 80% de son volume en eau. Elle se comporte comme une éponge naturelle ou un spontex, gonflant en présence d'eau, en retenant une partie par capillarité, tandis que sa macroporosité se sature avec la pluie et se vidange ensuite assez vite.

Par là, les tourbières, plus manteau que couverture végétale par le comportement, écrètent les crues mais ne sauraient par elles-mêmes relever les étiages.

Elles jouent un rôle hydrologique important dans les pays froids et humides, elles y surélèvent les creux, tapissent les versants.

**1.6.2.5. Déserts climatiques ou «déserts anthropiques».** Dans les régions désertiques, seuls la localisation du substratum, la structure des sols et l'organisation des différents types de pentes déterminent la distribution de l'eau dans les divers compartiments:

- les calcaires et autres roches compactes donnent des surfaces rocheuses structurales lavées à chaque rare pluie;
- les sables donnent des dunes et des ergs modelés par le vent et absorbant toute pluie: ici s'observe l'aréisme absolu; (privé d'écoulement régulier);
- les argiles et marnes sont ravinées en bad-lands, ou nivelées en glacis.

Le ruissellement superficiel direct sur substratum est partout le processus dominant.



## Chapitre 2

---

# EVAPORATION ET EVAPOTRANSPIRATION

---

### TABLE DES MATIÈRES

2.1. INTRODUCTION .....	29
2.2. L'EVAPORATION .....	29
2.2.1. Méthodes directes .....	30
2.2.2. Méthodes empiriques .....	34
2.2.3. Méthodes analytiques .....	36
2.3. L'EVAPOTRANSPIRATION .....	37
2.3.1. Lysimètre .....	38
2.3.2. Méthodes empiriques .....	38



## 2

# EVAPORATION ET EVAPOTRANSPIRATION

## 2.1. INTRODUCTION

L'évaporation est le processus physique au cours duquel un liquide se transforme en vapeur. La transformation en vapeur d'un solide tel que la neige ou la glace, sans passer par l'état liquide, s'appelle la sublimation.

De grandes quantités d'eau sont évaporées par le processus de la transpiration des plantes qui, par leurs racines, vont puiser dans la profondeur du sol l'eau nécessaire à leur développement et à leur vie; cette évaporation *biologique* est appelée transpiration.

On groupe sous le nom d'évapotranspiration l'ensemble des processus d'évaporation et de transpiration. La hauteur de lame d'eau ainsi *évapotranspirée* sur un bassin versant pendant une période déterminée, correspond à toute l'eau évaporée par les plans d'eau, les sols etc. et transpirée par le couvert végétal au cours de cette période.

## 2.2. L'EVAPORATION

Parmi les facteurs influençant l'évaporation et son intensité, on peut citer:

- les facteurs climatiques:
  - la radiation solaire;
  - la température de l'air;
  - l'humidité de l'air;
  - la pression atmosphérique;
  - la vitesse des vents;
- les facteurs du milieu:
  - la température de l'eau;
  - les caractéristiques du bassin;
  - la qualité de l'eau etc.

Il existe plusieurs méthodes pour mesurer l'évaporation à partir d'une surface d'eau libre. Ces méthodes peuvent être divisées en trois grandes catégories:



1. *mesures directes de l'évaporation* en certains sites de mesures. L'extrapolation de ces mesures ponctuelles à une région se fait, en général, par des coefficients d'ajustements.

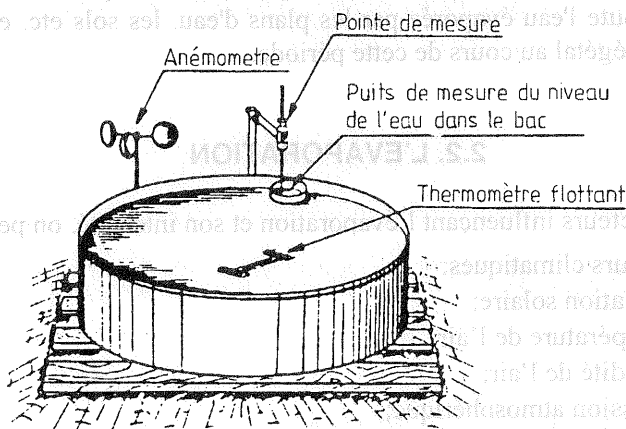
2. *méthodes empiriques* qui sont le résultat d'un traitement statistique des observations disponibles concernant certains éléments physiques ou atmosphériques facilement mesurables, qui expliquent l'évaporation. Des analyses de corrélation conduisent à développer des relations mathématiques entre ces éléments et l'intensité et la variabilité de l'évaporation.

3. *méthodes analytiques* qui font appel au bilan énergétique.

### 2.2.1. MÉTHODES DIRECTES

Les types d'appareils les plus utilisés sont les bacs d'évaporation et les évaporomètres.

**2.2.1.1. Les bacs d'évaporation** (fig. 2.1). La mesure directe de l'évaporation se fait généralement au moyen du bac d'évaporation qui est un contenant de section cylindrique ou carrée dont les variations du niveau d'eau, mesurées à des intervalles de temps fixes (jour, semaine, décade), sont un reflet de l'intensité de l'évaporation. L'avantage principal des bacs est leur économie et leur facilité d'installation; leur inconvénient est la difficulté d'évaluer les effets du rayonnement direct et le transfert de chaleur à travers les parois.



Dimensions du bac d'évaporation  
Type A du Weather Bureau (U.S.A.)

Diamètre du bac 121.9 cm

Hauteur du bac 25.4 cm (10 cm)

Niveau d'eau maintenu à

5 cm du bord

**Fig. 2.1.** Bac d'évaporation (classe A) du Weather Bureau  
(d'après REMENIERAS - 1972).

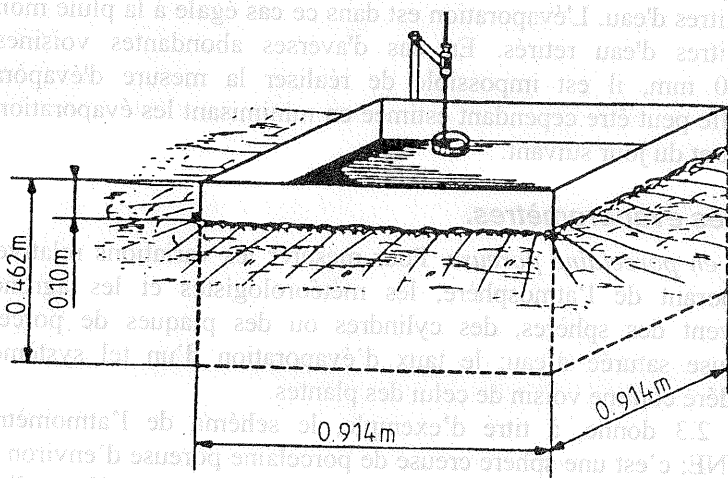
Les bacs peuvent être installés sous le niveau du sol (enterrés), sur l'eau (bacs flottants) ou à la surface du sol. Le taux d'évaporation des petites surfaces étant supérieur à celui des lacs ou des grands bassins, l'extrapolation de la mesure à partir du bac se fait à partir d'un coefficient de correction inférieur à 1, qui dépend du type de bac.

a) *Le bac US du Weather Bureau (bac classe A)*. Ce bac a un diamètre de 121.9 cm et une profondeur de 25.4 cm. La profondeur de l'eau y est maintenue entre 17.5 et 20 cm. Il est réalisé en fer galvanisé non peint et posé sur un caillebotis à environ 15 cm au dessus du niveau du sol.

L'utilisation de ce bac est recommandée en raison du grand nombre d'appareils du même type déjà installés et pour lesquels on possède de longues séries d'observations sous divers climats.

Il présente l'avantage de la facilité d'installation, et les mesures ne sont pas faussées par le rejaillissement des gouttes de pluie sur le terrain environnant lors de fortes averses; par contre il est très sensible aux variations de la température de l'air et aux effets de l'insolation.

b) *Le bac Colorado* (fig. 2.2). Il se présente sous la forme d'un parallélépipède, dont la section droite est un carré de 0.914 m de coté; sa profondeur est de 0.462 m; il est enterré dans le sol de manière que ses arêtes supérieures soient à 0.10 m au dessus de la surface de celui-ci. Le plan d'eau dans le bac est maintenu à peu près au niveau du sol.



**Fig. 2.2.** Bac enterré type *Colorado* (États-Unis) (d'après REMENIERAS - 1972).

c) *Le bac ORSTOM.* Le bac ORSTOM est inspiré du bac Colorado. Enterré et parallélépipédique comme lui, il a une superficie de  $1 \text{ m}^2$ , dépasse de 10 cm au dessus du sol; et contient 500 litres d'eau.

Ces bacs demandent un entretien:

- il faut éviter que des algues se développent à l'intérieur;
- il faut entretenir le couvert végétal autour du bac pour qu'il ne dépasse pas le bord supérieur du bac.

d) *Les bacs flottants.* Ils sont utilisés quand on veut étudier l'évaporation de grandes surfaces d'eau (lacs, rivières...). Leur installation peut être délicate (problèmes d'amarrage et de stabilité sur un plan d'eau de niveau variable). Les mesures peuvent être faussées les jours de grands vents par l'eau introduite dans le bac par les vagues, ou déversée sous l'action des mouvements de roulis.

e) *Méthodes de mesure.* Tous les bacs d'évaporation doivent être relevés quotidiennement. Ils sont munis d'une pointe métallique tournée vers le haut et fixée au bac pour repérer le niveau donné.

Les relevés sont effectués en mesurant la quantité d'eau ajoutée chaque jour pour avoir un niveau constant. Pour les bacs ORSTOM chaque litre ajouté correspond à chaque millimètre évaporé.

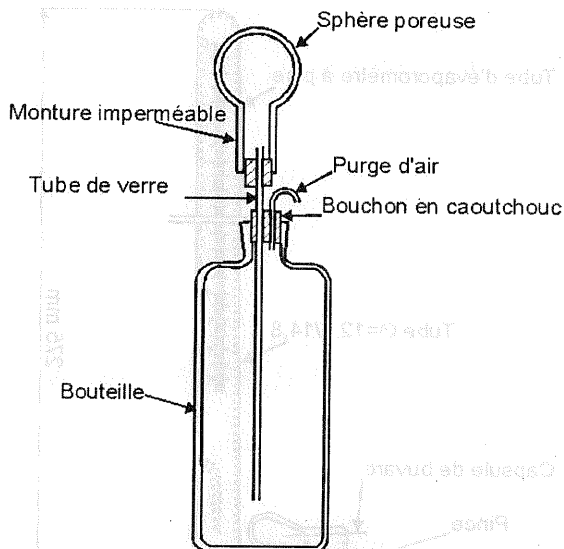
Un pluviomètre, situé à proximité immédiate et généralement fixé au sol permet d'évaluer les précipitations tombées dans le bac. Les millimètres d'eau précipitée viennent s'ajouter aux litres d'eau nécessaires au maintien du niveau constant.

Lorsque, après une pluie, le niveau du bac dépasse la pointe, il faut retirer un nombre  $n$  de litres d'eau. L'évaporation est dans ce cas égale à la pluie moins le nombre de litres d'eau retirés. En cas d'averses abondantes voisines ou dépassant 100 mm, il est impossible de réaliser la mesure d'évaporation journalière. Elle peut être cependant estimée en minimisant les évaporations du jour précédent et du jour suivant.

### **2.2.1.2. Les évaporomètres.**

a) *Corps en porcelaine poreuse.* Pour mesurer les variations relatives du pouvoir évaporant de l'atmosphère, les météorologistes et les agronomes utilisent souvent des sphères, des cylindres ou des plaques de porcelaine blanche poreuse saturée d'eau; le taux d'évaporation d'un tel système est parfois considéré comme voisin de celui des plantes.

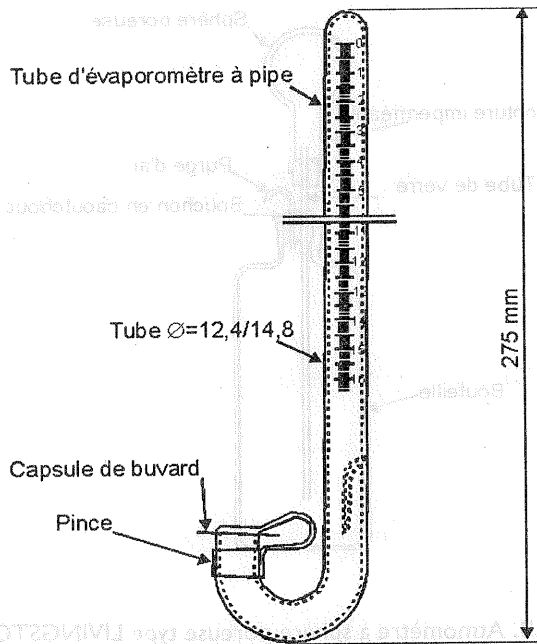
La figure 2.3 donne, à titre d'exemple, le schéma de l'atmomètre de LIVINGSTONE; c'est une sphère creuse de porcelaine poreuse d'environ 5 cm de diamètre et d'un centimètre d'épaisseur: elle est remplie d'eau distillée provenant d'un réservoir gradué qui assure en permanence l'alimentation de la sphère et permet la mesure du volume évaporé.



**Fig. 2.3.** Atomètre à sphère poreuse type LIVINGSTONE  
(d'après REMENIERAS - 1972).

b) *Surface de papier humide: évaporomètre PICHE.* Le plus connu en France est l'évaporomètre Piche (fig. 2.4). Il est constitué par un tube cylindrique en verre de 25 cm de long et 1.5 cm de diamètre. Ce tube gradué est fermé à sa partie supérieure, tandis que son ouverture inférieure est obturée par une feuille circulaire de papier filtre normalisé de 30 mm de diamètre, maintenue par un ressort. L'appareil ayant été rempli d'eau distillée, celle-ci est évaporée progressivement par la feuille de papier filtre; la diminution du niveau de l'eau dans le tube permet de calculer le taux d'évaporation (en mm par 24 heures par exemple), le processus d'évaporation est ici lié essentiellement au déficit hygrométrique de l'air, et l'appareil ne prend peut être pas assez en compte l'influence de l'insolation.

Cet appareil installé sous abri est utilisé en France dans de nombreuses stations de la Météorologie Nationale. Le rapport entre les évaporations annuelles mesurées en un même site sur le bac flottant d'une part et avec un évaporomètre Piche d'autre part, est très variable, et généralement compris entre 0.45 et 0.60.



**Fig. 2.4. Evaporomètre Piche** (d'après REMENIERAS - 1972).

### 2.2.2. MÉTHODES EMPIRIQUES

La plupart des méthodes empiriques reposent sur les relations existant entre l'intensité de l'évaporation à un endroit donné et les facteurs atmosphériques responsables du phénomène.

La grande majorité de ces relations empiriques sont établies à partir de l'équation de DALTON:

$$E = C(P_w - P_a),$$

où:

- $E$  - taux d'évaporation (mm/j);
- $P_w$  - pression moyenne de vapeur d'eau à la température de l'eau en surface ( $K P_a$ );
- $P_a$  - pression moyenne de l'air sur la surface liquide ( $K P_a$ );
- $C$  - coefficient de proportionnalité.

L'équation originale de DALTON prenait en considération l'effet du vent, elle se formulait ainsi:

$$E = (P_w - P_a) \cdot (a + b \omega);$$

où  $w$  est la vitesse du vent en km/h.

Avec des mesures directes sur bacs classe A, HORTON (1917) développait l'équation suivante:

$$E = 3(\Psi P_w - P_a),$$

où  $\Psi$  est un coefficient qui dépend de la vitesse du vent:  $\Psi = 2.0 - e^{-0.124 \cdot \omega}$ .

Pour pouvoir utiliser la formule de HORTON pour des grandes surfaces d'eau, la valeur de  $E$  doit être multipliée par un coefficient  $F$ , qui dans des conditions atmosphériques moyennes peut être pris égal à 0.9. On se rapportera à la littérature spécialisée pour le calcul de  $F$  en toutes conditions. L'équation de HORTON devient alors:

$$E = 2.4(\Psi P_w - P_a), \text{ avec } E \text{ en cm} \cdot \text{j}^{-1}.$$

Une autre formule assez simple est donnée par MEYER:

$$E = C(P_w - P_a) \cdot (1 + 0.062 \cdot \omega),$$

où:

- $E$  - évaporation en mm/mois;
- $C$  - coefficient qui varie entre 110 pour les lacs peu profonds et 80 pour les nappes d'eau de grande profondeur.

• **Formule de PENMAN.** Traduite en unités métriques, la formule de PENMAN donnant l'évaporation d'une nappe d'eau libre de faible épaisseur peut s'écrire:

$$E = 0.22 \cdot 10^{-3} \cdot (q_s - q) \cdot (0.93 + u_2),$$

où:

- $E$  - évaporation en kg par  $\text{m}^2$  et par jour;
- $q_s$  - concentration massique ou taux d'humidité (sans dimension) en vapeur d'eau dans l'air, lorsque celui-ci est saturé à la température de l'eau;
- $q$  - concentration massique en vapeur d'eau dans l'air mesurée au dessus de la surface évaporante;
- $u_2$  - vitesse du vent (en m/s) mesurée à 2 m au dessus de la surface évaporante.

## 2.2.3. MÉTHODES ANALYTIQUES

**2.2.3.1. Méthode du bilan hydrique.** L'équation du bilan hydrique d'un réservoir, pendant un intervalle de temps  $\Delta T$  est donnée par l'expression:

$$P - (R + I + E + ET) = \Delta S,$$

avec:

$P$  - précipitation;

$R$  - écoulement;

$I$  - infiltration;

$E$  - évaporation;

$ET$  - évapotranspiration;

$\Delta S$  - variation du stock dans l'intervalle de temps  $\Delta T$ .

L'évaporation s'exprime ainsi en fonction des autres termes:

$$E = P - (R + I + ET) - \Delta S.$$

**2.2.3.2. Méthode du bilan énergétique.** Cette méthode, complexe à mettre en œuvre, n'est citée ici que pour mémoire.

L'équation du bilan énergétique appliquée à une masse d'eau ayant une surface libre est:

$$Q_0 = Q_s - Q_r + Q_a - Q_{ar} + Q_v - Q_{bs} - Q_e - Q_h - Q_w,$$

avec:

$Q_0$  - taux d'accroissement de l'énergie emmagasinée dans la masse liquide;

$Q_s$  - radiation solaire incidente (onde courte);

$Q_r$  - radiation solaire réfléchie;

$Q_a$  - radiation incidente à grande longueur d'onde provenant de l'atmosphère;

$Q_{ar}$  - radiation à grande longueur d'onde réfléchie;

$Q_v$  - énergie nette d'advection dans les échanges horizontaux;

$Q_{bs}$  - radiation à grande longueur d'onde émise par l'eau;

$Q_e$  - énergie utilisée par l'évaporation;

$Q_h$  - énergie perdue par la masse d'eau sous forme de chaleur;

$Q_w$  - énergie nette d'advection de l'eau évaporée.

En général, tous ces éléments sont exprimés en  $\text{j/cm}^2/\text{min}$ .

Quelques valeurs de l'évaporation moyenne annuelle des grandes nappes d'eau libre sous différents climats (tab. 2.1) (d'après REMENIERAS - 1972).

**Tableau 2.1**

Quelques estimations de l'évaporation moyenne annuelle  
des grandes nappes d'eau libre

	Evaporation moyenne annuelle en mm
1. Régions tropicales humides	1 500 <sup>(1)</sup> à 3 000
2. Lac TCHAD (profondeur 4 à 5 m)	2 260
3. Lac TCHAD (profondeur 4 à 5 m)	660 à 700
4. Sud de la France et Espagne	1 000 à 1 500
5. Italie (réservoirs de moyenne altitude)	1200
6. Nord-Ouest de l'Allemagne et Pologne	450 à 700
7. Lacs de la Suède méridionale (moyenne d'après Wallen)	600
8. Lac d'Ercé	835
9. Lacs Michigan et Huron	643
10. Lac de Genève	650
11. Mer Morte	2 400
12. Lacs de montagne des Alpes (vers 2 000 m d'altitude)	200 (?)
13. Lacs de la Russie d'Europe: prof. moy. 5 m, longueur moyenne suivant la direction du vent dominant: 10 km	400 mm pour 64° de lat. 950 mm pour 48° de lat
14. Lacs de l'Asie moyenne (Stalinabad)	1 500 à 1 600

### 2.3. L'EVAPOTRANSPIRATION

Nous avons vu en introduction que l'évapotranspiration se réfère au volume d'eau exsudé par évaporation et transpiration dans une région. Si la quantité d'eau disponible sous forme d'humidité du sol est suffisante pour que les plantes puissent maintenir le taux de transpiration à un niveau maximal, en d'autres termes, si l'eau n'est pas un facteur limitatif de la transpiration, alors, l'évaporation s'appelle, d'après THORNTHWAITE, l'évapotranspiration potentielle. C'est en considérant ce phénomène hydrologique que l'ingénieur, la plupart du temps, peut établir le bilan hydrique à l'échelle régionale.

Comme pour l'évaporation, les méthodes d'évaluation de l'évapotranspiration peuvent être divisées en 3 groupes:



- a) mesures directes *in situ*;
- b) analytiques, basées sur le bilan hydrique ou sur le bilan énergétique;
- c) empiriques, basées sur l'analyse statistique des observations.

### 2.3.1. LYSIMÈTRE

Parmi les méthodes directes, la plus utilisée est celle du lysimètre. Cet appareil est un réceptacle cylindrique de 1 m de diamètre environ et de l'ordre de 2 m de hauteur. Il permet de mesurer la consommation en eau des plantes pendant leur croissance.

Nous donnons ici les principales formules empiriques dont les coefficients ont été obtenus par des analyses statistiques.

### 2.3.2. MÉTHODES EMPIRIQUES

**2.3.2.1. Formule de THORNTHWAITE.** Cette formule, déjà ancienne (1944), est basée sur de nombreuses expériences effectuées sur des cases lysimétriques. L'évaporation potentielle est donnée par la formule:

$$(ETP) = C t^a, \quad (1)$$

où:

*ETP* est l'évapotranspiration **mensuelle** en centimètres pour un mois fictif de 30 jours et une durée théorique d'ensoleillement de 12 h sur 24;

*t* - la température moyenne en °C pour le mois considéré;

*C* et *a* sont des fonctions de l'indice thermique annuel.

*a* est calculé à partir d'un *indice thermique mensuel* donné par la formule:

$$i = \left( \frac{t}{5} \right)^{1.514}$$

Si l'on appelle *I* l'indice annuel égal à la somme des 12 indices mensuels et en adoptant certaines simplifications, la valeur de *a* est donnée par l'expression:

$$a = \frac{1.6}{100} I + 0.5.$$

Le terme  $C$  varie en sens inverse de  $I$  et en définitive l'équation peut s'écrire:

$$(ETP) = 1.6 \left( 10 \frac{t}{I} \right)^a .$$

En coordonnées logarithmiques, les courbes représentatives de cette dernière équation sont des droites correspondant à des lieux et des climats différents. L'expérience montre que ces droites concourent vers le point de coordonnées  $ETP = 135 \text{ mm}$  et  $t = 26^\circ\text{C}$ .

**2.3.2.2. Formule de BLANEY et CRIDDLE.** Cette formule peut s'écrire:  $ETP = kc$  et montre que pour ces deux auteurs, l'ETP est le produit de 2 facteurs:

- un paramètre climatique composé  $c$ , fonction essentiellement de la température de l'air et de la durée du jour, et accessoirement de l'humidité relative;
- et un paramètre  $k$  caractérisant le type de culture ou de couverture végétale.

Deux valeurs de  $k$  sont proposées, l'une  $k_s$  s'applique à la période de croissance des plantes (période sans gelées), l'autre  $k_w$  au reste de l'année.

L'équation devient alors:

$$ETP = k_w \sum C_w + k_s \sum C_s .$$

**2.3.2.3. Formule de TURC.** La formule de TURC est la suivante:

$$ETP = 0.40 (Ig + 50) \frac{t}{t + 15} ,$$

avec:

- $ETP$  - en mm d'eau/mois;
- $Ig$  - radiation solaire globale dans le mois en  $\text{cal/cm}^2/\text{jour}$ ;
- $T$  - température moyenne du mois en  $^\circ\text{C}$  (sous abri).



# Chapitre 3

## LA PLUVIOMETRIE

### TABLE DES MATIÈRES

3.1. GÉNÉRALITÉS .....	43
3.1.1. Définitions courantes en météorologie et hydrologie .....	43
3.1.2. Utilité et utilisation des mesures de pluviométrie .....	45
3.1.3. Rappels de météorologie .....	49
3.1.4. Mécanismes de la formation des précipitations dans l'atmosphère .....	50
3.1.5. Classification des précipitations .....	51
3.2. LA MESURE DES PRECIPITATIONS EN UN POINT .....	53
3.2.1. Les pluviomètres manuels .....	54
3.2.2. Les pluviomètres totalisateurs .....	58
3.2.3. Les pluviographes enregistreurs .....	58
3.2.4. L'impact de l'environnement sur les mesures .....	62
3.3. CALCUL DE LA PLUIE MOYENNE SUR UN BASSIN VERSANT .....	63
3.3.1. Représentativité régionale des mesures .....	63
3.3.2. Calcul de la pluie moyenne, par la moyenne arithmétique .....	64
3.3.3. Calcul de la moyenne par la méthode de Thiessen .....	64
3.3.4. Calcul de la moyenne par la méthode des isohyètes .....	66
3.4. CRITIQUE DES DONNÉES PLUVIOMÉTRIQUES .....	67
3.4.1. Objectifs et nécessité d'une critique .....	67
3.4.2. Critique à la réception des bordereaux mensuels .....	67
3.4.3. Critique a posteriori: homogénéisation des données par la méthode des totaux annuels cumules .....	69
3.5. CHOIX D'UNE SÉRIE DE BASE HOMOGÈNE, VECTEURS RÉGIONAUX, PRÉSENTATION DU LOGICIEL MVR .....	75
3.5.1. Nécessité d'une série de base .....	75
3.5.2. Présentation de la méthode du vecteur régional (MVR) .....	76



## LA PLUVIOMETRIE

### 3.1. GENERALITES

#### 3.1.1. DÉFINITIONS COURANTES EN MÉTÉOROLOGIE ET HYDROLOGIE

On englobe sous le terme de précipitations, toutes les eaux météoriques qui tombent à la surface de la terre, tant sous forme liquide (pluie, bruine) que solide (neige, grêle, grésil).

D'un point de vue physique, **la pluie** peut être définie comme des gouttes d'eau d'un diamètre variant entre 0.5 et 5 mm, tombant ou non sur le sol (reprise par l'évaporation ou par les mouvements de l'atmosphère).

**La bruine** est une précipitation assez uniforme, caractérisée par de très fines gouttelettes d'eau rapprochées les unes des autres, qui tombent d'un Stratus (type de nuage bas). Le diamètre des gouttes de bruine varie entre 0.1 et 0.5 mm.

Le terme **averse**, abondamment employé par les météorologistes, les météorologues, les climatologues, les agronomes, et les hydrologues, s'adresse à une pluie soudaine et abondante, (mot créé en 1642; de *pleuvoir à la verse* Le Petit Robert 1990).

Dans certaines conditions, la vapeur d'eau des basses couches de l'atmosphère se condense directement sur les surfaces froides du sol ou des végétaux, sous forme de **rosée** ou de **gelée blanche**, selon la saison. Ces quantités, généralement modestes vis à vis des pluies, ne sont pas prises en compte dans les bilans hydrologiques.

Météo-France donne comme consigne à ses observateurs de noter le phénomène (rosée ou gelée blanche) sur le bordereau, mais de ne pas le quantifier, même s'il y a de l'eau au fond de l'appareil, par exemple, de l'ordre de 0.2 à 0.3 mm.

Enfin, dans certaines régions montagneuses souvent arides, soumises à une influence océanique et régulièrement ventées, comme les côtes du Chili et du Pérou pour partie, les Iles Galapagos (au large de l'Equateur), en Afrique du Sud, au Cap-Vert (archipel situé au large de Dakar), au Yémen, ou dans le désert de Namibie, il peut stagner sur de longues périodes une mer de brouillard. Ainsi, au dessus de 600 m environ, des conditions météorologiques très singulières permettent à la végétation de prospérer malgré de faibles pluies.

Arbres et arbustes captent l'eau des **brouillards** et des bruines, donnant naissance à de véritables forêts dites nébuleuses.

Ces **brouillards mouillants** ou **précipitations occultes** qui se déposent sur les feuilles des arbres peuvent représenter un pourcentage important du total des eaux disponibles pour la végétation, et aller même jusqu'à dépasser le total des précipitations mesurées classiquement.

Le terme **pluviométrie** désigne indifféremment pour les francophones:

- tout ce qui concerne la mesure de la pluie (matériel, techniques et procédés de mesure, méthodes de calcul en un point ou sur une surface géographique déterminée);
- les résultats de cette mesure; hauteurs d'eau tombées dans un intervalle de temps donné par un qualificatif: pluviométrie horaire, journalière, pentadaire (5 jours successifs, du 1 au 5 du mois, puis du 6 au 10, du 11 au 15 etc.), décadaire (du 1 au 10, du 11 au 20 et du 21 au dernier jour du mois), mensuelle, annuelle, interannuelle.

La pluviométrie regroupe aussi les mesures à pas de temps variable obtenues à l'aide d'enregistreurs; le terme **pluviographie** peut alors se substituer au terme pluviométrie.

**La hauteur des précipitations** qui atteint le sol pendant une période donnée est définie comme l'épaisseur que celles-ci couvriraient sur un plan horizontal, s'il n'y avait pas de perte par écoulement, infiltration et évaporation, et si les précipitations solides fondaient sur place.

Dans le Système International d'Unités, la hauteur des précipitations est exprimée en millimètres (mm) et dixièmes de millimètre.

Les médias donnent parfois des hauteurs de pluies - souvent exceptionnelles et catastrophiques - en litres par mètre carré ( $l/m^2$ ). Cette unité est identique à celle utilisée par les météorologistes: le millimètre.

En effet, on a bien:

$$1 \text{ litre}/1 \text{ mètre carré} = 10^{-3} \text{ m}/1^2 \text{ m} = 0.001 \text{ m} = 1 \text{ mm}.$$

Dans les pays anglo-saxons (Angleterre, USA, Liberia et Ghana en Afrique...) les hauteurs de précipitations sont encore souvent mesurées et exprimées en pouces et fractions décimales de pouce.

Les correspondances suivantes sont suffisamment précises pour effectuer les conversions des valeurs:

$$1 \text{ pouce} = 25.4 \text{ mm};$$

$$1 \text{ mm.} = 0.04 \text{ pouce.}$$

### 3.1.2. UTILITÉ ET UTILISATION DES MESURES DE PLUVIOMÉTRIE

**3.1.2.1. Au niveau des particuliers.** Une des principales informations attendue des bulletins météorologiques terrestres (et marins) est la probabilité de voir des précipitations dans les jours qui viennent.

Pour certains secteurs d'activité économique, le renseignement quantifié (hauteur des précipitations) peut être important, et ceci d'autant plus que l'activité est en rapport avec le milieu naturel, c'est à dire du *secteur primaire* (producteur de matière non transformée), comme l'agriculture, la pêche, les mines et carrières.

Le renseignement quantifié peut être utile aussi dans certaines branches du secteur secondaire (producteur de matières transformées), comme le génie civil, le bâtiment et les travaux publics.

**3.1.2.2. En agriculture.** Au Nord-Ouest de la région parisienne, nous avons recensé sur 200 km<sup>2</sup> environ, après une averse dévastatrice en août 1972, vingt-quatre agriculteurs effectuant des relevés pluviométriques à titre privé. Leurs intérêts étaient les suivants:

- certains traitements anti-parasitaires (doryphores de la pomme de terre, éventuellement mildiou de la vigne) doivent être renouvelés entièrement après une pluie de plus de 20 mm, du fait du lessivage du produit utilisé;
- pour effectuer l'épandage d'engrais, il est recommandé d'agir dans des conditions de pluviométrie assez précises, si possible avant une petite pluie, ce qui n'est pas évident à prévoir. A l'inverse après une pluie supérieure à 10-15 mm tombés peu de temps après l'épandage, il y aura lieu de reprendre celui-ci, l'engrais ayant de fortes chances d'avoir été entraîné par les eaux de ruissellement et que l'on retrouvera, par ailleurs, dans les cours d'eau.

**Dans une grande majorité de la France rurale**, où l'agriculture est fortement mécanisée, il s'agit pour l'exploitant de définir le matin quel outillage il devra utiliser: enfoncement du tracteur compensé par l'emploi de cerclages ajustés aux roues, profondeur de travail du soc de la charrue, parties du terrain probablement inondées etc.

**En Guadeloupe**, Département français d'Outre-mer, la canne à sucre est cultivée dans bon nombre de parties basses et bien arrosées des deux Iles de la Grande-Terre et de la Basse-Terre. Le produit des récoltes est acheminé vers les Usines (autrefois des moulins à vent) où la canne est traitée pour en extraire le jus destiné à fournir le sucre et/ou le rhum.

En 1981, le chef de culture d'une de ces usines faisait relever huit postes pluviographiques répartis sur le territoire cultivé. Avec ces observations, dont il prenait la moyenne arithmétique, il estimait le rendement prévisible de l'année en cours, par comparaison entre les rendements et la répartition pluviométrique des campagnes des années précédentes.



**3.1.2.3. Carrières.** Un exploitant de carrière (de sable, galets, gypse, argile, calcaire etc.) doit tenir compte de la quantité de pluie tombée avant d'envoyer ses équipes travailler sur le terrain: possibilités d'évolution des machines et des hommes, crainte d'éboulements sur le front de taille etc.

**3.1.2.4. Bâtiments, travaux publics et travaux routiers.** En Moselle, département du nord-est de la France, depuis le début des années 1960, une entreprise relève un pluviomètre qui permet chaque matin d'estimer l'humidité des sols à travailler, selon leur nature (sableux au Nord de la région, très argileux au Sud), et de définir ainsi les possibilités de travail des hommes et des machines.

Après une pluie de 10.0 mm environ, le chef de travaux évitera d'aller sur les chantiers du Sud. Après plusieurs journées de pluie, le responsable pourra décider d'arrêter tout travail sur le terrain (débauche d'une partie des équipes). Après une forte averse, il sera important d'estimer et vérifier auprès de voisins (téléphone) si une tranchée a été inondée ou non, quelles sont les modifications éventuelles des terrains remaniés sur les chantiers routiers etc.

Par ailleurs, la mesure de la température de l'air permet aux responsables de cette entreprise de prévoir les possibilités (ou impossibilités) de prise du ciment, réduite en cas de températures basses et souvent impossible en dessous de zéro degré, sans adjonction de produits spéciaux.

**3.1.2.5. Collectivité, tourisme et information.** De nombreux Services Publics utilisent les prévisions météorologiques, mais la pluviométrie tient sans doute la place prépondérante dans la connaissance du temps qu'il va faire à des échéances de 1 à 5 jours (limite supérieure actuelle de prévision).

Parmi ces Services Publics, on doit citer en tout premier lieu les Services Météorologiques Nationaux. En France, il s'agit de Météo-France, dénomination moderne, depuis mars 1990, de l'ancienne Direction de la Météorologie Nationale Française.

Au delà de la prévision à court terme *-une journée-* qui permet de choisir ses vêtements ou son équipement d'excursion, les prévisions à moyen terme *-de deux à cinq jours-* permettent d'organiser plus sûrement et plus confortablement certaines activités touristiques, notamment de plein air (montagne, nautisme etc.).

**3.1.2.6. Service météorologique national: météo - France.** Ce Service d'état, dépendant en France du **Ministère des Transports**, est responsable, entre autres activités, du suivi, de l'archivage et la mise à disposition des données relevées à environ 3800 postes pluviométriques répartis sur le territoire métropolitain français.

Parmi ces stations, 140 sont des stations dites **synoptiques**, c'est à dire que les observations y sont effectuées par des professionnels, et souvent 24 heures sur 24. D'après le sens courant de l'adjectif *synoptique* (qui permet de voir un ensemble d'un seul coup d'œil), dans la plupart de ces stations, comme dans beaucoup d'autres sur les cinq Continents et naguère en mer, sont effectuées

toutes les trois heures (0 h, 3 h, 6 h...temps universel, TU) des observations de base (pression atmosphérique, température et humidité de l'air, force et direction du vent, pluviométrie etc.). Ces observations sont envoyées sur les ondes grâce à des messages codés reçus par les Services Météorologiques voisins. Il y a environ trente ans, les météorologistes (français en particulier) traçaient avec ces messages des cartes *synoptiques* de l'état de l'atmosphère sur l'ensemble Continent Ouest-Européen et Océan Atlantique Est, ce qui permettait des prévisions. Aujourd'hui, ces cartes sont tracées informatiquement, mais le principe est le même, et les prévisionnistes restent présents.

Parmi les 140 stations synoptiques françaises, 7 postes ont été retenus (dont Nîmes près de Montpellier) pour y effectuer des sondages à l'aide **de ballons-pilotes** lâchés et suivis dans l'atmosphère.

Le nombre et la répartition des stations synoptiques par Etat ont été *recommandés, reconnus et acceptés* par l'Organisation Météorologique Mondiale (OMM, créée en 1878). Elles sont plus nombreuses dans les pays développés et dans l'hémisphère Nord (où la masse continentale est plus importante qu'au Sud) que dans les pays en développement.

**Les bateaux météorologiques stationnaires** étaient en 1990 au nombre de trois dans l'Atlantique. Il n'en existe plus aujourd'hui de français, mais 143 navires (commerce, guerre, pêche) ont été sélectionnés en France pour fournir des *points-météo* lors de leurs parcours.

Enfin, pour rester dans le cadre du Sud de la France, le Centre Départemental de la Météorologie (CDM) de l'Hérault situé à l'aéroport de Montpellier-Fréjorgues a en charge 60 postes climatologiques (avec au moins un pluviomètre et un thermomètre). La moitié des stations sont gérées sur crédits d'Etat et les trente autres pour le compte du Département. La station de Mauguio, aéroport de Montpellier-Fréjorgues est une station synoptique.

D'autre part, Météo-France anime ou assiste d'autres Services Publics ayant à connaître la météorologie (actuelle ou prévue) en général, et la pluviométrie en particulier.

Ces Services Publics ont en charge des activités multiples qui sont citées (et succinctement explicitées) ci dessous en listant **les Commissions spécialisées du Conseil Supérieur de la Météorologie**.

**3.1.2.7. Aéronautique et marine.** L'accompagnement des aéronefs (avions) a souvent été à l'origine de la création et de la structuration de nombreux Services Météorologiques dans le monde. A titre d'exemple, citons l'Agence pour la Sécurité de la Navigation Aérienne en Afrique et Madagascar (ASECNA), qui est centralisée à Dakar (Sénégal) et présente dans pratiquement tous les Etats francophones du sous-continent ouest et centrafricain.

Il est en effet très important pour un pilote de savoir, entre autres renseignements météorologiques, s'il pleuvra et selon quelle intensité sur son trajet et à son point d'atterrissage.

Les pluies accompagnent très souvent les tempêtes. Elles sont la cause d'une forte diminution de la visibilité en mer; il en va de même des crachins (terme breton pour une petite pluie fine) et des brumes ou brouillards.

Les prévisions météorologiques marines, fournies généralement deux fois par jour sur les ondes, sont nécessaires à toutes activités maritimes.

**3.1.2.8. Agriculture.** En dehors des observations privées qui échappent à un archivage et une diffusion systématiques, les agriculteurs ont souvent recours à différentes aides météorologiques d'initiatives régionale ou départementale, sous forme de Bulletins spécialisés lancés sur les ondes, ou édités (par exemple à l'échelle décadaire = de 10 jours).

**3.1.2.9. Energie et irrigation.** A titre d'exemple, les gestionnaires de barrages hydroélectriques suivent en permanence l'évolution de la pluviométrie, mais aussi de la couche de neige amont, grâce à des appareils évaluant la hauteur du stock neigeux ainsi que sa densité. Ces données permettent des prévisions pour la gestion optimale des barrages des bassins équipés. En France, on citera l'ensemble des équipements du Rhône, qui ne servent pas uniquement pour l'énergie hydroélectrique, mais aussi pour la navigation et l'irrigation.

**3.1.2.10. Environnement.** Toute étude d'un écosystème nécessite la connaissance des conditions climatiques qui régissent leur équilibre. La pluviométrie est souvent un facteur déterminant dans l'organisation de la vie des espèces animales et végétales. L'enseignement de la météorologie et de la climatologie à différents niveaux scolaires ou professionnels favorise la sensibilisation des éducateurs à la préservation de l'environnement.

**3.1.2.11. Hydrologie.** En hydrologie la connaissance des précipitations est essentielle car celles-ci conditionnent le fonctionnement du cycle de l'eau. Leur impact est notamment déterminant sur la disponibilité des ressources en eau: écoulements de surface, retenues d'eau naturelles ou artificielles, et nappes d'eau souterraines.

L'absence de pluies génère des périodes de sécheresse provoquant une diminution significative des ressources et parfois une augmentation des impacts des pollutions sur l'environnement. Leur excès provoque de fortes crues destructrices d'ouvrages de franchissement et des inondations parfois catastrophiques.

Les modèles numériques de production de ressources d'un bassin ou de fonctionnement d'un hydro-aménagement nécessitent de disposer de longues séries chronologiques de pluie observées, ou reconstituées à partir des observations.

**3.1.2.12. Protection civile et prévention.** Il s'agit principalement du travail des Services d'annonce de crue, qui s'appuie de plus en plus sur les mesures pluviométriques faites en amont des sites à prévoir (appareils

transmetteurs via le téléphone, les ondes radio et la télétransmission par satellites).

D'autre part, on assiste aujourd'hui à différents essais de prise en compte des prévisions de précipitation faites par satellite ou par radar. Dans ce cas, la mesure de la pluviométrie au sol reste indispensable pour valider les modèles utilisés et comparer les valeurs de pluie réellement tombée aux quantités d'eau initialement prévues.

**3.1.2.13. Routes et génie civil.** La construction des routes et de voies ferrées demandent pour leurs tracés, la mise en place d'ouvrages de franchissement qui doivent être soigneusement dimensionnés. De tels dimensionnements demandent des études hydrologiques, elles mêmes dépendantes de la connaissance des précipitations caractéristiques exceptionnelles qui ne peuvent être connues qu'après l'obtention de séries pluviométriques suffisamment longues.

**3.1.2.14. Santé – biométéorologie.** Les pluies sont un des facteurs climatiques qui influent le plus sur la santé des hommes, des animaux et des plantes. On citera par exemple de nombreux parasites tropicaux, qui demandent la présence d'eau pour assurer l'éclosion soit d'une graine, d'un virus enkysté, ou d'une bactérie infectante etc.

### 3.1.3. RAPPELS DE MÉTÉOROLOGIE

Ce paragraphe et le suivant sont inspirés du cours: *Météorologie générale* dispensé par Météo-France et le Centre National d'Enseignement à Distance, CNED, 1990.

**L'atmosphère** est la masse d'air (azote et oxygène représentant 99% du volume + de nombreux autres gaz) qui entoure la Terre.

Sa limite supérieure ne peut pas être définie physiquement ou chimiquement; on estime que l'atmosphère s'étend sur quelques 1 500 km. Toutefois, on admet couramment que **l'atmosphère météorologique** a une épaisseur de 30 km.

Il a été mis en évidence dans l'atmosphère, un certain nombre de couches caractérisées par leur profil thermique vertical; en particulier, **la troposphère** au sein de laquelle la température décroît régulièrement de 6.5° C en moyenne par kilomètre d'altitude. La température croît ensuite dans **la stratosphère** (inversion de gradient), à partir de la limite thermique que représente la tropopause.

**La troposphère** a une épaisseur variable suivant le lieu et le jour, de 7 à 8 km aux pôles (température au sommet de l'ordre de - 50°C) et de 17 à 18 km à l'Equateur (température de l'ordre de - 80°C).

La troposphère est le siège de nombreux mouvements: vents horizontaux et courants ascendants ou descendants verticaux. C'est dans la troposphère que se

produisent les phénomènes météorologiques intéressant le globe, en particulier les nuages, origines des pluies, les vents etc.

L'air atmosphérique est un mélange d'air sec et de vapeur d'eau.

La quantité maximale de vapeur d'eau que peut contenir l'air atmosphérique est variable selon la température. Le tableau 3.1 fournit pour certaines températures la quantité maximale d'eau que peut contenir un kilogramme (un peu moins d'un  $\text{m}^3$ ) d'air sec à la pression de 1000 hPa (hecto Pascal, équivalent aux millibars). Pour ces teneurs en eau à ces différentes températures, on dit que **l'humidité relative** de l'air est de 100%, ou que **l'air est saturé en eau**:

### 3.1.4. MÉCANISMES DE LA FORMATION DES PRÉCIPITATIONS DANS L'ATMOSPHÈRE

Raisonnons sur le tableau 3.1. Soit un air situé au sol ayant une température de  $+ 30^\circ\text{C}$  et contenant 14.8 g de vapeur d'eau par kg d'air sec. Cet air n'est pas saturé. Pour le devenir, il lui faudrait contenir 27.4 g d'eau, et son humidité relative est de  $14.8/27.4 = 54 \%$ .

**Tableau 3.1**

Teneur d'un air saturé en vapeur d'eau en fonction de la température

T. en $^\circ\text{C}$	- 20	- 10	0	+ 10	+ 20	+ 30
g/kg	0.8	1.8	3.8	7.8	14.8	27.4

Si cet air est porté en altitude, par exemple par des courants ascendants tels qu'ils existent à l'Equateur ou par  $60^\circ \text{N}$ , sa température décroît. Lorsque celle-ci sera de  $+ 20^\circ$ , l'air sera saturé et aura un degré d'humidité de 100%. Lorsque la température sera de  $+ 10^\circ$ , 7.8 g de vapeur d'eau seront nécessaires pour entretenir la saturation de l'air, et 7.0 g ( $14.8 - 7.8$ ) seront disponibles pour se condenser et former un nuage.

Ainsi, la cause principale de formation d'un nuage est donc le refroidissement par ascendance des masses d'air chargées d'humidité.

Schématiquement, un nuage est un aérosol de fines gouttelettes d'eau et de petits cristaux de glace de diamètres moyens de 2 microns à 0.2 mm (soit 200 microns). Cet aérosol présente le plus souvent une bonne stabilité grâce aux micro turbulences atmosphériques.

Les gouttes de pluie ont des diamètres moyens de 0.5 à 5 mm. Pour qu'il y ait précipitation, il faut nécessairement que le volume de chaque vésicule augmente de 15 000 à 15 milliards de fois. Deux mécanismes concourent à cet accroissement:

1. certaines particules grossissent par condensation, sur leur surface, de l'eau provenant, soit directement de l'air environnant, ou indirectement des particules voisines en cours d'évaporation (effet Bergeron);

2. du fait des micro turbulences de l'atmosphère, une multitude de petites particules s'agglomèrent entre elles par un processus dit **de coalescence ou de captation**.

### 3.1.5. CLASSIFICATION DES PRÉCIPITATIONS

Sur la base des phénomènes météorologiques qui leur donnent naissance, ou qui les accompagnent, on peut diviser les précipitations en trois classes.

1. précipitations de convection;
2. précipitations orographiques;
3. précipitations cycloniques ou frontales (front chauds ou froids, lignes d'occlusion etc.).

**3.1.5.1. Précipitations de convection.** Lorsque par temps calme, l'air saturé ou non, au voisinage du sol est chauffé par les radiations solaires (directement mais surtout indirectement par réflexion sur le sol), il se dilate et s'élève par bouffées au centre des nombreuses **cellules de convection** qui se forment peu à peu.

Au cours de son ascension, il se refroidit suivant le gradient de **l'adiabatique sèche** (soit  $1^{\circ}\text{C}$  par 100 mètres) ou **saturée** (de l'ordre de  $0.5^{\circ}\text{C}$  par 100 mètres) et atteint son point de condensation à une altitude dite **niveau de condensation**. Il y a alors, à partir de ce niveau, formation de nuages (cumulus). Si le courant de convection vertical initial est intense et se poursuit suffisamment longtemps, il y a précipitations.

Ces précipitations résultent donc d'un temps chaud, elles consistent entièrement en pluie et occasionnellement en grêle.

Elles sont caractéristiques des régions équatoriales et tropicales où, par suite de la faiblesse habituelle des vents, les mouvements de l'air sont essentiellement verticaux.

Un exemple caractéristique est constitué par la Guadeloupe, île tropicale des Petites Antilles, exposée aux alizés d'Est et qui présente au vent une île plate au faible relief qui est le lieu d'une forte convection. Les nuages se forment progressivement en prenant du volume depuis l'extrémité Est de l'île où la pluviométrie est inférieure à 1000 mm jusqu'au pied des montagnes où la pluviométrie moyenne atteint 2000 à 2500 mm.

Des précipitations de convection surviennent également en zone tempérée et dans les régions chaudes, à peu près uniquement sous forme d'orages d'été locaux et violents, mais tous les orages ne proviennent pas de mécanismes convectifs.



**3.1.5.2. Précipitations orographiques.** Lorsque les vents chargés d'humidité, soufflant ordinairement des océans vers les terres, abordent une barrière montagneuse, ou passent de la zone d'influence d'une mer relativement chaude à celle de vastes étendues de sol plus froid, les masses d'air humide ont tendance à s'élever et la détente qui en résulte produit un refroidissement qui peut entretenir la formation d'une couverture nuageuse et déclencher des précipitations.

Ces précipitations, dites **orographiques** se présentent sous forme de pluie ou de neige sur les versants *au vent* de la barrière montagneuse.

Par ailleurs, l'obstruction produite sur le trajet des masses d'air humide par un massif montagneux engendre, sur le versant *sous le vent*, une zone de pluviosité relativement faible. L'air descendant sur ce versant s'échauffe par compression et son humidité relative diminue (effet de Föhn); il peut même en résulter un régime de vents secs et chauds donnant naissance à des zones semi-arides.

Ainsi, en Guadeloupe, la barrière montagneuse qui culmine à 1460 m et orientée Nord-Sud constitue-t-elle un obstacle aux alizés de secteur Est. La pluviométrie annuelle est de l'ordre de 900 mm sur l'Océan; elle augmente jusqu'à plus de 2.0 m sur les zones plates où les phénomènes convectifs dominent. La pluviométrie atteint, en année moyenne, 12.0 m sur les sommets les plus élevés. Les pluies orographiques fréquentes (360 jours par an) et de faible intensité constituent l'essentiel des précipitations. On constate que l'effet orographique amplifie, seulement dans de faibles proportions, les pluies de convection ou cycloniques.

### **3.1.5.3. Précipitations cycloniques ou de fronts (chaud ou froid).**

Ces précipitations sont associées aux surfaces de contact (fronts) entre des masses d'air de température et d'humidité différentes.

L'observation montre qu'une forte circulation cyclonique produit généralement des précipitations importantes et prolongées. En France, sauf dans les régions méditerranéennes, la majeure partie des précipitations sont des précipitations **frontales**.

Il est bien entendu que souvent les précipitations réelles résultent d'une combinaison des trois classes élémentaires décrites ci-dessus; ainsi une perturbation cyclonique sera renforcée par des précipitations orographiques, ou accentuera et prolongera des pluies de convection.

Le cas de la Guadeloupe montre qu'en cas de passages d'ouragans, la pluviométrie est relativement homogène. En tout point du Département, elle était généralement comprise entre 300 mm et 400 mm lors du passage du cyclone Hugo le 17 septembre 1989, pourtant un des plus violents du siècle. Il faut cependant relativiser la signification de mesures faites avec des vents ayant atteint 300 km/h.

### 3.2. LA MESURE DES PRECIPITATIONS EN UN POINT

Chacun peut *mesurer* approximativement la pluie avec un récipient quelconque, une casserole par exemple, de forme cylindrique de préférence (pour éviter une correction entre la surface captante et la hauteur cumulée) placée dans son jardin, loin des arbres, ou sur une terrasse pas trop exposée aux vents.

Ces mesures peuvent être utiles, par exemple, en cas d'une pluie exceptionnelle tombée loin d'un poste pluviométrique officiel ou privé, ou lorsque celui-ci a eu une défaillance de fonctionnement (seau renversé par le vent, ou ayant débordé etc.).

La **hauteur de précipitation** est définie comme l'épaisseur de la lame d'eau qui s'accumulerait sur une surface horizontale, si toutes les précipitations reçues par celle-ci s'y trouvaient immobilisées.

Sa mesure correcte est relativement délicate car:

- quel que soit son type, un pluviomètre crée une perturbation aérodynamique qui modifie plus ou moins *le champ* des précipitations;
- il existe peu de sites à la fois suffisamment abrités pour réduire au minimum les perturbations aérodynamiques, et pourtant assez dégagés pour fournir un échantillon typique valable pour la région, quelle que soit la direction du vent et la perturbation pluvieuse;
- une mesure de pluie ne peut jamais être *répétée* et rarement (et encore approximativement) doublée;
- l'échantillon recueilli par le pluviomètre est toujours infime par rapport à l'ensemble de la pluie qu'il est supposé représenter sur une zone toujours trop étendue; il est d'autant moins représentatif que la pluie sur la zone considérée est hétérogène.

Toutefois pour permettre des observations précises et surtout comparables entre elles, il est indispensable d'utiliser des **pluviomètres normalisés**, au moins à l'échelle d'une vaste région ou d'un Etat.

Nous décrirons successivement les types d'appareils classiques suivants:

- **les pluviomètres manuels** qui permettent de mesurer la hauteur de précipitation globale pendant un temps plus ou moins long. Ils sont relevés en général une à deux fois par jour. Si l'appareil est relevé moins fréquemment, par exemple tous les 15 jours, tous les mois, voire une à deux fois par an, on dit alors que l'on observe un pluviomètre totalisateur;
- **les pluviographes enregistreurs** qui permettent d'étudier l'intensité des pluies sur différents intervalles de temps, en général de la minute à plusieurs heures, mais aussi de déterminer les pluies journalières ou les cumuls sur des pas de temps supérieurs.



La plupart des pluviomètres manuels sont des pluviomètres *journaliers* relevés au moins une fois par jour.

Il est indispensable d'utiliser des pluviomètres normalisés, et de respecter quelques principes généraux:

- la collerette du pluviomètre doit être bien horizontale: en pratique on pourra estimer à 1% l'erreur produite par chaque degré d'inclinaison du pluviomètre sur l'horizontale, tant que celle-ci ne dépasse pas 10°;
- en une même station, pour une même hauteur de précipitation, la quantité d'eau recueillie par un pluviomètre est, en général, d'autant plus faible que sa surface collectrice est à une hauteur élevée au dessus du sol. La norme française est de 1 m entre la bague et le sol;
- le vent est la principale cause d'erreur dans la mesure des précipitations.

**3.2.1.1. L'ancien pluviomètre français, dit "Association".** Utilisé depuis 1867, il doit son nom à l'*Association Scientifique de France* qui en a défini la forme, les dimensions et le procédé de mesure. On le retrouve encore fréquemment en France, dans les Départements et Territoires d'outre-mer, et dans les anciennes colonies françaises.

Bien qu'ancien, ce pluviomètre correspond aux principales normes fixées par l'Organisation Météorologique Mondiale (OMM) (1973, 1981), en particulier la surface de la bague est comprise entre les 200 et 500 cm<sup>2</sup> recommandés.

Une autre norme de l'OMM stipule que le pluviomètre doit être situé à une distance  $D$  égale ou supérieure à 4 fois la hauteur  $H$  de l'obstacle le plus proche ( $D \geq 4H$ ). En fait, dans le meilleur des cas, il faut situer l'appareil le plus loin possible de tout obstacle (bâtiment, arbres), surtout si celui-ci est situé du côté d'où vient le vent apportant les pluies: principalement secteurs Ouest et Sud-Ouest en France et en Europe sous influence océanique plus ou moins forte, secteurs Est et Sud-Est en climat méditerranéen, secteur Est et Nord-Est dans les Iles Caraïbes (Martinique, Guadeloupe).

A l'usage (près de 130 années), les inconvénients du pluviomètre *Association* se sont révélés être les suivants:

1. On doit utiliser une éprouvette de lecture d'une capacité maximale de 8.2mm (autrefois 10.0 mm), ce qui peut occasionner des pertes d'eau définitives lors des mesures de fortes pluies nécessitant plusieurs versements de l'eau recueillie dans une éprouvette, au col parfois étroit.

2. En climats chauds, méditerranéens, tropicaux et sahéliens par exemple, une petite pluie (jusqu'à 0.5-0.8 mm, on a même cité 1.7 mm au Sahel) peut être évaporée avant la lecture. Ceci a conduit à effectuer en Afrique deux mesures dans la journée: à 7 heures et 18 heures locales.

3. Dans les régions où les averses sont souvent abondantes, en climats tropical, équatorial, méditerranéen, de mousson ou marqué par les ouragans ou cyclones (Nouvelle-Calédonie, Antilles...), il peut arriver que le pluviomètre soit rempli en quelques heures, puisque sa capacité maximale au débordement correspond à 175 mm.

Si on n'y prend garde, il y a alors perte d'eau et l'observateur marque une valeur proche de 175 mm, par méconnaissance de ce *détail*; détail dont doit être bien conscient toute personne utilisant ces données (particulièrement les anciennes).

Pour pallier cet inconvénient, il a été créé, au cours de la deuxième guerre mondiale, un **pluviomètre Association tropicalisé**, identique au seau classique, mais sur lequel est soudé un manchon de 10 cm de hauteur, et qui autorise une mesure de 275 mm de pluie, qui peuvent cependant être dépassés, comme on le verra ci-dessous.

4. Le dernier inconvénient du pluviomètre Association est qu'il en a existé successivement dans le temps deux types, le premier ayant une surface de bague réceptrice de  $314\text{ cm}^2$  ( $100\pi$ ), le second une surface de  $400\text{ cm}^2$ . Or les premières éprouvettes étant en verre, donc relativement fragiles, ont été parfois changées par des éprouvettes non en conformité avec la bague, si bien que l'opérateur faisait sans s'en douter des observations journalières (donc mensuelles et annuelles) erronées de + 27% ou - 21.5 % (rapport  $400/314$ , ou son inverse).

Ces erreurs dites **systématiques**, portant parfois sur plusieurs années, peuvent être mises en évidence par la méthode des totaux annuels cumulés dont il sera question ci-dessous.

Pour pallier cet inconvénient le Service Météorologique Français a mis en service (avant 1970) l'éprouvette en plastique modèle MN-R3-204 de 8.2 mm de contenance totale, dans le corps de laquelle est moulée l'expression: *millimètres de pluie sur  $400\text{ cm}^2$* .

L'inconvénient évoqué ci-dessus lié à la **capacité maximale d'un pluviomètre** est très important, par exemple en climat méditerranéen, puisqu'il a été observé récemment en France dans la région méditerranéenne:

- au moins 420 mm en 6 heures 30 (pluviomètre relevé plusieurs fois a néanmoins débordé), à Nîmes Mas de Ponge (département du Gard), lors de la crue catastrophique du 3 octobre 1988;
- 447 mm en 18 heures au Caylar (département de l'Hérault, Causse du Larzac), le 22 septembre 1992.
- 780 mm en un jour (de 6 h à 6 h) le 31 octobre 1993, et 794 mm en 24 heures, au pluviographe de Bavella (1180 mètres d'altitude), sur le bassin de Solenzara en Corse, étudié par l'Ecole Normale Supérieure de Paris.

Pour permettre de mesurer des valeurs de cette importance, sans risque d'erreur humaine (compréhensible dans des conditions difficiles), seuls les pluviographes enregistreurs décrits ci-dessous sont utilisables.

### **3.2.1.2. Le pluviomètre de Météo-France: modèle SPIEA modifié**

**M.N.** Le pluviomètre actuel de Météo-France: modèle SPIEA, modifié Météorologie Nationale R01-2050 A, est le pluviomètre officiel actuel des stations pluviométriques (manuelles) de Météo-France, soit environ 3 600 postes en 1984. SPIEA signifie: Syndicat Professionnel de l'Industrie des Engrais Azotés.

Le modèle original breveté ne comprenait que la bague et le seau transparent. La Météorologie Nationale l'a adopté en y adjoignant une éprouvette qui permet des mesures fines des petites pluies.

A l'utilisation de ce pluviomètre, on a pu observer les faits suivants:

a) la condensation de l'air en fin de nuit fraîche laisse un dépôt d'eau de 0.1 à 0.3 mm, qu'on peut assimiler à de la rosée, sans prétendre la mesurer (mesure effectuée avec d'autres appareils standardisés);

b) après quelques années en France, et parfois une seule dans les pays chauds, le seau gradué en polystyrène s'opacifie, ce qui peut rendre difficile la lecture directe.

Le relevé effectué une ou deux fois par jour est noté par l'observateur sur son cahier d'après les instructions du Service gestionnaire du réseau pluviométrique. Un système de calque permet à l'observateur de conserver une trace des relevés originaux, si ceux-ci venaient à disparaître lors de l'expédition postale du premier original.

La pluie relevée le jour  $J + 1$  à 8 h est portée et comptée le jour  $J$ . Ainsi, une pluie relevée le 4 juillet au matin est la pluie de la journée du 3; de même la pluie mesurée le 1er janvier au matin est la pluie tombée le 31 décembre de l'année précédente.

Ceci est une norme internationale ancienne suivie apparemment aujourd'hui dans le monde entier, bien qu'elle soit source de nombreuses erreurs de datation de la part des observateurs, et lors des recopies. Cette norme, si elle n'est pas suivie scrupuleusement sur les postes voisins d'un même bassin, amène les hydrologues modélisateurs à souvent s'arracher les cheveux.

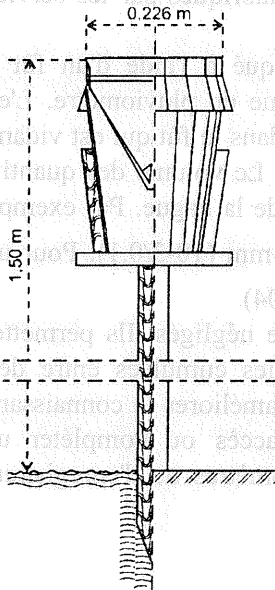
**3.2.1.3. Quelques modèles de pluviomètres recensés dans le monde.** Pour des raisons historiques et pratiques, chaque Etat utilise des types de pluviomètres qui sont différents les uns des autres dans le détail (fig. 3.1).

Une étude effectuée en 1984 sous l'égide de l'OMM (Sevruck et al., 1984), comparant les observations faites dans différents états sur leurs propres appareils avec celles du pluviomètre enterré international Snowdown a montré qu'il n'y avait pas de différence significative entre les mesures au sol et dans les appareils classiques, excepté peut être au Sahel (études ORSTOM, dans l'Air en particulier).

a)

b)

Demi-coupe dans l'axe

bague de 400 cm<sup>2</sup>

cône de réception (en ABS)

support d'éprouvette (ABS)

éprouvette (polystyrène)  
capacité 8,2 mm de pluie

seau (polystyrène)

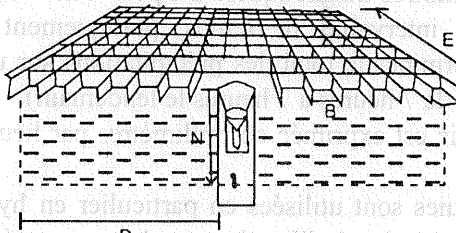
graduation



Pluviomètre "Association"

Pluviomètre SPEIA (Météo-France)

c)



Pluviomètre enterée "Snowdon"

(surface de la bague réceptrice : 120 mm)

### 3.2.2. LES PLUVIOMÈTRES TOTALISATEURS

Les pluviomètres totalisateurs sont généralement fabriqués par les services techniques des services hydrologiques nationaux.

Un modèle relativement répandu peut être fabriqué à l'aide d'un fût de 200 litres sur lequel a été soudée ou fixée une bague de pluviomètre. L'eau transitant par l'impluvium de cette bague s'accumule dans le fût qui est vidangé lors du passage de l'observateur à l'aide d'un robinet. Le volume des quantités d'eau extraites est mesuré et rapporté à la superficie de la bague. Par exemple, pour une bague de  $1000\text{ cm}^2$ , un litre représente 10 mm ( $10\text{-}3/0.1$ ). Pour une bague de  $400\text{ cm}^2$ , un litre représente 25 mm ( $10\text{-}3/0.04$ ).

Les pluviomètres totalisateurs ne doivent pas être négligés. Ils permettent d'obtenir des informations en un point sur les pluies cumulées entre deux relevés. Ces informations peuvent considérablement améliorer la connaissance de la pluviométrie dans des régions difficiles d'accès ou compléter une information plus détaillée obtenue à l'aide de pluviomètres ou d'enregistreurs pluviographiques.

### 3.2.3. LES PLUVIOGRAPHES ENREGISTREURS

**3.2.3.1. Utilisation des pluviographes.** Avec un pluviographe enregistreur, on obtient des graphiques, nommés pluviogrammes, ou des enregistrements sur mémoires magnétiques. On peut ainsi étudier l'intensité de la pluie sur différents intervalles de temps, pratiquement d'une minute à plusieurs heures et déterminer le total des précipitations sur une durée donnée (par exemple la journée de 7 heures à 7 heures le lendemain).

Une intensité de pluie est exprimée en millimètres par heure sur  $M$  minutes ou sur  $H$  heures.

Les intensités de pluies sont utilisées en particulier en hydrologie urbaine, partie de l'hydrologie qui traite de l'écoulement des eaux usées et pluviales en ville.

Pour schématiser, on peut dire que les réseaux d'assainissement sont conçus et dimensionnés pour évacuer des pluies de probabilité d'occurrence donnée. Un des principaux facteurs est l'intensité de pluie d'une durée de retour choisie (en général 10 années) lue sur des courbes dites IDF, pour Intensités, Durées, Fréquences. Ces courbes IDF sont tracées d'après les observations pluviographiques en un lieu ou une région climatique. La durée prise en compte correspond généralement au temps de concentration du bassin drainé.

**3.2.3.2. Principes de mesure.** Il a été expérimenté toute une gamme de capteurs pluviographiques reposant sur des principes divers: flotteur avec siphon au delà d'un volume donné, pesée de l'eau accumulée dans le temps, mesure optique etc.

Le pluviographe le plus communément utilisé est le pluviographe à augets basculeurs, très ancien dans sa conception (fin des années 1600 par l'anglais R. Hooke, d'après L'Hôte, 1990).

Un tel appareil fonctionne de la façon suivante:

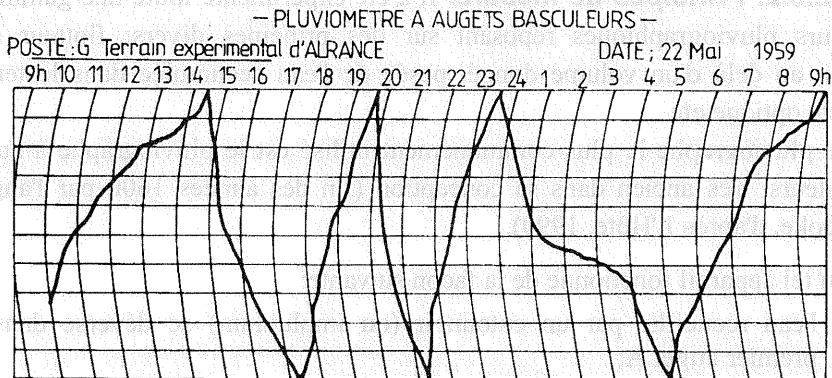
- l'eau recueillie par un entonnoir (ou impluvium) se déverse dans un premier auget A;
- le centre de gravité de l'ensemble étant situé au dessus du point pivot; il y a basculement pour une quantité réglée à 20 grammes; l'auget A se vidange alors, tandis que l'auget B se remplit à son tour etc.;
- chaque basculement dans un sens ou dans l'autre fait avancer d'une dent une roue à rochets.

Ce mouvement transmis par divers mécanismes est transcrit sur un tambour enregistreur (B mécanisme), effectuant une rotation complète en une semaine, en un jour, ou en une heure.

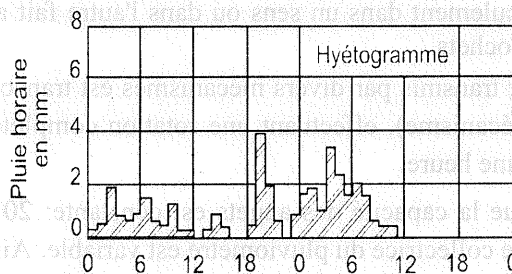
Il faut noter que la capacité des augets est constante:  $20 \text{ cm}^3$ , mais que la surface de la bague collectrice du pluviomètre est variable. Ainsi, en fonction de la surface de la bague, un basculement d'auget équivaudra à:

Surface bague	Pluie mm
$200 \text{ cm}^2$	1 mm
$400 \text{ cm}^2$	0.5 mm
$1000 \text{ cm}^2$	0.2 mm
$2000 \text{ cm}^2$	0.1 mm

Le diagramme enregistré, ou **pluviogramme**, est dépouillé avec un lecteur de courbes et un programme écrit à cet effet, ou manuellement sur un tableau. Ce tableau permet de tracer un graphique (fig. 3.2) en barres représentant l'évolution de l'intensité de pluie en fonction du temps. Ce graphique, ou **hyétogramme** est à la base de toute interprétation hydropluviométrique sur un bassin versant (fig. 3.3)



**Fig. 3.2.** Enregistrement pluviographique.



**Fig. 3.3.** HyétoGramme.

Du point de vue de l'évolution du matériel, les constructeurs ont développé aujourd'hui des **centrales électroniques d'acquisition** qui permettent l'enregistrement automatique sur mémoires *flash* de grande capacité (2 Mo). Chaque basculement d'auget génère une impulsion électrique dont l'instant est enregistré en datation relative (horloge à quartz donnant le nombre de secondes depuis la mise en service) sur la mémoire. La centrale d'acquisition peut être interfacée avec un modem téléphonique ou avec un émetteur satellitaire (ARGOS, METEOSAT) qui vont télétransmettre l'information aux utilisateurs.

Cette dernière possibilité permet d'obtenir à distance des informations sur les paramètres de maintenance des appareillages (charge de la batterie, état de saturation de la mémoire etc.) très utiles pour les Services Hydrologiques qui peuvent ainsi mieux gérer leurs déplacements et n'intervenir sur site que lorsque cela sera strictement nécessaire.

D'autre part, les Services d'annonce de crue gèrent en routine des appareils de ce type disposés judicieusement en amont des points où doivent être établies les prévisions en hauteur et/ou en débit, et utilisant le canal d'alerte disponible par le système METEOSAT (fig. 3.4).

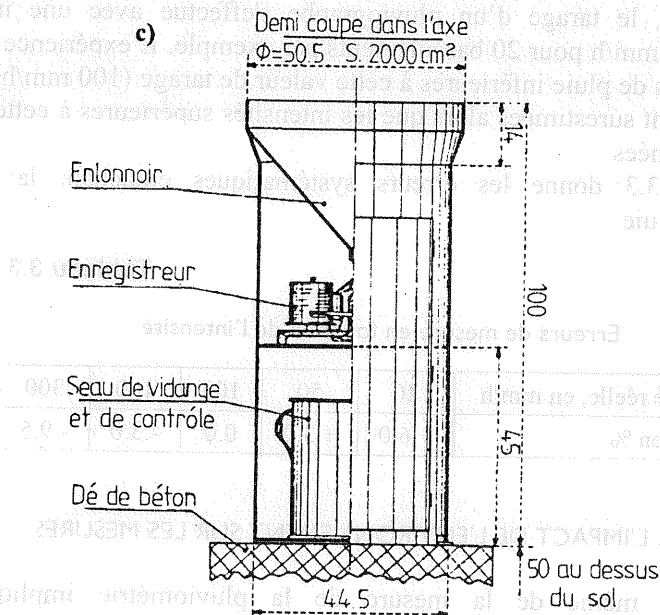
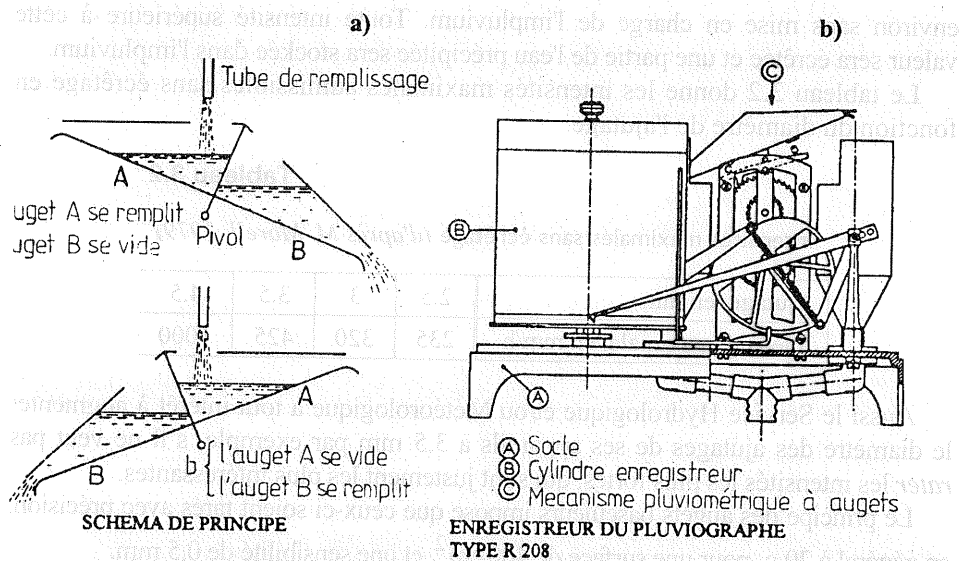


Fig. 3.4. Pluviographe à augets basculeurs.

**3.2.3.3. Les limites liées à l'appareillage.** L'eau captée par la surface horizontale de l'impluvium s'écoule vers un orifice ou ajutage dont le diamètre donné par le constructeur en France par exemple est de 2.5 mm. Cet ajutage permet de vidanger un débit correspondant à une intensité instantanée de 240 mm/h



environ sans mise en charge de l'impluvium. Toute intensité supérieure à cette valeur sera écrêtée et une partie de l'eau précipitée sera stockée dans l'impluvium.

Le tableau 3.2 donne les intensités maximales admissibles sans écrêtage en fonction du diamètre de l'ajutage:

**Tableau 3.2**

Intensités maximales sans écrêtage (d'après M. Morell, 1979)

Ajutage, en mm	2.5	3	3.5	4.5
Intensité maximale, en mm/h	235	320	425	1000

Aussi le Service Hydrologique et/ou Météorologique a tout intérêt à augmenter le diamètre des ajutages de ses appareils à 3.5 mm par exemple, s'il ne veut pas rater les intensités les plus fortes, qui sont justement les plus intéressantes.

Le principe des augets basculeurs impose que ceux-ci soient tarés avec précision, en général à 20 g, pour une surface de 400 cm<sup>2</sup> et une sensibilité de 0.5 mm.

Pratiquement, le tarage d'un pluviographe s'effectue avec une intensité continue de 100 mm/h pour 20 basculements par exemple. L'expérience montre que les intensités de pluie inférieures à cette valeur de tarage (100 mm/h) seront systématiquement surestimées alors que les intensités supérieures à cette valeur seront sous-estimées.

Le tableau 3.3 donne les erreurs systématiques entachant la mesure d'intensités de pluie:

**Tableau 3.3**

Erreurs de mesure en fonction de l'intensité

Intensité réelle, en mm/h	20	50	100	150	300
Erreur, en %	+ 6.0	+ 3.0	0.0	- 3.0	- 9.5

### 3.2.4. L'IMPACT DE L'ENVIRONNEMENT SUR LES MESURES

Le principe même de la mesure de la pluviométrie implique que l'environnement du poste et notamment son exposition aux vents dominants conditionne la qualité des mesures effectuées.

Lors d'averses violentes, les mesures de pluies sont affectées par l'inclinaison globale des filets de pluie (angle d'incidence) et par les turbulences de l'atmosphère au voisinage de l'impluvium (entonnoir). Parfois, seule une faible proportion de l'eau tombant au sol est captée par le pluviomètre.

En effet, il a été montré que l'angle d'incidence de la pluie est une fonction croissante de la vitesse et du caractère ascendant du vent. Par ailleurs, cet angle est d'autant plus important que le diamètre des gouttes de pluie est faible.

Une expérience conduite en Guadeloupe (M. Morell, 1986) a montré qu'à l'occasion d'averses abondantes accompagnées de fortes rafales de vent, l'angle d'incidence pouvait atteindre  $80^\circ$  par rapport à la verticale. Ainsi, la composante horizontale de la pluie pouvait, sur la durée de l'averse, être 2 à 3 fois supérieure à la composante verticale de la précipitation, est mesurée par le pluviographe.

Ainsi, il est toujours préférable d'implanter un poste de mesure dans un environnement légèrement protégé (clairière, versant sous le vent de collines ou petits reliefs etc.) et d'éviter les sites trop exposés tels que crête, versant au vent de petits reliefs ou collines, terrasses d'immeuble etc.

### 3.3. CALCUL DE LA PLUIE MOYENNE SUR UN BASSIN VERSANT

#### 3.3.1. REPRÉSENTATIVITÉ RÉGIONALE DES MESURES

Le but de la mesure des précipitations en un point est d'obtenir un *échantillon* qui est censé représenter au mieux les précipitations sur toute une région. La région concernée par une mesure ponctuelle aura une superficie variable selon la densité du réseau de postes d'observations; à titre d'exemples voici quelques densités connues:

- un poste pour quelques hectares sur un bassin de recherche et d'étude (BRE);
- un poste pour environ  $150 \text{ km}^2$  en moyenne sur le réseau français ( $3\,600$  postes sur  $550\,000 \text{ km}^2$ );
- un poste pour  $2\,000$  à  $3\,000 \text{ km}^2$  dans les régions africaines les mieux observées (près des côtes et des capitales);
- voire un poste pour  $10\,000$  à  $50\,000 \text{ km}^2$  et plus, dans les régions sahéliennes et sahariennes d'Afrique: Mauritanie, Nord-Mali, Nord-Niger et Tchad du nord.

L'expérience montre que les pluies, averses estivales en Méditerranée, grains au Sahel; par exemple, sont souvent très variables (hétérogènes) dans l'espace. Par exemple, dans le Sud de la France, après une très forte averse, il a été mesuré en 24 heures en 3 sites distants de quelques kilomètres, 85.3 mm, 73.0 mm et 47.5 mm.

Quoi qu'il en soit, le calcul de la pluie moyenne sur une surface plus ou moins étendue repose sur l'hypothèse que la pluie ponctuelle est représentative de la région alentours. L'exactitude de cette hypothèse dépend de l'étendue de la région que le pluviomètre est censé représenter, de l'hétérogénéité spatiale des pluies (fonction du type de temps) et de la topographie de la région.

### 3.3.4. CALCUL DE LA MOYENNE PAR LA MÉTHODE DES ISOHYÈTES

Une courbe isohyète est le lieu géométrique des points sur lesquels il est tombé la même quantité de pluie, pendant une période donnée.

Les périodes pour lesquelles sont établies les cartes d'isohyètes sont très variables: la durée de l'événement, la journée, le mois, l'année (isohyètes annuelles).

Les isohyètes peuvent représenter des valeurs moyennes interannuelles (isohyètes interannuelles), par exemple les moyennes mensuelles et la moyenne annuelle sur un grand nombre d'années.

Pour dessiner les isohyètes sur un bassin ou une région, on tient compte de la topographie (il pleut généralement plus sur les régions élevées) et d'un certain nombre de stations situées en dehors du bassin.

Pour obtenir la pluie moyenne sur le bassin, on doit effectuer la mesure sur la carte des surfaces (planimétrage) pour lesquelles la pluviométrie est supérieure à une valeur donnée, et ceci pour toutes les courbes isohyètes.

Le calcul, donné sur le tableau 3.5, est identique à celui effectué avec la méthode de Thiessen:

- on remplace les coefficients de Thiessen ( $C_i$ ) par les rapports des surfaces entre 2 isohyètes à la surface totale du bassin;
- la pluie appliquée ( $P_i$ ) à chaque coefficient ( $C_i$ ) est la moyenne des valeurs des 2 isohyètes;
- la pluie moyenne sur le bassin est la somme des pluies partielles:  $C_i \cdot P_i$ .

**Tableau 3.5**

Calcul d'une pluie moyenne par la méthode des Isohyètes

Hauteur de pluie en mm	Surface en $\text{cm}^2$	Rapport cumulé de surface totale	Rapport de surface entre 2 isohyètes ( $C_i$ )	Pluie moyenne en mm $P_i$	En mm, pluie partielle $C_i \cdot P_i$
> 1500	0.0	0.000	0.200	1450	290.0
> 1400	8.1	0.200	0.229	1350	309.1
> 1300	17.5	0.429	0.118	1250	147.5
> 1200	22.3	0.547	0.291	1150	334.6
> 1100	34.2	0.838	0.162	1050	170.1
> 1000	40.8	1.000			
		Total	1.000		1251.3

## 3.4. CRITIQUE DES DONNEES PLUVIOMETRIQUES

### 3.4.1. OBJECTIFS ET NÉCESSITÉ D'UNE CRITIQUE

Même en présence de relevés pluviométriques journaliers originaux, c'est-à-dire les manuscrits de l'observateur ou les diagrammes du pluviographe, et à plus forte raison pour des recopies, il convient de se poser des questions sur deux types d'erreurs pouvant entacher ces observations:

a) **les erreurs grossières et aléatoires** faites lors de l'observation (pertes d'eau, absence de l'observateur non signalée, décalage de jour etc.), à la recopie ou encore à la saisie des données: oublis, mauvaises interprétations des chiffres, et plus grave mauvaise interprétation de la place de la virgule etc.

b) **les erreurs systématiques** dues par exemple au déplacement du site d'observation au cours du temps: en Afrique francophone par exemple, un village peut très bien être déplacé tout en gardant son nom (avec son pluviomètre et son observateur) de plusieurs kilomètres vers des terres plus fertiles.

En France, le pluviomètre peut avoir été déplacé à l'intérieur d'un village tout en gardant le même nom: celui du village, du fait du déménagement de l'observateur ou de son remplacement par une autre personne.

Un autre type d'erreur systématique peut être du à des défauts d'appareillage non remarqués par le Service gestionnaire: éprouvette ne correspondant pas au diamètre de la bague du pluviomètre (entre 400 et 314 cm<sup>2</sup> pour le pluviomètre Association en particulier), mauvais réglage des augets d'un pluviographe: différents de quelques pour cent par rapport aux 20 grammes habituels.

Ainsi avant toute étude statistique même très simple, comme le **calcul d'une moyenne interannuelle**, il est recommandé de vérifier si la série des pluies annuelles sur laquelle on va travailler est **homogène**, c'est à dire si l'échantillon fait bien partie de la même population, ou de deux populations distinctes, artificiellement groupées à notre insu en **une série hétérogène**.

### 3.4.2. CRITIQUE A LA RÉCEPTION DES BORDEREAUX MENSUELS

Théoriquement les bordereaux mensuels devraient être vérifiés dès leur arrivée au Service gestionnaire, ce qui n'est pas toujours possible dans différents Etats, souvent pour des raisons de manque de personnel.

**3.4.2.1. Classiquement.** A la réception des fiches mensuelles, le Service gestionnaire reporte les valeurs journalières sur des bordereaux mensuels. Ce travail de disposition différente des observations est effectué dans le but de détecter par comparaison inter-postes d'éventuelles erreurs grossières, des lacunes non mentionnées, des décalages de jour etc.

En fait des bordereaux récapitulatifs avec une présentation par proximité géographique des postes est plus pratique.

Il est évident que ce travail de *recopie* des observations journalières sur des bordereaux récapitulatifs bénéficie largement aujourd'hui des facilités de l'informatique.

**3.4.2.2. En France, de 1973 à 1988.** Le Bureau de l'Eau de la Météorologie Nationale (en juin 1984: 3 600 postes pluviométriques, 36 employés) avait créé à partir du **fichier original brut, un fichier critiqué** qui va de 1973 à 1988.

La critique effectuée sur les données journalières saisies informatiquement dans chaque département (95 en métropole), permettait de calculer une valeur plausible pour les totaux mensuels manquants, et de rectifier les anomalies journalières (cumul de pluie, décalage de jour etc.). Cette critique était basée, pour chaque département pris séparément, sur le calcul à chaque poste de **la pluie théorique mensuelle**, tenant compte de la pluie observée aux trois postes les plus proches.

Il était calculé d'autre part pour chaque poste un indice d'homogénéité mensuel, égal au rapport de la pluie observée à la pluie théorique du même poste.

Une cartographie départementale des indices d'homogénéité mensuels permettait de détecter un ou des postes défectueux, représentés par des isolignes nombreuses et rapprochées.

Intervenait ensuite une concertation avec le responsable départemental, pour fixer les compléments et éventuelles corrections portées dans le seul fichier critiqué, le fichier original restant en l'état.

Au cours de cette concertation, il était proposé une ventilation des cumuls, et un listing des anomalies restantes, pour complément d'information.

**3.4.2.3. En France, depuis 1989.** Compte tenu des absences des observateurs (compréhensibles les fins de semaine et pendant les congés annuels), des charges de travail inhérentes à la méthode des pluies théoriques décrite ci-dessus, et des progrès techniques, Météo-France avec l'appui du Ministère de l'Environnement et d'autres partenaires tels que les Agences de Bassin, a décidé d'automatiser la moitié de son parc de stations pluviométriques.

**La critique journalière immédiate** envisagée pour environ 500 stations importantes automatisées, **et en temps différé** pour les autres, sera basée principalement sur les vérifications suivantes:

- les types de temps: perturbations d'Ouest, orages, avancées d'air maritime sur le Languedoc-Roussillon etc.;
- la méthode AURELHY (Analyse Utilisant le RELief pour l'HYdrométéorologie, 1986) qui prend en compte une information extérieure pour améliorer la cartographie des isohyètes, en l'occurrence l'effet du relief;

- l'imagerie satellitaire infrarouge METEOSAT, (semblable à celle qui est présentée chaque jour sur les chaînes de télévision);
- l'imagerie des 16 stations radar actuelles (dont une près de Montpellier à Nîmes) du réseau français dit ARAMIS. Cette technique qui permet déjà de connaître la morphologie d'une pluie et ses dimensions jusqu'à 200 Km environ du point d'observation, est très prometteuse quant à la connaissance des quantités tombées par référence à seulement quelques postes de mesure au sol.

**3.4.2.4. Critique avec le logiciel CLICOM.** Pour la gestion, l'exploitation et les publications de leurs données météorologiques (dont les précipitations), de nombreux Services Météorologiques Nationaux utilisent de par le monde le logiciel CLICOM, créé et maintenu par l'OMM.

Grâce aux facilités graphiques de ce logiciel, il est possible d'effectuer une critique primaire des observations pluviométriques par tracé d'isohyètes, après que celles-là aient été saisies.

### 3.4.3. CRITIQUE A POSTERIORI: HOMOGÉNÉISATION DES DONNÉES PAR LA MÉTHODE DES TOTAUX ANNUELS CUMULES

**3.4.3.1. Vérifications primaires incluses dans le logiciel PLUVIOM de l'ORSTOM.** Le logiciel PLUVIOM a été écrit lors d'un gros travail de collationnement de toutes les observations pluviométriques journalières de 1966 à 1980 sur 13 Etats francophones d'Afrique de l'ouest et centrale. Pour effectuer une critique initiale de ces données, nous avons retenu les indices suivants reposant sur l'exploration de la seule série chronologique d'une station sans comparaison automatisée avec ses voisines.

- **Nombre de jours de pluie par an.** Il s'agit du nombre de jours de pluies supérieures ou égale à 0.1 millimètre, les traces étant exclues. Sans que ce nombre puisse être rigoureusement constant d'une année sur l'autre, ni pour des stations voisines, il permet parfois de détecter: des *cumuls* sur plusieurs jours, des *oublis de relevé* sur un mois complet, voire plus etc.

- **Rapport du nombre de jours de petites pluies au nombre de jours total de pluie.** Au début des années 1970, Y. Brunet-Moret et J. Blanchon, proposaient à leurs collègues une méthode de vérification *à vue* qui a porté ses fruits. Il s'agissait de calculer chaque année, le rapport du nombre de jours de petites pluies (< 10.0 mm) sur le nombre de jours total de pluie. Ce rapport est en général supérieur à 40% pour les Etats de l'Afrique de l'Ouest.

Un travail systématique (Y. L'Hôte, à paraître) effectué sur toutes les stations synoptiques (observées par des Météorologues professionnels) de l'Afrique francophone de l'ouest et centrale, a confirmé la pertinence de ce rapport qui varie de 40 à 80%, selon les types de climat. On a même observé

que cela est valable aussi sur les données de Montpellier, et sans doute à beaucoup d'autres endroits.

**Pour un rapport inférieur à 30% en Afrique, nous estimons qu'il n'y a pas assez de jours de petite pluie,** donc négligence d'observation très probable (cumul de plusieurs journées, oublis de relevés etc.).

• **Multiples de 8 et 10 millimètres en nombre exagéré.** Mois par mois, le logiciel PLUVIOM comprend une comparaison entre le nombre observé de valeurs multiples de 8 et de 10 millimètres (le chiffre après la virgule étant négligé) et un nombre jugé exagéré, correspondant à une fréquence d'apparition relativement rare, puisque inférieure à 0.02%. Ce critère sévère retenu permet de déceler des mois où l'observateur a pu faire l'une des trois erreurs suivantes:

a) *Les mesures très arrondies* (au centimètre ou décimètre près). On a alors des valeurs de 5.0, 10.0, 15.0, 20.0, 25.0, 30.0 mm etc. pour des arrondis au 1/2 cm près et des valeurs de 10.0, 20.0, 30.0, 40.0 etc. pour des arrondis au centimètre près.

b) *Les zéros avant la virgule.* Par exemple, on a successivement dans un même mois:

10.5, 20.7, 10.7, 10.3, 20.2 mm

S'agit-il réellement de ces valeurs, ou de:

15.0, 27.0, 17.0, 13.0 et 22.0 mm

ou y a-t-il eu mélange des deux interprétations? Seul un retour à l'original de l'observateur permet de trancher.

c) *Les multiples de 8 mm* (10 mm, ou toute autre valeur). Cette erreur d'interprétation de l'observateur accompagne l'utilisation de l'éprouvette en plastique de 8.2 millimètres, codée MN-R3-204 par la Météorologie Nationale Française, qui l'a distribuée dans la fin des années 60:

L'observateur compte un nombre exact d'éprouvettes pleines, par exemple 4 éprouvettes. Dans la dernière éprouvette, il lit par exemple 6.0 mm et il calcule:

$$4 \text{ éprouvettes} \times 8 \text{ mm} = 32 \text{ mm.}$$

Il écrira sur le bordereau: 32.6 au lieu de  $32 + 6 = 38.0$  mm.

Ce type d'erreur peut être très fréquent chez certains observateurs.

Sur les tableaux journaliers imprimés avec le logiciel PLUVIOM, un message d'avertissement est imprimé lorsque de tels surnombres de multiples de 8 et 10 mm sont détectés.

On peut concevoir un type d'erreur semblable avec les anciennes éprouvettes de 10.0 millimètres.

En Tunisie, il a été signalé que certaines éprouvettes ont un volume correspondant à 6 millimètres de pluie, et on rencontre, paraît-il, de nombreux multiples de 6 millimètres.

**3.4.3.2. Comparaisons inter-postes.** Les méthodes de vérifications *rustiques* évoquées ci-dessus, de vérifications mensuelles sur un seul poste ou inter-postes, peuvent être mises en œuvre a posteriori, c'est à dire longtemps après les relevés, une à plusieurs années ou dizaines d'années.

Cependant ces méthodes facilitant la mise en évidence des erreurs aléatoires ne permettent pas de détecter des **erreurs systématiques** dues soit à un déplacement du site d'observation, soit à une modification défectueuse d'appareillage (éprouvette ne correspondant plus au diamètre de la bague, mauvais réglage des augets du pluviographe etc.).

Les erreurs systématiques sont détectables, dans un premier travail à une échelle de temps plus grande que le mois; on a choisi l'année et la méthode des totaux annuels cumulés.

**3.4.3.3. Homogénéisation des données pluviométriques.** Comme il a déjà été dit: avant d'effectuer toute étude statistique même simple (calcul d'une moyenne) sur une série de données pluviométriques annuelles par exemple, il y a lieu de vérifier si cette série fait bien partie d'une **même population statistique**, ou s'il y a plusieurs populations, du fait:

- d'un déplacement du site d'observation;
- d'une erreur d'appareillage pendant X années etc.

Pour ne pas avoir effectué ces vérifications préliminaires, on risque de travailler sur une série non homogène, comprenant des éléments de plusieurs populations statistiques réunies.

A plus forte raison, lorsqu'on s'intéresse à la pluie moyenne sur un bassin ou une région, il peut très bien se faire que par exemple pendant les 20 premières années, on ait observé seulement les postes A, B et C, puis pendant 20 ans A, B, C et D,. Les moyennes calculées sur 40 ans en A, B, et C et sur 20 ans en D n'ont pas les mêmes significations si les 20 premières années ont été en moyenne plus fortes que les 20 dernières (exemple de la sécheresse récente au Sahel).

Aussi définissons nous deux types d'homogénéisations:

- **l'homogénéisation du premier ordre**, par laquelle on vérifie que la série correspond bien à une seule population mère;
- **l'homogénéisation du second ordre**, dans laquelle on détermine sur une même période commune la plus longue possible (ici 40 ans) les caractéristiques statistiques de chaque station, en particulier la moyenne interannuelle sur 40 ans, l'écart-type et l'estimation des données manquantes.



**3.4.3.4. Comparaison des totaux annuels aux postes pluviométriques.** Si deux postes sont situés dans une même région climatique, et à une distance pas trop éloignée à l'échelle de la région (200 x 200 km par exemple), il existe une liaison positive significative entre leurs totaux annuels pluviométriques. On exprime ceci en disant qu'il y a 5% de chances, par exemple, pour que les séries soient complètement indépendantes, ou présentent des variations de sens contraires.

Pour visualiser la liaison entre deux séries, on peut établir **un graphique des totaux (annuels) comparés**, comme cela est présenté en A pour Metz et Nomeny.

Sur ce graphique on voit une dispersion assez importante des points de 1893 à 1908, puisqu'on calcule un coefficient de corrélation de 0.54 (donc éloigné de 1.00).

On voit d'autre part que les années les plus récentes-1901 à 1908-sont séparées des années antérieures situées en bas du tireté tracé; on peut en déduire que la relation P.Metz-P.Nomeny a été différente avant et après 1900 environ, mais il est difficile de chiffrer cette variation et de l'attribuer la première ou la deuxième période.

De plus ce procédé graphique est d'autant plus difficile à exploiter que les séries comparées sont longues (imbroglio des points représentatifs).

Heureusement, les séries de totaux pluviométriques annuels présentent généralement des distributions statistiques peu dissymétriques, donc proches de la loi normale, en particulier en France où la loi de Gauss est souvent la mieux adaptée aux séries annuelles (excepté en climat méditerranéen).

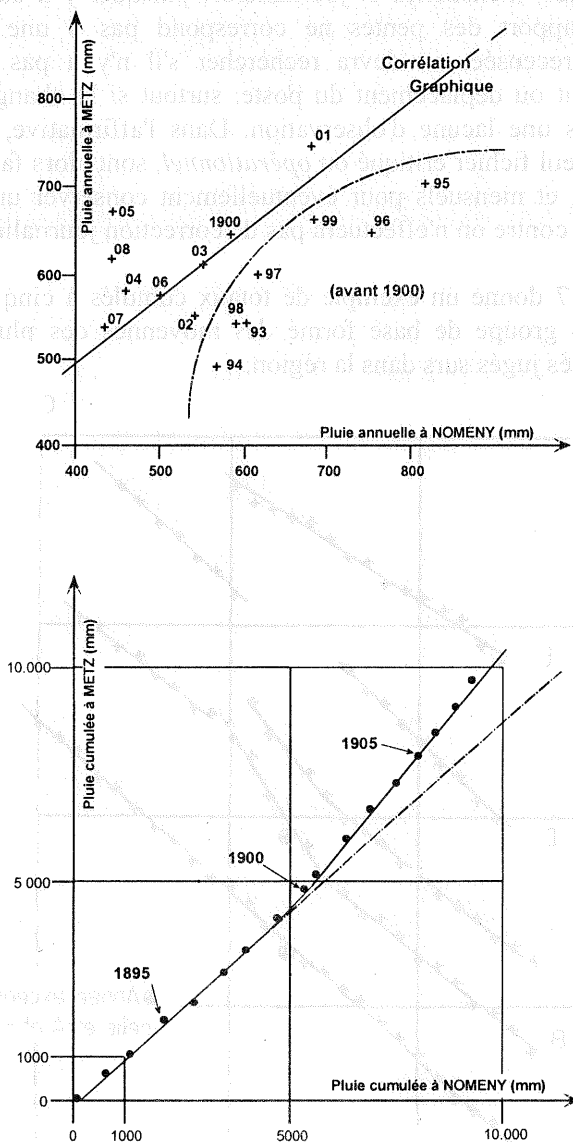
Dans ces conditions, la **régression** entre deux séries a de fortes chances d'être linéaire, et on peut exprimer le degré de liaison de cette régression par le coefficient de corrélation. Il en est de même pour toute combinaison linéaire des termes correspondants de ces séries, et en particulier, les totaux cumulés à partir d'une date donnée.

On préfère **un graphique des totaux annuels cumulés** (B sur la figure), pour déceler les anomalies éventuelles. Ainsi, l'anomalie autour de 1900 est bien mise en évidence par une différence de pente dans la représentation chronologique des cumulés.

**3.4.3.5. Analyse et interprétation des graphiques de totaux annuels cumulés** (fig. 3.6). Dans le cas étudié ci-dessus des deux séries de Metz et Nomeny, pour déterminer quel est le poste qui a une anomalie avant ou après 1900, et éventuellement corriger ou supprimer des observations douteuses, il faut ajouter des comparaisons deux à deux des totaux cumulés à une troisième station.

D'une manière plus générale si les stations A et B, connues entre les années 1 à  $n$ , ont des **séries homogènes** entre elles, le graphique des totaux cumulés de B en fonction de A présentera  $(n - 1)$  **points alignés** autour d'une droite de pente  $p$  égale au rapport  $PMa/PMb$ , des moyennes interannuelles de A et B. Par contre, la prise en compte d'une station C présentant une **hétérogénéité** à partir de l'année  $i$  (entre 1 et  $n$ ) introduira des ruptures de pente au niveau de l'année  $i$ , dans les graphiques des totaux cumulés: A/C et B/C.

On peut faire plusieurs hypothèses concernant ces ruptures de pente, hypothèses qui doivent être vérifiées d'après les données mensuelles et/ou journalières originales:



**Fig. 3.6.** Méthodes des totaux annuels comparés et cumulés.

Si le rapport des pentes avant et après rupture est voisin d'un rapport d'appareillage connu (1.27 ou son inverse 0.785, soit  $400\text{cm}^2/300\text{cm}^2$  ou  $314/400$ ), on peut légitimement supposer une erreur d'éprouvette, et après vérifications diverses, corriger (dans le bon sens) par ce rapport toutes les valeurs annuelles, mensuelles et journalières, puisqu'il y a eu erreur tous les jours. Si le rapport des pentes ne correspond pas à une valeur d'erreur d'appareillage recensée, on devra rechercher s'il n'y a pas eu changement d'environnement ou déplacement du poste, surtout si le changement de pente intervient après une lacune d'observation. Dans l'affirmative, les corrections, portées sur le seul fichier critiqué ou *opérationnel*, sont alors faites sur les seuls totaux annuels, et mensuels pour éventuellement conserver une cohérence de son travail. Par contre on n'effectuera pas de correction journalière systématique dans ces cas là.

La figure 3.7 donne un exemple de totaux cumulés à cinq stations A à E, comparés à un groupe de base formé des moyennes des pluies d'un certain nombre de postes jugés surs dans la région:

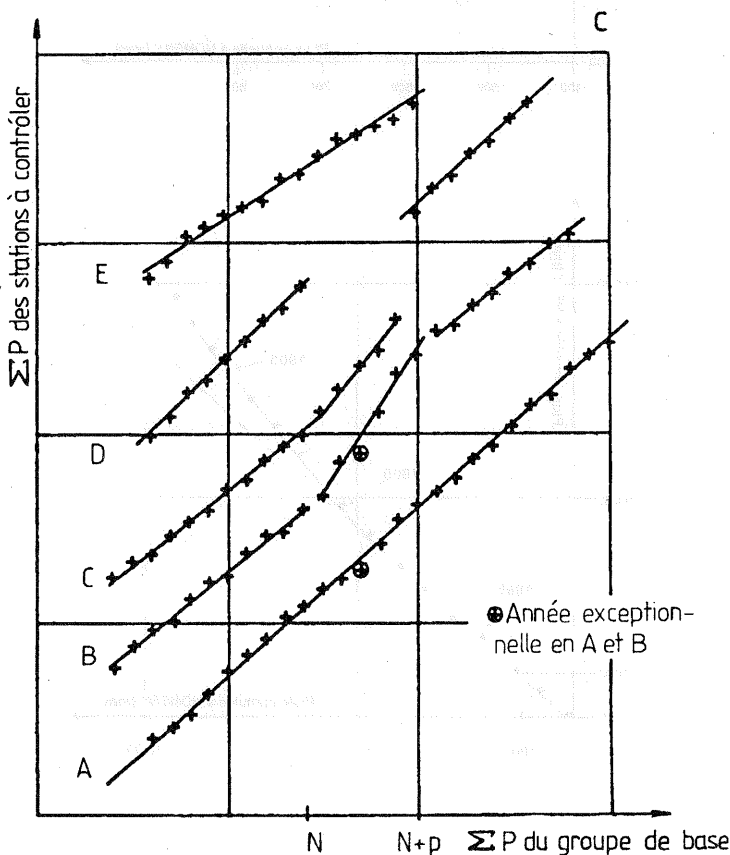


Fig. 3.7. Méthode des totaux cumulés par groupe de stations.

A: station homogène;

C: station présentant une cassure nette;

B: station présentant deux cassures nettes, avec rétablissement de la pente la plus fréquente;

D: station avec lacune offrant deux périodes de même pente, donc homogènes;

E: station en régime pluviométrique particulier, mais paraissant homogène.

Cette figure donne en outre des clés d'interprétations des graphiques des totaux annuels cumulés.

### 3.5. CHOIX D'UNE SERIE DE BASE HOMOGENE, VECTEURS REGIONAUX, PRESENTATION DU LOGICIEL MVR

#### 3.5.1. NÉCESSITÉ D'UNE SÉRIE DE BASE

Avec la méthode manuelle des totaux annuels cumulés vue ci-dessus, quand le nombre de stations à comparer deux à deux dépasse 3 ou 4, le nombre de calculs et de graphiques devient vite important, puisqu'il est égal au nombre de combinaisons de  $n$  éléments pris 2 à 2, ou encore:

$$C_n^2 = n! / 2! \cdot (n - 2),$$

soit, après calculs, 10 graphiques pour 5 stations, 15 pour 6 postes, 21 pour 7 stations etc.

Pour réduire le nombre de graphiques à tracer, il est donc nécessaire de trouver dans la région soit un poste dont on est particulièrement sûr de l'homogénéité dans le temps (ce qui est très rare compte tenu des variations d'environnement), soit un composé de plusieurs postes surs, par exemple les moyennes annuelles successives des 4 stations les mieux observées. Cette série servira de référence pour comparer tous les postes de la région, y compris les stations utilisées dans la série de base, et on réduit par ce procédé le nombre de graphiques au nombre de stations à tester.

La généralisation de la recherche d'une série de base homogène (pour diminuer le nombre de graphiques) a amené les hydrologues de l'Orstom à définir une station fictive représentative de la région à étudier. Ceci a conduit plusieurs auteurs à proposer ce qu'on appelle globalement des **vecteurs régionaux**:

- en 1977, G. Hiez a proposé un **vecteur régional**, basé sur l'étude de la matrice des données, principalement sur la détermination d'une série chronologique synthétique représentative des variations annuelles des

pluies (vecteur régional), et la détermination d'une caractéristique de chaque poste prise égale au mode de sa série. Le vecteur régional est utilisé pour la critique des données annuelles de chaque poste, par une méthode comparable à celle des totaux annuels cumulés.

- en 1979, Y. Brunet-Moret a proposé un **vecteur d'indices annuels de précipitations**, chaque indice annuel étant la moyenne des pluviosités (pluie de l'année/pluie moyenne) de chaque station observée cette année là. Ici aussi, le vecteur que l'on cherche à obtenir sans lacune, est comparé avec chaque poste qui a permis de le constituer.

Ces différentes méthodes ont été programmées, et en particulier la méthode HIEZ, sous le nom de MVR 1.5 (pour Méthode du Vecteur Régional, version 1.5), utilisable actuellement avec des données annuelles.

### 3.5.2. PRÉSENTATION DE LA MÉTHODE DU VECTEUR RÉGIONAL (MVR)

**3.5.2.1. Hypothèses et calculs compris dans MVR.** Dans une région climatique homogène, les observations de pluie collectées à chaque poste et à chaque date (année) peuvent être représentées par une matrice (A).

La méthode du Vecteur Régional repose sur deux hypothèses fondamentales:

- les séries de totaux pluviométriques de postes voisins, situés dans une même région climatique, sont **pseudo - proportionnelles entre elles**; ceci signifie que les variations de la pluviosité à tous les postes sont concomitantes: une année humide le sera avec des intensités du même ordre sur pratiquement toutes les stations, et vice versa pour une année sèche;
- **l'information la plus probable** est celle qui se répète le plus fréquemment; ceci signifie que la pluviosité d'une année donnée est celle indiquée par le plus grand nombre de stations. Cela signifie aussi que les observations à une station donnée pour la période retenue sont caractérisées par le mode de ces observations.

Le modèle suivant a été pris en compte: la matrice des données initiales (A) peut être décomposée en la somme d'une matrice *théorique* (B) et de la matrice des résidus et des erreurs (C).

D'autre part, la matrice (B) peut être obtenue à partir du produit d'un vecteur-colonne ( $L$ ) par un vecteur-ligne ( $C$ ). Les coefficients  $C_j$  sont propres à chaque station, tandis que les ( $L_i$ ) sont des indices pluviométriques caractérisant chaque année. La série des indices  $L_i$  forme le vecteur régional.

Pour les déterminations des coefficients  $C_j$ ,  $j = 1...m$ , et des indices  $L_i$ ,  $i = 1...n$ , le programme cherche à minimiser la matrice (E) des résidus par un

procédé itératif d'estimation du mode de chaque ligne, et du mode de chaque colonne, de telle sorte que la valeur la plus probable des résidus soit nulle. Ces calculs ont été appelés *traitement ligne-colonne*, ou *LC* par l'auteur de la méthode.

**3.5.2.2. Limites "climatiques" d'utilisation.** Un travail systématique effectué à *grands traits* sur quatorze états de l'Afrique subsaharienne (Water Assessment), ainsi que des essais en Tunisie, nous amènent à constater que MVR -comme les autres méthodes de comparaison de séries pluviométriques annuelles- trouve ses limites dans les zones intertropicales à pluviosité faible en dessous de 500-400 millimètres annuels.

En réalité, nous pensons que plutôt que le total faible (MVR a été essayé sans problème sur la région parisienne, où il pleut 500-600 mm. par an), ce sont les types de pluies (ligne de grains, averses tropicales) qui entrent en jeu. Ainsi sur l'Afrique de l'Ouest et Centrale, ce sont sur les zones à climats semi-aride, sahélien et sahélien de transition que MVR a été le plus difficile à mettre en œuvre, là où le total annuel est formé du cumul d'un petit nombre (3 à 10-15) de fortes averses à caractère localisé. Ces difficultés sont apparues en particulier sur l'ensemble du territoire de la Mauritanie, et au Nord des états du Sénégal, Mali, Niger et Tchad.

**3.5.2.3. Difficultés courantes d'utilisation de MVR.** Après de nombreux essais d'utilisation du logiciel MVR (version 1.5) sous plusieurs climats, il ressort que l'inconvénient majeur est l'existence fréquente de plusieurs modes pour une station.

Ceci nous a amené à souhaiter la remise en chantier du logiciel avec le *calcul* d'un seul mode et l'utilisation parallèle de la médiane et/ou la moyenne, ce qui est bien sûr un peu contraire à la méthode initiale de l'auteur (G. Hiez).



# Chapitre 4

---

## LIMNIMETRIE

---

### TABLE DES MATIÈRES

4.1.	INTRODUCTION .....	81
4.2.	LE LIT NATUREL DU COURS D'EAU .....	82
4.2.1.	Géométrie du lit .....	82
4.2.2.	Nature du lit .....	85
4.3.	LES ÉCOULEMENTS .....	87
4.3.1.	Grandeurs caractéristiques .....	87
4.3.2.	Régimes d'écoulement .....	90
4.3.3.	Contrôle hydraulique .....	94
4.4.	LA STATION HYDROMETRIQUE .....	102
4.4.1.	Grandeurs mesurées .....	102
4.4.2.	Choix du site .....	102
4.5.	LES CAPTEURS .....	111
4.5.1.	Caractéristiques des capteurs .....	111
4.5.2.	Les échelles limnimétriques .....	112
4.5.3.	Les capteurs directs .....	114
4.5.4.	Capteurs utilisant la pression hydrostatique .....	119
4.6.	LE DOSSIER DE STATION .....	125
4.7.	CHAÎNE D'ACQUISITION DES DONNÉES LIMNIMÉTRIQUES.	126





## LIMNIMETRIE

### 4.1. INTRODUCTION

L'hydrométrie recouvre la méthodologie et la technologie de la mesure des hauteurs d'eau et des débits dans les cours d'eau.

Le contrôle continu du débit des cours d'eau se fait de façon générale par la mise en œuvre de stations hydrométriques à partir desquelles on mesure les variations du niveau de l'eau à l'aide d'échelles limnimétriques, ou que l'on enregistre à l'aide de limnigraphes, sous une forme analogique ou numérique.

Il existe, en fait, d'autres méthodes mettant en œuvre des barrages déversoirs, des usines hydrauliques, ou des stations de pompage qui constituent souvent des ensembles de mesure d'excellente qualité.

La mesure des hauteurs d'eau ou de la variation d'un plan d'eau peut se faire sur n'importe quel repère fixe en mesurant la différence d'altitude entre ce repère et la surface du plan d'eau.

Pour permettre une lecture et une comparaison rapide des différentes hauteurs, on utilise généralement une règle graduée fixée sur un support, c'est l'échelle limnimétrique. Pour connaître en continu les variations d'un plan d'eau, on utilise des limnigraphes.

Les principaux types de limnigraphes utilisés actuellement sont:

- les limnigraphes à flotteur;
- les limnigraphes à pression;
- les limnigraphes électroniques à capteur piézo-électrique.

Les limnigraphes à flotteurs sont les plus anciens, l'enregistrement de la variation des hauteurs en fonction du temps se fait sur des diagrammes appelés limnigrammes. Ils ont une autonomie relativement restreinte d'au maximum de trois mois.

La relation qui existe entre le débit d'un cours d'eau dans une section transversale et la hauteur sous laquelle ce débit s'écoule (étalonnage ou tarage), est fonction des caractéristiques géométriques et hydrauliques de la section considérée et du bief qui la contient. Cette relation détermine le choix de la localisation et de la composition d'une station hydrométrique.

## 4.2. LE LIT NATUREL DU COURS D'EAU

Le lit du cours d'eau impose des contraintes à l'écoulement notamment par sa morphologie et la rugosité de ses parois. L'un des problèmes essentiels du tarage des stations hydrométriques a pour origine l'instabilité dans le temps de ces deux caractéristiques.

### 4.2.1. GÉOMÉTRIE DU LIT

La géométrie du lit décrit le cours d'eau naturel, dans son tracé en plan, son profil longitudinal et sa section transversale, dans les limites du bief de la station hydrométrique considérée.

**4.2.1.1. Tracé en plan.** L'examen du tracé en plan, sur le terrain ou sur une photographie aérienne, permet de différencier:

- a) les lits rocheux dont le tracé dépend de la résistance à l'érosion des formations géologiques et de l'existence d'accidents tectoniques: le tracé est généralement très irrégulier et accompagne la direction des failles et fractures (tracés en *baïonnette*);
- b) les lits entièrement alluvionnaires que J.C. Lebreton classe et décrit suivant la nature érosive des berges et la pente générale:
  - les lits à méandres, qui sont les plus fréquents, présentent une allure sinusoïdale assez régulière dont la longueur d'onde est de l'ordre de 7 à 12 fois la largeur; les méandres progressent en général vers l'aval;
  - les lits en tresses sont caractérisés par des îles et des chenaux multiples entrelacés; ils correspondent à des cours d'eau à forte pente et à fort transport solide;
  - les lits rectilignes sont rares et ne portent que sur des biefs de longueur assez courte, de l'ordre de 10 fois la largeur; dans ces biefs, le lit mineur est sinueux et va d'une berge à l'autre en constituant des seuils et des mouilles.

La station hydrométrique est normalement installée dans un tronçon rectiligne à chenal unique. Mais ce n'est pas toujours le cas et un examen approfondi du tracé en plan doit être fait avec soin pour détecter tout bras secondaire pouvant exister, quelquefois à plusieurs kilomètres du lit principal.

Les singularités du tracé en plan sont constituées par les coudes, les confluences et défluences. Chacune d'elles peut avoir une influence sur l'écoulement au droit d'une échelle limnimétrique installée à proximité.

**4.2.1.2. Profil en long.** Le bief est considéré de l'amont vers l'aval. Le profil en long est représenté dans le plan vertical qui suit la ligne des profondeurs maximales de chaque profil en travers. Deux lignes composent le

profil: l'une, inférieure correspond à la trace du fond du lit sur le plan vertical, l'autre supérieure est la trace de la surface libre de l'eau.

On trace deux lignes d'eau correspondant l'une à un débit faible (basses-eaux), l'autre à un débit important (hautes-eaux). Le profil de hautes-eaux est généralement plus régulier que le profil de basses-eaux qui prend l'allure d'une ligne brisée, comme la trace du fond du lit.

Les points bas du fond sont les mouilles (entre les points A et B sur la figure), zones profondes à vitesses d'écoulement lentes, et les points hauts sont les seuils ou maigres, secteurs à faible profondeur et à courant rapide.

La pente longitudinale du fond du lit est très variable. Elle est définie par le sinus de l'angle que forme le fond avec le plan horizontal.

On définit une pente longitudinale moyenne dans un bief par le sinus de l'angle avec l'horizontale de la ligne joignant deux seuils successifs. Nous la désignerons plus simplement par l'expression pente de fond et elle sera symbolisée par la lettre  $I$ :

$$I = \sin \theta.$$

Dans le bief d'une station hydrométrique, la mesure de la pente du fond est faite par nivellement du fond du lit sur plusieurs centaines de mètres, de part et d'autre de l'échelle. On peut ainsi déterminer les deux seuils qui doivent être utilisés pour le calcul de  $I$ .

La pente du fond, est une caractéristique géométrique peu variable dans le temps, même pour les lits à fond mobile, puisqu'elle dépend surtout de la topographie de la région.

La pente superficielle  $J$  est le sinus de l'angle de la ligne d'eau avec le plan horizontal.  $J$  est une caractéristique de l'écoulement, généralement variable avec le débit. Elle ne doit pas être confondue avec  $I$ .

**4.2.1.3. Section transversale.** On appelle section transversale, la section plane d'un cours d'eau perpendiculaire à la direction de l'écoulement. Outre le fait que cette direction n'est pas toujours bien définie, une telle section n'est pas rigoureusement verticale, en raison de la pente de l'écoulement.

Généralement, la section transversale est une section verticale de direction perpendiculaire aux rives, définition très proche de la précédente si l'on ne se situe pas dans une singularité du tracé en plan.

Les éléments géométriques de la section transversale sont définis en fonction du niveau de l'eau et varient donc avec lui. Le repère de niveau habituellement choisi est la profondeur maximale. Dans la section transversale qui contient l'échelle limnimétrique, appelée section de l'échelle, on utilisera toujours la hauteur lue sur l'échelle, encore appelée cote limnimétrique (fig. 4.1).

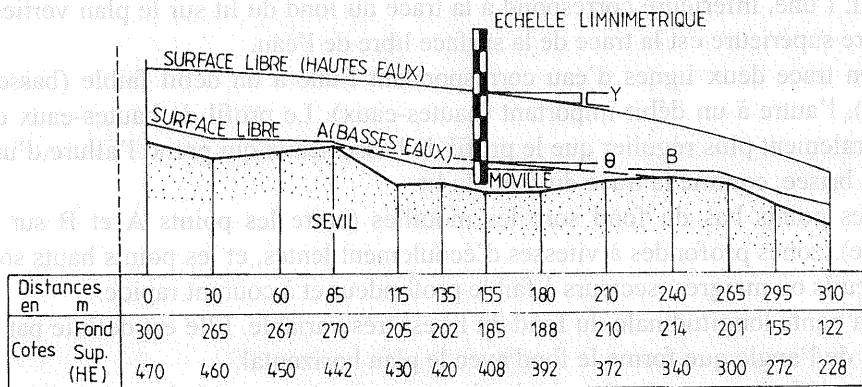


Fig. 4.1. Profil en long (tiré de G. JACCON).

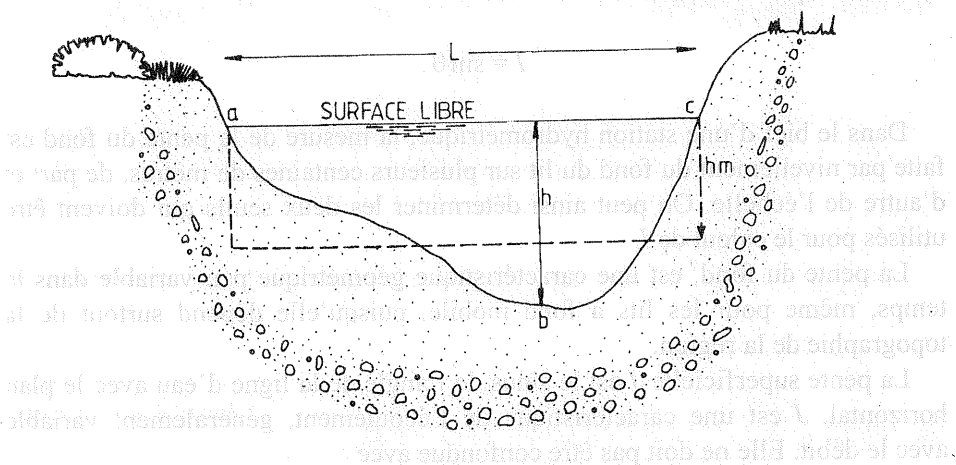


Fig. 4.2. Éléments géométriques de la section transversale.

Les éléments géométriques de la section transversale sont (fig. 4.2):

- la section mouillée, partie de la section transversale occupée par l'eau, dont la surface mouillée  $S$  (aire abc) est exprimée en  $m^2$ ; la surface mouillée peut être calculée par la méthode des trapèzes, exprimée par la formule suivante:

$$\Delta S = \frac{I_i + I_{i-1}}{2} (h_i - h_{i-1}),$$

$\Delta S$  étant l'accroissement de surface mouillée entre les deux profondeurs  $h_{i-1}$  et  $h_i$  auxquelles correspondent les largeurs  $I_{i-1}$  et  $I_i$ , la première

valeur de  $S$  correspondant à la plus basse cote est obtenue soit par planimétrage, soit par décompte des  $\text{mm}^2$  sur le graphique millimétré ;

- le périmètre mouillé  $p$ , longueur de la ligne de contact entre la surface mouillée et le lit (exprimée en mètres); le périmètre mouillé est la somme des distances réelles au sol; cette distance, entre deux points cotés, est égale à la racine carrée de la somme des carrés de la dénivelée et de la distance horizontale (théorème de Pythagore) ;
- le rayon hydraulique  $R = S/p$ , quotient de la surface mouillée par le périmètre mouillé, homogène à une longueur exprimée en mètres;
- la largeur superficielle  $L$ , mesurée à la surface (ligne ac) exprimée en mètres;
- la profondeur moyenne  $hm = S/L$ , quotient de la surface mouillée par la largeur superficielle exprimée en mètres.

Surface mouillée et rayon hydraulique sont d'une utilisation constante dans l'élaboration des courbes de tarage. Il est donc important de les calculer correctement.

Le profil en travers est utilisé pour la mesure de la largeur superficielle à différentes hauteurs choisies a priori.

*En résumé:*

- la géométrie du lit est définie par trois éléments principaux: la pente  $I$  du fond, la surface mouillée  $S$  et le rayon hydraulique  $R$ ;
- la construction des courbes  $S(h)$  et  $R(h)$ , à partir du profil transversal de la section de l'échelle est indispensable pour le tracé de la courbe de tarage;
- les coudes brusques, les changements de pente et les variations rapides de la section transversale constituent des singularités.

#### 4.2.2. NATURE DU LIT

Elle intervient dans le processus d'écoulement par la rugosité du lit et par la mobilité des matériaux.

**4.2.2.1. Rugosité.** Elle caractérise la résistance du lit au déplacement de l'eau. Elle varie d'un secteur à l'autre du lit avec la nature physique du matériau et avec sa granulométrie. La présence d'ondulations dans les fonds sableux (dunes dissymétriques ou petites rides régulièrement espacées), ou l'existence d'éléments secondaires rapportés (végétation, cailloux, détritux) l'augmente considérablement.

La rugosité du lit peut-être évaluée par la valeur du coefficient  $n$  de la formule de MANNING qui s'écrit (tab. 4.1):

Tableau 4.1

Quelques valeurs indicatives du coefficient de rugosité

Nature du lit	$n$	$K = \frac{1}{n}$
Lits bétonnés	0.015	70
Lits naturels propres à fond lisse	0.020	50
Lits naturels propres à fond rugueux	0.030	33
Lits naturels avec végétation	0.050 à 0.100	20 à 10

$$U = \frac{1}{n} R^{2/3} J^{1/2},$$

ou bien par la valeur du coefficient  $K$  de la formule de STRICKLER qui est équivalente:

$$U = K \cdot R^{2/3} J^{1/2},$$

$U$  - étant la vitesse moyenne d'écoulement en m/s;

$R$  - le rayon hydraulique en m;

$J$  - la pente superficielle.

Les dimensions du coefficient  $n$  sont  $L^{-1/3} \cdot T$ . Sa valeur peut être calculée par:

$n = \frac{R^{2/3} J^{1/2}}{U}$  lorsque les trois éléments  $U$ ,  $R$  et  $J$  ont été mesurés au cours d'un jaugeage.

**4.2.2.2. Mobilité.** Tous les lits qui ne sont pas creusés dans une roche dure, un conglomérat ou une argile compacte sont mobiles et plus ou moins rapidement déformables. Cette déformation peut jouer un rôle important dans l'instabilité chronologique de la relation hauteur-débit.

La mobilité des matériaux apparaît différente selon qu'il s'agit du fond du lit ou des berges.

Elle est particulièrement accentuée au fond du lit lorsque les vitesses d'écoulement sont fortes (pente longitudinale élevée) et lorsque les matériaux sont fins et sans cohésion. La mobilité du fond prend la forme d'une alternance de phases de mise en mouvement avec creusement et de phases de dépôt avec remblaiement.

Le processus qui règle ces mouvements est assez complexe et souvent difficile à prévoir: certaines crues creusent, d'autres remblaient, certaines passent sans action apparente.

Mais lors de crues exceptionnelles, la quantité de matériaux mise en mouvement peut être énorme: les exemples les plus remarquables sont observés sur les stations à fond sableux, situées dans des défilés rocheux, à l'amont d'un brusque élargissement du lit. Le passage d'un débit très élevé entraîne une rapide augmentation de la pente superficielle, due à l'effet de contraction du site et à la montée plus lente des eaux vers l'aval. Il n'est alors pas rare que la section mouillée s'accroisse autant par surcreusement du fond que par élévation du niveau de l'eau.

La mobilité du lit peut être provoquée par des actions de l'homme sur le milieu. Des affaissements du lit peuvent intervenir de façon spectaculaire lorsque des matériaux sont extraits à l'aval; c'est le cas d'exploitation de gravières de lits encombrés de rochers concassables. On peut observer aussi de fortes modifications du tracé d'un lit lorsque des travaux modifient artificiellement la structure ou la morphologie d'une berge. D'une façon générale, toute modification physique apportée au lit d'une rivière par apport ou extraction de matériaux modifie les conditions d'écoulement et les caractéristiques géométriques du lit jusqu'à ce que le bief concerné en amont de la perturbation retrouve un nouvel équilibre hydrodynamique.

### 4.3. LES ÉCOULEMENTS

L'hydraulique des écoulements à surface libre établit des relations fondamentales entre les grandeurs géométriques du lit et le débit. Ces relations ne sont applicables que dans certains régimes, que nous étudierons à travers leurs caractéristiques hydrauliques.

#### 4.3.1. GRANDEURS CARACTÉRISTIQUES

Nous définirons successivement le débit, la vitesse moyenne, l'énergie totale ou charge et la pente hydraulique.

**4.3.1.1. Débit.** Le débit d'un cours d'eau en un site est le volume d'eau qui s'écoule à travers la section mouillée pendant une durée donnée. On désigne le débit par la lettre  $Q$ ; sa dimension est  $L^3T^{-1}$  et ses unités sont généralement le  $m^3/s$  ou le  $l/s$ .

C'est une grandeur qui varie dans le temps en fonction du régime climatique, notamment de la pluviométrie, et des processus physiques mis en jeu sur le bassin versant.

**4.3.1.2. Vitesse d'écoulement.** La vitesse caractérise la dynamique de l'écoulement.



Sa dimension est  $LT^{-1}$  et elle s'exprime en m/s ou en cm/s. La vitesse instantanée des particules d'eau peut varier dans le temps et en direction, en fonction des turbulences qui existent plus ou moins dans les écoulements naturels.

Ces variations, de caractère parfois cyclique (pulsation du courant), sont souvent décelées par les changements de la cadence de rotation d'une hélice d'un moulinet hydrométrique; l'opérateur doit donc choisir un temps de mesure recouvrant plusieurs cycles successifs, pour obtenir une vitesse moyenne ponctuelle ou vitesse locale. Les turbulences sont, par ailleurs, nécessaires à un bon mélange des matières dissoutes lors d'un jaugeage chimique.

La vitesse locale diffère d'un point à l'autre de la section mouillée. La répartition des vitesses varie avec la forme de la section: les valeurs maximales se situent près de la surface, généralement près de la verticale de la plus grande profondeur. Les vitesses diminuent vers le fond, plus ou moins rapidement selon la rugosité du fond du lit et décroissent vers les rives, d'autant plus rapidement que la profondeur est faible.

Si l'on désigne par  $v$  la vitesse locale en un point quelconque de la section mouillée  $S$ , la vitesse moyenne  $U$  est la moyenne des vitesses dans la section. Elle est telle que:

$$U = \frac{1}{S} \iint v dS.$$

Débit, vitesse et surface mouillée sont liés par l'équation fondamentale  $Q = U \cdot S$  qui montre que la vitesse moyenne du flux varie à l'inverse de la surface mouillée, dans un bief où le débit reste constant.

**4.3.1.3. Energie totale et charge.** Le bilan énergétique total d'un liquide en mouvement résulte de la composition de plusieurs termes, représentatifs de la vitesse d'écoulement (énergie cinétique), des pressions internes (énergie de pression), de la hauteur d'eau (énergie de position ou de gravité) et d'autres forces d'inertie et de frottement, qui peuvent ou non se manifester.

Rapportée à l'unité de poids et à un niveau de référence arbitraire, l'énergie mécanique totale de la particule d'eau est appelée *charge*. La charge est la hauteur à laquelle devrait se trouver la particule d'eau si toute son énergie mécanique était intégralement transformée en énergie de position ou énergie potentielle. On la désigne généralement par le symbole  $H$ .

Dans la section transversale d'un écoulement rectiligne, la charge  $H$  est donnée par la formule de BERNOULLI:

$$H = h + \frac{aU^2}{2g},$$

où:

- $h$  est la hauteur de la surface libre par rapport au niveau de référence, exprimée en mètre;
- $U$  - la vitesse moyenne exprimée en m/s;
- $g$  - l'accélération de la pesanteur;
- $a$  - un coefficient qui tient compte de la répartition des vitesses locales dans la section.

Dans un bief rectiligne de section régulière, la valeur du coefficient  $a$  est très peu supérieure à 1; l'expression de  $H$  peut donc être simplifiée:

$$H = h + \frac{U^2}{2g}.$$

La charge ainsi exprimée, comprend deux termes:

- $h$  est la hauteur représentative de l'énergie potentielle de la particule d'eau, par rapport au niveau de référence;
- $U^2/2g$  - la hauteur représentative de l'énergie cinétique de la particule d'eau.

**4.3.1.4. Perte de charge et pente hydraulique** Dans le profil longitudinal, la ligne d'eau superficielle est construite en reportant la valeur de la hauteur d'eau  $h$  en chaque section transversale. Si l'on ajoute à  $h$  la hauteur cinétique  $U^2/2g$  au-dessus de la surface libre, on définit une nouvelle ligne appelée ligne de charge, ou ligne d'énergie totale, représentant l'énergie qui traverse la section (fig. 4.3).

Comme nous avons défini la pente superficielle  $J$  par l'angle de la ligne d'eau avec le plan horizontal, nous pouvons définir la pente de la ligne de charge  $i$  par l'angle qu'elle fait avec l'horizontale.

Il est important de bien différencier:

- la pente  $I$  du fond qui est une grandeur géométrique du lit, indépendante de l'écoulement, mesurable et peu variable dans le temps;
- la pente  $J$  de la surface libre qui est une caractéristique de l'écoulement, variable avec le débit et facilement mesurable sur le terrain (lorsqu'elle n'est pas trop faible);
- la pente de la ligne de charge  $i$  qui est aussi une caractéristique de l'écoulement, variable avec le débit, représentative de l'énergie totale et non mesurable directement sur le terrain.

En général, les valeurs de  $i$  et de  $J$  sont voisines et la pente superficielle, mesurable, est souvent utilisée, en remplacement de la pente de la ligne de charge dans l'application pratique des formules de l'hydraulique (fig. 4.3).

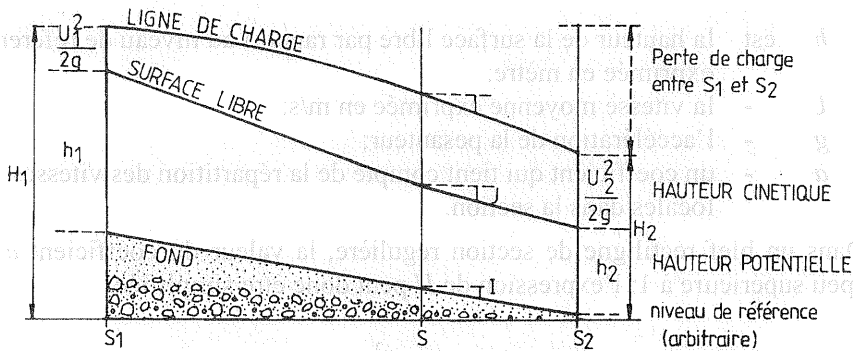


Fig. 4.3. Surface libre et ligne de charge (tiré de G. JACCON).

En résumé, un écoulement est caractérisé par :

- son débit  $Q$  et la vitesse moyenne  $U$ , définie par la relation fondamentale :

$$U_{m/s} = Q_{m^3/s} / S_{m^2}.$$

- son énergie ou charge, évaluée par une hauteur d'eau dont les deux composantes sont la hauteur  $h$  de la surface libre et la hauteur cinétique  $U^2/2g$  ;
- sa ligne de charge dont la pente  $i$  est, en pratique, évaluée par la pente hydraulique  $J$  de la ligne d'eau superficielle.

#### 4.3.2. RÉGIMES D'ÉCOULEMENT

L'hydraulique étudie les propriétés des différents régimes d'écoulement. L'application de formules théoriques à un écoulement naturel suppose l'identification préalable de son régime à partir de ses caractéristiques.

**4.3.2.1. Écoulements laminaires et turbulents.** Cette classification se réfère à la viscosité et à la turbulence des particules. Les écoulements naturels étant presque toujours turbulents, cette classification n'a pas d'utilité pratique pour l'hydrologue.

**4.3.2.2. Écoulements permanents et non permanents.** Cette classification se réfère à la variabilité du régime dans le temps, dans une section transversale donnée.

Un écoulement est dit permanent lorsque ses caractéristiques ne changent pas en fonction du temps. Ceci signifie en particulier que :

- le débit reste le même dans le temps (mais peut varier de l'amont vers l'aval du bief);
- dans une section transversale, la vitesse moyenne, la surface mouillée, donc la hauteur d'eau et la charge totale, gardent une valeur constante;
- la ligne de charge et la ligne d'eau conservent leurs positions.

Cette définition ne peut, en toute rigueur, s'appliquer aux cours d'eau naturels dont la variabilité du débit dans le temps est la caractéristique principale et justifie les mesures hydrométriques. Mais en dehors des périodes de crues rapides, l'évolution du débit est suffisamment lente pour que le régime d'écoulement puisse être considéré comme permanent.

Au contraire le régime est non permanent ou variable:

- lorsque le bief est traversé par une onde de crue naturelle ou artificielle (lâcher d'un barrage);
- lorsque le débit étant constant à l'entrée du bief, la vitesse moyenne et la pente hydraulique varient sous l'influence de conditions changeantes en aval (crue d'un affluent, remplissage d'une retenue, influence de la marée par exemple).

**4.3.2.3. Ecoulements uniformes et variés.** Cette classification se réfère à la modification du régime d'écoulement de l'amont vers l'aval d'un bief (variabilité dans l'espace).

Un écoulement est uniforme lorsque les caractéristiques ne changent pas d'une section à l'autre.

Autrement dit:

- il est nécessairement permanent: continuité du débit;
- la section transversale (appelée dans ce cas section droite) reste identique à elle même dans tout le bief: surface mouillée et profondeur conservent la même valeur;
- les vitesses locales sont constantes le long d'une même trajectoire et les trajectoires sont rectilignes parallèles entre elles et avec le fond (aux effets de la turbulence près).

Dans un écoulement uniforme, la ligne de charge est parallèle au fond et à la surface libre: la perte de charge est exactement compensée grâce à la pente naturelle du lit. Un tel régime ne peut donc exister dans un bief à fond plat ou ascendant. On l'observe très rarement dans les lits naturels mais il s'établit généralement dans les canaux de pente constante et de géométrie régulière, sur une grande longueur.

La formule fondamentale du régime uniforme a été établie par CHEZY en 1775. Elle s'écrit:

$$U = C(R \cdot i)^{1/2},$$

ou :

$U$  est la vitesse moyenne;

$R$  - le rayon hydraulique;

$i$  - la pente de la ligne de charge (égale à  $J$  et à  $N$ );

$C$  - un coefficient variable, fonction du rayon hydraulique et de la nature des parois.

Parmi les formules empiriques exprimant le coefficient  $C$  de CHEZY, nous retiendrons celle de STRICKLER, déjà citée, qui s'écrit:

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

soit:

$$U = K \cdot R^{2/3} \cdot i^{1/2}, \quad \text{pour la vitesse moyenne;}$$

et:

$$Q = K \cdot S \cdot R^{2/3} \cdot i^{1/2}, \quad \text{pour le débit;}$$

$K$  est l'inverse du coefficient de rugosité de MANNING.

C'est sous cette forme que la formule de STRICKLER est utilisée pour le calcul estimatif des débits maximaux qui n'ont pu être mesurés sur le terrain. Si la section transversale est stable et de forme régulière,  $S$  et  $R$ , éléments géométriques, sont parfaitement connus. La pente hydraulique peut avoir été mesurée durant la crue ou, *a posteriori*, par les délaissés. Seul le coefficient de rugosité  $n = 1/K$  n'est pas directement mesurable: il ne peut être que calculé à partir des jaugeages complets ou estimé par les valeurs théoriques proposées par MANNING.

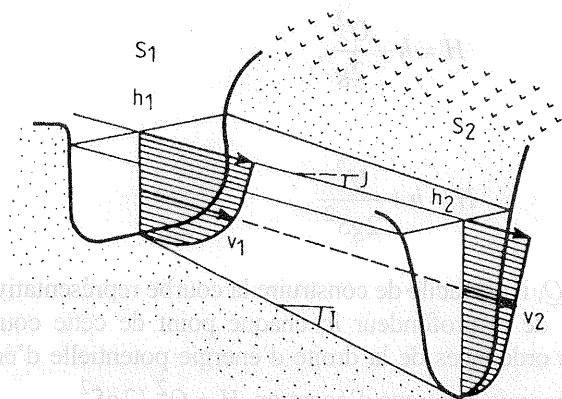
Quand la pente est inconnue, il est préférable d'associer  $K$  et  $i^{1/2}$ , et de calculer la valeur de leur produit, à partir des jaugeages complets.

La formule de CHEZY montre qu'en régime uniforme, l'écoulement d'un débit  $Q$  ne peut se faire que sous un rayon hydraulique  $R$  donné. Le niveau d'eau correspondant est dit normal. A chaque débit correspond donc une hauteur (ou profondeur) normale  $h_n$ .

Un écoulement non uniforme est varié (fig. 4.4): toutes ses caractéristiques hydrauliques se modifient d'une section à l'autre du bief, que le régime soit permanent ou non.

On dit que l'écoulement est accéléré lorsque la vitesse augmente dans le sens du courant, il est dit retardé dans le cas contraire.

Suivant la rapidité du changement, on distingue:



**Fig. 4.4.** Ecoulement varié (tiré de G. JACCON).

- les écoulements brusquement variés, caractérisés par une évolution très rapide, souvent discontinue. Ce type de mouvement s'établit principalement au voisinage d'une singularité naturelle (rétrécissement ou élargissement) ou artificielle (barrage-déversoir, pont) et se manifeste par une très rapide variation de la cote du plan d'eau (chute brusque ou ressaut hydraulique). Dans un lit naturel, les zones intéressées par les écoulements brusquement variés ont, en général, une extension limitée et on évite d'y installer une station limnimétrique;
- les écoulements graduellement variés, dont les caractéristiques hydrauliques évoluent très lentement d'une section à l'autre. On peut alors admettre que, dans un bief assez court, le régime est très proche de l'écoulement uniforme et que la perte de charge peut être confondue avec la pente hydraulique, elle-même peu différente de la pente du fond: la formule de STRICKLER leur est donc applicable.

**4.3.2.4. Ecoulements critique, fluvial et torrentiel.** Cette classification se réfère à la valeur du nombre de FROUDE, c'est à dire à la quantité  $(U^2 / gh)^{0.5}$ , dont le carré est le double du rapport de la composante cinétique à la hauteur potentielle de la charge spécifique dans une section transversale.

On dit que l'écoulement est critique lorsque le nombre de FROUDE est égal à 1, c'est à dire lorsque l'énergie potentielle est deux fois supérieure à l'énergie cinétique.

Lorsque la part de la première augmente par rapport à la seconde, l'écoulement dans la section est fluvial ( $Fr < 1$ ); lorsqu'elle diminue, l'écoulement est torrentiel ( $Fr > 1$ ). On utilise aussi les termes subcritique et supercritique.

L'expression simplifiée de la charge spécifique dans une section transversale d'un écoulement permanent uniforme ou graduellement varié est:

$$H = h + \frac{U^2}{2g},$$

qui peut s'écrire aussi:

$$H = h + \frac{Q^2}{2gS^2}.$$

Si l'on choisit un débit  $Q$ , il est facile de construire la courbe représentative de  $H$  pour ce débit en fonction de la profondeur  $h$ : chaque point de cette courbe est obtenu en additionnant les ordonnées de la droite d'énergie potentielle d'équation  $H = h$  et de l'hyperbole d'énergie cinétique d'équation  $H = Q^2 / 2gS^2$ .

Lorsque la charge est supérieure à la valeur critique  $H_c$ , l'écoulement peut se faire sous deux régimes:

- l'un avec une profondeur faible  $h < h_c$ ,  $h_c$  étant la hauteur critique, et une grande vitesse: c'est le régime torrentiel;
- l'autre avec une grande profondeur  $h > h_c$  et une vitesse faible: c'est le régime fluvial.

En pratique l'un des deux régimes s'établit spontanément en fonction de la pente hydraulique. Si la pente est forte, la vitesse d'écoulement est élevée, le régime est torrentiel ou rapide; si la pente est faible, la vitesse est réduite, le régime est fluvial ou lent. Il en est généralement ainsi pour la plupart des biefs des stations hydrométriques où l'on recherche à la fois de grandes hauteurs d'eau et des vitesses faibles afin d'améliorer la précision et la qualité des mesures.

*En résumé:*

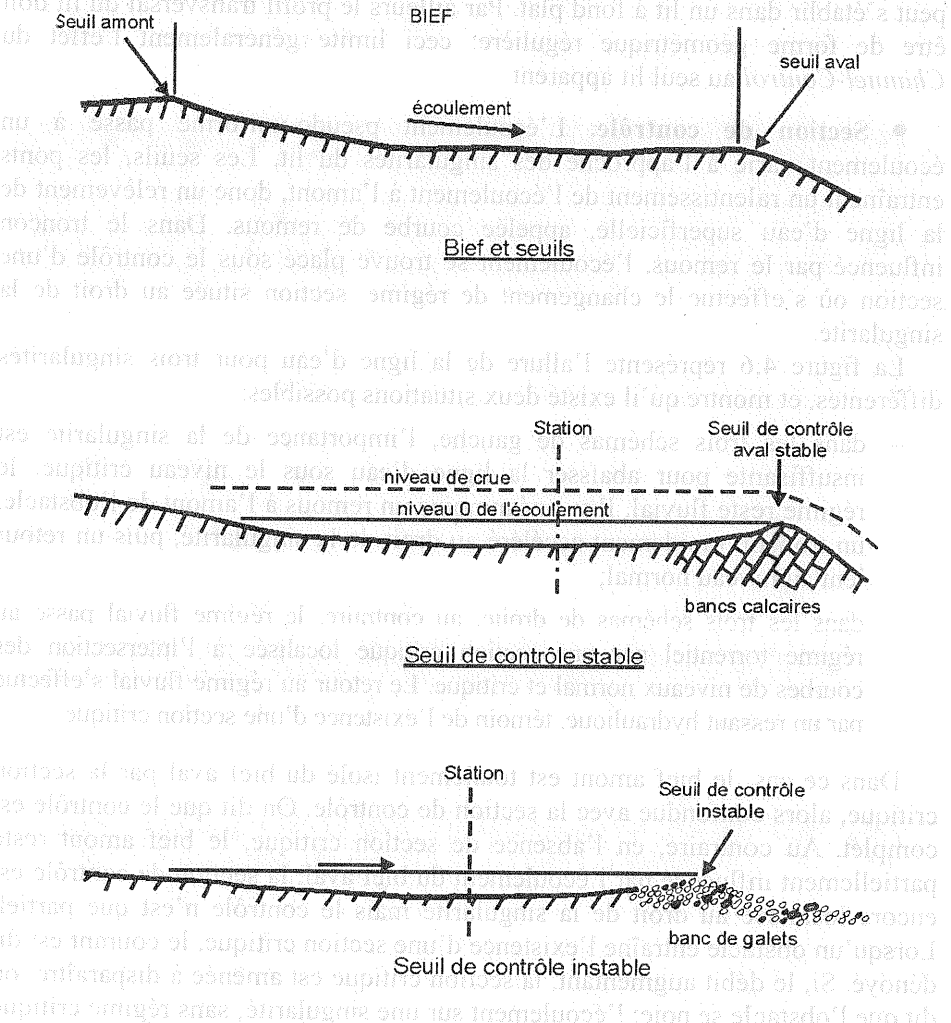
- un écoulement est permanent, dans une section donnée, quand le débit, la vitesse et la hauteur ne varient pas en fonction du temps (ou varient très lentement);
- un écoulement est graduellement varié quand ses caractéristiques hydrauliques varient progressivement d'amont en aval:  $J$  est peu différent de  $I$ ;
- un écoulement fluvial est caractérisé par une grande profondeur et une vitesse faible, éléments hydrauliques influencés par les conditions d'écoulement à l'aval.

### 4.3.3. CONTRÔLE HYDRAULIQUE

La notion de contrôle hydraulique est importante pour la compréhension du fonctionnement du bief hydrométrique. Le contrôle s'exerce sous différentes formes et tout le tracé de la courbe de tarage dépend de ses propriétés.

**4.3.3.1. Définition.** On dit que l'écoulement dans une section limnimétrique se trouve sous contrôle, lorsque les caractéristiques géométriques sont telles que le niveau d'eau est un indice stable du débit, ou en d'autres termes, lorsque la géométrie d'un bief restant invariable, un même débit s'écoule toujours sous la même hauteur. Cette définition suppose que le régime d'écoulement est permanent ou du moins que la variation du débit est faible.

**4.3.3.2. Types de contrôle.** Il a été mis en évidence deux types d'écoulement dans lesquels le débit est analytiquement associé à la hauteur d'eau: le régime uniforme et le régime critique. Deux types de contrôle hydraulique leur correspondent: le *channel-control* et la *section de contrôle*.



**Fig. 4.5. Section de contrôle instable (tiré de G. JACCON).**



● «**Channel-control**». Nous avons vu qu'un écoulement pseudo-uniforme finissait toujours par s'établir dans un bief de géométrie régulière. C'est très souvent le cas des fleuves et rivières de plaine, lorsque le débit est suffisant pour occuper le lit apparent sur toute sa largeur entre les berges. Dans un tel écoulement, chaque débit est associé à la hauteur normale  $h_n$ , qui dépend des dimensions du lit, de la rugosité, et de la pente du fond (formule de MANNING).

C'est cette propriété que les hydrologues anglo-saxons désignent sous le nom de *Channel-Control*. Il existe dans tous les lits naturels où les conditions sont favorables, c'est à dire loin des singularités. La pente du fond doit être suffisante pour assurer un bon transfert du débit, puisqu'un régime uniforme ne peut s'établir dans un lit à fond plat. Par ailleurs le profil transversal du lit doit être de forme géométrique régulière: ceci limite généralement l'effet du *Channel-Control* au seul lit apparent.

● **Section de contrôle**. L'écoulement pseudo-uniforme passe à un écoulement varié à l'approche des singularités du lit. Les seuils, les ponts entraînent un ralentissement de l'écoulement à l'amont, donc un relèvement de la ligne d'eau superficielle, appelée courbe de remous. Dans le tronçon influencé par le remous, l'écoulement se trouve placé sous le contrôle d'une section où s'effectue le changement de régime, section située au droit de la singularité.

La figure 4.6 représente l'allure de la ligne d'eau pour trois singularités différentes, et montre qu'il existe deux situations possibles:

- dans les trois schémas de gauche, l'importance de la singularité est insuffisante pour abaisser la ligne d'eau sous le niveau critique: le régime reste fluvial. Il y a néanmoins un remous à l'amont de l'obstacle, un tronçon rapidement accéléré au droit de la singularité, puis un retour lent au niveau normal;
- dans les trois schémas de droite, au contraire, le régime fluvial passe au régime torrentiel par une section critique localisée à l'intersection des courbes de niveaux normal et critique. Le retour au régime fluvial s'effectue par un ressaut hydraulique, témoin de l'existence d'une section critique.

Dans ce cas, le bief amont est totalement isolé du bief aval par la section critique, alors confondue avec la section de contrôle. On dit que le contrôle est complet. Au contraire, en l'absence de section critique, le bief amont reste partiellement influencé par l'écoulement du bief aval: la section de contrôle est encore localisée au droit de la singularité mais le contrôle n'est que partiel. Lorsqu'un obstacle entraîne l'existence d'une section critique, le courant est dit dénoyé. Si, le débit augmentant, la section critique est amenée à disparaître, on dit que l'obstacle se noie: l'écoulement sur une singularité, sans régime critique transitoire, est noyé.

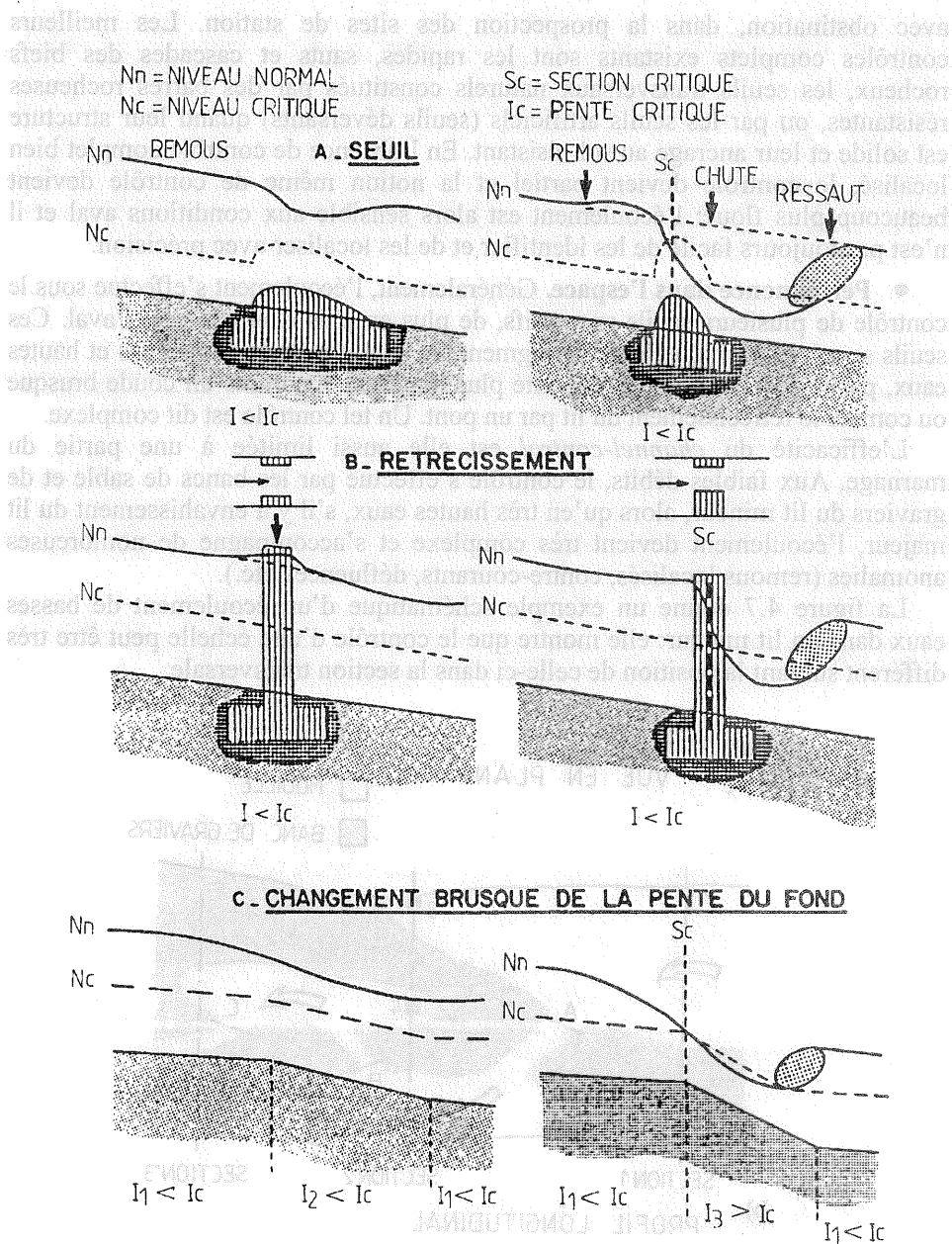


Fig. 4.6. Effet d'une singularité sur la ligne d'eau.

**4.3.3.3. Permanence du contrôle.** Un contrôle parfait est un contrôle permanent dans l'espace et dans le temps. Une section de contrôle complet et stable présente un intérêt fondamental pour l'hydrologue qui doit la rechercher

avec obstination, dans la prospection des sites de station. Les meilleurs contrôles complets existants sont les rapides, sauts et cascades des biefs rocheux, les seuils transversaux naturels constitués par des barres rocheuses résistantes, ou par les seuils artificiels (seuils déversants) quand leur structure est solide et leur ancrage au sol résistant. En l'absence de contrôle complet bien localisé, le contrôle devient partiel et la notion même de contrôle devient beaucoup plus floue: l'écoulement est alors sensible aux conditions aval et il n'est pas toujours facile de les identifier et de les localiser avec précision.

• **Permanence dans l'espace.** Généralement, l'écoulement s'effectue sous le contrôle de plusieurs seuils successifs, de plus en plus éloignés vers l'aval. Ces seuils se relaient lorsque le débit augmente et sont noyés, en moyennes et hautes eaux, par le remous d'une singularité plus importante, comme un coude brusque ou comme le rétrécissement du lit par un pont. Un tel contrôle est dit complexe.

L'efficacité du *channel-control* est elle aussi limitée à une partie du marnage. Aux faibles débits, le contrôle s'effectue par les bancs de sable et de graviers du lit mineur, alors qu'en très hautes eaux, s'il y a envahissement du lit majeur, l'écoulement devient très complexe et s'accompagne de nombreuses anomalies (remous localisés, contre-courants, défluences etc.).

La figure 4.7 donne un exemple schématisé d'un écoulement de basses eaux dans un lit mineur: elle montre que le contrôle d'une échelle peut être très différent suivant la position de celle-ci dans la section transversale.

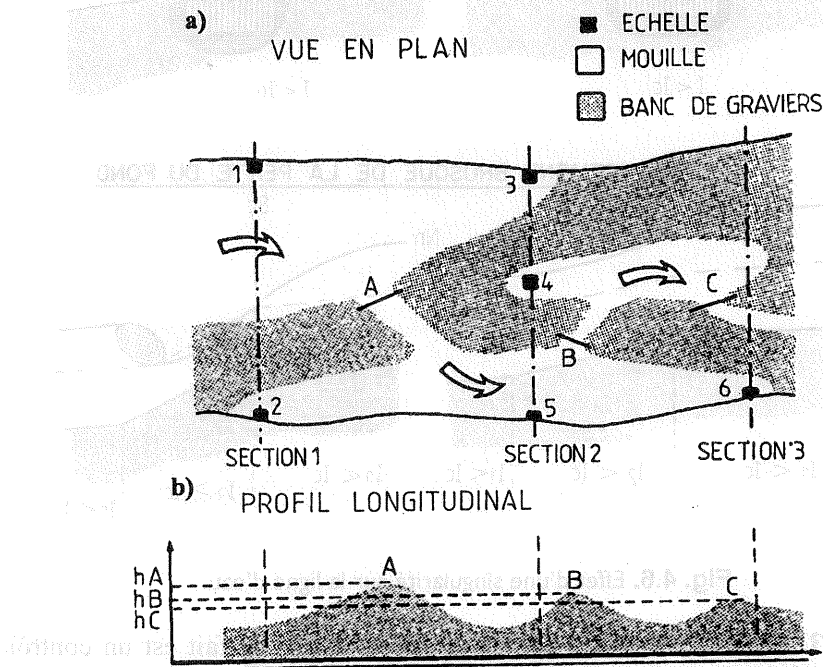


Fig. 4.7. Localisation du contrôle hydraulique.

● **Permanence dans le temps.** A la variabilité spatiale du contrôle partiel, s'ajoute une variabilité dans le temps.

Les causes d'instabilité du contrôle sont multiples: elles s'identifient, de manière indépendante ou simultanée, dans la géométrie du lit et dans les caractéristiques hydrauliques du bief.

Les déformations géométriques du lit ont pour origine les facteurs déjà cités: mobilité naturelle des fonds et des parois, croissance périodique de la végétation, prise en glace des eaux superficielles, travaux de génie civil (ponts, radiers) ou travaux de rectification et nettoyage.

La modification des caractéristiques hydrauliques est généralement le fait de contrôles partiels, influencés par l'aval: variation temporaire du niveau due à la crue d'un affluent, à un effet de marée, à l'abaissement d'un seuil mobile. Elle peut être due aussi à une variation rapide du débit (situation temporaire de non-permanence).

L'instabilité du contrôle affecte nécessairement la relation hauteur-débit mais avec des conséquences très variables suivant:

- son amplitude: le détarage peut-être partiel ou total, insignifiant ou important;
- sa périodicité: la relation peut rester stable pendant de longues périodes;
- sa soudaineté: le détarage peut-être brutal ou très progressif.

On limite souvent la forte instabilité du fond par la construction de seuils bétonnés, qui permettent aussi d'améliorer la sensibilité de la station et quelquefois de faciliter le mesurage des faibles débits. Ces seuils s'apparentent à deux types standard, généralement associés: le déversoir à seuil épais et les seuils à contraction latérale.

**4.3.3.4. Fonctionnement du contrôle.** Le contrôle hydraulique qui s'effectue de l'aval vers l'amont s'exerce sur la seule caractéristique longitudinale de l'écoulement: la pente hydraulique.

Si la formule de STRICKLER est applicable - bief de géométrie régulière à régime peu varié-la pente hydraulique est liée au débit par l'expression:

$$Q = K \cdot SR^{2/3} \cdot J^{1/2}.$$

Dans cette expression  $K$ ,  $S$  et  $R$  se rapportent à la section de l'échelle  $J$ , par contre, dépend à la fois de la hauteur d'eau dans la section, c'est à dire de la hauteur normale  $h_n$  et de la hauteur d'eau dans la section de contrôle  $h_c$ .

Lorsque le débit augmente, la variation de  $J$  dépend de la différence  $h_n - h_c$ .

Trois situations sont possibles:

- $J$  augmente avec le débit: c'est le cas lorsque la section de contrôle est localisée à un élargissement brusque du lit mineur, sur un seuil déversant ou à une rupture de pente (cas A);
- $J$  reste constante quand le débit augmente: c'est le cas du *Channel-Control*; la pente hydraulique reste à peu près égale à la pente longitudinale (cas B);
- $J$  décroît quand le débit s'élève lorsque la section de contrôle est située à un rétrécissement brusque (forte contraction latérale par exemple, cas C).

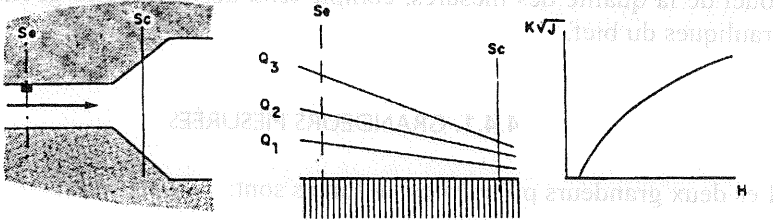
La multiplicité des contrôles d'une même échelle limnimétrique peut évidemment conduire à un schéma beaucoup plus complexe, même si les conditions d'écoulement restent acceptables pour l'application de la formule de STRICKLER. La variation de  $J$  avec  $h$  peut être successivement croissante puis décroissante, puis à nouveau croissante. Ce qui importe en termes de contrôle hydraulique, c'est la stabilité temporelle et spatiale des conditions d'écoulement.

La figure 4.8 présente l'impact des différents types de contrôle sur la pente hydraulique.

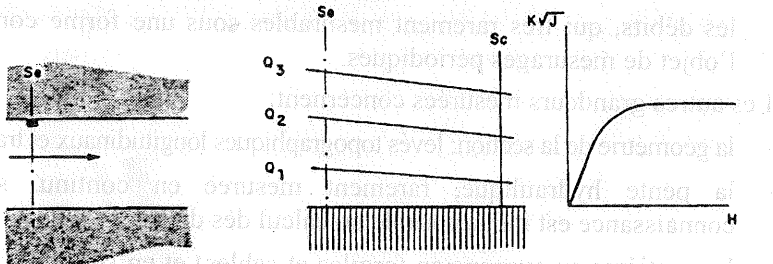
*En résumé:*

- un écoulement dans un bief s'effectue sous contrôle hydraulique lorsqu'à chaque débit, correspondent des caractéristiques hydrauliques bien définies, en particulier une même hauteur d'eau;
- le contrôle peut être localisé dans une section de contrôle ou peut, au contraire s'exercer par un tronçon du lit (*Channel-Control*);
- la qualité fondamentale d'un bon contrôle est sa permanence:
- dans l'espace par son efficacité pour tous les débits;
- dans le temps par la stabilité de ses caractéristiques géométriques et hydraulique.

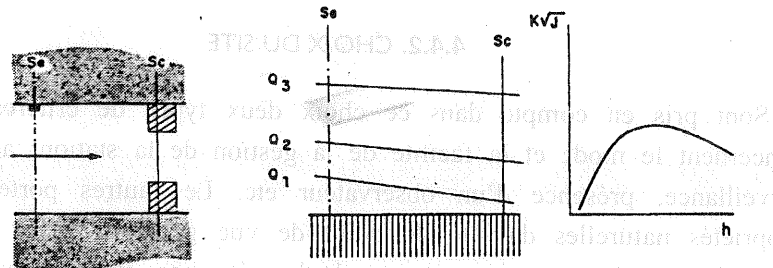
## A - CONTROLE PAR ELARGISSEMENT DE LA SECTION



## B - CHANNEL - CONTROL



## C - CONTROLE PAR RETRECISSEMENT DE LA SECTION



Se = SECTION DE L'ECHELLE

Sc = SECTION DE CONTROLE

**Fig. 4.8. Variation de la pente hydraulique (tiré de G. JACCON).**

## 4.4. LA STATION HYDROMÉTRIQUE

Les informations nécessaires au calcul des débits d'un cours d'eau, essentiellement hauteurs d'eau et mesurage des débits ponctuels, sont recueillies à une station hydrométrique dont le choix du site doit être fait avec le souci de la qualité des mesures, compte tenu des propriétés géométriques et hydrauliques du bief.

### 4.4.1. GRANDEURS MESURÉES

Les deux grandeurs principales mesurées sont:

- les hauteurs d'eau relevées d'une manière discontinue sur une échelle limnimétrique et, si les variations du plan d'eau sont rapides, sous la forme continue des enregistrements limnigraphiques;
- les débits, qui très rarement mesurables sous une forme continue, font l'objet de mesurages périodiques.

Les autres grandeurs mesurées concernent:

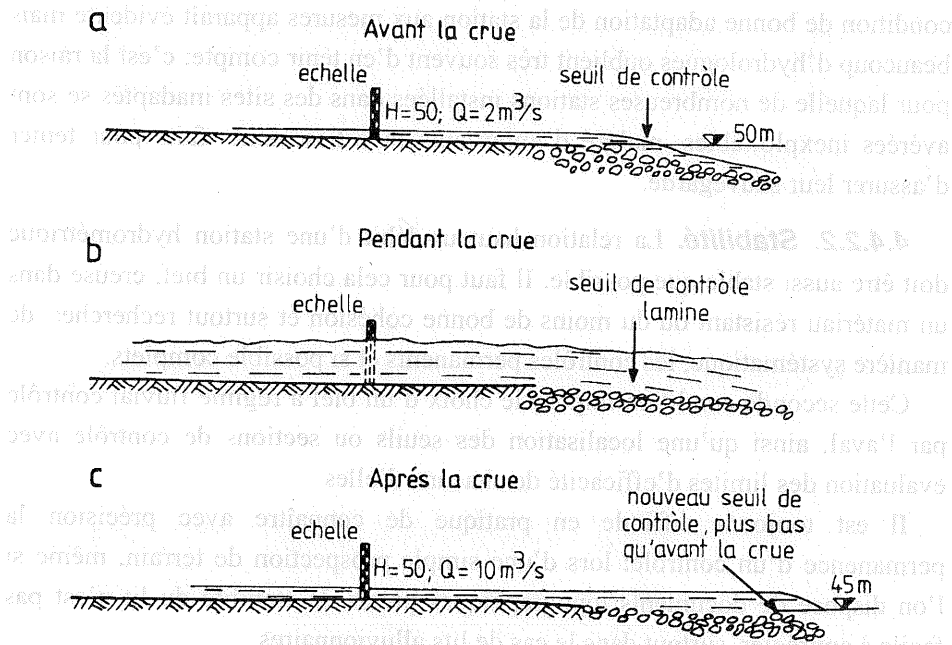
- la géométrie de la section: levés topographiques longitudinaux et transversaux;
- la pente hydraulique, rarement mesurée en continu, sauf si sa connaissance est indispensable au calcul des débits;
- les matières en suspension (argiles et sables) et en solution (par analyse ou mesure de la conductivité de l'eau) et d'autres paramètres physico-chimiques de l'eau.

### 4.4.2. CHOIX DU SITE

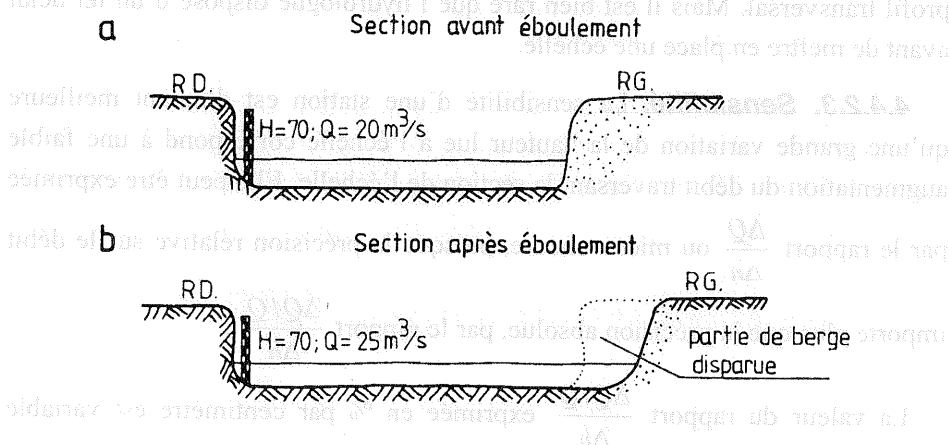
Sont pris en compte dans ce choix deux types de critères. Les uns concernent le mode et la facilité de la gestion de la station: accessibilité, surveillance, présence d'un observateur etc. Les autres portent sur les propriétés naturelles du site du point de vue géométrique et du régime hydraulique: adaptation aux mesures hydrométriques, stabilité du bief et du contrôle, sensibilité.

**4.4.2.1. Adaptation aux mesures.** Le site choisi doit permettre l'observation de tous les niveaux d'eau et le mesurage de tous les débits, qu'ils soient très faibles ou très élevés.

Ceci implique que la totalité du débit passe dans la section de mesures (lit à chenal unique) et qu'un équipement limnimétrique puisse y être solidement installé sans risques de destruction, de submersion et d'émersion.



**Fig. 4.9.** Evolution d'un seuil instable au cours d'une crue.



**Fig. 4.10.** Evolution d'une section à berges instables.

Ceci suppose aussi que les mesures soient effectuées dans de bonnes conditions: échelle bien lisible sans risque, surface libre plate et stable (quel que soit le débit), écoulement lent pour les jaugeages au moulinet ou à fort brassage latéral pour les techniques de dilution chimique. Cette première



condition de bonne adaptation de la station aux mesures apparaît évidente mais beaucoup d'hydrologues oublient très souvent d'en tenir compte: c'est la raison pour laquelle de nombreuses stations installées dans des sites inadaptés se sont avérées inexploitable, malgré d'importants investissements faits pour tenter d'assurer leur sauvegarde.

**4.4.2.2. Stabilité.** La relation hauteur-débit d'une station hydrométrique doit être aussi stable que possible. Il faut pour cela choisir un bief, creusé dans un matériau résistant ou du moins de bonne cohésion et surtout rechercher, de manière systématique, les contrôles permanents et si possible complets.

Cette seconde condition impose le choix d'un bief à régime fluvial contrôlé par l'aval, ainsi qu'une localisation des seuils ou sections de contrôle avec évaluation des limites d'efficacité de chacune d'elles.

Il est toujours difficile en pratique de connaître avec précision la permanence d'un contrôle: lors d'une simple prospection de terrain, même si l'on dispose de documents topographiques précis, la stabilité du lit n'est pas facile à apprécier, surtout dans le cas de lits alluvionnaires.

Pour ces derniers, la seule procédure sûre dans ce domaine est de contrôler la géométrie du site choisi durant 6 à 12 mois par des levés périodiques du profil transversal. Mais il est bien rare que l'hydrologue dispose d'un tel délai avant de mettre en place une échelle.

**4.4.2.3. Sensibilité.** La sensibilité d'une station est d'autant meilleure qu'une grande variation de la hauteur lue à l'échelle correspond à une faible augmentation du débit traversant la section de l'échelle. Elle peut être exprimée par le rapport  $\frac{\Delta Q}{\Delta h}$  ou mieux encore, puisque la précision relative sur le débit

importe plus que la précision absolue, par le rapport  $\frac{\Delta Q/Q}{\Delta h}$ .

La valeur du rapport  $\frac{\Delta Q/Q}{\Delta h}$  exprimée en % par centimètre est variable suivant le niveau mais doit rester aussi faible que possible. Il faut ajouter qu'il n'existe en fait pas de méthode pour définir une *valeur étalon* de la sensibilité permettant de comparer les stations entre elles. Une définition de la sensibilité a été proposée par J.C. LAMBLE du Scottish Development Department, Edinburg: *C'est l'augmentation de la hauteur d'eau en mm correspondant à*

une augmentation de débit de 1% pour la cote à l'échelle dépassée 95% du temps en moyenne interannuelle.

La formule de STRICKLER appliquée à un bief de largeur  $l$  et de section rectangulaire s'écrit:

$$Q = K \cdot I \cdot hm^{5/3} J^{1/2},$$

avec:

$$S = l \text{ hm},$$

$$R = hm,$$

en dérivant cette expression, on obtient:

$$\frac{dQ}{dh} = \frac{5}{3} K l hm^{2/3} J^{1/2} = \frac{5}{3} l U$$

et :

$$\frac{dQ/Q}{dh} = \frac{5}{3 hm}.$$

Ces deux relations montrent que pour un débit donné, la sensibilité est d'autant meilleure que largeur et vitesse moyenne sont faibles et que la profondeur est importante.

La sensibilité d'une station est meilleure dans les sections étroites et profondes (marnage fort) et à régime d'écoulement lent (donc fluvial).

#### *En résumé:*

Les qualités hydrauliques d'une station hydrométrique sont par ordre de priorité:

- son adaptation à des mesures complètes et de bonne qualité;
- sa stabilité pour diminuer le nombre des mesurages de débits, opération toujours coûteuse et difficile;
- sa sensibilité pour améliorer la précision.

Les figures 4.11 et 4.12 présentent réciproquement la variation du profil en travers après une crue et l'effet de la forme du profil en travers sur la sensibilité de la section de mesure.

La figure 4.13 montre que pour les cotes comprises entre A et B, la section est sensible. Pour les cotes supérieures à B la section est sensible.

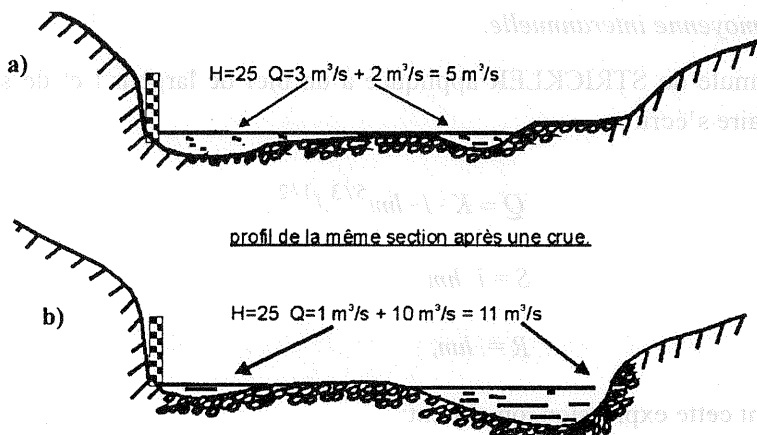


Fig. 4.11. Variation du profil en travers après une crue.

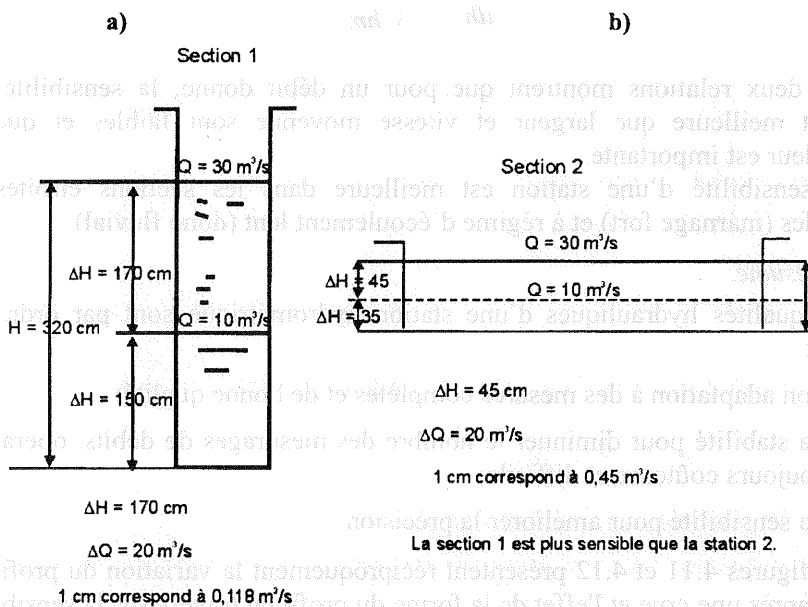


Fig. 4.12. Sensibilité d'une section de mesure limnimétrique.

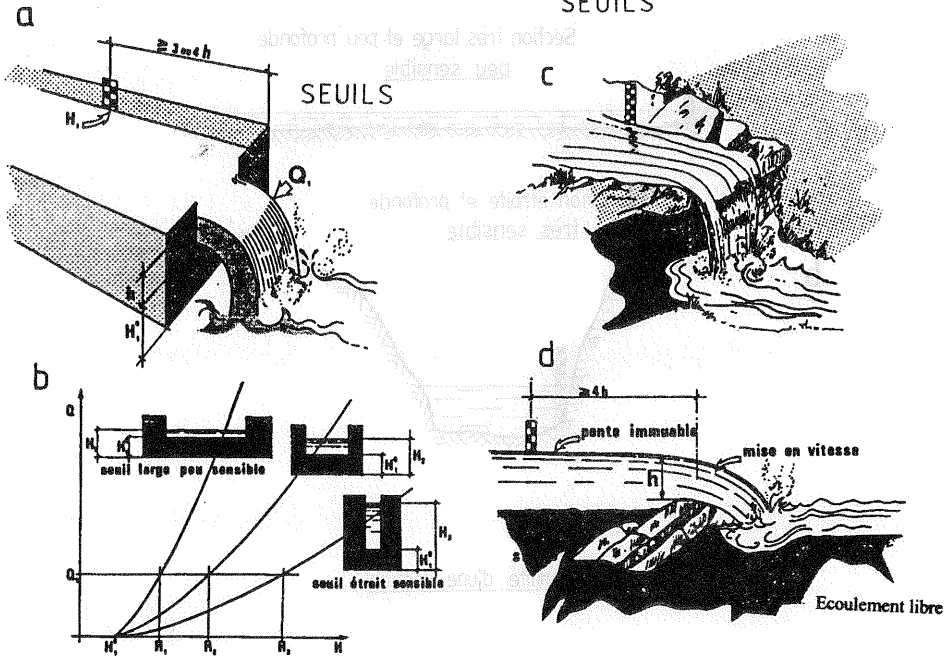


Fig. 4.13. Différents types de seuil.

**4.4.2.4. Sections caractéristiques.** Il est assez peu fréquent que la station hydrométrique se réduise à une seule section transversale. Des sections différentes sont généralement utilisées pour le mesurage des hauteurs et des débits. La station hydrométrique peut donc s'étendre sur un bief de plusieurs kilomètres de long. Mais la seule section de référence pour la définition de la relation hauteur-débit, est la section de l'échelle.

- **Section de l'échelle.** Une station hydrométrique possède toujours une échelle limnimétrique: c'est le seul élément permanent strictement indispensable. La section de l'échelle est la section verticale qui comprend la graduation zéro, donc en général l'élément inférieur de l'échelle.

Lorsque la station comprend plusieurs batteries d'échelles, implantées dans des sections transversales différentes, soit pour mesurer la pente hydraulique, soit pour suivre les variations de niveau pendant les jaugeages ou encore pour doubler temporairement une échelle menacée de destruction, l'une d'elle doit impérativement être désignée comme échelle principale, en fonction des trois critères de choix définis au paragraphe précédent.

La figure 4.14 présente l'effet de la forme du lit de la rivière sur la sensibilité d'une station hydrométrique.

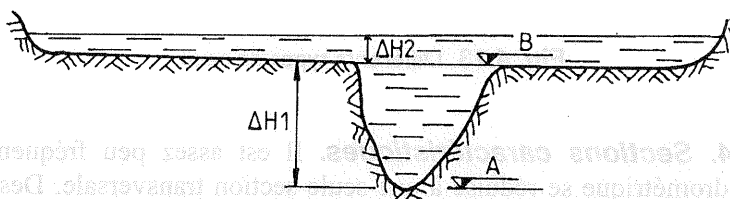
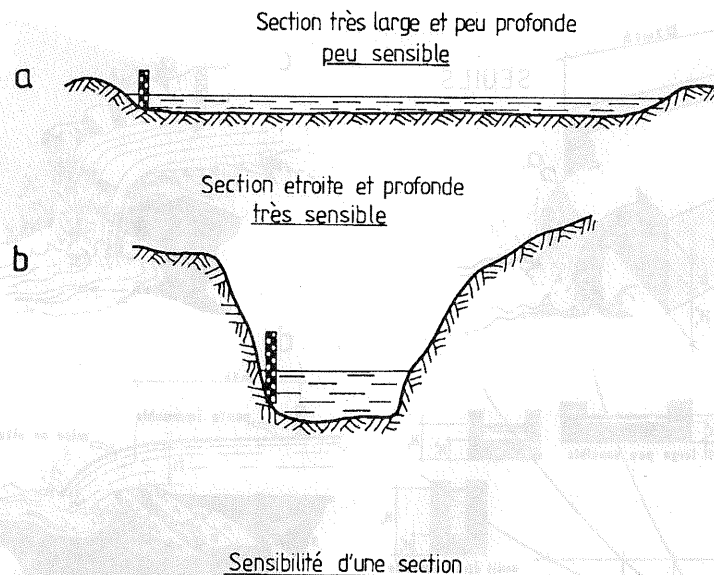


Fig. 4.14. Sections à débordement.

Une échelle est souvent composée d'éléments métriques séparés ou regroupés en tronçons de longueur variable. Ces éléments doivent être alignés dans la section de l'échelle: lorsque cela n'est pas possible pour des raisons techniques, on doit prendre soin d'éviter toute discontinuité dans les lectures en assurant un calage altimétrique entre les éléments prenant en compte la pente superficielle.

Dans les cours d'eau à niveau rapidement variable l'enregistrement continu des hauteurs est effectué par un limnigraphe, dont la prise de niveau doit être placée dans la section de l'échelle.

D'une manière générale, dans une même station hydrométrique, il faut éviter au maximum de multiplier le nombre des sections de mesure du niveau.

- **Section de contrôle.** Généralement située à l'aval de la section de l'échelle, la section de contrôle, lorsqu'elle existe, peut néanmoins être

confondue avec elle. C'est le cas par exemple des seuils jaugeurs à contraction latérale. La section de contrôle est alors une section à écoulement critique, dans laquelle la hauteur pour un débit donné (hauteur critique) ne dépend que de la géométrie de la section.

Un autre type de contrôle complet se rencontre dans les lits non aménagés mais pourvus naturellement de chutes ou zones de rapides. Nous citons Gérard HIEZ (ORSTOM): *en GUYANE, les échelles étaient installées, chaque fois que cela était possible, à l'amont de sauts ou rapides qui constituent de remarquables sections de contrôle. La section au droit de l'échelle est quelquefois parfaitement «indéfinie» (par exemple la station de MARIPA sur l'OYAPOQUE) et le lit peut être encombré d'îles et de rochers. Ces stations présentent, en général, d'excellentes qualités de sensibilité et de stabilité parce que situées à l'amont immédiat d'un contrôle absolu.*

Ce cas, presque idéal, où le contrôle est complet et parfaitement défini n'est malheureusement pas le plus fréquent. Très souvent la section de contrôle est imprécise, fuit vers l'aval lorsque le niveau d'eau augmente et se stabilise à une singularité du lit (coude, pont), ou se perd dans un *channel-control*.

- **Sections de jaugeages.** En régime permanent le débit est le même (ou plus exactement est considéré comme tel) en toute section du bief hydrométrique. Il est donc permis de mesurer ce débit n'importe où. On choisit de le faire dans la section qui offre les meilleures garanties de précision de la mesure. C'est ce débit qu'on déclare transiter à l'instant de la mesure, au droit de l'échelle limnimétrique.

Section transversale régulière et stable, vitesse de courant suffisante, filets d'eau parallèles sont les critères de choix d'une section de jaugeage au moulinet. Ces conditions ne sont pas toujours faciles à réunir à proximité de l'échelle limnimétrique, d'autant plus qu'il y a généralement opposition entre basses eaux et moyennes ou hautes eaux.

Une section de hautes eaux est choisie dans un bief à pente faible pour limiter la violence du courant. Elle peut être équipée d'un câble gradué, d'un transporteur aérien ou d'un balisage pour repérage des distances au cercle hydrographique. Il n'y a pas d'inconvénient à placer cette station loin de la section de l'échelle si le débit reste inchangé.

Pour les basses eaux au contraire, on se heurte à une insuffisance soit des profondeurs (seuils), soit des vitesses (mouilles). De plus les jaugeages doivent être faits aussi près que possible de la section de l'échelle en raison de la rapide variation des faibles débits (échanges avec la nappe phréatique, percolation). Il en résulte que, très souvent, le mesurage des débits d'étiage est beaucoup plus difficile à réaliser que celui des débits de moyennes et hautes eaux. L'utilisation d'un seuil jaugeur étalonné peut apporter une solution lorsque le débit est inférieur à 500 l/s.

L'utilisation des méthodes de jaugeage par dilution chimique n'entraîne pas le choix d'une section de jaugeage mais au contraire celui d'un bief long de plusieurs hectomètres ou kilomètres suivant le débit et le brassage des eaux.

En résumé, trois types de sections caractéristiques sont définies dans un bief hydrométrique ( $Q$  constant tout au long du bief):

- la section de l'échelle limnimétrique parfaitement située par le zéro de l'échelle principale;
- la section de contrôle qui peut être localisée avec précision ou au contraire ne pas être connue;
- les sections de jaugeages choisies aux endroits les plus favorables pour la mesure du débit.

La seule section de référence pour la mesure des niveaux limnimétriques est la section de l'échelle: toutes les mesures de niveau ou de débit effectuées en d'autres sections doivent y être rapportées.

**4.4.2.5. Sections de contrôle artificiel.** Nous venons de voir les critères qui président au choix de sites de stations hydrométriques répondant du mieux possible aux exigences des mesures hydrométriques et à la stabilité de la relation hauteur-débit définie à la dite station. Malgré tout le soin apporté à ce choix, on est parfois amené, en particulier dans le cas de petits cours d'eau aux lits étroits, instables, encombrés de blocs et à faible tirant d'eau, à aménager la section avec un déversoir, ou plus commodément, on profite des «vestiges» d'un ancien seuil pour installer la station. Dans ce dernier cas, il ne sera pas possible d'utiliser une formule hydraulique pour la détermination des débits, mais le seuil existant moyennant éventuellement quelques travaux, assurera une très bonne stabilité de la relation  $H/Q$ .

Il faut être conscient que la construction d'un tel ouvrage est toujours très onéreuse, ce coût pouvant être plus ou moins compensé par la suppression éventuelle ou à tout le moins la réduction sensible du nombre de jaugeages nécessaires au tarage de la station.

Un dimensionnement judicieux permettra d'obtenir une sensibilité variable dans l'ensemble de la gamme des débits à contrôler.

Quel que soit le type de contrôle artificiel, celui-ci doit comprendre le seuil de contrôle proprement dit, l'ouvrage créant les conditions amont et l'ouvrage imposant les conditions aval de l'écoulement.

L'exploitation des stations à déversoirs se heurte à diverses difficultés telles que:

- construction et entretien rigoureux de manière à être conforme aux conditions pour lesquelles la formule de débit a été établie;
- la condition précédente est souvent difficile à obtenir en cours d'exploitation, en particulier dans les cours d'eau à fort débit solide. Les conditions hydrauliques dans le canal d'approche sont alors sujettes à

variations parfois importantes qui affectent de manière inacceptable la courbe de tarage. Les embâcles éventuelles (arbres, végétaux etc.) de certaines parties de la station auront exactement le même effet;

- la surélévation du niveau naturel des eaux, qu'implique la construction du déversoir peut avoir des conséquences gênantes en amont du fait des risques de submersion qu'elle peut entraîner en particulier en périodes de crues;
- les canaux *autocureurs* type seuil Parshall ou canal Venturi seront préférés aux déversoirs à minces parois ou à seuil épais chaque fois que les risques d'engrèvement en amont seront importants.

Les caractéristiques et les conditions d'implantation de ces dispositifs sont largement traités dans les ouvrages tels que: *Hydrométrie appliquée aux cours d'eau* de M. Audinet ou *l'Hydrologie de l'ingénieur* de G. Réménieras.

## 4.5. LES CAPTEURS

L'échelle limnimétrique constitue encore aujourd'hui le limnimètre de référence. Elle est presque toujours associée à un autre capteur limnimétrique.

Les capteurs usuels sont classés en deux grandes catégories:

- les capteurs directs qui mesurent une hauteur;
- les capteurs indirects qui mesurent une grandeur physique associée à la hauteur, cette grandeur physique étant le plus souvent la pression hydrostatique.

### 4.5.1. CARACTÉRISTIQUES DES CAPTEURS

Les caractéristiques les plus connues des capteurs limnimétriques sont:

- la bande de mesure généralement de 0 à 10 m pour la plupart des cours d'eau;
- la sensibilité qui est la plus petite variation de la hauteur d'eau  $h$  entraînant un signal mesurable; elle est généralement inférieure à 1 cm;
- la précision qui caractérise l'aptitude du capteur à donner une valeur aussi proche que possible de la valeur vraie de la hauteur; elle est liée à la somme des erreurs élémentaires au niveau du senseur et du transducteur;
- la stabilité de la réponse caractérisée par l'absence de dérive, de bruit de fond couvrant le signal, ou de cycles dus à un phénomène d'hystérésis etc.;



- le temps de réponse ou vitesse de poursuite: lorsque le plan d'eau varie rapidement, le capteur doit être capable d'accompagner cette variation qui peut être de plusieurs mètres par heure;
- la résistance mécanique aux chocs ou à l'abrasion particulièrement importante dans les rivières et torrents de montagne;
- le coût et les contraintes d'installation qui conditionnent le choix du matériel et de leur mise en œuvre;
- la simplicité d'installation, d'exploitation et de maintenance du système et sa fiabilité dans le temps.

#### 4.5.2. LES ECHÉLLES LIMNIMÉTRIQUES

L'échelle limnimétrique est constituée d'éléments métriques, généralement faits de tôle émaillée, gradués tous les centimètres. L'échelle reste encore aujourd'hui l'instrument de base pour la mesure des niveaux d'eau dans les cours d'eau.

Une station limnimétrique, ou hydrométrique, existe de fait à partir de l'instant où au moins un élément métrique est mis en place. Cet élément détermine la position exacte de la section de l'échelle dans le bief hydrométrique et le calage en altitude des hauteurs mesurées. Ce calage en altitude est très important puisque toute modification entraîne une modification de la relation hauteur-débit (détarage de la station). Il faut toujours repérer la calage de l'échelle en altitude par un repère de nivellement situé hors de la zone d'inondation.

Au moment de l'installation, on s'efforcera de respecter les règles suivantes:

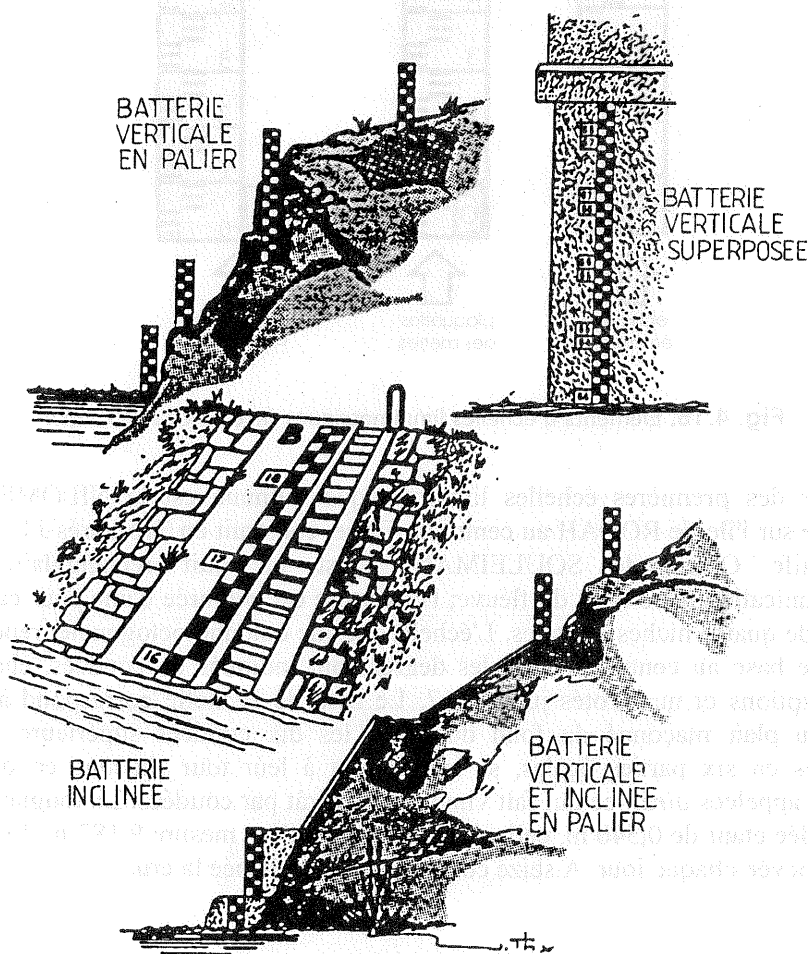
- le zéro de l'échelle doit être plus bas que le niveau des plus basses eaux;
- la partie supérieure de l'échelle est plus haute que le niveau des plus hautes eaux;
- l'échelle toujours accessible est facile à lire;
- les éléments sont alignés dans la section et bien calés en altitude les uns par rapport aux autres lorsque l'échelle est constituée par une batterie d'éléments.

Les configurations d'installation les plus usuelles pour les échelles sont:

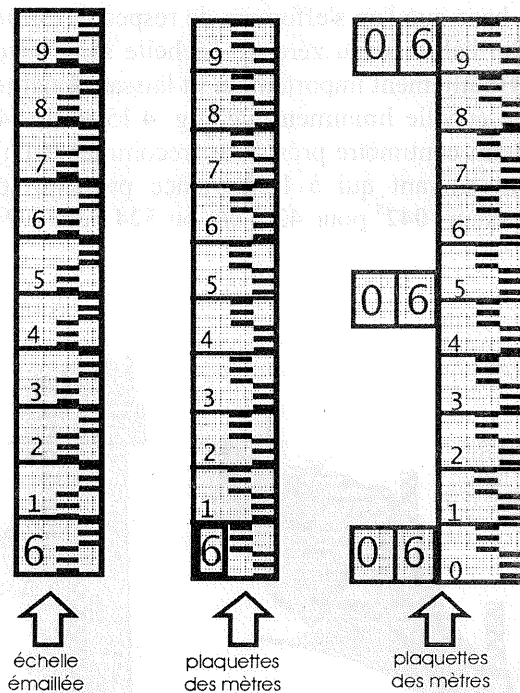
- batterie verticale superposée, par exemple contre une pile de pont;
- batterie verticale en palier, sur une berge en terrain naturel dont on s'assurera de la stabilité;
- batterie inclinée, par exemple contre la paroi d'un canal bétonné de section trapézoïdale. Il existe dans ce cas des échelles à graduations corrigées en fonction de l'angle d'inclinaison des parois.

Un principe de base que l'on s'efforcera de respecter est de ne pas modifier, autant que possible, l'altitude du zéro de l'échelle sans raison importante, en général liée à un affouillement important du lit laissant émergé l'élément 0-1.

La lecture d'une échelle limnimétrique (fig. 4.15 et fig. 4.16) doit se faire généralement au demi centimètre près. Il est recommandé d'utiliser le système de notation en cm suivant qui à l'expérience présente le moindre risque d'erreurs pour le lecteur:  $042^5$  pour 42,5 cm ou  $524$  pour 5,24 m ou  $403^5$  pour 4,035 m.



**Fig. 4.15. Batteries d'échelles limnimétriques.**



**Fig. 4.16.** Éléments d'échelles limnimétriques (tiré de G. JACCON).

Une des premières échelles limnimétriques connue est le NILOMETRE installé sur l'île de RODAH au centre du Caire, construit en 715 après J.C. sous le calife Omeyyade SOULEIMAN: C'est un puit rectangulaire en communication avec le lit du fleuve; l'ouverture est entourée d'une cour carrée, ornée de quatre niches ogives. L'échelle est une colonne octogonale, reposant sur une base au centre du puit, les degrés sont indiqués en coudées, chargés d'inscriptions et numérotés jusqu'à 17. Le zéro de l'échelle correspond à peu près au plan maçonné du fond du puits, les dix coudées supérieures sont divisées en six parties égales, se subdivisant à leur tour chacune en quatre parties appelées *qirât*, ce qui fait vingt quatre qirât par coudées. La longueur de la coudée étant de 0,540 m, celle des dix sept coudées mesure 9.187 m. La cote était relevée chaque jour. A seize coudées était proclamée la crue.

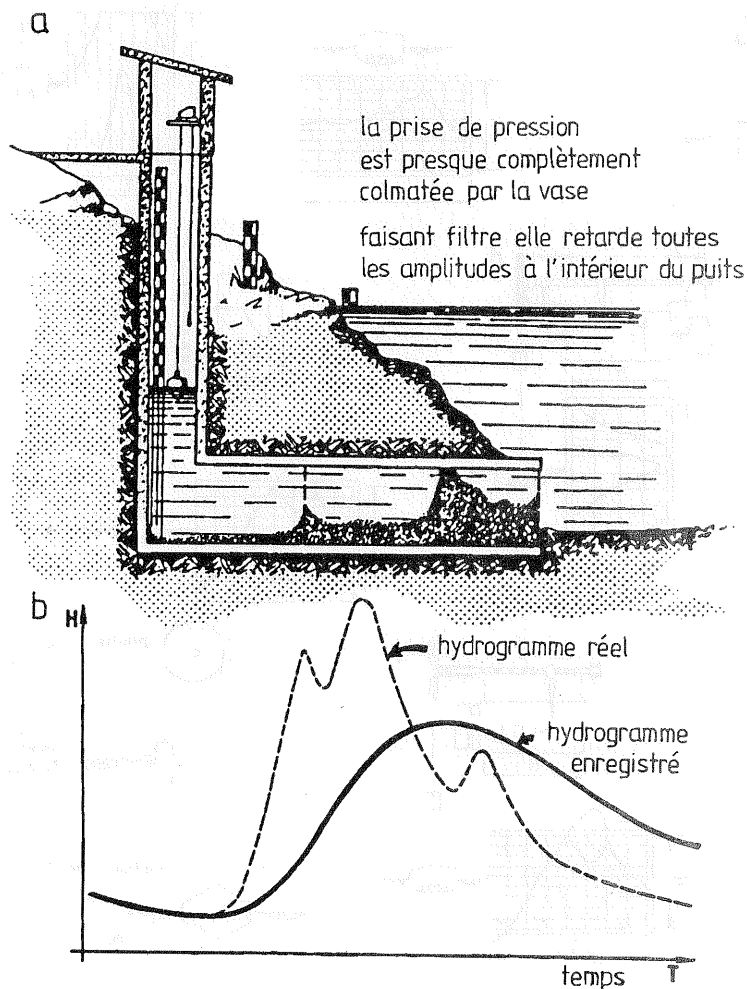
#### 4.5.3. LES CAPTEURS DIRECTS

Deux systèmes sont utilisés:

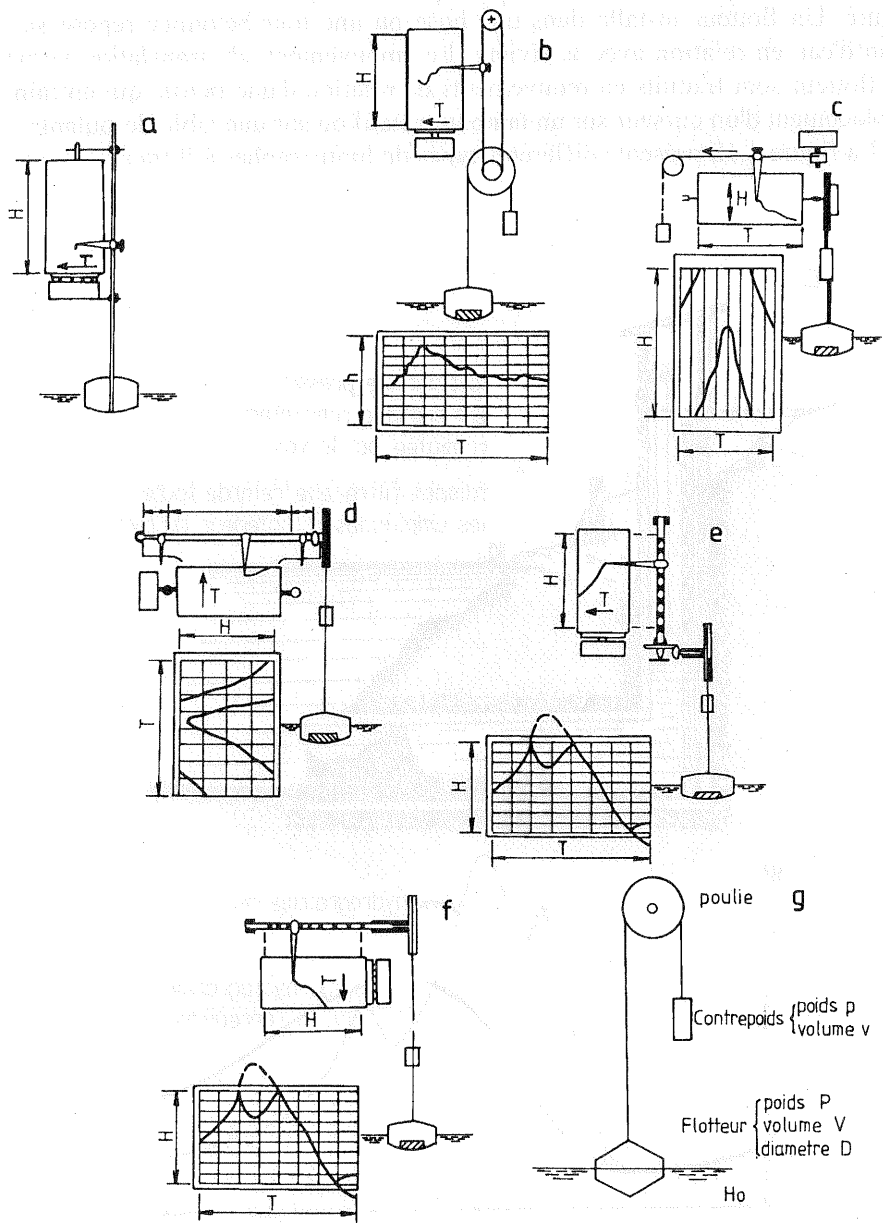
- les flotteurs et palpeurs qui suivent les mouvements du plan d'eau;
- le temps de parcours d'une onde ultrasonore ou lumineuse.

**4.5.3.1. Les flotteurs.** Le principe de l'appareillage est illustré sur la figure. Un flotteur installé dans une buse ou une tour bétonnée repose sur un plan d'eau en relation avec la rivière. Les mouvements de translation verticale du flotteur sont traduits en mouvements de rotation d'une poulie qui entraîne le déplacement d'un curseur sur un tambour rotatif ou sur une table déroulante.

La figure 4.18 présente différents types de limnigraphes à flotteur.



**Fig. 4.17.** Limnigraphie ensasé.



**Fig. 4.18.** Types de limnigraphes à flotteur.

Ce système est d'une grande simplicité; rustique, il présente une grande robustesse. Cependant, il nécessite cependant un génie civil souvent très important. Son emploi est difficile dans les cours d'eau à forte charge solide en raison de l'ensablement du puits du flotteur ou de la prise d'eau en rivière.

La sensibilité d'un tel dispositif dépend du type d'appareillage et du bon entretien de la conduite d'amenée d'eau vers le flotteur.

La précision est liée aux caractéristiques du couple *poulie-enregistreur graphique* et aux diamètres respectifs du flotteur et de la poulie; la précision théorique donnée par le constructeur peut descendre au mm dans les meilleures conditions, en pratique on ne peut guère espérer mieux que 5 mm.

Quelques précautions élémentaires doivent accompagner l'exploitation d'un limnigraphe à flotteur.

Le limnigramme enregistré doit permettre de déterminer la cote du plan d'eau sur le diagramme à tout instant. Ainsi, à chaque passage, l'agent devra porter la cote du plan d'eau, la date et l'heure exacte sur le diagramme.

Dans le cas particulier d'une rivière temporaire présentant seulement des écoulements entre deux passages, une incertitude peut demeurer selon la façon dont le flotteur repose sur le fond. Il est conseillé dans ce cas de mettre en place un serre câble du côté du contrepoids venant en butée avant que le flotteur repose sur le fond. Ainsi à chaque posée ou décollage du flotteur correspondra une cote bien identifiée.

Il est important qu'à chaque changement de diagramme le technicien ou l'observateur chargé de l'opération note soigneusement la cote du plan d'eau sur les diagrammes (l'ancien et le nouveau) avec la date et l'heure exacte (de la dépose de l'ancien puis de la pose du nouveau diagramme). Aucun calcul ne doit être fait sur le terrain; le technicien devra s'efforcer de noter ce qu'il voit, ce qu'il lit, ou ce qu'il constate avec détail.

Il lui faudra noter toute observation utile:

- s'il s'agit d'une rivière temporaire: le débit est-il nul? s'il est faible, à combien est-il estimé?
- y-a-t-il des perturbations à l'écoulement: accumulation de branchages, dépôt de matériaux, travaux en cours, etc ?
- l'état de matériel est-il satisfaisant?
- doit-on envisager des travaux de réfection? etc.

D'une façon générale, il devra porter sur les diagrammes toutes les informations qui pourront faciliter leur dépouillement ultérieur et la traduction des hauteurs en débit. Les interprétations seront faites ultérieurement à tête reposée au bureau.

Le parc de limnigraphes est en très forte régression depuis le début des années 1980, on trouve encore ce type d'appareil installé en double avec des centrales électroniques pour avoir une *vérité papier*. Dans certains cas, ces limnigraphes ont été équipés avec des codeurs numériques.

**4.5.3.2. Les palpeurs.** L'auscultation continue ou périodique du niveau de l'eau est assurée par un système constitué d'un circuit électrique qui se ferme par contact avec le plan d'eau.

● **Mesurage périodique:** le palpeur est une tige métallique assez lourde suspendue à un câble conducteur. A intervalles réguliers (toutes les 10 secondes par exemple) un moteur déroule le câble jusqu'à la fermeture d'un circuit électrique dont le retour est assuré par un fil de masse. Le mouvement du câble entraîne la rotation d'une poulie associée à un potentiomètre. La fermeture du circuit entraîne la remontée du palpeur.

On peut associer à cette catégorie le limnimètre à électrodes immergées développé par le CEMAGREF. Le limnigraphe est constitué d'une ou plusieurs échelles équipées de résistances électriques tous les cm. La consultation périodique de l'état de ces résistances permet de savoir celles qui sont immergées par différence de conductivité entre l'air et l'eau.

● **Mesurage continu:** une électrode affleure la surface du plan d'eau; tout mouvement de celui-ci entraîne un mouvement équivalent de l'électrode qui est motorisée et dont la résistance électrique de contact est asservie à une valeur préfixée: ce système est un flotteur électrique plus sensible que le flotteur mécanique (1 mm).

Ce principe est utilisé dans un piézographe à palpeur construit par le CEMAGREF (le transducteur est un limnigraphe vertical). D'après l'enquête du CEMAGREF réalisée en 1987, moins de 1% du parc français des capteurs limnimétriques sont des palpeurs.

**4.5.3.3. Les ultrasons.** La distance entre un émetteur-récepteur d'ondes ultrasoniques (fréquence supérieure à 15 kHz) et le plan d'eau est déduite du temps de parcours de ces ondes. Si  $c$  est la vitesse de propagation des ondes et  $t$  le temps nécessaire pour l'aller et le retour d'une onde perpendiculaire au plan d'eau, alors  $h = c \cdot t/2$ , avec  $h$  = distance de l'émetteur à la surface du plan d'eau.

L'émetteur d'ultrasons (appelé transducteur ou céramique) possède la propriété de convertir des impulsions d'énergie électrique en ondes acoustiques et réciproquement. Il est associé à un circuit électronique qui engendre l'énergie électrique à haute fréquence, la transmet et mesure le temps qui s'est écoulé entre l'envoi et le retour du signal.

Deux techniques sont utilisées:

- les limnimètres à capteur immergé;
- les limnimètres à capteur aérien.

La précision dépend de la qualité du chronométrage (détermination de  $t$ ), de la connaissance de  $c$ , de la position et de l'orientation des capteurs et des corrections, en particulier la compensation de température.

Le tableau 4.2 présente quelques données relatives à la propagation des ultrasons dans l'air et dans l'eau.

**Tableau 4.2**

Grandeurs comparatives des ultrasons dans l'air et dans l'eau

	Dans l'air	Dans l'eau
Fréquences utilisées	20 kHz à 100 kHz	100 kHz à 1 Mhz
Vitesse de propagation	330 m/s à 0°C	1400 m/s à 0°C
Amortissement	$10^{-3}$ dB/cm	$10^{-6}$ dB/cm
Résolution	> 5 mm	< 1 mm
Distance minimale	quelques dizaines de cm	quelques cm
Vitesse de poursuite	plusieurs m par seconde	plusieurs m/s

Le mesurage du temps est très précis grâce à une horloge à quartz.  $c$  est une grandeur variable avec la température ( $c$  augmente de 0.28% par degré, soit 4 m/s environ dans l'eau) et avec certains facteurs sensibles comme la teneur en sels dissous ou la présence de bulles d'air pour l'eau, le vent et l'humidité pour l'air.

La face émettrice du transducteur doit être rigoureusement parallèle au plan d'eau et à une distance suffisante (distance minimale appelée aussi *zone d'ombre*).

Les facteurs d'influence sont très difficiles à prendre en compte en dehors de la température; les corrections effectuées portent sur l'élimination des valeurs aberrantes, le lissage sur une période de temps et des calages périodiques au moyen d'un capteur d'un autre type.

La technique des ultrasons immergés est maintenant parfaitement opérationnelle et précise, surtout dans les écoulements laminaires. Les capteurs aériens sont moins précis mais présentent un grand intérêt pour les écoulements très chargés (torrents, égouts).

**4.5.3.4. Ondes lumineuses.** Le principe est le même, mais la vitesse de propagation des ondes lumineuses est de 300 000 km/s. D'où la nécessité de travailler pendant un intervalle de temps  $\Delta t$  suffisant.

Une étude assez récente du CEMAGREF a montré que cette technique est utilisable (distancemètres à rayons laser ou infrarouges) mais le coût de tels appareils sera environ le double de celui des autres capteurs.

#### 4.5.4. CAPTEURS UTILISANT LA PRESSION HYDROSTATIQUE

Deux principes fondamentaux sont utilisés:

- la mesure indirecte de la pression hydrostatique par un système pneumatique à enceinte ouverte connu sous le nom de *bulle à bulle*;



— la mesure directe de la pression hydrostatique par un capteur de pression.

**4.5.4.1. Le «bulle à bulle»** (fig. 4.19). Un débit constant de gaz (air comprimé ou azote) circule dans une canalisation débouchant dans la rivière par une prise de pression ouverte.

La source de gaz est soit une bouteille de gaz comprimé (dans les anciens appareils) soit un compresseur alimenté par batteries et panneau solaire dans les dispositifs nouvelle génération. Le débit d'air est réglé à environ deux bulles par secondes grâce à un visualisateur. La pression de fonctionnement est réglée à environ 2 ou 3 bars en fonction de la plage de mesure et de la longueur de la canalisation.

Les variations de la pression dues à la montée de l'eau sont mesurées par un transducteur qui peut être:

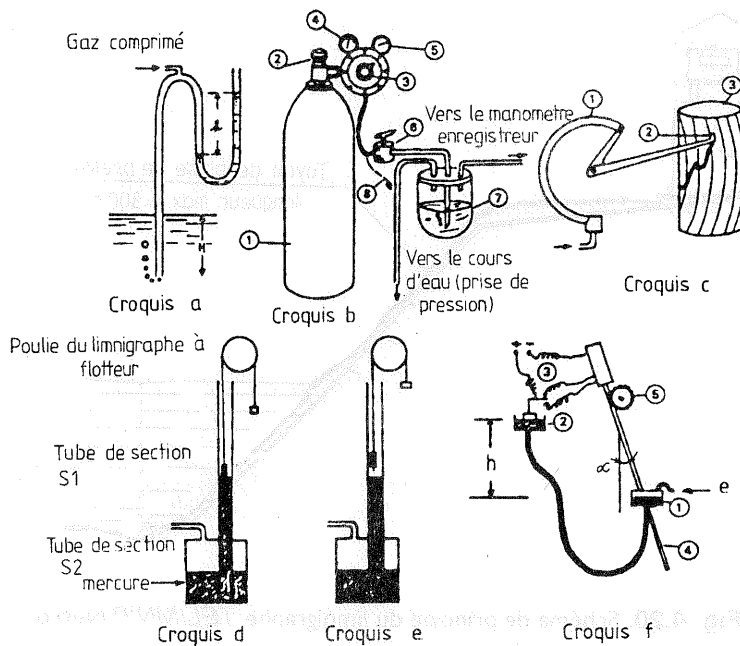
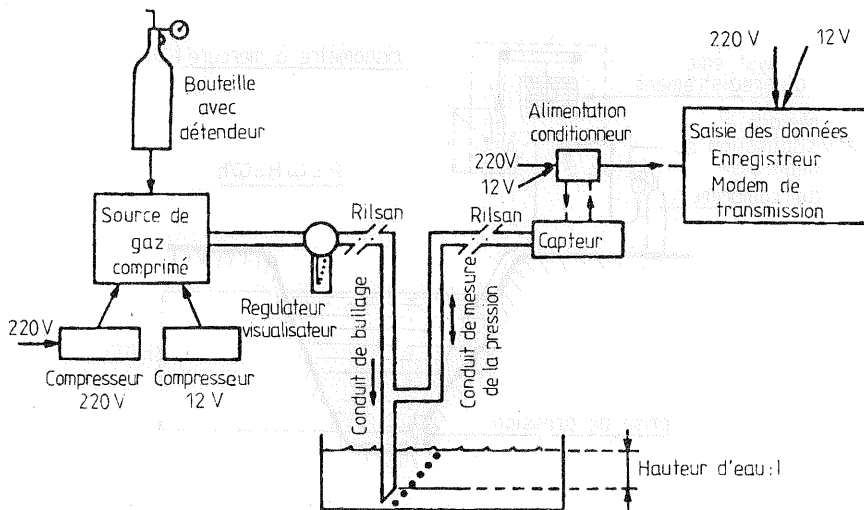
- soit une capsule anéroïde associée à un dispositif d'enregistrement graphique;
- soit un système de flotteur sur une colonne de mercure, cas des *Télimnip* de chez Neyrtec (fig. 4.20);
- soit un manomètre à mercure: un palpeur permet grâce à un moteur asservi de suivre les variations du niveau du mercure;
- soit par une balance de pression: la pression est convertie par une capsule manométrique en une force qui agit sur le fléau d'une balance à poids mobile; l'équilibre est en permanence rétabli par le déplacement de ce poids grâce à un servomoteur (SEBA, modèle OMEGA);
- soit par un capteur piézorésistif (OTT - HYDROLOGIC).

Les avantages d'un tel type d'appareillage sont une installation facile car ne nécessitant généralement pas de gros travaux, la possibilité de placer le transducteur à plusieurs centaines de mètres de la prise de pression, et une bonne sensibilité (1 cm pour une gamme de mesure de 10 m) dans des conditions d'écoulement laminaire.

Ses inconvénients sont une alimentation en gaz (même si avec les nouveaux appareils avec compresseur intégré cet inconvénient est réduit), une maintenance lourde, une technique assez complexe, un retard sensible dans la poursuite, surtout si le débit d'air est faible, et une forte sensibilité à certains phénomènes de surpression ou de succion au niveau de la prise de pression dans les écoulements turbulents. Il est sensible aux dépôts sur la prise de pression et à la condensation d'humidité dans la canalisation (risques fortement réduits avec les nouveaux appareils à purge automatique).

Principaux fabricants: HYDROLOGIC, OTT, SEBA.

L'enquête CEMAGREF a montré que 21% du parc français des capteurs limnimétriques était constitué de systèmes *bulle à bulle*. La plupart des utilisateurs sont satisfaits de ce type d'appareils, mais 50% d'entre eux seulement envisagent de continuer à utiliser cette technique.



**Fig. 4.19.** Schéma de principe du limnigraphe *bulle à bulle*.

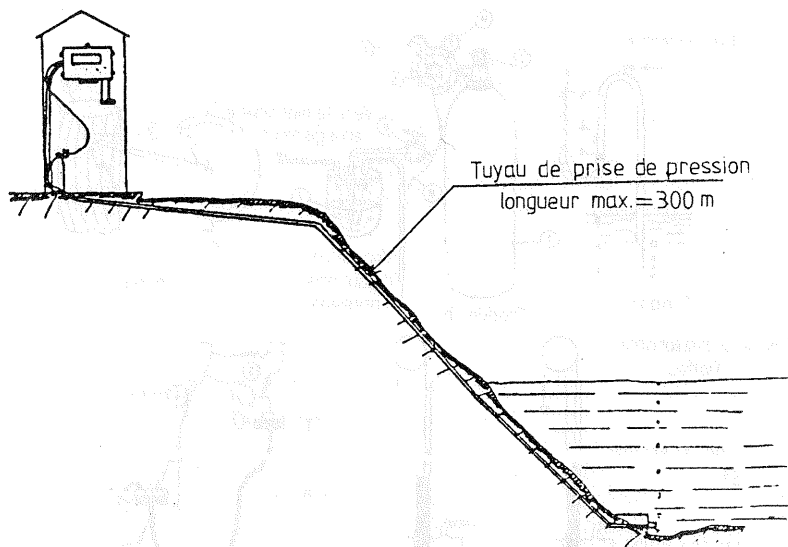
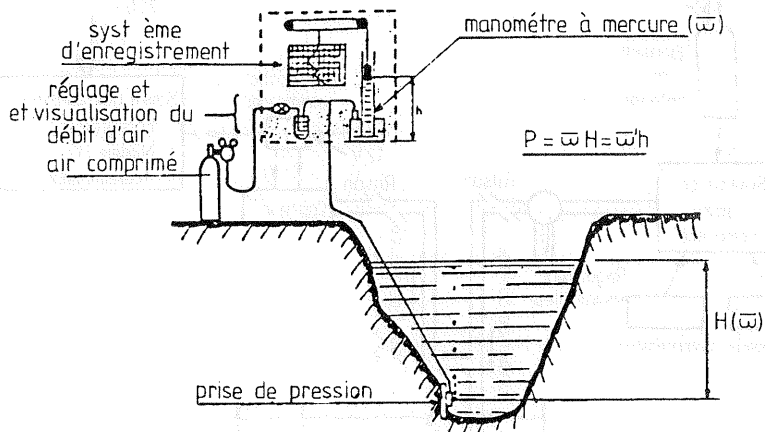


Fig. 4.20. Schéma de principe du limnigraph *TELMNIP* Neyrpic.

#### 4.5.4.2. Les capteurs de mesure directe de pression

*Principe:* Les capteurs de pression sont basés sur le principe de la transformation en grandeur électrique de la déformation mécanique d'une membrane élastique. Les technologies mises en œuvre pour effectuer cette transformation sont les suivantes:

- Variation d'un champ électrique, soit par un transformateur à noyau de ferrite mobile soit par un condensateur à air dont une armature est mobile.
- Variation de la conductivité, soit dans une jauge de contrainte dans laquelle plusieurs jauges collées à la membrane voient leur résistance varier avec leur élongation, soit dans une capsule piézo-résistive réalisée par diffusion de ponts de résistance, reliés entre eux et dont l'équilibre est modifié par la variation de pression. Ce principe est le plus utilisé.
- Piézo-électricité: un quartz, ou une céramique, soumis à une contrainte mécanique, modifie proportionnellement une tension alternative qui le traverse; les capteurs piézo-électriques sont les plus précis, mais leur coût limite actuellement leur emploi aux appareils de laboratoire.

Un capteur de pression est constitué de plusieurs éléments qui sont:

- Le transducteur, basé sur l'un des principes ci-dessus; noter la mise à l'air libre par un conduit, indispensable puisque les variations de pression mesurées sont relatives à la pression atmosphériques;
- Le module d'alimentation, variant suivant les capteurs de 220 VA à 5 VC par batterie et panneau solaire;
- L'ensemble préamplificateur/amplificateur dont le rôle est de traiter les signaux issus du transducteur.
- Sensibilité: de 0.5 mm à 1 cm suivant la gamme de mesure.
- Précision: excellente dans les écoulements non chargés.
- Stabilité de la réponse: les capteurs de pression à membrane métallique sont très sensibles aux variations de température (compensation indispensable au niveau du transducteur) et à une dérive du zéro dans le temps par suite de fluage (correction par calages périodiques).

*Avantages:* Installation bien facilitée par le faible encombrement du capteur qu'il suffit de protéger contre les chocs et par la distance entre capteur et enregistreur qui n'est limitée que par la longueur du câble (jusqu'à 1 km si le signal a été numérisé); bonne sensibilité et excellente précision; grande autonomie de fonctionnement sur le terrain.

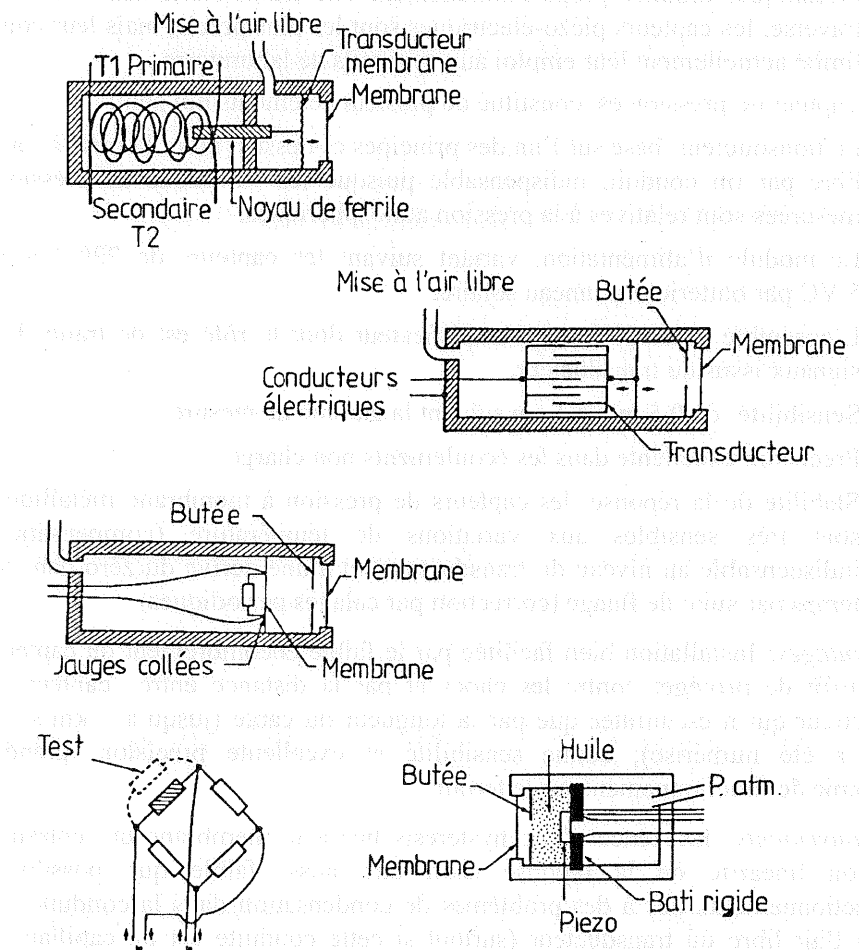
*Inconvénients:* Existence d'une hystérésis liée à la membrane qui entraîne une non linéarité de la réponse (doit être aussi faible que possible), dysfonctionnements liés à des problèmes de condensation dans la conduite de mise à l'air libre du transducteur (surtout si cette conduite est un capillaire), compensation de température indispensable et adaptée à chaque transducteur.

Principaux fabricants (en Europe de l'Ouest):

- AUTEG (Grenoble): capteur transducteur à pression différentielle 85.
- DRUCK (GB): capteur piézo-résistif PDCR 830 distribué par CR2M.
- SERPE-IESM (ex ELSYDE) sonde piézo-résistive SPI3.

- OTT (Allemagne): sonde piézo-capacitive céramique ODS4, dist. par WILD LEITZ.
- SEBA (Allemagne): capteur piézo-résistif type DS, dist. par TUBAFOR.

Les capteurs de pression équipent actuellement la majorité des stations de mesure du réseau limnimétrique français. Ils présentent le meilleur rapport qualité/prix, et les constructeurs proposent des matériels de plus en plus performants.



**Fig. 4.21. Types de capteurs de pression.**

## 4.6. LE DOSSIER DE STATION

Trop souvent négligé voire oublié, le dossier technique doit normalement être ouvert dès la mise en place de la première échelle limnimétrique, et rassembler toutes les informations se rapportant au fonctionnement de la station durant toute sa période d'observation.

Ces observations concernent:

- les objectifs et la situation de la station décrits par:
  - une présentation du but des installations, un extrait de carte, un plan de situation etc.;
- l'équipement de la station décrit par:
  - sa nature: échelles, limnigraphe, seuil jaugeur etc.;
  - son type: échelles centimétriques, limnigraphe type *bulle à bulle*, déversoir rectangulaire à seuil épais etc.;
  - ses caractéristiques: hauteur totale de l'échelle, altitude du zéro, nombre, emplacement et calage des éléments etc.;
  - son historique: date d'installation, rénovation, dégâts éventuels (dates et type de dommages), remplacement d'éléments etc.;
- les plans et relevés topographiques qui donnent:
  - la situation exacte de l'échelle et sa position par rapport à un contrôle ou une singularité;
  - la situation et la description du repère fixe et indestructible par rapport auquel l'altitude du zéro de l'échelle a été mesurée;
  - le profil longitudinal, avec la pente moyenne du fond, les seuils naturels et les mouilles;
  - la forme de la section transversale, avec la valeur des éléments géométriques et leur variabilité au cours des années;
  - l'historique des travaux ayant affecté la géométrie du bief: seuils, ponts, dragages etc.;
- l'exploitation et la gestion qui peuvent être jugées par:
  - les comptes rendus des visites des hydrométristes;
  - les travaux de nettoyage et d'entretien;
  - les changements d'observateurs (s'il y en a) etc.

La gestion de ces dossiers de stations doit maintenant être informatisée, avec des fichiers clairs, régulièrement documentés permettant de connaître en temps réel l'évolution de la vie de chacune des stations.

Chaque service élaborera son propre format de fichiers, pourvu qu'ils contiennent les informations essentielles, la liste ci-dessus n'étant d'ailleurs pas exhaustive.

Ne pas oublier que le dossier de station est un document indispensable et le premier à être consulté pour l'élaboration de la courbe de tarage.

## 4.7. CHAÎNE D'ACQUISITION DES DONNÉES LIMNIMÉTRIQUES

Une chaîne d'acquisition de données limnimétriques s'organise schématiquement de la façon suivante:

- **Capteur.** Constitué d'un composant qui détecte (senseur) le paramètre à mesurer (en l'occurrence le niveau de l'eau) et d'un transducteur qui effectue le mesurage.

*Fonctions:*

- détection du niveau d'eau;
- définition de la hauteur ou d'une grandeur associée.

- **Interface.**

*Fonctions:*

- traitement de la mesure (codeur);
- corrections éventuelles;
- conversion analogique  $\Rightarrow$  numérique;
- rédaction du message.

- **Saisie sur site (optionnel).**

*Principaux systèmes:*

- graphiques;
- rubans perforés;
- bandes magnétiques;
- mémoires de masse.

- **Transmission.**

*Fonctions:*

- émission;
- cheminement de l'information;
- par câbles;
- par réseau téléphone commuté;
- par radio avec relais au sol ou satellites;
- réception.

- **Banques de données.**

*Traitements préalables au stockage:*

- traitement de l'information en temps réel ou différé;
- stockage (fichiers bruts);
- critique et homogénéisation (fichiers opérationnels).

## Chapitre 5

---

# MESURE DE DEBITS

---

### TABLE DES MATIÈRES

5.1.	DEFINITIONS .....	129
5.2.	METHODE VOLUMETRIQUE .....	130
5.3.	SEUILS JAUGEURS .....	130
5.3.1.	Déversoirs triangulaires en mince paroi .....	131
5.3.2.	Déversoirs rectangulaires en mince paroi .....	133
5.3.3.	Choix du type de déversoir en mince paroi .....	136
5.3.4.	Déversoirs à seuils épais .....	138
5.3.5.	Autres dispositifs .....	140
5.4.	DILUTION CHIMIQUE .....	141
5.4.1.	La méthode à débit constant .....	142
5.4.2.	La méthode par intégration .....	142
5.5.	METHODE ELECTROMAGNETIQUE .....	142
5.6.	ULTRASONS .....	144
5.7.	JAUGEAGES AU MOULINET .....	145
5.7.1.	Les dispositifs utilisés pour la mesure des vitesses .....	145
5.7.2.	Théorie de la mesure .....	150
5.7.3.	Les différents modes opératoires .....	155
5.7.4.	Opérations de terrain et de bureau .....	165
5.8.	JAUGEAGES AUX FLOTTEURS .....	171
5.8.1.	Théorie .....	171
5.8.2.	Les flotteurs .....	172
5.8.3.	Méthode des flotteurs lestés .....	172
5.8.4.	Choix du secteur de mesure .....	173
5.8.5.	Balisage .....	173
5.8.6.	Mesure des vitesses .....	174
5.9.	CONCLUSION .....	177





## MESURE DE DEBITS

### 5.1. DEFINITIONS

Le débit liquide  $Q$  d'un cours d'eau, volume d'eau qui s'écoule en une seconde dans une section transversale, est le produit:

- de la section mouillée  $S$ , produit de la profondeur moyenne  $H_m$  par la largeur superficielle  $L$ ;
- par la vitesse moyenne d'écoulement  $U$ , moyenne des vitesses des particules d'eau dans toute la section mouillée.

$$Q = L \cdot H_m \cdot U.$$

Les unités utilisées le plus couramment sont:

- le *mètre cube par seconde* ( $m^3/s$ ) pour le débit, que l'on exprime avec trois chiffres significatifs étant donné qu'il n'est jamais mesuré dans les lits naturels avec une précision supérieure à 2 à 5%;
- le *mètre* (m) pour les distances horizontales et verticales, pour lesquelles la précision maximale espérée est de 1%;
- le *mètre par seconde* (m/s) pour la vitesse moyenne d'écoulement, que l'on exprimera avec 2 chiffres après la virgule (précision du cm/s), même si l'on utilise toujours trois chiffres décimaux pour les vitesses ponctuelles.

Les méthodes de jaugeage des débits des rivières sont nombreuses et variées. La classification présentée ci-après ne tient pas compte de leur fréquence d'utilisation. Certaines d'entre elles sont très peu utilisées, d'autres le sont très souvent. Il faut savoir que plus de 80% des jaugeages sont réalisés aujourd'hui avec un moulinet hydrométrique, les distances à la berge étant mesurées sur un câble tendu d'une rive à l'autre.

On distinguera:

- les *méthodes globales*, dans lesquelles  $Q$  est mesuré directement (méthode volumétrique, seuils jaugeurs, dilution chimique, électromagnétisme);

- les méthodes complètes, dans lesquelles les trois composantes  $Hm$ ,  $L$ ,  $U$  sont mesurées séparément (essentiellement moulinet hydrométrique);
- les méthodes incomplètes, dans lesquelles le champ des vitesses est exploré de façon partielle (ultrasons, bateau mobile, flotteurs).

## 5.2. METHODE VOLUMETRIQUE

Cette méthode très simple consiste à recueillir dans un récipient un volume d'eau pendant un temps donné.

Elle est applicable aux petits débits de quelques litres ou dizaines de litres par seconde à quelques  $m^3/s$  si l'on utilise des partiteurs de débit.

## 5.3. SEUILS - JAUGEURS

La méthode consiste à implanter dans l'écoulement une section de contrôle artificielle, permettant d'obtenir un régime critique, c'est à dire une relation univoque entre le débit  $Q$  et la charge  $h$  (hauteur d'eau au-dessus du seuil) de la forme:

$$Q = K \cdot C \cdot h^n.$$

avec:

- $K$  - coefficient de débit lié à  $h$ ;
- $C$  et  $n$  - paramètres dépendant des caractéristiques du seuil.

Les principaux seuils utilisés sont les déversoirs en mince paroi ou de type épais, les canaux VENTURI (contraction latérale et seuil épais) et PARSHALL (contraction latérale, seuil épais et rupture de pente).

La société française HYDROLOGIC (Grenoble) propose des *efflumètres* qui sont des seuils-jaugeurs, des canaux VENTURI et des déversoirs triangulaires, préfabriqués en plastique stratifié moulé; la gamme des débits va de quelques litres à plus de 500 l/s avec une précision supérieure à 3%.

Ces seuils peuvent être installés de manière permanente, en prenant soin de disposer de solides ancrages, ou temporaire pour faire un jaugeage. Dans le premier cas, il est indispensable de contrôler la validité de la relation  $H/Q$  théorique (valeurs de  $C$  et  $n$ ) par des jaugeages au moulinet ou par dilution chimique. Dans le second cas, il faut prendre beaucoup de soins pour installer le seuil en position rigoureusement horizontale et attendre un temps suffisant pour que le régime d'écoulement soit stabilisé.

La méthode des seuils-jaugeurs portables est très utilisée dans les campagnes d'étiage portant sur des débits inférieurs à 100 l/s pour lesquels les autres techniques de jaugeages sont difficilement utilisables.

### 5.3.1. DÉVERSOIRS TRIANGULAIRES EN MINCE PAROI

Dans la gamme des conditions pour lesquelles les données expérimentales disponibles sont valables, le déversoir triangulaire en mince paroi est un dispositif très précis pour les mesures de débits (fig. 5.1).

Il doit être formé d'une échancrure en  $V$  symétrique, située dans une mince paroi verticale. La bissectrice de l'angle de l'échancrure doit être verticale et équidistante des cotés du canal d'approche. La paroi du déversoir doit être lisse et plane, surtout sur la face amont et elle doit être perpendiculaire aux parois et au fond du canal.



Trois dimensions de déversoirs triangulaires sont recommandées par l'Organisation Internationale de Normalisation:

- l'échancrure type 90° où l'écartement des sommets de l'échancrure est égal à deux fois la hauteur verticale correspondante ( $\text{tg } \alpha/2 = 1$ );
- l'échancrure type 1/2 ( $\alpha = 53^\circ 8'$ ) où l'écartement des sommets de l'échancrure est égal à la hauteur verticale correspondante ( $\text{tg } \alpha/2 = 0.5$ );
- l'échancrure type 1/4 ( $\alpha = 28^\circ 4'$ ) où l'écartement des sommets de l'échancrure est égal à la moitié de la hauteur verticale correspondante ( $\text{tg } \alpha/2 = 0.25$ ).

Si le lit et les parois du canal d'approche sont éloignés de l'échancrure on peut se servir des formules suivantes:

- échancrure type 90°  $Q = C_e \frac{8}{15} \sqrt{2g} h_e^{5/2};$

- échancrure type 1/2  $Q = C_e \frac{4}{15} \sqrt{2g} h_e^{5/2};$

- échancrure type 1/4  $Q = C_e \frac{2}{15} \sqrt{2g} h_e^{5/2};$

$$0.58 < C_e < 0.61.$$

En plus des conditions générales d'installation, les restrictions d'ordre pratique suivantes doivent être respectées:

$$0.05 \text{ m} < h < 0.40 \text{ m}$$

$$p > 0.45 \text{ m}$$

$$B > 1.2 \text{ m}$$

$$h/B < 0.20$$

$h$ : charge

$p$ : pelle amont

$B$ : largeur du canal

Une formule plus récente applicable à des déversoirs triangulaires d'angle au sommet  $\alpha = 90^\circ$  tient compte du terme  $V_0^2/2g$  en amont et peut-être utilisée pour des valeurs de pelle faibles:

$$Q = 0.602 \frac{8}{15} \sqrt{2g} h_e^{5/2} \left[ 1 + 0.2577 \frac{h^4}{B^2(h+p)^2} \right].$$

Les conditions d'expérimentation ont été:

$$0.05 \text{ m} < h < 0.15 \text{ m};$$

$$p < 0.40 \text{ m};$$

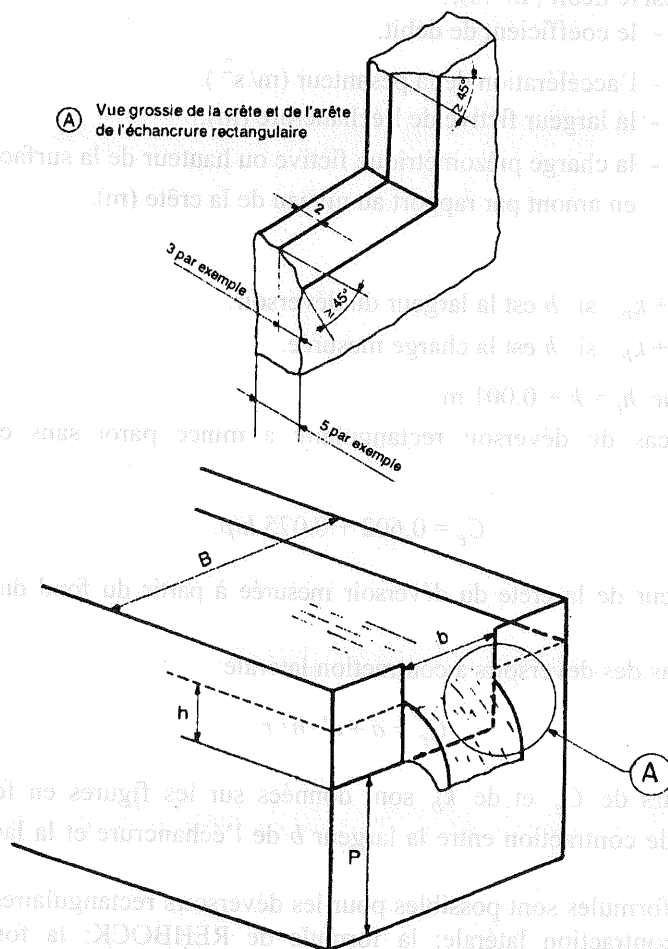
$$B = 0.30 \text{ m}.$$

### 5.3.2. DEVERSOIRS RECTANGULAIRES EN MINCE PAROI

Le déversoir normalisé est composé d'une échancrure rectangulaire, symétrique dans une mince paroi verticale. Toute la paroi doit être lisse et unie, surtout sur la partie amont. Elle doit être perpendiculaire aux parois et au fond du canal.

La crête du déversoir doit être une surface plane horizontale, perpendiculaire avec la face amont de la paroi du déversoir. L'intersection de ces deux surfaces doit être rectiligne et à arête vive. La largeur de la surface de la crête (mesurée perpendiculairement à la face de la paroi) doit être égale à 2 mm.

Les figures 5.2 donnent les schémas d'un déversoir rectangulaire en mince paroi.



**Fig. 5.2.** Déversoir rectangulaire en mince paroi avec contraction latérale (tiré de G. REMENIERAS).

Le déversoir est dit avec contraction latérale lorsqu'une échancrure est pratiquée dans la paroi mince; le déversoir est dit sans contraction latérale lorsque la longueur de la lame déversante est égale à la largeur du canal.

La formule la plus générale du débit recommandée par l'Organisation Internationale de Normalisation pour un déversoir rectangulaire en mince paroi (fig. 5.3) est la formule de Kindsvater-Carter:

$$Q = C_e \frac{2}{3} \sqrt{2g} b_e h_e^{5/2},$$

où:

- $Q$  est le débit ( $\text{m}^3/\text{s}$ );
- $C_e$  - le coefficient de débit;
- $g$  - l'accélération de la pesanteur ( $\text{m}/\text{s}^2$ );
- $b_e$  - la largeur fictive de l'échancrure (m);
- $h_e$  - la charge piézométrique fictive ou hauteur de la surface liquide en amont par rapport au niveau de la crête (m).

avec:

$$b_e = b + k_b \quad \text{si } b \text{ est la largeur du déversoir;}$$

$$h_e = h + k_h \quad \text{si } h \text{ est la charge mesurée.}$$

$$\text{En pratique } h_e = h + 0.001 \text{ m.}$$

Dans le cas du déversoir rectangulaire à mince paroi sans contraction latérale:

$$C_e = 0.602 + 0.075 h/p,$$

$p$  est la hauteur de la crête du déversoir mesurée à partir du fond du canal (ou pelle).

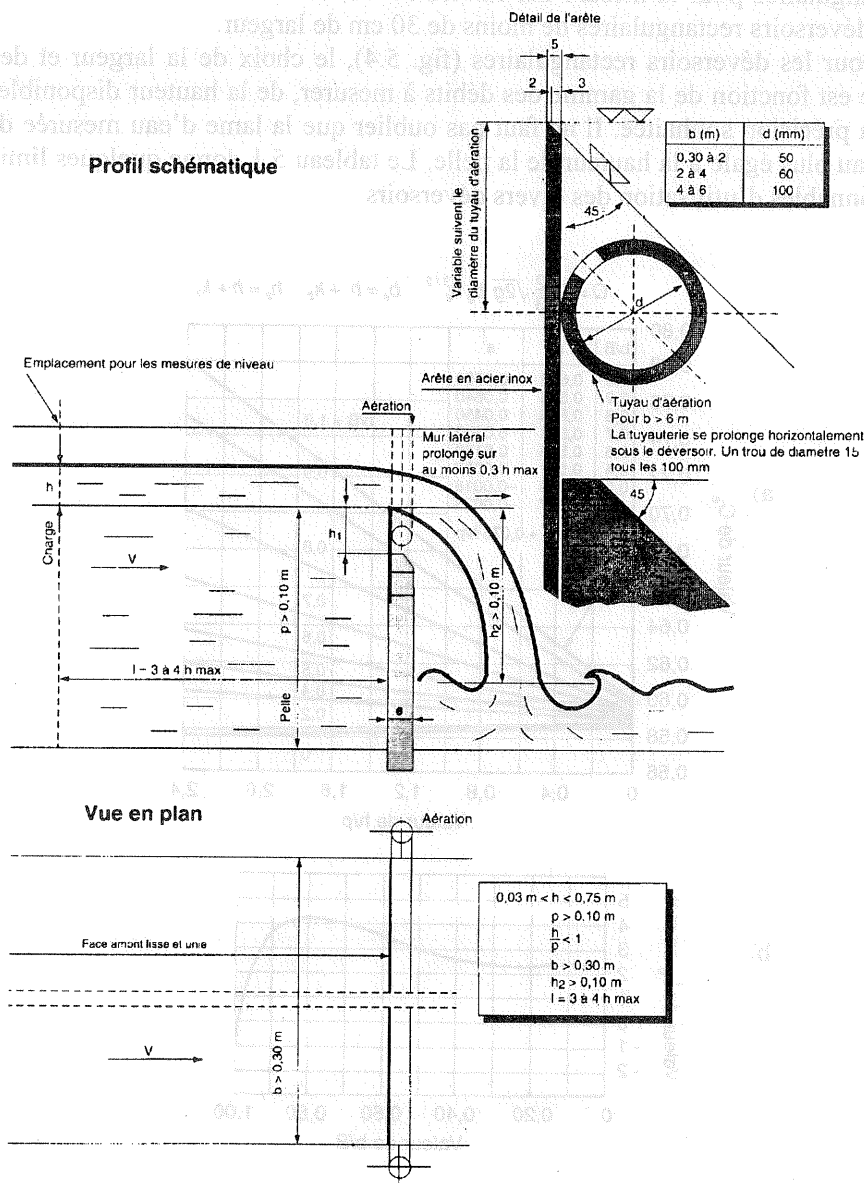
Dans le cas des déversoirs à contraction latérale:

$$C_e = a + a' \cdot h/p.$$

Les valeurs de  $C_e$  et de  $k_b$  sont données sur les figures en fonction du rapport  $b/B$  de contraction entre la largeur  $b$  de l'échancrure et la largeur  $B$  du canal amont.

D'autres formules sont possibles pour les déversoirs rectangulaires en mince paroi sans contraction latérale: la formule de REHBOCK; la formule SIA (Société suisse des Ingénieurs et Architectes); la formule de CASTEX NOUGARO (Institut de Mécanique des Fluides de Toulouse). On se reportera

avec intérêt à l'ouvrage de M. AUDINET: *Hydrométrie appliquée aux cours d'eau* pour les conditions d'utilisation de ces formules.



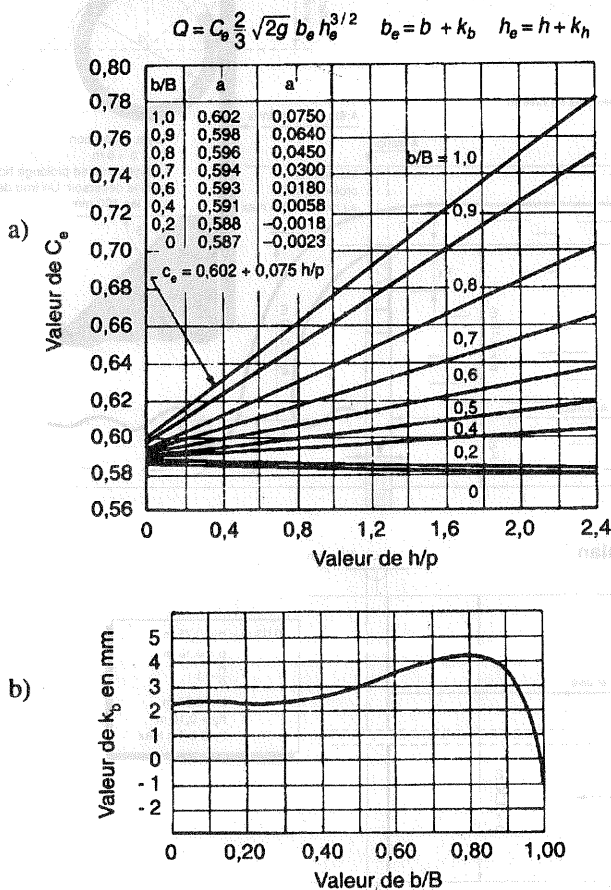
**Fig. 5.3.** Deversoir rectangulaire en mince paroi sans contraction latérale (tiré de G. REMENIERAS).



### 5.3.3. CHOIX DU TYPE DE DÉVERSOIR EN MINCE PAROI

Les déversoirs triangulaires sont utilisés de préférence aux déversoirs rectangulaires pour la mesure des faibles débits, car il est déconseillé d'utiliser des déversoirs rectangulaires de moins de 30 cm de largeur.

Pour les déversoirs rectangulaires (fig. 5.4), le choix de la largeur et de la pelle est fonction de la gamme des débits à mesurer, de la hauteur disponible et de la précision souhaitée. Il ne faut pas oublier que la lame d'eau mesurée doit être au plus égale à la hauteur de la pelle. Le tableau 5.1 donne quelques limites raisonnables d'utilisation des divers déversoirs.



a) valeur de  $C_e$  en fonction de  $h/p$

b) valeur de  $k_b$  en fonction de  $b/B$

**Fig. 5.4.** Déversoir rectangulaire en mince paroi  
(tiré de G. REMENIERAS).

Tableau 5.1

Limites d'utilisation des différents types de déversoirs à mince paroi

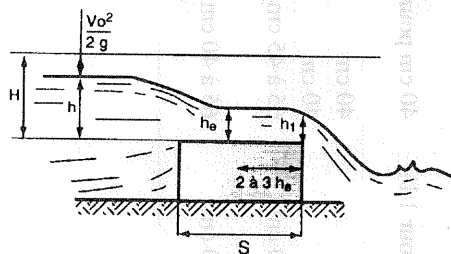
Gamme de débits à mesurer		Type de déversoir à utiliser	Lame d'eau correspondante		Observations
Mini	Maxi		Mini	Maxi	
0.2 l/s	35 l/s	triangulaire type $\frac{1}{4} \text{ tg } \alpha/2 = 1/4$	5 cm	40 cm	La pelle doit avoir si possible plus de 0.45 m, donc le canal doit avoir plus de 0.85 m de hauteur
0.4 l/s	70 l/s	triangulaire type $1/2 \text{ tg } \alpha/2 = 1/2$	5 cm	40 cm	
1 à 20 l/s	$70 > Q < 140$ l/s	triangulaire type $90^\circ \text{ tg } \alpha/2 = 1$	5 cm pour 1 l/s	40 cm pour 140 l/s	pelle > 40 cm
> 20 l/s	200 l/s	Rectangulaire de 0.30 m de largeur	10 cm	40 cm	hauteur canal > 80 cm
50 l/s	500 l/s	Rectangulaire de 1 m de largeur	10 cm	40 cm	hauteur canal > 1.30 m
100 l/s	1000 l/s	Rectangulaire de 1 à 2 m de largeur	15 à 10 cm	65 à 45 cm	hauteur canal > 90 cm
500 l/s	5 000 l/s	Rectangulaire de 5 à 10 m de largeur	15 à 10 cm	65 à 40 cm	hauteur canal > 1.30 m
					hauteur canal > 90 cm

Tiré de M. AUDINET

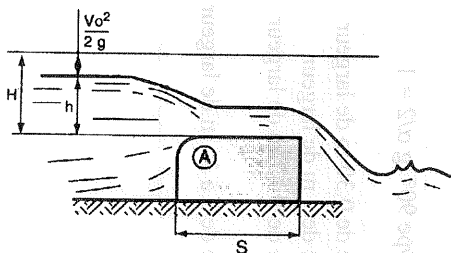
En pratique l'emploi des déversoirs en mince paroi pour le contrôle permanent des débits est délicat: la courbe de tarage  $Q(h)$  est en effet influencée de façon appréciable par les variations de la pelle, et il est difficile, en raison de l'ensablement, de maintenir constante la hauteur de pelle.

#### 5.3.4. DÉVERSOIRS À SEUILS ÉPAIS (fig. 5.5 – fig. 5.9)

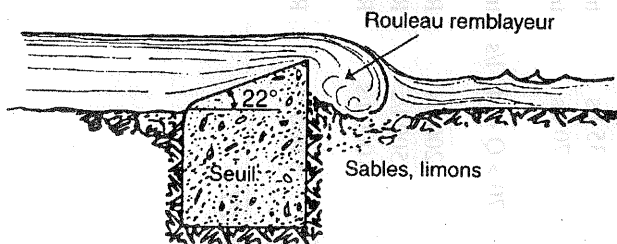
Les courbes de tarage des stations à seuils épais sont généralement moins sensibles à l'envasement et aux conditions amont que celles des déversoirs en minces parois.



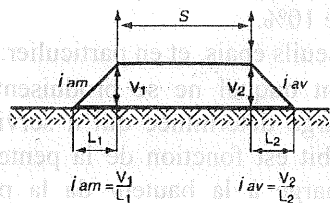
**Fig. 5.5.** Déversoir à seuil épais rectangulaire  
(tiré de G. REMENIERAS).



**Fig. 5.6.** Déversoir à seuil épais  
arête amont arrondie.



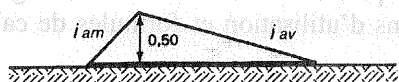
**Fig. 5.7.** Schema du seuil a bec de 22.



Valeurs du coefficient  $m$

$i_{am}$	$i_{av}$	$S$ mètre	$H$ mètre			
			0,10	0,50	1,00	1,50
1/2	1/2	0,20	0,37	0,45	0,45	0,46
vertical	1/2	0,20	0,32	0,44	0,44	
1/2	vertical	0,20		0,45	0,46	0,46
1/2	vertical	0,10		0,47	0,46	0,45

**Fig. 5.8.** Déversoir à seuil épais trapézoïdal.



Valeurs du coefficient  $m$

$i_{am}$	$i_{av}$	$H$ mètre			
		0,10	0,20	0,30	0,50
1/1	1/1	0,52	0,51	0,51	0,45
vertical	1/2	0,43	0,44	0,45	0,45
vertical	1/3	0,37	0,41	0,42	0,42

**Fig. 5.9.** Déversoir à seuil épais triangulaire (tiré de G. REMENIERAS).

La formule fondamentale pour calculer les débits des déversoirs à seuils épais est:

$$Q = ml\sqrt{2g} H^{3/2},$$

où:

$m$  est un coefficient qui varie en fonction des caractéristiques du seuil. Le tableau 5.2 donne quelques valeurs approximatives de ce coefficient.

$l$  - la largeur du seuil.

$H = h + V_0^2 / 2g$  - la charge, considérée souvent en pratique comme la hauteur d'eau  $h$  en amont du déversoir par rapport au seuil, lorsque la vitesse d'approche  $V_0$  est négligeable.

**Tableau 5.2**

Valeurs du coefficient  $m$

$H$ mètre	$S$					
	0.10 m	0.50 m	1 m	1.50 m	3 m	5 m
0.10	0.38	0.35	0.33	0.33	0.34	0.35
0.50	0.45	0.40	0.35	0.35	0.35	0.35
1.00	0.45	0.45	0.40	0.36	0.35	0.35
1.50	0.45	0.45	0.43	0.39	0.36	0.35

Lorsque l'arête amont n'est pas arrondie ou chanfreinée mais rectangulaire, les valeurs de  $m$  doivent être minorées de près de 10%.

On distingue plusieurs types de déversoirs à seuils épais, et en particulier:

- le seuil normal ou creager, au parement duquel ne se produisent ni surpression, ni dépression, pour une charge déterminée qui a servi au calcul de sa forme. Le coefficient de débit est fonction de la pente du parement amont et du rapport de la charge à la hauteur de la pelle (coefficient moyen: 0.47 à 0.49);
- le seuil épais à profil triangulaire Crump, seuil à contraction verticale qui possède les avantages suivants:
  - sa construction dans un canal rectangulaire est relativement facile;
  - il offre un passage facile aux corps flottants;
  - il est solide et peu altérable.

Pour tous ces types de seuils, on se reportera avec intérêt à l'ouvrage de M. AUDINET (op. cit.) pour les conditions d'utilisation et formules de calcul des débits.

### 5.3.5. AUTRES DISPOSITIFS

Nous citerons:

- les seuils jaugeurs à ressaut de type Neyrpic (Hydrologic), fonctionnant dans une gamme de débits allant de 0.8 l/s à 152 l/s;
- les seuils métalliques, ils s'installent dans des canaux en maçonnerie, de section rectangulaire et de pente faible. Le débit exprimé en l/s et par mètre de largeur varie de 7 l/s pour une largeur de 0.70 m et une pelle de 0.12 m à 1378 l/s pour une largeur de 1.45 m et une pelle de 0.48 m;
- les canaux Venturi ou jaugeurs Parshall. Ce type d'équipements sera préféré aux seuils pour les stations à fort charriage, ces derniers présentant toujours des inconvénients non négligeables concernant les affouillements en aval, l'ensablement amont, la surélévation du plan d'eau amont etc.

La formule générale d'un jaugeur (fig. 5.10) à ressaut dénoyé est de la forme:

$$Q = kc l_2 \sqrt{2g} h^{3/2},$$

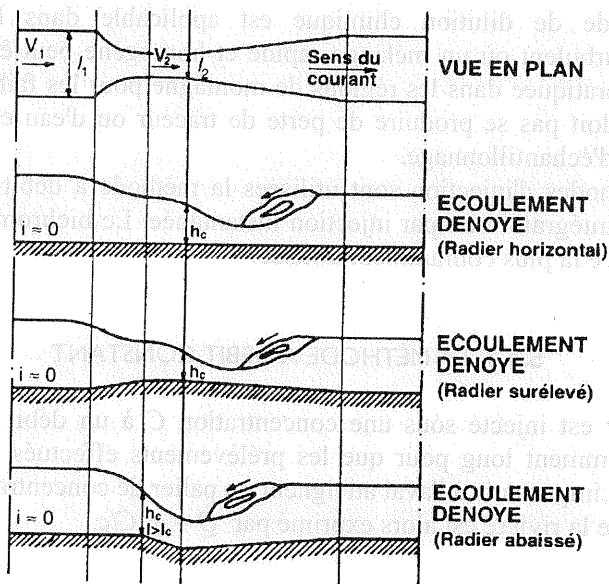
où:

$Q$  est le débit;

$k$  - un coefficient variant de 0.95 à 1.00 suivant les jaugeurs;

$c$  - un coefficient fonction des largeurs  $l_1$  et  $l_2$ ;

$l_2$  - largeur de la partie rétrécie;



**Fig. 5.10.** Jaugeur à ressaut: schéma de principe  
(tiré de G. REMENIERAS).

$l_1$  - largeur de la partie large en amont;

$g$  - accélération de la pesanteur;

$h$  - cote du plan d'eau au dessus des radiers en amont dans la partie de largeur  $l_1$ .

Les canaux calibrés type *H* ou *H. Flume* se composent d'un canal de section rectangulaire se terminant par un étranglement dont les parois latérales sont verticales. Le fond du canal se termine en trapèze isocèle dont la petite base est tournée vers l'aval, et les parois latérales ont la forme d'un trapèze rectangle; la forme de l'échancrure est un trapèze isocèle incliné par rapport à l'horizontale.

Ce type de canaux jaugeurs, tout en étant moins fragile que les déversoirs triangulaires est mieux adapté aux mesures en eaux chargées, car moins sujet à l'engrèvement.

#### 5.4. DILUTION CHIMIQUE

Le principe de base consiste à apprécier le facteur de dilution d'un traceur injecté en amont dans le cours d'eau, à une distance suffisante pour que sa concentration soit homogénéisée au point de prélèvement.

La méthode de dilution chimique est applicable dans les rivières à écoulement turbulent où un mélange rapide et homogène peut-être obtenu. La méthode est pratiquée dans les régions de montagne pour les faibles et moyens débits. Il ne doit pas se produire de perte de traceur ou d'eau entre les points d'injection et d'échantillonnage.

Deux méthodes d'injection sont utilisées la méthode à débit constant et la méthode par intégration ou par injection instantanée. Le bichromate de sodium est la substance la plus couramment utilisée.

#### 5.4.1. LA MÉTHODE À DÉBIT CONSTANT

Le traceur est injecté sous une concentration  $C$  à un débit  $q$ , pendant un temps suffisamment long pour que les prélèvements effectués à une distance suffisamment importante à l'aval atteignent un palier de concentration  $c$ .

Le débit de la rivière est alors exprimé par  $Q = q \cdot C/c$ .

#### 5.4.2. LA MÉTHODE PAR INTÉGRATION

Un volume  $V$  d'une solution traceur, de concentration  $C$ , est injecté globalement dans l'écoulement. La section de prélèvement est située suffisamment à l'aval pour que le mélange soit correctement réalisé.

On mesure la concentration des prélèvements effectués en un point quelconque de la rivière pendant toute la durée du passage du nuage salin.

Si  $T_p$  est le temps de passage du traceur,  $c$  la concentration moyenne du nuage salin, et  $M$  la masse de produit injecté on a:

$$M = V \cdot C = Q \cdot c \cdot T_p.$$

Ainsi, la formule donnant le débit s'écrit:  $Q = (V \cdot C)/(c \cdot T_p)$ .

#### 5.5. MÉTHODE ÉLECTROMAGNÉTIQUE

Cette méthode est basée sur le principe de FARADAY sur l'induction électromagnétique: tout conducteur en mouvement dans un champ magnétique est traversé par un courant électrique. Le sens du courant induit dépend du sens de déplacement du conducteur et son intensité est proportionnelle à la vitesse de déplacement et à l'intensité du flux magnétique.

En appliquant ce principe à un bief hydrométrique, la loi de FARADAY s'écrit:

$$U = E / HI'$$

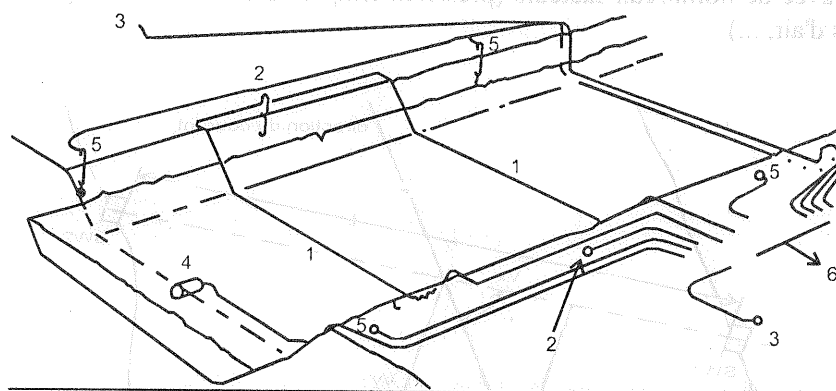
avec:

- $U$  - vitesse moyenne d'écoulement dans la section (en m/s);
- $E$  - énergie induite (en volts);
- $H$  - intensité du champ magnétique (en Teslas);
- $I$  - largeur ou distance entre les électrodes (en m).

Ce sont les hydrologues anglais M.J. GREEN et R.W. HERSHY qui en 1974 ont eu l'idée d'appliquer le principe de FARADAY aux écoulements très lents et aux biefs envahis par la végétation dans lesquels les méthodes classiques sont inutilisables.

Une dizaine de stations sont aujourd'hui équipées en Grande Bretagne. La figure 5.11 montre le dispositif: une bobine d'induction est placée sous l'écoulement pour renforcer le champ magnétique et deux électrodes, une sur chaque rive, mesurent la différence de potentiel. Ce système permet un suivi en continu de la vitesse d'écoulement.

Cette méthode est peu utilisée essentiellement en raison des travaux qu'elle implique et de la précision relativement médiocre (10%). Son plus grand intérêt est d'avoir entraîné l'apparition sur le marché de moulinets électromagnétiques, précis, sensibles, robustes et indicateurs du sens de l'écoulement (modèle SENSE fabriqué par la firme anglaise AQUA DATA SYSTEM, coût de l'ordre de 30 000 F).



Légende:

- 1. bobine d'induction (solénoïde);
- 2. voltmètres (mesure du courant induit);
- 3. sondes pour la mesure de la résistivité du sol;
- 4. conductivimètre (résistivité de l'eau);
- 5. sondes électriques antibruit;
- 6. câble principal vers les enregistreurs.

**Fig. 5.11.** Équipement d'un bief pour des jaugeages par la méthode électromagnétique (tiré de *HYDROMETRY* par Hersby).



## 5.6. ULTRASONS

Le principe est basé sur la modification apportée à la vitesse de propagation de l'onde ultrasonore (fréquence  $> 15$  kHz) par le courant. Pour cela, on envoie avec un transducteur des impulsions acoustiques dans une direction oblique par rapport à l'écoulement de vitesse  $V$  (fig. 5.12).

Les transducteurs SW1 et SW2 sont placés de chaque côté de la rivière, à une distance  $L$  l'un de l'autre, à une même profondeur et de telle manière que la ligne qui les joint fasse un angle  $\alpha$  de  $30^\circ$  à  $60^\circ$  avec la direction du courant.

La méthode la plus utilisée pour les rivières est celle de la mesure du temps de parcours. Elle s'exprime par les formules suivantes:

- dans le sens  $SW_1 \Rightarrow SW_2$  :  $t_1 = L / (C - V_x)$ ;
- dans le sens  $SW_2 \Rightarrow SW_1$  :  $t_2 = L / (C + V_x)$ ;
- avec:  $C$  = vitesse de propagation du son dans l'eau;  
 $V_x$  = composante transversale de la vitesse de l'eau =  $V \cos \alpha$  ;

soit en éliminant  $C$  entre les deux équations:

$$V = \frac{L}{2 \cos \alpha} \left\{ \frac{1}{t_2} - \frac{1}{t_1} \right\}.$$

Il n'est donc pas nécessaire de connaître la valeur de  $C$  qui, rappelons-le, varie avec de nombreux facteurs (pression, température, salinité, charge solide, bulles d'air, ...).

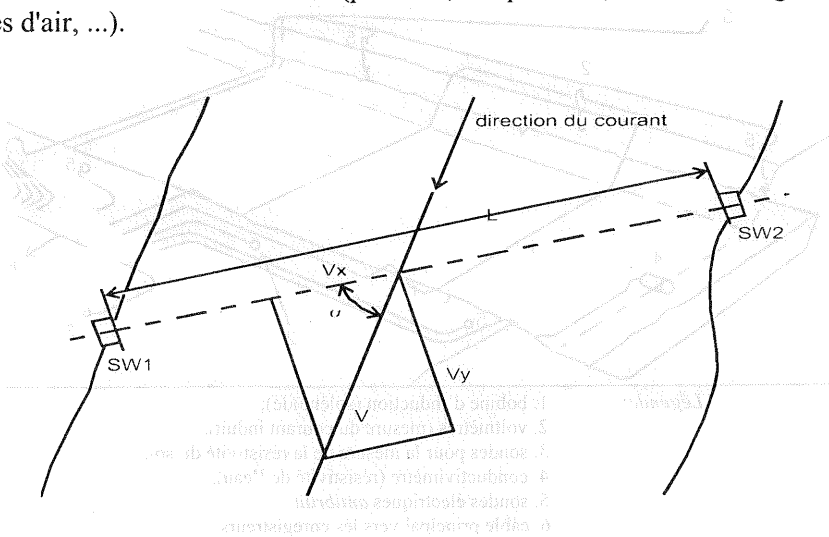


Fig. 5.12. Courantomètre à ultrasons - Principe.

$L$  et  $\alpha$  sont connus. La mesure ne porte donc que sur  $t_1$  et  $t_2$ . La vitesse  $V$  mesurée est la vitesse moyenne *en ligne*. On peut la mesurer à plusieurs profondeurs différentes, mais dans tout les cas il faut déterminer par des jaugeages complets le coefficient de correction  $K_v$  pour obtenir  $U$ .

● **Matériel utilisé.** L'équipement se compose de quatre éléments reliés entre eux:

- deux oscillateurs émettent et reçoivent alternativement une onde sonore de fréquence définie (de l'ordre de 200 kHz pour des sections d'une centaine de mètres de largeur); ces transducteurs sont soit fixés à une profondeur donnée, soit mobiles sur des glissières et positionnés de manière automatique à  $0,6 P_m$  (60% de la profondeur moyenne) ou à toute autre profondeur choisie;
- un limnimètre à ultrasons (ou à pression) pour la détermination exacte du niveau de l'eau;
- un système électronique comprenant la centrale de calcul des vitesses, le calculateur de la hauteur limnimétrique et un ordinateur pour le calcul automatique du débit; en général on y ajoute aussi des enregistreurs graphiques de sécurité.

Ces matériels sont disponibles sur le marché (Sociétés ATLAS KRUPP en Allemagne, ULTRA FLUX en France).

● **Limites et précision de la méthode.** La méthode est applicable dans une très large gamme de vitesses mais elle est surtout utilisée pour les sections à très faibles vitesses d'écoulement, par exemple en étiage (cas de la Seine à Paris). Elle est utilisable aussi dans les biefs où le sens du courant s'inverse (inversion du signe de la différence  $t_1 - t_2$ ).

Par contre, elle n'est pas utilisable dans les zones où la propagation des ondes est perturbée (végétation, ondes parasites,...). Il faut disposer d'une source d'énergie à proximité de la section et le bief de mesurage doit être rectiligne et à écoulement pseudo-uniforme.

## 5.7. JAUGEAGES AU MOULINET

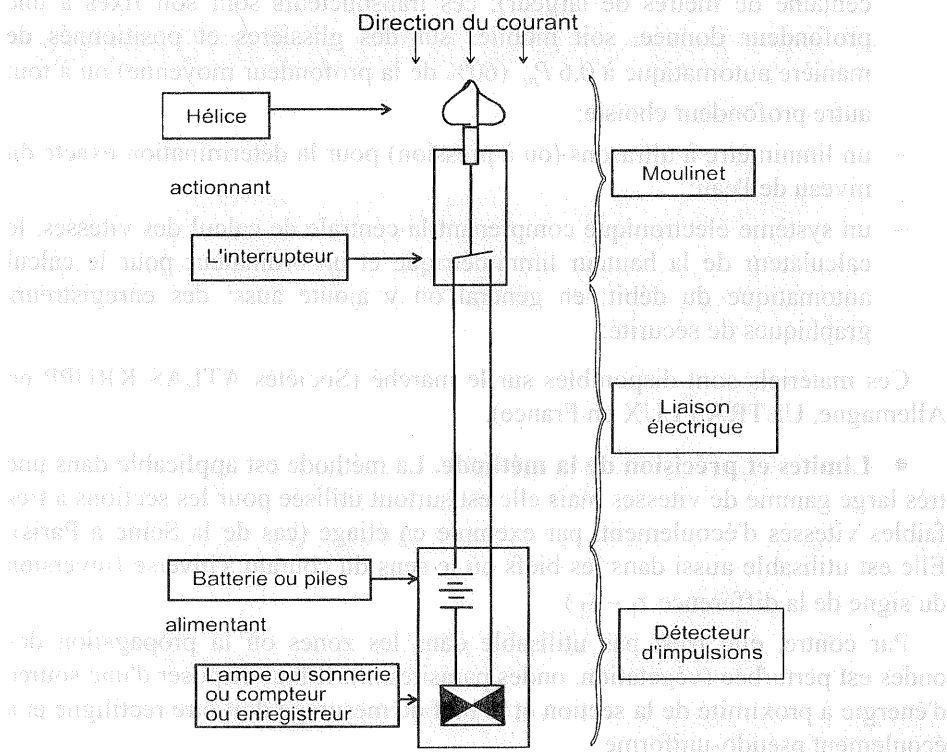
### 5.7.1. LES DISPOSITIFS UTILISES POUR LA MESURE DES VITESSES

Nous ne traiterons ici que des dispositifs de mesure directe de la vitesse à l'aide des moulinets. Les appareils de mesure indirecte: tube de Pitot, sondes à fil chaud, pendule hydraulique,... sont soit obsolètes, soit réservés aux mesures en laboratoire et sortent donc du cadre de ce cours.

### 5.7.1.1. Détection de la vitesse.

• **Les moulinets hydrométriques.** Le moulinet hydrométrique est un appareil muni d'un rotor dont la vitesse de rotation est fonction de la vitesse locale du fluide dans lequel il est immergé.

Il existe deux types de moulinets : à coupelle ou à axe vertical et à hélice ou à axe horizontal. Nous ne parlerons que du deuxième type qui est, actuellement, l'appareil le plus utilisé dans le monde. La figure 5.13 présente le schéma de fonctionnement du moulinet à axe horizontal et signalisation électrique.



**Fig. 5.13.** Schéma de fonctionnement d'un moulinet à axe horizontal  
(tiré de G. JACCON).

• **Les hélices.** Une hélice est caractérisée par son diamètre et son pas. Les diamètres les plus courants sont 125 et 100 mm, on peut descendre à 30 mm pour les hélices de micro-moulinets. On distingue le pas nominal, caractéristique donnée par le constructeur et le pas réel, déterminé par étalonnage après usinage de l'hélice.

Les pas nominaux usuels sont : 0,05 ; 0,10 ; 0,125 ; 0,250 ; 0,500 ; 1,00 mètre.

Le choix du pas de l'hélice pour exécuter une mesure sera déterminé en fonction de la vitesse du courant. Pour une vitesse moyenne d'écoulement donnée, on préférera une hélice à pas faible, qui aura donc une plus grande sensibilité, mais qui générera un grand nombre d'impulsions sur le compteur. Ceci n'est plus, actuellement, un inconvénient avec les compteurs d'impulsions électroniques, et la même hélice couvre une gamme plus étendue de vitesses.

(1) *Les hélices normales.* Ces hélices mesurent correctement la vitesse d'écoulement des filets liquides tant que leur trajectoire reste parallèle à l'axe du moulinet ou dans un angle  $< 5^\circ$  à celui-ci.

(2) *Les hélices auto-composantes.* Dans le cas d'écoulements obliques par rapport à la section de mesure, il s'agit de détecter non les valeurs absolues des vitesses locales  $v$ , mais les valeurs de leurs composantes  $v_0$  dans la direction perpendiculaire à la section.

$$v_0 = v \cdot \cos \alpha,$$

$\alpha$  étant l'angle que fait le vecteur vitesse  $v$  avec la perpendiculaire à la section de mesure. C'est la loi des cosinus.

La société OTT a été la première à mettre au point des hélices (types A et R) dont les caractéristiques suivent la loi des cosinus dans des limites plus étendues que les hélices à arêtes biaises de construction normale (fig. 5.14).

Les angles d'incidence maximaux sont de:

- $5^\circ$  avec l'hélice normale;
- 15 à  $25^\circ$  avec l'hélice R;
- $45^\circ$  avec l'hélice A.

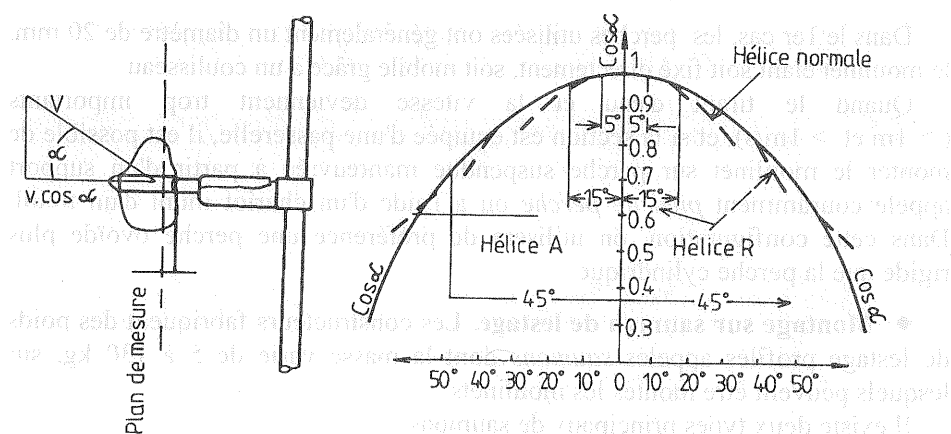


Fig. 5.14. Limites d'utilisation des différentes hélices (d'après OTT).

L'angle d'incidence ou l'angle de la direction du vecteur vitesse avec l'axe du moulinet doit rester dans certaines limites qui sont préconisées par le constructeur.

Le matériel dans son ensemble et les moulinets en particulier sont des instruments de précision. Ils doivent donc être manipulés avec soins aussi bien au cours du transport que lors des mesures. Un matériel en bon état est le gage de résultats corrects, si bien sûr les mesures sont effectuées dans de bonnes conditions. Ceci implique également qu'avant chaque tournée de mesures, soient vérifiés l'état des batteries des compteurs d'impulsions, l'état des câbles (électroporteur et d'abscisses), le graissage des treuils, que l'huile du moulinet (s'il en contient) soit changée etc.

**5.7.1.2. Les supports de moulinet.** Le moulinet, son hélice et le compteur d'impulsions constituent la base de l'équipement de jaugeage. Pour placer le moulinet dans l'écoulement, au point désiré, on utilise un support dont le choix, parmi les nombreux modèles existants, dépend des caractéristiques de la section et de l'écoulement (dimensions de la rivière, présence de pont, valeur des vitesses, et du tirant d'eau à mesurer etc.).

En fonction de ces conditions, l'hydrométriste aura le choix entre le montage du moulinet sur perche (montage rigide) et le montage sur saumon de lestage (montage souple).

• **Montage sur perche.** Monté sur perche, le moulinet est manœuvré de deux manières:

- directement par l'opérateur placé dans l'écoulement (jaugeage à gué), la perche reposant sur le fond du lit du cours d'eau;
- à partir d'une passerelle, la perche étant suspendue à un support permettant les déplacements verticaux.

Dans le 1er cas, les perches utilisées ont généralement un diamètre de 20 mm, le moulinet étant soit fixé directement, soit mobile grâce à un coulisseau.

Quand le tirant d'eau et la vitesse deviennent trop importants ( $> 1\text{ m}$  et  $> 1\text{ m/s}$ ), et si la section est équipée d'une passerelle, il est possible de monter le moulinet sur perche suspendue manœuvrée à partir d'un support appelé couramment *pied de perche* ou à l'aide d'un chariot muni d'un treuil. Dans cette configuration, on utilisera de préférence une perche ovoïde plus rigide que la perche cylindrique.

• **Montage sur saumon de lestage.** Les constructeurs fabriquent des poids de lestage profilés appelés *saumons* dont la masse varie de 5 à 130 kg, sur lesquels peuvent être montés les moulinets.

Il existe deux types principaux de saumons:

1. avec le moulinet monté en bout, le saumon est équipé d'une dérive qui lui permet de rester dans l'axe du courant;

2. avec le moulinet fixé au dessus du saumon, sur une biellette articulée.

Les saumons de l'un et l'autre type sont généralement équipés d'un dispositif détecteur de fond.

Selon le type de saumon utilisé, le moulinet se trouve placé plus ou moins haut par rapport à la semelle du détecteur de fond. Il importe de connaître avec précision cette distance appelée *constante du saumon*, pour corriger les profondeurs en conséquence.

**5.7.1.3. Déplacements du support de moulinet.** Ces déplacements se font selon l'axe vertical (profondeurs) et l'axe horizontal (distances).

- **Déplacements verticaux.** Sur l'axe vertical, le moulinet sera déplacé soit à la main par l'opérateur (cas du jaugeage à la perche), soit par l'intermédiaire d'un treuil pour les jaugeages au saumon.

Il existe trois catégories de treuils: simples, doubles et spéciaux. Les premiers sont utilisés pour montage sur porte-à-faux, cyclopotence ou éventuellement sur perche; les seconds uniquement pour la manœuvre des stations téléphériques; les treuils spéciaux actionnant certains types particuliers de cyclopotences.

Les différents constructeurs ont prévu pour chaque type de treuil des ralentisseurs de descente qui permettent l'exécution de jaugeages par intégration.

- **Déplacements horizontaux.** Il faut distinguer différents cas, selon la configuration du site de mesure. Hormis le cas simple du jaugeage à gué, où l'opérateur déplacera la perche à la main le long de la section, repérant les positions des verticales sur un décimètre tendu en travers, les mesures se feront soit à partir d'un pont (s'il existe et que sa géométrie permet des mesures dans de bonnes conditions), soit à partir d'une embarcation ou encore par l'intermédiaire d'une trille téléphérique ou transporteur aérien.

(1) *Mesures à partir d'un pont.* Le dispositif de mesure est déplacé avec un porte-à-faux monté sur chariot, sur véhicule spécialement équipé, ou avec une cyclopotence. Cette dernière sera soit à commande manuelle, soit électrifiée.

La lecture des distances sera faite sur un double décimètre tendu sur le pont, ou sur des positions repères prédéfinies (en particulier dans le cas des jaugeages en continu).

(2) *Mesures à partir d'une embarcation.* Dans le cas où un pont ne se trouve pas à proximité immédiate de la station de mesure, ou que son architecture ne permet pas la réalisation de jaugeages dans des conditions satisfaisantes, on utilisera un bateau pour les mesures en écoulement à vitesses faibles à moyennes, une trille téléphérique pour les écoulements plus violents.

Pour les jaugeages en rivières classiques, l'embarcation idéale est certainement le ZODIAC Mark II équipé avec un porte-à-faux léger sur lequel est monté le treuil de manœuvre du saumon (généralement 25 kg). La fixation du bateau au câble définissant la section est réalisée à l'aide d'un chariot largable muni d'un compteur pour la mesure de la largeur et le repérage des verticales.

Les mesures de débits sur les grands fleuves (Amazone, Congo, Niger, ...), avec des profondeurs importantes et des vitesses d'écoulement élevées, requièrent des embarcations de grandes dimensions. L'immobilisation du bateau dans la section se fait par ancrage, le repérage des positions par rapport à la berge à l'aide d'un cercle hydrographique, d'un télémètre, de théodolites, ..

(3) *Mesures à partir de stations téléphériques.* Lorsque les vitesses à mesurer dépassent 3 m/s, ou que la section de mesure est située en amont de chutes ou rapides dangereux, le seul matériel utilisable est la station téléphérique.

Les éléments constitutifs d'une station téléphérique sont les suivants:

- le treuil double;
- les câbles porteur et tracteur;
- le câble électroporteur;
- les ancrages et supports de câbles et de treuils;
- l'abri.

Le principe de fonctionnement de ces stations est le suivant: le câble porteur de grosse section, supporte l'équipement de mesure par l'intermédiaire d'un chariot se déplaçant sur le câble. Ce chariot est manœuvré depuis la berge par un câble tracteur actionné par un treuil double avec lequel il est possible de déplacer également le saumon suivant les verticales choisies. Des compteurs donnent les abscisses et les ordonnées du moulinet. Les treuils sont soit manuels soit électriques.

Pour les rivières de grande largeur, ces installations seront fixées de manière permanente. S'agissant d'équipements lourds, donc onéreux, le choix du site et l'installation seront faits avec le plus grand soin. Pour les rivières de moindre importance (largeur < 50 m), il existe actuellement des stations téléphériques légères, facilement transportables, qui peuvent être installées sur le site rapidement. Les coûts seront ainsi largement minorés, un seul équipement pouvant être utilisé sur différentes stations de mesure

## 5.7.2. THÉORIE DE LA MESURE

La formulation du débit est:

$$Q \text{ (m}^3\text{/s)} = L \text{ (m)} \cdot Hm \text{ (m)} \cdot U \text{ (m/s)}.$$

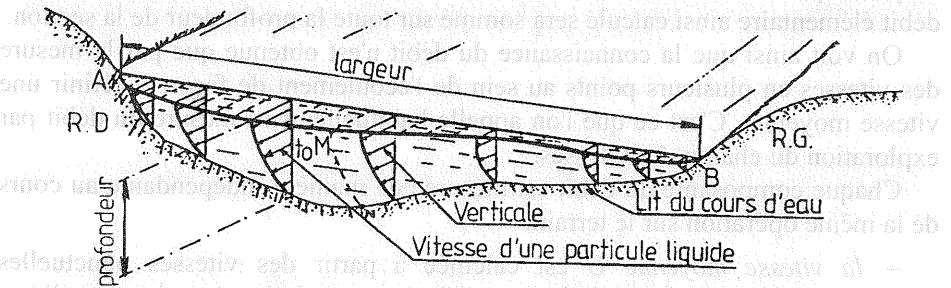
Que l'on peut aussi écrire:

$$Q \text{ (m}^3\text{/s)} = S \text{ (m}^2\text{)} \cdot U \text{ (m/s)}.$$

$L$  est la largeur de la section,  $H$  est la profondeur moyenne,  $U$  la vitesse moyenne,  $S$  est la surface de la section mouillée.

Cette formule implique que la vitesse  $U$  soit constante en tout point de la section. Or, cette condition n'est jamais satisfaite en écoulement fluvial. La vitesse varie d'un point à un autre par suite de la forme du lit à l'amont et à l'aval de la section de mesure, de la rugosité des berges, de la végétation, des irrégularités du fond etc., et en un même point, elle fluctue en grandeur et en direction dans le temps.

Une représentation du débit est donnée par la figure 5.15:



**Fig. 5.15.** Représentation du débit (tiré de M. ROCHE).

Le débit est égal au volume d'eau contenu dans le trièdre curviligne limité par la droite AB et les courbes AMB (enveloppe des vecteurs vitesses des particules fluides en surface) et ANB (section du lit de la rivière dans le plan vertical passant par la droite AB). La surface gauche limitée par les courbes AMB et ANB est le lieu géométrique à l'instant  $t_0 + 1$  seconde des particules d'eau ayant quitté le plan vertical ANB à l'instant  $t_0$ ; c'est donc, en définitive, l'enveloppe des vecteurs vitesses de toutes les particules liquides de la section en travers.

Si  $S$  est l'aire de la section de mesure et  $U$  la vitesse supposée constante à travers un petit élément:  $dS = dp \cdot dl$  (avec  $dp$  élément de la profondeur et  $dl$  élément de la largeur), le débit  $dQ$  traversant cet élément de section sera donné par:

$$dQ = U dS \quad (1)$$

et le débit total s'exprimera:

$$Q = \iint_S U \cdot dS = \iint_S U \cdot dp \cdot dl, \quad (2)$$

qui peut également s'écrire:



$$Q = \int_P^L U \cdot dp \int_L^L dl = \int_L^L U \cdot dl \int_P^P dp, \quad (3)$$

$P$  et  $L$  étant respectivement la profondeur et la largeur de la section à travers laquelle s'écoule le débit  $Q$ .

La formulation (2) indique qu'il faut définir une vitesse moyenne sur toute la profondeur et obtenir ainsi un débit élémentaire appelé aussi débit unitaire ou produit unitaire (souvent désigné par le symbole PU), suivant une verticale qui sera sommée ensuite sur toute la largeur. La formule (3) montre que la vitesse moyenne peut être définie suivant une horizontale sur toute la largeur, puis le débit élémentaire ainsi calculé sera sommé sur toute la profondeur de la section.

On voit ainsi que la connaissance du débit n'est obtenue que par la mesure des vitesses en plusieurs points au sein de l'écoulement de façon à définir une vitesse moyenne. C'est ce que l'on appelle habituellement: mesure du débit par exploration du champ des vitesses.

Chaque composante du débit est mesurée de manière indépendante au cours de la même opération sur le terrain:

- la vitesse moyenne  $U$  est calculée à partir des vitesses ponctuelles mesurées avec des capteurs, qui sont généralement des moulinets hydrométriques ou des flotteurs lestés;
- la largeur et les distances horizontales mesurées sur un câble tendu transversalement ou par des méthodes topographiques;
- les profondeurs mesurées avec perches graduées, des saumons de lestage ou avec des écho-sondeurs à ultrasons.

**5.7.2.1. Méthode point par point.** Les vitesses ponctuelles  $V$  sont mesurées en différents points de la section transversale, en général sur des verticales choisies à l'avance et à des profondeurs fixées. Il existe de très nombreuses écoles et règles pour le choix des verticales et des points de mesure (nombre et répartition).

La vitesse moyenne se calcule par:

$$U = \frac{1}{S} \iint V \cdot dS. \quad (1)$$

Cette double intégration est faite en deux étapes:

- soit en commençant par les verticales pour calculer les vitesses moyennes par verticales  $V_j$  (avec  $P_j$ : profondeur totale de la verticale) que l'on intègre ensuite sur toute la largeur  $L$  de la section; c'est la méthode dite des *paraboles de vitesses* qui s'écrit:

$$V = \frac{1}{P_j} \int_0^{P_j} V_j . dP \quad \text{et} \quad U = \frac{1}{L} \int_0^L V_j dL ;$$

- soit en commençant par le calcul des aires de section mouillée  $S_i$  s'écoulant à une vitesse supérieure ou égale à une valeur donnée puis en intégrant ces aires suivant le vecteur de vitesse maximale; c'est la méthode dite des *isotaches* qui s'écrit:

$$S_i = \int_0^L p . dL \quad \text{et} \quad U = \frac{1}{S} \int_0^{V_{\max}} S_i . dv .$$

En pratique, l'intégration est faite graphiquement ou arithmétiquement (pour la méthode des paraboles uniquement).

**5.7.2.2. Méthode par intégration.** Le jaugeage par intégration se pratique en déplaçant le moulinet à vitesse constante le long de chaque verticale. L'intégration peut s'effectuer de bas en haut ou de haut en bas selon le type d'équipement dont on dispose.

Le déplacement du moulinet à vitesse très lente (de l'ordre de 1/100 de la vitesse d'écoulement) et constante le long de la verticale, donne directement la vitesse moyenne sur cette verticale.

Soit un moulinet dont la formule de tarage est:  $u = a \frac{n}{t} + b$  (1)

Dans laquelle  $u$  est la vitesse du courant et  $n$  le nombre de tours d'hélice enregistré pendant le temps  $t$ .

Soit  $P$  la profondeur totale et  $v$  la vitesse de déplacement du moulinet, supposée constante. Sur un élément  $dp$  de la profondeur  $P$ , on a une vitesse du courant  $u$  qui peut être considérée constante. Le moulinet mettra un temps  $dt = \frac{dp}{v}$  pour parcourir l'élément  $dp$  ( $v$  est, en général, suffisamment petit par rapport à  $u$  pour que son influence sur  $u$  soit négligeable).

Pendant le déplacement le long de l'élément  $dp$ , on comptera un nombre de tours d'hélice  $dn$  qui répondra à la relation:

$$u = a \frac{dn}{dt} + b \Leftrightarrow u = a \frac{v dn}{dp} + b \quad (\text{car: } dt = \frac{dp}{v}),$$

d'où:  $dn = \frac{u - b}{va} dp$ .

Si  $N$  est le nombre total de tours enregistrés sur la profondeur  $P$ , en un temps  $T = P/v$ , on a:

$$N = \int_0^P \frac{u-b}{va} dp.$$

La vitesse  $U$  correspondante, calculée par la formule (1) sera:

$$U = a \frac{N}{T} + b = \int_0^P \frac{au}{vaT} dp - \frac{ba}{vaT} \int_0^P dp + b,$$

or:  $vaT = P$  et:  $\int_0^P dp = P$ , d'où:  $U = \frac{1}{P} P \int_0^P u dp.$

Ce qui est l'expression de la vitesse moyenne le long de la verticale.

Le jaugeage par intégration, donnant donc directement la vitesse moyenne sur la verticale, permet la réalisation de mesures plus rapides et plus complètes.

**5.7.2.3. Exploration incomplète de la profondeur.** Cette façon de travailler peut être soit systématique, c'est le cas des méthodes américaines avec mesure en un ou deux points prédéfinis sur chaque verticale, soit occasionnelle lors de crues exceptionnelles avec transports importants de corps flottants.

● **Méthodes américaines.** Ces méthodes, que l'on pourrait également appeler *jaugeages simplifiés point par point*, sont très utilisées aux Etats-Unis et donnent une bonne approximation de la vitesse moyenne par mesure du courant en deux points (2/10 et 8/10 de la profondeur:  $V_m \approx \frac{V_{0,2} + V_{0,8}}{2}$ ) ou en un point (6/10 de la profondeur:  $V_m \approx V_{0,6}$ ).

Le choix de ces points de mesure a été fait après examen de très nombreux jaugeages sur les fleuves d'Amérique, qui ont montré que les vitesses à ces profondeurs sont voisines de la vitesse moyenne.

● **Mesures incomplètes occasionnelles.** Ceci peut se produire au cours d'un jaugeage complet lors de grandes crues. Sur quelques verticales, situées dans la zone de courant maximal, qui est de plus, celle où les charriages en surface sont les plus importants, il peut arriver qu'il ne soit pas possible d'explorer toute la profondeur du fait des risques de détérioration ou de perte de matériel. Dans ce cas, ne seront réalisées, en prenant toutes les précautions voulues, que quelques mesures au voisinage de la surface, ou même, le plus souvent qu'une seule mesure en surface.

L'estimation de la vitesse moyenne sera faite par comparaison avec les mesures complètes déjà réalisées sur ces verticales et les mesures partielles obtenues lors de la/ou des crues exceptionnelles.

• **Mesures superficielles.** Par très forte crue, les vitesses d'écoulement atteignent des valeurs telles (4 à 5 m/s, voire plus), qu'il devient impossible de faire avec un moulinet hygrométrique, un jaugeage complet par exploration du champ des vitesses.

Dans ces cas extrêmes, l'estimation du débit est encore possible à partir de mesures superficielles:

- soit avec un moulinet, si son immersion ne présente pas trop de risques,
- soit à l'aide de flotteurs naturels (corps flottants, arbres...), ou artificiels (bouteilles lestées...).

On obtient ainsi un certain nombre de points de mesures, répartis sur toute (ou partie de) la largeur de la section, à l'aide desquels il est possible de définir la vitesse moyenne de surface  $V_{ms}$ . La section de mesure étant connue à partir de jaugeages complets réalisés à des cotes inférieures ou à partir du profil en travers, le débit s'obtient directement:

$$Q(m^3/s) = K \cdot V_{ms}(m/s) \cdot S(m^2),$$

$K$  étant le coefficient de correction à appliquer à  $V_{ms}$  pour avoir la vitesse moyenne dans toute la section:  $K = U/V_{ms}$ . Ce coefficient se déduit des jaugeages complets pour lesquels  $U$  (vitesse moyenne =  $Q/S$ ) et  $V_{ms}$  sont connus.

S'il n'y a pas eu de jaugeages à la station ni aucune indication sur la variation de  $K$  dans la section que l'on étudie, on pourra prendre les valeurs suivantes:

Vitesses fortes, profondeur supérieure à 4 m	1,00
Vitesses moyennes en rivières de montagne	1,05
Grands fleuves	0,95
Pentes moyennes, rivières moyennes	0,90 à 0,95
Faibles pentes, rivières moyennes	0,85
Vitesses très faibles	0,80

Réalisés dans de bonnes conditions, les jaugeages aux flotteurs donnent de bons résultats et ils doivent être utilisés chaque fois que les méthodes classiques ne peuvent pas être mises en œuvre.

### 5.7.3. LES DIFFÉRENTS MODES OPÉRATOIRES

#### 5.7.3.1. Choix du mode opératoire. Ce choix dépend:

- de l'équipement de la station;
- de la largeur de la rivière;
- de la vitesse du courant;
- de la profondeur;
- dans tous les cas, de la vitesses de variation du plan d'eau.

Deux cas peuvent être distingués: rivière avec variation lente du plan d'eau où l'on appliquera la méthode classique de jaugeage, et rivière avec variations rapides et violentes: jaugeage en continu ou la méthode des verticales indépendantes, ou jaugeage par dilution si l'écoulement est très turbulent et n'autorise pas l'usage du moulinet.

Ces méthodes sont et resteront encore longtemps les plus usitées en France. L'apparition très récente de matériels tels que l'Acoustic Doppler Current Profilers (ADCP) vont probablement améliorer considérablement la réalisation des mesures, en particulier en crue, si toutefois les conditions de navigation ne sont pas trop défavorables.

Rappelons quelques règles qui doivent être toujours présentes à l'esprit de l'hydrométriste:

- pour les mesures de débits en eau claire avec des tirants d'eau faibles, on utilisera de préférence le micro moulinet monté sur perche;
- il est toujours préférable, quand c'est possible, de jauger avec une perche qui permet des repérages plus précis des positions du moulinet;
- il est déconseillé de monter une perche sur un bateau;
- s'il n'existe pas de pont, on utilisera jusqu'à la limite de ses possibilités, le moulinet fixé à un lest et manœuvré à partir d'un bateau. Cette méthode permet d'avoir des tirants d'air très faibles, et également d'exploiter la meilleure section existante;
- quand le bateau n'est pas utilisable, on jaugera à la cyclopotence à partir d'un pont s'il existe, ou à partir d'une station téléphérique;
- en crue, sur rivière présentant un transport solide important, il vaut mieux perdre une partie de l'information en plaçant le moulinet assez haut au-dessus du saumon plutôt que de voir le moulinet détérioré par les sables et graviers en suspension;
- ne pas oublier enfin que la qualité d'un jaugeage dépend le plus souvent du soin avec lequel le matériel est entretenu.

• **Corrections sur la profondeur.** Des erreurs sur la mesure des profondeurs sont introduites lors de jaugeages effectués par fortes vitesses du fait de la dérive du saumon sous la poussée du courant.

La méthode la plus rapide et la plus précise, est la correction des profondeurs lues sur le compteur à partir du levé topographique (profil en travers), pour les différentes cotes du plan d'eau. On aura ainsi directement la section mouillée si le

fond du lit est stable, si ce n'est pas le cas, un profil en travers avant et après la crue aideront à la reconstituer. Une autre méthode couramment utilisée est la correction à partir de l'angle  $\alpha$  de dérive du câble avec la verticale.

Pour la partie de câble exondée, la correction à apporter est:

$$LM = PA (1/\cos \alpha - 1) = d (1/\cos \alpha - 1)$$

et pour la partie de câble immergée, la profondeur réelle de la rivière  $p$  est égale à:

$$p = y - d (1/\cos \alpha - 1) (1 - K),$$

$K$  varie avec  $\alpha$  comme l'indique le tableau 5.3:

**Tableau 5.3**

Variation du coefficient  $K$   
en fonction de l'angle d'inclinaison du câble

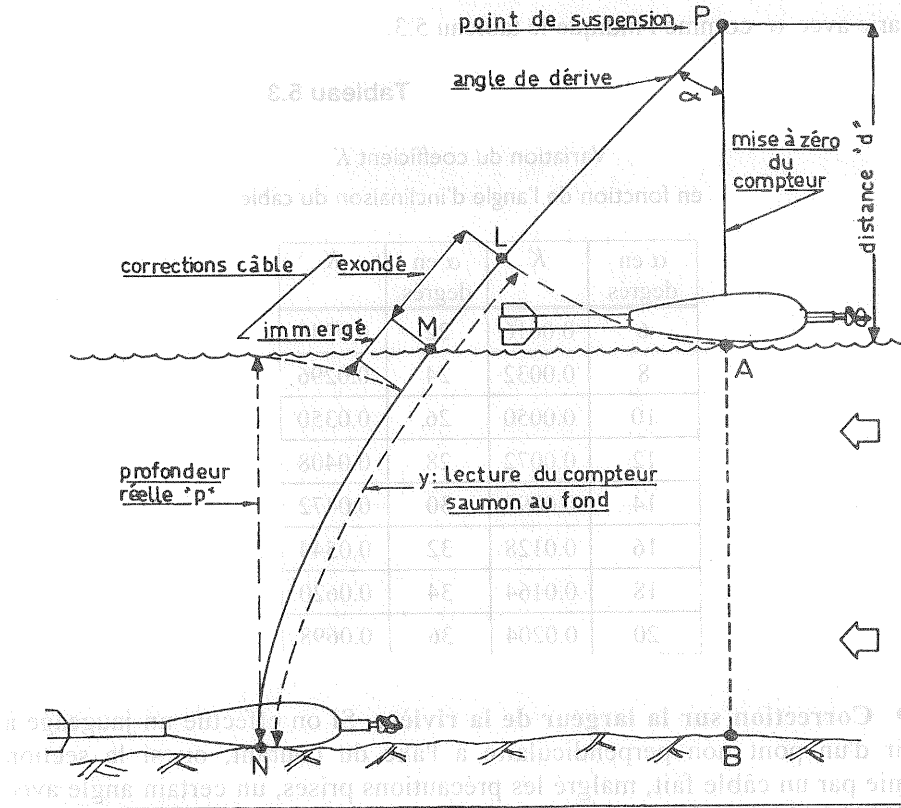
$\alpha$ en degrés	$K$	$\alpha$ en degrés	$K$
6	0.0016	22	0.0248
8	0.0032	24	0.0296
10	0.0050	26	0.0350
12	0.0072	28	0.0408
14	0.0098	30	0.0472
16	0.0128	32	0.0544
18	0.0164	34	0.0620
20	0.0204	36	0.0698

- **Correction sur la largeur de la rivière.** Si on effectue un jaugeage à partir d'un pont non perpendiculaire à l'axe du courant, ou si la section définie par un câble fait, malgré les précautions prises, un certain angle avec la direction du courant (cas de rivières larges), il faut apporter une correction en multipliant la largeur mesurée sur le pont ou le câble par le cosinus de l'angle formé par l'axe du pont (ou du câble) avec la perpendiculaire à la direction du courant.

Cette correction peut intervenir au stade final du dépouillement. Le débit réel étant égal au produit du débit obtenu à partir de la section définie sur le terrain par le cosinus de l'angle.

• **Corrections sur les vitesses.** Il peut arriver que sur certaines verticales (cas d'écoulements lents et diffus), la direction du courant ne soit pas perpendiculaire à la section. Lorsque l'on a la possibilité d'apprécier cet angle  $\beta$ , il faut corriger la vitesse par le cosinus de cet angle.

Ceci se produit uniquement dans le cas de jaugeages à la perche en utilisant une hélice non auto-composante, dans le cas de jaugeage au saumon, celui-ci se plaçant obligatoirement dans l'axe de l'écoulement il n'y a pas lieu de procéder à cette correction.



**Fig. 5.16.** Principe de la corrections sur les profondeur.

Il est possible de classer les méthodes de mesure en fonction du mode opératoire adopté pour la réalisation des jaugeages. Ce mode opératoire dépend des caractéristiques de la rivière, de l'équipement de la station hydrométrique et du matériel dont on dispose.

Nous présentons ci-après les principaux modes de mesurage, avec leurs limites d'emploi.

**5.7.3.2. Mesures à gué.** C'est la méthode la plus simple à mettre en œuvre. L'opérateur se déplace le long de la section de jaugeage et tient directement à la main le matériel: généralement moulinet monté sur perche. La position des points de mesure est repérée en ordonnée (profondeur) à l'aide des graduations portées sur la perche, et en abscisses (distances à la berge) sur un double décimètre, un câble gradué tendu en travers de la section etc.

La position de l'opérateur doit être telle que la perturbation apportée à l'écoulement soit la plus faible possible: appareil de mesure tenu face au courant le plus loin possible en amont, jambes écartées.

Cette méthode appelée en pays anglo-saxons *wading method* n'est utilisable que dans des sections de profondeur inférieure à 1 m et avec des vitesses d'écoulement faibles inférieures à 1 m/s.

**5.7.3.3. Mesures à partir d'un pont ou passerelle.** Si la section de jaugeage est située près d'un pont ou d'une passerelle, le dispositif de mesure sera déplacé à partir de ces ouvrages avec du matériel approprié: perche suspendue à un support (pied de perche par exemple), saumon de lestage monté sur porte-à-faux simple, porte-à-faux monté sur véhicule, cyclopotence manuelle ou motorisée.

La position des points de mesure est donnée en ordonnée par les graduations sur la perche ou un compteur de profondeur; en abscisses par lecture sur un décimètre ou par des graduations peintes sur le parapet du pont de manière définitive.

Avec une perche montée sur pied support on peut jauger avec des profondeurs  $< 1$  m et des vitesses  $< 1$  m/s. Ces limites sont un peu augmentées avec une perche manœuvrée par un chariot - treuil:  $P < 2$  m et  $V < 2$  m/s environ. Avec une cyclopotence, les profondeurs peuvent atteindre 10 m et les vitesses 3 m/s.

#### **5.7.3.4. Mesures à l'aide d'un bateau.**

- **Bateau et câble.** Pour des profondeurs  $> 1$  m, des vitesses d'écoulement  $< 3$  m et une largeur de rivière  $< 300$  m, le bateau est déplacé le long d'un câble tendu en travers matérialisant la section de mesure et utilisé pour repérer les abscisses (graduations ou compteur). Les profondeurs sont mesurées avec le compteur du treuil.

- **Bateau et cercle hydrologique.** Si la section de mesure est  $> 300$  m, il est très difficile et parfois dangereux de tendre un câble en travers. Dans cette situation, la position des verticales est repérée par rapport à des balises installées sur les berges et portées sur un plan obtenu par levé topographique: balises d'alignement matérialisant la section et balises d'angles pour définir les positions des verticales.



On utilise pour cette opération un cercle hydrographique, appareil dérivé du sextant permettant de mesurer des angles dans un plan horizontal. Le bateau est maintenu en position dans la section à l'aide d'une chaîne et d'une ancre. Les opérations de repérage des verticales sont simplifiées si l'on dispose d'un télémètre de précision. On peut aussi utiliser un théodolite installé sur une berge pour relever les différentes positions du bateau dans la section.

- **Mesures à partir de transporteurs aériens.** Lorsque les vitesses deviennent importantes ( $>3$  m/s) le mesurage des débits se fera à partir de transporteurs aériens, appelés aussi *stations téléphériques*. Elles comportent un ensemble de câbles et de treuils permettant le déplacement de matériel lourd de mesure sur la section de mesure. Les manoeuvres sont exécutées depuis la berge; les treuils sont équipés de compteurs de distance et de profondeur permettant de positionner le dispositif de mesure avec précision.

#### **5.7.3.5. Bateau mobile** (fig. 5.17 – 5.18).

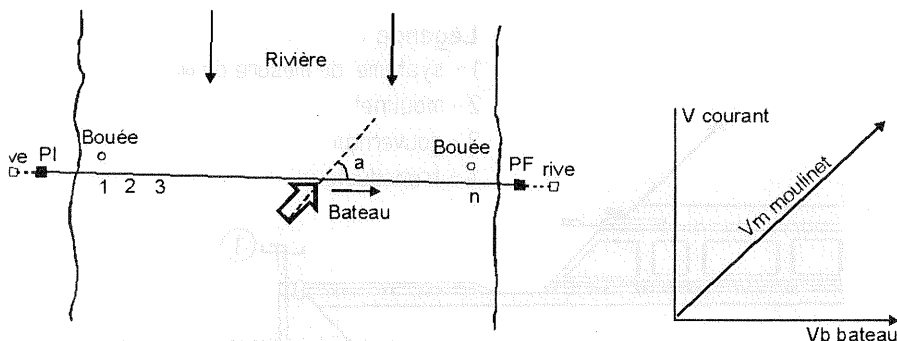
- **Principe.** Dans cette méthode, vitesses d'écoulement et distances horizontales sont mesurées avec un moulinet hydrométrique et les profondeurs avec un sondeur acoustique.

Le jaugeage consiste à effectuer plusieurs traversées successivement d'une rive à l'autre, à vitesse constante, le moulinet fixé sur une perche à l'avant du bateau étant maintenu exactement (en théorie) dans la section transversale. Pour faciliter les manoeuvres du bateau, la distance effective de mesurage est définie par deux bouées ancrées à une quinzaine de mètres à l'amont de la section et à quelques dizaines de mètres de chaque rive.

Pour maintenir le moulinet dans la section transversale, il est nécessaire que le bateau se déplace *en crabe* à une vitesse égale ou aussi proche que possible de la vitesse d'écoulement. Ce qui signifie que l'angle  $\alpha$  entre la direction du courant et la direction du bateau doit être voisin de  $45^\circ$ .

Au cours de la traversée, le moulinet et l'échosondeur fonctionnent en permanence de telle manière que la vitesse, la profondeur et l'angle  $\alpha$  soient mesurés en plusieurs verticales successives (de 40 à 60). La distance entre les verticales correspond à un nombre constant de tours d'hélice, nombre choisi à l'avance, en fonction de la largeur totale de la section.

Il est important de bien comprendre le principe de la méthode: le moulinet mesure la vitesse résultante de la composition du vecteur  $V_a$  qui correspond à l'écoulement et du vecteur  $V_b$  qui correspond à la vitesse du bateau. Si l'on choisit un nombre constant de tours d'hélice du moulinet, par exemple 200 et que cette hélice a un pas de 0,125 m, la distance parcourue est de  $0,125 \cdot 200 = 25$  m et la distance réelle parcourue par le bateau  $lb$  est  $25 \cdot \cos \alpha$  (par exemple 17,68 m si  $\alpha = 45^\circ$ ).



**Fig. 5.17.** Jaugeage par la méthode du bateau mobile.

Nous désignerons cette distance théorique par  $Lt$ . Elle n'est égale à la distance effectivement parcourue par le bateau que si  $a = 0^\circ$ , c'est à dire si le bateau suit exactement la transversale, ce qui en matière de navigation est impossible quand  $Va$  n'est pas nul.

A chaque verticale, la vitesse  $Vm$  est mesurée à une seule profondeur qui est celle du moulinet (en général 50 cm à 1 m). La vitesse de l'eau  $Va$  est égale à  $Vm \cdot \sin a$ .

On considère que l'angle  $a$  reste constant entre deux verticales (ce qui est inexact sauf si le pilote du bateau est excellent) et la distance entre chaque verticale est donc la distance parcourue par le bateau.

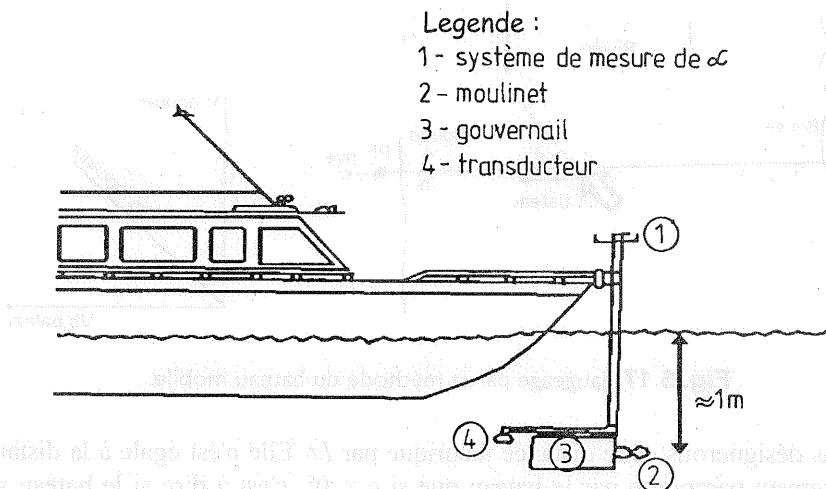
*En résumé:*

- à chaque verticale, on mesure  $VM$ ,  $a$  et  $Pt$  (profondeur totale de la verticale);
- $Va = Vm \sin a$  (vitesse ponctuelle à la profondeur d'immersion du moulinet);
- $lb = Lt \cos a$  (distance entre deux verticales);
- $D = dBl + S lb$  (distance depuis la rive,  $dBl$  étant la distance rive/bouée de départ).

Cette rapide description du principe de la méthode montre que le mesurage est complet pour la géométrie de la section transversale (section mouillée) mais que la vitesse est mesurée par points (40 à 50) sur une seule horizontale sub-superficielle. La vitesse moyenne mesurée doit donc être corrigée pour le calcul de la vitesse moyenne  $U$  et du débit.

• **Équipement.** L'équipement est composé de deux perches cylindriques emboîtées, placées exactement à la proue du bateau, d'un compteur d'impulsions et d'un sondeur acoustique.

La perche extérieure, d'un diamètre de l'ordre de 40 mm est fixe et supporte:



**Fig. 5.18.** Bateau équipé d'un matériel de jaugeage.

- à sa base le transducteur de l'échosondeur, fixé à l'extrémité d'une tige, pour que le faisceau d'ondes soit situé hors du champ magnétique du gouvernail;
- à son sommet, un cercle métallique gradué en degrés et muni de deux repères pour la visée des balises matérialisant la section transversale.

La perche intérieure est plus longue et pivote librement. Elle porte:

- dans sa partie inférieure (immergée), une palette métallique qui sert de gouvernail et un support de fixation du moulinet, diamétralement opposé au gouvernail;
- à son extrémité supérieure, un indicateur de direction du moulinet ou un compas magnétique (quand la mesure de  $\alpha$  est automatisée).

● **Validité de la méthode.** La méthode de jaugeage du bateau mobile est une méthode originale et performante, qui s'applique aux rivières assez larges (au moins 200 m) et assez profondes pour y manœuvrer facilement.

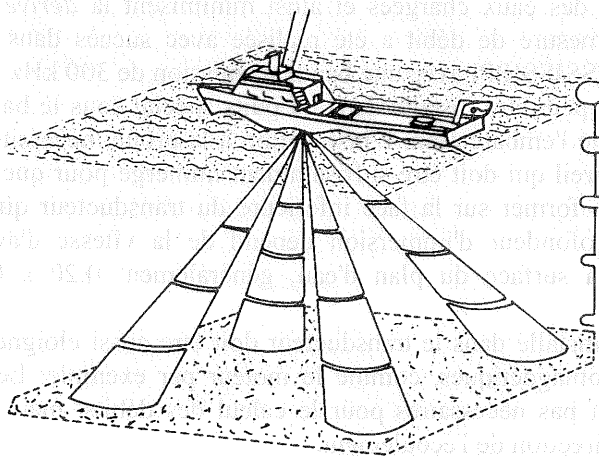
C'est une méthode très utile en crue lorsque les vitesses d'écoulement et les matériaux transportés rendent difficile ou dangereux l'ancrage d'un bateau. Il faut cependant que l'on puisse naviguer sans péril et suivre une trajectoire directe d'une rive à l'autre. Il faut aussi que la charge solide n'empêche pas le bon fonctionnement de l'écho-sondeur, encore que l'on puisse se contenter de mesurer les vitesses superficielles dans certaines situations exceptionnelles. Elle présente l'énorme avantage de n'exiger aucune installation sur les berges: on peut très bien utiliser des repères naturels pour guider la trajectoire du bateau.

Le matériel utilisé, bien que spécifique, n'est pas d'une très haute technicité, ni d'un coût excessif. Enfin, la méthode est assez simple à pratiquer. L'opérateur

le plus important est le pilote du bateau: c'est de son habilité à suivre la trajectoire et à maintenir un angle très proche de  $45^\circ$  que dépend la qualité du mesurage.

Le point faible réside dans la valeur du coefficient  $K_v$ . De toutes manières, le rapport  $U/V_{ms}$  (vitesse moyenne superficielle) est un paramètre dont la détermination est essentielle dans toute section hygrométrique. Il faut le calculer pour chaque jaugeage afin de préparer les mesurages de très hautes eaux où, le plus souvent, seuls les flotteurs naturels, ou le canot mobile sont utilisables.

**5.7.3.6. Le profileur de courant.** L'ADCP mesure la vitesse du courant, la vitesse relative par rapport au fond, la profondeur et l'intensité de l'écho. la vitesse d'écoulement est mesurée en une série de bandes d'égale profondeur, appelées *cellules de profondeur* (fig. 5.19). Une petite bande n'est pas mesurée près de la surface (correspondant à l'immersion de l'appareil, et à des *blancs* dus, semble-t-il, à la transmission des séquences d'impulsions. Une autre bande n'est pas explorée près du fond. Le profileur mesure également la vitesse de fond et la profondeur.



**Fig. 5.19.** Mesure par ADCP.

Le profileur enregistre toutes les données nécessaires au calcul des débits en une seule traversée de la rivière. Ces données comprennent: la profondeur, la vitesse du courant et les positions (abscisses) par rapport à la berge. Le système détermine les positions en abscisses à partir des mesures de vitesses de fond.

Une caractéristique spécifique du profileur, est sa capacité à mesurer la composante de la vitesse d'écoulement perpendiculaire à la trajectoire suivie pour traverser la rivière. Ceci permet au système de calculer le débit sans tenir compte de la trajectoire suivie. Des essais ont été réalisés plusieurs fois en faisant des traversées directes, des zigzag, et même des boucles au milieu de la rivière.

Des mesures de débits réalisées sur 4 fleuves des Etats-Unis et d'Europe ont montré que les résultats sont donnés avec une incertitude inférieure à 2%. La plupart des écarts constatés provenaient des variations naturelles du débit plutôt que d'erreurs de mesures.

Le profileur peut également faire des mesures de débit dans les rivières à forte charge solide en suspension. Des concentrations élevées peuvent influencer les mesures de vitesses de fond, qui pourront être légèrement surestimées, voisines des vitesses d'écoulement près du fond. Ceci est appelé: *dérive de l'eau*.

Les profileurs à large bande de fréquence sont moins sensibles à ce problème que ceux à bande étroite car ils utilisent des impulsions de transmission plus courtes. Celles-ci réduisent l'écho réfléchi par l'eau (chargée) par rapport à celui du fond.

Comme ce type d'appareil permet des cellules de profondeur plus étroites, on peut utiliser des fréquences plus basses pour les mesures en rivières peu profondes.

Ces basses fréquences augmentent également la force de l'écho de fond par rapport à celui des eaux chargées et ainsi minimisent la *dérive de l'eau*. Par exemple, une mesure de débit a été réalisée avec succès dans les eaux très chargées du MISSISSIPPI avec une bande d'émission de 300 kHz.

Le profileur peut être installé dans un puits spécial sous le bateau, à l'avant ou sur le côté de l'embarcation. L'installation à la proue, nécessite une fixation solide de l'appareil qui doit être suffisamment immergé pour que des bulles ne viennent pas se former sur la face inférieure du transducteur quand le bateau déjauge. La profondeur d'immersion dépend de la vitesse d'avancement du bateau et de la surface du plan d'eau, généralement 0,20 à 0,50 cm sont suffisants.

Le compas installé dans le transducteur doit être aussi éloigné que possible de masses ferromagnétiques, comme le moteur par exemple. Les données du compas ne sont pas nécessaires pour le calcul des débits, mais utilisées pour déterminer la direction de l'écoulement.

**5.7.3.7. Cas particulier.** Dans le cas particulier des jaugeages en crue, avec variations très rapides du niveau du plan d'eau (plusieurs dizaines de centimètres par heure), on est amené à utiliser la méthode du jaugeage en continu ou par verticales indépendantes.

Le principe de cette méthode est le suivant: s'il faut une heure pour faire un jaugeage complet (10 à 12 verticales en moyenne), il faudra, compte tenu des déplacements du matériel, 4 à 5 minutes pour explorer une verticale. La variation de la cote à l'échelle pendant la mesure sur une verticale sera très faible, de l'ordre de quelques centimètres au maximum. En réalisant pour chaque verticale une série de mesures réparties sur tout le domaine de variation du plan d'eau, il sera possible de tracer une courbe d'étalonnage représentant la

relation entre les hauteurs et les débits unitaires mesurés sur les différentes verticales.

A l'aide des courbes d'étalonnage par verticales ainsi obtenues, on peut ensuite définir pour chaque verticale une série de débits unitaires correspondant à des cotes à l'échelle préalablement définies. L'intégration de ces débits unitaires sur toute la largeur de la section donnera, pour les différentes cotes choisies, les débits qui permettront le tracé précis de la courbe de tarage de la station.

De ce qui précède, nous déduisons les *règles impératives* à respecter pour la mise en oeuvre de cette méthode:

- faire les mesures toujours aux mêmes verticales, quelle que soit la cote à l'échelle;
- jauger pendant toute la durée de la crue, sans interruption;
- noter l'heure et la cote à l'échelle au début et à la fin de chaque verticale.

#### 5.7.4. OPÉRATIONS DE TERRAIN ET DE BUREAU

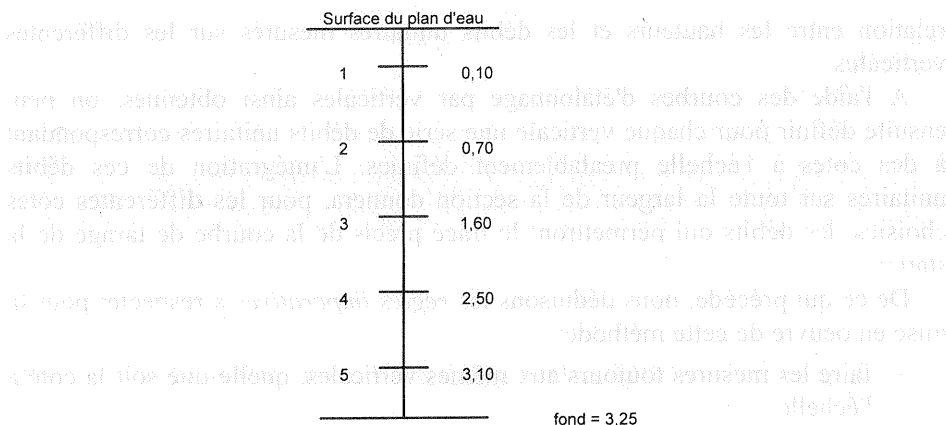
Nous dirons, en préambule à ce paragraphe, que la mesure des débits, malgré sa simplicité apparente, est une opération parfois délicate qui demande un sens constant de l'observation et un grand souci de minutie. En hydrométrie, les événements exceptionnels sont rares, difficiles à observer et une fois survenus, seules les notes et mesures faites scrupuleusement permettent de les analyser correctement. Ceci corrobore ce qu'écrivait J.A.RODIER *Les mesures de débits doivent être menées intelligemment car elles requièrent beaucoup plus de compétences, de jugement et d'imagination qu'on ne le pense.*

**5.7.4.1. Jaugeage point par point.** Dans de nombreux pays, le nombre de points de mesure sur une verticale est évalué à partir de formules empiriques qui donnent des résultats souvent très différents et aboutissent parfois à des temps de mesure très longs.

Nous adoptons en ce qui nous concerne les cas des grandes rivières les méthodes de jaugeage avec moulinet suspendu sur saumon.

Pour des profondeurs supérieures à un mètre, on prendra cinq points répartis de la façon suivante: un en surface à 0,10 m en dessous du plan d'eau, un au fond à la distance que permet le montage du moulinet (constante du saumon), et trois points répartis dans la hauteur restante au 2/10, 5/10 et 8/10 de cette hauteur.

La figure 5.20 montre la répartition des points sur la verticale.



**Fig. 5.20.** Répartition des points de mesure sur une verticale.

- profondeur totale: 3.25 m;
  - constante du saumon: 0.15 m;
  - premier point à 0.10 m de la surface;
  - cinquième point à 0.15 m du fond ou 3.10 m de la surface.
- La hauteur intermédiaire est égale à 3.00 m. Nous prenons:

$$\text{deuxième point } 0.10 + (2/10 \times 3.00) = 0.70 \text{ m}$$

$$\text{troisième point } 0.10 + (5/10 \times 3.00) = 1.60 \text{ m} \quad \left. \begin{array}{l} \text{deuxième point} \\ \text{troisième point} \\ \text{quatrième point} \end{array} \right\} \text{à partir de la surface.}$$

$$\text{quatrième point } 0.10 + (8/10 \times 3.00) = 2.50 \text{ m}$$

Tous les jaugeages seront réalisés avec une répartition des points identique.

- Pour les profondeurs comprises entre 1 m et 0.50 m: trois points, un en surface, un au fond (aussi près que possible) et un au milieu ou légèrement plus bas pour améliorer la précision du tracé en dépouillement automatique par la méthode des trapèzes.
- En dessous de 0.50 m de profondeur, prendre deux points: un en surface et un près du fond; avec un micro-moulinet on peut faire 4 à 5 points sur une profondeur de 0.50 m.

*Ne pas oublier que multiplier exagérément le nombre de points donne une précision toute illusoire si, dans le même temps, la cote du plan d'eau varie notablement.*

Le dépouillement manuel des jaugeages se fait graphiquement soit par la méthode des paraboles des vitesses (la plus courante) soit par la méthode des isotaches. La 1-ère méthode consiste à faire une première intégration des

vitesse ponctuelles sur la verticale de mesure (parabole des vitesses), le résultat de cette opération étant l'obtention des valeurs des débits unitaires ( $m^2/s$ ), puis ensuite une deuxième intégration en reportant ces valeurs de PU au droit de chacune des positions des verticales sur la section en travers. Le résultat obtenu est le débit écoulé dans la section ( $m^3/s$ ). Pour chaque jaugeage, qu'il soit dépouillé manuellement ou de manière automatique, on s'attachera à calculer les données suivantes:

- Débit  $(Q_{m^3/s})$ .
- Section mouillée  $(SM_{m^2})$ .
- Périmètre mouillé  $(PM_{m^2})$ .
- Vitesse moyenne de surface  $(V_{ms_{m^2/s}})$ .
- Vitesse moyenne  $(U_{m^2/s} = Q/SM)$ .
- Rayon hydraulique  $(Rh_m = SM/PM)$ .
- Rapport  $U/V_{ms}$ .

La figure 5.21 présente le schéma de dépouillement graphique d'un jaugeage.

On peut aussi procéder par une *méthode d'intégration arithmétique*. Dans ce cas, la méthode la plus précise est la *méthode de la section médiane*, dans laquelle la section transversale est découpée en segments dont la largeur est égale à la demi-distance qui sépare une verticale de ses voisines et dont la profondeur et la vitesse d'écoulement sont celles de la verticale considérée.

Ceci s'écrit:

$$S_j = \frac{D_{j+1} - D_{j-1}}{2} \cdot P_j, \quad g_j = S_j \cdot V_j,$$

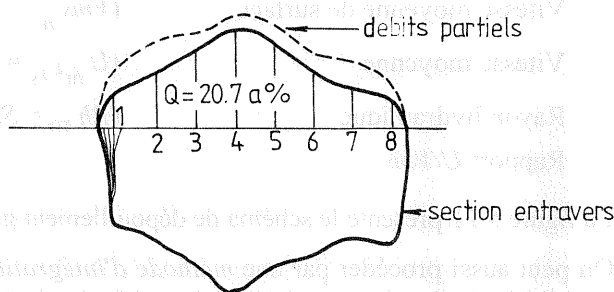
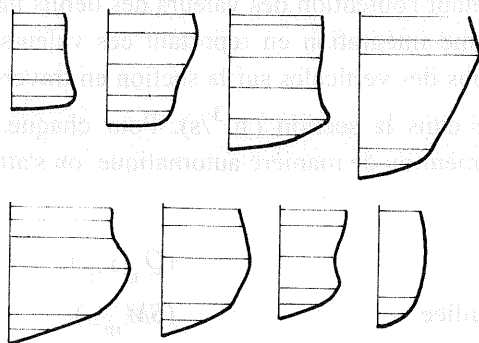
$$S = \sum S_j, \quad Q = \sum g_j, \quad U = Q/S,$$

avec pour la verticale  $j$ :  $D_j$  = distance à la rive;  $P_j$  = profondeur;  $V_j$  = vitesse moyenne.

**5.7.4.2. Jaugeage par intégration.** Les jaugeages par intégration peuvent être réalisés soit à l'aide d'un montage sur perche (perche AGAR III), soit à l'aide d'un montage sur saumon. Dans ce dernier cas, la hauteur totale de la verticale ne peut pas être explorée, le moulinet étant fixé soit sur le nez, soit suspendu au dessus du saumon. La partie inexplorée sera donc égale à la *constante du saumon*.



paraboles de vitesse



**Fig. 5.21.** Dépouillement graphique d'un jaugeage.

Nous proposons de procéder comme suit pour la correction: si  $C$  représente la constante, et  $V$  la vitesse de descente, le saumon aurait mis un temps  $T = C/V$  pour atteindre le fond. Il suffira une fois atteint le fond, de faire une mesure pendant ce temps  $T$ , et de rajouter le temps et le nombre de tours enregistrés aux valeurs comptabilisées pendant la descente.

Le jaugeage par intégration ne peut donner de bons résultats que si le temps de mesure est suffisamment long: 60 à 100 secondes. Ceci implique de ne jamais utiliser cette méthode pour des profondeurs  $< 0.30$  m avec la perche AGAR III (vitesse de montée =  $0.5$  cm/s), ou  $< 1$  m avec le montage sur saumon (vitesse de descente =  $1.5$  à  $2$  cm/s).

Cette méthode ne pourra non plus être employée pour des vitesses d'écoulement faibles ( $< 0.5$  m/s), la vitesse de descente du moulinet devant être nettement plus réduite que la vitesse du courant.

Préparer les feuilles de jaugeage, si nécessaire, comme pour les jaugeages point par point, puis procéder comme suit:

- tracer la section en travers à une échelle convenable ;

- calculer la vitesse moyenne sur chaque verticale à partir du nombre de tours par seconde et de la formule d'étalonnage du moulinet ;
- calculer le débit unitaire sur chaque verticale en multipliant la vitesse moyenne par la profondeur (éventuellement corrigée) ;
- porter ces valeurs à l'échelle choisie sur le graphe de la section en travers et planimétrer.

#### **5.7.4.3. Jaugeage par la méthode des verticales indépendantes.**

Cette méthode, très simple à mettre en œuvre, ne demandant qu'un simple esprit de rigueur, doit être mise en œuvre le plus souvent possible (pour ne pas dire systématiquement) lors de mesurages de crues sur les rivières à variations rapides (type méditerranéen par exemple).

• **Choix des verticales.** Ce choix sera fait à priori, avant la crue, à partir du profil en travers de la section de mesure. Les verticales seront repérées ( $V_1, V_2, \dots, V_n$ ), peintes sur le parapet du pont (s'il existe), ou dans le cas de station téléphérique, parfaitement positionnées par rapport à un repère fixe qui permettra de mettre le compteur des abscisses à zéro au début de la traversée.

Ce repère pourra être par exemple le poteau support du câble porteur, *mais en aucun cas la limite du plan d'eau sur la berge, celle-ci variant constamment avec la hauteur.*

Les positions des verticales seront clairement indiquées sur le profil en travers de la section, qui doit être impérativement affiché dans la cabine du treuil.

• **Exécution de la mesure.** La méthode est la même que pour un jaugeage normal, en prenant la précaution de lire systématiquement la cote à l'échelle au début et à la fin de chaque mesure sur une verticale, ainsi que l'heure de début et de fin. On procède ensuite par traversées successives sans interruption pendant toute la durée de la crue.

Une mesure complète par les méthodes classiques demande au minimum une heure...quand tout marche bien. Sur les rivières à crues rapides, les variations du plan d'eau en une heure peuvent atteindre plusieurs dizaines de cm.

En opérant par verticales indépendantes, le temps de mesure sur chaque verticale est réduit à quelques minutes, d'où une variation très faible de la cote limnimétrique. Nous verrons que les méthodes de dépouillement utilisées permettent un tracé très précis de la courbe de tarage.

Le dépouillement d'un jaugeage continu, est au départ celui d'un jaugeage point par point ou par intégration, suivant le mode opératoire sur le terrain.

Si l'on opère point par point, il peut être intéressant de grouper les paraboles d'une même verticale sur un graphe unique avec origine commune au fond: ceci permet de détecter les erreurs de mesures (vitesses, profondeurs), de suivre les déformations de la parabole, de reconstituer au mieux par comparaison, les verticales incomplètes obtenues au cours de mesures partielles.

La seconde phase du dépouillement consiste à tracer les courbes d'étalonnage de chacune des verticales indépendantes. Il faut un nombre de points suffisant (5 au minimum), avec une dispersion la plus faible possible pour permettre un tracé précis. Cette courbe ne sera extrapolée vers le haut et/ou vers le bas que dans des limites faibles (20 à 30% de l'échelle des hauteurs).

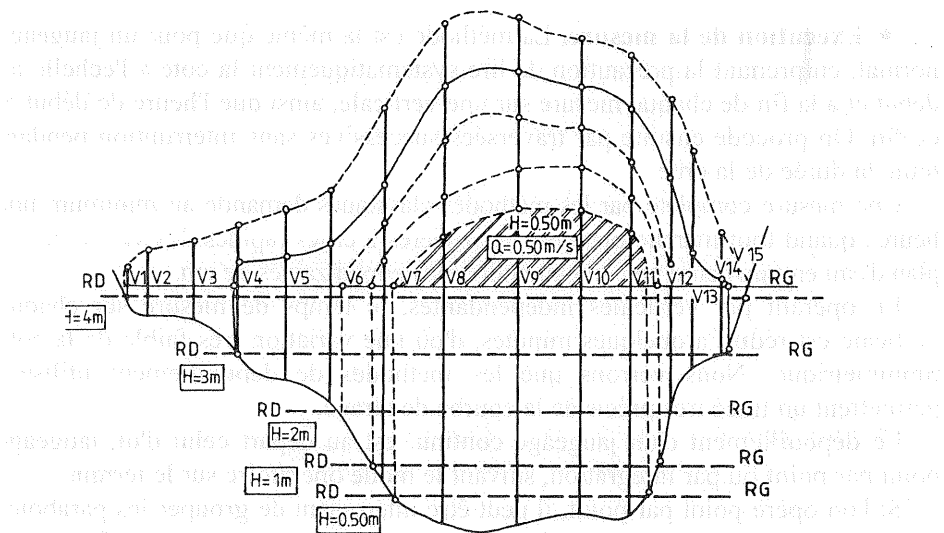
Dans le cas de stations stables, les points doivent se placer correctement sur la courbe. S'il y a des points trop éloignés, il faut en rechercher la cause: forte dérive du saumon mal corrigée, moulinet détérioré ou ensablé (à vérifier fréquemment sur le terrain)...

Avec les stations à fonds très mobiles, cette méthode ne devrait pas être utilisée, les résultats étant par trop imprécis.

La dernière étape est l'intégration des débits unitaires. Elles se fait comme pour un jaugeage complet:

- on porte sur un graphe, à une échelle convenable, la section en travers et les positions des différentes verticales;
- les débits unitaires pour une hauteur à l'échelle  $H$  entière, sont lus sur chacune des courbes d'étalonnage des différentes verticales et portées sur le graphe ci-dessus. Les points correspondant à une même hauteur  $H$  sont reliés entre eux;
- la surface ainsi délimitée représente le débit pour les différentes hauteurs  $H$  choisies initialement.

La figure 5.22 montre les courbes d'étalonnage obtenues pour certaines verticales et la reconstitution des courbes de débits pour différentes hauteurs à l'échelle.



**Fig. 5.22.** Dépouillement du jaugeage par verticales indépendantes.  
Reconstitution des courbes de débit pour différentes hauteurs à l'échelle.

## 5.8. JAUGEAGES AUX FLOTTEURS

Cette méthode donne de bons résultats si la technique est correctement appliquée. Ce procédé peut paraître sommaire mais il est toujours préférable d'avoir une mesure aux flotteurs que pas de mesure du tout.

### 5.8.1. THÉORIE

**5.8.1.1. Méthodologie.** Le débit  $Q$  d'un cours d'eau est égal au produit de la section transversale (ou section mouillée  $Sm$ ) par la vitesse moyenne de l'écoulement dans cette section  $U$ :

$$Q_{m^3/s} = Sm_{m^3} \cdot U_{m/s}.$$

$Sm$  est calculée à partir des profils en travers effectués avant et après la crue sur au moins deux sections, celles matérialisées par les balises AB et CD par exemple.

$U$  est estimée à partir des vitesses de surface, à l'aide du rapport  $K = U/V_{ms}$  calculé pour les jaugeages complets qui ont pu être réalisés à la station ( $V_{ms}$  est la vitesse moyenne de surface). Pour une station donnée, le rapport  $K$  peut évoluer en fonction de la cote et du débit.

**5.8.1.2. Calcul de la vitesse moyenne de surface.** En traitement manuel on utilisera la méthode d'intégration graphique, comme pour les jaugeages point par point; auparavant, il faut calculer pour chaque flotteur la vitesse et la position par rapport à la base AB. Ces calculs permettent de tracer le graphe de la figure 5.23 à partir duquel sera calculée la vitesse moyenne de surface.

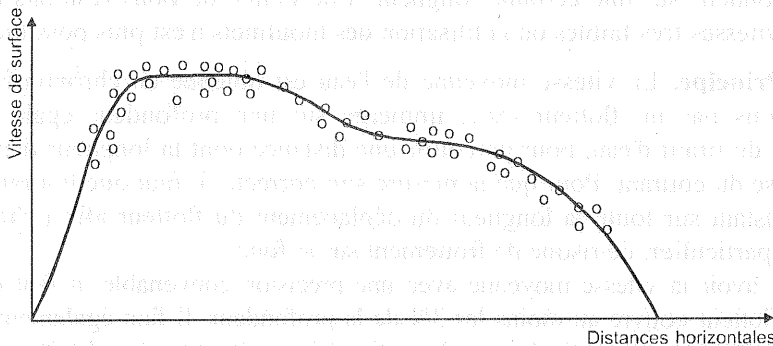
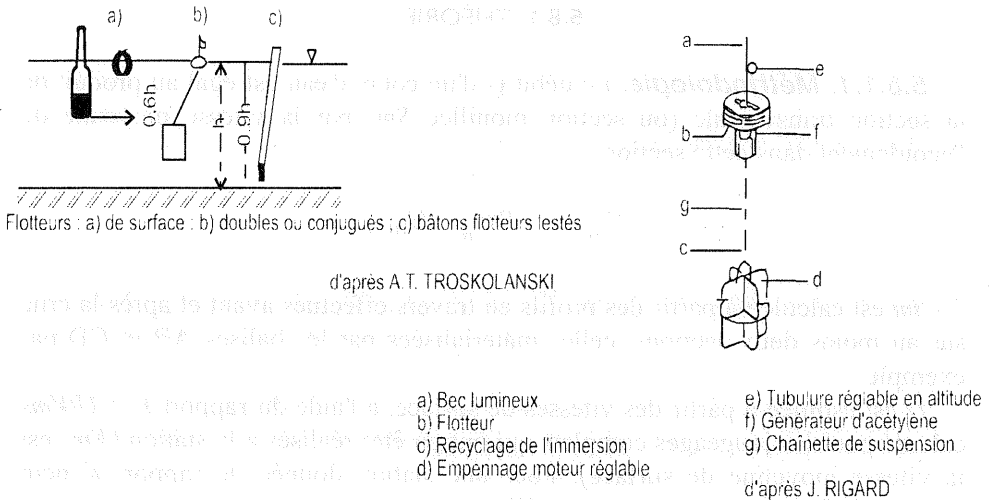


Fig. 5.23. Répartition des points de mesures dans la section.

Les flotteurs servent à la détermination des vitesses en surface: flotteurs naturels (arbres,...) ou artificiels (bouteilles lestées,...), ou en profondeur, vitesses moyenne sur une verticale (bâtons lestés,...). La figure 5.24 montre quelques types de flotteurs et en particulier un dispositif permettant la mesure en profondeur.



**Fig. 5.24. Différents types de flotteurs.**

### 5.8.3. MÉTHODE DES FLOTTEURS LESTÉS

Nous citerons cette méthode pour mémoire car elle est assez peu utilisée. Son application ne peut être faite que dans des sections parfaitement calibrées en profondeur sur une certaine longueur. Elle donne de bons résultats dans le cas de vitesses très faibles où l'utilisation des moulinets n'est plus possible.

• **Principe.** La vitesse moyenne de l'eau est obtenue en chronométrant le temps mis par un flotteur lesté, immergé sur une profondeur égale au  $\frac{4}{5}$  environ du tirant d'eau, pour parcourir une distance dont la longueur dépend de la vitesse du courant. Pour que la mesure soit correcte, il faut que le tirant d'eau soit constant sur toute la longueur du déplacement du flotteur afin qu'il n'y ait pas, en particulier, de risque de frottement sur le fond.

Pour avoir la vitesse moyenne avec une précision convenable, il faut être sûr que le flotteur couvre au moins les  $\frac{3}{4}$  de la profondeur. Il faut également que le flotteur soit immergé verticalement, la partie aérienne étant la plus réduite possible.

Le débit total est obtenu à partir du débit unitaire sur chaque verticale calculé en faisant le produit de la vitesse mesurée par une profondeur fictive  $p$  égale à la moyenne arithmétique de la profondeur réelle et de la longueur immergée du

flotteur. Cette règle empirique est utilisée pour tenir compte du fait que la vitesse mesurée est légèrement supérieure à la vitesse vraie, le flotteur n'explorant que la tranche supérieure de l'écoulement.

#### 5.8.4. CHOIX DU SECTEUR DE MESURE

Il est recommandé et presque indispensable d'effectuer cette opération avant les crues. On choisit un tronçon de rivière ayant une longueur au moins égale à deux fois la largeur du plan d'eau ou, en fonction de la vitesse du courant, permettant un chronométrage du flotteur pendant un temps minimum de 50 secondes, et présentant les caractéristiques suivantes :

- rectiligne avec berges parallèles;
- bien dégagé, bonne visibilité dans tous les sens;
- accès facile à une rive;
- pente du lit constante (pas de chute ou de zone de rapides dans le bief de mesure);
- lit stable et rocheux si possible.

Ces conditions étant à respecter le mieux possible, le bief idéal n'existant rarement.

#### 5.8.5. BALISAGE

Il comprend quatre balises A B C D naturelles ou artificielles, réparties deux par deux sur chaque rive et matérialisant deux sections transversales AB et CD (fig 5.25).

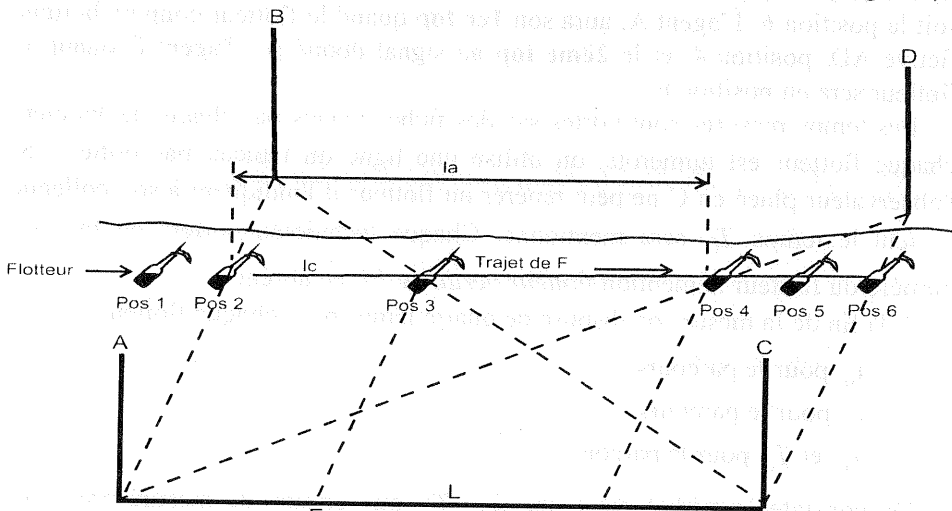


Fig. 5.25. Balisage d'une section de mesures aux flotteurs.

Il faut que:

- les sections transversales AB et CD soient rigoureusement parallèles;
- que les balises A et C (ou B et D) soient accessibles en crue, quel que soit le niveau de l'eau;
- de A et C (ou B et D) on doit voir parfaitement les autres balises.

Après implantation des balises, un lever topographique précis permettra de connaître  $L$ , AB, CD, ainsi que les distances des balises aux rives et les profils en travers de la rivière.

## 5.8.6. MESURE DES VITESSES

### 5.8.6.1. Méthode des deux chronomètres à aiguilles rattrapantes.

C'est la méthode la plus complète et la plus sûre, mais aussi la plus difficile. Rappelons qu'un chronomètre à aiguille rattrapante est un chronomètre muni de deux aiguilles qui partent simultanément lors du déclenchement, mais qui peuvent être arrêtées séparément. Ce chronomètre mesure donc deux temps  $T_1$  et  $T_2$  avec une même origine  $T_0$ . La mesure sera réalisée par deux techniciens munis chacun d'un chronomètre et aidés par un observateur qui lancera les flotteurs artificiels, ou signalera l'arrivée des flotteurs naturels.

**5.8.6.2. Exécution de la mesure.** Les deux agents placés en A et C déclencheront leur chronomètre au signal donné par A, quand le flotteur passera en position 2. L'agent C aura un **1er top** quand le flotteur coupera la ligne fictive CB, soit position 3, et le **2ème top** quand le flotteur coupera la ligne CD, soit la position 6. L'agent A, aura son **1er top** quand le flotteur coupera la ligne fictive AD, position 4, et le **2ème top** au signal donné par l'agent C quand le flotteur sera en position 6.

Les temps mesurés sont portés sur des fiches tenues par chaque technicien; chaque flotteur est numéroté, on utilise une ligne du tableau par flotteur. Si l'observateur placé en C ne peut repérer un flotteur il l'indiquera à son collègue et seul le temps  $T_0$  sera mentionné. Chaque technicien portera en face du numéro du flotteur la mention *flotteur perdu* ou *FP* en abrégé.

A la fin de la mesure on dispose de quatre temps pour chaque flotteur:

- $t_a$  pour le parcours  $l_a$ ;
- $t_c$  pour le parcours  $l_c$ ;
- $T_a$  et  $T_c$  pour le parcours  $L$ .

On constate immédiatement que  $T_a = T_c$ , aux erreurs de mesure près. Les temps  $t_a$  et  $t_c$  seront utilisés lors du dépouillement pour le calcul de la distance

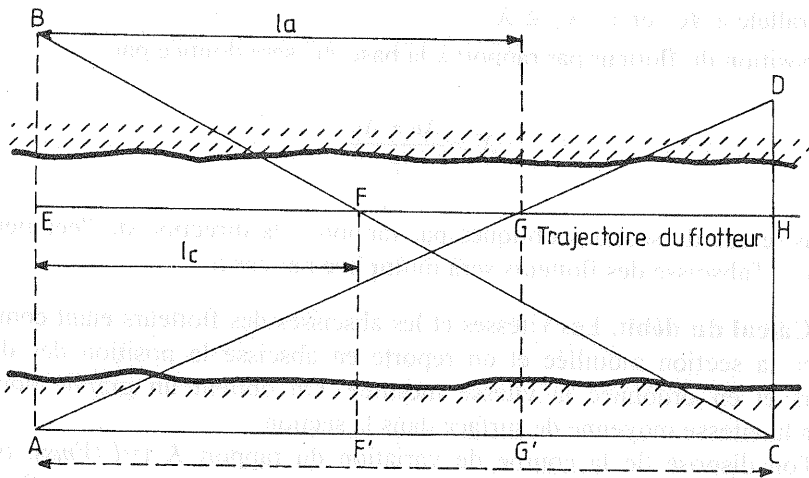
du flotteur à la rive. Pendant toute la durée du jaugeage, il est nécessaire de noter les variations du plan d'eau. Les cotes limnimétriques et les profils en travers antérieurs et postérieurs à la crue, permettront de connaître la loi de variation dans le temps de la section mouillée.

**5.8.6.3. Méthode utilisant un seul chronomètre.** Seul l'opérateur C effectue les mesures, A donne l'instant de passage des flotteurs sur AB (position 2); on a le temps  $T$  pour parcourir la distance  $L$  et le temps  $t_c$  pour parcourir  $l_c$ , ce qui donne une seule estimation de la distance du flotteur à la rive.

• **Calcul des vitesses des flotteurs.** Nous supposons que les balises AB et CD sont perpendiculaires à la direction de l'écoulement et que AC est parallèle à cette même direction.

Sur la figure 5.26 nous avons:

- $AC = L$  parcourue pendant les temps  $T_a$  et  $T_c$  mesurés par les observateurs placés en A et C, avec  $T_a \cong T_c$ .
- $EF = l_c$  correspondant à un temps  $t_c$ .
- $EG = l_a$  correspondant à un temps  $t_a$ .
- $FF' = X_c$  (abscisse du flotteur déterminée à l'aide des mesures de l'observateur C).
- $GG' = X_a$  (abscisse du flotteur déterminée à l'aide des mesures de l'observateur A).



**Fig. 5.26.** Calcul des vitesses et positions des flotteurs (tiré de G. JACCON).



Si  $V$  est la vitesse du flotteur supposée constante entre les deux sections AB et CD, nous avons:

$$V_a = L / T_a \quad \text{et} \quad V_c = L / T_c.$$

Aux erreurs de mesure près on doit avoir:

$$V_a = V_c \quad \text{d'où:} \quad V = \frac{V_a + V_c}{2}.$$

• **Calcul des positions des flotteurs.** Dans le triangle ADC, on a:

$$\frac{GG'}{DC} = \frac{AG'}{AC} = \frac{l_a}{L} = \frac{V_a \cdot t_a}{V_a \cdot T_a},$$

$$GG' = X_a = \frac{t_a}{T_a} \cdot CD.$$

Dans le triangle ABC, on a:

$$\frac{FF'}{AB} = \frac{F'C}{AC} = \frac{L - l_c}{L} = \frac{V_c(T_c - t_c)}{V_c \cdot T_c},$$

$$FF' = X_c = \frac{T_c - t_c}{T_c} \cdot AB.$$

Si les mesures sont réalisées correctement et si la trajectoire des flotteurs est bien parallèle à AC, on a:  $X_a \cong X_c$ .

La position du flotteur par rapport à la base AC sera donnée par:

$$X = \frac{X_a + X_c}{2}.$$

Dans le cas de sections obliques par rapport à la direction de l'écoulement (angle  $\alpha$ ), l'abscisse des flotteurs sera multipliée par  $\cos \alpha$ .

• **Calcul du débit.** Les vitesses et les abscisses des flotteurs étant connues, on trace la section mouillée et on reporte en abscisse la position des divers flotteurs et en ordonnée la vitesse mesurée. On obtient un graphe dont on déduira la vitesse moyenne de surface dans la section.

Si l'on dispose de la courbe de variation du rapport  $K (=U/V_{ms})$ , on en déduira, pour la cote à l'échelle à laquelle a été effectué le jaugeage aux flotteurs une valeur de  $K$ , d'où une valeur de  $U$  et enfin le débit  $Q$ .

*Remarque:* Les jaugeages aux flotteurs ne doivent être faits que lorsque l'usage du moulinet est impossible, ou que les risques de dommages sont importants. Faites avec soin, ces mesures permettent une estimation satisfaisante du débit. Elles demandent pour cela un entraînement sérieux des équipes et une bonne préparation préalable du terrain.

## 5.9. CONCLUSION

Les méthodes qui permettent de mesurer directement ou indirectement une partie du débit sont nombreuses. Etant convaincu qu'une *mauvaise mesure vaut mieux qu'un bon calcul* (Marcel Roche dans HYDROLOGIE de SURFACE), il ne faut jamais hésiter à mesurer.

Pour l'hydrométriste, à défaut d'un moulinet et d'un bateau, une montre est suffisante pour mesurer des vitesses d'écoulement superficielles, par des flotteurs naturels toujours abondants lors des crues, et un niveau de topographe pour effectuer (après la crue) des relevés de niveaux, de sections et de pentes longitudinales. Ces éléments sont toujours d'une grande importance au moment de définir les courbes de tarage car ils résultent d'observations effectives et non d'hypothèses ou d'estimations hasardeuses.



## Chapitre 6

---

# TARAGE D'UNE STATION HYDROMETRIQUE

---

## TABLE DES MATIÈRES

6.1.	INTRODUCTION .....	181
6.2.	EXAMEN DU DOSSIER DE LA STATION .....	181
6.3.	INVENTAIRE DES DONNÉES .....	182
6.3.1.	La chronique limnimétrique .....	182
6.3.2.	Les jaugeages .....	183
6.4.	CRITIQUE DES JAUGEAGES .....	183
6.5.	ANALYSE DE LA RÉPARTITION DES POINTS .....	184
6.5.1.	Le graphique de tarage .....	185
6.5.2.	Examen de la répartition des points .....	186
6.5.3.	Conclusion .....	189
6.6.	TRACE DE LA COURBE DE TARAGE .....	189
6.7.	EXTRAPOLATION DE LA COURBE DE TARAGE .....	190
6.7.1.	Remarques préalables .....	191
6.7.2.	Moyennes et hautes eaux .....	191
6.7.3.	Extrapolation logarithmique .....	192
6.7.4.	Méthode de STEVENS .....	193
6.7.5.	Extrapolation par surface mouillée et vitesse moyenne .....	194
6.7.6.	Utilisation des formules d'écoulement .....	197
6.7.7.	Basses eaux .....	199



## TARAGE D'UNE STATION HYDROMETRIQUE

### 6.1. INTRODUCTION

Pour établir le tarage d'une station hydrométrique, l'ingénieur ou le technicien cherche à établir la relation qui existe entre les hauteurs relevées sur une échelle limnimétrique, ou enregistrées par un limnigraphe, et les débits qui leur correspondent. La série des hauteurs mesurées, ou chronique limnimétrique, est caractérisée par son intervalle de variation entre les hauteurs minimale et maximale observées.

La relation entre hauteurs et débits  $Q(h)$  est délicate à établir lorsque le bief hydrométrique concerné présente une grande instabilité géométrique et/ou hydraulique.

Pour définir cette relation, l'hydrologue dispose d'un ensemble d'informations sur le bief et la station hydrométrique, de la chronique limnimétrique et de jaugeages en nombre et qualité variables et réalise un travail méthodique, qui peut être divisé en huit étapes successives:

1. examen du dossier de la station;
2. inventaire de la chronique limnimétrique et des jaugeages existants;
3. critique systématique des jaugeages;
4. analyse de la répartition des jaugeages sur le graphique de tarage;
5. tracé de la courbe de tarage;
6. extrapolation;
7. barème de tarage;
8. rapport final.

Il est essentiel de suivre cette méthodologie, la définition du tarage d'une station hydrométrique étant toujours la phase délicate du processus de calcul des débits et la source d'innombrables erreurs.

### 6.2. EXAMEN DU DOSSIER DE LA STATION

Le dossier d'une station hydrométrique bien exploitée devrait contenir toutes les informations sur:

- la localisation de la station et en particulier la position des sections de l'échelle, du limnigraphe, de contrôle si elle existe, dans le bief hydrométrique;
- les caractéristiques géométriques du bief et des différentes sections: profils transversaux et longitudinaux, nature du fond et des berges, situation et extension des zones de débordement, singularités du tracé et présence d'obstacles naturels ou artificiels (pont, radier etc.);
- les équipements hydrométriques: échelle, limnigraphe, passerelle ou téléphérique de jaugeage etc.;
- l'historique de la station: date de mise en service, destructions et réparations, événements rares (crues, arrêts de l'écoulement etc.);
- l'historique de la gestion, en particulier les changements d'observateurs et les rapports de visite des hydrométristes.

L'examen du dossier doit conduire à une bonne connaissance de la station: on doit par exemple avoir une idée précise de la stabilité du lit, de la présence d'un contrôle hydraulique, des changements survenus dans l'équipement ou la gestion, de la technique utilisée pour les jaugeages.

Si le dossier est incomplet, ou n'existe pas, une visite des lieux est nécessaire. Cette visite doit se faire avec du matériel de topographie et un carnet de notes: même si la station est fermée depuis un certain temps, il est toujours possible de recueillir sur place des informations de la plus grande importance (pour le moins un bon profil transversal de la section de l'échelle, indispensable pour l'extrapolation de la courbe).

### **6.3. INVENTAIRE DES DONNÉES**

Les données inventoriées sont la chronique limnimétrique et tous les jaugeages disponibles.

#### **6.3.1. LA CHRONIQUE LIMNIMÉTRIQUE**

Les hauteurs d'eau-ou cotes limnimétriques-sont lues sur une échelle par un observateur, dont les bulletins mensuels ont été vérifiés et les données ont été transférées sur un support magnétique. Les échelles limnimétriques sont normalement graduées en centimètres mais elles ne sont pas toujours verticales. On évitera donc de considérer qu'un accroissement de la cote de 100 cm par exemple correspond à une augmentation de la profondeur de 1 mètre. C'est très généralement le cas mais ce n'est pas obligatoire.

Les séries de hauteurs proviennent aussi des enregistrements graphiques obtenus avec des limnigraphes. Ces diagrammes fournissent des données qui viennent compléter la séquence des hauteurs lues sur l'échelle.

Aujourd'hui les séries limnimétriques sont de plus en plus fréquemment enregistrées sur les cartouches magnétiques de limnigraphes électroniques.

La *chronique limnimétrique* ainsi obtenue, et disponible sur un support informatique, est caractérisée par:

- sa durée: dates/heures de début et de fin des observations;
- son amplitude: hauteurs minimale et maximale observées;
- sa continuité: absence de lacunes d'observation;
- sa fidélité: observations bien réparties dans le temps permettant une exacte reconstitution du limnigramme;
- son homogénéité: toutes les observations ont été faites dans la même section et sur la même échelle, dont l'altitude n'a jamais varié.

L'examen graphique des hauteurs et une bonne connaissance du dossier permettent souvent de diviser la chronique limnimétrique en *sous-chroniques* homogènes. A chacune de ces sous-chroniques correspond une relation  $Q(h)$ .

### 6.3.2. LES JAUGEAGES

Un jaugeage est défini par un débit et la cote qui lui est associée.

La cote associée  $h_a$  est celle qui a été lue sur l'échelle si la hauteur est restée stable pendant toute la durée de la mesure. Si ce n'est pas le cas, on utilise:

- soit la moyenne arithmétique des hauteurs observées au début et à la fin du jaugeage, si la variation est faible;
- soit la moyenne pondérée par les débits unitaires mesurés sur chaque verticale, si la variation est forte:

$$h_a = \frac{\sum h_i q_i}{\sum q_i},$$

$h_i$  et  $q_i$  sont respectivement la cote et le débit unitaire correspondant à chacune des verticales

Tous les couples  $(h_a, Q)$  doivent être répertoriés, y compris les jaugeages aux flotteurs, les estimations de débit basées sur des formules hydrauliques et les constats d'un arrêt de l'écoulement (qui correspondent le plus souvent à une cote non nulle).

### 6.4. CRITIQUE DES JAUGEAGES

Une critique des jaugeages, préalable à tout report sur le graphique de tarage, est indispensable.



Il n'est pas nécessaire pour cela de disposer des originaux de terrain: l'examen critique d'éléments tels que la durée du jaugeage, le nombre de verticales, la technique et le matériel utilisés, la section choisie, les valeurs de la section mouillée, de la vitesse moyenne et de la largeur, est souvent suffisant pour estimer le crédit que l'on peut accorder à chaque mesure. On ne doit jamais se satisfaire d'une simple liste des couples ( $h_a$ ,  $Q$ ) sans aucune donnée complémentaire.

La précision d'un jaugeage dépend de celle de chacun de ces deux termes:

- la hauteur associée est généralement déterminée avec une précision inférieure à 1% (1 cm pour 1 m);
- le débit est par contre rarement mesuré avec une précision inférieure à 5%; l'imprécision dépasse 10% pour les jaugeages de très basses ou hautes eaux et peut atteindre 25, voire 50% pour des mesurages partiels ou des estimations.

Lors de l'examen critique des jaugeages, deux listes sont établies :

- la première, *chronologique*, permet d'apprécier la répartition des mesurages dans la période de la sous-chronique limnimétrique homogène;
- la seconde, *classée* suivant les *hauteurs croissantes*, montre la répartition des mesurages dans l'intervalle des hauteurs extrêmes; elle permet aussi de rapprocher les jaugeages effectués à des hauteurs identiques ou voisines et de juger rapidement de la stabilité de la relation  $Q(h)$ .

Il est important de porter sur ces listes un maximum d'informations: date, cote associée, débit, section mouillée, vitesse moyenne, largeur, profondeur moyenne, mode opératoire, marque et numéro du moulinet utilisé, durée de la mesure etc. On y ajoutera une appréciation de la qualité, critère certes subjectif mais d'une grande importance lors de la phase d'analyse de la répartition des points sur le graphique de tarage.

Généralement cette critique est négligée. Ceci revient à considérer que tous les jaugeages ont *a priori* la même précision et donc le même poids sur le graphique de tarage, ce qui est inexact.

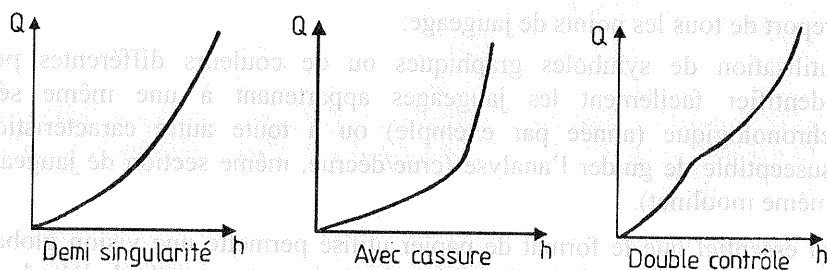
## 6.5. ANALYSE DE LA RÉPARTITION DES POINTS

Les courbes de tarage des stations hydrométriques se rapprochent de l'un des schémas théoriques représentés sur la figure 6.1.

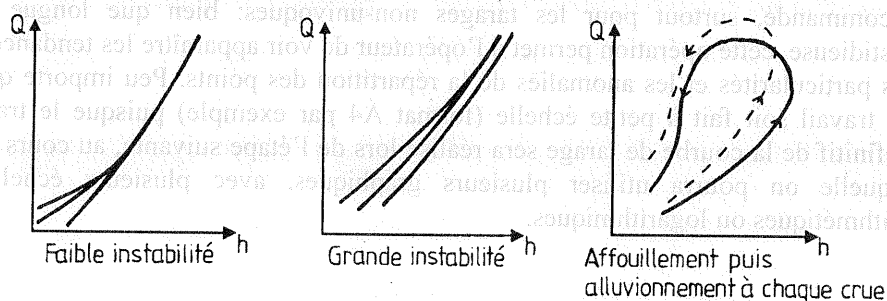
On distingue trois grandes catégories de tarages:

- les tarages univoques des stations à géométrie stable et à contrôle hydraulique permanent;
- les tarages non-univoques des stations situées dans des biefs à géométrie plus ou moins rapidement variable;

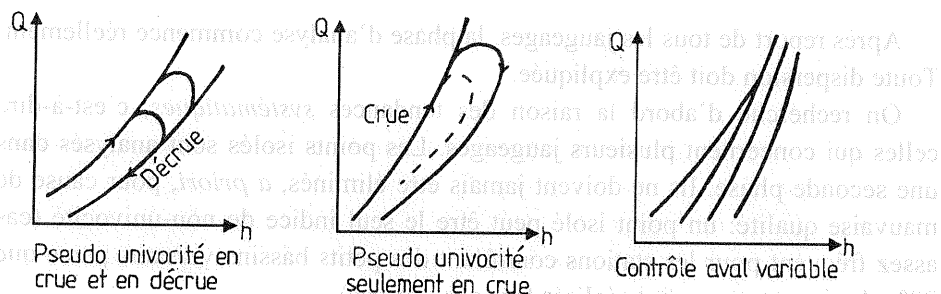
### A - Relations univoques



### B - Relations non-univoques dans des biefs à fond mobile



### C - Relations non-univoques en régime non-permanent



**Fig. 6.1.** Type de courbes de tarage (tiré de G. JACCON).

- les tarages non-univoques des stations situées dans des biefs à régime hydraulique non permanent.

L'analyse de la répartition des points sur le graphique de tarage permet d'associer la relation étudiée à l'un de ces schémas théoriques.

#### 6.5.1. LE GRAPHIQUE DE TARAGE

Pour y parvenir, on établit, à la main ou par un procédé automatique, le *graphique de tarage*, en respectant les consignes suivantes:

- coordonnées arithmétiques;
- report de tous les points de jaugeage;
- utilisation de symboles graphiques ou de couleurs différentes pour identifier facilement les jaugeages appartenant à une même série chronologique (année par exemple) ou à toute autre caractéristique susceptible de guider l'analyse (crue/décrue, même section de jaugeage, même moulinet).

Il est essentiel que le format de papier utilisé permette une vision globale, sans aucune déformation, de la répartition des points. A ce stade de l'étude, on ne doit pas utiliser plusieurs graphiques. Le report graphique des points est recommandé, surtout pour les tarages non-univoques: bien que longue et fastidieuse, cette opération permet à l'opérateur de voir apparaître les tendances, les particularités et les anomalies de la répartition des points. Peu importe que ce travail soit fait à petite échelle (format A4 par exemple) puisque le tracé définitif de la courbe de tarage sera réalisé lors de l'étape suivante, au cours de laquelle on pourra utiliser plusieurs graphiques, avec plusieurs échelles arithmétiques ou logarithmiques.

### 6.5.2. EXAMEN DE LA RÉPARTITION DES POINTS

Après report de tous les jaugeages, la phase d'analyse commence réellement. Toute dispersion doit être expliquée.

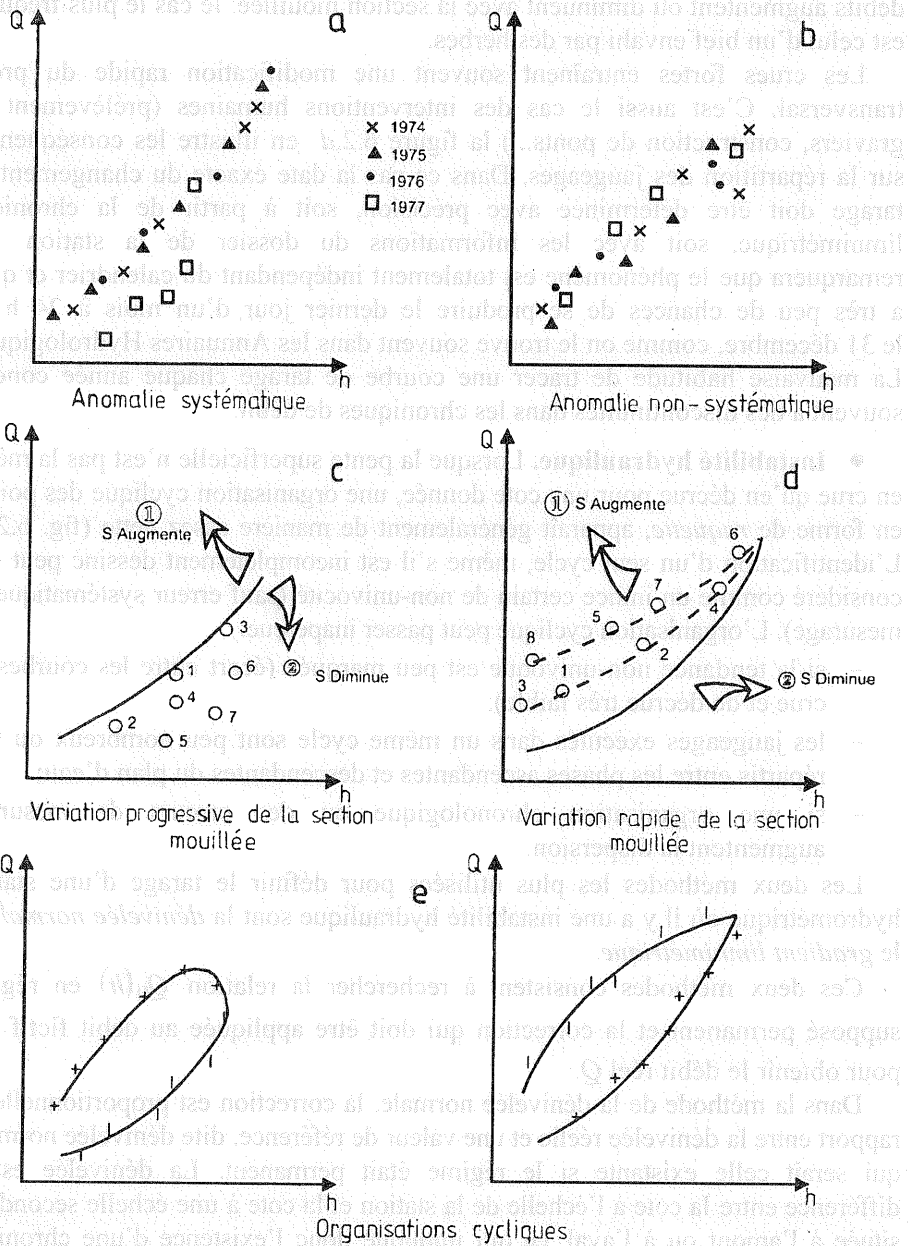
On recherche d'abord la raison des tendances *systématiques*, c'est-à-dire celles qui concernent plusieurs jaugeages. Les points isolés sont analysés dans une seconde phase. Ils ne doivent jamais être éliminés, *a priori*, pour cause de mauvaise qualité: un point isolé peut être le seul indice de non-univocité (cas assez fréquent pour les stations contrôlant des petits bassins versants parce que 90% des jaugeages y sont réalisés lors des décrues).

Une déviation systématique, durant une période bien définie, peut être due au matériel utilisé (moulinet détaré), au mode opératoire, à la méthode de calcul du jaugeage ou encore à une hétérogénéité dans la chronique limnimétrique.

La figure 6.2,a montre, par exemple, une anomalie systématique due, pour 4 jaugeages de l'année 1977, à l'utilisation d'une équation de moulinet qui ne correspondait pas à l'hélice utilisée.

La figure 6.2,b montre une forte dispersion des points qui ne présente aucun caractère systématique apparent. Elle traduit soit une imprécision des mesurages, soit une non-univocité de la relation  $Q(h)$ .

La *non-univocité* a pour cause l'instabilité géométrique du bief ou la non-permanence du régime hydraulique ou encore les deux ensemble.



**Fig. 6.2.** Type d'anomalies de tarage (tiré de G. JACCON).

● **Instabilité géométrique.** L'instabilité géométrique du bief hydrométrique est progressive (fig. 6.2,c), lorsque pour une même cote les

débâts augmentent ou diminuent avec la section mouillée: le cas le plus fréquent est celui d'un bief envahi par des herbes.

Les crues fortes entraînent souvent une modification rapide du profil transversal. C'est aussi le cas des interventions humaines (prélèvement de graviers, construction de ponts...) la figure 6.2,d en illustre les conséquences sur la répartition des jaugeages. Dans ce cas la date exacte du changement de tarage doit être déterminée avec précision, soit à partir de la chronique limnimétrique, soit avec les informations du dossier de la station. On remarquera que le phénomène est totalement indépendant du calendrier et qu'il a très peu de chances de se produire le dernier jour d'un mois à 24 h ou le 31 décembre, comme on le trouve souvent dans les *Annuaire Hydrologiques*. La mauvaise habitude de tracer une courbe de tarage chaque année conduit souvent à des discontinuités dans les chroniques de débit.

• **Instabilité hydraulique.** Lorsque la pente superficielle n'est pas la même en crue qu'en décrue pour une cote donnée, une organisation cyclique des points, en forme de *raquette*, apparaît généralement de manière assez nette (fig. 6.2,e). L'identification d'un seul cycle, même s'il est incomplètement dessiné peut être considéré comme un indice certain de non-univocité (sauf erreur systématique de mesurage). L'organisation cyclique peut passer inaperçue:

- si la tendance non-univoque est peu marquée (écart entre les courbes de crue et de décrue très faible);
- les jaugeages exécutés dans un même cycle sont peu nombreux ou mal répartis entre les phases ascendantes et descendantes du plan d'eau;
- si une organisation chronologique ou des erreurs de mesurage augmentent la dispersion.

Les deux méthodes les plus utilisées pour définir le tarage d'une station hydrométrique où il y a une instabilité hydraulique sont la *dénivelée normale* et le *gradient limnimétrique*.

Ces deux méthodes consistent à rechercher la relation  $Q_0(h)$  en régime supposé permanent et la correction qui doit être appliquée au débit fictif  $Q_0$  pour obtenir le débit réel  $Q$ .

Dans la méthode de la dénivelée normale, la correction est proportionnelle au rapport entre la dénivelée réelle et une valeur de référence, dite dénivelée normale, qui serait celle existante si le régime était permanent. La dénivelée est la différence entre la cote à l'échelle de la station et la cote à une échelle secondaire située à l'amont ou à l'aval, ce qui implique donc l'existence d'une chronique limnimétrique secondaire complète sur toute la période. Cette méthode est précise mais la disponibilité d'une chronique secondaire est limitative. Le gradient limnimétrique est la valeur, positive durant la crue et négative durant la décrue, de la tangente au limnigramme. On le calcule par simple différence entre la cote du jour considéré et la cote observée 2 ou 3 jours avant.

La correction appliquée au débit  $Q_0$  est proportionnelle au gradient. L'avantage de cette méthode, moins précise et moins efficace que la précédente, est de faire appel à la seule chronique des hauteurs de la station étudiée.

La mise en œuvre de ces deux méthodes est assez laborieuse (cf. Manuel d'Hydrométrie 3<sup>ème</sup> chapitre). Elle est néanmoins nécessaire, car la différence entre les débits de crue et de décrue peut atteindre 50% dans des biefs hydrométriques à très faible pente naturelle.

### 6.5.3. CONCLUSION

A notre avis, la phase d'analyse de la répartition des points de jaugeage sur le graphique de tarage est la plus importante. Si l'interprétation est exacte, c'est-à-dire si le type de tarage a été correctement identifié, les étapes suivantes - tracé de la courbe, extrapolation et barème de tarage ne présenteront plus aucune difficulté: les procédures à suivre sont bien définies et peuvent être appliquées sans erreur par des adjoints techniques. Ceci n'est pas le cas de l'étape d'analyse pour laquelle une bonne connaissance des lois de l'hydraulique est indispensable.

## 6.6. TRACÉ DE LA COURBE DE TARAGE

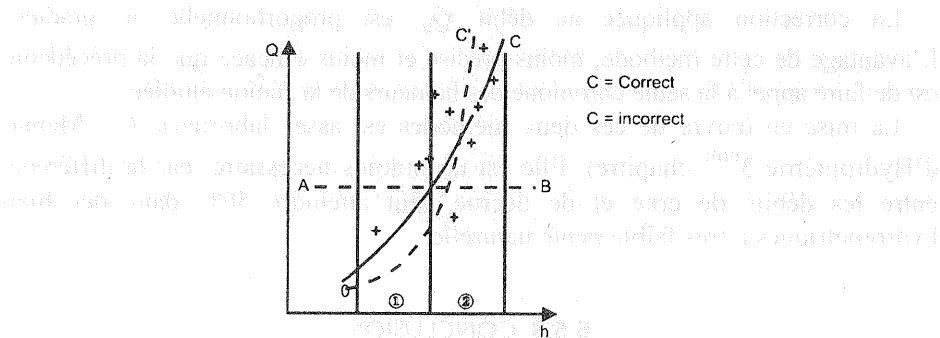
Le tracé de la courbe de tarage est fait sur un graphique à grande échelle, en coordonnées arithmétiques. Certains préfèrent utiliser un seul papier de grand format, d'autres plusieurs feuilles A4, d'autres des papiers spéciaux en échelles logarithmiques. Peu importe, si le tracé de la courbe est:

- *exact*, c'est à dire s'il respecte les conclusions de l'analyse effectuée antérieurement;
- *précis*, c'est à dire s'il permettra de lire les débits avec une marge d'erreur minimale.

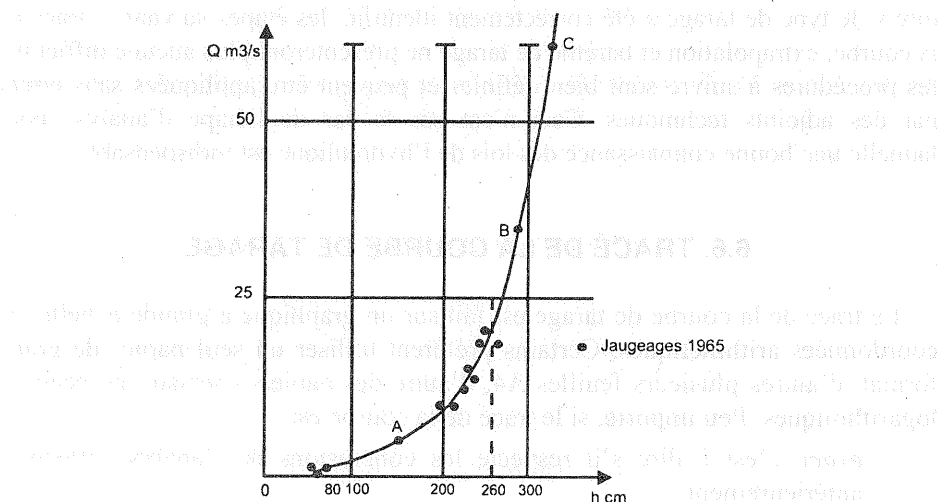
Deux règles doivent être respectées lors du tracé de la courbe:

- *l'égale répartition* des points, de part et d'autre de la courbe; cette règle est appliquée par tronçons successifs aussi limités que la densité des points le permet, de telle manière que toutes les irrégularités du tracé soient prises en compte (fig. 6.3);
- *la minimisation des écarts* à la courbe; les écarts sont pris dans le sens vertical, c'est à dire suivant les débits (rappelons que les hauteurs sont connues avec une précision très supérieure à celle des débits).

Le tracé est effectué par tronçons, en commençant par ceux où les points sont les plus nombreux. Il ne faut pas s'illusionner sur la précision d'un tracé basé sur quelques points isolés. Dans l'exemple de la figure 6.4 le tracé dans l'intervalle [200, 260] est beaucoup plus précis qu'à l'extérieur de cet intervalle.



**Fig. 6.3. Egale répartition du tracé.**



**Fig. 6.4. Précision du tracé.**

Dernière recommandation: le tracé doit être fait à main levée. L'utilisation de tout instrument de dessin, de type *perroquet*, est exclue: une courbe de tarage n'est pas une parabole ou une exponentielle, du moins dans sa totalité. En dehors du fait que ces instruments masquent les petites anomalies du tracé, ils conduisent souvent à des interpolations ou extrapolations injustifiées.

## 6.7. EXTRAPOLATION DE LA COURBE DE TARAGE

La relation  $Q/h$  doit être définie dans la totalité de l'intervalle de variation des hauteurs d'une chronique limnimétrique homogène. Cet intervalle, limité

par les hauteurs minimale et maximale lues sur l'échelle, est désigné par intervalle de définition du tarage.

En général, le nombre de jaugeages est insuffisant, ou bien la répartition est mauvaise, et la courbe de tarage est incomplète: elle doit donc être extrapolée à ses extrémités.

Les méthodes d'extrapolation diffèrent suivant que le tracé de la courbe doit être prolongé *vers le haut* (moyennes et hautes eaux) ou *vers le bas* (basses eaux).

L'extrapolation vers le haut, qui implique une bonne connaissance du fonctionnement hydraulique de la station en très hautes eaux, peut conduire à modifier le tracé de la courbe: il est recommandé de la faire avant l'extrapolation vers le bas.

### 6.7.1. REMARQUES PRÉALABLES

**6.7.1.1. Section de référence.** Dans un cours d'eau naturel, la relation  $Q/h$  n'est pas spécifique de tout un bief mais seulement d'une section unique de ce bief: celle de l'échelle limnimétrique où sont observées les hauteurs. En conséquence, tous les paramètres géométriques et dynamiques utilisés ci-après pour l'extrapolation de la courbe de tarage se rapportent à la section de l'échelle, à l'exclusion de toute autre section.

**6.7.1.2. Tracé et extrapolation.** Dans certaines stations à forte instabilité, le nombre de jaugeages permet seulement de définir quelques tronçons isolés de chacune des courbes. Il est essentiel dans ce cas, tant pour le tracé que pour l'extrapolation, de s'appuyer sur l'allure générale de toutes les courbes, la seule prise en compte des jaugeages réalisés dans la période de validité, pouvant conduire à une erreur de tracé (fig. 6.5).

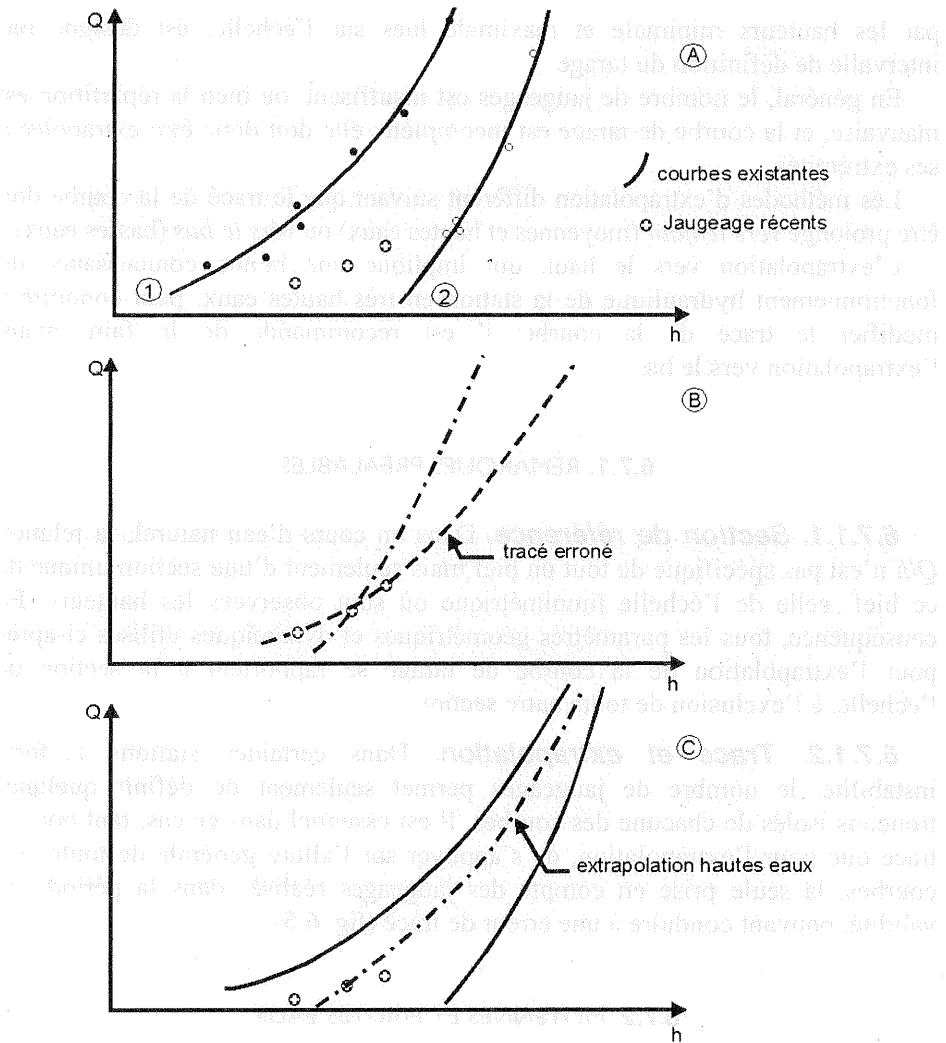
### 6.7.2. MOYENNES ET HAUTES EAUX

On considère souvent, par erreur, que pour extrapoler une courbe, il suffit de la prolonger sans introduire de discontinuité dans sa courbure: d'où l'utilisation abusive de certains instruments de dessin, appelés *perroquets* ou *pistolets*, dont l'usage doit être strictement réservé au dessinateur.

Extrapoler une courbe, c'est d'abord s'interroger sur la continuité des conditions d'écoulement: comment varient la surface mouillée, la vitesse moyenne ou la pente superficielle lorsque le niveau s'élève au-dessus de la hauteur maximale jaugée?

Les méthodes d'extrapolation les plus usuelles sont décrites ci-après, suivant un ordre tel que les premières sont les plus faciles à mettre en œuvre, mais également les plus rarement applicables, compte tenu de leurs contraintes d'utilisation.





**Fig. 6.5. Tarage de l'Oued Massa (Maroc d'après B. BILLON).**

Après l'exposé du principe théorique, un exemple d'application de la méthode aux données de l'oued KADIEL est présenté avec tous les détails du calcul.

Les méthodes d'extrapolation ne s'appliquent qu'aux stations à profil transversal stable, du moins dans la période de validité du tarage.

### 6.7.3. EXTRAPOLATION LOGARITHMIQUE

Méthode universellement utilisée en raison de sa simplicité, elle n'est applicable que dans les sections de profil transversal *très régulier*.

• **Principe de la méthode.** Si la courbe de tarage, du moins dans sa partie supérieure, est de type exponentiel, elle admet pour expression mathématique la formule:

$$Q = a(h - h_0)^n,$$

avec:

$h$  - hauteur à l'échelle pour le débit  $Q$ ;

$h_0$  - hauteur à l'échelle pour le débit  $Q_0$ ;

$a$  et  $n$  - des constantes si le lit est très stable et le profil en travers régulier.

Le procédé le plus simple, pour vérifier qu'il en est ainsi dans la section considérée, consiste à reporter les jaugeages sur un papier à échelles logarithmiques et à constater l'alignement des points (après détermination par essais successifs de la valeur de  $h_0$  si nécessaire).

En général, on observe une cassure entre les jaugeages de basses et moyennes eaux: ceci signifie que  $h_0$  doit avoir une valeur assez élevée, qui correspond, au moins, à un recouvrement total du fond du lit mineur. Plus rarement apparaît une seconde cassure, si la station est à double contrôle aval.

Si l'alignement des points vers le haut est correct, on peut prolonger la droite jusqu'à la cote maximale observée.

• **Contraintes d'utilisation.** La méthode d'extrapolation logarithmique n'est applicable que dans certaines conditions très restrictives qui sont les suivantes:

1. relation  $Q/h$  univoque, de type exponentiel, caractérisée par un bon alignement des jaugeages sur un papier log-log;
2. jaugeages existants jusqu'à une cote suffisamment élevée pour que la direction de la droite soit bien définie;
3. profil en travers sans discontinuité de forme dans la tranche des hauteurs extrapolées;
4. contrôle aval permanent entre moyennes et hautes eaux.

#### 6.7.4. MÉTHODE DE STEVENS

Cette méthode utilise la formule de CHEZY et n'est donc applicable qu'aux écoulements pseudo-uniformes.

• **Principe de la méthode.** STEVENS écrit la formule de CHEZY sous la forme  $Q/SR^{1/2} = CJ^{1/2}$ , après séparation des quantités  $SR^{1/2}$  et  $CJ^{1/2}$ , appelées respectivement facteur géométrique et facteur de pente.

Dans les limites d'application de la formule de CHEZY, les deux termes de l'équation ci-dessus varient très peu.

$Q/SR^{1/2}$  = constante signifie que la fonction  $Q = f(SR^{1/2})$  est représentée, dans un système d'axes rectangulaires, par une droite qui passe par l'origine. Cette droite, tracée à partir des jaugeages disponibles, peut être prolongée jusqu'à la valeur du facteur géométrique correspondant à la cote maximale observée.

• **Contraintes d'utilisation.** Outre la stricte limitation liée à la nécessaire pseudo-uniformité de l'écoulement, la méthode de STEVENS n'est applicable que:

- si le profil est stable:  $SR^{1/2}$  ne doit pas varier entre crue et décrue;
- si l'on dispose d'un nombre suffisant de jaugeages correctement alignés.

*Remarque:* la formule de CHEZY peut être remplacée par la formule de STRICKLER. On écrit:  $Q/SR^{2/3} = KJ^{1/2}$  = constante et on utilise  $SR^{2/3}$  comme facteur géométrique.

#### 6.7.5. EXTRAPOLATION PAR SURFACE MOUILLÉE ET VITESSE MOYENNE

Cette méthode, au contraire des deux précédentes, est applicable aux sections de forme irrégulière.

• **Principe de la méthode.** L'extrapolation de la courbe  $Q(h)$  est faite en considérant séparément les deux composantes du débit:

- la surface mouillée  $S$ , de dimension  $L^2$  (longueur au carré), est connue avec une bonne précision, si l'on dispose d'un profil transversal jusqu'à la cote maximale;
- la vitesse moyenne d'écoulement  $U$ , de dimension  $LT^{-1}$ , dont la croissance avec la hauteur, en moyennes et hautes eaux, est beaucoup moins rapide que celle du débit.

L'extrapolation de la courbe se résume donc, dans cette méthode, à celle de la courbe  $U(h)$ . La section transversale considérée est la section de l'échelle.

• **Mise en pratique.** Les anomalies du profil transversal étant déjà prises en compte par la relation  $S(h)$ , la méthode est applicable aux sections de forme irrégulière, quand les conditions d'écoulement sont homogènes. C'est le cas, par exemple, dans un lit moyen, à une certaine distance des singularités.

Mais les conditions d'écoulement sont souvent hétérogènes dans une section transversale complexe: une partie du débit transite à forte vitesse dans le lit moyen et le reste s'écoule dans un lit majeur, encombré de végétation ou partiellement barré par un remblais routier, par exemple.

Pour de tels profils, il est absolument nécessaire de décomposer la section transversale en sous-sections, homogènes quant aux conditions d'écoulement. Pour chacune d'elles sont tracées une courbe  $S(h)$  et une courbe  $U(h)$ .

La figure 6.6 montre comment doit être faite la décomposition d'une section transversale complexe, en trois sous-sections homogènes qui sont:

- le lit moyen (1) dont la courbe  $S(h)$  est calculée jusqu'à la cote maximale, après prolongement fictif des berges, tout en conservant leur pente naturelle;
- le lit majeur de rive gauche (2) assez profond et libre de toute végétation;
- le lit majeur de rive droite (3) peu profond et encombré de végétation dense.

A chaque courbe  $S(h)$  est associée une courbe  $U(h)$  tracée à partir de tous les jaugeages ou estimations de débit. Si nécessaire, chaque jaugeage est décomposé pour le calcul de la vitesse moyenne dans chaque sous-section.

L'extrapolation de la courbe  $U(h)$  peut être facilitée par l'application de la formule de STRICKLER:

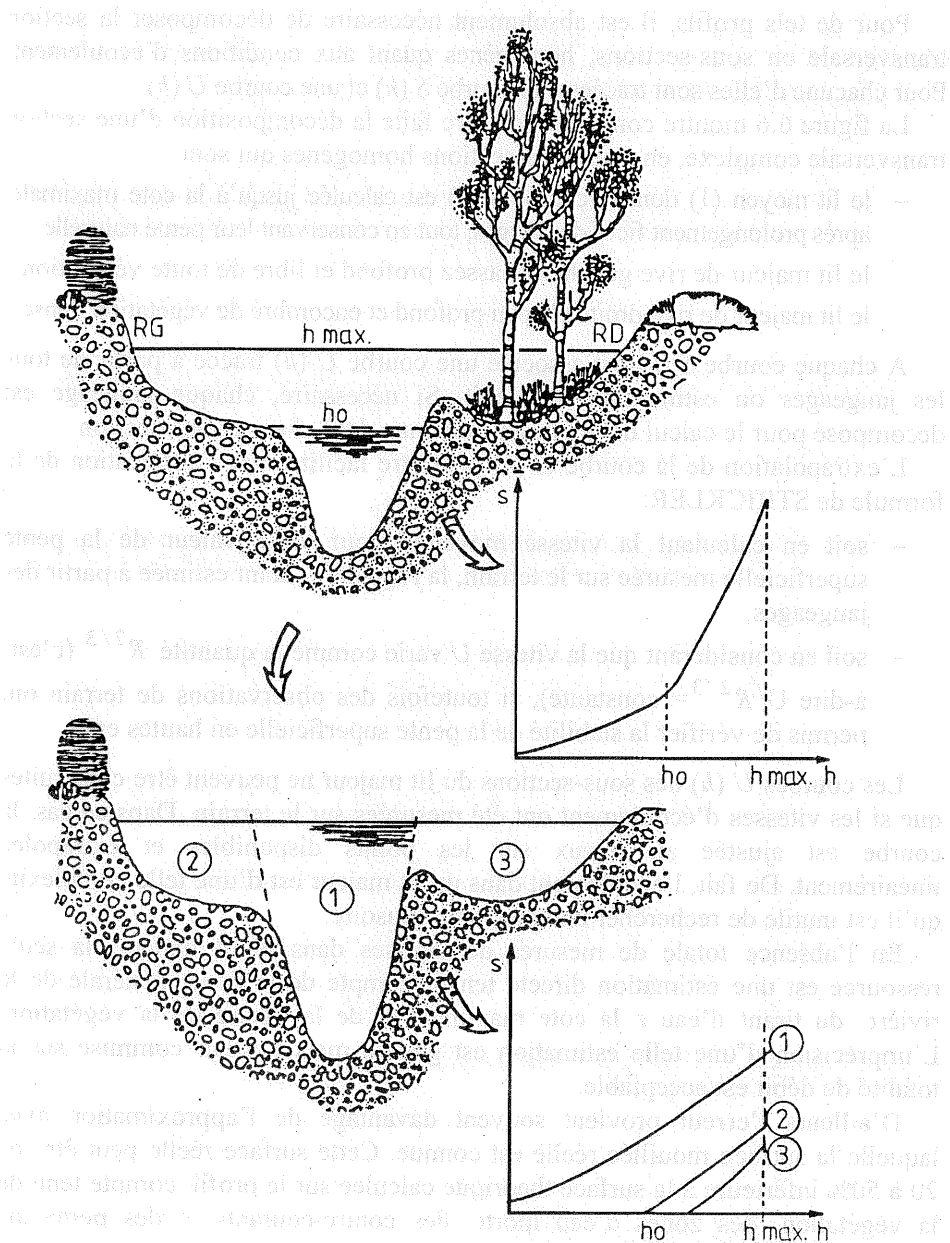
- soit en calculant la vitesse moyenne pour toute valeur de la pente superficielle mesurée sur le terrain, la rugosité  $K$  étant estimée à partir des jaugeages;
- soit en considérant que la vitesse  $U$  varie comme la quantité  $R^{2/3}$  (c'est-à-dire  $U/R^{2/3} = \text{constante}$ ), si toutefois des observations de terrain ont permis de vérifier la stabilité de la pente superficielle en hautes eaux.

Les courbes  $U(h)$  des sous-sections du lit majeur ne peuvent être construites que si les vitesses d'écoulement ont été mesurées sur le terrain. Dans ce cas, la courbe est ajustée au mieux sur les points disponibles et extrapolée linéairement. De fait, l'écoulement dans un lit majeur est d'une telle complexité qu'il est inutile de rechercher une précision illusoire.

En l'absence totale de mesures de vitesses dans le lit majeur, la seule ressource est une estimation directe tenant compte de la pente générale de la rivière, du tirant d'eau à la cote maximale et de la nature de la végétation. L'imprécision d'une telle estimation est grande mais l'erreur commise sur la totalité du débit est acceptable.

D'ailleurs l'erreur provient souvent davantage de l'approximation avec laquelle la surface mouillée réelle est connue. Cette surface réelle peut être de 20 à 50% inférieure à la surface théorique calculée sur le profil, compte tenu de la végétation, des zones d'eau morte, des contre-courants et des pertes de charges ou variations latérales du niveau.

Ces remarques montrent combien il est important, lorsqu'une crue exceptionnelle déborde largement le lit mineur, de faire des mesures en priorité dans le lit majeur: si le débit maximal du seul lit moyen peut être calculé avec une bonne précision à partir des seuls jaugeages effectués avant débordement, il n'en est pas du tout de même du débit d'un lit majeur duquel on ne sait rien.



**Fig. 6.6.** Décomposition d'une section transversale complexe  
(tiré de G. JACCON).

• **Contraintes d'utilisation.** La méthode d'extrapolation par section mouillée et vitesse moyenne n'est pas applicable aux sections transversales à forte instabilité (creusement/ remblaiement du lit à chaque crue).

Sa mise en œuvre dépend de l'existence d'un profil en travers de la section de l'échelle, jusqu'à la cote maximale observée et de jaugeages jusqu'à une hauteur suffisante pour que la courbe  $U(h)$  puisse être correctement définie.

On soulignera, comme pour les deux méthodes précédentes, la très grande importance qu'il y a de vérifier le comportement de la pente hydraulique ou du produit  $K J^{1/2}$  lorsque le débit augmente.

#### 6.7.6. UTILISATION DES FORMULES D'ÉCOULEMENT

L'hydraulique fournit de très nombreuses formules, à l'aide desquelles il est possible de compléter la liste des jaugeages pour les tranches de hauteurs non jaugées. Ces jaugeages *calculés* constituent une méthode indirecte d'extrapolation de la courbe de tarage car ils viennent compléter la liste des jaugeages et permettent un tracé continu et complet dans l'intervalle de variation des hauteurs.

Les formules utilisées appartiennent à deux catégories:

- les premières se rapportent aux écoulements uniformes ou peu variés en régime permanent (CHEZY, MANNING, STRICKLER). Ces formules donnent des résultats corrects, quand la pente superficielle a pu être mesurée sur le terrain;
- les secondes permettent de calculer le débit à partir de la courbe de remous ou de la perte de charge, créées par une singularité naturelle ou artificielle (seuil, pont). Ces formules ont une forme plus complexe que les précédentes. Les plus utilisées sont du type de la formule d'AUBUISSON, applicable aux rétrécissements de section.

Cette formule s'écrit:

$$Q = CS(2gy + aU_2\Delta h)^{1/2},$$

dans laquelle:

- $C$  est un coefficient sans dimension, fourni par une table et qui varie de 0,5 à 1;
- $S$  - la section mouillée au droit du rétrécissement;
- $y$  - l'abaissement de la ligne d'eau;
- $a$  - un coefficient relatif à la répartition des vitesses dans la section;
- $\Delta h$  - la perte de charge par frottement entre la section contractée et la section amont.

RAYON HYDRAULIQUE R

(m)

VITESSE MOYENNE U

(m/s)

PENTE (mm/m)

COEFFICIENT K

K / Ix

CANAL  
ARTIFICIEL  
EN TERRE

RUGOSITÉ  
MOYENNE

RUGOSITÉ  
FORTE

RESULTAT

Fig. 6.7. Abaque pour le calcul de la vitesse moyenne Formule de Manning-Strickler:

$$U = KR^{2/3} J^{1/2}$$

Exemple:  $R = 0.4 \text{ m}$      $J = 2 \text{ mm/m}$      $K = 15 \Rightarrow U = 0.36 \text{ m/s}$ .

Il est certain qu'une telle formule, appliquée *a priori* à une singularité, ne donne qu'une estimation imprécise du débit. Mais si l'on a pris soin de mesurer sur le terrain les variables  $y$  et  $h$  pour différents débits jaugés au moulinet, la valeur du paramètre  $C$  peut être calculée avec une meilleure précision et la fourchette d'erreur sur le débit s'en trouve largement diminuée. Cette méthode peut être utilisée dans de nombreuses stations, en particulier celle situées à l'amont de ponts routiers.

En résumé:

- l'extrapolation du tarage vers le haut a pour objet de compléter la courbe jusqu'à la cote maximale observée;
- les trois méthodes usuelles d'extrapolation, précédemment décrites ne sont applicables qu'aux sections à profil transversal stable ou à faible instabilité;

de plus:

- la méthode logarithmique exige un profil transversal régulier;
- la méthode de STEVENS demande la stabilisation de la valeur de la pente hydraulique;
- la méthode par section mouillée et vitesse moyenne est la seule applicable aux sections de forme complexe, après décomposition du profil;
- en pratique, l'extrapolation de la courbe doit être faite en utilisant les trois méthodes, si les conditions d'écoulement le permettent, et en comparant les résultats obtenus.

#### 6.7.7. BASSES EAUX

L'extrapolation de la courbe de tarage *vers le bas*, c'est à dire jusqu'à la hauteur minimale observée est une opération toujours difficile, dans les sections en lit naturel, c'est à dire non équipées d'un seuil, pour les deux raisons suivantes:

- la très mauvaise sensibilité des sections naturelles quand les niveaux sont faibles;
- la très grande instabilité des tarages de basses eaux, influencés par toute variation du profil, aussi minime soit elle.

Ces deux causes font que certaines stations hydrométriques, d'excellente qualité pour le mesurage des débits supérieurs à quelques  $\text{m}^3/\text{s}$ , sont totalement inadaptées au contrôle des basses eaux par la limnimétrie. Seule, l'exécution de jaugeages périodiques permet de reconstituer correctement la courbe de tarissement.

A ces deux inconvénients, s'ajoute le plus souvent une nette insuffisance des jaugeages:

- en quantité, parce que le mesurage des faibles débits est considéré par les hydrométristes comme un travail routinier et peu important, voire inutile;
- en qualité, parce qu'en fait les conditions de jaugeage sont très mauvaises: sections mouillées importantes à géométrie irrégulière, vitesses d'écoulements très faibles.

**6.7.7.1. Cas des cours d'eau non pérennes.** Le débit s'annule au moins une fois dans la période de validité du tarage.

La hauteur  $h_0$  au moment de l'arrêt de l'écoulement, associée au débit nul, est l'abscisse du point-origine de la courbe de tarage.

Dans de nombreuses stations la hauteur  $h_0$  est différente de zéro, soit parce que l'élément inférieur de l'échelle se situe dans une mouille, soit parce que l'échelle comprend un élément *négatif*.



La hauteur  $h_0$  doit être recherchée:

- soit dans les bulletins limnimétriques originaux, si l'arrêt d'écoulement est signalé par l'observateur (il devrait toujours l'être);
- soit dans le limnigramme, où le passage du tarissement à un palier horizontal (à très faible inclinaison due à l'évaporation, si la prise d'eau se trouve dans une mouille), se traduit par une rupture de pente;
- soit par le nivellement du point le plus bas du seuil de contrôle, situé à l'aval immédiat de l'échelle;
- soit enfin par la date d'arrêt de l'écoulement, estimé à partir d'une autre station proche.

Connaissant le point d'aboutissement de la courbe de tarage sur l'axe des hauteurs, l'extrapolation au-dessous du jaugeage le plus faible est généralement facile: elle est faite vers le bas en respectant la courbure, pour ne pas introduire de discontinuité.

A chaque arrêt d'écoulement est associé une hauteur  $h_0$ . Si celle-ci ne varie pas d'un arrêt au suivant, il est peu probable qu'un détarage ait eu lieu. Au contraire, une variation de plusieurs centimètres est un signe certain de détarage et pour chaque valeur de  $h_0$  une courbe de basses eaux doit être tracée.

**6.7.7.2. Cas des rivières pérennes.** Lorsque l'écoulement ne cesse pas dans la période de validité, il n'existe pas de règle pratique pour guider l'extrapolation de la courbe de tarage vers le bas.

Si la cote minimale observée est peu inférieure à la cote minimale jaugée, l'extrapolation est faite *en respectant la courbure*. Si la cote minimale est nettement inférieure, le débit le plus faible est estimé à partir du débit minimal jaugé, en tenant compte de la réduction de la section mouillée (mesurée sur le profil en travers) et de la vitesse moyenne (estimée). Cette méthode n'est applicable que si la réduction de  $S$  est sensible ( $S$  pas trop important) et si  $U$  conserve une valeur significative (quelques centimètres par seconde).

Si la station se trouve sous le contrôle d'un seuil naturel rocheux ou artificiel stable, l'extrapolation de la courbe vers le bas peut-être faite par un procédé logarithmique, la valeur  $h_0$  correspondant au point le plus bas du seuil.

*En résumé:*

- l'extrapolation du tarage vers le bas a pour objet de compléter la courbe jusqu'à la cote minimale observée;
- dans le cas des rivières non-pérennes, la hauteur pour laquelle le débit s'annule, constitue un repère essentiel pour le tracé de la courbe;
- dans le cas des rivières pérennes, l'extrapolation peut s'appuyer sur une méthode logarithmique, s'il existe un contrôle aval stable; sinon, des jaugeages de basses eaux sont indispensables.

## BIBLIOGRAPHIE

ALDEGHERI M., *Mesure des débits à partir des vitesses*, Manuel d'hydrométrie ORSTOM, tome IV, 1979.

AUDINET M., *Hydrométrie appliquée aux cours d'eau*, Paris, 1995.

BRUNET-MORET Y., *Etude de l'homogénéité de séries chronologiques de précipitations annuelles par la méthode des doubles masses*, Cah. ORSTOM, ser. Hydrol., vol. VIII, n°4, 1971, pp.3-31.

BRUNET-MORET Y., *Homogénéisation des précipitations*, Cah. ORSTOM, ser. Hydrol., vol. XVI, n°3-4, 1979 pp.147-170.

CHUZEVILLE B., *Hydrologie tropicale et appliquée en Afrique Sub-Saharienne*, Ministère de la coopération, 1990.

COCHONNEAU G., HIEZ G., SECHET P., L'HOTE Y., *M.V.R.1.5, logiciel pour la critique, l'homogénéisation et la synthèse d'observations pluviométriques*. Collection LogORSTOM, Paris, 1992, ISBN 2-7099-1112-4, 210 p. 6 disq.

COCHONNEAU G., BOYER J-F, DIEULIN C., *HYDROM - Logiciel de gestion et de traitement de données hydrométriques*, ORSTOM, 1994.

DUBREUIL P., GUISCAFRE J., *Cahiers ORSTOM - La planification du réseau hydrométrique minimal par* - vol. VIII, n°2, 1971.

DUBREUIL P., *Initiation à l'analyse hydrologique*, Masson & Cie et ORSTOM Ed. Paris, 1974, 216 p. N° ISBN : 2-225-40 140-3.

GIODA A., ACOSTA-BALADON A., FONTANEL P., HERNANDEZ-MARTIN Z., SANTOS A., *L'arbre fontaine*, in La Recherche n°249, vol. 23, décembre 1992, pp. 1400-1408.

HIEZ G., *L'homogénéité des données pluviométriques*, Cah. ORSTOM, ser. Hydrol., 1977, vol. XIV, n°2, pp.129-172.

JACCON G., *Techniques Hydrométriques non Conventionnelles*, ORSTOM, 1990.

JACCON G., *Manuel d'hydrométrie ORSTOM - Tracé de la courbe de tarage et calcul des débits*, tome V, 1990.

LAGLAINE V., NOURI I., VUATAZ F.D., *Cycle postgrade inter-universitaire en hydrologie et hydrogéologie*, 1990.

LANG M., *Les chroniques en hydrologie*, CEMAGREF, 1995.

L'HOTE Y., *Historique du concept de cycle de l'eau et des premières mesures hydrologiques en Europe*, Hydrologie Continentale, vol. 5, n° 1, 1990, pp. 13-27, N° ISSN 0246-1528.

L'HOTE Y., *Historique de la mesure des pluies*, In *Les données pluviométriques anciennes ; un patrimoine culturel et scientifique à mettre en valeur*. Ministère Français de l'environnement, Ministère des transports, Météo-France, 1991, ISBN 2-11608567-8 pp; 8:12

LLAMAS J., *Hydrologie générale - Principes et applications*, Gaëtan Morin ed Quebec, Canada, 1985, 487p.

LUBES H., MASSON J-M., RAOUS P., TAPIAU M., SAFARHY - *Logiciel de calculs statistiques et d'analyse fréquentielle adapté à l'évaluation du risque hydrologique*, 1994, ORSTOM, Université Montpellier II,

MEUNIER M., CEMAGREF, *Recherches sur la nouvelle Limnimétrie*, Grenoble, 1989.

MORELL M. et al., Programme de recherche en technologie et en informatique, Acquisition, télétransmission et gestion de données hydrométéorologiques, ORSTOM – Montpellier, 1996.

MORELL M. et al., *La Guadeloupe au fil de l'Eau*, Comité de la Culture, de l'Education et de l'Environnement - Conseil Régional de la Guadeloupe, 1994.

MORELL M., *Influence de la topographie et de l'exposition aux vents dominants sur les mesures des précipitations*, deuxièmes journées hydrologiques de l'ORSTOM à Montpellier, 16-17 octobre 1986, collection Colloques et Séminaires, ORSTOM, Paris.

MULLER I, et al., *Fondements et spécialisation en hydrologie*, Ecole Polytechnique de Lausanne, 1990.

RAOUS P. et al., *PLUVIOM - Logiciel de gestion et de traitement de données pluviométriques*, ORSTOM, 1990.

REMENIERAS G., *L'hydrologie de l'ingénieur*, 413 p., Eyrolles Editeur, Paris, 1986.

ROCHE M., *Hydrologie de surface*, 429 p., Gauthier-Villars, Paris, 1963.

ROCHE M.F., Dictionnaire français d'hydrologie de surface, avec équivalents en anglais, espagnol, allemand, 288 p., Masson Editeur, 1986, N° ISBN : 2-225-80739-6.

SEVRUK, B, HAMON, W.R., *International comparisons of national precipitation gauges with a reference pit gauge*, WMO Instruments and Observing Methods Report 17, 1984.

\*\*\*, *La Houille Blanche*, Numéro 4/5, 1987.

\*\*\*, *Les limnigraphes –Synthèse*, Réseau Ile-de-France, Commission Limnimétrie en Réseau d'Assainissement et Milieu Naturel, 1986.

\*\*\*, *L'Eau dans la Ville*, Enquête du CEMAGREF sur les Appareillages et les Pratiques Limnimétriques. Avril 1989.

\*\*\*, Normes ISO 16 / 1983, *Mesure de débit des liquides dans les canaux découverts*.

\*\*\*, *Assises de l'Hydrométrie en France*, Ministère de l'Environnement. Actes du Colloque de Paris. Novembre 1989.

\*\*\*, *Colloque sur la Télémessure et la Transmission de données en Hydrologie*, Actes du Colloque de Toulouse, Service de la Navigation de Toulouse/OMM, mars 1987.

\*\*\*, *Cours de base, fondements et spécialisation en hydrologie*, n° 184, Résumé des cours, Lausanne, 1990.

\*\*\*, *La météorologie*, numéro spécial : Précipitations et hydrologie, VI ème série, N° 20-21, mars et juin 1980, 334 p., Société Hydrotechnique de France SHF 92100 Boulogne, 1980, N° ISSN : 0026-1181.

\*\*\*, OMM, *Guide des instruments et des observations météorologiques*, 4è et 5è édition, Genève, Suisse, 1973, 1981.

\*\*\*, *Formation de base à la météorologie*, METEO-FRANCE, CENTRE NATIONAL D'ENSEIGNEMENT A DISTANCE (CNED), 1992, 3 tomes, coordonnateurs C. BILLARD et J. HOFFMAN, Ministère de l'Education Nationale, Ministère des Transports, dépôt légal septembre 1990, n° ISBN : 2-908541-00-9.

\*\*\* Colloque sur la Télémétrie et la Transmission de données en Hydrologie. Actes du Colloque de Toulouse, Service de la Navigation de l'Armée (SNA) mai 1987.

\*\*\* Cours de base, enseignement à distance en hydrologie. 1984. Révisé en cours d'impression 1987.

\*\*\* La météorologie, manuel spécial : Prévisions et hydrologie. VIème série N° 20-21, mars et juin 1980, 384 p. Société hydrotechnique de France SHF, 92100 Boulogne, 1980. N° 1227 - 0028-1121.

\*\*\* OMM. Guide des instruments et des observations météorologiques. 4e édition. Gèneve Suisse 1977, 1987.

\*\*\* Répertoire des données hydrologiques METEO-FRANCE CENTRE NATIONAL D'ENTRETIENMENT A INSTANT (CENED). 1982. 1 tome, coordonnées.

C. BILLARD et J. HOTTMAN, Ministère de l'Éducation Nationale. Ministère de l'Équipement. 1980. N° 1227 - 0028-1121.

**Livres édités dans le cadre du programme**

**TEMPUS S\_JEP 09781/95-98:**

<b>Ion GIURMA</b>	<b>COLMATAREA LACURILOR DE ACUMULARE</b>
<b>F. LEHMANN; Ph. ACKERER</b>	<b>WAMOS 1D. SIMULATION OF WATER MOVEMENT IN SOIL</b>
<b>Ionel HAIDU</b>	<b>ANALIZA SERIILOR DE TIMP. APLICAȚII ÎN HIDROLOGIE</b>
<b>Aurel VARDUCA</b>	<b>HIDROCHIMIE ȘI POLUAREA CHIMICĂ A APEI</b>
<b>Petre STANCIU</b>	<b>METODOLOGIA BOX-JENKINS. APLICAȚII ÎN HIDROLOGIE</b>
<b>Pierre HUBERT</b>	<b>EAUPUSCULE</b>
<b>Mihai MANOLIU; Cristina IONESCU</b>	<b>DEZVOLTARE DURABILĂ ȘI PROTECȚIA MEDIULUI</b>
<b>André MERMOUD</b>	<b>ELEMENTS DE PHYSIQUE DU SOL</b>
<b>Ioan BICA</b>	<b>POLUAREA ACVIFERELOR. TEHNICI DE REMEDIERE</b>
<b>Petre GÂȘTESCU</b>	<b>LIMNOLOGIE ȘI OCEANOGRAFIE</b>
<b>Radu POPA</b>	<b>MODELAREA CALITĂȚII APEI DIN RÂURI</b>
<b>Ionel HAIDU; Călin HAIDU</b>	<b>S.I.G. ANALIZĂ SPAȚIALĂ</b>
<b>Corina ROȘU; Gheorghe CREȚU</b>	<b>INUNDAȚII ACCIDENTALE</b>
<b>Alexandru MĂNESCU</b>	<b>ALIMENTĂRI CU APĂ. APLICAȚII</b>
<b>André MUSY</b>	<b>HYDROLOGIE APPLIQUÉE</b>
<b>Bruno AMBROISE</b>	<b>LA DYNAMIQUE DU CYCLE DE L'EAU DANS UN BASSIN VERSANT</b>



ÉCOLE POLYTECHNIQUE  
FÉDÉRALE DE LAUSANNE

L'édition de ce livre a été possible grâce à la contribution suisse au programme TEMPUS S\_JEP 09781/95-98 "Gestion et Protection de la Ressource en Eau", développé à l'Université Technique de Construction de Bucarest (UTCB) en Roumanie.

Les coordinateurs remercient vivement l'Office Fédéral de l'Éducation et de la Science (OFES) et l'École Polytechnique Fédérale de Lausanne (EPFL) pour leur soutien au programme roumain de formation postuniversitaire et plus particulièrement le professeur André Musy de l'Institut d'Aménagement des Terres et des Eaux de l'EPFL, responsable suisse du programme TEMPUS entre l'UTCB et l'EPFL, pour sa généreuse implication.

ISBN: 973-98954-1-7