

# Systèmes d'irrigation

par **René CLÉMENT**

*Ingénieur en Chef du Génie Rural, des Eaux et des Forêts  
Directeur Général de la Société du Canal de Provence  
et d'Aménagement de la Région Provençale*

**Alain GALAND**

*Ingénieur de l'École Nationale Supérieure d'Hydraulique de Grenoble  
Ingénieur à la Société du Canal de Provence et d'Aménagement de la Région Provençale*

et **Jacques MEYLAN**

*Ingénieur à la Société du Canal de Provence et d'Aménagement de la Région Provençale*

1. Structure d'un système d'irrigation .....	C 5 250 - 2
2. Irrigation à la parcelle : irrigation de surface .....	— 3
3. Irrigation à la parcelle : irrigation par aspersion .....	— 9
4. Irrigation à la parcelle : irrigation localisée .....	— 16
5. Réseau collectif de distribution par canaux .....	— 17
6. Réseau collectif de distribution par conduites sous pression....	— 22
7. Stations de pompage .....	— 35
8. Ouvrages de transport.....	— 40
Références bibliographiques .....	— 47

**D**ès lors qu'un aménagement hydroagricole est important, on peut classer les équipements qu'il met en jeu en trois niveaux.

■ Les **ouvrages de transport** acheminent l'eau d'irrigation depuis la prise d'eau jusqu'aux périmètres à desservir ; ces ouvrages transitent des débits importants (quelques mètres cubes à quelques dizaines de mètres cubes par seconde) sur de longues distances. Ils sont constitués d'ouvrages linéaires (canaux, galeries) et d'ouvrages ponctuels (aqueducs, siphons, régulateurs, etc.) (§ 8).

■ Les **réseaux de distribution** répartissent à l'intérieur du périmètre, et jusqu'aux prises d'irrigation propres à chaque agriculteur, l'eau amenée par les ouvrages de transport ; ces réseaux ont une structure généralement ramifiée. Deux types de conceptions seront présentés : réseaux de distribution par **canaux à ciel ouvert** (§ 5) et réseaux de distribution par **canalisations sous pression** (§ 6).

■ L'**irrigation à la parcelle** est relative à la mise en œuvre de l'eau d'irrigation délivrée aux prises du réseau. On entend par **parcelle d'irrigation** l'unité de surface disposant d'une prise individualisée sur le réseau de distribution ; il ne s'agit donc pas de parcelles cadastrales ni de parcelles culturales. Les équipements mis en jeu ou les aménagements de terrain sont fonction de la technique d'irrigation adoptée par les irrigants : **irrigation de surface** (§ 2), **irrigation par aspersion** (§ 3), **irrigation localisée** (§ 4).

Pour l'élaboration des programmes d'irrigation (phase décisionnelle), le lecteur se reportera à l'article *Programmes d'irrigation* [C 4 250] dans ce traité.

# 1. Structure d'un système d'irrigation

## 1.1 Différents niveaux d'équipements

D'une manière générale, les ouvrages de transport et les réseaux de distribution constituent les équipements collectifs de l'aménagement, alors que l'irrigation à la parcelle est du ressort des différents agriculteurs.

La limite entre ouvrages de transport et réseaux de distribution apparaît clairement dès lors que les réseaux sont conçus avec une distribution par canalisations sous pression. Cette limite est plus diffuse avec des réseaux de distribution par canaux à ciel ouvert ; nous avons considéré que les ouvrages de transport étaient alors constitués du canal principal appelé souvent *canal primaire (tête morte)*, c'est-à-dire canal d'amenée des eaux jusqu'à l'entrée du périmètre d'irrigation, et canaux permettant de dominer le périmètre à desservir qui présente, en effet, généralement les caractéristiques suivantes : transport de gros débits sur de grandes distances, peu de ramifications, options possibles sur le mode de régulation. Le réseau de distribution est alors constitué des *canaux secondaires* et *tertiaires* (débits moins importants, ramifications nombreuses, régulation généralement par l'امت).

## 1.2 Réservoirs et réserves

Un aménagement hydroagricole comporte généralement des réservoirs aux différents niveaux du système. On peut, de manière schématique, distinguer quatre types principaux de réservoirs correspondant à des fonctions et des capacités différentes.

### 1.2.1 Réservoirs de régulation annuelle ou interannuelle

Ces réservoirs sont généralement placés à l'amont de l'aménagement. D'une capacité importante (plusieurs millions de mètres cubes), ils sont indispensables pour assurer la satisfaction des besoins dès lors que la ressource en eau a un débit d'étiage insuffisant.

Il s'agit là de barrages réservoirs. Les retenues collinaires, avec digue en terre ou en enrochement barrant un vallon, sont fréquentes pour les aménagements hydroagricoles d'importance modeste.

### 1.2.2 Réservoirs de régulation saisonnière

Placés généralement en tête des réseaux de distribution, à l'aval des ouvrages de transport, ils permettent une utilisation en continu des ouvrages de transport et donc une diminution du coût d'investissement correspondant. Leur capacité est de l'ordre de plusieurs centaines de milliers de mètres cubes. Ils seront souvent réalisés en utilisant encore un site naturel, mais avec une topographie profondément modifiée par l'exécution de déblais et de remblais, et avec une cuvette revêtue (béton, béton bitumineux, argile).

### 1.2.3 Réservoirs de régulation journalière

Les capacités mises en jeu sont de l'ordre de plusieurs milliers de mètres cubes. Ces réservoirs sont généralement réalisés en béton armé pour les faibles capacités (inférieures à 5 000 m<sup>3</sup>, à titre d'ordre de grandeur). Pour des capacités plus importantes, on réalise des cuvettes limitées par des digues avec revêtement total.

### 1.2.4 Réservoirs de régulation instantanée

Ces réservoirs sont associés à des stations de pompage automatiques avec régulation sur niveaux (§ 7). Ils constituent un *volume tampon* de l'ordre de la centaine de mètres cubes, permettant d'assurer une distribution correspondant à une plage continue de débit disponible, alors que le pompage ne fournit qu'une gamme discontinue de débits possibles. Ils sont réalisés en béton et généralement surélevés.

## 1.3 Efficience d'un système d'irrigation

On désigne par *efficience* ou par *efficacité* d'un système le rapport entre les quantités d'eau effectivement utilisées et les quantités dérivées en tête de l'aménagement.

Cette notion s'apparente donc à un rendement. Elle doit être clairement explicitée en précisant, d'une part, le niveau considéré du système et, d'autre part, la durée de la période sur laquelle porte l'appréciation.

### 1.3.1 Efficience de l'irrigation à la parcelle

L'efficience de l'irrigation à la parcelle représente le rapport entre les volumes d'eau effectivement utilisés par les plantes (évapotranspiration) et les volumes livrés en tête de parcelle.

Cette efficience sera fonction de la technique d'irrigation utilisée, de son adéquation aux conditions du milieu naturel, de la technicité de l'irrigant. Les ordres de grandeurs suivants peuvent être proposés [2] :

- irrigation de surface : 40 à 80 % ;
- irrigation par aspersion : 65 à 85 %.

### 1.3.2 Efficience du réseau

L'efficience du réseau représente le rapport entre les volumes d'eau livrés aux prises d'irrigation et les volumes d'eau prélevés sur les ouvrages principaux. Il est important, ici, de préciser la période sur laquelle porte l'estimation.

Ainsi, pour un **réseau de distribution par canalisation sous pression**, l'efficience est voisine de 100 % au moment de la pointe, et c'est cette valeur qui sera utilisée pour le calcul des débits transités pris comme base de dimensionnement. Par contre, sur l'ensemble de la campagne d'irrigation, des pertes d'eau peuvent être enregistrées (fuites permanentes de faible importance, rupture de conduites, vidanges, etc.).

Les statistiques d'exploitation portant sur des réseaux en service, avec vente de l'eau au volume, permettent d'établir le rapport entre les volumes facturés aux irrigants et les volumes dérivés au cours d'une campagne d'irrigation.

**Exemple** : ainsi, dans le périmètre du Bas-Rhône-Languedoc [3], on a pu enregistrer un rapport de 87,5 %, correspondant à des *pertes* de l'ordre de 7 % et à un sous-comptage de l'ordre de 5,5 %.

L'efficience réelle du réseau serait donc d'environ 93 % sur la campagne d'arrosage, mais il s'agit de réseaux en cours de développement où les volumes transités ne représentent que 35 à 50 % des volumes prévus au stade d'équilibre, et l'on peut donc s'attendre à un accroissement de l'efficience du réseau, car les pertes sont, dans une large mesure, indépendantes des volumes transités pour un ouvrage réalisé donné.

Pour un **réseau de distribution par canaux à surface libre**, la distinction précédente entre efficience en pointe et efficience sur la campagne d'irrigation est encore plus importante. On admet couramment une efficience de 85 %, à la période de pointe, pour

des réseaux revêtus et équipés d'une régulation moderne par l'amont. Les pertes ont ici pour origine, d'une part, l'imprécision du réglage des débits en régime permanent et, d'autre part, les difficultés d'adaptation du réseau aux variations de régime impliquées par le tour d'arrosage à module fixe (§ 5.3.2). Mais, sur la campagne d'irrigation, l'efficacité obtenue sera nettement plus faible, car les refus de tour d'eau, en période hors pointe, ne pourront généralement pas être intégralement répercutés en temps utile sur l'amont, ce qui se traduira par des rejets aux exutoires. C'est ce qui explique qu'il est courant de rencontrer dans le Midi de la France d'anciens réseaux d'irrigation de surface dérivant, par hectare irrigué, un volume annuel trois à cinq fois plus important que des réseaux voisins destinés à l'irrigation par aspersion.

Il convient cependant de noter que les rejets aux exutoires ne constituent pas une ponction sur la ressource en eau, dans la mesure où ces rejets sont susceptibles d'être mobilisés plus en aval pour d'autres aménagements.

### 1.3.3 Efficacité des ouvrages de transport

Pendant la pointe, l'efficacité des ouvrages de transport est voisine de 100 % dès lors que les ouvrages sont revêtus et dotés d'un système de régulation efficace (régulation par l'aval, régulation dynamique).

Par contre, sur l'ensemble d'une année, durant laquelle les ouvrages sont maintenus en eau, on enregistrera des pertes non négligeables : fuites peu importantes mais permanentes, infiltration et évaporation, etc.

**Exemple :** ainsi, les ouvrages de transport du périmètre du Bas-Rhône-Languedoc ont une efficacité qui a pu être estimée à 87 % sur l'année [3]. Comme pour les réseaux (§ 1.3.2), il s'agit de périmètres en cours de développement, et cette efficacité pourrait être améliorée dans l'avenir.

### 1.3.4 Efficacité d'un système

L'efficacité globale d'un système d'irrigation résulte des rendements en cascade qui affectent le transport, la distribution et l'irrigation. Les observations précédentes ont montré qu'il convient d'estimer deux valeurs de l'efficacité :

- l'efficacité relative aux débits transités en période de pointe (en vue du calcul des débits servant au dimensionnement des équipements) ;
- l'efficacité relative aux volumes mis en jeu pendant la campagne d'arrosage (en vue du calcul des réservoirs de régulation annuelle, de l'énergie de pompage).

## 2. Irrigation à la parcelle : irrigation de surface

### 2.1 Généralités

Les irrigations de surface recouvrent l'ensemble des techniques d'irrigation où l'eau disponible en tête de parcelle est répartie sur le terrain à irriguer par un écoulement gravitaire de surface ne nécessitant qu'un aménagement adéquat du sol.

On classe généralement les différentes techniques d'irrigation de surface en trois groupes principaux : irrigations par submersion, irrigations par ruissellement, irrigations par rigoles d'infiltration.

■ Les irrigations par submersion consistent à introduire rapidement l'eau dans des bassins convenablement délimités par de petites digues arasées à l'horizontale, puis à laisser cette eau s'infiltrer dans le sol.

L'irrigation par *épandage* des eaux de crue constitue une variante rudimentaire de ce type de technique. Elle peut être utilisée pour reconstituer les réserves en eau du sol en dehors des périodes d'activité végétative ou pour l'aménagement de rizières permanentes dans des champs d'inondation.

L'irrigation par *bassins* horizontaux (§ 2.2) est, par contre, une technique élaborée, permettant une irrigation rationnelle.

■ Dans les irrigations par ruissellement, l'eau ruisselle en nappe mince sur toute la surface à irriguer et s'infiltré progressivement.

Les irrigations par *rigoles*, où les eaux sont répandues sur le sol par débordement de petites rigoles, correspondent à des aménagements sommaires, courants en pays de montagne. On utilise des rigoles de niveau ou des *rases* (rigoles en oblique) selon la pente du terrain.

Les irrigations par *plans inclinés* et *ados* permettent une irrigation précise et peuvent être utilisées lorsque le terrain n'a pas une pente naturelle suffisante pour faire ruisseler l'eau en nappe mince ; le terrain est alors aménagé en une succession de petites terrasses en plan incliné dont les petits côtés sont orientés dans le sens de la plus grande pente. La rigole de distribution située en crête déverse sur un côté (plan incliné) ou sur les deux côtés (ados).

Les irrigations à *la planche* (ou *calans*, § 2.3) sont très couramment utilisées. L'eau est introduite en tête du petit côté d'une parcelle rectangulaire dont les grands côtés sont orientés selon les lignes de plus grande pente. Elle ruisselle sur toute la surface de la planche parfaitement nivelée, et limitée par deux diguettes longitudinales.

■ Dans les irrigations par rigoles d'infiltration, l'eau ne ruisselle que sur une partie du sol, dans des sillons préalablement aménagés, et s'infiltré latéralement et verticalement. L'irrigation à *la raie* (§ 2.4) est particulièrement adaptée aux cultures en ligne. L'irrigation par *corrugations* (microsillons) en constitue une variante adaptée aux cultures couvrantes.

Nous examinerons plus en détail les trois techniques principales d'irrigation de surface (bassins, planches, raies), avant d'analyser les différents critères de choix d'une technique adaptée à une situation donnée.

## 2.2 Irrigation par bassin

### 2.2.1 Principe

Cette méthode consiste à introduire rapidement la dose d'arrosage à l'intérieur de planches horizontales bordées par des diguettes et formant bassin de *submersion* (figure 1).

L'eau est amenée aux bassins par un canal arroseur situé entre deux séries de bassins adjacents. Le débit disponible est déversé successivement dans les différents bassins par des vannages disposés de part et d'autre du canal.

### 2.2.2 Dimensionnement

Le temps de remplissage du bassin doit être suffisamment faible par rapport à la durée totale de l'infiltration de la dose pour obtenir une bonne uniformité de l'irrigation. La surface à donner à chaque bassin est donc fonction du débit disponible et de la perméabilité du terrain : elle peut varier de 7 m<sup>2</sup> par L/s pour des sols sableux à 70 m<sup>2</sup> par L/s pour des sols argileux. Des expérimentations *in situ* doivent être réalisées pour chaque périmètre afin de déterminer les valeurs optimales à retenir.

### 2.2.3 Aménagement du sol

L'obtention d'une bonne uniformité de l'irrigation suppose un nivellement soigné de chaque bassin. On peut cependant tolérer un écart de l'ordre de 5 à 8 cm entre le point haut et le point bas d'un

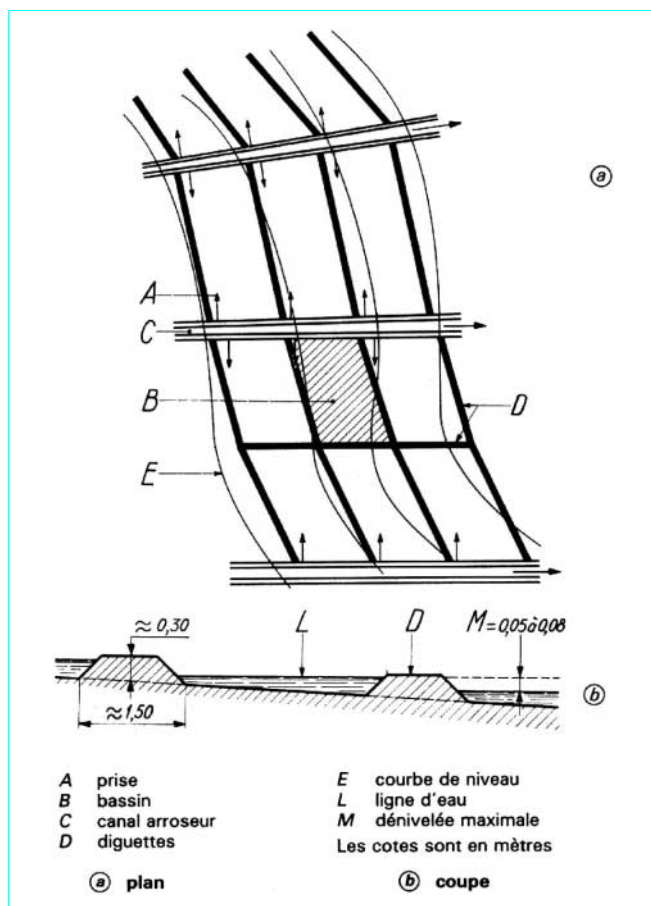


Figure 1 – Irrigation par bassins (exemple : vergers)

même bassin. Les coûts de nivellement peuvent être réduits en adoptant les dispositions suivantes :

- les diguettes longitudinales sont établies en suivant les courbes de niveau ;
- elles sont espacées d'une largeur calculée en fonction de la pente moyenne du terrain et de l'écart toléré entre point haut et point bas du bassin.

**Exemple :** avec une pente de 1 %, et un écart toléré de 6 cm, la largeur de chaque bassin (dans le sens de la pente) sera égale à 6 m. Les différents bassins sont ainsi disposés avec un intervalle vertical de 6 cm.

Ces dispositions permettent de s'adapter à des pentes pouvant atteindre 2,5 % avec certaines cultures (vergers), mais les levées de terre réduisent alors considérablement la superficie cultivable (hauteur des diguettes de l'ordre de 30 cm : largeur à la base de l'ordre de 1,50 m).

## 2.2.4 Irrigation du riz

L'irrigation du riz s'effectue par bassins, mais pose des problèmes spécifiques : la superficie des bassins est importante et peut atteindre plusieurs hectares ; ils sont parfaitement nivelés à l'horizontale ; il ne s'agit plus d'apporter périodiquement la dose d'arrosage à chaque bassin, mais d'assurer une submersion continue avec un réglage soigné du plan d'eau en fonction du stade de croissance de la plante.

Un réseau d'évacuation des colatures doit être obligatoirement aménagé pour permettre la vidange contrôlée des différents biefs.

La figure 2 présente un schéma de principe d'aménagement de rizières, avec les positions relatives des différents ouvrages mis en jeu : canaux d'irrigation, fossés d'assainissement, diguettes, chemins d'exploitation.

Pour satisfaire commodément aux besoins de la mise en eau, il est bon d'être en mesure d'introduire un débit de 40 L/s · ha dans un clos. La consommation globale, lors de la mise en eau, est de l'ordre de 5 000 m<sup>3</sup>/ha.

**Exemple :** la consommation annuelle s'établit en Camargue entre 35 000 et 38 000 m<sup>3</sup>. Mais l'évapotranspiration potentielle (ETP, article Programmes d'irrigation [C 4 250]) et les pertes par infiltration ne représentent que 15 000 à 18 000 m<sup>3</sup>, le reste de la consommation totale provenant des vidanges de clos nécessaires à l'exécution des traitements et à la suppression des mousses.

## 2.3 Irrigation à la planche

### 2.3.1 Principe

L'irrigation à la planche, ou par calans, s'effectue par le ruissellement d'une lame d'eau sur une planche (terrain en pente parfaitement nivelé) délimitée par deux diguettes longitudinales ou levées (figure 3).

L'eau est déversée à la partie supérieure de la planche constituant le petit côté d'un rectangle. Le ruissellement en nappe uniforme implique un nivellement assurant une pente transversale nulle (écart toléré : 2 à 3 cm).

### 2.3.2 Dimensionnement

La largeur  $\ell$  des planches varie de 5 à 30 m. Ce sont les conditions topographiques qui interviennent en premier lieu pour fixer cette largeur : on recherche, en effet, une pente transversale nulle, à la précision près des engins de nivellement (2 à 3 cm). Par ailleurs, afin d'éviter des percolations, on limite à 8 à 10 cm la dénivellation entre deux planches adjacentes. Cela fixe un maximum aux largeurs adoptées pour les planches lorsque la pente transversale n'est pas nulle.

La longueur  $L$  à donner aux planches est en relation avec la pente de ces dernières et le débit utilisé. Il convient de définir les caractéristiques qui permettront une bonne distribution de l'eau, n'entraînant ni érosion du sol, ni gaspillage d'eau.

Sur la base d'un grand nombre d'expériences relatives à différentes conditions de terrain, Criddle et Davis (Soil Conservation Service) [5] [6] ont proposé des abaques reliant les différents paramètres pertinents pour une bonne irrigation. Ces abaques traduisent approximativement la relation suivante :

$$q = 0,32 I \exp (-0,0125 D) \quad (1)$$

avec  $q$  (L/s) débit du calan, par bande de largeur 1 m et de longueur 100 m (ce débit correspond à une pente de 0,5 % environ),

$I$  (mm/h) vitesse moyenne d'infiltration de l'eau pendant l'irrigation,

$D$  (mm) dose d'arrosage à apporter à chaque irrigation.

On peut utiliser la relation (1) pour définir rapidement les caractéristiques d'une planche.

■ Dans un premier temps, on détermine expérimentalement la courbe donnant la variation de la vitesse d'infiltration dans le sol en fonction du temps ; étant donné la dose d'arrosage à apporter, on en déduit immédiatement le temps minimal de submersion à envisager et la vitesse moyenne d'infiltration  $I$  correspondante.

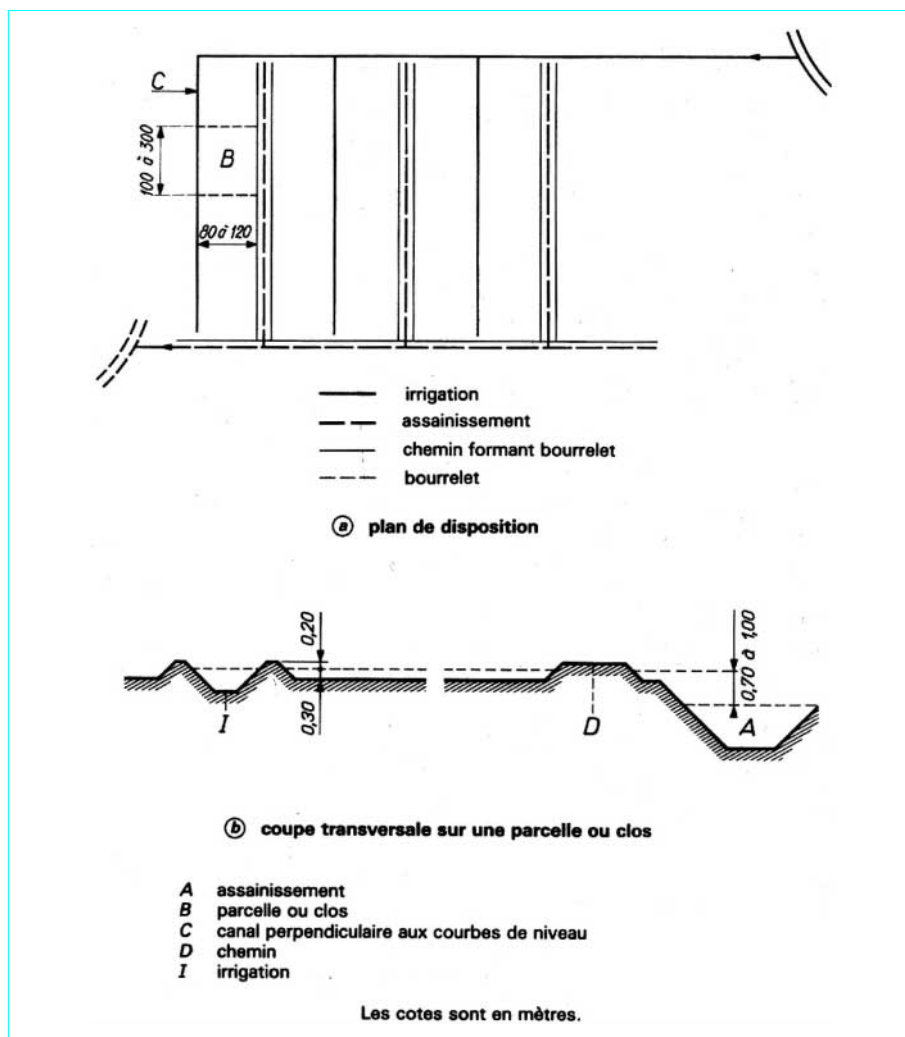


Figure 2 – Principe d'aménagement de rizière

■ La relation (1) permet alors de définir l'ordre de grandeur du débit unitaire  $q$  à apporter par mètre de largeur et pour 100 m de longueur ; pour des pentes supérieures à 0,5 %, les débits unitaires doivent être réduits de 10 % environ pour chaque pour-cent d'augmentation de pente ; pour des pentes inférieures à 0,5 %, les débits unitaires doivent être augmentés.

■ Si  $Q$  est le débit total utilisé (débit disponible, ou débit maximal non érosif), on peut déterminer la longueur  $L$  (m) à adopter pour la planche, à partir de la relation :

$$Q = q \ell \frac{L}{100}$$

où la largeur  $\ell$  (m) a été préalablement choisie.

**Exemple :** Criddle indique que le débit maximal non érosif par mètre de largeur de planche ( $Q/\ell$ ) n'excède pas 8 L/s sur un sol récemment planté et pour des pentes supérieures ou égales à 0,5 %. Des débits beaucoup plus importants peuvent être utilisés pour des pentes plus faibles et un sol déjà couvert de végétation.

■ La durée totale  $T$  (h) d'admission du débit  $Q$  dans la planche est définie par la relation :

$$T = \frac{D}{36 q e}$$

avec  $e$  efficacité de l'irrigation, pouvant en première approximation être prise égale à 70 %,

$D$  (mm) dose,

$q$  (L/s) débit unitaire par mètre de largeur et pour 100 m de longueur.

La méthode qui vient d'être décrite fournit rapidement des ordres de grandeur pour le dimensionnement d'une planche. Il est cependant souhaitable de *procéder à des essais en place* pour préciser ces éléments. Outre l'essai portant sur les vitesses d'infiltration, on définira expérimentalement les valeurs à admettre pour le débit maximal non érosif. Enfin les essais d'irrigation, conduits sur différentes longueurs de planche, permettront de calculer dans chaque cas l'efficacité de l'irrigation à la planche et de choisir ainsi le dispositif optimal.



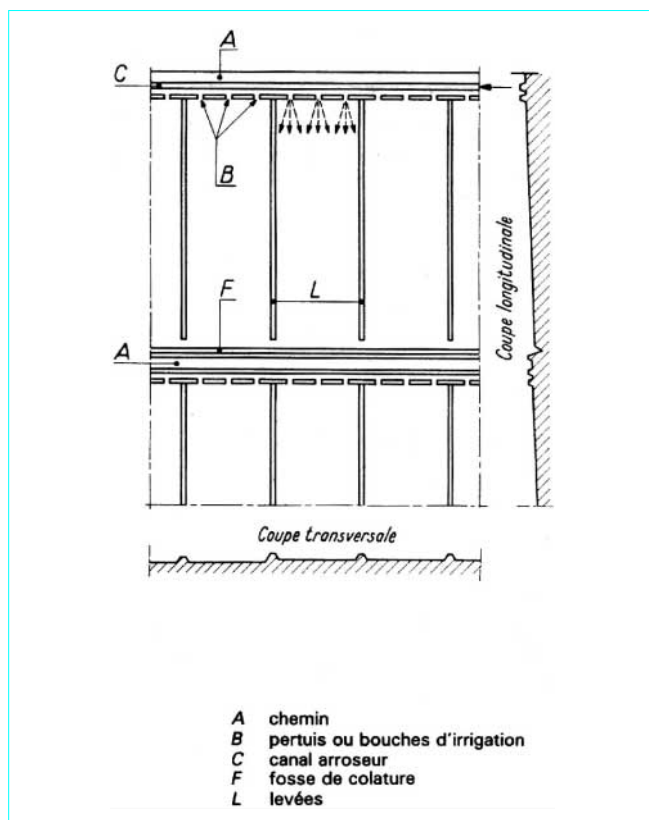


Figure 3 – Irrigation à la planche

### 2.3.3 Aménagement du sol

Le nivellement du sol requis par cette technique doit être précis : un écart maximal de 2 à 3 cm est toléré dans le sens perpendiculaire à l'écoulement. Le nivellement longitudinal assurera une pente continue, avec un profil légèrement convexe.

Les diguettes séparant les planches sont de faible hauteur (environ 15 cm). Des largeurs importantes (2 m) sont souvent adoptées de manière à permettre le franchissement des diguettes par des machines agricoles.

## 2.4 Irrigation à la raie

### 2.4.1 Principe

Avec l'irrigation à la raie, l'eau ne ruisselle que sur une faible partie de la surface du sol dans des *raies* ou sillons préalablement aménagés et qui constituent des *rigoles d'infiltration*.

### 2.4.2 Définition du dispositif d'arrosage

#### 2.4.2.1 Forme des sillons

La forme des sillons est généralement triangulaire. La section étant constante sur toute la longueur du sillon, le périmètre mouillé décroît d'amont en aval, ce qui entraîne des pertes par percolation à l'amont des rigoles. On limite ces pertes en ouvrant au maximum le V de la section triangulaire.

Des sillons de forme trapézoïdale, à fond plat de 0,50 m ou plus, sont parfois adoptés. Ils présentent l'avantage de n'entraîner que peu de variation de la section mouillée. Mais la faible hauteur de l'eau transitée implique un nivellement très précis et une exécution délicate. Pour cette raison, les sillons trapézoïdaux à large base ne sont retenus que sur sols lourds nécessitant un périmètre mouillé important.

#### 2.4.2.2 Écartement des sillons

L'écartement des sillons sera choisi en fonction de la nature du sol et des cultures pratiquées. L'humidification par infiltration latérale de toute la zone racinaire implique un espacement maximal d'autant plus faible que le sol sera très perméable.

**Exemple :** à titre d'ordre de grandeur, l'écartement entre sillons triangulaires ne doit pas excéder 0,50 m en sol sablonneux et 1,20 m en sol argileux.

Des essais *in situ* doivent être pratiqués pour contrôler, à la tarière, l'humidification du sol entre les raies, et déterminer ainsi l'écartement maximal.

#### 2.4.2.3 Longueur des sillons

La longueur à donner aux sillons est en relation avec les paramètres de l'irrigation :

- débits admis en tête de raie ;
- durée de l'irrigation.

Là encore, l'expérimentation *in situ* permet seule de définir les caractéristiques optimales permettant d'éviter l'érosion, tout en apportant la dose d'arrosage avec une bonne efficacité.

M. Criddle [5] propose ainsi d'adopter la démarche suivante.

**Détermination du débit maximal non érosif et de la longueur maximale de raie correspondante :** cette détermination s'effectue comme suit : on applique à un certain nombre de raies homogènes des débits différents et croissants ; on trace pour chaque raie la courbe d'avancement de l'eau en fonction du temps, qui tend asymptotiquement vers la longueur maximale possible. On peut ainsi déterminer le débit maximal avant érosion, la longueur maximale de raie correspondante et sa durée de mise en eau. Dans la pratique, on adoptera par sécurité une longueur légèrement inférieure.

**Exemple :** signalons, à titre d'ordre de grandeur, que les expériences de Criddle l'ont conduit à proposer la relation suivante pour le débit maximal non érosif :

$$q_{\max} = \frac{0,633}{p}$$

avec  $q_{\max}$  (L/s) débit,  
 $p$  (%) pente du terrain.

**Détermination de la durée totale de l'arrosage :** la raie de caractéristique retenue est donc mise en eau au débit maximal  $q_{\max}$  pendant le temps  $t$ . On déterminera expérimentalement la courbe de variation du débit à admettre en fonction du temps, pour que l'écoulement se maintienne jusqu'à l'extrémité de la raie. On obtient ainsi une courbe ayant l'allure présentée sur la figure 4. Le débit à admettre diminue depuis  $q_{\max}$  (débit de mise en eau) jusqu'à  $q_{\min}$  (débit stabilisé) corrélativement avec le coefficient de perméabilité.

Soit  $T(h)$  la durée totale de l'irrigation, permettant l'apport de la dose  $D$  (mm) avec une efficacité de  $e$ . Appelons  $q_o$  (L/s) le débit moyen apporté sur la durée  $T$  et résultant de la courbe précédente. Chaque raie arrose une bande de  $L$  (m) de longueur sur  $\ell$  (m) de largeur. Il en résulte l'équation suivante exprimant l'égalité des besoins et des apports en mètres cubes :

$$\frac{D}{1\,000} L \ell \frac{1}{e} = 3,6 q_o T$$

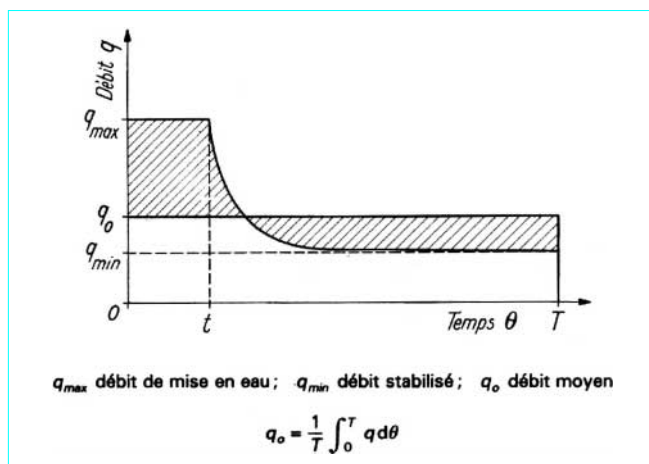


Figure 4 – Variation du débit à admettre en tête de raie

Cette équation permet de définir par approximations successives la durée  $T$  de l'arrosage, à partir de la courbe de la figure 4.

■ **Efficacité de l'irrigation** : pour une irrigation bien conduite, les pertes totales par percolation et ruissellement en bout de rigole sont de l'ordre de 30 % du volume dérivé ( $e = 0,70$ ).

Cela suppose que le temps de mise en eau de la raie ( $t$ ) ne dépasse pas environ le quart du temps total de l'irrigation ( $T$ ). On vérifiera donc que les résultats des calculs précédents remplissent cette condition. Dans le cas contraire, on réduira les valeurs admises pour le débit de mise en eau et la longueur des raies jusqu'à obtenir une solution compatible avec cette condition.

### 2.4.3 Aménagement du sol

L'aménagement du sol s'effectuera en implantant les raies de manière à ne pas excéder une pente de l'ordre de 1 à 2 %. Le nivellement du terrain pourra être effectué selon la méthode des *touches de piano* (correction du terrain par éléments de 10 à 20 m de largeur, dans l'axe des raies) de manière à en limiter l'importance. Un réseau de colatures doit être systématiquement mis en place.

## 2.5 Critères de choix d'une technique d'irrigation de surface

Le choix d'une technique d'irrigation de surface se portera sur la méthode la mieux adaptable aux conditions spécifiques de l'irrigation à pratiquer.

La **culture pratiquée** sera un premier critère de sélection. L'irrigation par bassins est obligatoire pour le riz. Elle est particulièrement adaptée aux vergers. L'irrigation à la planche est la plus efficace pour les cultures couvrantes (fourrages, céréales). L'irrigation à la raie est obligatoire pour les cultures en ligne et les cultures intensives nécessitant des interventions fréquentes sur le terrain. Elle est aussi à retenir pour toutes les cultures susceptibles d'être endommagées dès lors que l'eau recouvrirait le feuillage.

La **nature du sol** conduit à privilégier l'irrigation par bassins dans le cas de sols à texture fine ayant une faible perméabilité. Les bassins seront au contraire écartés pour des cultures annuelles sur un sol formant une croûte dure après submersion.

La **topographie** du terrain à irriguer est un facteur déterminant. Les planches exigent un nivellement très précis et ne peuvent être facilement aménagées que sur des terrains à topographie régulière. La pente générale du terrain doit être comprise entre 0,15 %

et 4 % environ, de manière à permettre l'établissement de planches avec une pente suffisante pour assurer le ruissellement sans pour autant atteindre la limite érosive.

Les bassins peuvent être établis avec des frais de nivellement très réduits sur des terrains présentant une pente allant jusqu'à 2,5 % dans le cas de vergers. Mais l'utilisation de bassins en grande culture et pour des cultures couvrantes ne peut être envisagée que sur des terrains très plats (pente inférieure à 0,3 %).

L'irrigation à la raie peut être adaptée sur des terrains présentant une large gamme de pentes. On peut l'envisager sur des pentes relativement accentuées (jusqu'à 8 à 10 %) en adoptant des raies légèrement inclinées sur les lignes de niveau. Les frais de nivellement seront relativement réduits avec un terrassement en *touches de piano*.

La **conduite des irrigations** est délicate pour l'irrigation à la raie, qui nécessite beaucoup de main-d'œuvre. L'irrigation à la planche est, par contre, assez facile à conduire dès lors que le sol est correctement aménagé, et elle ne nécessite que peu de main-d'œuvre. L'irrigation par bassins est d'une très grande simplicité avec de faibles besoins en main-d'œuvre.

L'**efficacité** des différentes techniques ne sera fonction que de la qualité de l'aménagement du sol et de l'expérience des irrigants. Les ordres de grandeur suivants [2] peuvent être proposés et correspondent à des situations où la technique est adaptée au terrain :

- bassins : 60 à 80 % ;
- planches : 40 à 75 % ;
- raies : 55 à 70 %.

## 2.6 Mécanisation et automatisation des irrigations de surface

Par rapport aux techniques plus modernes que constituent les irrigations par aspersion ou les irrigations localisées, les irrigations de surface conduites de manière traditionnelle présentent des handicaps importants :

- elles nécessitent une *importante quantité de travail* pour la mise en œuvre des arrosages ; ainsi, l'irrigation à la raie exige une surveillance quasi permanente de l'irrigant, de manière à assurer une répartition satisfaisante du débit entre les différentes raies en fonctionnement simultané ; l'irrigation de nuit n'est guère praticable de manière convenable, alors qu'elle est souvent imposée par les contraintes d'exploitation des réseaux collectifs (tour d'arrosage) ;
- elles n'assurent qu'une *médiocre qualité des arrosages*, avec des *quantités d'eau souvent surabondantes* : on observe fréquemment que l'irrigant n'apporte pas autant de soins qu'il serait nécessaire à la conduite des irrigations ; cela se traduit par une mauvaise répartition de l'eau distribuée et, assez généralement, par des durées d'arrosage exagérées.

Les matériels modernes maintenant disponibles permettent de modifier radicalement la conduite des irrigations. C'est dans le domaine de l'*irrigation à la raie* que cette modernisation se développe largement.

### 2.6.1 Mécanisation de l'arrosage à la raie

Des conduites de surface assurent la *fonction de réglage de l'arrosage*, en répartissant le débit d'irrigation entre les raies en service.

#### 2.6.1.1 Gains souples de distribution

■ **Principe** : le débit d'irrigation est véhiculé à l'intérieur d'une gaine souple déroulée devant les rangées de culture.

La gaine est équipée de dérivations qui dirigent l'eau au sein de chaque raie à alimenter. Chacune de ces dérivations est constituée d'un tuyau souple de petit diamètre, de courte longueur, et sa section de sortie peut être plus ou moins obturée pour limiter le débit admis dans la raie.

Ainsi, le débit d'irrigation se répartit de façon sûre entre les différentes raies. Le réglage des sections de sortie des manchettes de distribution s'effectue en principe une fois pour toutes en début de saison, en appréciant visuellement l'homogénéité des débits distribués dans chaque raie.

On peut facilement interrompre l'alimentation d'une ou de plusieurs raies de la rampe de distribution en rabattant les manchettes souples correspondantes par dessus ou par dessous la gaine principale.

■ **Matériel** : chaque rampe de distribution est à équiper par l'agriculteur en fonction de ses besoins. Le matériel comprend les éléments suivants :

- la *gaine souple principale* : il s'agit d'une gaine dont le diamètre est de 150 ou 200 mm ; cette gaine est réalisée en PVC souple, traité contre l'action des ultraviolets pour assurer sa longévité ; l'épaisseur du matériau est de 1 mm ; la gaine est livrée enroulée en couronnes de 30 ou 50 m ;

- les *manchettes de distribution* : chaque manchette est composée de trois éléments :

- une gaine souple de dérivation proprement dite ; elle est réalisée dans le même matériau que la gaine principale, mais au diamètre de 50 mm ; elle est coupée en longueurs de 50 cm,
- un raccord, en matériau rigide synthétique ; il permet d'assurer la fixation de la gaine de dérivation sur la gaine principale,
- un limiteur de débit ; il est constitué d'une vis et d'un écrou en matériau synthétique ; la tête de vis et l'écrou sont dessinés de manière à former un papillon, restreignant plus ou moins la section de sortie.

### 2.6.1.2 Rampes à vannettes

■ **Principe** : ce matériel, déjà largement développé aux USA, est maintenant fabriqué en France.

C'est un tube rigide qui est posé devant les rangées de culture et qui véhicule le débit d'irrigation.

Le tube est équipé de vannettes en face de chaque raie d'arrosage. Ces vannettes, fixées sur la paroi du tube, peuvent coulisser en libérant un orifice plus ou moins important. Le réglage de l'ouverture est donc facile et indéréglable, conduisant à un arrosage d'excellente qualité.

■ **Matériel** : la rampe est constituée par une série de tuyaux rigides en PVC traité contre les ultraviolets. Les tuyaux ont une longueur unitaire de 6 m. Ils sont réalisés au diamètre de 200 mm, avec une épaisseur de 3 mm. Ils se raccordent par emboîtement, avec des joints spéciaux permettant un montage/démontage facilité.

### 2.6.2 Automatisation par le système Transirrigation

■ **Principe** : un seul tuyau est utilisé simultanément pour le transport du débit d'arrosage et sa distribution entre les raies. Il est posé selon une pente uniforme (2 à 5 ‰).

Un piston avance à l'intérieur du tuyau, et son mouvement est contrôlé par un câble dont le déroulement est géré par un ensemble de régulation. Cet ensemble comporte un moteur réducteur alimenté par une batterie et commandé par une horloge électrique.

Le dispositif est calculé de telle manière que le tuyau se mette en charge seulement sur une certaine longueur en amont du piston, alors que, plus en amont, l'écoulement du débit s'effectue à surface libre en laissant dénoyés les orifices de distribution correspondants (figure 5).

Le débit dérivé à chaque orifice décroît depuis une valeur maximale au moment où le piston assure sa mise en service, jusqu'à une valeur nulle lorsque la zone arrosée s'est trouvée déplacée en aval.

L'avancement du piston assure ainsi la translation, le long de la rampe, des orifices de distribution en service et la répartition uniforme des débits distribués.

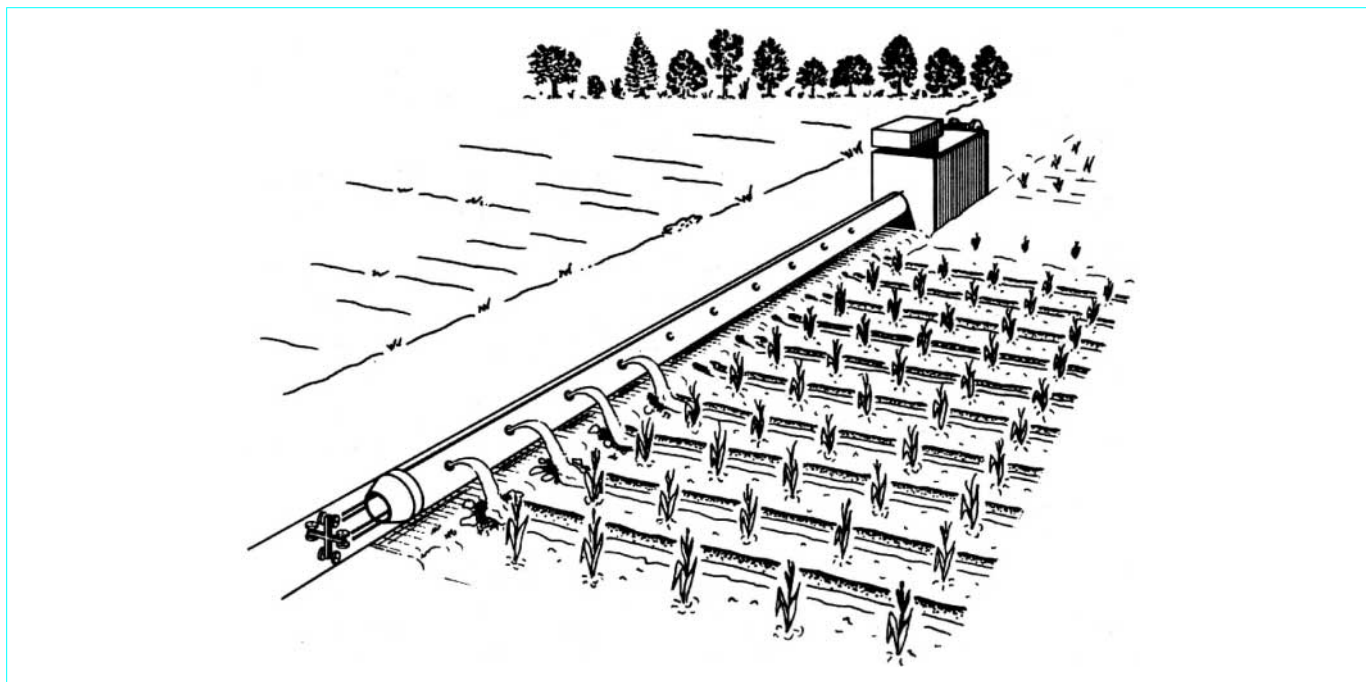


Figure 5 – Transirrigation



■ **Matériel** : le *tuyau* utilisé est un tuyau en PVC traité contre les ultraviolets, au diamètre de 250 mm et d'épaisseur 3,9 mm.

Les orifices de distribution sont forés par chaque agriculteur avec une perceuse électrique équipée d'une scie à cloche. Leur position est inclinée d'environ  $30^\circ$  par rapport à la verticale.

Le *piston* comporte, côté amont, un joint conique en élastomère et, côté aval, un jeu de roulettes de guidage.

Le *dispositif de commande* est monté sur un bac de tête de rampe. Il comporte un coffret de réglage du déroulement du câble. Le piston progresse dans la rampe selon un cycle marche/arrêt. Les deux paramètres de ce cycle sont affichés sur des boutons de réglage, permettant ainsi un ajustement aisé des conditions de l'arrosage.

### 2.6.3 Domaines d'utilisation de ces matériels

L'irrigation à la raie avec gaine souple de distribution est particulièrement bien adaptée aux parcelles de taille moyenne avec des cultures qui nécessitent des interventions mécanisées (traitement et récolte) au cours de la saison d'arrosage, comme par exemple les cultures légumières. Lorsque l'installation n'est pas en service, la gaine est aplatie au ras du sol et ne gêne pas le passage des engins agricoles. Le coût d'investissement reste modeste (de l'ordre de 2 500 F/ha).

Les rampes à vannettes sont bien adaptées sur toutes cultures ne nécessitant que peu de passages pendant la saison d'irrigation. Elles permettent un réglage très précis des arrosages. Elles sont particulièrement bien adaptées aux grandes cultures irriguées à la raie, comme le maïs ou le tournesol, avec des coûts d'investissement de l'ordre de 3 500 F/ha.

Le système Transirrigation avec rampe de surface permet d'automatiser l'irrigation des grandes cultures, mais doit s'appliquer à de grandes parcelles (au moins 6 ha) pour que l'investissement requis reste acceptable (de l'ordre de 5 000 à 7 000 F/ha).

Ce même système d'irrigation automatisée avec rampe enterrée a été développé pour l'irrigation des vergers à la raie ou à la planche, autorisant ainsi l'intervention des engins agricoles pendant la saison d'irrigation.

## 3. Irrigation à la parcelle : irrigation par aspersion

### 3.1 Principe

Avec l'aspersion, l'eau d'irrigation est amenée aux plantes sous forme de pluie artificielle, grâce à l'utilisation d'appareils d'aspersion alimentés en eau sous pression.

Présentons sommairement le principe de la mise en œuvre de l'irrigation à la parcelle dans le cadre d'un équipement classique comme celui représenté sur la figure 6. À partir de la prise d'irrigation, l'agriculteur dispose d'une *canalisation d'approche* alimentant les *rampes* sur lesquelles sont montés les *aspenseurs*.

Les aspenseurs sont généralement disposés en carré, dont le côté est choisi dans la série des *écartements normalisés*. Une série couramment retenue est la suivante (en mètres) :  $6 \times 6$ ,  $12 \times 12$ ,  $18 \times 18$ ,  $24 \times 24$ ,  $42 \times 42$ ,  $63 \times 63$ ,  $81 \times 81$ . Il s'agit de multiples de la longueur unitaire des tubes utilisés (6 ou 9 m).

Chaque type d'aspenseur peut être équipé de jeux de buses de caractéristiques différentes, permettant de couvrir une certaine gamme de *pluviométrie d'arrosage*.

Le nombre de rampes et d'aspenseurs approvisionnés permettra d'arroser une certaine portion de la parcelle, ce qui constitue une *position* ou un *poste*. La durée d'un poste correspondra au temps

nécessaire à l'apport de la *dose d'arrosage*, qui est la quantité d'eau utile que peut contenir le réservoir sol. Une fois la dose apportée, l'irrigant fermera sa prise et laissera s'écouler le *temps de ressuyage* avant d'intervenir sur le réseau mobile : le sol étant détrempé, les déplacements seraient difficiles. Pour irriguer la totalité de la parcelle et effectuer un *arrosage*, l'agriculteur devra donc effectuer plusieurs postes (douze dans notre exemple de la figure 6) en déplaçant les rampes de poste à poste. La canalisation d'approche, par contre, n'est pas déplacée : elle est semi-fixe.

Au cours de la campagne d'irrigation, plusieurs arrosages seront nécessaires : 2 à 15 selon les cultures et les régions, pour fixer les idées.

À côté du schéma classique exposé précédemment pour présenter certaines définitions, il existe d'autres types d'équipement en matériel, qui modifient l'organisation des arrosages et les contraintes liées à la manutention du matériel mobile. Nous les citerons après avoir passé brièvement en revue le matériel d'irrigation disponible sur le marché.

### 3.2 Arroseurs

Les arroseurs rotatifs constituent les appareils encore le plus souvent utilisés. Une uniformité acceptable de l'arrosage est obtenue par recouvrement partiel des surfaces arrosées par chaque aspenseur (figure 7).

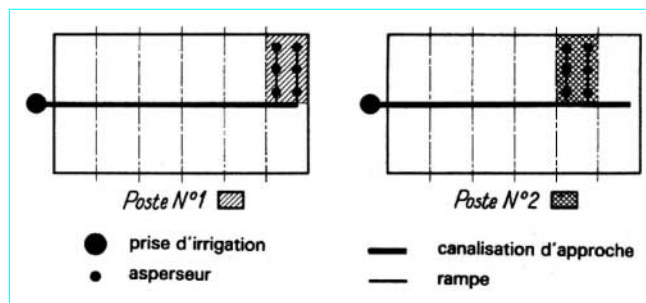


Figure 6 – Principe de l'irrigation par aspersion

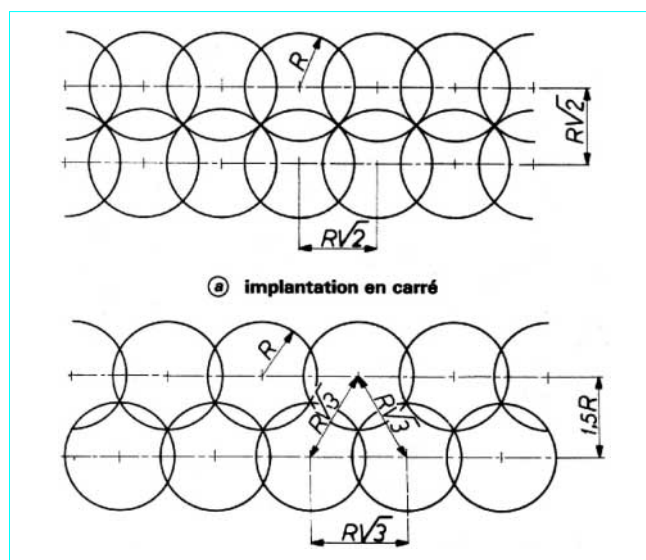


Figure 7 – Implantation des arroseurs

Les dispositions en carré sont les plus courantes, avec une distance maximale de  $R\sqrt{2}$  entre deux arroseurs voisins ( $R$  étant la portée du jet). Les dispositions en triangle sont parfois adoptées, avec une distance maximale de  $R\sqrt{3}$  entre arroseurs voisins.

### 3.2.1 Arroseurs à poste fixe, à basse et moyenne pressions

Les arroseurs à basse et moyenne pressions (1,5 à 4 bar) constituent le matériel le plus ancien et le plus courant. Leur rusticité et la modicité de leur prix en ont garanti le succès et le perpétuent.

Le coût de l'asperseur équipé est de l'ordre de 170 à 200 F (asperseur, tube allonge d'un mètre, raccord et stabilisateur). Une majoration de l'ordre de 20 F doit être envisagée pour les cultures hautes.

**Nota** : tous les prix indiqués dans les paragraphes 3.2 et 3.8 sont des prix hors taxe, valables en 1989 pour des achats collectifs portant sur des quantités importantes.

Leur principe de fonctionnement est bien connu : un jet contrôlé par une buse calibrée tourne par à-coups sous l'effet d'impulsions réglées par un balancier à ressort. Une deuxième buse, opposée à la première et de caractéristiques différentes, est parfois adjointe à la première et améliore l'uniformité de l'arrosage.

Chaque modèle d'asperseur peut être équipé de buses choisies dans une gamme normalisée et possédant une caractéristique spécifique de débit et de portée du jet en fonction de la pression disponible. Des essais [8] permettent d'affecter à chaque arroseur une plage de fonctionnement correspondant à une uniformité correcte de l'arrosage : la pression de service ne doit être, en effet, ni trop faible (pulvérisation insuffisante, jet compact à faible portée) ni trop importante (pulvérisation excessive, jet trop sensible au vent).

Dans le cadre des asperseurs à basse et moyenne pressions, la diversité du matériel proposé permet de couvrir une gamme importante de conditions de fonctionnement :

- débit des asperseurs : 0,6 à 6 m<sup>3</sup>/h ;
- écartement d'implantation des asperseurs : 6 à 24 m ;
- pluviométrie d'arrosage : 4 à 20 mm/h.

On trouvera, à titre d'exemple, sur la figure 8, les diagrammes de fonctionnement relatifs à un asperseur couramment utilisé selon une implantation à l'écartement 18 × 18 m.

Ces appareils peuvent être montés sur les rampes par des raccords ordinaires à griffes ou, de préférence, par des raccords à bille ou à clapet, qui pourront être branchés ou débranchés sans avoir à couper l'eau en tête de rampe. Des rallonges verticales permettent de hausser les asperseurs dans le cas de cultures hautes ou d'arrosage sur frondaison.

### 3.2.2 Arroseurs à poste fixe, à haute pression

Les canons d'arrosage fonctionnent à haute pression (4 à 6 bar) et permettent d'obtenir des portées importantes.

Les plus petits modèles permettent des implantations à des écartements de 36 à 42 m, avec des pressions de fonctionnement d'environ 4 bar. Les débits délivrés sont de l'ordre de 15 à 30 m<sup>3</sup>/h, avec des pluviométries d'arrosage assez élevées : 8 à 14 mm/h.

Les canons plus importants fonctionnant à haute pression (5 à 6 bar) permettent d'obtenir des écartements variant couramment entre 63 et 90 m. Les pluviométries obtenues sont importantes (10 à 20 mm/h), de même que les débits délivrés (35 à 100 m<sup>3</sup>/h).

Ces appareils sont montés sur un support ou sur une petite remorque qui facilite le déplacement de poste à poste.

Ils permettent, sur sol léger, de couvrir de grandes superficies pour des investissements relativement modestes : 1 800 F (en 1989) environ pour un petit modèle, 3 000 F pour un gros modèle (majoration pour culture haute de l'ordre de 600 F).

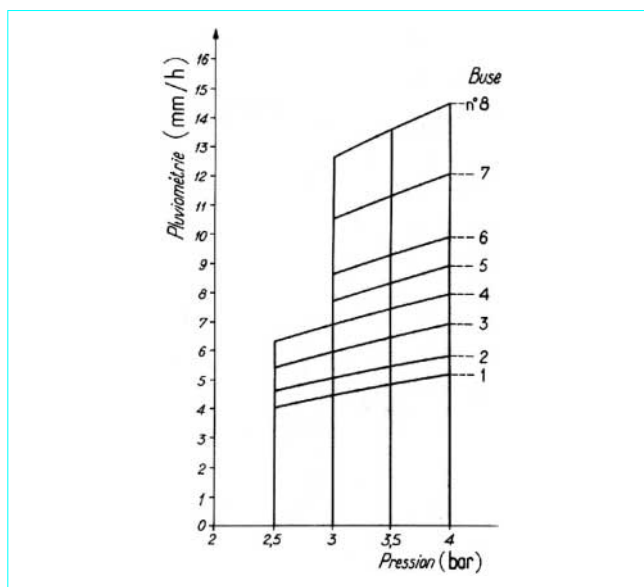


Figure 8 – Diagramme de fonctionnement d'un arroseur à moyenne pression avec implantation en 18 × 18 m

### 3.2.3 Arroseurs automoteurs (enrouleurs)

Alors que les dispositifs présentés jusqu'ici fonctionnent à poste fixe, la quasi-totalité des arroseurs automoteurs assure un arrosage en bande avec déplacement continu de l'arroseur.

Les arroseurs automoteurs, plus connus sous le nom d'enrouleurs, se composent de trois éléments :

- l'arroseur proprement dit ; il s'agit d'un canon d'arrosage ou d'une rampe d'arrosage ;
- la canalisation souple d'alimentation de l'arroseur ; sa longueur est de l'ordre de 120 à 440 m, avec un diamètre variable de 44 à 125 mm ; elle peut être réalisée en polyéthylène (avec enroulement sur tambour) ou en caoutchouc renforcé (et elle suivra l'arroseur sur le sol) ;
- l'organe de traction de l'arroseur.

La diversité des systèmes de traction des arroseurs permet de classer les appareils en quatre catégories.

#### ■ Systèmes à traction par câble :

- système à treuil mobile à entraînement hydraulique ; le treuil est solidaire de l'arroseur et tire sur son câble ancré à l'extrémité de la bande à arroser ;
- système à treuil fixe à entraînement par moteur Diesel ; le treuil est ancré au sol et tire l'arroseur monté sur chariot.

Dans ces systèmes, la canalisation souple suit l'arroseur au cours de son déplacement pendant le poste d'arrosage.

#### ■ Systèmes à entraînement hydraulique et à traction par le tuyau d'alimentation :

- système à tambour tirant et enroulant le tuyau à partir de l'extrémité de la bande à arroser ;
- système à tambour solidaire de l'arroseur et déplaçant l'ensemble en tirant sur son tuyau ancré à l'extrémité de la bande à arroser.

Le développement récent de ces types d'appareils a conduit les constructeurs à diversifier le matériel proposé, qui couvre maintenant une large gamme d'utilisations :

- diamètre de la conduite d'alimentation : 44 à 125 mm
- débit de l'arroseur : 10 à 110 m<sup>3</sup>/h

- pression à l'entrée de l'appareil : 6 à 12 bar
- espacement entre bandes : 36 à 100 m
- longueur de la bande arrosée : 120 à 440 m
- surface arrosée sans intervention : 0,5 à 4 ha

La dose d'arrosage peut être modulée en intervenant sur la vitesse d'avancement de l'appareil, qui est réglable dans la plage de 5 à 30 m/h.

Le coût de ces appareils (en 1989) varie de 15 000 à 100 000 F environ, selon l'importance du modèle, et ils sont actuellement très utilisés.

**Exemple :** à titre d'ordre de grandeur, on peut calculer la surface arrosable par un seul appareil sur la base d'une dose de 40 mm apportée en 10 jours avec un temps de fonctionnement moyen de 22 h sur 24, 8 jours sur 10. Il en résulte le tableau 1, relatif à des conditions d'utilisation inférieures aux performances maximales.

**Tableau 1 – Caractéristiques et performances moyennes des arroseurs automoteurs**

Importance du modèle	Caractéristiques		Prix de l'appareil (en 1989)	Surface arrosable en 10 j	Investissements correspondants (hors canalisation d'approche)
	Débit (m <sup>3</sup> /h)	Largeur de bande arrosée (m)			
Petits modèles (Ø 50 mm)	9	30	25 000	4	6 200
Modèles moyens (Ø 75 mm)	26	54	50 000 à 55 000	12	4 500
Grands modèles (Ø 110 mm)	62	72	90 000	27	3 500

L'utilisation des enrouleurs a connu un essor soutenu ces dernières années, malgré une qualité d'arrosage parfois variable. Le marché tend à se stabiliser face au développement des pivots (§ 3.2.4), et l'on assiste aussi à un retour de la couverture intégrale (§ 3.4.2).

### 3.2.4 Rampes géantes automotrices (pivots, rampes frontales)

Avec les rampes géantes automotrices, c'est un nouveau bond en avant qui est franchi dans l'importance des surfaces susceptibles d'être arrosées par un seul appareil sans intervention manuelle ; elles permettent, en effet, d'arroser jusqu'à 150 ha, voire plus.

Le système le plus connu est le **pivot**.

Il se compose d'une rampe en élévation, supportée tous les 30 à 70 m par des tours motrices à entraînement hydraulique. La rampe tourne autour d'un pivot qui est le point d'alimentation en eau de l'appareil. Elle est équipée d'asperseurs dont l'espacement et les buses sont calculés de manière à assurer une pluviométrie uniforme sur toute la surface arrosée.

La longueur de la rampe peut atteindre 800 m. Elle s'adapte facilement à une topographie vallonnée.

Le coût de ce type d'appareil équipé est désormais (en 1989) souvent inférieur à 10 000 F/ha dès que la parcelle équipée est au minimum de 20 ha.

Enfin, il existe également le dispositif **rampe frontale** avec un déplacement parallèle à la rampe d'arrosage elle-même. D'abord considéré comme séduisant, puisque la rampe frontale couvre des parcelles rectangulaires, sans équipements complémentaires pour les angles, ce dispositif n'a finalement connu qu'un essor limité, compte tenu de son coût, de diverses difficultés de fonctionnement et d'un certain manque de fiabilité.

## 3.3 Canalisations et raccords

### 3.3.1 Tubes rigides mobiles

Malgré les hausses actuelles de l'aluminium, les tuyaux en acier galvanisé sont désormais moins utilisés que les tuyaux en alliage d'aluminium, plus légers. Ceux-ci couvrent une gamme de diamètres allant de 50 à 150 mm (2 à 6") et sont assemblés par raccords mécaniques ou hydrauliques. On utilise couramment les raccords à verrouillage mécanique (plus sûrs) pour les tubes semi-fixes, peu ou pas déplacés au cours d'une campagne d'arrosage. Les raccords hydrauliques (plus pratiques) sont utilisés pour les rampes mobiles faisant l'objet de manutentions fréquentes.

Citons enfin le développement des tubes en polyéthylène dont les raccords sont identiques à ceux des conduites en aluminium. Leur avantage est leur coût plus faible, mais les manipulations sont moins aisées en raison de leur souplesse.

### 3.3.2 Tuyaux souples

Le développement des arroseurs automoteurs (§ 3.2.3) a nécessité la mise au point de tuyaux flexibles de grandes longueurs, fonctionnant sous des pressions de service élevées (6 à 12 bar) avec des diamètres variant entre 44 et 125 mm. Dans un grand nombre de systèmes, c'est par le tuyau d'alimentation que s'effectue la traction de l'arroseur, ce qui implique un flexible de grandes qualités mécaniques.

## 3.4 Équipements classiques à basse et moyenne pressions

On appelle équipements classiques les équipements mettant en jeu des arroseurs à basse et moyenne pressions (1,5 à 4 bar), implantés selon des écartements inférieurs ou égaux à 24 m.

L'importance du *degré de couverture* en matériel mobile, lié à l'organisation des arrosages, les différencie en deux types principaux.

### 3.4.1 Couverture partielle

La figure 6 montre un exemple de ce type d'équipement.

Une variante de ce schéma d'équipement est présentée sur la figure 9. En espaçant régulièrement sur la canalisation d'approche les rampes qui constituent un poste, on peut :

- diminuer les pertes de charge sur la canalisation d'approche, où les débits sont plus régulièrement répartis ;
- diminuer l'importance des manipulations de poste à poste, puisque chaque rampe doit être décalée seulement d'un *cran*.

Décomposons les opérations à effectuer pour passer d'un poste à l'autre :

- à la fin d'un poste d'arrosage, l'agriculteur, arrivé sur sa parcelle, ferme sa prise et laisse se vidanger son réseau mobile ;
- il est obligé d'attendre la fin du ressuyage pour déplacer les rampes ; généralement, il repartira sur son chantier de travail pour revenir ultérieurement ;
- à son retour, il doit déplacer les rampes, mettre en eau et purger le réseau avant de mettre véritablement en route le poste suivant.

Les équipements de couverture partielle peuvent être améliorés en approvisionnant le matériel permettant de couvrir deux postes : avec ce dispositif, on pourra, au cours des rotations, passer d'un poste au suivant *sans attendre le temps de ressuyage*. Par ailleurs, les manipulations peuvent alors être réalisées à une heure quelconque, et sont facilement intégrables dans le plan journalier de travail de l'agriculteur. Il en résulte donc la possibilité d'utiliser la prise d'eau de manière plus intensive et une organisation plus facile des irrigations.

### 3.4.2 Couverture totale

Avec une couverture totale (figure 10) de la parcelle en rampes et asperseurs, et la mise en place d'une vanne en tête de chaque rampe, le passage de poste à poste ne nécessite plus que des manœuvres de vannes :

- il n'est plus nécessaire de procéder entre postes à la vidange et à la mise en eau avec purge, d'où une économie supplémentaire de temps ;
- il n'y a aucune manipulation, si ce ne sont des vannes à ouvrir ou fermer.

### 3.5 Équipements avec canons

Les canons d'arrosage fonctionnent à haute pression (4 à 6 bar) et peuvent être implantés à des écartements variant de 36 m à plus de 100 m.

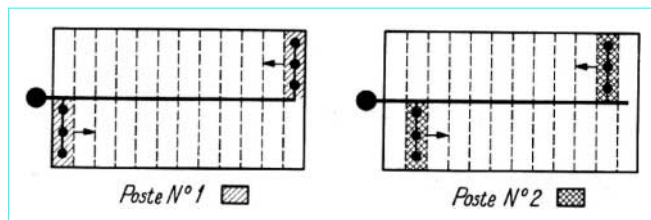


Figure 9 – Équipement classique avec couverture partielle

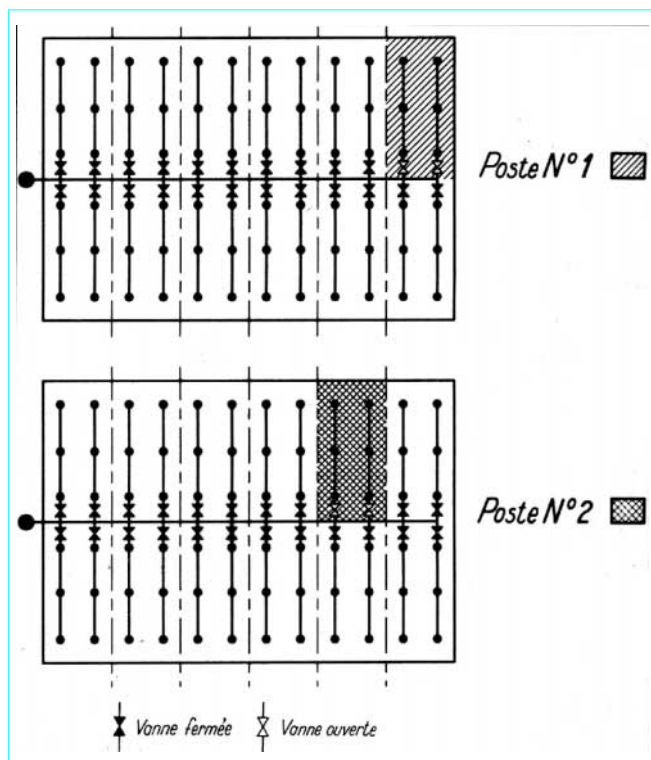


Figure 10 – Équipement classique avec couverture totale

Les équipements sont généralement réalisés en couverture totale en rampes et arroseurs. Il s'agit d'un schéma d'implantation voisin de celui de la figure 10 présenté pour de petits écartements. Les débits importants mis en jeu conduisent à ne faire fonctionner chaque rampe qu'avec un seul canon en service. Le fonctionnement des arroseurs est géré, le plus souvent, à l'aide d'automates ou de programmeurs.

### 3.6 Équipements avec arroseurs automoteurs

Avec des appareils automoteurs, ou enrouleurs, l'équipement de la parcelle à irriguer se réduit à une conduite fixe ou semi-fixe. Cette conduite sera équipée de piquages avec vannes d'arrêt, aux points d'alimentation des différentes bandes à arroser.

L'organisation du chantier d'arrosage correspond au schéma de la figure 11. Ainsi, pour un arroseur automoteur à traction par le tuyau souple d'alimentation et tambour à poste fixe, la mise en œuvre de l'irrigation s'effectuera comme suit :

- amenée avec un tracteur de l'appareil automoteur au point d'alimentation A de la première position ; branchement du flexible ;
- amenée avec le tracteur de l'arroseur à l'extrémité B de la bande à arroser, avec déroulement du tuyau souple ;
- ouverture de la vanne qui déclenche l'arrosage ; l'arroseur se déplace simultanément avec l'enroulement du flexible sur le tambour ; l'arrêt automatique se déclenche lorsque l'arroseur est revenu en A ;
- après rotation de l'appareil, le tracteur déroule à nouveau le flexible pour amener l'arroseur en C ; un troisième poste peut ainsi être démarré.

### 3.7 Calcul des diamètres des canalisations

Le calcul des diamètres des canalisations à mettre en place s'effectue en prenant en considération le poste d'arrosage le plus défavorisé, c'est-à-dire celui pour lequel les débits doivent être transportés sur les plus grandes longueurs. Afin de normaliser le matériel, on utilisera un seul diamètre pour chaque canalisation de rang donné (canalisation d'approche, canalisations secondaires, rampe).

Une installation mobile d'arrosage constitue un petit réseau ramifié, dont le calcul relève des méthodes générales exposées au paragraphe 6.4.

Certains points spécifiques sont cependant à signaler.

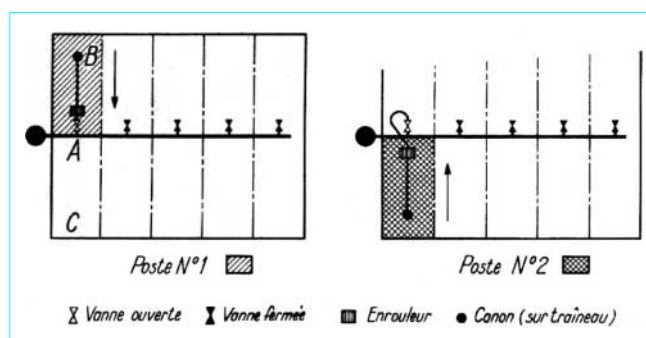


Figure 11 – Irrigation avec arroseur automoteur (traction par le tuyau d'alimentation)



### 3.7.1 Loi de pertes de charge

Les pertes de charge dans les tubes sont généralement calculées par une formule de type monôme :

$$J = L Q^\alpha / d^\beta$$

avec  $J$  (mm/m) perte de charge,  
 $Q$  (m<sup>3</sup>/s) débit,  
 $d$  (m) diamètre.

La formule de Scobey correspond aux paramètres suivants :

$$\alpha = 1,89$$

$$\beta = 4,87$$

$$L = 1,633$$

Ces valeurs sont relatives à des tuyaux en alliage d'aluminium et prennent en considération les pertes de charge singulières dues aux joints et raccords (de l'ordre de 20 %).

Pour les tuyaux en acier galvanisé, les pertes de charge obtenues seraient supérieures d'environ 5 %. Elles sont, par contre, plus faibles pour les conduites en polyéthylène.

### 3.7.2 Pertes de charge dans les rampes

Les rampes d'arrosage portant les asperseurs en ligne (figures 9 et 10), assurent une distribution en route avec débit décroissant d'amont en aval.

Le calcul de la perte de charge d'une telle rampe peut être mené en évaluant, tronçon par tronçon, les débits transités et les pertes de charge partielles correspondantes.

Un calcul plus rapide peut être effectué en utilisant le tableau 2, relatif à une rampe de diamètre constant, équipée de  $N$  asperseurs implantés à l'écartement  $E$ , avec le premier asperseur disposé à une distance  $e$  du début de la rampe.

**Tableau 2 – Valeur du coefficient  $\lambda$  en fonction du nombre  $N$  d'asperseurs**

$N$	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
$\lambda$	1	1,27	1,59	1,92	2,26	2,60	2,94	3,29	3,63	3,98
$N$	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
$\lambda$	4,32	4,67	5,01	5,36	5,70	6,05	6,39	6,74	7,08	7,43
$N$	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
$\lambda$	7,77	8,12	8,47	8,81	9,16	9,50	9,85	10,19	10,54	10,89

On obtiendra la perte de charge totale de la rampe en multipliant la perte de charge unitaire (provoquée par le débit total en tête de rampe, avec le diamètre envisagé) par la longueur fictive.

Le tableau 2 fournit la valeur du coefficient  $\lambda$  qui permet de calculer cette longueur fictive de la rampe :

$$L_f = \lambda E$$

**Remarque :** il arrive que le premier asperseur d'une rampe soit disposé à une distance de son origine égale à la moitié de l'écartement nominal. Dans ce cas, le calcul montre que la valeur  $\lambda$  donnée par le tableau 2 est à diminuer de 0,5.

### 3.7.3 Règle de Christiansen

Afin d'obtenir une uniformité acceptable de l'arrosage, Christiansen propose de tolérer un écart maximal de 10 % sur les débits des différents asperseurs mis en jeu. L'écart des pressions

de fonctionnement doit donc être limité à environ 20 % (le débit d'une buse est proportionnel au carré de la pression de fonctionnement).

L'application de cette règle conduit à imposer une contrainte sur les pertes de charge tolérées, lors du dimensionnement de l'installation.

## 3.8 Choix d'une installation

### 3.8.1 Contraintes

L'examen précédent des divers types d'arroseurs et des différents types d'équipements envisageables met en évidence l'extrême diversité des choix possibles pour chaque installation. Mais une série de contraintes vient restreindre le champ des solutions à envisager.

#### 3.8.1.1 Contraintes techniques

(C1) La **pression disponible** limite la gamme des installations possibles sans surpresseur. Compte tenu des arroseurs disponibles sur le marché, on peut considérer qu'à chaque écartement correspond une pression minimale permettant un arrosage correct (tableau 3).

**Tableau 3 – Pression en fonction de l'écartement des arroseurs**

Écartement d'implantation des arroseurs (m)	Pression minimale à l'arroseur (bar)
6 × 6	1,5
12 × 12	2,0
18 × 18	2,5
24 × 24	3,0
42 × 42	4,0
63 × 63	4,5
81 × 81	5,5

(C2) Le **vent**, s'il est important avec un rythme soutenu, peut conduire, de même, à limiter les écartements envisagés.

**Exemple :** un arrosage acceptable peut être obtenu pour des vents allant jusqu'à 4 m/s avec des arroseurs à basse ou moyenne pressions (1,5 à 4 bar). Mais les arrosages à haute pression sont perturbés par des vents de 2 à 3 m/s.

(C3) La **vitesse de filtration du sol** constitue la limite supérieure de la pluviométrie d'arrosage admissible. Cette contrainte peut, pour des sols lourds qui nécessiteraient un arrosage lent, conduire à rejeter l'utilisation des canons d'arrosage à haute pression, qui fournissent des pluviométries élevées (plus de 10 mm/h), d'autant plus si la parcelle arrosée est en pente.

(C4) Les **dimensions de la parcelle** peuvent conduire à rejeter des écartements importants pour l'implantation des asperseurs, ou certains types d'équipement.

#### 3.8.1.2 Contraintes agronomiques

(C5) La **fragilité de certaines cultures ou de certains sols** peut imposer l'adoption de faibles pluviométries avec une excellente uniformité de l'arrosage et un degré optimal de pulvérisation des gouttes.

**Exemple :** ainsi les cultures florales et, à un degré moindre, maraichères conduiront à l'adoption de faibles écartements d'implantation des arroseurs.

D'une manière générale, la nature des cultures pratiquées implique des adaptations spécifiques du dispositif d'arrosage, dont les avantages et inconvénients se modifient selon les cultures, la couverture du sol, l'espacement des lignes, etc.



(C6) Les **besoins en eau** de la période de pointe (volume et dose d'arrosage correspondants) définissent le nombre d'arrosages de la période de pointe :

$$N_p = V/D$$

avec  $N_p$  nombre d'arrosages pendant la période de pointe,  
 $V$  volume d'eau à apporter pendant cette période de référence,  
 $D$  dose d'arrosage pendant cette même période.

Notons, d'un point de vue pratique, que pour cette période de pointe de référence le nombre  $N_p$  sera arrondi à l'entier supérieur par une réduction adéquate de la dose à apporter.

Le nombre d'arrosages  $N_p$  à effectuer pendant la période de pointe constitue un paramètre fondamental dans la définition d'une installation. La relation suivante exprime que le temps minimal nécessaire à l'apport des besoins en eau des plantes est inférieur ou égal au temps disponible :

$$N_p \frac{S}{s} (t_i + t_r + t_m) \leq 24 T'$$

avec  $S$  (ha) superficie de la parcelle à irriguer,  
 $s$  (ha) superficie du poste d'arrosage (notons que  $S/s$  représente le nombre de postes pour assurer un arrosage complet de la parcelle),  
 $t_i$  (h) durée de l'irrigation pour un poste, permettant l'application de la dose,  
 $t_r$  (h) temps de ressuyage à respecter avant intervention sur la partie arrosée (notons que  $t_r$  est nul dès lors que l'on adopte un schéma d'équipement adéquat : la figure 10 en constitue un exemple),  
 $t_m$  (h) temps de manipulation pour passer d'un poste à un autre,  
 $T'$  (j) durée de la période de pointe de référence pendant laquelle l'irrigation est praticable.

Par ailleurs, les caractéristiques de l'irrigation pratiquée sont liées par les relations suivantes :

— *pluviométrie de l'arrosage* :

$$P_u = \frac{q}{10s}$$

avec  $P_u$  (mm/h) pluviométrie,  
 $q$  (m<sup>3</sup>/h) débit du poste d'arrosage,  
 $s$  (ha) superficie du poste d'arrosage.

Cette pluviométrie doit vérifier les conditions imposées par les contraintes (C3) et (C5) ;

— *durée d'un poste* :

$$t_i = \frac{D}{10P_u}$$

avec  $t_i$  (h) durée du poste,  
 $D$  (m<sup>3</sup>/ha) dose d'arrosage à la période de pointe,  
 $P_u$  (mm/h) pluviométrie de l'arrosage ;  
 — *nombre d'asperseurs par poste* : chaque poste d'arrosage mettra en jeu un nombre d'asperseurs :

$$N = \frac{10^4 s}{E^2}$$

avec  $s$  (ha) superficie du poste,  
 $E$  (m) écartement choisi pour l'implantation des asperseurs (supposés positionnés en carré).

Le choix de  $s$  et  $E$  doit conduire, dans certaines situations, à compléter les rampes d'arrosage, de manière à permettre une mise en œuvre simple de l'irrigation.

### 3.8.1.3 Contraintes pratiques

Nous appelons contraintes pratiques l'ensemble des contraintes relatives à l'intégration de l'arrosage dans l'organisation du travail sur l'exploitation. Il est bien évident que ces contraintes seront relatives à une situation socio-économique donnée, et qu'elles ne seront pas identiques dans une région où dominent les exploitations familiales à main-d'œuvre limitée et dans une région où domine une agriculture industrielle avec une main-d'œuvre salariée importante.

Les contraintes pratiques peuvent généralement être représentées par un ou plusieurs des points suivants.

(C7) **Nombre de jours dans la période de pointe pendant lesquels l'irrigation peut être pratiquée** : ainsi, la durée  $T'$  de la période de pointe de référence, pendant laquelle l'irrigation est praticable, doit prendre en considération les temps morts techniques (vents trop violents, par exemple), d'une part, et les périodes de repos continu de l'exploitant (dimanche et jours fériés), d'autre part.

**Exemple** : on admet couramment dans le Sud-Est français, qu'aux mois de pointe de 30 j doivent être déduits :

- 4 j de repos ;
- 0 à 3 j pendant lesquels l'irrigation n'est pas praticable pour cause de vent trop violent (3 j pour les grands écartements, zéro pour les petits écartements).

(C8) **Nombre maximal de postes par jour** : dans les exploitations à main-d'œuvre limitée (exploitation de caractère familial avec peu ou pas de main-d'œuvre salariée) ; il est important que les travaux entraînés par l'irrigation soient suffisamment concentrés dans la journée, afin de ne pas désorganiser la marche de l'exploitation ; le nombre maximal de postes à réaliser par journée d'irrigation doit être limité à une valeur plafond  $P$ . L'installation adoptée devra donc vérifier :

$$N_p \frac{S}{s} / T' \leq P$$

avec  $N_p S/s$  nombre de postes à mettre en œuvre pendant la période de pointe (produit du nombre d'arrosages par le nombre de postes à chaque arrosage),  
 $T'$  nombre de jours utiles dans la période de pointe,  
 $P$  nombre maximal toléré de postes par jour.

Afin de se placer dans les conditions les plus défavorables, la quantité  $N_p \frac{S}{s} / T'$  doit être arrondie à l'entier supérieur.

**Exemple** : on admet couramment que le nombre de postes par jour à réaliser pendant la période de pointe doit être limité à deux (un le matin et un le soir), afin d'obtenir une intégration facile de l'arrosage dans la marche de l'exploitation.

(C9) **Temps journalier de manipulation** : alors que la contrainte précédente caractérisait la concentration dans la journée des travaux de mise en œuvre des irrigations, cette nouvelle contrainte caractérise cette fois l'importance absolue de ces travaux.

À part de l'estimation du temps  $t_m$  de manipulation pour passer d'un poste à un autre, on calculera facilement le temps journalier maximal à consacrer aux irrigations, connaissant le nombre maximal de postes par jour à réaliser. On vérifiera qu'il est inférieur aux disponibilités de l'exploitation.

(C10) **Durée maximale de la journée d'irrigation** : elle définira la période pendant laquelle l'agriculteur aura la possibilité d'intervenir : fixer une durée de 16 h par jour signifiera que pendant 8 h continues (repos de nuit) aucune opération ne peut être effectuée.

■ Si la durée  $t_i$  d'application de la dose est inférieure à 8 h, l'ensemble des irrigations et travaux doit ainsi être réalisé en moins de 16 h, soit :

$$\left( N_p \frac{S}{s} / T' \right) (t_i + t_r + t_m) \leq 16$$

(produit du nombre maximal de postes par jour, arrondi à l'entier supérieur, par le temps maximal entre deux débuts de poste).

■ Si la durée  $t_i$  d'application de la dose est supérieure à 8 h, on peut envisager de réaliser un poste de nuit pendant le repos nocturne. Il suffit d'avoir vérifié que le premier membre de la relation précédente est inférieur ou égal à 24 h.

### 3.8.1.4 Contrainte économique

(C11) Une **contrainte d'ordre économique** peut être enfin envisagée pour fixer un plafond aux investissements (ou annuités de remboursement d'emprunts) que l'exploitant pourra consentir. Cette contrainte pourra limiter le degré de couverture de la parcelle en matériel (ou exclure certains types d'équipement de couverture totale).

L'agriculteur pourra, de plus, retenir un équipement utilisable sur plusieurs parcelles tout au long de l'année.

### 3.8.1.5 Parcellaire

Le parcellaire n'est parfois pas sans conséquence sur les techniques pouvant être retenues. Ainsi, un parcellaire particulièrement morcelé conduit à un investissement à l'hectare élevé et ne permet pas l'utilisation de pivots, voire parfois d'enrouleurs.

## 3.8.2 Solutions adoptées

Les contraintes qui viennent d'être énoncées restreignent, bien sûr, le champ des solutions envisageables pour chaque cas étudié. Il reste cependant de nombreuses solutions possibles, qui ne peuvent être examinées exhaustivement dans le cadre d'un calcul manuel.

Quelles sont les tendances générales qui peuvent être notées ?

### 3.8.2.1 Arrosage à basse et moyenne pressions

L'arrosage à basse et moyenne pressions (écartement inférieur ou égal à 24 m) constitue l'essentiel des équipements.

■ Les **petits écartements** ( $6 \times 6$  m,  $12 \times 12$  m) sont spécifiques des cultures fragiles (fleurs, par exemple) ou des zones très ventées à protéger par haies. Les **écartements moyens** ( $18 \times 18$  m,  $24 \times 24$  m) sont utilisés pour les cultures fourragères, le maïs, les cultures légumières de plein champ.

■ Les **couvertures partielles en rampes rigides** (§ 3.4.1) sont les plus courantes : pour un équipement en  $18 \times 18$  m ou  $24 \times 24$  m permettant de réaliser un arrosage complet en 5 ou 6 postes, l'investissement est de l'ordre de 4 000 à 4 500 F/ha (en 1989). Le temps de manutention par arrosage est de l'ordre de 2 à 3 h par hectare en culture basse.

■ Les agriculteurs acceptent de plus en plus souvent un équipement nécessitant un investissement au départ plus élevé, mais diminuant les travaux de manutention et les coûts de main-d'œuvre qui s'y rattachent.

■ Les équipements de **couverture totale en rampes rigides** (§ 3.4.2) sont à éviter pour le maïs qui pose un problème particulier dû à la difficulté de déplacer du matériel dans cette culture.

### 3.8.2.2 Arrosage à haute pression

L'arrosage à haute pression et à poste fixe, avec des écartements allant de  $42 \times 42$  m à  $90 \times 90$  m, se développe lorsque les conditions suivantes sont réunies : parcelles culturales de taille élevée, cultures peu fragiles, sol léger, vents peu intenses.

Le maïs, les fourrages ou les prairies naturelles constituent le domaine d'utilisation le plus courant de ce type de matériel.

### 3.8.2.3 Arroseurs automoteurs

Les appareils automoteurs (§ 3.6) connaissent actuellement un grand succès. Ils tendent à supplanter les arrosages à poste fixe par canons dès lors que les parcelles culturales sont suffisamment grandes.

Le niveau d'investissement requis par ce type d'installation est, en effet, relativement compétitif : de l'ordre de 7 000 à 10 000 F/ha (en 1989) pour une parcelle culturale de 30 ha. Il faut cependant noter que les charges de maintenance de ces installations seront plus importantes.

Le temps de manutention nécessaire à la réalisation d'un arrosage complet est de l'ordre de 20 à 30 min (une seule personne et un tracteur).

### 3.8.2.4 Pivots. Rampes frontales

Les rampes géantes automotrices, et en particulier les pivots, sont de plus en plus utilisés dès que la taille de la parcelle le permet. Les pivots permettent, en effet, un arrosage de qualité. L'appareil fonctionne automatiquement et la maintenance est faible, d'où des frais de main-d'œuvre presque inexistantes. L'investissement est désormais compétitif puisqu'il est de l'ordre de 10 000 F/ha (en 1989) pour une parcelle d'environ 20 ha, et devient très vite proche de 6 à 7 000 F/ha pour des parcelles plus grandes. La pression en tête doit, le plus souvent, être de 6 à 9 bar. Ces appareils nécessitent toutefois un débit important, compte tenu de la superficie arrosée.

Certaines régions de France, comme les Landes, sont désormais fortement équipées à l'aide de pivots.

## 3.8.3 Optimisation de l'irrigation à la parcelle

■ Bien que le champ des solutions possibles soit réduit par les contraintes rappelées précédemment, chaque installation peut donner lieu à un très grand nombre de variantes, que le **calcul manuel** ne peut examiner de manière exhaustive.

Choisir un équipement donné c'est, en fait, rechercher un **compromis** optimal entre :

- d'une part, le coût du matériel à approvisionner (investissement et maintenance) ;
- d'autre part, les temps de travaux nécessaires à la mise en œuvre des irrigations ; en donnant une valeur à l'heure de travail de l'ouvrier et à l'heure d'utilisation éventuelle d'un tracteur, on peut calculer le coût (actualisé) des charges de manutention de matériel.

Ainsi chaque solution peut-elle être caractérisée par le coût total de l'irrigation qu'elle entraîne, coût recouvrant, en valeur actualisée, les charges d'investissement et de manutention. Les charges de fonctionnement (achat ou production de l'eau) peuvent être intégrées dans ce coût total.

■ Un **programme de calcul sur ordinateur** pourrait inventorier systématiquement le champ des solutions possibles [13].

Pour une valeur quelconque des paramètres pression et débit disponibles et pour une parcelle donnée (taille, assolement prévu, etc.), le programme passe en revue les multiples solutions d'équipement envisageables, de manière à déterminer l'équipement optimal qui minimise le coût total actualisé de l'irrigation à la parcelle. Le calcul prend en compte les caractéristiques agronomiques de la région étudiée (besoins en eau des différentes cultures, doses, etc.), son contexte économique (coût du matériel, rémunération de la main-d'œuvre, taux d'actualisation, etc.) et les contraintes liées à l'intégration de l'arrosage dans l'exploitation agricole.

Pour une parcelle donnée, pour laquelle on suppose connus la pression  $p$  et le débit  $q$  disponibles, on peut mettre en évidence que trois paramètres définissent une **solution d'équipement** :

- le **type d'équipement** (figures 9, 10 et 11) ;
- l'**écartement d'implantation** des arroseurs (série normalisée, tableau 3, par exemple) ;
- le **nombre d'asperseurs** en fonctionnement simultané pour la réalisation d'un poste d'arrosage.

À toute combinaison (type d'équipement  $T$ , écartement  $E$ , nombre d'asperseurs par poste  $N$ ) vérifiant les *contraintes de l'arrosage* (§ 3.8.1), on pourra faire correspondre une solution d'équipement et effectuer :

- le calcul du matériel à approvisionner pour effectuer les arrosages (longueurs et diamètres de tuyaux ou de rampes, nombre d'asperseurs, etc.) et de son coût ;
- le calcul des temps de travaux de manutention nécessaires à la mise en œuvre des arrosages ;
- le calcul du coût total de l'irrigation à la parcelle, somme actualisée des investissements, de leur maintenance et des charges de manutention.

L'exécution de cette série de calculs, pour toutes les combinaisons valides des paramètres  $T$ ,  $E$ ,  $N$ , permettra de déterminer la solution optimale d'équipement conduisant au coût total minimal.

Pour la parcelle étudiée, on pourra ainsi associer à un couple pression-débit disponible, le coût minimal  $C$  de l'irrigation à la parcelle. Une série de calculs répétitifs peut alors permettre de calculer point par point la fonction  $C(p, q)$  avec les caractéristiques correspondantes de l'installation.

De tels programmes de calcul n'existent cependant à ce jour que sous forme partielle.

## 4. Irrigation à la parcelle : irrigation localisée

### 4.1 Caractéristiques générales

On appelle *irrigation localisée* les systèmes qui consistent :

- à répartir l'eau d'irrigation sur la parcelle par un réseau de conduites à fixes sous faible pression ;
- à localiser l'apport d'eau au voisinage des plantes cultivées : seule une certaine fraction du volume du sol, exploitable par les racines, sera humidifiée.

Les débits apportés à chaque zone humidifiée sont faibles (quelques litres à quelques dizaines de litres par heure, selon les systèmes). L'irrigation s'effectue à faible dose et forte périodicité (souvent journalière).

Plusieurs techniques se sont développées :

- l'irrigation localisée par goutteurs ;
- l'irrigation localisée par rampes perforées fixes ;
- l'irrigation localisée par aspersion (microjet, micro-aspersion).

### 4.2 Irrigation localisée par goutteurs

Les goutteurs délivrent ponctuellement de petits débits (2 à 12 L/h) sous une pression de l'ordre de 1 bar. Ils sont montés à de faibles espacements sur des tuyaux souples constituant les rampes d'arrosage posées sur le sol le long des rangs de la culture. Les débits délivrés s'infiltrent immédiatement.

Une grande variété de modèles de goutteurs est maintenant disponible sur le marché. La dissipation de la charge disponible dans la rampe est assurée soit par un orifice de faible diamètre (de l'ordre du millimètre), soit par un cheminement dans un long circuit.

Les rampes portant les goutteurs sont dimensionnées (diamètre et longueur) de manière à ce que la différence de débit entre les différents éléments n'excède pas 10 % du débit moyen.

Cette condition est adoptée par analogie avec un calcul d'une installation d'irrigation à la parcelle par aspersion. Compte tenu des caractéristiques des goutteurs, cela conduit à tolérer un maximum de différence de charge de :

- 10 à 15 % de la pression moyenne pour les goutteurs à long cheminement ;

- 20 % de la pression moyenne dans les goutteurs à régime turbulent.

On a toutefois assisté, ces dernières années, à un fort développement des goutteurs, dits **autorégulants**, qui admettent des variations de pression.

### 4.3 Irrigation localisée par rampes perforées

Ce procédé, mis au point par la Compagnie Nationale d'Aménagement de la Région du Bas-Rhône et du Languedoc, constitue, en fait, une solution intermédiaire entre l'irrigation à la raie (§ 2.4) et l'irrigation par goutteurs (§ 4.2).

Les rampes d'arrosage débitent dans les rigoles ouvertes à proximité des cultures. Ces sillons sont obturés par des diguettes en terre qui déterminent des biefs dont la longueur est de l'ordre de 4 à 7 m.

L'eau est délivrée à chaque bief par l'intermédiaire d'un ajutage calibré et pouvant être choisi dans une gamme de diamètres normalisés (1,2 à 2,1 mm). Les diamètres adoptés pour les ajutages sont croissants d'amont en aval le long d'une rampe, de manière à obtenir un débit délivré constant à 10 % près. Chaque ajutage est équipé d'un manchon brise-jet.

La pression de service sur les ajutages est de 0,7 à 1,3 bar, et la rampe est généralement en polyéthylène noir d'un diamètre de 25 mm, avec une longueur pouvant aller jusqu'à 200 m. Le débit des ajutages varie de 45 à 100 L/h selon leur diamètre et pour une pression de service de 1 bar.

Pour une installation donnée, on choisira, à la suite d'expérimentation *in situ*, un débit d'ajutage en fonction du type de sol, de manière à ce qu'il soit suffisant pour que l'eau se répartisse régulièrement sur toute la longueur du bief, au cours d'un arrosage. Le débit d'une rampe varie, selon les sols, de 7 à 14 L/h · m.

### 4.4 Irrigation localisée par micro-aspersion

Il s'agit d'utiliser des mini-diffuseurs (microjets, microasperseurs, etc.) montés sur des tuyaux souples installés le long des rangs de culture, mais non posés sur le sol. Les débits délivrés ponctuellement sont plus importants qu'avec des goutteurs puisqu'ils sont, ainsi, souvent de 20 à 30 L/h pour les microjets.

Cette technique connaît un essor important en arboriculture, ainsi que les micro-asperseurs sous frondaison (dont le débit est de 250 L/h environ).

À titre indicatif, le prix de revient à l'hectare (en 1989) est de l'ordre de 18 000 à 20 000 F pour une parcelle équipée de microjets, et de 15 000 à 18 000 F en micro-aspersion (équipements 6 × 6 ou 6 × 8).

### 4.5 Réseau d'irrigation localisée

#### 4.5.1 Consistance du réseau

Le réseau d'irrigation localisée à la parcelle (figure 12) comprend schématiquement :

- la *canalisation d'approche* alimentée par la prise d'eau ;
- les *portes-rampes* ou canalisations secondaires, isolées de la canalisation d'approche par des vannes ;
- les *rampes* équipées des arroseurs (goutteurs ou ajutages et biefs) et assurant une *couverture totale*.

À l'origine du réseau, l'*unité de tête* comporte :

- l'appareillage hydraulique de régulation (éventuellement inclus dans la borne du réseau collectif) avec régulateur de pression et limiteur du débit ;

- un injecteur d'engrais éventuel ;
- une unité de filtration ; en irrigation au goutte à goutte, la filtration doit être fine, car le plus petit diamètre d'écoulement des goutteurs est de l'ordre de 0,5 à 1 mm selon les modèles ; les risques d'obstruction ou de colmatage des orifices constituent le problème majeur de cette technique d'irrigation ;
- et, de plus en plus fréquemment en arboriculture, un programmeur permettant d'automatiser tout ou partie des irrigations.

#### 4.5.2 Mise en œuvre de l'irrigation

Le rapport entre le débit disponible en tête de la parcelle à irriguer et le débit d'un porte-rampes fixe le nombre de porte-rampes susceptibles d'être mis simultanément en service. Un arrosage complet sera ainsi réalisé par postes d'arrosage successifs.

L'installation étant entièrement fixe ou semi-fixe, il est possible d'obtenir un fonctionnement quasi continu en période de pointe ; les seuls travaux à exécuter pour conduire les irrigations sont constitués par les manœuvres de vannes permettant de passer d'un poste au suivant.

Mais les fortes fréquences d'arrosage retenues (souvent journalières) entraînent une multiplication des interventions nécessaires. D'où l'intérêt d'une *automatisation* de la mise en œuvre des irrigations et le développement actuel des automatismes.

#### 4.5.3 Domaines d'utilisation

Les installations d'irrigation localisée sont d'autant moins coûteuses que la densité des pieds à arroser est plus faible. Les cultures arbustives (vergers, vignes) se prêtent bien à ce type d'irrigation avec un écartement entre rampes de l'ordre de 4 à 7 m.

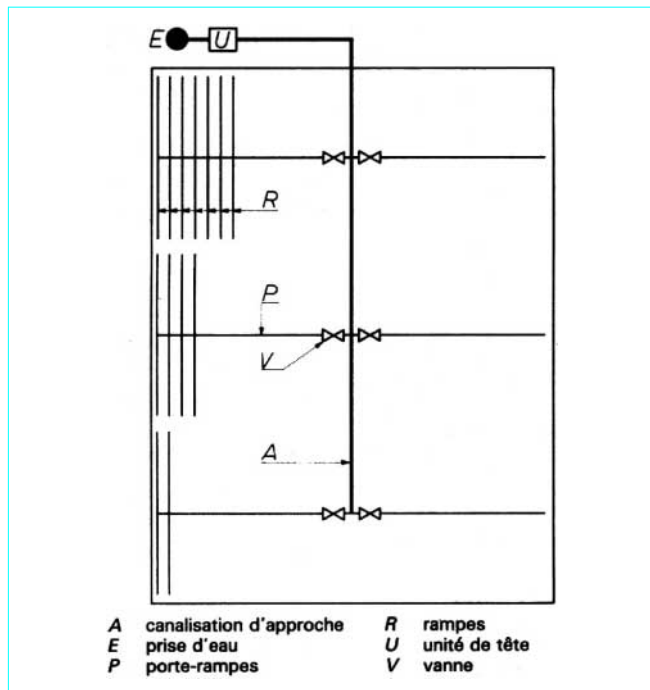


Figure 12 – Réseau d'irrigation localisée

## 5. Réseau collectif de distribution par canaux

### 5.1 Généralités

Les réseaux collectifs de distribution par canaux à ciel ouvert sont généralement conçus en vue de la pratique de l'irrigation de surface au niveau des parcelles cultivées.

L'eau peut être répartie selon l'une des modalités suivantes.

■ Elle est distribuée **en continu** en tête de chaque parcelle pendant toute la durée de la campagne d'irrigation. Lorsque le débit fictif continu est trop faible pour pouvoir être utilisé directement en irrigation de surface, l'agriculteur stockera l'eau dans un réservoir tampon et irriguera de manière discontinue avec un débit suffisant. Notons qu'un tel dispositif peut être facilement adapté à l'irrigation par aspersion, le réservoir tampon constituant en même temps une bêche de reprise pour le pompage. Une telle conception présente l'avantage d'une grande souplesse vis-à-vis de la technique d'irrigation utilisée, puisqu'on peut envisager sur un même périmètre la pratique de l'irrigation de surface ou de l'irrigation par aspersion.

■ Elle est distribuée **au tour d'eau** à chaque exploitation, qui reçoit à intervalles réguliers et pendant une durée déterminée un débit fixé à l'avance et constant, le *module*, directement utilisé pour la mise en œuvre de l'irrigation.

Ce sont les réseaux au tour d'eau qui sont le plus couramment réalisés. Ils posent des problèmes spécifiques (organisation du tour, régulation du réseau) que nous examinerons ci-après.

### 5.2 Structure du réseau

Le périmètre à irriguer est dominé par le *canal principal*, dont le tracé est faiblement incliné sur les courbes de niveau (figure 13). Transportant des débits importants sur de grandes distances, ses principes de conception seront exposés ultérieurement (§ 8).

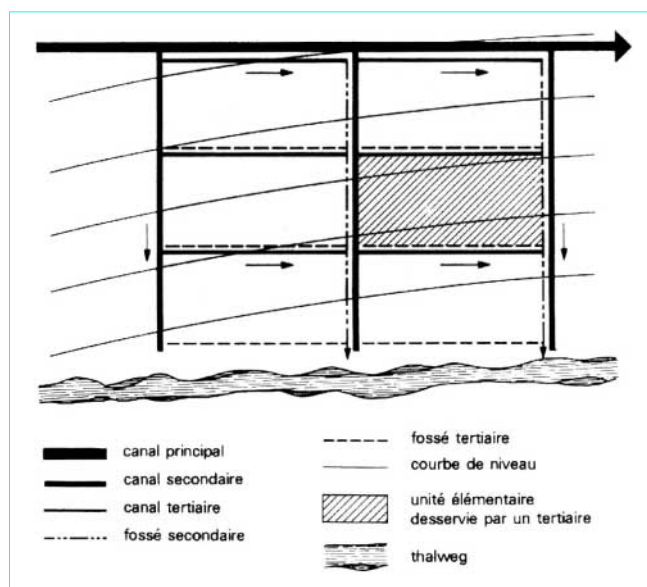


Figure 13 – Réseau de distribution par canaux



Issus du canal principal, les *canaux secondaires* sont implantés dans l'axe de la plus grande pente du terrain. Ils donnent naissance aux *canaux tertiaires*, à nouveau légèrement inclinés sur les courbes de niveau. Sur ces canaux tertiaires se trouvent les *prises d'irrigation* propres à chaque parcelle, points de livraison du module (§ 5.3.1). Le tour d'arrosage est assuré au niveau du tertiaire : le débit transité par le tertiaire (un ou plusieurs modules) est réparti sur les prises selon l'horaire préétabli du tour d'arrosage.

Cette hiérarchisation du réseau en deux niveaux (secondaire et tertiaire) est la plus courante. Elle n'est pas immuable ; pour de petits périmètres très allongés en bordure de rivière, le réseau peut être réduit à une série de secondaires issus du canal principal, et sur lesquels est organisé le tour d'arrosage. Au contraire, des périmètres couvrant de grandes surfaces pourront être équipés de *canaux quaternaires* (ou rigoles de distribution), issus des canaux tertiaires et implantés dans le sens de la pente. Les tours d'eau sont alors organisés au niveau de chaque quaternaire qui ne portera généralement qu'un seul module.

Avec une structure de distribution à deux niveaux (secondaire et tertiaire), le périmètre est découpé en un ensemble d'unités correspondant à la surface desservie par chaque tertiaire. La taille retenue pour ces unités élémentaires fixe l'écartement à adopter entre secondaires et entre tertiaires.

Le réseau d'irrigation décrit précédemment est obligatoirement complété par un réseau d'assainissement qui lui est symétrique. Outre la fonction éventuelle d'assainissement pluvial, ce réseau évacue les colatures (eaux d'irrigations excédentaires, non infiltrées) en provenance des parcelles et les décharges accidentelles de débit en provenance du réseau d'irrigation. Les fossés tertiaires sont disposés au bas des unités élémentaires découpées par le réseau d'irrigation, et récupèrent les colatures. Ces fossés tertiaires débouchent dans les fossés secondaires qui constituent aussi l'exutoire des canaux tertiaires d'irrigation. Les fossés secondaires rejoignent le thalweg principal du périmètre, qui constitue aussi l'exutoire des canaux secondaires.

Le quadrillage ainsi réalisé par les canaux d'irrigation et les fossés d'assainissement est utilisé pour implanter les voies de circulation dans le périmètre, situées entre chaque couple contigu, fossé d'assainissement-canal d'irrigation.

Il est clair qu'une structure simple du réseau ne pourra être obtenue qu'avec un découpage parcellaire adéquat, c'est-à-dire suivant au mieux les courbes de niveau et donnant autant que possible des parcelles rectangulaires.

## 5.3 Organisation du tour d'arrosage

### 5.3.1 Module

Le *module d'irrigation* est l'unité de débit susceptible d'être délivré par le réseau en tête des parcelles à irriguer. Le module retenu doit être inférieur à la *main d'eau* qui représente le débit maximal qu'un irrigant est susceptible de mettre en œuvre, compte tenu de sa technicité et du type d'irrigation pratiquée. Le module doit être supérieur au débit minimal requis par les dimensions données aux éléments d'irrigation à la parcelle (§ 2).

Les valeurs adoptées pour les modules sont généralement comprises entre 20 et 80 L/s, les faibles valeurs étant relatives à l'irrigation à la raie (§ 2.4), et les valeurs plus fortes à l'irrigation par planches ou par bassins (§ 2.2 et 2.3). On peut rencontrer exceptionnellement des valeurs plus faibles en maraîchage (10 L/s) ou plus fortes sur de grandes prairies (200 L/s).

### 5.3.2 Tour d'arrosage à module fixe

Dans le tour d'arrosage à module fixe, chaque irrigant disposera du module fixé à l'avance pendant une certaine durée et selon une périodicité déterminée.

La *durée du tour d'eau*  $\theta$  (h) ou durée séparant deux débuts d'irrigations successives doit être égale à la durée minimale d'évapotranspiration de la dose d'arrosage apportée.

Ayant arrêté le module d'irrigation  $q$  (L/s) et la durée du tour d'eau  $\theta$ , on attribuera à chaque irrigant une durée  $t$  (h) d'utilisation du module proportionnelle à la surface  $s$  (ha) qu'il doit irriguer et vérifiant l'équation suivante exprimant l'égalité entre apports et besoins :

$$qt = \bar{v} s \theta$$

avec  $\bar{v}$  (L/s · ha) débit fictif continu de pointe en tête des parcelles.

■ **Au niveau de la conception du projet**, il conviendra de prendre en considération les risques de concentration spatiale de la culture la plus exigeante du plan d'assolement prévu, à laquelle correspondra un débit fictif continu du point  $\bar{v}$  (L/s · ha). Ainsi, si l'on désire limiter à un module le débit porté par chaque tertiaire, la superficie (en ha) desservie par un tertiaire devra être inférieure à  $q/\bar{v}$ . De même, la durée du tour d'eau devra être choisie en fonction de la culture nécessitant la plus importante fréquence d'arrosages à la période de pointe.

■ **Au niveau de l'exploitation du périmètre**, on calculera chaque année, pour chaque tertiaire et compte tenu des cultures pratiquées, le nombre d'heures d'utilisation du module à affecter à chaque irrigant pendant la durée du tour d'eau à la période de pointe. Un calendrier d'arrosage sera établi, présentant la répartition chronologique prévisionnelle des modules disponibles sur chaque tertiaire entre les différentes prises desservies.

Le calendrier d'arrosage établi pour la période de pointe et pour un tour d'eau complet est généralement adopté pour l'ensemble de la saison d'irrigation. Il est donc souhaitable de choisir une durée  $\theta$  du tour d'eau ne constituant pas un nombre entier de journées, de manière à ce que les horaires peu pratiques (irrigation de nuit essentiellement) ne soient pas attribués systématiquement aux mêmes irrigants tout au long de la campagne d'irrigation. La dose d'arrosage effective et la durée du tour d'eau sont ainsi choisies légèrement en deçà des valeurs limites admissibles, de manière à obtenir une rotation des horaires.

Au cours d'un tour d'eau de la période de pointe, chaque tertiaire fonctionnera à plein débit pendant une durée inférieure ou égale à la durée  $\theta$  du tour d'eau.

#### Exemple :

— débit fictif continu de pointe en tête de parcelle .....  $\bar{v} = 1,1$  L/s · ha  
 — module .....  $q = 33$  L/s  
 — somme des surfaces irriguées desservies par un tertiaire donné .....  $S = 75$  ha  
 — durée du tour d'eau .....  $\theta = 150$  h (6 j 1/4)  
 Le tertiaire étudié portera :  
 • 2 modules pendant le temps  $\theta$  (150 h) ;  
 • 3 modules pendant une durée  $\theta'$  (en h) vérifiant l'équation des volumes :

$$q(2\theta + \theta') = \bar{v} S \theta$$

soit  $\theta' = 75$  h.

La durée  $\theta'$  ainsi calculée sera à majorer pour tenir compte des pertes causées par les avances et retards d'un même tour d'eau.

Ainsi, au niveau de chaque tertiaire et pendant la durée du tour d'eau, le débit transité correspond soit à  $n$  modules pendant le temps  $\theta$ , soit à  $(n + 1)$  modules pendant un temps  $\theta'$  tel que  $0 \leq \theta' < \theta$ . Les calendriers d'arrosages établis pour les différents tertiaires seront à harmoniser de manière à obtenir un fonctionnement aussi continu que possible sur les secondaires. Sur un tronçon quelconque de canal secondaire desservant une superficie totale irriguée  $S_j$  (ha), le débit à transiter correspondant à une



organisation correcte des tours d'eau sur les tertiaires desservis sera, arrondi au nombre entier supérieure de modules :

$$S_i \bar{v} / p$$

avec  $S_i$  (ha) superficie irriguée desservie,  
 $\bar{v}$  (L/s · ha) débit fictif continu de pointe de l'assolement moyen,  
 $p$  efficacité du réseau.

### 5.3.3 Arrosage à module et périodicité variables

Le tour d'arrosage à module fixe est d'un principe extrêmement simple, mais présente deux inconvénients :

- nécessité d'un réglage des débits dérivés par chaque tertiaire au cours du tour d'arrosage, d'où un travail important pour les *aiguadiers* chargés de la conduite et du contrôle de la distribution de l'eau d'irrigation ;
- rigidité des conditions de l'arrosage, mal adaptée à la diversité des besoins d'une polyculture comportant des plantes à profondeurs d'enracinement très variables.

L'arrosage à **module variable** permet de s'affranchir des sujétions relatives au premier point, et de limiter considérablement le travail des *aiguadiers*. Constatant que le module d'irrigation peut en pratique être choisi dans une plage assez large, on adopte les dispositions suivantes :

- le découpage du périmètre est réalisé de manière à ce que chaque surface  $S_i$  (ha) desservie par un tertiaire soit telle que :

$$q_1 \leq S_i \bar{v} / p' \leq q_2$$

avec  $\bar{v}$  (L/s · ha) débit fictif continu de pointe en tête des parcelles,  
 $q_1$  et  $q_2$  (L/s) limites inférieure et supérieure admissibles pour le module,  
 $p'$  efficacité du tertiaire, prenant en compte les pertes d'eau causées par la différence entre les avances et les retards d'un même tour d'eau ;

- le module adopté ( $S_i \bar{v} / p'$ ) est délivré *en continu* au tertiaire pendant la période de pointe ;

- les irrigants assurent le tour d'eau sur le tertiaire à partir d'un calendrier établi par le gestionnaire du réseau.

L'arrosage à **périodicité variable** assure une plus grande souplesse dans la distribution, avec une périodicité  $\theta_1$  de l'arrosage pour certaines cultures à faible enracinement, et une périodicité  $\theta_2 = 2 \theta_1$  pour les cultures à fort enracinement.

**Exemple** : un périmètre d'irrigation comporte deux types prédominants de culture :

- cultures maraîchères : dose de 350 m<sup>3</sup>/ha avec une périodicité de 4 j pour un débit fictif continu de 1 L/s · ha ;
- cultures fourragères : dose de 780 m<sup>3</sup>/ha avec une périodicité de 9 j pour un débit fictif continu 1 L/s · ha.

On adoptera les valeurs pratiques suivantes :

- périodicité  $\theta_1$  de 3 j 3/4 pour les cultures maraîchères avec dose de 325 m<sup>3</sup>/ha ;
- périodicité  $\theta_2$  de 7 j 1/2 pour les cultures fourragères avec dose de 650 m<sup>3</sup>/ha.

Pour chaque tertiaire, on irriguera pendant le premier tour d'arrosage (de 0 à 3 j 3/4) toutes les parcelles de cultures maraîchères et la moitié (en surface) des parcelles de cultures fourragères. Au tour d'arrosage suivant (de 3 j 3/4 à 7 j 1/2), on irriguera toutes les parcelles en maraîchage et l'autre moitié des cultures fourragères. Ce processus alternatif est répété pendant toute la saison d'irrigation.

## 5.4 Dimensionnement des canaux

Le paragraphe 8, relatif aux ouvrages de transport, traitera des normes de conception des canaux de gabarits importants, dont le débit dépasse quelques mètres cubes par seconde. Les considérations qui y seront présentées, relatives au revêtement des canaux, au calcul hydraulique de l'écoulement, restent valables ici.

Dans le cadre de ce paragraphe, relatif aux réseaux de distribution (secondaires et tertiaires), nous donnerons cependant quelques indications supplémentaires relatives aux canaux de moindre gabarit, réalisés en béton.

### 5.4.1 Canaux bétonnés au sol

Les canaux de petits gabarits, de l'ordre du mètre cube par seconde, peuvent être réalisés selon le même principe que les canaux plus importants, avec un revêtement non armé coulé sur berge talutée à 3/2 ou 1/1. Les dimensions modestes de ces canaux limitent les problèmes de drainage, et l'on pourra prévoir uniquement un drain de pied dans les zones difficiles.

Pour les petits débits, il peut être plus économique de prévoir des canaux préfabriqués légèrement armés, et pouvant être éventuellement construits directement sur le chantier avec un poste de préfabrication mobile. La section sera alors rectangulaire avec un léger fruit de décoffrage pour les parois verticales (figure 14). Ce type de section ne peut être utilisé que pour des débits relativement faibles (inférieurs à 500 ou 600 L/s à titre d'ordre de grandeur) afin de permettre une manutention facile des éléments préfabriqués. Il n'est pas nécessaire de prévoir un drainage sous le canal, qui est d'ailleurs généralement disposé en remblai.

### 5.4.2 Canaux autoportés

Les canaux autoportés sont préfabriqués en usine et réalisés en béton précontraint. Les éléments de canaux sont posés sur des berceaux supportés par des piliers de hauteur variable. Les sections les plus courantes sont semi-circulaires. Un profil parabolique est parfois adopté (figure 15).

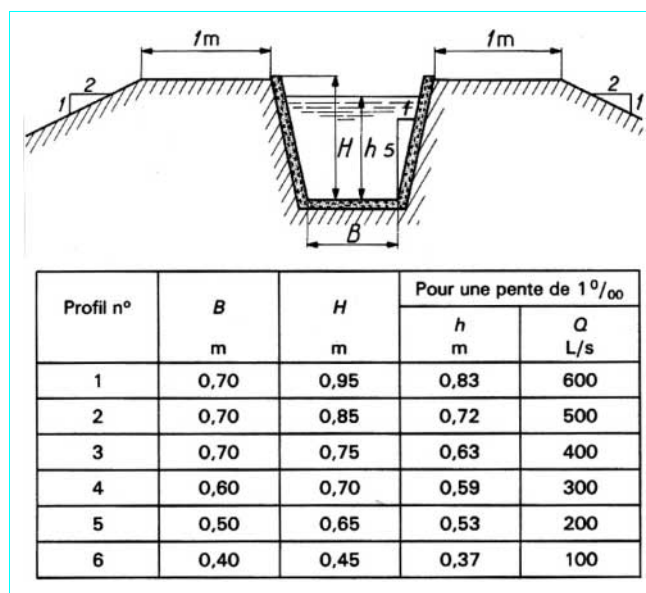


Figure 14 – Canal préfabriqué : profil en travers

Une gamme de gabarits normalisés est disponible, et les débits transités varient de quelques dizaines de litres à plus d'un mètre cube par seconde.

L'intérêt majeur de ces fabrications est de permettre un tracé des canaux du réseau relativement affranchi des contraintes topographiques.

### 5.4.3 Profils en long

Les canaux secondaires sont implantés sur les lignes de plus grande pente du terrain. La pente des secondaires est voisine de celle du terrain naturel, dans la mesure où l'on obtient des vitesses acceptables (il est souhaitable de ne pas dépasser une vitesse de 1 m/s pour une alimentation correcte des prises de tertiaires). Dans le cas contraire, des ouvrages de chute ou des biefs de ralentissement à faible pente en amont des prises doivent être aménagés.

Les canaux tertiaires, implantés légèrement en remblai de manière à faciliter l'alimentation des prises d'irrigation, sont très peu inclinés sur les courbes de niveau (pente de l'ordre de 1 ‰).

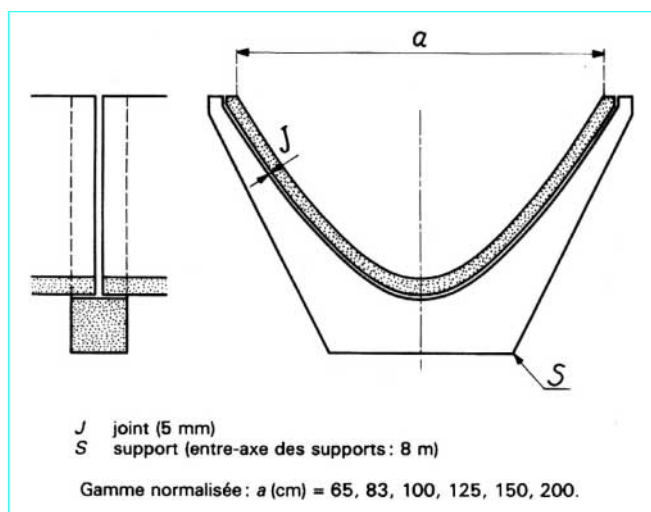


Figure 15 – Canaux autoportés à profil parabolique (fabrication Duraglos)

## 5.5 Régulation des réseaux

Les réseaux de distribution par canaux à surface libre constituent le domaine privilégié de la régulation par l'amont, dont le principe général sera exposé ultérieurement (§ 8).

### 5.5.1 Débits dérivés par les secondaires et les tertiaires

D'une manière générale, le réglage des débits transités par le réseau peut s'effectuer :

- soit à *débits réglés* : chaque dérivation comporte une vanne de réglage cadenassable, située à l'amont d'un seuil de contrôle préalablement jaugé et gradué ; les réglages s'effectuent ainsi manuellement sur une plage continue ;
- soit à *débits marqués* : chaque dérivation est contrôlée par des modules à masques (type Neyrtec) ; ceux-ci sont constitués d'une série d'éléments juxtaposés de largeurs différentes, comportant chacun un seuil surmonté d'un masque et une vannette verrouillable ; chaque vannette correspond à la mise en service d'un débit connu, et le réglage s'effectue en ouvrant ou en fermant une combinaison de vannettes de largeurs différentes selon le principe des boîtes de masses marquées.

Dans les deux cas, l'appareillage de réglage des débits doit être complété par une régulation du niveau de l'eau au droit de la dérivation, de manière à contenir le plan d'eau dans les limites du marnage acceptable par l'appareillage de contrôle du débit, compte tenu de la précision de réglage souhaitée (on admet en général une précision de 5 % sur les débits réglés). Des vannes à niveau amont constant, placées à l'aval de la dérivation, peuvent être utilisées à cette fin, ou plus simplement des déversoirs dont la longueur sera calculée en fonction du marnage toléré. Les déversoirs à *bec de canard* permettent d'éviter d'avoir des ouvrages de longueur excessive, et seront utilisés, à titre d'ordre de grandeur, au-delà d'un débit transité de 700 L/s. De simples déversoirs obliques seront suffisants pour des débits plus faibles.

Les prises des secondaires sur le canal principal (figure 16) et les prises des tertiaires sur les secondaires (figure 17) seront équipées selon ces principes généraux.

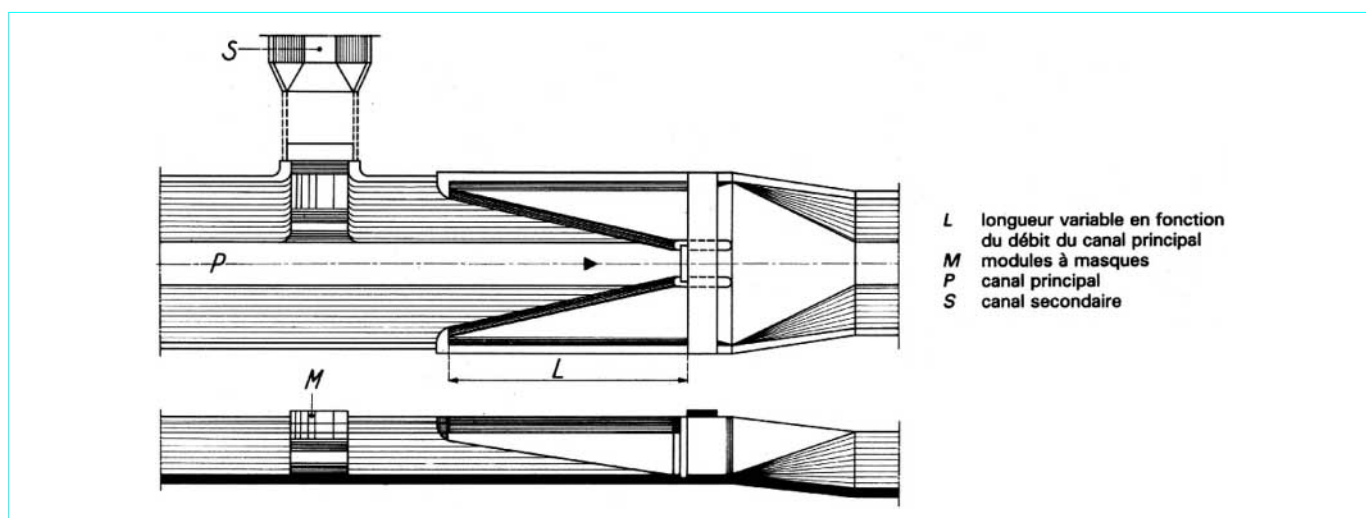


Figure 16 – Ouvrage de prise de canal secondaire sur canal principal (vue en plan et coupe selon profil en long)

### 5.5.2 Partiteurs sur les canaux tertiaires

Dans le cas où on limite à 3 modules le débit porté par chaque tertiaire, il est possible de réaliser de manière simple et économique la répartition des débits transités sur les prises d'irrigation. On utilisera :

- des partiteurs permettant de dériver la totalité, la moitié, le tiers du débit, ou rien du tout ;
- des partiteurs permettant de dériver la totalité, la moitié du débit, ou rien du tout ;
- des partiteurs *tout ou rien* permettant de dériver la totalité du débit ou rien du tout.

Ces ouvrages (figure 18) sont constitués par un bassin rectangulaire avec une dénivellation des radiers de 5 cm entre l'amont et l'aval, pour créer un écoulement torrentiel éliminant l'influence du niveau aval. Dans la première moitié du bassin sont scellées une ou deux tôles fixes, placées à la moitié ou au tiers de la largeur du pertuis rectangulaire (sauf pour le partiteur *tout ou rien* qui ne comporte pas de tôle fixe) ; une vanne rectangulaire (tôle mobile) à plusieurs positions permet de dériver la fraction dérivée du débit normal.

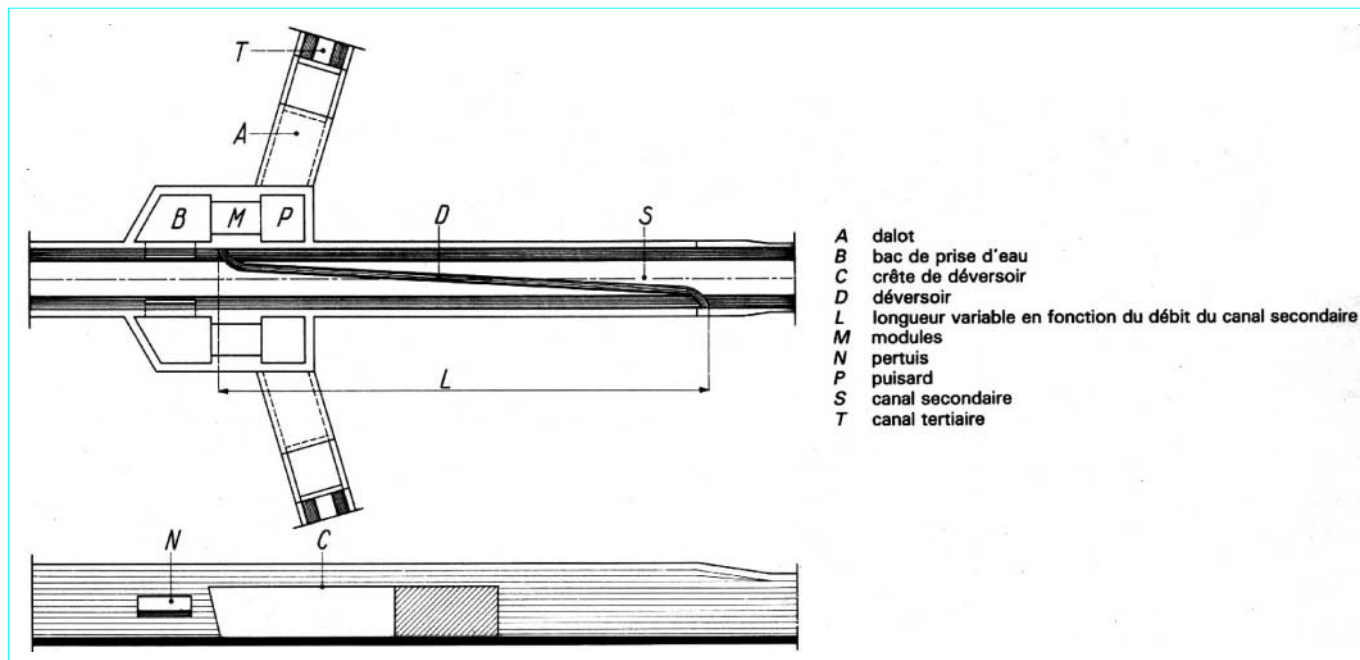


Figure 17 - Ouvrage de prise de canaux tertiaires sur canal secondaire (vue en plan et coupe selon profil en long)

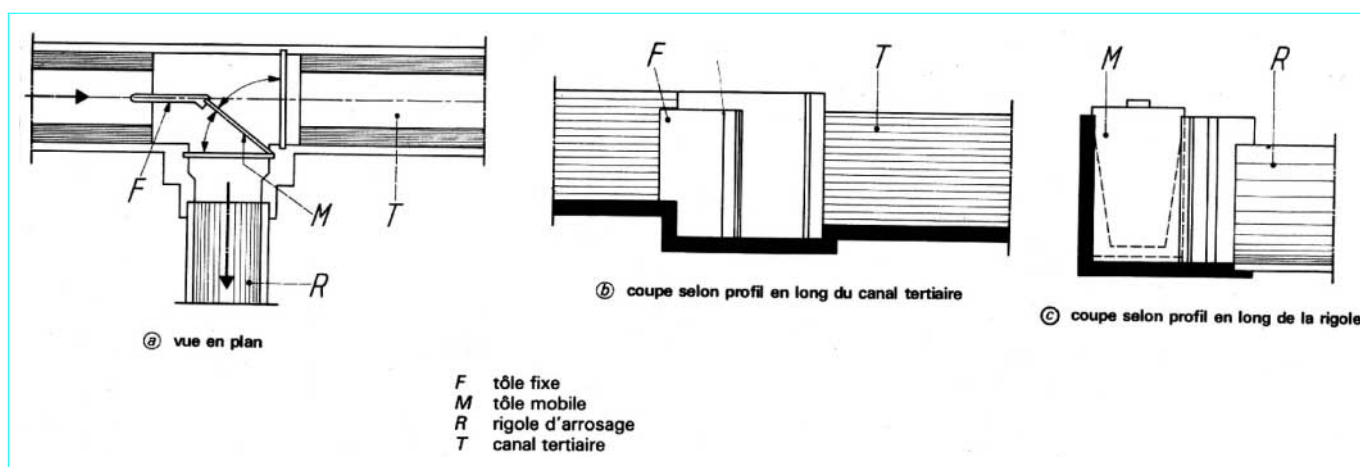


Figure 18 - Partiteur sur canal tertiaire

## 6. Réseau collectif de distribution par conduites sous pression

Le développement des réseaux de distribution par conduites sous pression est, en France, lié à la généralisation de l'irrigation par aspersion à la demande, qui caractérise l'essentiel des réalisations de ces quinze dernières années.

Ces réseaux modernes, dont la mise en place s'est progressivement généralisée, peuvent être caractérisés par les orientations suivantes :

- irrigation par **aspersion au niveau des parcelles** ;
- **réseau collectif de distribution**, constitué de canalisations enterrées, livrant l'eau sous pression aux différentes parcelles à irriguer par l'intermédiaire des bornes d'arrosage ; chaque irrigant disposera d'un lot individuel de matériel mobile avec lequel il organisera l'arrosage de sa parcelle, à partir de sa prise sur la borne ;
- **distribution de l'eau à la demande**, chaque irrigant étant libre d'utiliser le débit qu'il a souscrit, à toute heure du jour et de la nuit ;
- **vente de l'eau** aux irrigants par l'organisme de gestion du réseau collectif, sur la base des débits souscrits et des volumes prélevés.

C'est dans ce contexte qu'ont été mises au point les méthodes de calcul des réseaux collectifs que nous allons présenter. Mais il convient de noter que certains de ces procédés de calcul (et, en particulier, ceux relatifs au tracé du réseau et à l'optimisation des diamètres) sont d'une portée générale pour tout réseau ramifié de distribution d'eau sous pression. Ainsi pourront-ils être utilisés pour des réseaux collectifs qui seraient destinés à des irrigations de surface ou localisées, nécessitant la desserte en eau d'irrigation sous faible pression à l'entrée des parcelles.

Notre exposé sera axé sur les réseaux collectifs destinés à la pratique de l'irrigation par aspersion à la demande. Nous décrirons, dans un premier temps (§ 6.1 à 6.5), les éléments principaux de la méthodologie d'étude maintenant couramment mise en œuvre. Certains développements méthodologiques récents seront ensuite présentés (§ 6.6 et 6.7). Enfin, la dernière partie de cet exposé (§ 6.9) sera consacrée aux matériels et matériaux utilisés pour la construction de ce type de réseaux.

### 6.1 Plan de bornage

#### 6.1.1 Bornes et conditions hydrauliques de la desserte

Les *bornes d'irrigation* constituent les points de liaison entre, d'une part, le réseau collectif des canalisations enterrées et, d'autre part, l'ensemble des réseaux mobiles propres à chaque agriculteur et permettant la mise en œuvre de l'irrigation sur les différentes parcelles de culture.

Ces bornes peuvent être équipées d'une à six sorties (ou *prises* d'irrigation), chacune étant affectée à un agriculteur déterminé.

Le réseau mis en place devra assurer, au droit de chaque borne, une valeur minimale pour la pression dynamique disponible. Selon l'état hydraulique du réseau, la pression à l'amont de la borne variera entre la pression dynamique minimale et la pression statique. Afin d'assurer aux asperseurs une pression de fonctionnement stable, chaque prise est équipée d'un *régulateur de pression* qui dissipera l'excédent éventuel de charge.

Le débit à affecter à chaque prise sera fonction de la superficie devant être desservie et des cultures envisagées. Il sera supérieur au débit fictif continu (débit qui serait nécessaire si l'irrigation s'effectuait 24 heures sur 24 pendant la période de pointe, et dont l'importance est déterminée par les études préalables de besoin en eau), de manière à laisser à l'irrigant une certaine liberté quant à l'organisation de ses arrosages.

Un *limiteur de débit*, monté sur chaque prise d'irrigation, contrôle le non-dépassement du débit souscrit. Une gamme normalisée est retenue, de manière à uniformiser le matériel et faciliter la gestion.

À titre d'**exemple**, dans les réseaux du Sud-Est français, six classes de prises ont été adoptées, correspondant aux débits suivants :

Classe de prise	0	1	2	3	4	5
Débit ..... (m <sup>3</sup> /h)	7,5	15	30	50	75	100
Débit ..... (L/s)	2,1	4,2	8,4	13,8	20,8	27,6

Les conditions hydrauliques de la desserte (pression et débit aux bornes du réseau) constituent deux paramètres fondamentaux qui conditionneront à la fois le coût de l'aménagement et les possibilités offertes aux irrigants quant au choix d'un type d'équipement des parcelles à irriguer. Le choix de ces paramètres constitue un problème spécifique pour chaque périmètre, et nous verrons ultérieurement (§ 6.6) que des méthodes peuvent être proposées pour éclairer ce choix.

**Exemple** : signalons, à titre d'ordre de grandeur, que dans les réseaux réalisés dans le sud de la France dans le cadre des grands aménagements régionaux, les valeurs adoptées sont généralement les suivantes :

- pression à l'amont des bornes : 3 à 4,5 bar ;
- débit des prises : 1 à 3 L/s par hectare irrigué.

#### 6.1.2 Plan de bornage

Le plan de bornage est le plan d'implantation des différentes bornes du réseau. Il est le résultat d'un compromis entre l'intérêt des utilisateurs, qui souhaiteraient disposer d'une borne chacun, idéalement située par rapport à leur champ, et celui de l'organisme d'aménagement, qui cherche à en limiter le nombre, de manière à diminuer le coût du réseau collectif.

Le rayon d'action de chaque borne est limité à environ 200 à 300 m, afin d'éviter des pertes de charge trop considérables dans le matériel mobile. La base du regroupement des parcelles, sur une même borne, est le découpage des propriétés. Dans le cas de petites propriétés morcelées, on cherchera à implanter les bornes en limite de parcelles, de manière à pouvoir desservir plusieurs îlots d'exploitation (six au maximum) par la même borne. Pour les grandes propriétés, la borne sera implantée de préférence au centre de la zone à desservir.

### 6.2 Tracé ramifié du réseau

#### 6.2.1 Principe

Il s'agit de relier le plus économiquement possible les différentes bornes du réseau à l'origine de celui-ci (réservoir de mise en charge, prise sur canal, station de pompage, etc.).

Le tracé recherché est un réseau ramifié (ou palmé). On peut montrer, en effet, que cette solution conduit à un coût inférieur à celui d'un réseau maillé. Le maillage de conduites n'est envisagé que dans l'optique du renforcement d'un réseau déjà construit, ou à titre de sécurité.

La détermination du tracé est effectuée pragmatiquement si l'on s'impose de suivre les limites des parcelles, les chemins ou les routes. Mais, dans le cas contraire, il y a une infinité de solutions au problème, et il faut rechercher la solution de coût minimal.

La méthode généralement adoptée comprend trois phases successives.

■ Le tracé n° 1 ou *tracé par proximité* déterminera le tracé de longueur minimale ayant pour sommets les bornes du réseau. On utilise à cette fin une adaptation pratique d'un algorithme classique de la théorie des graphes (algorithme de Kruskal, article *Théorie des graphes* [AF 205] dans le traité *Sciences fondamentales*). En partant du point le plus éloigné de son origine, on remonte le réseau par une



simple loi de proximité ; on passe ainsi d'un réseau à  $n - 1$  bornes à un réseau à  $n$  bornes par adjonction toujours extérieure au réseau  $n - 1$ . La figure 19 illustre le résultat de cette procédure.

■ Le tracé n° 2 ou *tracé à 120°* améliore le tracé précédent en créant de nouveaux sommets du tracé, distincts des bornes. On peut montrer, en effet, que, si toutes les canalisations ont le même diamètre (donc le même prix au mètre), les tracés au point de jonction où se rencontrent trois canalisations (un adducteur et deux dérivés) font, entre eux, un angle de 120° ; la généralisation de cette propriété sera appliquée au tracé n° 1 et conduira à un réseau présentant les caractéristiques suivantes :

- les sommets auront au maximum trois arêtes incidentes ;
- les angles des arêtes incidentes seront égaux à 120° (dans le cas de trois arêtes incidentes) ou supérieurs à 120° (dans le cas de deux arêtes incidentes).

La réalisation pratique du tracé à 120° peut se faire facilement à l'aide d'un papier transparent sur lequel on a reporté trois droites à 120° ; par superposition sur le plan du réseau, on obtient le nouveau sommet à créer à partir de trois sommets initiaux ; pour quatre sommets initiaux concernés, la construction des deux nouveaux sommets s'effectuera avec deux papiers transparents (figure 20).

■ Le tracé n° 3 ou *tracé économique* : le tracé à 120° correspond au tracé de longueur minimale, après création éventuelle de sommets intermédiaires distincts des bornes ; mais il est clair que ce n'est pas le tracé le plus économique : on aura intérêt à raccourcir la longueur des conduites de diamètre important, quitte à augmenter la longueur de celles de petit diamètre ; les angles aux points de jonction seront ainsi quelque peu modifiés. On peut démontrer que le coût du tracé sera minimal lorsque les vecteurs, ayant pour directions les trois tracés aboutissant à une jonction et ayant pour longueurs des segments proportionnels au prix unitaire des conduites correspondantes, ont une résultante géométrique nulle ; on en déduit des constructions géométriques permettant de déterminer la solution optimale ; mais on notera que cette détermination suppose la connaissance des diamètres des conduites ; il faudra donc préalablement effectuer une optimisation des diamètres, opération dont le principe sera exposé ultérieurement (§ 6.4).

### 6.2.2 Mise en œuvre

Il est sûr que la deuxième et la troisième opérations, décrites précédemment, améliorent le tracé initial n° 1. Mais il n'est pas certain qu'en partant d'un tracé initial différent du tracé par proximité on ne puisse obtenir de meilleurs résultats quant au coût du réseau.

L'optimum atteint par la procédure proposée n'est relatif qu'à une structure initiale donnée, dont le tracé par proximité ne constitue que la variante de plus courte longueur.

En pratique, la programmation sur ordinateur des méthodes décrites précédemment permettra de tester successivement plusieurs structures initiales du réseau. La première d'entre elles sera le tracé par proximité. Les autres seront définies empiriquement par le projeteur, compte tenu des informations dont il dispose (cote des bornes à desservir et éloignement à l'origine du réseau) et qui lui permettent de déceler les bornes défavorables potentielles.

Par une série d'itérations successives, on pourra ainsi définir une bonne solution, sinon l'optimum théorique.

### 6.2.3 Domaine d'application

La recherche d'un tracé optimal peut conduire à des économies importantes ; une étude approfondie [24], portant sur un réseau de 1 000 ha, a montré qu'une économie de 9 % pouvait ainsi être réalisée par rapport à un tracé non optimisé. Il est important de noter que c'est essentiellement au niveau des conduites de diamètre important (supérieur ou égal à 400 mm) que ces économies étaient obtenues.

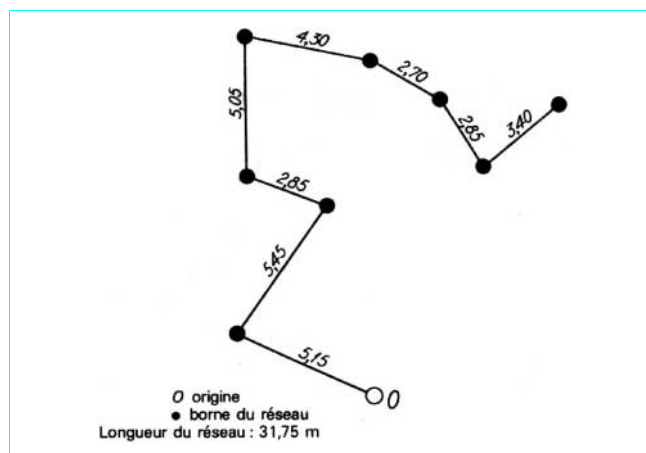


Figure 19 – Exemple de tracé par proximité

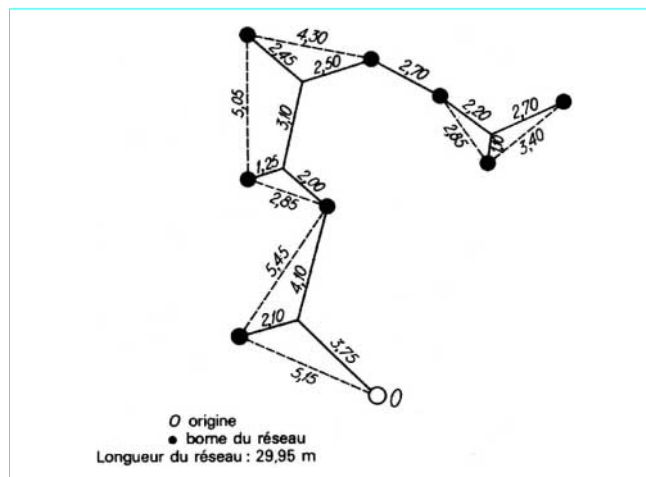


Figure 20 – Exemple de tracé à 120°, obtenu à partir du tracé par proximité précédent (figure 19)

Cette observation permet de préciser le domaine d'application des méthodes de tracé optimal : c'est la *structure principale du réseau* (diamètre supérieur ou égal à 400 mm) qui sera optimisée. Par contre, au niveau des antennes de distribution, les contraintes foncières et la facilité d'exploitation (position des regards) seront privilégiées par rapport à des économies potentielles relativement peu importantes.

**Exemple :** signalons, à titre d'ordre de grandeur, que sur une zone de 32 000 ha du périmètre du Bas-Rhône-Languedoc les conduites de diamètres supérieurs ou égaux à 400 mm représentent moins de 20 % en longueur de canalisations, mais près de 60 % en valeur [34].

## 6.3 Calcul des débits à transiter

Le tracé étant ainsi arrêté, il s'agit de déterminer le débit devant être transité par le réseau sur chacun de ses tronçons. On appelle *nœud* du réseau toute singularité (borne ou raccordement de deux conduites) et *tronçon* la canalisation joignant deux nœuds successifs. En un point quelconque, le débit maximal pouvant être appelé est égal à la somme des débits des prises situés à l'aval de ce point.



Or nous avons vu (§ 6.1.1) que le débit affecté à chaque prise d'irrigation était supérieur au débit fictif continu qui lui est nécessaire. En d'autres termes, chaque agriculteur n'utilisera effectivement sa prise que pendant une durée qui, en moyenne, sera nettement inférieure à 24 h par jour. Il en résulte que la probabilité pour que toutes les prises soient ouvertes en même temps est infime, et il ne serait pas raisonnable de calculer le réseau pour transporter ce débit cumulé.

Le calcul des débits sur un réseau fonctionnant à la demande peut s'appuyer utilement sur un raisonnement probabiliste, conduisant à la **formule de la demande de R. Clément** [25].

### 6.3.1 Desserte homogène

Admettons, en première analyse, que le réseau situé à l'aval du tronçon étudié est équipé de  $R$  prises homogènes, de débit  $d$ . Les débits maximaux enregistrés se produiront pendant la période de pointe d'arrosage, caractérisée par les données suivantes :

- durée de la période de pointe (en général, mois de juillet) :  $T$  ;
- temps d'utilisation réel du réseau pendant cette même période :  $T_1$  ;
- rendement d'utilisation en temps du réseau :  $r = T_1/T$  ;
- débit fictif continu du réseau pendant la période de pointe :  $D$ .

De ces données on peut, en particulier, déduire le temps moyen de fonctionnement de chaque prise :

$$t' = \frac{\text{volume d'eau à fournir}}{\text{débit}} = \frac{DT/R}{d}$$

L'hypothèse de base du modèle consiste à admettre que les différentes prises du réseau sont *indépendantes* et qu'elles fonctionnent de manière *aléatoire* pendant la période  $T_1$ , d'où la fréquence ou probabilité de fonctionnement de chaque prise :

$$p = \frac{t'}{T_1} = \frac{t'}{rT} = \frac{D}{rRd}$$

Nous sommes devant une population de  $R$  prises, dont chacune est soit ouverte, soit fermée, avec les probabilités respectives  $p$  et  $q = 1 - p$ . Le nombre de prises ouvertes est donc une variable aléatoire suivant une loi binomiale de moyenne  $Rp$  et de variance  $Rpd$ . Pour  $R$  suffisamment grand on montre, en calcul des probabilités, que la loi binomiale peut être assimilée à la loi du hasard ou de Laplace-Gauss (article *Probabilités* [A 165] dans le traité *Sciences fondamentales*).

On est conduit à associer au débit  $Q$  pour lequel sera calculé le tronçon considéré une *qualité de fonctionnement*  $P$  représentant le pourcentage de chances pour que le débit appelé reste inférieur ou égal au débit  $Q$ .

Le tronçon sera donc calibré pour un débit :

$$Q = Rpd + U(P) \sqrt{R p q d^2} \quad (2)$$

où  $U(P)$  est défini par les tables relatives à la loi de Gauss :

$P$ (%)	$U$
99	2,324
95	1,645

### 6.3.2 Desserte hétérogène

La formule (2) se généralise aisément au cas d'une desserte hétérogène. On répartira les  $R$  prises en plusieurs sous-ensembles homogènes relatifs à une classe donnée de débit de prise.

Pour chaque classe de débit  $d_i$  comportant  $R_i$  prises, on définira la probabilité de fonctionnement  $p_i$  de ces prises. Le débit de pointe sera défini par la **première formule de la demande** :

$$Q = \sum_i R_i p_i d_i + U(P) \sqrt{\sum_i R_i p_i q_i d_i^2} \quad (3)$$

### 6.3.3 Valeur des paramètres

Deux paramètres interviennent pour l'application de la formule :  $r$  et  $U(P)$ .

■ Le rendement du réseau n'a pas véritablement de signification physique ; il doit être apprécié comme un coefficient de sécurité ou plutôt d'ajustement vis-à-vis de la modélisation adoptée pour le fonctionnement des prises. On adopte couramment la valeur 0,75.

■ La qualité de fonctionnement adoptée est généralement prise égale à 95 %, ce qui correspond à  $U = 1,645$ .

Par ailleurs, compte tenu des hypothèses faites pour l'établissement de la formule de la demande, il est prudent d'adopter un raisonnement déterministe en bout de réseau en cumulant les débits de prises tant que leur nombre est inférieur à une certaine valeur  $N_0$  fixée (5 ou 10, par exemple).

## 6.4 Optimisation des diamètres des conduites

### 6.4.1 Position du problème

Ayant ainsi déterminé, tronçon par tronçon, les débits de pointe à transiter, il faut ensuite calculer les diamètres des canalisations. Il existe de nombreuses solutions satisfaisant aux contraintes techniques du problème, mais il convient de rechercher la solution de coût minimal.

Les données sont les suivantes.

■ Tracé du réseau, dont *longueur* de chaque tronçon.

■ *Débit* à transiter sur chaque tronçon ; notons que, dans le cas d'un fonctionnement à la demande, les débits calculés par la méthode qui vient d'être exposée (§ 6.3) ne respectent pas la loi des nœuds : le débit d'un tronçon amont sera généralement inférieur à la somme des débits des tronçons aval qu'il alimente ; le régime de débit pris comme base du calcul des diamètres est donc un régime fictif.

■ Conditions aux limites aval, c'est-à-dire pour toutes les bornes *cotes piézométriques minimales* à assurer.

■ Condition à la limite amont, c'est-à-dire *cote piézométrique disponible* à l'entrée du réseau.

■ Bordereau des *prix de canalisations* en fonction de leur diamètre ; il s'agit là de prix globaux comportant non seulement les terrassements, la fourniture et la pose des canalisations, mais encore une estimation forfaitaire des sommes à prévoir pour les pièces spéciales et, d'une manière générale, l'équipement des canalisations (ventouses, vidanges, robinetterie, petit génie civil, etc.). Le coût global d'une canalisation peut ainsi être supérieur d'environ 50 % au montant des terrassements, fourniture et pose des tubes ; il serait d'ailleurs à majorer éventuellement du coût des servitudes de passage qui seraient réservées par le gestionnaire, et des indemnités pour perte de récolte qu'auraient pu entraîner les travaux.

■ *Vitesses minimale et maximale* admises dans les tuyaux ; la fixation d'un seuil minimal de vitesse admise dans les conduites ne correspond pas véritablement à un impératif technique ; elle n'a pour objectif que d'introduire un seuil raisonnable pour le diamètre maximal envisagé pour transiter un débit donné. Cela permettra, nous le

verrons, d'accélérer la rapidité des calculs d'optimisation (§ 6.4.2). Par contre, la fixation d'un seuil maximal de vitesse tolérée correspond à un compromis entre :

- la recherche d'économie sur le coût d'un réseau : accepter des vitesses importantes permettra, si la charge disponible est suffisante, de diminuer le diamètre des conduites ;
- les risques entraînés par les coups de bélier éventuels et le coût de la protection anti-bélier qui en résulterait (§ 6.8).

**Exemple :** on adopte couramment des vitesses maximales de l'ordre de 2 m/s. Des vitesses supérieures (jusqu'à 3 m/s) sont parfois acceptées pour des canalisations de gabarit important (diamètre supérieur ou égal à 600 mm).

■ **Loi de perte de charge unitaire.** La loi de Colebrook (article *Mécanique des fluides* [A 1 870] dans le traité Sciences fondamentales) est d'utilisation peu pratique, et l'on utilise couramment la formule de Lechapt et Calmon, mise au point au ministère de l'Agriculture :

$$j = L Q^M / D^N$$

avec  $j$  (mm/m) perte de charge unitaire,

$Q$  (m<sup>3</sup>/s) débit,

$D$  (m) diamètre,

$L, M, N$  paramètres fonction de la rugosité absolue  $K$ .

Cette formule très simple constitue une très bonne approximation de la loi de Colebrook (écart relatif maximal de l'ordre de 3 % pour des vitesses comprises entre 0,4 m/s et 2 m/s).

Pour les valeurs le plus couramment adoptées pour la rugosité, les paramètres de la formule sont les suivants.

$K$ (mm)	$L$	$M$	$N$
0,5	1,40	1,96	5,19
1	1,601	1,975	5,25

Des valeurs, relativement élevées sont ainsi retenues pour la rugosité, et ce, quelle que soit la nature des tuyaux, de manière à prendre en considération le vieillissement. Les pertes de charge ainsi obtenues sont généralement majorées forfaitairement de 10 % pour pertes de charge singulières.

Parmi les différentes méthodes de calcul qui ont été proposées pour optimiser un réseau, la méthode discontinue de Labye [26] est maintenant la plus utilisée ; c'est une méthode exacte, élégante et se prêtant bien à un calcul sur machine électronique. Elle sera sommairement présentée ci-après, sans s'attacher à la rigueur mathématique de l'exposé.

Les nœuds du réseau sont supposés numérotés 1, 2, ...,  $i$ , ...,  $n$ , et l'on convient de repérer chaque tronçon par le numéro de son nœud aval.

Les débits à transiter sont  $q_1, q_2, \dots, q_i, \dots, q_n$ .

Les conditions de pression à respecter sont données par les valeurs  $Z_k$ , charge minimale à respecter au droit de la borne  $k$ .

## 6.4.2 Courbes caractéristiques de chaque tronçon

Considérons un tronçon quelconque du réseau devant transiter le débit  $q$ . Les conditions de vitesses minimale et maximale admises permettent de sélectionner, dans le bordereau des diamètres commerciaux, ceux à mettre effectivement en compétition, car compatibles avec ces conditions.

Au plus gros de ces diamètres, soit  $D_1$ , correspondra une perte de charge totale  $J_1$  et un coût  $P_1$ . Le point représentatif de cette solution sera le point  $M_1$  sur le graphique de la figure 21.

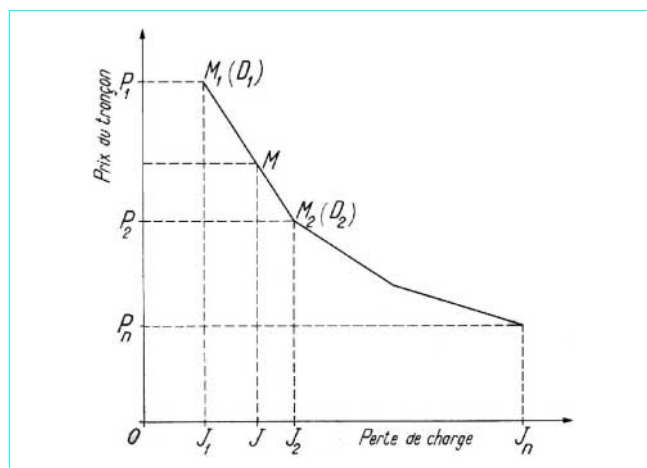


Figure 21 – Courbe caractéristique d'un tronçon

Pour le diamètre immédiatement inférieur de la série, soit  $D_2$ , la perte de charge  $J_2$  sera plus importante, mais le coût  $P_2$  sera plus faible et le point  $M_2$  sera représentatif de cette solution.

On peut envisager une solution de panachage pour le tronçon étudié, qui porterait le diamètre  $D_1$  sur une fraction  $x$  de sa longueur et le diamètre  $D_2$  sur la longueur restante. Il est facile de montrer que le point  $M$  représentatif de cette solution de panachage est situé sur la corde  $M_1M_2$  et correspond à une perte de charge  $J$  telle que :

$$x = \frac{J_2 - J}{J_2 - J_1}$$

En continuant ce raisonnement, pour tous les diamètres en compétition, on peut ainsi construire la *courbe caractéristique* du tronçon donnant son prix minimal en fonction de la perte de charge admise. Cette courbe possède les propriétés suivantes :

- c'est une courbe polygonale dont chaque sommet est relatif à une situation où le tronçon est équipé d'un seul diamètre, et où chaque point d'une corde représente une situation de panachage avec deux diamètres successifs ;
- c'est une courbe concave constituée d'une série de segments à pente décroissante en valeur absolue.

Notons qu'on n'a envisagé ici que des panachages avec deux diamètres successifs de la série. Mais on pourrait montrer que toute autre solution (plus de deux diamètres par tronçon, diamètres non successifs) conduirait à un coût supérieur pour une valeur de  $J$  donnée.

## 6.4.3 Optimisation d'un réseau

Ayant ainsi construit, pour chaque tronçon  $i$  du réseau, sa courbe caractéristique  $P_i(J_i)$ , notre problème peut alors être ainsi formulé : on cherche la répartition des  $J_i$  :

- qui rend minimal le prix du réseau, soit :

$$\sum_i P_i(J_i)$$

- sous des contraintes de la forme :

$$\sum J_i \leq Z_0 - Z_k$$

exprimant que, pour chaque nœud, la charge résiduelle reste supérieure ou égale au minimum imposé.

Les inconnues du problème sont maintenant la répartition des  $J_i$ , dont on déduira immédiatement les diamètres correspondants.

Une telle formulation du problème suggère une procédure de programmation dynamique. La méthode discontinue est effectivement une procédure de programmation dynamique, mais elle exploite les propriétés des courbes caractéristiques  $P_i(J_i)$ , pour obtenir un algorithme très performant de résolution du problème.

Exposons la méthode de résolution sur l'exemple extrêmement simplifié d'un réseau qui ne comprendrait que trois tronçons, alimentant deux bornes (notées 1 et 2) à partir d'un réservoir de mise en charge situé à la cote  $Z_0$  (figure 22). La généralisation à un réseau ramifié quelconque sera immédiate.

On dispose pour ce réseau des courbes  $P_1(J_1)$ ,  $P_2(J_2)$  et  $P_3(J_3)$  représentées sur les figures 23, 24 et 25.

■ **Addition en dérivation** : partons de l'aval et considérons les tronçons en dérivation 1 et 2. Par un changement de variable, on peut établir les courbes donnant le prix minimal de chaque tronçon en fonction de  $Z_3$ , charge en tête de ces deux tronçons.

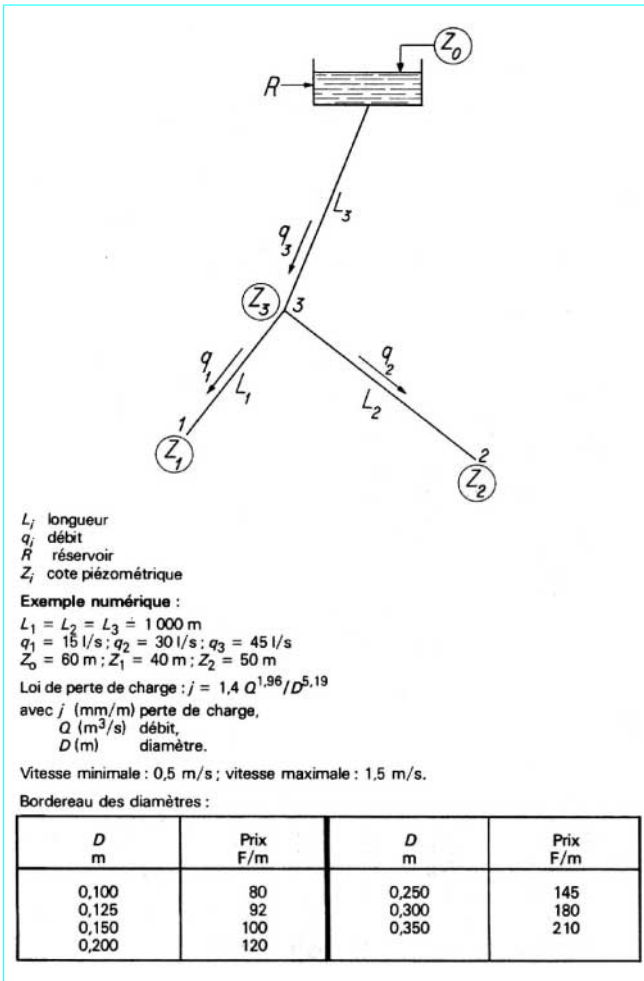


Figure 22 - Schéma du réseau à calculer

Par addition de  $P_1 + P_2$  pour une cote  $Z_3$  fixée, on détermine ainsi une courbe donnant le prix minimal  $P_{12}$  du sous-réseau 1 + 2 en fonction de  $Z_3$  (figure 26).

Les problèmes de limites à gauche et à droite se résolvent immédiatement, et la courbe obtenue est toujours un polygone concave.

■ **Addition en série** : cherchons maintenant à déterminer la courbe donnant le prix minimal de l'ensemble en fonction de la charge  $Z_0$  en tête du tronçon 3.

Nous disposons des courbes  $P_{12}(Z_3)$  et  $P_3(J_3)$ .

La charge minimale nécessaire à un fonctionnement correct du réseau se détermine immédiatement :  $Z_{m3} + J_{m3}$ . Il lui correspond un coût ( $P_{M12} + P_{M3}$ ), d'où le point  $G_R$  (figure 27).

Partons de cette charge minimale, augmentons-la de  $\Delta Z$ . Faut-il allouer ce supplément de charge au tronçon 3 seul, ou au sous-réseau 1 + 2 seul, ou le répartir ?

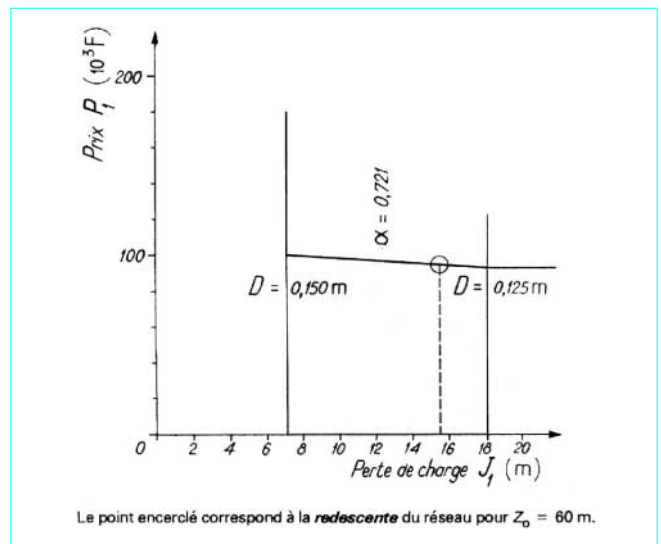


Figure 23 - Caractéristique du tronçon 1 :  $P_1(J_1)$

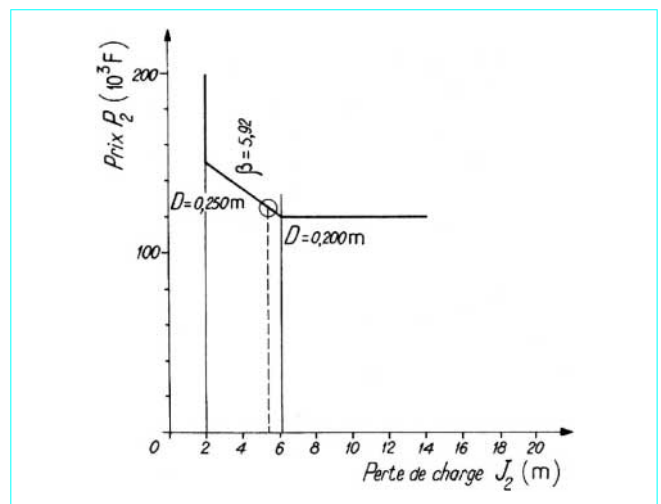
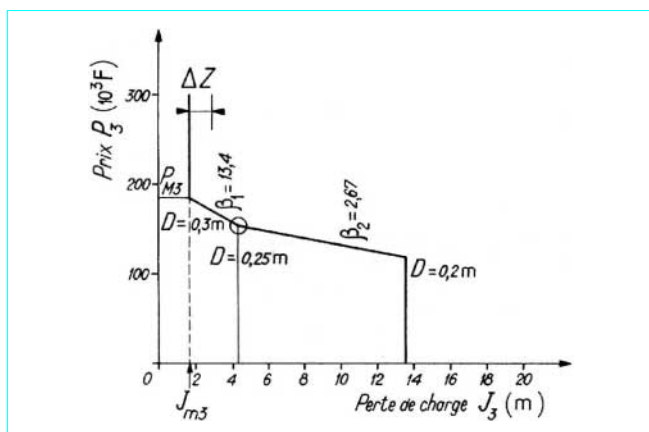
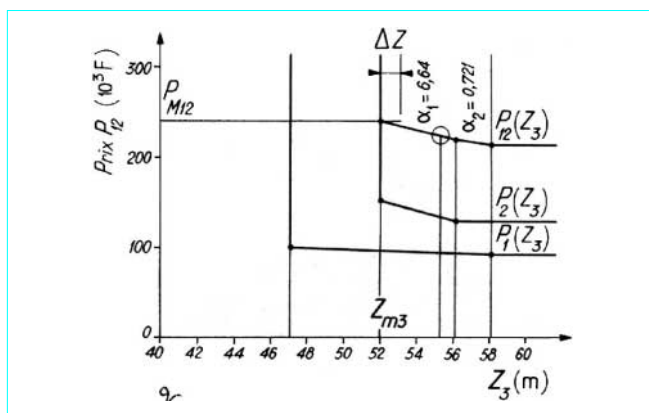
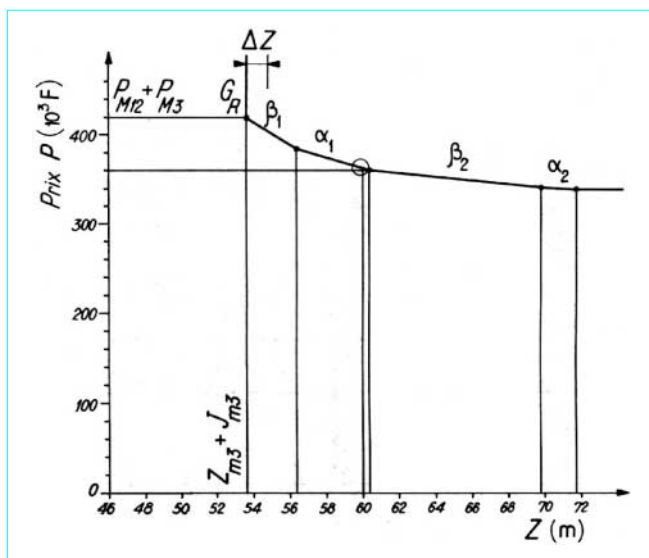


Figure 24 - Caractéristique du tronçon 2 :  $P_2(J_2)$

Figure 25 – Caractéristique du tronçon 3 :  $P_3(J_3)$ Figure 26 – Caractéristique du réseau 1 + 2 :  $P_{12}(Z_3)$ Figure 27 – Caractéristique du réseau 1 + 2 + 3 :  $P(Z)$ 

L'examen des courbes  $P_3(J_3)$  et  $P_{12}(Z_3)$  montre qu'il est plus économique d'allouer cet excédent à l'élément pour lequel la variation  $\Delta P/\Delta Z$  ou  $\Delta P/\Delta J$  est la plus forte.

La méthode à suivre apparaît alors ainsi : on calculera les pentes ( $\alpha_1, \alpha_2, \dots, \alpha_p, \beta_1, \beta_2, \dots, \beta_q$ ) des segments de droite des deux courbes élémentaires. On les classe dans l'ordre décroissant et l'on trace alors à partir du point  $G_R$  la courbe donnant le prix minimal du réseau en fonction de la charge en tête  $P(Z)$ . C'est encore une courbe polygonale concave.

■ **Redescente du réseau** : pour  $Z_0$  fixé on lit, directement sur la courbe  $P(Z)$ , le coût du réseau optimisé. La pente du segment, sur lequel se trouve le point représentatif de cet optimum, permet de retrouver sur les deux courbes précédentes :

- la perte de charge disponible sur le premier tronçon amont, d'où le ou les diamètres portés par ce tronçon ; dans l'exemple traité, nous trouvons un diamètre de 0,25 m (figure 25) ;
- la cote piézométrique  $Z_3$  en tête du sous-réseau aval (figure 26).

En continuant à redescendre le réseau, on positionnera l'optimum sur les caractéristiques des tronçons 1 et 2, d'où la détermination des diamètres correspondants : sur le tronçon 1 (figure 23), on a une situation de panachage entre les diamètres 0,125 m (sur 217 m) et 0,150 m (sur 783 m) ; sur le tronçon 2 (figure 24), on a un panachage entre les diamètres 0,200 m (sur 900 m) et 0,250 m (sur 100 m).

#### 6.4.4 Généralisation

La généralisation à un réseau ramifié quelconque est immédiate. Dans un premier temps, on remonte le réseau par une suite d'opérations du type *addition en dérivation* ou *addition en série*, pour déterminer la courbe  $P(Z)$  en tête du réseau. Puis, dans un deuxième temps, et pour une cote piézométrique en tête donnée, on redescend le réseau en déterminant, à chaque pas du calcul, le ou les diamètres optimaux.

La mise en œuvre de la méthode discontinue, au niveau d'un réseau important, suppose le recours à un programme de calcul sur ordinateur. Les programmes mis au point comportent généralement en séquence l'exécution du *calcul des débits à la demande* et de l'optimisation des diamètres.

Trois points doivent être signalés :

- les **économies** qui en résultent : par rapport aux déterminations manuelles d'un projeteur de niveau moyen, l'économie qui résultera d'un calcul d'optimisation exact sur ordinateur sera de l'ordre de 10 % ;
- la **fiabilité** du résultat particulièrement appréciable par rapport aux aléas d'un calcul manuel ;
- la **rapidité** d'exécution des calculs et la modicité de leur coût, ce qui permettra éventuellement de tester la sensibilité du résultat à l'imprécision de certaines données.

### 6.5 Optimisation de l'ensemble adduction-réseau

#### 6.5.1 Installations de refoulement

Le calcul d'optimisation d'un réseau est effectué sur la base d'une donnée, qui est la cote piézométrique disponible en tête du réseau. Cette cote est effectivement imposée au projeteur dans le cas d'une adduction gravitaire à partir d'une prise sur un canal ou d'un barrage réservoir, par exemple.

Par contre, si l'adduction est réalisée par pompage, la hauteur de refoulement de la station est une variable de décision à la disposition du projeteur, qui doit alors optimiser l'ensemble adduction-réseau.

Il existe trois types principaux d'installations de refoulement (figure 28).



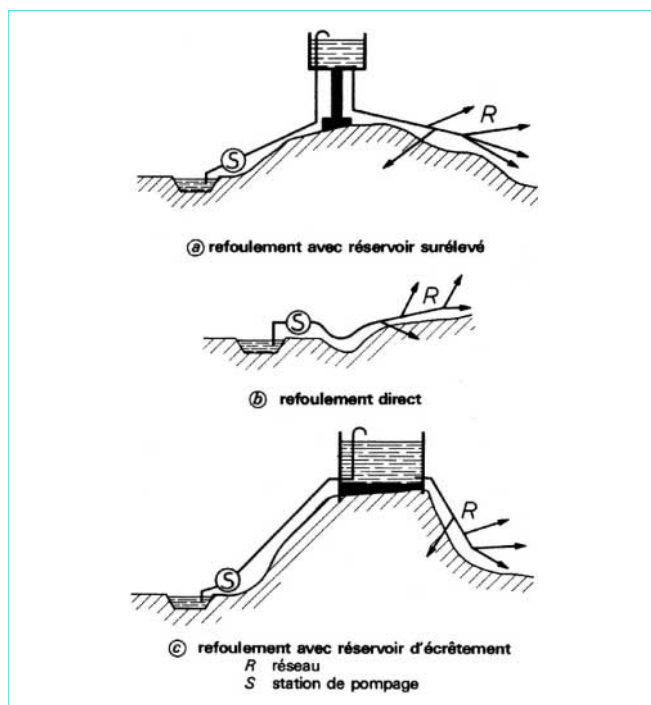


Figure 28 – Adduction par pompage

— la station de pompage est équipée pour le débit de pointe du réseau et refoule l'eau par l'intermédiaire d'un réservoir surélévé ; une topographie favorable permet cette implantation avec une tour d'une hauteur acceptable, et le réservoir assure uniquement une fonction de régulation de la station de pompage.

— La topographie des lieux ne permet pas la mise en place d'un tel réservoir à l'air libre ; la station est équipée pour le débit de pointe du réseau, mais refoule directement sur le réseau de distribution ; la régulation de la station est assurée par un automatisme local utilisant, en particulier, un ballon hydropneumatique.

— Une topographie particulièrement favorable permet de mettre en charge le réseau à partir d'un réservoir posé sur le sol, à proximité de la station de pompage ; il est généralement intéressant d'augmenter le volume de la réserve, de manière à écrêter les pointes horaires du réseau ; la station et la conduite de refoulement peuvent alors être équipées pour un débit voisin du fictif continu nécessaire au réseau.

### 6.5.2 Optimisation du refoulement direct

Le calcul du coût du réseau, par les méthodes déjà exposées (§ 6.4), conduit à la détermination de la courbe  $P(Z)$  du prix minimal du réseau en fonction de la cote piézométrique en tête (figure 29).

Le coût de la station est généralement assimilé à une fonction linéaire de sa puissance, mais la méthode présentée resterait valable pour toute autre fonction de prix. Le débit étant fixé (débit de pointe du réseau), le coût de la station est une fonction linéaire de  $Z$ , cote piézométrique à l'aval de la station, c'est-à-dire en tête du réseau. Notons au passage que le coût de la station, et celui du réseau, ne seront des termes comparables que dans la mesure où ils se rapporteront à une même durée de vie. Il faut donc apprécier les coûts totaux actualisés comprenant l'investissement et sa maintenance (entretien et renouvellement).

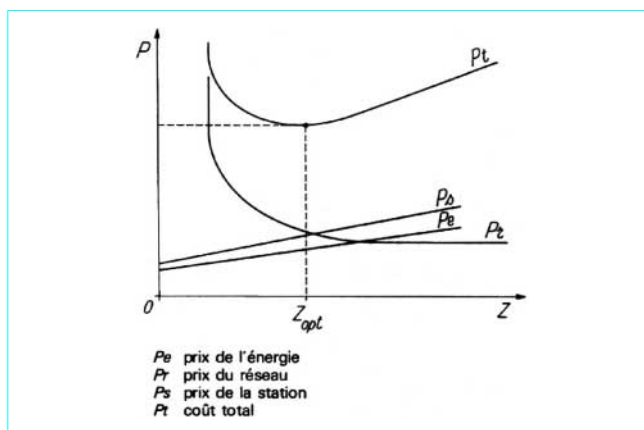


Figure 29 – Optimisation du refoulement direct

Le troisième élément qui entre en jeu est le coût de l'énergie de pompage, proportionnelle à la hauteur de refoulement. Ce dernier coût doit être, lui aussi, actualisé ; il est représenté sur la figure 29 par une droite.

Finalement, pour toute valeur  $Z$  de la cote piézométrique à la sortie de la station, on peut calculer, par addition, le coût total actualisé de l'installation (réseau + station + énergie). On obtient une courbe dont il est facile de prendre le minimum, qui fixe la valeur optimale de la cote piézométrique au refoulement de la station. Notons que les programmes de calcul des réseaux permettent généralement de traiter automatiquement ce problème.

### 6.5.3 Refoulement avec réservoir surélévé

Le problème à traiter (cas de la figure 28a) est identique à celui du cas précédent (figure 28b), si l'on remarque que l'on peut considérer le réservoir comme un tronçon fictif en dérivation, dont la perte de charge (inconnue) serait la hauteur du réservoir et dont le coût serait une fonction de cette perte de charge. On admet généralement que, pour un volume fixe, le coût d'un réservoir surélévé est une fonction linéaire de sa hauteur. D'autres fonctions de coût pourraient être prises en considération, à condition que la courbe représentative correspondante soit concave ; en effet, l'algorithme de la méthode discontinue (§ 6.4) utilise cette propriété des courbes caractéristiques de chaque tronçon du réseau.

### 6.5.4 Refoulement avec écrêtement de la pointe de demande

Dans ce type d'installation, la cote d'implantation de la réserve est généralement fixée par le site.

On peut optimiser séparément le réseau, d'une part, et l'adduction, d'autre part.

Il est courant, en matière d'installation de refoulement, de poser le problème de l'optimisation sous l'angle de la recherche du *diagramme économique* de la conduite de refoulement.

Une approche par la méthode discontinue donne un nouvel éclairage intéressant de ce problème.

On peut tracer (figure 30) la courbe caractéristique de la conduite de refoulement, qui est une courbe polygonale concave dont chaque sommet est représentatif d'une situation où la conduite ne comporte qu'un seul diamètre. Par analogie avec la méthode proposée au paragraphe (§ 6.5.2), on tracera les courbes représentatives du prix actualisé de la station et de l'énergie de pompage en fonction de la cote piézométrique à la sortie de la station.

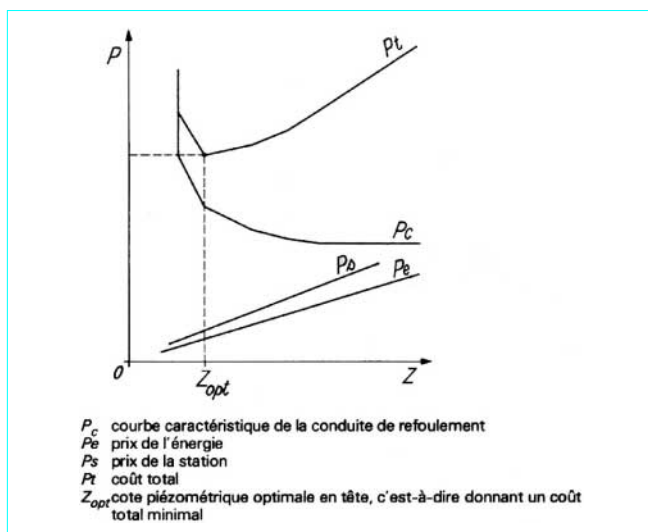


Figure 30 – Coût total du refoulement en fonction de la cote piézométrique à la sortie de la station

Si l'on assimile ces deux dernières courbes à des droites, la courbe représentative du coût total (conduite + station + énergie) sera encore une courbe polygonale concave dont les sommets auront mêmes abscisses que les sommets de la courbe relative à la conduite. La solution de coût minimum conduit donc au choix d'un seul diamètre pour la conduite de refoulement, qui constitue le diamètre économique.

Par contre, si la courbe représentative du coût de la station ne peut être assimilée à une droite, la solution optimale exacte peut alors comprendre un panachage de deux diamètres successifs pour la conduite de refoulement.

## 6.6 Optimisation des conditions hydrauliques de la desserte

### 6.6.1 Conditions hydrauliques

Les conditions hydrauliques de la desserte (pression et débit aux bornes du réseau) sont assez généralement fixées à partir d'une analyse des caractéristiques de l'irrigation à la parcelle qui apparaissent souhaitables et raisonnables. Ainsi les normes adoptées pour la pression et le débit à délivrer constituent-elles une adaptation empirique aux conditions locales, rendue possible par l'expérience acquise.

On peut cependant tenter de déterminer rationnellement ces paramètres en recherchant un compromis économique entre le coût du réseau fixe et celui de l'irrigation à la parcelle. Par *coût de l'irrigation à la parcelle*, on entend l'ensemble des charges actualisées supportées par l'agriculteur pour irriguer une parcelle donnée : charges d'investissement, de maintenance et de manutention du matériel mobile.

Une telle étude sera facilitée si l'on dispose d'un modèle mathématique de l'irrigation à la parcelle, tel que celui présenté au paragraphe 3. Ce modèle doit permettre de calculer, pour toute valeur de la pression et du débit disponible à la prise d'une parcelle de caractéristiques données, la solution optimale d'équipement en matériel mobile. Cette solution est celle qui rend minimal le coût de l'irrigation à la parcelle, tel qu'il vient d'être défini. Elle doit prendre en considération l'ensemble des contraintes techniques, agronomiques et pratiques du problème.

### 6.6.2 Mode de gestion du réseau

Le mode de gestion du réseau collectif n'est pas sans incidence sur l'orientation à donner à une telle étude.

Dans le cadre du mode de gestion adopté par la plupart des Sociétés d'Aménagement Régional en France, l'agriculteur souscrit un débit à l'organisme d'aménagement, compte tenu de ses contraintes propres et de la tarification qui lui est imposée ; cette tarification comporte une partie dite *fixe*, fonction du débit souscrit et une partie dite *proportionnelle*, fonction du volume consommé (article *Programmes d'irrigation* [C 4 250]). Le projeteur d'un nouveau réseau collectif doit donc prévoir le comportement des irrigants et les débits qu'ils sont susceptibles de souscrire. La pression fournie par le réseau est, par contre, une variable de décision à la disposition du projeteur.

C'est dans le cadre de cette orientation que nous présenterons une méthode d'optimisation, en trois phases successives, de la pression et du débit à retenir aux bornes d'un réseau.

### 6.6.3 Méthode d'optimisation

#### ■ 1<sup>re</sup> phase : constitution d'un échantillonnage représentatif des parcelles irriguées du périmètre, sur le plan de la dimension et des assolements

Le projeteur définira un certain nombre de parcelles types représentatives du périmètre étudié et caractérisées par les deux paramètres suivants : dimension et assolements.

Le nombre total de parcelles à irriguer sur le périmètre sera réparti entre les différentes parcelles types, de manière à construire une typologie simplifiée des parcelles à irriguer qui soit cohérente avec les données du problème :

- la dimension des parcelles types et le nombre de parcelles de chaque catégorie sont choisis de telle sorte que la surface totale correspondante soit égale à la superficie qu'il est prévu d'équiper sur le périmètre ;
- les assolements des parcelles types sont choisis à partir des résultats fournis par les études agronomiques, de manière à retenir les cas le plus fréquemment rencontrés sur le périmètre ; en tenant compte de la typologie retenue, les surfaces affectées à chaque culture doivent correspondre aux hypothèses du plan cultural adopté globalement au niveau du périmètre.

#### ■ 2<sup>e</sup> phase : détermination du débit d'équipement à la parcelle

On cherche à prévoir les décisions de souscription qui seront prises par les irrigants ; le modèle d'optimisation de l'irrigation à la parcelle permet cette étude : pour une parcelle de taille et de caractéristiques fixées et pour une pression donnée, il permet de rechercher le débit à retenir pour minimiser le total des coûts suivants :

- investissements en matériel mobile ;
- maintenance de ces investissements ;
- charges de manutention ;
- taxe fixe d'abonnement.

Les différents coûts seront ceux réellement ressentis par l'agriculteur ; en particulier, les investissements seront estimés en tenant compte des conditions particulières de financement pour l'achat du matériel mobile, et le taux d'actualisation correspondra au taux d'intérêt des prêts consentis aux agriculteurs pour leurs équipements.

Pour chaque parcelle type représentative du périmètre étudié et pour chacune des valeurs de la gamme des pressions testées, sera donc définie la solution optimale caractérisée par :

- le débit optimal à souscrire par l'agriculteur ;
- le coût de l'irrigation à la parcelle ressenti par l'agriculteur ;
- le coût de l'irrigation à la parcelle réellement à la charge de la collectivité (investissements à leurs valeurs réelles, taux d'actualisation utilisé pour les calculs économiques relatifs aux investissements publics).

D'une manière générale, l'augmentation de pression disponible permet d'adopter des écartements entre asperseurs plus importants, avec éventuellement des changements de type d'équipement. Le coût de l'irrigation à la parcelle diminue jusqu'à une valeur plancher.

Après avoir exploité le programme, pour toutes les parcelles constituant la typologie retenue, le projeteur pourra alors choisir entre deux méthodes pour fixer les débits de l'ensemble des prises du réseau collectif à calculer :

- pour un calcul simplifié, au niveau d'études préliminaires ou d'avant-projets, il pourra, à partir des résultats fournis par l'ordinateur, déterminer un débit moyen du périmètre à équiper ; cette simplification se justifie, en particulier, par le fait que les premiers résultats obtenus semblent montrer que le débit optimal pour l'agriculteur varie peu en fonction de la pression disponible aux bornes ;

- pour un calcul plus fin, au niveau d'une étude de projet, il pourra ajuster les classes de surface affectées aux débits des prises en fonction de la catégorie des parcelles à irriguer : le débit unitaire par hectare irrigué ne sera pas nécessairement constant sur l'ensemble du périmètre, mais pourra varier en fonction des superficies des parcelles et des valeurs de la pression disponible aux bornes.

### ■ 3<sup>e</sup> phase : détermination de la pression minimale garantie aux bornes

La pression minimale garantie aux bornes d'un réseau d'irrigation s'obtient en recherchant parmi la gamme des pressions minimales garanties envisagées celle qui minimise la somme des deux termes suivants :

- le coût actualisé du réseau collectif enterré, calculé avec une valeur du débit installé à la prise égale au débit déterminé précédemment ;
- le coût actualisé de l'irrigation à la parcelle réellement à la charge de la collectivité.

La pression garantie est réellement obtenue sur les bornes les plus défavorisées, celles qui sont les plus éloignées de l'origine du réseau ou voisines des points hauts obligés de la ligne piézométrique. Partout ailleurs, la pression est supérieure à la pression garantie.

Le coût de l'irrigation à la parcelle est donc calculé à partir des résultats de l'optimisation de l'irrigation à la parcelle obtenus pour plusieurs valeurs de la pression en amont de la borne, en tenant compte des zones d'égale pression du périmètre, définies d'après la ligne piézométrique obtenue sur les conduites.

Pratiquement, il s'agira donc de quantifier l'influence de la pression minimale garantie aux bornes du réseau sur le coût du réseau collectif, d'une part, et sur celui de l'irrigation à la parcelle, d'autre part, en vue de retenir la valeur de la pression qui minimise le coût total.

#### ● Cas d'un réseau gravitaire

En effectuant pour le réseau collectif plusieurs passages du programme d'optimisation d'un réseau ramifié, il est facile de déterminer la variation de l'investissement en fonction de la gamme envisagée des pressions minimales garanties aux bornes.

Le coût actualisé correspondant est obtenu en intégrant l'étalement prévu des investissements et les frais pour la maintenance et l'exploitation des ouvrages, et en utilisant le taux d'actualisation préconisé pour les calculs économiques relatifs aux investissements publics ; on obtiendra ainsi la courbe  $R(p)$  donnant le coût actualisé du réseau collectif en fonction de la pression nominale retenue.

Les calculs précédents permettent de connaître, pour chaque valeur de la gamme des pressions minimales garanties, les charges piézométriques en tous les points du réseau, et de définir sur le périmètre des zones d'égale pression, qui seront exprimées en pourcentage de la superficie totale du périmètre.

Les résultats de l'optimisation de l'irrigation à la parcelle, pondérés par les pourcentages relatifs aux pressions disponibles, permettent de déterminer, pour chacune des valeurs de la pression minimale garantie aux bornes, le coût réellement à la charge de la collectivité

pour équiper en matériel mobile et irriguer l'ensemble des parcelles du périmètre. De même que pour le réseau collectif, il est possible d'adopter une hypothèse d'évolution de la mise à l'irrigation des parcelles, qui interviendra dans le calcul du coût actualisé relatif à l'irrigation des parcelles du périmètre. La courbe  $M(p)$ , donnant le coût de l'irrigation des parcelles du périmètre en fonction de la pression nominale du réseau, peut donc être facilement établie.

Enfin, la valeur de la pression minimale garantie, qui minimise la somme des coûts actualisés du réseau collectif et de l'irrigation à la parcelle [ $R(p) + M(p)$ ], correspondra à l'optimum économique recherché. Elle est déterminée graphiquement.

#### ● Cas d'un réseau sous pompage

Pour un réseau sous pompage, le principe du calcul restera identique, mais il pourra être simplifié en tenant compte des considérations suivantes : pour le réseau collectif, il est facile de connaître le coût marginal du mètre de pression supplémentaire aux bornes, en admettant que, le réseau de canalisations restant inchangé, seules varient les caractéristiques de la station de pompage ; il est donc facile de calculer les variations du coût de l'investissement, et de sa maintenance, ainsi que celles des frais d'énergie actualisés.

La courbe  $R(p)$  du réseau collectif est alors plus rapidement établie que dans le cas précédent.

## 6.6.4 Exploitation de la méthode

Les applications de la méthode qui ont pu être réalisées ont conduit aux constatations suivantes.

- Le calcul des **débits à affecter aux prises** du réseau met en évidence l'importance des caractéristiques propres à la région étudiée : le débit à l'hectare décroît avec la taille des parcelles et croît avec le nombre annuel d'arrosages à pratiquer ; de même, on constate que le type d'équipement évolue vers des solutions de couverture totale pour des nombres d'arrosages importants.

- Le calcul de la **pression nominale** à retenir aux bornes du réseau met en évidence un optimum très plat. Pour les exemples traités, l'optimum se situait aux alentours de 4 bar de pression disponible à l'amont des bornes.

L'utilisation d'une telle méthode sera particulièrement fructueuse pour des régions où la technique de l'aspersion est trop nouvelle pour qu'une adaptation aux conditions locales puisse s'effectuer empiriquement.

## 6.7 Développements méthodologiques récents relatifs aux réseaux d'irrigation à la demande

Les méthodes de calcul des débits et des diamètres qui ont été présentées sont maintenant couramment utilisées depuis plus de dix ans pour le calcul des réseaux collectifs d'irrigation à la demande. L'observation du fonctionnement de réseaux en service a permis de recueillir des informations sur leurs comportements et a ouvert la voie à de nouvelles recherches méthodologiques visant, en particulier, à tester l'adéquation de ces méthodes à l'objectif poursuivi.

### 6.7.1 Loi de probabilité des débits de pointe

L'approche théorique constituée par le modèle de la demande dû à R. Clément (§ 6.3) propose, comme tout modèle, un schématisation de la réalité.

L'analyse *a posteriori* de données d'exploitation relatives à des réseaux en service peut permettre de préciser le domaine de validité de ce modèle. Dans cet esprit, une recherche du Centre Technique du Génie Rural, des Eaux et des Forêts (CTGREF) doit être

signalée [27]. Cette méthode utilise des enregistrements de débit en tête de réseau, et nécessite la connaissance du nombre  $R$  de prises ayant fonctionné pendant la période de pointe analysée, avec leur débit d'utilisation.

La démarche adoptée fait apparaître le rendement du réseau  $r$  comme un paramètre d'ajustement ou de calage du modèle de la demande, qui corrige le côté non aléatoire du comportement des agriculteurs.

Les premières utilisations de cette méthode ont mis en évidence que ce paramètre d'ajustement était une caractéristique d'un périmètre variable d'une région à une autre.

Par exemple, on a obtenu une valeur de 0,76 pour un réseau situé près d'Aix-en-Provence, et une valeur de 0,93 pour un réseau situé dans le département de la Loire.

On peut penser que la valeur de  $r$  est constante à l'intérieur d'une région homogène et pour un type de cultures donné, dès lors que l'on examine des réseaux en service depuis plusieurs années. Ainsi, les résultats obtenus sur un réseau expérimental pourraient être utilisés pour le calcul de nouveaux réseaux voisins.

## 6.7.2 Caractéristiques réseaux indicées

### 6.7.2.1 Définitions

Le dimensionnement des réseaux, par les méthodes qui ont été présentées (modèle de la demande et méthode discontinue), conduit donc à les calculer pour un régime de fonctionnement fictif correspondant à un point figuratif donné sur le plan  $(Z, Q)$  : c'est le point ayant pour abscisse le débit de pointe du réseau calculé par la formule de R. Clément et pour ordonnée la charge en tête optimale résultant de l'application de la méthode discontinue au régime des débits correspondant (§ 6.3 et 6.4).

À toute valeur  $Q$  du débit appelé par le réseau (et comprise entre zéro et la somme des débits installés aux prises) correspondront plusieurs configurations possibles de prises ouvertes. Chacune de ces configurations nécessite une valeur donnée  $Z$  de la charge en tête pour être satisfaite, valeur qui peut être facilement calculée cas par

cas. Nous dirons qu'une configuration donnée de prises ouvertes est *satisfaite* si toutes les prises du réseau bénéficient d'une pression amont supérieure ou égale aux valeurs minimales imposées. On peut ainsi définir les enveloppes supérieure et inférieure des points  $(Z, Q)$  correspondants, courbes appelées *caractéristiques réseaux supérieure et inférieure*. Ces courbes correspondent donc aux configurations d'appel respectivement les plus défavorables et les plus favorables, relatives aux différents débits appelés.

On peut tenter d'approcher plus finement l'analyse des points de fonctionnement d'un réseau en définissant des caractéristiques réseaux indicées  $C_\alpha$  : la courbe  $C_\alpha$  associe à toute valeur du débit appelé une cote piézométrique en tête du réseau, telle que  $\alpha$  % des configurations de prises ouvertes possibles (telles que la somme des débits des prises ouvertes soit égale à  $Q$ ) soient satisfaites. Il y aura donc  $(100 - \alpha)$  % configurations possibles non satisfaites, c'est-à-dire donnant lieu à une défaillance concernant une ou plusieurs prises. On notera que les caractéristiques réseaux supérieure et inférieure constituent, en fait, respectivement les caractéristiques indicées  $C_{100}$  et  $C_0$ .

### 6.7.2.2 Calcul et utilisation des caractéristiques réseaux indicées

Le CTGREF, a mis au point des programmes permettant le calcul de ces caractéristiques réseaux [28] [31]. Les courbes caractéristiques indicées sont calculées par une méthode de simulation du réseau pour un échantillonnage au hasard des configurations possibles.

On trouvera, à la figure 31, un exemple de courbes caractéristiques indicées. Le réseau étudié est relatif à 52 prises implantées dans un secteur à topographie vallonnée de la région d'Aix-en-Provence. Ce réseau est supposé alimenté par le bas (desserte par pompage direct à partir d'une station située au voisinage de la partie basse du périmètre). Il a été calculé par les méthodes habituelles : formule de la demande (avec qualité de fonctionnement de 95 % et rendement du réseau de 0,75) et méthode discontinue. Le point de fonctionnement nominal résultant de ce calcul correspondait à un débit de pointe de 121 L/s et une cote piézométrique en tête de 210 m.

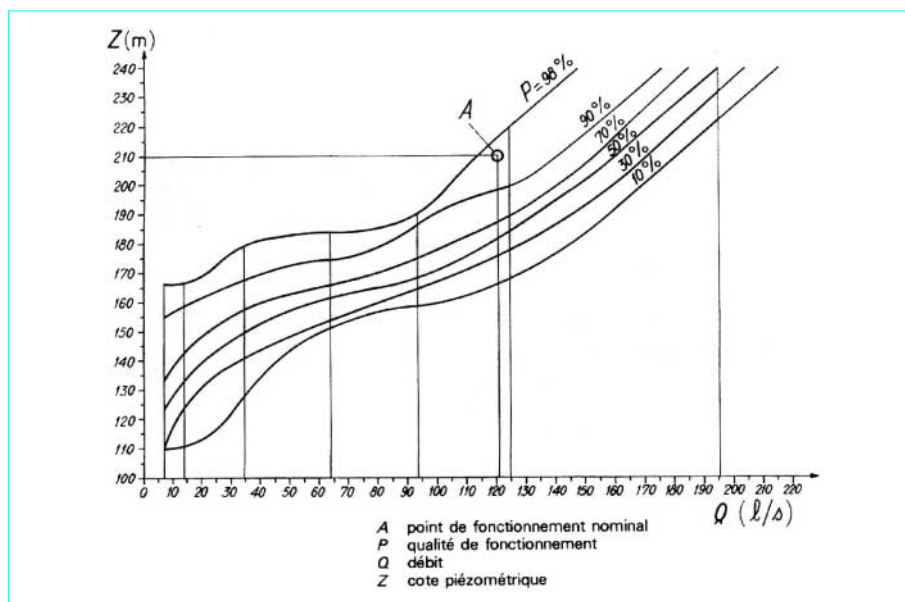


Figure 31 – Courbes caractéristiques indicées d'un réseau (calcul CTGREF)



L'examen de ces courbes permet d'analyser la réponse du réseau aux diverses configurations possibles d'appel de débit. Avec la cote piézométrique en tête nominale, on note que, pour des débits inférieurs au débit de pointe de R. Clément, certaines configurations ne sont pas satisfaites et que, par contre, certaines configurations sont satisfaites pour des débits supérieurs au débit de pointe de R. Clément

Appelons  $\alpha(Q)$  la proportion des configurations satisfaites pour une cote piézométrique en tête égale à la cote nominale. Si l'on connaissait la densité de probabilité  $f(Q)$  du débit appelé pendant la période de pointe, on pourrait calculer la *satisfaction* totale du réseau (pourcentage des configurations d'appel satisfaites) ainsi dimensionné, pendant la période de pointe, soit :

$$\pi = \int_0^{\infty} f(Q) \alpha(Q) dQ$$

Cette satisfaction est, bien sûr, différente de la valeur du paramètre *qualité de fonctionnement* adoptée dans la formule de la demande (§ 6.3.1) ; ce paramètre ne traduit, en effet, que la loi de probabilité des débits appelés, et plus précisément la probabilité d'enregistrer un débit inférieur au débit de pointe  $Q_c$ .

Le calcul de la satisfaction totale d'un réseau projeté nécessite la connaissance de la densité de probabilité  $f(Q)$ , qui ne peut être approchée que par référence à des réseaux en exploitation de caractéristiques similaires. Cette satisfaction était de 99,75 % pour le réseau faisant l'objet des courbes indicées de la figure 31, réseau pour lequel on disposait de données d'exploitation relatives à une période de pointe de 9 jours. Ce calcul suppose l'équiprobabilité des diverses configurations d'appel possibles pour un débit appelé donné. Enfin, il ne caractérise que le pourcentage des configurations appelées satisfaites, sans descendre au niveau des prises elles-mêmes ; une configuration comportant une seule prise défaillante est rejetée au même titre qu'une configuration relative à un grand nombre de prises défaillantes. Ce sont ces différentes considérations qui justifient l'approfondissement méthodologique constitué par le modèle de simulation qui sera présenté ultérieurement (§ 6.7.3).

Le calcul et le tracé des caractéristiques réseaux indicées peuvent être particulièrement fructueux dans le cas des *réseaux alimentés par pompage direct* sur le réseau, et dont les caractéristiques sont nettement pentues.

**Exemple :** l'examen des courbes de la figure 31 fait apparaître le fait suivant : au lieu de caler le diagramme du pompage sur l'horizontale, passant par le point de fonctionnement nominal (cote 210 m), il est possible, sans diminution de service rendu, de réduire notablement les hauteurs de refoulement aux débits faibles et moyens (§ 7). Ainsi peut-on, sans incidences défavorables sur le fonctionnement du réseau, gagner 30 m de charge pour des débits de l'ordre du tiers du débit de pointe, 25 m pour des débits de l'ordre de la moitié du débit de pointe, etc. Le bilan énergétique de la station peut donc être nettement amélioré, si le mode de régulation adopté permet un calage adéquat du diagramme de pompage.

Pour les réseaux alimentés par pompage direct, il pourra donc être utile de calculer les caractéristiques indicées, chaque fois que celles-ci risquent de présenter une pente notable. Cela sera le cas en particulier :

- lorsque les premières ramifications du réseau se situent assez loin de l'origine du réseau : aux faibles débits, les pertes de charge sur la tête morte sont nettement inférieures aux pertes de charge correspondant au point de fonctionnement nominal ; d'où un gain dans la charge nécessaire en tête du réseau, même si les premières antennes de distribution fonctionnent au voisinage de la saturation ;
- lorsque le réseau est à topographie ascendante nettement marquée : dans ces situations, il est courant que les prises de la zone basse (au voisinage de l'origine du réseau) disposent, au régime de fonctionnement nominal, d'une pression supérieure à la pression

minimale imposée, car les contraintes de vitesse maximale ne permettent pas de dissiper la totalité de la perte de charge disponible ; des chutes de pression peuvent ainsi être indifférentes pour les prises situées au voisinage de l'origine du réseau ; elles seront aussi acceptables pour les prises éloignées, lorsque le débit appelé sur l'ensemble du réseau est inférieur au débit nominal, puisque les pertes de charge à la distribution s'en trouvent diminuées.

### 6.7.3 Comportement des irrigants et simulation d'un réseau d'irrigation

L'analyse du fonctionnement d'un réseau dimensionné par les méthodes classiques peut être affinée par l'exploitation d'un *modèle de simulation de la demande* représentatif du comportement réel des irrigants, et de la réponse d'un réseau à cette demande [29] [32].

Le comportement des irrigants est représenté par les données suivantes, relatives à chaque classe de prises :

- probabilité de la durée des postes d'arrosage  $PF(t)$  ; cette probabilité est considérée comme indépendante de l'heure d'ouverture de la borne ;
- probabilité d'ouverture  $PO(t)$  ; elle représente la probabilité qu'une borne s'ouvre entre  $t$  et  $t + dt$ , sachant qu'elle était fermée à  $t$  ; un pas de temps de 1 h est pratiquement adopté.

Pour un réseau donné convenablement décrit, le programme simule le comportement hydraulique de l'ensemble canalisations-prises. Pour cela, un programme de tirage au hasard tire, parmi les prises fermées, celles qui doivent s'ouvrir au temps  $t$ , selon la loi  $PO(t)$ . Pour celles-là, un deuxième tirage au hasard détermine leurs durées d'ouverture, donc l'heure de fermeture normale selon la loi  $PF(t)$ . Puis les cotes piézométriques sont déterminées à chaque nœud. Les prises défaillantes sont déterminées, et leurs heures de fermeture reculées d'une heure.

Ce modèle de simulation a été exploité pour simuler trente journées de pointe fictives, sur deux réseaux témoins de 52 prises et avec les données relatives au comportement des irrigants issues d'enquête de terrain sur un réseau en service dans la région d'Aix-en-Provence.

Les deux réseaux témoins avaient été dimensionnés par les méthodes classiques : calcul des débits par la formule de la demande et calcul des diamètres par la méthode discontinue ; en ce qui concerne les paramètres de la formule de la demande, les valeurs adoptées étaient les suivantes :

- qualité de fonctionnement du réseau :  $P = 95\%$  ;
- rendement d'utilisation du réseau :  $r = 0,75$ .

Les résultats de la simulation peuvent être analysés à travers la notion de *qualité du service* (rapport entre le nombre total d'heures pendant lesquelles l'irrigation a été satisfaite et le nombre total d'heures pendant lesquelles l'irrigation était demandée). L'irrigation est considérée comme satisfaisante si la pression de service à l'amont de la borne est supérieure à la pression nominale du réseau.

Les résultats obtenus, relatifs à la qualité du service du réseau, sont les suivants :

- réseau témoin n° 1 (descendant) 99,6 % ;
- réseau témoin n° 2 (montant) 100 %.

Ces résultats globaux sont, bien sûr, relatifs aux comportements des irrigants qui ont pu être observés dans la région d'Aix-en-Provence. Ils montrent, sous cette réserve, que les méthodes actuelles de calcul des réseaux d'irrigation conduisent à des qualités de service excellentes, sinon supérieures à celles prévues.

Les résultats fournis par le modèle de simulation permettent d'analyser, dans le détail, les défaillances éventuelles apparues pendant la période de pointe simulée. Dans le cas le plus défavorable (réseau

descendant), six prises seulement ont enregistré des pressions inférieures à 4,5 bar pendant leur irrigation. Les qualités de service relatives aux différentes prises se répartissent comme suit.

Nombre de prises	Qualité du service (%)
46	100
2	98 à 100
3	95 à 98
1	91,3

Une seule prise a donc un fonctionnement assez peu satisfaisant, encore que la pression de service ne soit jamais descendue en deçà de 3 bar.

#### 6.7.4 Conclusions

Les développements méthodologiques récents, qui viennent d'être sommairement présentés, permettent d'apprécier la validité des méthodes actuelles de calcul des réseaux d'irrigation par aspersion à la demande.

Ils conduisent aux conclusions suivantes.

■ Le modèle de la demande rend compte du comportement des irrigants en proposant une schématisation de la réalité. Il convient de tarer ce modèle en utilisant des données d'exploitation relatives à des réseaux en service ; le **rendement d'utilisation** du réseau est ainsi défini comme un paramètre d'ajustement corrigeant le côté non aléatoire du comportement des irrigants, paramètre à déterminer pour chaque région homogène.

■ La **qualité de fonctionnement**  $P$ , qui constitue le deuxième paramètre de la formule de la demande, n'est relative qu'à la loi de probabilité des débits appelés (probabilité pour que le débit nominal du réseau ne soit pas dépassé). La réponse du réseau et les risques de défaillance peuvent être analysés à travers les notions de :

- *satisfaction* (pourcentage des configurations d'appel qui seront satisfaites) ;
- *qualité du service* (rapport entre le nombre d'heures pendant lesquelles l'irrigation a été satisfaite et le nombre d'heures pendant lesquelles elle était demandée) ; cette qualité du service peut être envisagée au niveau d'une prise comme au niveau du réseau.

Les défaillances sont appréhendées de manière plus fine par la notion de qualité du service que par la notion de satisfaction ; dans cette dernière optique, toute configuration est, en effet, rejetée, même si une seule prise est défaillante. La quantification des défaillances potentielles est donc plus pessimiste que celle obtenue avec la qualité de service. Elle s'exprime, par ailleurs, globalement pour un réseau, sans permettre d'individualiser chaque prise.

Des études détaillées ont été menées, en particulier sur deux réseaux témoins avec des données relatives à la région d'Aix-en-Provence ; elles ont montré que les normes habituelles de calcul (rendement du réseau de 0,75, qualité de fonctionnement de 95 %) conduisaient à des valeurs excellentes de la satisfaction ou de la qualité de service.

■ Les **caractéristiques réseaux** peuvent, dans certaines situations, être assez fortement pentues. Dans le cas des stations à refoulement direct sur le réseau, un calage adéquat du diagramme de pompage peut alors améliorer nettement le bilan énergétique du pompage.

## 6.8 Protection anti-bélier

### 6.8.1 Origine des coups de bélier

Les coups de bélier susceptibles de prendre naissance dans un réseau d'irrigation peuvent être classés comme suit, selon leur origine :

- disjonction à la station de pompage, lorsque celle-ci refoule directement dans le réseau ;
- fermetures de vannes (bornes, vannes de sectionnement et de vidange) ;
- évacuation de l'air.

Les surpressions de la première catégorie ne sont pas spécifiques des réseaux d'irrigation et relèvent classiquement d'une protection adéquate au niveau de la station de pompage. Mais le refoulement s'effectue dans un réseau ramifié, ce qui rend particulièrement complexe l'étude de la protection à retenir et nécessite le recours à l'ordinateur.

### 6.8.2 Évacuation de l'air

L'évacuation des poches d'air contenues dans le réseau peut engendrer des surpressions importantes en fin de purge par annulation brutale de la vitesse de l'eau qui s'écoulait pour se substituer à l'air purgé.

Cette évacuation d'air peut se produire de manière *accidentelle* à l'ouverture de la vanne de garde d'une borne, alors qu'une poche d'air s'était accumulée. Afin d'éviter ce risque, il convient de monter correctement les bornes d'irrigation : pas d'installation de borne aux points hauts du réseau, piquage latéral de la borne sur la conduite principale, installation d'une micro-ventouse sur le corps de la borne sous la vanne de garde.

L'évacuation de l'air peut s'effectuer *normalement* aux points hauts du réseau par l'intermédiaire des ventouses prévues à cet effet. Il peut alors s'agir soit du remplissage du réseau, soit du dégazage des conduites en cours de service. Des études théoriques montrent que, si l'on veut limiter le coup de bélier consécutif à la fermeture d'une ventouse, en fin de purge, à une surpression de l'ordre de 5 m CE (0,5 bar), il convient de limiter le diamètre de l'orifice à 1/63 du diamètre de la conduite. Cette contrainte conduit généralement les projeteurs à adopter des ventouses à deux orifices : un orifice de section importante assure les fonctions d'entrée et d'évacuation d'air à gros débit (remplissage et vidange rapides des conduites), un second orifice de faible section assure le dégazage et la fin de remplissage. De tels appareils équiperont systématiquement les points hauts des conduites. Mais, afin d'assurer une évacuation correcte de l'air vers les ventouses, il convient d'adopter pour le profil en long des conduites des pentes minimales :

- pente montante 3 ‰ ;
- pente descendante 5 ‰.

### 6.8.3 Fermeture des vannes

Malgré les consignes données aux aiguadiers, pour éviter des manœuvres rapides, les fermetures de vannes (vannes de garde des bornes, vannes de sectionnement et de vidange) engendrent des surpressions.

La mise en place d'un système de protection par soupapes de décharge ne sera cependant pas nécessaire dans le cas de réseaux constitués de conduites en acier ou fonte ductile ; leur pression maximale de fonctionnement est de l'ordre de 30 bar, alors que les pressions statiques sont de l'ordre de 12 à 16 bar, ce qui laisse une marge de sécurité très importante vis-à-vis des surpressions éventuelles.

Par contre, pour les réseaux constitués de canalisations en béton, amiante-ciment ou PVC, on choisira la classe des tuyaux en considérant une pression maximale de fonctionnement supérieure de 4 bar à la pression statique. Un système de protection, par soupapes de décharge, doit alors être mis en place. Pour fixer les idées, les règles pratiques suivantes sont couramment utilisées :

- équiper chaque antenne (ou ensemble de deux antennes) d'une soupape située à 500 m environ des extrémités aval ;
- équiper les conduites de soupape tous les 2 000 m environ, en les situant au niveau des points dangereux (en particulier amont des vannes de sectionnement).

## 6.9 Matériels et matériaux utilisés

### 6.9.1 Conduites

Les conditions économiques du marché, et la nature du service à rendre (pression de service de l'ordre de 10 à 16 bar), conduisent à définir une plage d'utilisation pour les conduites de différentes natures. Au cours de ces dernières années, en France, les domaines courants d'utilisation ont été les suivants (rubrique *Tuyauteries* dans le traité Génie mécanique).

■ Les tuyaux en **béton précontraint** sont spécifiques des gros diamètres (à partir de 600 mm) ; la précontrainte est à la fois longitudinale et radiale. Les joints sont réalisés par emboîtement avec une bague de caoutchouc interposée ; une protection cathodique des armatures doit être prévue en milieu agressif.

■ Les tuyaux en **acier** peuvent être compétitifs pour des diamètres moyens et gros (400 à 1 000 mm) ; leur plage d'utilisation peut être élargie en terrain de faible portance. Outre une protection cathodique, les tuyaux acier doivent être revêtus intérieurement et extérieurement ; le revêtement extérieur est de type C (carboplast et armature en voile de verre) ; le revêtement intérieur est réalisé en carbolac ou en mortier de ciment mis en place par centrifugation ; les anciens revêtements en endoplast ont dû être abandonnés par suite d'accidents.

■ Les tuyaux en **fonte ductile** sont couramment utilisés dans le domaine des diamètres moyens (250 à 500 mm) ; les joints employés sont généralement du type *automatique flexible* (en longueurs droites) ou *express* (pièces spéciales).

■ Les tuyaux en **amiante-ciment** sont relatifs au domaine des diamètres petits ou moyens (150 à 300 mm) ; les joints du type *Gibault* sont maintenant généralement remplacés par des joints comportant un manchon en amiante-ciment avec emboîtement et étanchéité par bague en caoutchouc.

■ Les tuyaux en **PVC** (polychlorure de vinyle) prennent une place grandissante dans le domaine des petits diamètres (100 à 200 mm), et plus particulièrement pour des pressions peu élevées (inférieures à 10 bar).

### 6.9.2 Équipements de contrôle et de protection des conduites

#### 6.9.2.1 Vannes de sectionnement

Les vannes de sectionnement sont utilisées dans les réseaux d'irrigation pour :

- isoler les appareils de robinetteries placés en dérivation sur le réseau (ventouses, clapets d'entrée d'air, soupapes de décharge, etc.) ; tous ces appareils sont équipés de vannes de garde ;
- réaliser les ouvrages de vidange des conduites ;
- isoler des parties de réseau sur lesquelles il sera possible d'intervenir (réparations ou réalisation d'un piquage).

En moyenne, tout groupe d'une dizaine de bornes sera pourvu d'une vanne de sectionnement en tête. Il en sera de même pour toute borne isolée, raccordée directement à une conduite secondaire. Si la longueur de la canalisation reliant la borne à la conduite secondaire est inférieure à 50 m, la vanne de sectionnement sera installée près de la borne. En outre, les conduites secondaires comporteront en moyenne une vanne de sectionnement tous les 1 500 à 2 000 m.

Deux types de vannes sont employés pour le sectionnement des conduites :

- avec obturateur à déplacement linéaire (vanne à opercule) ;
- avec obturateur à déplacement angulaire (vanne à papillon).

On utilise généralement les vannes à opercule à cage ronde pour les petits et moyens diamètres (jusqu'à 250 ou 300 mm) ; dans ce domaine d'utilisation, ces vannes sont, en effet, sensiblement moins chères que les vannes à papillon, tout en étant à peine plus encombrantes. Pour les diamètres plus importants, on utilise des vannes à papillon.

#### 6.9.2.2 Régulateurs de pression

Les régulateurs de pression sont nécessaires dans les réseaux à topographie très accidentée, où certaines antennes pourraient être soumises, en régime statique ou dynamique, à des pressions excédant les valeurs compatibles avec la tenue des tuyaux ou de l'appareillage. Notons, en particulier, que les bornes d'irrigation sont conçues sur la base d'une pression de fonctionnement inférieure à 16 bar.

Les régulateurs de pression aval comportent un équipement mobile créant, par laminage de l'écoulement à travers un orifice, une perte de charge variable selon le régime et telle que la pression à l'aval de l'appareil soit constante, à la précision du réglage près.

#### 6.9.2.3 Équipements de protection

Nous avons déjà présenté le rôle et les critères d'emploi des équipements de protection du réseau : ventouses et soupapes de décharges (§ 6.8).

Les ventouses utilisées sont à double effet : dégazage, d'une part, et clapet d'entrée et sortie d'air, d'autre part (§ 6.8.2).

#### 6.9.2.4 Bornes d'arrosage

La borne d'arrosage constitue un appareil compact, cumulant plusieurs fonctions :

- desserte de l'eau à plusieurs usagers ;
  - vannage manuel par tout ou rien ;
  - régulation de la pression aval
  - limitation du débit de chaque prise
  - comptage des volumes débités
  - protection contre le gel et ventousage.
- } pour chaque sortie ;

Les bornes commercialisées couvrent une large gamme d'utilisation :

- corps de borne, de diamètres 100 et 150 mm, correspondant à des débits maximaux de 15 à 30 L/s ;
- une à quatre prises individuelles, ayant pour diamètres 70, 100 et 150 mm.

Un effort de normalisation du matériel a permis récemment de commercialiser une borne *polyvalente* pouvant recevoir, à partir d'un corps normalisé, jusqu'à six sorties équipées, avec un débit maximal sur la borne de 33 L/s.

## 7. Stations de pompage

### 7.1 Généralités

Dans les systèmes d'irrigation, on peut rencontrer des stations de pompage aux différents niveaux de l'aménagement : pour les ouvrages principaux, il pourra s'agir de l'ouvrage de tête ou de station de reprise permettant de relever la cote du canal principal ; ce sont donc là des stations à débit important, avec de faibles hauteurs de refoulement. C'est le même type de station, à échelle plus réduite, que l'on rencontrera dans les réseaux de distribution par canaux à surface libre.

Les réseaux de distribution par canalisation sous pression nécessitent assez généralement une mise en charge, à l'origine du réseau, de l'ordre d'une dizaine de bars. L'alimentation d'un réseau fonctionnant à la demande suppose une commande automatique de la station, lui permettant d'ajuster les débits pompés aux débits appelés.

Les principes généraux de conception des stations étant exposés par ailleurs (article *Stations de pompage* [B 4 340] dans le traité Génie mécanique), nous nous contenterons de présenter ici les principes de commande automatique pouvant être adoptés pour les stations associées aux réseaux fonctionnant à la demande. Pour ces derniers, on définit le service à rendre par la *caractéristique réseau* au refoulement, représentant la charge à assurer à l'aval de la station de pompage en fonction du débit appelé. Cette caractéristique réseau a longtemps été considérée comme horizontale, et la régulation était étudiée de manière à garantir une pression minimale au refoulement constante, quel que soit le débit appelé. Les régulations avec groupes à vitesse fixe (1 500 ou 3 000 tr/min) se sont développées dans le cadre de cette hypothèse : régulations par niveaux sur réservoir à surface libre, régulations manométriques sur réservoir hydro-pneumatique, régulations débitométriques. En fait, des études récentes (§ 6.7) ont montré que les caractéristiques réseaux pouvaient parfois être très pentues, et que des gains d'énergie importants sont à rechercher avec des pressions au refoulement variant dans le même sens que le débit appelé.

Or les régulations classiques à vitesse fixe sont fort mal adaptées aux caractéristiques pentues : pour des raisons pratiques, on équipe la station de groupes identiques (possibilité de permutation avec équilibrage d'usure, un seul groupe de secours), et l'on ne peut donc guère s'écarter, aux faibles débits, des plages de fonctionnement retenues pour les débits élevés. En effet, les gains qui pourraient être obtenus sur les hauteurs de refoulement seraient compensés par les pertes dues à la chute du rendement de l'installation. Ainsi, la prise en considération de caractéristiques réseaux pentues pourrait conduire à un développement des régulations utilisant des groupes à vitesse variable, dont le domaine d'utilisation a été, jusqu'à maintenant, très limité en irrigation.

### 7.2 Régulations par niveaux sur réservoir à surface libre

#### 7.2.1 Régulation par niveaux échelonnés

En intercalant entre la station et le réseau un réservoir surélevé, on pourra commander chaque groupe de pompage par deux niveaux associés détectés par flotteurs ou électrodes. Le niveau haut commande le déclenchement, le niveau bas l'enclenchement.

Les niveaux hauts (déclenchements) et les niveaux bas (enclenchements) sont échelonnés, de manière à déterminer automatiquement, pour chaque débit appelé, le nombre de groupes de base (fonctionnement continu) et la commande du groupe de réglage (fonctionnement intermittent). La figure 32 rend compte de ce dispositif.

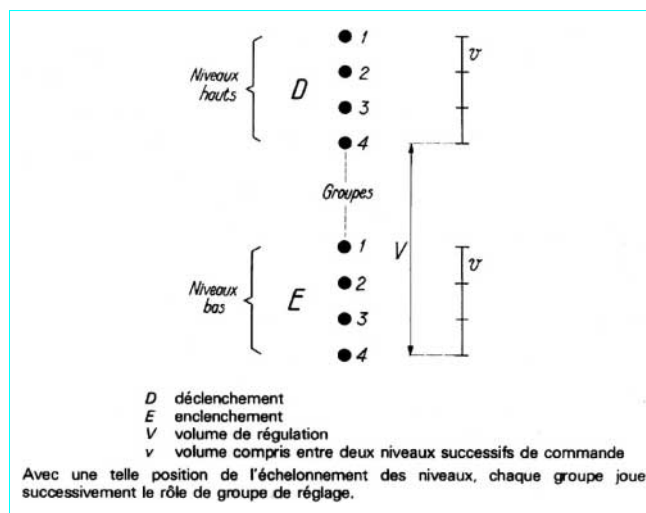


Figure 32 – Régulation sur réservoir par niveaux échelonnés. Échelonnement des niveaux de commande

Le volume intermédiaire, compris entre deux niveaux associés à un même groupe, détermine la durée d'un cycle remplissage-vidange lors d'un fonctionnement en groupe de réglage. On peut montrer que la durée minimale du cycle est donnée par la formule :

$$d = \frac{4V}{q}$$

avec  $d$  (s) durée minimale d'un cycle,  
 $q$  (m<sup>3</sup>/s) débit du groupe de réglage,  
 $V$  (m<sup>3</sup>) volume compris entre niveaux associés.

Afin d'assurer une bonne tenue du matériel électrique, il est nécessaire de limiter les fréquences horaires d'enclenchement à des valeurs voisines de celles données au tableau 4.

Tableau 4 – Limites des fréquences horaires d'enclenchement d'un groupe de pompage

Gamme de puissance du groupe (kW)	Nombre maximal d'enclenchements horaires	Intervalle minimal $T$ entre deux enclenchements successifs (min)
moins de 40	10	6
40 à 150	6	10
150 à 300	3	20
plus de 300	1	60

Le volume de régulation à prévoir entre niveaux associés sera donc calculé par la formule :

$$V = \frac{qT}{4}$$

avec  $V$  (m<sup>3</sup>) volume de régulation entre niveaux associés,  
 $q$  (m<sup>3</sup>/s) débit de la plus grosse pompe,  
 $T$  (s) intervalle toléré entre enclenchements successifs.



Le volume total compris entre le niveau de déclenchement du premier groupe et le niveau d'enclenchement du  $n^{\text{e}}$  et dernier groupe comprendra donc :

- le volume de régulation  $V$  défini précédemment ;
- $(n - 1)$  volumes unitaires  $v$  correspondant à la tranche d'eau située entre deux niveaux successifs d'enclenchement ou de déclenchement ; afin d'éviter tout fonctionnement intempestif on adopte un écart de l'ordre de 10 cm entre niveaux étagés.

**Exemple** : à titre d'ordre de grandeur, on précisera que les volumes ainsi mis en jeu sont de l'ordre de quelques centaines de mètres cubes pour des installations débitant quelques mètres cubes par seconde, avec un fractionnement en quatre ou cinq groupes.

### 7.2.2 Régulation par un seul couple de niveaux

L'échelonnement des niveaux de commande constitue une perte au double point de vue du rendement de l'installation (augmentation de la hauteur moyenne de refoulement) et du coût du réservoir (augmentation du volume à stocker). Une *régulation à deux niveaux avec temporisation* pourrait remédier à ces inconvénients : lorsque le niveau bas est atteint, un groupe est enclenché ; si, au bout d'un temps  $t$ , délai de temporisation, le niveau bas est toujours dénoyé, un nouveau groupe est enclenché ; le fonctionnement est identique pour l'arrêt.

Ce dispositif séduisant se révèle, en fait, inadéquat pour les stations débitant sur des réseaux d'irrigation à la demande, où le débit appelé peut varier très rapidement. Le réglage du délai de temporisation se heurte à la contradiction suivante : il faudrait adopter une longue durée de temporisation pour éviter le risque d'enclenchement intempestif dans le cas où le plan d'eau remonte très lentement après un ordre de commande (débit pompé très légèrement supérieur au débit appelé) ; mais, à l'inverse, il faudrait adopter un délai de temporisation assez court pour faire face à des variations rapides du débit appelé, justifiant l'enclenchement en cascade de deux pompes ou plus.

Cette régulation sera, par contre, parfaitement adaptée à une station de pompage alimentant un canal à ciel ouvert en régulation par l'aval ; les variations du débit appelé  $y$  sont plus lentes ; les ondes de débit, positives lors d'un enclenchement, ou négatives lors d'un déclenchement, limitent les risques de commande intempestive.

### 7.2.3 Régulation sur réservoir d'écrêtement des pointes de demande

Lorsque la topographie le permet, c'est un réservoir posé sur le sol qui sera intercalé entre station et réseau. Il est généralement intéressant d'augmenter le volume du réservoir, de manière à écrêter les pointes de la demande. La station et la conduite de refoulement sont alors dimensionnées pour le débit fictif continu de la période de pointe, et non pour le débit de pointe instantané du réseau.

Le volume stockable peut alors être utilisé pour minimiser les frais d'énergie de pompage. Au cours de l'année, l'exploitation de la station sera réalisée selon trois modes de fonctionnement différents.

■ Pendant la période de pointe agricole, le débit  $Q_p$  susceptible d'être appelé par le réseau est supérieur au débit  $Q_c$  de la station de pompage ; les groupes sont commandés par niveaux échelonnés situés dans la partie haute du réservoir.

■ Pendant la période hors pointe où le débit  $Q_p$  susceptible d'être appelé par le réseau reste inférieur au débit  $Q_c$ , les groupes sont commandés par niveaux échelonnés situés, cette fois, dans la partie basse de la réserve, mais avec marche forcée sur niveau haut pendant les heures creuses de la tarification électrique.

■ Pendant l'hiver, où le réseau est maintenu en eau pour assurer les livraisons à usages domestiques, le réservoir a une capacité suffisante pour faire face à la consommation journalière du réseau ; la station n'est mise en route que pendant les heures creuses de la tarification.

Dans ce type de réalisation, la surface des réservoirs mis en jeu peut être suffisamment grande pour que le volume  $v$  compris entre deux niveaux successifs de commande devienne supérieur au volume  $V$  strictement nécessaire pour la régulation. L'échelonnement des niveaux de commande peut alors être réalisé selon le principe de la figure 33. Une régulation par une seule paire de niveaux avec temporisation peut aussi être envisagée.

## 7.3 Régulations manométriques sur réservoir hydropneumatique

### 7.3.1 Régulation par pressions étagées

Au lieu d'utiliser comme capacité auxiliaire un réservoir à surface libre, et situé à quelques dizaines de mètres au-dessus du sol, on peut mettre en place entre réseau et station un réservoir sous pression d'air. La mesure, généralement utilisée pour la commande automatique des groupes, ne sera plus le niveau de l'eau dans la cuve mais la pression détectée par manostat.

Le principe est identique à celui exposé précédemment (§ 7.2.1). Le diagramme du pompage est celui de la figure 34, où apparaissent les plages de débit donnant lieu à des points de fonctionnement stables, et les plages de débit où entre en jeu la capacité auxiliaire avec fonctionnement intermittent d'un groupe de réglage.

Le volume du réservoir hydropneumatique est calculé, là encore, de manière à limiter, à une valeur donnée, l'intervalle de temps séparant deux enclenchements successifs. On montre que le volume minimal à adopter est donné par la relation suivante :

$$V = \frac{q_m T}{4} \frac{H_1 + h_a}{\Delta H}$$

avec $V$ (m <sup>3</sup> )	volume de régulation (volume occupé par l'air sous la pression d'enclenchement),
$T$ (s)	intervalle minimal admissible entre deux enclenchements successifs,
$q_m$ (m <sup>3</sup> /s)	débit moyen de la pompe sur sa plage de fonctionnement,
$H_1$ (bar)	pression de déclenchement,
$\Delta H$ (bar)	fourchette de régulation, correspondant à l'écart de pression entre enclenchement et déclenchement d'un même groupe,
$h_a$ (bar)	pression atmosphérique.

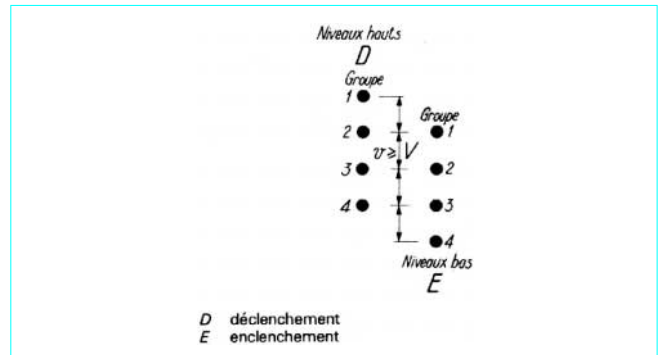


Figure 33 – Régulation sur réservoir d'écrêtement. Échelonnement des niveaux de commande

Dans la commande par pression étagée, l'écart minimal entre pressions d'enclenchement successives, d'une part, et pressions de déclenchement successives, d'autre part, est de l'ordre de 0,2 à 0,3 bar. La fourchette de régulation  $\Delta H$  est de l'ordre de 1,5 à 2 bar. Ainsi, pour quatre groupes de pompage, la fourchette totale de la régulation (écart entre pression de déclenchement du premier groupe et pression d'enclenchement du dernier) est d'environ 2 à 3 bar. Il s'agit là d'une hauteur de refoulement excédentaire, qui sera dissipée dans les régulateurs des bornes et qui correspond à une baisse du rendement moyen de l'installation.

Un certain nombre de dispositifs a été proposé pour améliorer cette régulation manométrique. Nous présenterons sommairement le plus intéressant.

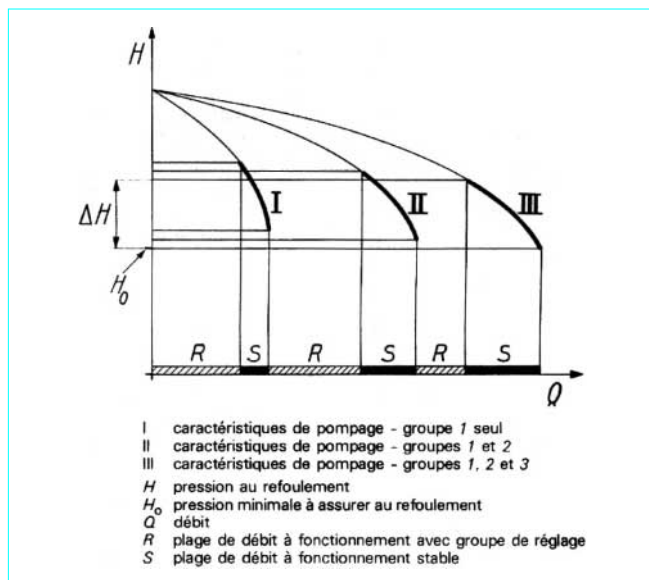


Figure 34 – Régulation manométrique par pressions étagées : diagramme de pompage

### 7.3.2 Régulation à fourchette constante et temporisation

Comme pour les régulations sur réservoir à surface libre (§ 7.2), la commande par pressions étagées peut être remplacée par une régulation à fourchette constante (même ensemble de pressions d'enclenchement et de déclenchement pour tous les groupes) avec temporisation. Mais les risques de commande intempestive peuvent être supprimés, en détectant par une palette le sens de l'écoulement de l'eau entre le réservoir hydropneumatique et la conduite de refoulement ; après l'enclenchement d'un groupe, un nouveau groupe ne sera enclenché, au bout du délai de temporisation, que si les deux conditions suivantes sont remplies :

- la pression dans le réservoir n'a pas encore atteint la pression nominale d'enclenchement ;
- le sens d'écoulement de l'eau détecté par la palette fait état d'une vidange de la cuve.

Le même dispositif entre en jeu pour déterminer les déclenchements.

### 7.4 Régulations débitmétriques

Avec les régulations débitmétriques, on utilisera un débitmètre monté à l'entrée du réseau et détectant le débit appelé. L'information débit est une variable caractéristique de la demande qui sera *directement* exploitée pour bâtir la chaîne de régulation.

En fait, les régulations débitmétriques nécessitent cependant la mise en place d'un réservoir hydropneumatique et l'utilisation d'un contacteur manométrique (pression minimale - pression maximale), au moins dans la plage des faibles débits.

#### 7.4.1 Régulation continue

En régulation débitmétrique continue, on enclenche une pompe supplémentaire dès que le débit appelé dépasse les possibilités des pompes déjà en service. Inversement, une pompe sera déclenchée dès que le débit appelé a suffisamment diminué pour être couvert par le nombre de pompes immédiatement inférieur.

Les plages de fonctionnement des groupes se recouvrent partiellement, et la régulation est ainsi continue, puisqu'à tout débit appelé correspond un point de fonctionnement stable (figure 35). L'obtention d'une fourchette de fonctionnement assez faible est subordonnée à l'utilisation de pompes à caractéristiques plates.

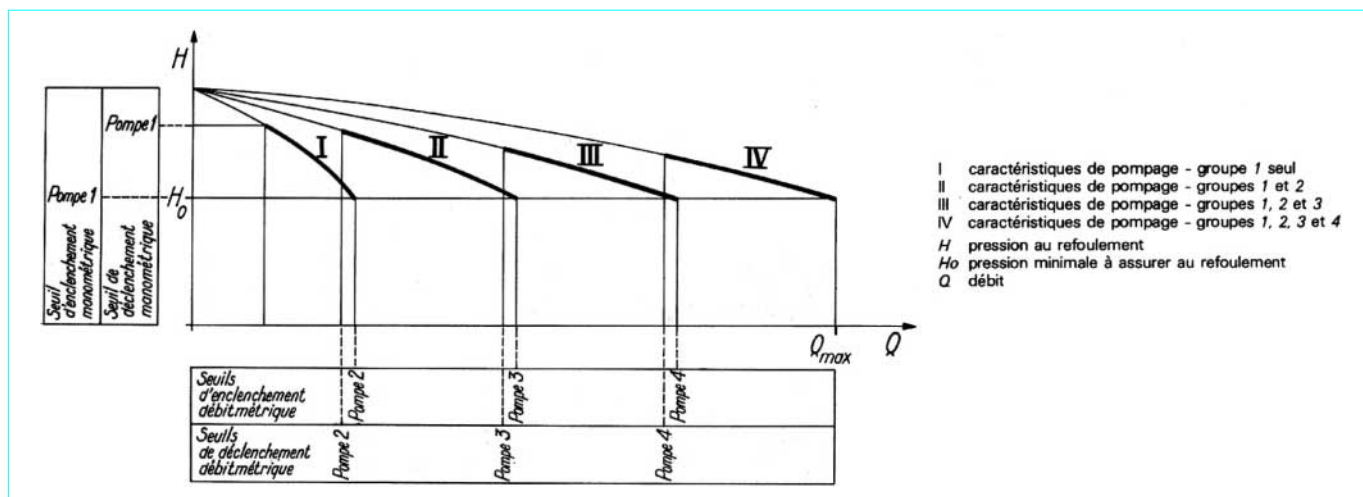


Figure 35 – Régulation débitmétrique continue

Afin de ne pas faire fonctionner une pompe aux très faibles débits (risque d'échauffement et gaspillage d'énergie), la réponse aux faibles appels est assurée par un groupe de démarrage associé à un réservoir hydropneumatique et commandé par manostats.

L'obtention d'un bon rendement de l'installation est liée à la précision du débitmètre, et donc à son coût.

## 7.4.2 Régulation discontinue

En régulation débitmétrique discontinue (souvent appelée *mano-débitmétrique*), on utilise simultanément :

- l'information débit : le débitmètre détermine le nombre de groupes de base enclenchés ;
- l'information pression : un contacteur manométrique (pression minimale – pression maximale) commande le groupe de réglage.

Ce dispositif représente un compromis intéressant entre régulation manométrique et régulation débitmétrique continue : le débitmètre utilisé peut être peu précis (donc peu coûteux), puisqu'il n'est plus nécessaire d'obtenir un recouvrement partiel des plages de fonctionnement (figure 36). La fourchette de fonctionnement est constante, ce qui autorise de bons rendements.

## 7.5 Régulations à vitesse variable

La vitesse variable ne constitue pas en soi un mode de régulation. Appliquée aux différentes solutions qui viennent d'être envisagées, elle permet d'améliorer le bilan énergétique de l'installation et de résoudre des problèmes spécifiques.

La variation de la vitesse de rotation d'une pompe permet d'obtenir des points de fonctionnement débit-pression variant sur une plage importante, tout en conservant des rendements acceptables. On peut donc envisager l'utilisation de moteurs à vitesse variable pour ajuster à chaque instant :

- le débit pompé au débit appelé par le réseau ;
- la pression au refoulement à une valeur de consigne, ou éventuellement une caractéristique débit-pression donnée.

C'est ce dernier point qui constitue l'intérêt majeur de régulations utilisant des moteurs à vitesse variable. Au prix d'un investissement supplémentaire, on peut améliorer le bilan énergétique du pompage. Dans les installations les plus courantes, les gains d'énergie obtenus par réduction de la fourchette de régulation ne deviennent suffisants, pour compenser le supplément d'investissement, que pour un service intensif (au-delà de 3 000 h par an, à titre d'ordre de grandeur) concernant rarement les équipements d'irrigation.

Ainsi la régulation avec variation de vitesse n'est-elle à envisager que lorsque des conditions spécifiques permettent d'escompter des gains d'énergie importants :

- réseaux dont la caractéristique au refoulement est très pentue (§ 6.7) et où un ajustement du diagramme de pompage sur une horizontale conduit ainsi à un grand gaspillage d'énergie ;
- stations où la charge à l'aspiration est variable selon le service ou la saison (marnage important du plan d'eau à l'aspiration, installation en surpresseur à l'aval d'une adduction gravitaire).

### ■ Utilisation de la vitesse variable

Il est possible de distinguer trois cas principaux d'utilisation de la vitesse variable.

- **Transporter juste le débit nécessaire de façon à ne pas consommer des pertes de charge superflues**

Considérons, par exemple, le cas d'une installation refoulant sur un réservoir et calculée pour satisfaire les besoins durant les cinq années suivantes. Le volume quotidien nécessaire le premières années pourra être fourni au débit  $q_1$  pendant le temps  $t_1$  si la pompe tourne à pleine vitesse, au débit  $q_2$  pendant 24 h si la variation de vitesse est utilisée.

La différence entre les pertes de charge au débit  $q_1$  et au débit  $q_2$  représente une énergie qui, dans bien des cas, justifie largement le surinvestissement que constitue la vitesse variable (figure 37).

### ● Utiliser les pompes dans de bonnes conditions

Certaines installations de pompage sont situées en extrémité d'une adduction, cette adduction desservant, de plus, d'autres consommateurs que la station en question. La pression à l'aspiration peut donc être extrêmement variable.

De la même façon, au refoulement, le réservoir peut être situé relativement loin de la station avec une distribution importante entre la station et le réservoir : cette distribution entraîne alors des variations de pression au refoulement de la station (figure 38).

Ces variations conjuguées à celles de l'aspiration entraînent des conditions de fonctionnement difficiles, dépassant les plages de fonctionnement normal des pompes (figure 39).

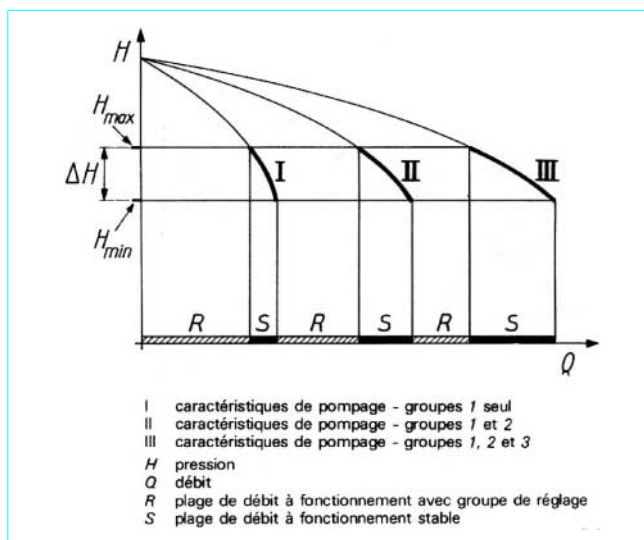


Figure 36 – Régulation débitmétrique discontinue

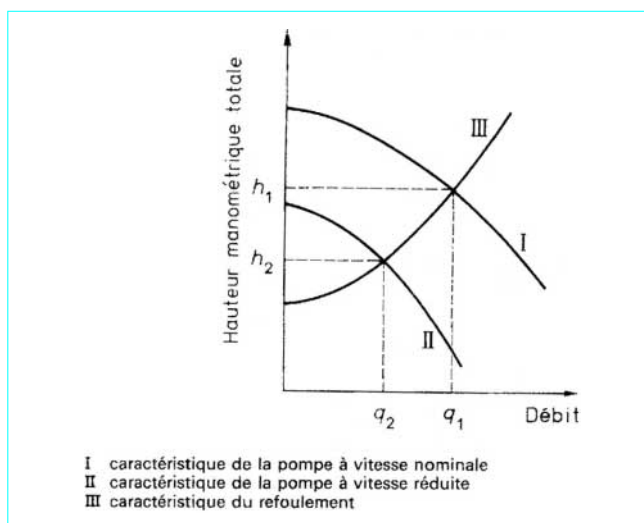


Figure 37 – Diagramme de pompage

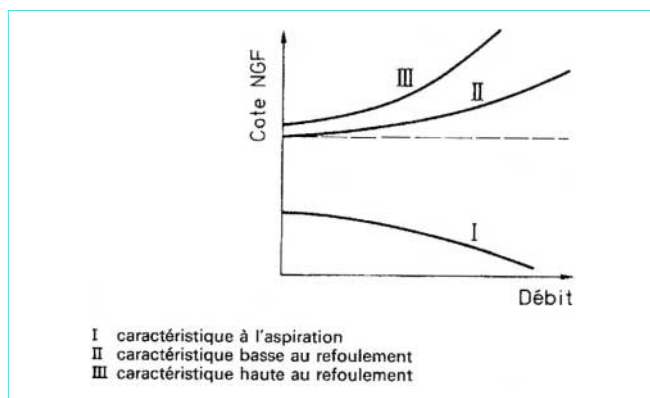


Figure 38 - Courbes caractéristiques

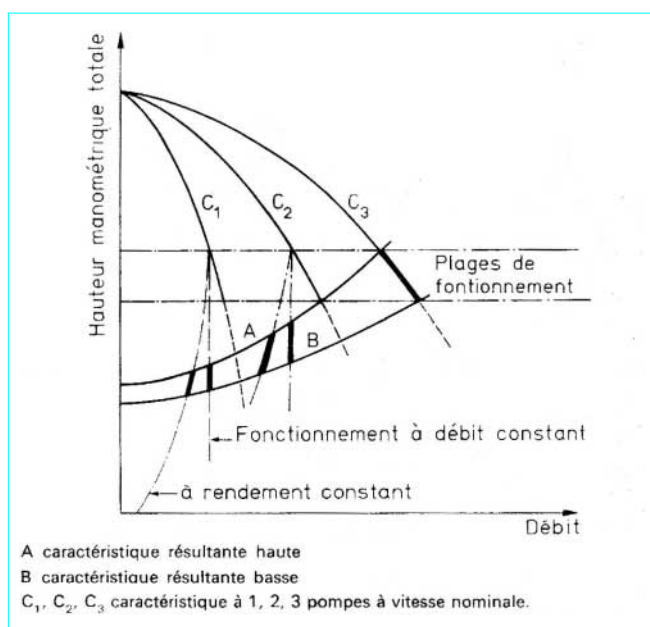


Figure 39 - Diagramme de pompage (A est obtenue à partir des courbes III-I de la figure 2 et B est obtenue à partir des courbes III-II de la figure 2)

La variation de vitesse permet alors d'utiliser ces pompes dans de bonnes conditions, par exemple en réglant la vitesse pour tourner à rendement constant ou à débit constant.

#### ● Suivre au plus près la caractéristique du réseau

L'utilisation de l'informatique a permis de connaître plus précisément les caractéristiques du réseau sur lequel est raccordée la station de pompage. L'utilisation des caractéristiques indicées permet de choisir un taux de satisfaction qui peut varier avec le débit. La caractéristique réseau est alors une courbe plus ou moins simple, qui peut être suivie au plus près grâce au dispositif de variation de vitesse, de façon à ne dépenser que l'énergie strictement nécessaire.

**Comment obtenir une vitesse variable** sur des pompes entraînées par moteur électrique ?

Le développement de l'électronique de puissance (rubrique *Électronique de puissance* dans le traité Génie électrique) a pratiquement exclu des stations de pompage les systèmes du type coupleur, qu'ils soient hydrauliques ou électromagnétiques.

Les solutions adoptées aujourd'hui sont essentiellement au nombre de trois.

— **Entraînement de la pompe par un moteur à courant continu alimenté par un redresseur** : cette solution reste la plus courante et peut être utilisée dans la plus grande partie des cas (hors groupes immergés).

L'exclusion la plus importante reste une atmosphère explosive pour laquelle la nécessité de prévoir un moteur antidéflagrant rend cette solution hors de prix.

Dans la limite de l'utilisation des moteurs à courant continu (produit puissance  $\times$  vitesse  $< 2\,000\text{ MW} \cdot \text{tr/min}$ ), cette solution reste la moins onéreuse pour des puissances supérieures à 100 kW.

L'inconvénient majeur est, bien entendu, le collecteur du moteur à courant continu. Ce collecteur inspire toujours, malgré des progrès certains tant au niveau de la conception que du choix des matériaux (balais), énormément de crainte aux personnes chargées de la maintenance.

— **Entraînement de la pompe par un moteur asynchrone alimenté à fréquence variable** : c'est probablement cette solution qui a le plus évolué durant ces dernières années :

- dans les basses puissances, par l'utilisation de transistors (au lieu de thyristors) dont la commande est infiniment plus simple ;
- dans les fortes puissances, pour lesquelles l'apparition du thyristor GTO a également énormément simplifié les circuits auxiliaires de commande.

Sur des puissances inférieures à 100 kW, chaque constructeur présente un produit variateur équipé d'un microprocesseur qui permet :

- de configurer simplement l'équipement en fonction de l'utilisation prévue ;
- de ne pas ajouter de relais de protection extérieur à l'équipement ;
- d'interroger, par une liaison directe avec un automate ou un calculateur, l'équipement pour connaître à tout moment les paramètres de fonctionnement et les incidents éventuels.

L'utilisation de moteur asynchrone à cage, dont chacun connaît la simplicité et la robustesse, est l'atout majeur de cette solution pour des puissances actuellement inférieures à 1 000 kW.

— **Entraînement de la pompe par un moteur synchrone** : cette dernière solution est réservée aux cas particuliers : grosse puissance ( $> 1\,000\text{ kW}$ ) et/ou grande vitesse.

Son coût reste supérieur à celui de la solution courant continu lorsque celle-ci est applicable (vitesse  $\times$  puissance  $< 2\,000\text{ MW} \cdot \text{tr/min}$ ), mais on supprime alors l'inconvénient que constitue le collecteur.

D'autres solutions existent, bien entendu, mais leur utilisation ne sera plus intéressante que dans des cas bien particuliers (par exemple plage de variation de vitesse étroite pour une solution cascade hyposynchrone) ; elles pourront être assorties d'inconvénients qu'il sera nécessaire de bien connaître.

## 7.6 Utilisation de l'électronique courant faible : commande et communication

Naguère, les automatismes des stations de pompage étaient réalisés avec des relais. Qu'ils soient électromagnétiques ou électroniques, ces relais étaient des organes élémentaires qu'il fallait associer, donc raccorder par des fils, de façon à construire matériellement le programme de l'automatisme.



À l'heure actuelle, plus aucune station de pompage ne se conçoit sans un automate programmable industriel (API et PC dans le traité Informatique industrielle). Dès lors que les informations élémentaires sont raccordées à cet automate, le programme se construit par logiciel. D'une part, l'automatisme peut être aussi complexe que nécessaire, d'autre part, il est modifiable : il peut évoluer au cours de l'année, il peut s'adapter à des conditions nouvelles sans pour autant nécessiter une intervention trop importante, il est possible de faire des essais prolongés, de tester différents modes de régulation.

Enfin, depuis quelques années, les API se sont développés et ont intégré un certain nombre de fonctions supplémentaires.

#### ■ En direction du process

En supportant des cartes analogiques qui ont permis, d'abord par programme entré en mémoire de l'automate, puis ensuite par cartes intelligentes spécialisées, de faire de la régulation, l'API n'est plus limité à l'univers combinatoire ou séquentiel, mais peut intervenir dans le domaine de la régulation proprement dit.

#### ■ En direction de l'exploitant

La fonction transmission est également de plus en plus souvent intégrée dans l'automate. Cette fonction maintenant réalisée sous forme de carte intelligente, de façon à ne pas mobiliser l'unité centrale de l'automate, permet de communiquer avec d'autres automates et surtout avec des micro-ordinateurs.

Le PC est l'outil de base de toute gestion technique centralisée. Sa banalisation a permis aux *développeurs*, dans ce domaine particulier comme dans le domaine de la bureautique, de produire des programmes *compatibles* de supervision (archivage, affichage par tableau synoptique, traitement d'alarme), de gestion d'énergie.

Les stations de pompage sont donc maintenant conçues autour d'un API. Celui-ci regroupe toutes les fonctions d'automatisme et de régulation, et il communique avec l'extérieur.

Cette communication peut être à simple sens (envoi des paramètres de fonctionnement et alarmes éventuelles à un centre de contrôle) ou à double sens (lorsque ce centre de contrôle peut, à réception des informations, modifier des consignes de fonctionnement).

Ces possibilités de communication sont aujourd'hui utilisées pour le contrôle technique et la gestion, elles seront utilisées demain pour l'aide à l'exploitation et pour des systèmes experts.

## 7.7 Choix d'un type de régulation

Quels sont les domaines d'utilisation des différents types de régulation qui viennent d'être présentés ? On peut dégager des réalisations récentes les grandes lignes suivantes.

■ **Faibles débits** (jusqu'à la centaine de litres par seconde) : la régulation manométrique par niveaux étagés constitue une solution simple, fiable et peu coûteuse ; la médiocrité des rendements globaux (de l'ordre de 50 %) et le volume des ballons requis limitent cependant son champ d'utilisation à des installations de faible importance.

■ **Débits moyens** (quelques centaines de litres par seconde) :

— les régulations manométriques plus élaborées (fourchette constante et temporisation) permettent de limiter la fourchette de fonctionnement (d'où un rendement amélioré, de l'ordre de 60 %) et de limiter le volume des ballons ; elles sont adaptées aux installations de débit moyen (jusqu'à 500 L/s, à titre d'ordre de grandeur) ;

— les régulations débitométriques discontinues, ne nécessitant qu'un débitmètre de qualité courante, assurent un rendement global du même ordre et correspondent à des installations d'importance comparable (200 à 800 L/s).

■ **Débits importants** (de l'ordre du mètre cube par seconde et au-delà) :

— les régulations débitométriques continues assurent un bon rendement (de l'ordre de 60 %) et impliquent la mise en place d'un débitmètre coûteux ne pouvant se justifier que pour des installations importantes ; elles peuvent équiper des stations dont le débit atteint le mètre cube par seconde ;

— les régulations sur réservoir surélevé assurent une fiabilité excellente, un très bon rendement (de l'ordre de 70 %) ; lorsque la cuve doit être placée à plusieurs dizaines de mètres de hauteur au-dessus du sol, ces installations ne peuvent être économiquement envisagées que pour des débits importants ; dans l'appréciation économique d'une telle solution, il convient cependant de prendre en considération les plus-values éventuelles sur le coût du réseau, qui résulteraient d'une cote de mise en charge inférieure à l'optimum souhaité (on ne peut guère réaliser des réservoirs surélevés de plus de 50 m de hauteur).

#### ■ Cas particuliers :

— chaque fois que la topographie le permet, un réservoir au sol d'écêtement des pointes du réseau, associé à une commande par niveaux échelonnés, constituera une solution économique (fiabilité et rendement au niveau de l'exploitation, dimensionnement pour un débit moindre de la station et du refoulement au niveau de l'investissement) ;

— la régulation avec vitesse variable est à envisager lorsqu'elle permet d'escompter des gains d'énergie particulièrement importants : charge à l'aspiration très variable, caractéristique réseau au refoulement très pentue.

## 8. Ouvrages de transport

Permettant de transiter des débits importants (quelques mètres cubes par seconde à quelques dizaines de mètres cubes par seconde) sur de grandes distances, les ouvrages généraux de transport se composent :

— d'*ouvrages linéaires* : canaux à surface libre et galeries souterraines (en charge ou à surface libre) ;

— d'*ouvrages ponctuels* : ouvrages de prise, ouvrages de franchissement des dépressions (aqueducs, siphons), ouvrages de rétablissement des voies de communication et des écoulements superficiels ;

— d'*ouvrages de régulation et de sécurité*.

Ces réalisations ne sont pas spécifiques des aménagements hydroagricoles. Nous nous contenterons de présenter les principes généraux de leur conception en insistant sur les orientations récentes en la matière.

### 8.1 Tracé des ouvrages principaux

S'agissant d'écoulements gravitaires, la topographie du terrain constitue la contrainte majeure du tracé des canaux.

Il était traditionnel, jusqu'à une époque récente, de considérer que le tracé d'un canal était légèrement incliné sur une ligne de niveau et suivait ses sinuosités de manière à éviter des profils en déblai ou en remblai trop accusés.

En fait, l'évolution du coût des terrassements et de la qualité des remblais qu'ont permise les engins modernes conduit à adopter des tracés très peu sinueux, de manière à limiter la longueur du canal et corrélativement le coût de son revêtement. Ainsi, sur des canaux revêtus dont la capacité est de l'ordre de quelques dizaines de mètres cubes par seconde, il n'est pas exceptionnel de rencontrer des profils en déblai dont le radier est à une quinzaine de mètres en dessous du terrain naturel. De même, on rencontrera des profils complètement en remblai, avec une berge à près de 20 m au-dessus du terrain naturel.

Lorsque le franchissement d'un mamelon important ne peut être exécuté à ciel ouvert, il conviendra de comparer le coût du canal qui le contourne et le coût de la galerie qui le traverse.

Il est utile de disposer d'un ordre de grandeur des prix relatifs du mètre de canal et du mètre de galerie pour un même débit, de manière à dégrossir rapidement le tracé du canal principal.

**Exemple :** l'analyse des coûts de l'ouvrage *Canal de Provence* [42] met en évidence le fait suivant :

- pour un débit de l'ordre de 35 m<sup>3</sup>/s, le coût d'un kilomètre de galerie est équivalent au coût de 2 km de canal ;
- pour un débit de 10 m<sup>3</sup>/s, le coût d'un kilomètre de galerie est équivalent au coût de 1,3 à 1,5 km de canal.

## 8.2 Profils en travers des canaux

### 8.2.1 Revêtement des canaux

Ce sont des canaux revêtus étanches qui sont de nos jours généralement réalisés. Les principaux éléments d'un tel choix sont les suivants [43].

■ **Pertes en eau :** la réduction des pertes par infiltration dues aux ouvrages de transport constitue l'un des objectifs du revêtement.

Mais l'appréciation *a priori* des volumes d'eau qui pourraient être récupérés reste bien délicate. Les pertes d'un canal non revêtu sont d'autant plus difficiles à estimer qu'au cours du temps, les éléments fins transportés par l'eau sont susceptibles, dans certaines conditions, de réaliser un colmatage partiel.

Les anciens canaux de Provence sont ainsi quasi étanches grâce aux eaux limoneuses dérivés de la Durance.

Pour les canaux non revêtus, les pertes en eau peuvent être calculées par plusieurs méthodes.

Des formules empiriques ont été proposées par divers auteurs, mais elles sont d'une utilisation hasardeuse en dehors du contexte dans lequel elles ont été élaborées.

Des méthodes analytiques assez complexes permettent aussi ce calcul et utilisent une estimation de la perméabilité  $K$  du sol. La comparaison avec des données recueillies pour des canaux de gabarit voisin, dans des conditions analogues (perméabilité du sol, position de la nappe phréatique) peut permettre une bonne évaluation des pertes à escompter.

À titre d'ordre de grandeur, on peut citer les chiffres suivants, exprimés en L/m<sup>2</sup> de section mouillée et par jour :

- conditions favorables (sol de limon argileux) : 150 L/j/m<sup>2</sup> ;
- conditions peu défavorables (sol sableux) : 600 L/j/m<sup>2</sup>.

Ces pertes sont très réduites dans le cas d'un canal convenablement revêtu ; elles sont de l'ordre de 10 à 30 L/j/m<sup>2</sup> de section mouillée.

■ **Érosion des berges :** les vitesses admises dans les canaux non revêtus sont nettement moins élevées qu'en canal revêtu, de manière à éviter les risques d'érosion des berges.

Des vitesses maximales de 2,50 m/s peuvent être acceptées pour un revêtement en béton. Elles sont limitées, pour un canal non revêtu, à des valeurs variant de 0,4 m/s (sable fin) à 1,8 m/s (argile) selon la nature du terrain et le débit transporté.

■ **Frais d'exploitation et maintenance :** alors que les deux points précédents interviennent comme une contrainte pouvant, dans certaines situations, imposer l'option revêtement, la prise en considération des frais d'exploitation et de maintenance des ouvrages sera toujours à l'avantage des canaux revêtus.

Ainsi, une étude statistique effectuée aux États-Unis sur 2 000 km de canaux conclut à une réduction des frais d'exploitation et de maintenance de 75 % pour un revêtement en dur par rapport à un canal non revêtu.

■ **Section de l'écoulement :** le revêtement d'un canal diminue la rugosité des berges, ce qui permet de réduire notablement la section de l'écoulement. Le coût du revêtement est ainsi partiellement compensé par des terrassements moins importants.

À titre d'ordre de grandeur, dans les conditions économiques françaises, on peut considérer qu'un canal revêtu en béton nécessite un investissement d'environ 40 % plus élevé qu'un canal en terre transitant le même débit pour la même pente. C'est ce supplément de coût qui doit être confronté aux économies potentielles d'eau et de frais d'exploitation.

### 8.2.2 Nature du revêtement

Le revêtement, le plus courant, est réalisé en **béton de ciment**. Ce type de revêtement a, en effet, un domaine d'utilisation très large : il convient pour toutes tailles de canaux, toutes conditions topographiques, climatiques, d'exploitation.

Il peut être mis en place selon des méthodes manuelles traditionnelles, avec un matériel relativement simple ou avec des machines modernes à grand rendement. Il est d'une grande longévité (couramment estimée à 50 ans). Ce type de revêtement rigide est cependant peu indiqué sur des terrains constitués d'argile gonflante ou de gypse. Enfin, sa réalisation dans des conditions économiques acceptables suppose l'existence d'agréats adéquats au voisinage du chantier.

D'autres types de revêtement peuvent être envisagés dans certaines conditions spécifiques.

Le **béton bitumineux** présente l'avantage d'être plus souple que le béton de ciment, et s'adapte donc mieux aux terrains peu stables ; mais il présente l'inconvénient de nécessiter des méthodes de mise en œuvre plus délicates, avec un matériel élaboré. Ce type de revêtement est généralement réservé aux canaux de très gros gabarits (au-delà de la centaine de mètres cubes par seconde).

Un revêtement d'**argile compactée** constitue une solution très économique sur le plan de l'investissement, dans le cas où un matériau adéquat est disponible à proximité du chantier ; mais il est à déconseiller dans des régions à climat gélif, ou lorsque l'exploitation de l'ouvrage peut conduire à un marnage important du plan d'eau ; enfin, sa longévité est assez limitée (de l'ordre de 20 ans).

Les revêtements par **membrane d'étanchéité** en matériaux plastiques ou film bitumineux conduisent à des coûts inférieurs à ceux d'un revêtement en béton. Mais leur fragilité rend souhaitable une protection par une couche de matériau de couverture dont la maintenance est délicate et cependant vitale pour la longévité du revêtement, qui, en tout état de cause, est inférieure à celle du béton.

### 8.2.3 Profils types

#### 8.2.3.1 Section optimale

Des considérations d'ordre purement hydraulique conduiraient à adopter des profils semi-circulaires (périmètre mouillé minimal pour une section donnée). Ce type de profil ne peut, en pratique, être réalisé que pour des canaux préfabriqués concernant les réseaux de distribution (§ 5).

Pour les canaux principaux relatifs à la gamme de débit que nous envisageons (allant de quelques mètres cubes par seconde à quelques dizaines de mètres cubes par seconde), c'est un profil trapézoïdal qui est retenu.

Du point de vue hydraulique, un tel profil est défini par l'angle  $\alpha$  formé par les berges avec l'horizontale, la largeur  $l$  du radier et la hauteur d'eau  $h$ . On peut rechercher les relations liant ces paramètres pour un profil optimal. Mais ces valeurs conduisent à des largeurs en radier relativement faibles et parfois incompatibles avec les engins mécaniques utilisés pour la réalisation. Les rapports  $h/l$ , adoptés pratiquement, seront donc généralement inférieurs aux valeurs optimales, et couramment voisins de l'unité.

8.2.3.2 Pente des berges

Les revêtements doivent être protégés contre les sous-pressions éventuelles qui pourraient se manifester essentiellement en période de chômage du canal, dès lors que la nappe est susceptible de monter au-dessus du niveau du radier.

Ainsi, un drain de pied sera mis en place en dessous du radier. Dès que le gabarit devient important (1 m de hauteur, à titre d'ordre de grandeur), l'ensemble du revêtement sera mis en place sur une recharge drainante de 15 à 20 cm d'épaisseur, qui assurera la collecte des eaux vers le drain de pied. Or cette recharge drainante ne peut être correctement mise en place et compactée que sur des talus de faible pente. La mise en place d'un béton de revêtement coulé sur place sans coffrage impose des contraintes similaires.

Ces considérations conduisent à adopter généralement, pour les berges des canaux revêtus, les pentes suivantes :

- 2 (horizontal) pour 1 (vertical) pour les canaux de gabarits importants (plus de 10 m³/s) ;
- 3 (horizontal) pour 2 (vertical) pour les canaux de gabarits moyens (1 à 10 m³/s).

Ces pentes de berges sont généralement inférieures à l'angle de talus naturel dans lequel est creusé le canal. Cela élimine le risque d'une poussée de terre, et permet l'adoption d'un revêtement en béton non armé. Des joints de *retrait-flexion*, remplis d'un produit élastoplastique, seront à prévoir afin de localiser les fissurations éventuelles au retrait du béton. Des joints de dilatation ne seront mis en place que très exceptionnellement (courbes convexes, par exemple).

8.2.3.3 Profils

On trouvera au tableau 5, à titre de référence, les principales cotes des profils types proposés par l'American Society of Agricultural Engineers. Les profils A sont relatifs à de petits gabarits et les profils B à des gabarits moyens. Les débits indiqués pour chaque profil type correspondent aux débits obtenus pour une vitesse de 1,20 m/s et une profondeur d'eau égale à la largeur du radier.

Pour les canaux de gabarit plus important (15 à 40 m³/s), les engins de terrassement et de revêtement utilisés conduisent généralement à adopter des largeurs en radier non inférieures à 3 m, afin de permettre leur circulation.

À titre d'exemple, on trouvera sur la figure 40 le profil type d'un canal débitant 40 m³/s avec une pente de 0,19 m par kilomètre (canal maître de l'ouvrage *Canal de Provence*). En crête de berge sont aménagées, de part et d'autre du canal, et afin de permettre une exploitation et un entretien facile de celui-ci, deux risbermes de 3 m de largeur, revêtues soit de déblais de bonne qualité et compactés, soit de sol ciment, soit encore d'un revêtement routier. Les talus extérieurs sont édifiés :

- s'ils sont en remblais, avec une pente 2/1 ; un tapis drainant est prévu en pied de talus, pour des talus de hauteur supérieure à 4 ou 5 m ;
- s'ils sont en déblais, avec une pente variant de 2/1 (terrain meuble) à 2/5 (terrain rocheux).

Ces talus extérieurs sont protégés contre l'érosion des eaux de ruissellement avec ensemencement d'espèces végétales sur une couche de terre végétale de 20 cm d'épaisseur.

La revanche ménagée entre la cote du plan d'eau normal et la cote de la berge est en général de l'ordre de 20 % de la profondeur d'eau au débit maximal.

Tableau 5 – Cotes des profils types de canaux, proposés par l'American Society of Agricultural Engineers

Numéro du profil	Pente des berges	Largeur du radier (m)	Hauteur des berges (m)		Débit (m³/s)
			minimale	maximale	
A1	1/1	0,30	0,38	0,76	0,2
A2	1/1	0,61	0,38	0,76	0,9
B2	3/2	0,61	0,61	1,22	1,1
B3	3/2	0,91	0,68	1,37	2,5
B4	3/2	1,22	0,84	1,68	4,5
B5	3/2	1,52	0,91	1,83	7,0
B6	3/2	1,83	1,07	2,13	10,0

8.3 Profils en travers des galeries

Les galeries sont, d'une façon générale, réalisées avec un revêtement en béton de ciment. Il est rare, en effet, que la qualité des terrains rencontrés permette d'éviter une telle solution, car le rocher peut s'altérer ou se déliter à plus ou moins long terme. En outre, le revêtement améliore les conditions hydrauliques de l'écoulement et permet d'éviter les fuites.

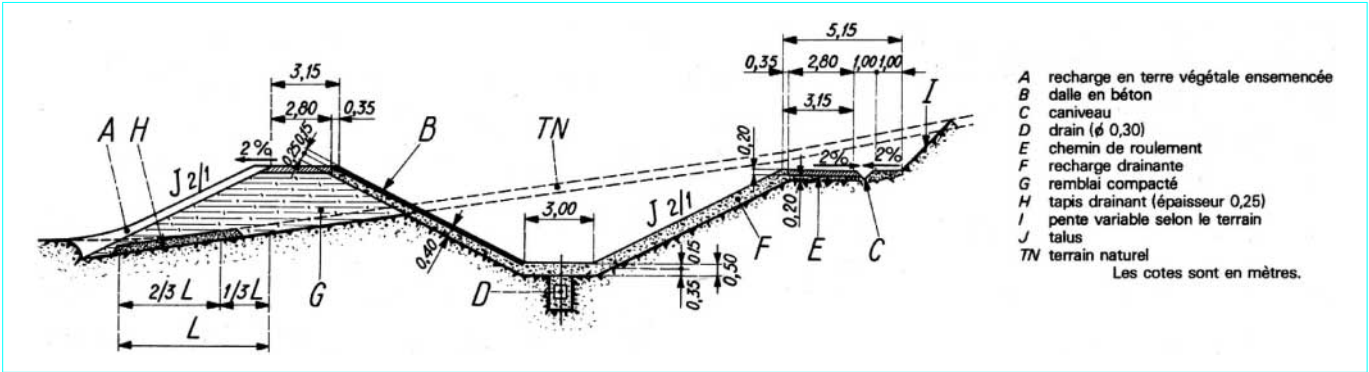


Figure 40 – Profil en travers d'un canal (débit 40 m³/s)

### 8.3.1 Forme du profil type

La forme du profil type dépend essentiellement des conditions d'exécution (article *Travaux souterrains* [C 5 565]). Avec les méthodes traditionnelles et l'utilisation d'explosifs pour le déroctage, c'est la forme pseudo-circulaire qui est généralement retenue. Elle permet en effet :

- d'obtenir au déroctage un radier plan suffisamment large pour permettre une circulation aisée ;
- de bétonner le revêtement en deux temps (radier et piedroits, voûte) avec des coffrages permettant le passage des berlines chargées de déblais ;
- de permettre, après la mise en exploitation, une circulation facile des véhicules pouvant être nécessaires pour assurer l'entretien.

Avec les méthodes modernes et l'utilisation de tunneliers (article *Tunneliers* [C 5 570]), les profils types exécutés sont circulaires.

Le diamètre minimal compatible avec des conditions normales d'exécution n'est pas inférieur à 2,20 m.

### 8.3.2 Revêtement des galeries

Le revêtement est généralement réalisé en béton non armé. Pour des raisons d'exécution, son épaisseur n'est pas inférieure à 20 cm. Elle peut atteindre 50 cm et même davantage selon la qualité des terrains traversés, les nappes phréatiques, le diamètre de la galerie.

Le revêtement est armé dans les zones à faible couverture, au débouché sur les versants, ou dans les terrains de mauvaise tenue.

### 8.3.3 Mise en œuvre

La mise en place des bétons se fait, le plus souvent derrière coffrage, à l'aide de pompes à béton à faible pression. Cette mise en œuvre s'accompagne toujours d'injections de bourrage pour combler les vides en calotte, et d'injections de collage qui rendent solidaires revêtement et terrain, et obturent les fractures et fissures de la roche en place.

Le béton peut, dans certains cas, être mis en place par projection. Les injections de bourrage sont alors supprimées.

Aux conditions de réalisation de l'excavation sont liés les modes de soutènement avant mise en place du revêtement (boulons d'ancrage, cintres, béton projeté, etc.).

On trouvera, à titre d'exemple, sur la figure 41, un profil type pseudo-circulaire d'une galerie de 5 m de diamètre, transitant un débit de 40 m<sup>3</sup>/s sous une charge hydraulique de l'ordre de 30 m (galerie du canal maître de l'ouvrage *Canal de Provence*).

Pour ce type de section, on peut établir les formules suivantes, permettant de définir les paramètres du calcul de l'écoulement en fonction du diamètre  $D$  (m) de la galerie :

- section mouillée (m<sup>2</sup>) 0,83  $D^2$  ;
- périmètre mouillé (m) 3,27  $D$  ;
- rayon hydraulique (m) 0,254  $D$ .

## 8.4 Profils en long des ouvrages

### 8.4.1 Dimensionnement

Le dimensionnement des canaux et galeries s'effectue en prenant en considération l'écoulement permanent et uniforme correspondant au régime de débit maximal et par application (articles *Mécanique des fluides* [A 1 870] dans le traité Sciences fondamentales, *Travaux souterrains* [C 5 565] et *Alimentation en eau potable* [C 5 205] dans ce traité) :

- soit de la **formule de Chézy** :

$$Q = CS\sqrt{RI}$$

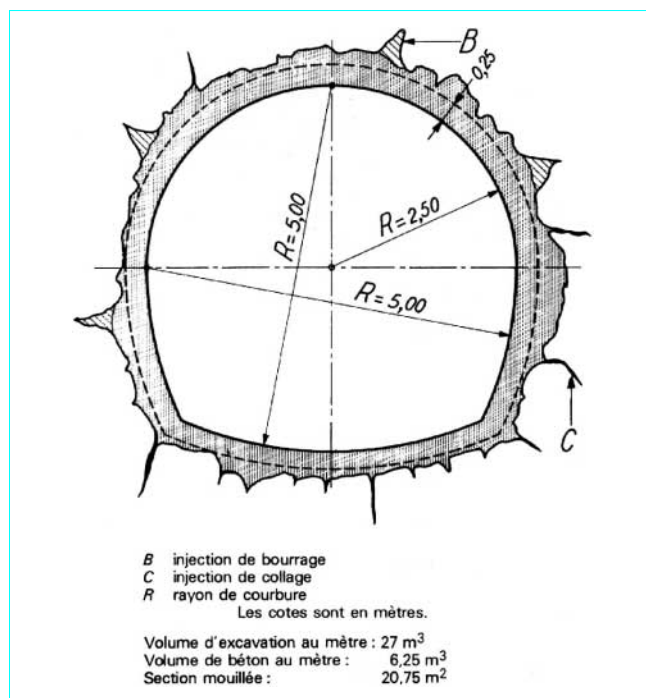


Figure 41 – Profil en travers d'une galerie (débit 40 m<sup>3</sup>/s)

- avec  $Q$  débit de la section,  
 $S$  section mouillée,  
 $R$  rayon hydraulique,  
 $I$  pente de l'écoulement permanent,  
 $C$  coefficient de Chézy, fonction du rayon hydraulique  $R$  et de la nature des parois, caractérisée par le coefficient  $\alpha$  de Bazin (tableau 6) :

$$C = \frac{87}{1 + \alpha/\sqrt{R}}$$

- soit de la **formule de Strickler** :

$$Q = K S R^{2/3} I^{1/2}$$

avec  $K$  coefficient de Strickler (tableau 6), fonction de la nature des parois ; ce coefficient de rugosité est souvent donné dans les tables par son inverse  $n = 1/K$  (coefficient de Manning).

Tableau 6 – Coefficients usuels caractérisant la nature des parois

Parois	Bazin $\alpha$	Strickler $K$	Manning $n$
Canal en terre mal entretenu et enherbé	1,75	25 à 33	0,030 0,040
Canal en terre bien entretenu	1,30	40	0,025
Canal en maçonnerie de moellons	0,46	55	0,018
Canal revêtu en béton (1) (béton vibré en talus)	0,30	65	0,015
Galerie revêtue en béton (1) (béton vibré sur coffrage métallique)	0,16	75	0,013

(1) Ces valeurs sont relatives à des revêtements après plusieurs années d'exploitation.



### 8.4.2 Optimisation

La définition du profil en long d'un ouvrage de transport résulte d'un optimum économique ; il s'agit, en effet, de répartir la dénivelée disponible entre les différents tronçons de l'ouvrage, de manière à minimiser la dépense, dans le cadre d'un ensemble de contraintes.

En prenant pour inconnues les pentes  $I_1, I_2, \dots$  de chaque tronçon de l'ouvrage (cuvettes, galeries, siphons), on définira pour chaque tronçon  $i$  une fonction  $P_i(I_i)$  donnant son coût unitaire.  $L_i$  étant la longueur de chaque tronçon, il s'agit de minimiser :

$$\sum_i L_i P_i(I_i)$$

sous un ensemble de contraintes relatives aux cotes imposées, et traduites par des équations de la forme :

$$\sum_i L_i I_i = H_k$$

Ce problème d'optimisation se résout par application de la méthode des multiplicateurs de Lagrange (article *Calcul différentiel* [AF 55] dans le traité Sciences fondamentales).

Les fonctions  $P_i(I_i)$  peuvent être explicitées analytiquement en adoptant la démarche suivante.

■ Dans un premier temps, on cherche à mettre le prix du mètre linéaire du tronçon d'indice  $i$  sous la forme :

$$P_i = a_i D_i^{\alpha_i} + b_i$$

formule dans laquelle  $a_i, b_i$  et  $\alpha_i$  sont des constantes à déterminer, et  $D_i$  la dimension caractéristique de la section type retenue ; ainsi, pour un siphon ou une galerie,  $D_i$  représentera le diamètre de la section ; pour un canal  $D_i$  pourra représenter la largeur du radier, étant admises par ailleurs certaines valeurs pour la pente des berges et le rapport profondeur d'eau/largeur du radier.

L'expérience montre qu'un ajustement du type précédent peut toujours être obtenu avec une précision suffisante, tout au moins dans une certaine gamme de variations de la dimension caractéristique que des estimations sommaires ont permis au préalable de définir.

■ La formule de Strickler appliquée à la section  $i$  s'écrit alors :

$$Q_i = K_i S_i R_i^{2/3} I_i^{1/2}$$

On peut noter que  $S_i$  est proportionnel à  $D_i^2$ , d'une part, et que, d'autre part,  $R_i$  est proportionnel à  $D_i$ . Ainsi, pour chaque tronçon  $i$ , la dimension caractéristique  $D_i$  peut être exprimée en fonction de la pente retenue  $I_i$ , pour un débit donné  $Q_i$  transité. D'où la loi  $P_i(I_i)$  en reportant cela dans l'équation donnant le prix unitaire du tronçon.

Le résultat d'une telle étude d'optimisation conduira, en particulier, à attribuer aux tronçons en galeries des pentes plus importantes qu'aux tronçons en canal à ciel ouvert.

**Exemple** : à titre d'ordre de grandeur, l'ouvrage *Canal de Provence* qui transite des débits variant entre 40 et 10 m<sup>3</sup>/s est réalisé selon les caractéristiques suivantes :

- tronçons en canal à ciel ouvert : pente 0,2 à 0,3 m/km  
vitesse 1,2 à 1,3 m/s
- tronçons en galerie en charge : pente 0,5 à 0,8 m/km  
vitesse 1,6 à 1,8 m/s

### 8.4.3 Étude des profils en long

Il conviendra, dans l'étude des profils en long, de tenir compte des pertes de charge singulières de l'écoulement. Celles-ci seront calculées cas par cas pour tous les ouvrages ponctuels (entrée en galerie, coudes, brise-charge, régulateur, etc.).

Notons que, en ce qui concerne les galeries en charge, le calage de la ligne d'eau laisse une marge de manœuvre dans le calage du profil en long de l'ouvrage. Celui-ci sera fait en prenant en considération les problèmes d'exécution :

- recherche d'attaques montantes et création de points hauts avec cheménées ou puits d'aération ;
- pente relativement faible pour la sécurité de circulation sur les voies.

### 8.5 Régulation des ouvrages de transport

La régulation des ouvrages de transport a pour objet :

- de **régler les débits transités** sur les différents tronçons de l'ouvrage en les ajustant aux besoins des différents points de livraison ;
- de **régler les niveaux** au droit des différents points de livraison, de manière à permettre la dérivation des débits.

Par *points de livraison*, on entend les départs des différents réseaux ; il s'agit donc des départs des canaux secondaires dans le cas des réseaux de surface, des points de mise en charge dans le cas des réseaux sous pression.

Il est clair que le mode de fonctionnement des réseaux alimentés par les ouvrages de transport détermine la manière dont s'expriment les besoins, et peut imposer certaines solutions au niveau de la régulation étudiée. Ainsi, pour les réseaux de distribution en charge fonctionnant à la demande, le débit appelé par le réseau est constaté au niveau de la prise ; le mode de régulation des ouvrages principaux visera à adapter le système à cette demande fluctuante. Cette adaptation s'effectue généralement *a posteriori* sur la base des variations constatées de la demande, et il s'agit alors d'une *régulation en commande par l'aval* ; elle peut cependant s'effectuer *a priori* si l'on anticipe l'évolution à la demande par référence à une connaissance statistique du comportement de ces réseaux ; il s'agit alors d'une *régulation dynamique*.

Pour les réseaux de distribution de surface, le fonctionnement au tour d'arrosage permet de prédéterminer les débits dérivés à chaque prise sur les ouvrages principaux. Il suffit donc de régler à l'amont le débit du canal principal et de pratiquer ainsi une *régulation en commande par l'amont*. Ce principe de régulation très ancien se révèle bien adapté quand le tour d'arrosage prévu se déroule normalement ; mais si celui-ci vient à être perturbé par suite de refus du tour d'eau par certains irrigants (irrigations de nuit en période hors pointe, en particulier), il n'est pratiquement pas possible de modifier en temps voulu le réglage des débits, et les volumes transités excédentaires partent à l'exutoire.

Si donc on veut améliorer le rendement du transport de l'eau, il convient d'adopter les dispositions suivantes :

- les refus de tour d'arrosage doivent être répercutés, par les irrigants ou les aiguadiers, au niveau des prises des secondaires sur le canal principal ;
- le canal principal doit être équipé d'une régulation plus élaborée, permettant de s'ajuster aux variations possibles des débits dérivés ; on retrouve alors les régulations à commande par l'aval ou la régulation dynamique.

### 8.5.1 Régulation en commande par l'amont

Cette régulation très ancienne (figure 42) a fait l'objet de nombreux perfectionnements depuis une trentaine d'années grâce à la mise au point d'appareils simples et robustes (vannes automatiques, modules à masque, etc.).

■ Le **réglage des débits** en tête de l'ouvrage peut être effectué par différents systèmes de vannage adaptés aux conditions de charge :

- pour les prises d'eau à faible charge (quelques décimètres à quelques mètres), le système le plus simple comprend une vanne de surface et un seuil de mesure ; si le plan d'eau amont est variable, on emploie souvent une vanne automatique à niveau aval constant, associée à une batterie de modules ;

- pour les prises d'eau à forte charge (au pied d'un barrage, par exemple), les organes de réglage du débit les plus courants sont les vannes à papillon ou, mieux, les vannes à jets creux qui assurent une meilleure dissipation de l'énergie ; le comptage du débit s'effectue soit en amont (débitmètre dans la conduite), soit en aval (seuil déversant permettant la mesure du débit dérivé, module) ; on utilise aussi couramment un montage comprenant un obturateur à disque réglant un plan d'eau constant devant une batterie de modules à masques.

■ Le **réglage des niveaux** en différents points du canal a essentiellement pour but de maintenir le canal plein, quel que soit le débit, afin de faciliter l'alimentation des prises d'eau.

Ce réglage a toujours été effectué, jusqu'à ces dernières décennies, par des déversoirs droits, obliques ou *en bec de canard*, suivant l'importance des débits et la précision désirée. Il existe maintenant des vannes automatiques à *niveau amont constant* qui présentent l'avantage sur les déversoirs de ne créer qu'une faible perte de charge et de n'entraîner aucun risque de dépôt, puisque l'écoulement se fait sous le tablier de la vanne.

### 8.5.2 Régulation en commande par l'aval

Avec les commandes par l'aval (figure 43), les débits transités sont réglés automatiquement en fonction de la demande, par l'intermédiaire d'un réglage automatique des niveaux.

Le canal est divisé en un certain nombre de biefs par des vannes réglant à leur aval immédiat un plan d'eau constant par l'intermédiaire d'un flotteur ou d'un asservissement électrique. Lorsque le débit demandé à l'aval varie, la ligne d'eau pivote autour d'un point fixe constitué par l'axe de rotation de la vanne. À débit maximal, les vannes sont grandes ouvertes et les lignes d'eau parallèles au radier du canal, mais à débit nul les vannes sont fermées et les lignes d'eau horizontales.

Les berges du canal doivent, par conséquent, être également horizontales entre deux vannes, et le profil en long se présente en marches d'escalier.

Dans un ouvrage en commande par l'aval, les tronçons en canal sont donc équipés de vannes dont l'espacement dépend des conditions économiques (comparaison entre le coût de la surhausse des berges et le prix du matériel et de la maintenance) et des conditions de stabilité. Ces vannes sont à commande purement hydraulique par flotteur.

La sortie des tronçons en charge doit également être équipée de vannes à niveau aval constant, associées à une cheminée d'équilibre et à un bassin de dissipation. Ces vannes sont à commande hydraulique si la charge ne dépasse pas une dizaine de mètres, et à commande électrique ou oléo-pneumatique pour des charges supérieures.

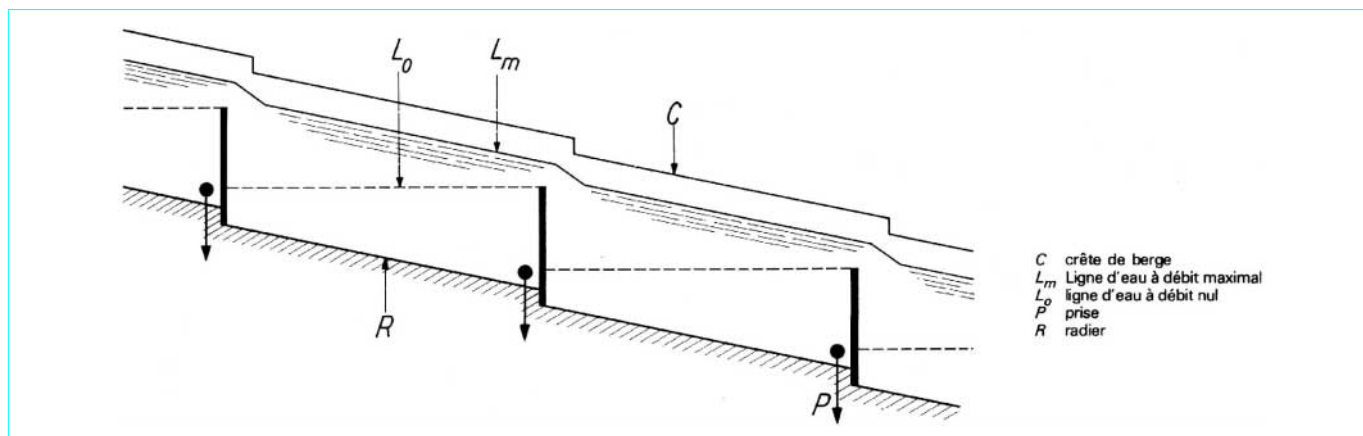


Figure 42 – Régulation en commande par l'amont

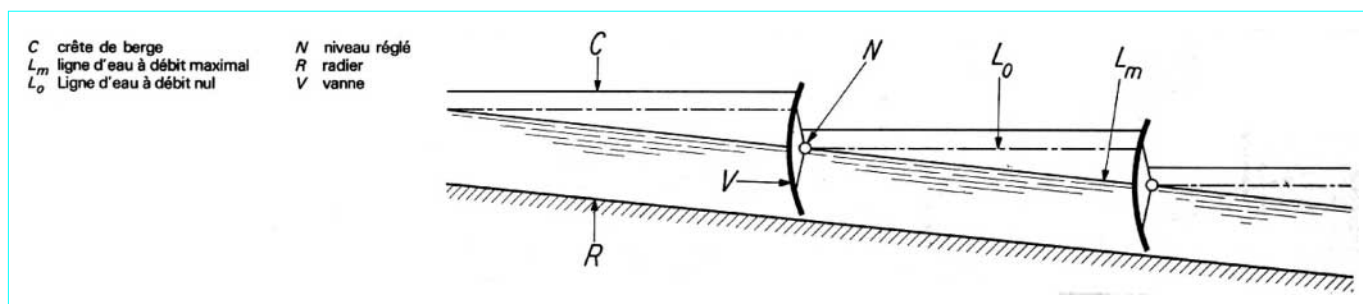


Figure 43 – Régulation en commande par l'aval : profil en long dans l'axe du canal

Ce mode de régulation est plus coûteux que la régulation par l'amont, par suite de la surélévation des berges qui doivent être horizontales dans chaque bief, et de l'appareillage à mettre en place.

**Exemple** : à titre d'ordre de grandeur, la majoration de l'investissement est de l'ordre de 5 à 8 % pour des canaux principaux de pente de 0,25 m/km. Elle atteint 15 à 20 % pour des canaux de forte pente (1 m/km).

8.5.3 Régulation à niveaux croisés

La régulation à niveaux croisés (figure 44) constitue une régulation en commande par l'aval améliorée. Les vannes sont asservies non pas à un seul niveau situé immédiatement à l'aval, mais à deux niveaux situés aux deux extrémités du bief contrôlé. Lorsque le débit varie, la ligne d'eau pivote autour d'un point fixe situé au voisinage du milieu du bief. Les berges du canal peuvent ainsi être établies parallèlement au radier sur la première moitié du bief ; elles ne seront horizontales que sur la partie aval.

Les dépenses supplémentaires de génie civil sont ainsi réduites par rapport à la commande par l'aval classique. Mais ce mode de régulation implique des lignes de télétransmission tout au long des canaux, et des servomécanismes pour la commande des vannes.

8.5.4 Régulation dynamique

La régulation dynamique permet une régulation automatique d'un ouvrage, sans qu'il soit nécessaire de surélever les berges des canaux pour les rendre horizontales.

Elle est fondée sur les principes suivants :

- un système de télémessure installé tout le long des canaux permet de transmettre en permanence à un centre général de contrôle de l'ouvrage toutes les informations relatives au mouvement de l'eau (niveaux des biefs, ainsi que positions des vannes de commande et débit des différentes prises) ;
- à intervalles de temps réguliers (de l'ordre de l'heure), l'analyse de ces données et leur confrontation avec des études statistiques antérieures, relatives à l'évolution de la demande, permet de prévoir l'évolution des besoins à satisfaire dans les heures qui suivront ;
- en anticipant sur la demande grâce à ces prévisions, le centre de télécontrôle élabore les ordres de commande des organes de régulation, qui permettront une adaptation optimale du système ; les manœuvres adéquates des vannes sont exécutées par télécommande, avec réajustement plusieurs fois par heure.

Sous sa forme la plus élaborée, c'est un ordinateur en temps réel qui recevra en continu les informations relatives à l'état du système, les traitera de manière à prévoir l'évolution de la demande, définira les manœuvres à exécuter et enverra les ordres de commande des vannes.

Du point de vue hydraulique, on notera que, dans la régulation dynamique, le canal est divisé en biefs par des régulateurs type bec de canard équipés de vannes ; chaque bief est considéré comme un réservoir, et il s'agit donc de régler les volumes contenus dans ces différents biefs, avec possibilité de transvasement contrôlé d'un bief dans l'autre.

Outre sa fonction première de régulation des ouvrages, la régulation dynamique permet une télésurveillance centralisée, qui garantit la sécurité de l'exploitation : détection rapide des défaillances ou accidents, possibilités d'intervention immédiate par télécommande en utilisant les possibilités de stockage ou déstockage de l'ensemble des biefs de l'ouvrage.

8.5.5 Critères de choix

Le tableau 7 propose une grille de comparaison des différents systèmes de régulation vis-à-vis des différents critères de choix à considérer.

Tableau 7 – Comparaison des différents systèmes de régulation vis-à-vis des critères d'appréciation				
Type de régulation	Critère d'appréciation			
	Adaptation aux fluctuations de la demande	Coût du génie civil	Complexité de l'appareillage	Sécurité de l'exploitation
Régulation par l'amont	très mauvaise	faible	grande simplicité	mauvaise
Régulation par l'aval	très bonne	élevé	peu complexe	assez mauvaise
Régulation par l'aval, à niveaux croisés	très bonne	moyen	assez complexe	assez mauvaise
Régulation dynamique	très bonne	faible	grande complexité	très bonne

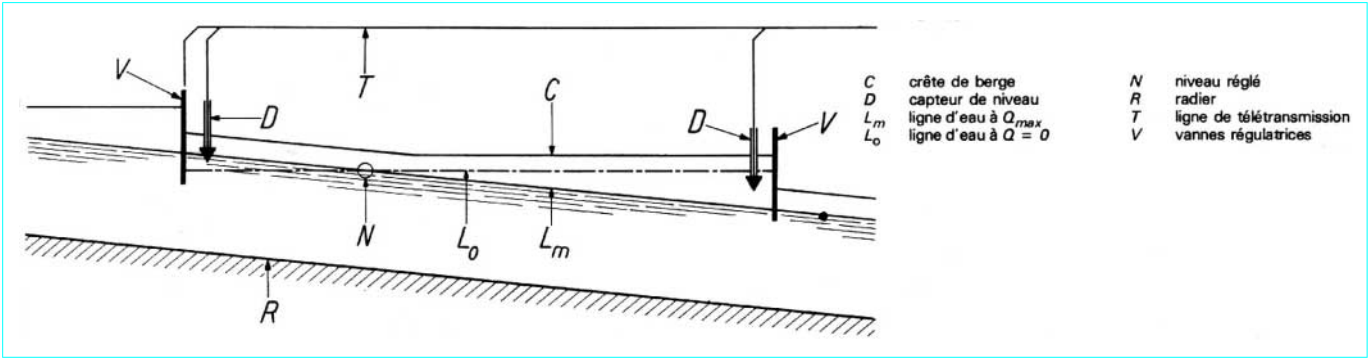


Figure 44 – Régulation à niveaux croisés

■ Le critère **adaptation aux fluctuations de la demande** écartera la régulation par l'amont dans le cas où les réseaux à desservir fonctionnent à la demande ; dans le cas inverse, la plus ou moins grande souplesse d'adaptation des systèmes aux refus de tour d'eau conditionneront l'importance des pertes en eau au niveau du transport dans les ouvrages principaux.

■ Le critère **coût du génie civil** est relatif à l'exhaussement des berges qu'imposent certains systèmes de régulation. Alors que la régulation par l'amont et la régulation dynamique permettent d'établir les berges des canaux parallèles au radier, la régulation par l'aval nécessite des berges horizontales ; la régulation à niveaux croisés se situe entre les deux extrêmes. Ce critère de choix prendra d'autant plus d'importance que la pente de l'ouvrage sera élevée.

■ Le critère **complexité de l'appareillage** rend compte du degré d'automatisation du système de régulation :

- pas d'automatisme en régulation par l'amont ;
- automatismes locaux ponctuels en régulation par l'aval ;
- automatismes locaux bief par bief en régulation à niveaux croisés ;
- automatisme global portant sur l'ensemble de l'ouvrage en régulation dynamique.

Ce critère recouvre non seulement le coût d'installation des appareillages, mais aussi les possibilités de sa maintenance par un personnel spécialisé.

■ Le critère **sécurité d'exploitation** est à l'avantage de la régulation dynamique, puisque celle-ci permet une détection rapide des incidents et une intervention immédiate par télécommande.

Le choix d'un système de régulation sera fonction de l'importance relative accordée aux différents critères pour chaque projet. La régulation dynamique est particulièrement souhaitable dans des régions très développées où les problèmes de sécurité d'exploitation et d'économie d'eau sont majeurs.

À l'inverse, la régulation par l'amont pourra être la mieux adaptée dans des régions moins développées (où la maintenance d'automatismes complexes poserait de difficiles problèmes) et où l'eau ne constitue pas une ressource limitée. La régulation par l'aval serait à envisager dans ces mêmes régions, dès lors que les économies d'eau représenteraient un enjeu important ou que les irrigations se pratiqueraient à la demande.

## Références bibliographiques

- [1] CLÉMENT (R.). – *Différents types de réserves*. 27 p., Cours international d'hydrologie et d'aménagement des eaux Soc. Canal de Provence (1969).
- [2] *Irrigation practice and water management*. 84 p., FAO (1971).
- [3] POMMERET (H.). – *Entretien, fonctionnement et exploitation des réseaux d'irrigation sous pression*. 36 p., in Rapports des 8<sup>e</sup> Journées Européennes de la CIID, Assoc. Franç. Étude Irrigations Drainage (1971).
- [4] BOOHER (L.J.). – *L'irrigation de surface*. 148 p., Collection FAO (1974).
- [5] GUYON (G.). – *Les méthodes d'irrigation*. Bull. CREGR (MA) n° 22, 11 p. (1954).
- [6] CRIDDLE (W.D.). – *A method for evaluating border irrigation layouts*. Bull. CREGR (MA) n° HS, 15 p., 31 mars 1958.
- [7] DARLOT (A.). – *L'aménagement des sols en vue de l'irrigation*. Public CREGR (MA), 76 p. (1956).
- [8] Comptes rendus d'essai de matériel d'irrigation. CTGREF, Le Tholonet.
- [9] CARLOZ (A.) et ROUSSELLE (R.). – *L'irrigation par aspersion. Mise en œuvre de l'eau au niveau de la parcelle*. Bull. Techn. Inform. Ministère Agriculture (F), n° 247 (1970).
- [10] SPECTY (R.) et SCHENCK (C.). – *Du choix d'un type d'installation individuelle d'irrigation par aspersion*. Bull. Techn. Inform. Ministère Agriculture (F), n° 248 (1970).
- [11] *Comment irriguer au niveau de la parcelle : le matériel d'arrosage*. Rev. Côteaux Gascogne (F), n° 23 (1972).
- [12] GUYON (G.). – *Méthode simplifiée de calcul d'un réseau individuel d'irrigation par aspersion*. Le Génie Rural (F), n° 5 (1963).
- [13] FUND (G.), GALAND (A.) et GASTOUD (B.). – *Optimisation de l'irrigation à la parcelle*. 15 p., in Rapports des 8<sup>e</sup> Journées Européennes de la CIID, Assoc. Franç. Étude Irrigations Drainage (1971).
- [14] GRISOLLE (J.P.). – *Comment déterminer l'équipement le plus avantageux en matériel d'aspersion*. Irrigant (F), n° 26 et 29 (1965).
- [15] DECROP (M.). – *Les progrès réalisés ces dernières années en matière d'irrigation à la parcelle*. Côteaux Gascogne (F), n° janv. 1974.
- [16] GASTOUD (B.) et NIEL (P.). – *Équipements et évolution en matériel d'irrigation par aspersion*. Irrigant (F), n° 62 (1973).
- [17] KELLER (J.) et KARMEILLI (D.). – *Trickle irrigation design* (Manuel de calcul d'un réseau d'irrigation goutte à goutte). Traduction et adaptation CTGREF, 133 p., Ed. Rain Bird (1975).
- [18] KIMPINAIRE (C.). – *L'arrosage localisé par rampes perforées fixes*. 49 p., Irrifrance.
- [19] ROLLAND (L.). – *Le développement des nouvelles techniques d'irrigation en France*. Bull. Techn. Inform. Ministère Agriculture (F), n° 286 (1974).
- [20] DECROIX (M.). – *Les applications de l'irrigation localisée en France*. Bull. Techn. Inform. Ministère Agriculture (F), n° Spécial Irrigation, 22 p. (1976).
- [21] *L'irrigation localisée*. Colloque de Bordeaux, 192 p., INVUFLEC (1974).
- [22] MANUELLAN (G.). – *Conception générale des réseaux de distribution d'eau d'irrigation*. 42 p., in Rapports des 8<sup>e</sup> Journées Européennes de la CIID, Assoc. Franç. Étude Irrigations Drainage (1971).
- [23] *Les petits ouvrages d'un réseau d'irrigation*. Collection technique rurale en Afrique n° 4, 185 p., Ministère Agriculture (1969).
- [24] ROUSSET (M.). – *Tracé de réseaux d'irrigation ramifiés*. 20 p., in Rapports des 8<sup>e</sup> Journées Européennes de la CIID, Assoc. Franç. Étude Irrigations Drainage (1971).
- [25] CLÉMENT (R.). – *Calcul des débits dans les réseaux d'irrigation fonctionnant à la demande*. La Houille Blanche (F), n° 5 (1966).
- [26] LABYE (Y.). – *Étude des procédés de calcul ayant pour but de rendre minimal le coût d'un réseau de distribution d'eau sous pression*. La Houille Blanche (F), n° 5 (1966).
- [27] *Loi de probabilité des débits de pointe d'un réseau d'irrigation collectif par aspersion*. 28 p., Note technique CTGREF, Aix-en-Provence, sept. 1974.
- [28] LABYE (Y.), LAHAYE (J.P.) et MEUNIER (M.). – *Utilisation des caractéristiques réseaux indicées. Optimisation de l'exploitation économique du pompage dans les réseaux d'irrigation sous pression*. 26 p., in Rapports du 9<sup>e</sup> Congrès de la CIID (1975).
- [29] LABYE (Y.) et de MONTGOLFIER. – *Modèle de simulation du comportement d'un réseau sous pression devant fonctionner à la demande*. In Rapports des 8<sup>e</sup> Journées Européennes de la CIID, Assoc. Franç. Étude Irrigations Drainage (1971).
- [30] *Analyse du fonctionnement d'un réseau d'irrigation*. 30 p., CTGREF, Aix-en-Provence (1976).
- [31] *Ajustement expérimental de la formule de Clément*. 60 p., CTGREF, Aix-en-Provence (1975).
- [32] GALAND (A.), SEUNIER (M.) et MEUNIER (M.). – *Simulation du fonctionnement d'un réseau d'irrigation par aspersion*. 16 p., in Rapports du 9<sup>e</sup> Congrès de la CIID (1975).
- [33] LAFONT (P.). – *Matériel et matériaux employés, méthodes de mise en œuvre dans la réalisation des réseaux de distribution d'eau d'irrigation par canalisations sous pression*. 31 p., in Rapports des 8<sup>e</sup> Journées Européennes de la CIID, Assoc. Franç. Étude Irrigations Drainage (1971).
- [34] CLARENC (M.). – *Matériaux employés dans la réalisation des réseaux de distribution d'eau d'irrigation par canalisations sous pression*. 16 p., in Rapports des 8<sup>e</sup> Journées Européennes de la CIID, Assoc. Franç. Étude Irrigations Drainage (1971).
- [35] LECHAPT (G.). – *Étude des suppressions dans les réseaux d'irrigation en charge*. Bull. Techn. Génie Rural (F), n° 62 (1963).
- [36] VERDIER (J.) et BAGNERES (J.). – *Différents types de stations de pompage automatique*. La Houille Blanche (F), n° 5 (1966).
- [37] LIEVRE (R.). – *Régulation par bassin à la pression atmosphérique et limitation des puissances souscrites*. La Houille Blanche (F), n° 5 (1966).
- [38] BAGNÈRES (J.). – *Les régulations des stations de pompage d'irrigation*. 54 p., in Rapports du Congrès Commission Intern. Génie Rural (1968).



- [39] HERENGUEL (J.). – *Les stations de pompage à la Société du Canal de Provence et d'Aménagement de la Région Provençale*. 15 p., in Rapports des 8<sup>e</sup> Journées Européennes de la CIID, Assoc. Franç. Étude Irrigations Drainage (1971).
  - [40] BONNAL (C.). – *Les commandes automatiques des stations de pompage d'irrigation*. 23 p., in Rapports du Colloque Irrigation par aspersion Athènes, éd. Chambre Techn., Grèce (1971).
  - [41] BLANC (J.) et MEYLAN (J.P.). – *Fonctionnement des stations de pompage équipées de groupes à vitesse variable*. 19 p., in Rapports du 9<sup>e</sup> Congrès de la CIID (1975).
  - [42] BAREAU (C.). – *Adduction à grande distance dans le cadre d'un aménagement intégré*. 4 p., Rapports des XI<sup>e</sup> Journées de l'Hydraulique, Soc. Hydrotechn. France (1970).
  - [43] *Irrigation canal lining*. Irrigation Drainage Paper n° 4, FAO (1971).
  - [44] POCHET (H.). – *Les différentes étapes de l'automatisation du transport de l'eau*. 13 p., Rapports du 9<sup>e</sup> Congrès de la CIID (1975).
  - [45] *Télécontrôle du mouvement de l'eau. La régulation Dynamique*. L'irrigant (F), n° 58, 12 p. (1972).
  - [46] COEURET (C.). – *Exploitation par ordinateur d'un réseau hydraulique*. 9 p., Rapports des XI<sup>e</sup> Journées de l'Hydraulique, Soc. Hydrotechn. France (1970).
-