

# RESEAUX DE MICROIRRIGATION: MODELISATION ET DIMENSIONNEMENT

Lakhdar ZELLA<sup>1,2</sup>, Ahmed KETTAB<sup>2</sup>, Gérard CHASSERIAUX<sup>3</sup>

1- Université de Blida, Algérie, Email: lakhdar@yaboo.fr

2- Laboratoire de Recherche Eau, E N P, El Harrach, Alger, Email: kettab@yaboo.fr

3- INH, UMR SAGAH, Angers, France

## RESUME

La microirrigation est une technique dont l'uniformité de distribution d'eau par les goutteurs est très sensible aux faibles variations de pression. Pour maîtriser ces variations, avec davantage de précision, le présent travail est basé sur une analyse hydraulique approfondie de l'écoulement aboutissant à des équations différentielles aux dérivées partielles dont la pression et la vitesse de l'eau sont des inconnues. Ces équations non linéaires sont résolues en utilisant la méthode d'intégration Runge-Kutta d'ordre quatre. Les modèles développés dans la présente étude permettent de simuler la dynamique de l'eau dans la rampe et dans le réseau et sont utilisés pour déterminer le dimensionnement optimal du réseau. Les résultats obtenus corroborent ceux publiés par d'autres auteurs ayant utilisé la méthode des volumes de contrôle ou la méthode des éléments finis.

**Mots clés :** microirrigation, goutteur, rampe, réseau, modèle, Runge-Kutta.

## ABSTRACT/ Modelisation and design of microirrigation network

Microirrigation is a technique of which the uniformity of water distribution per emitters is very sensitive to the small variations of pressure. So to manage these variations, with higher precision, the present work is based on a large hydraulic analysis of out-flow in the network. The focus of analysis rule to the theoretical development will be to derive partial differential equations of which the pressure and the velocity of water are the unknown. These equations no linear are solved using the method of Runge-Kutta integration of order four. The model developed in the present study permits the simulation of the water dynamics in the lateral and in the network, and permits to determine the optimal design of the network. The results corroborate those published by other authors having used the numerical method of control volume or the finite element method.

**Key Words** microirrigation, emitter, lateral, network, modele, Runge-Kutta.

## 1. INTRODUCTION

### 1.1. Problématique de la microirrigation

En microirrigation (mI) l'eau est distribuée sous pression par un réseau ramifié totalement en matière plastique. Le réseau est composé, de l'amont à l'aval, d'une conduite principale alimentant une ou plusieurs conduites secondaires sur lesquelles sont branchées des rampes placées parallèlement à l'alignement de la culture. Les rampes portent l'élément terminal du réseau appelé distributeur, émetteur ou goutteur. Placé le plus souvent au pied du végétal, cet organe débite l'eau grâce à un orifice de très faible section à la pression atmosphérique. Chaque conduite secondaire dessert un ensemble de rampes, dit peigne, qui arrose une aire de 1 à 5ha définissant l'unité du réseau de mI. L'ensemble des unités alimentées par la même conduite principale détermine le réseau entier dont la surface couverte peut avoisiner 20 à 30ha (BRALTS et al., 1987). Comme pour tout réseau de distribution d'eau, l'uniformité de répartition est le facteur déterminant de la performance du réseau et de l'efficacité de l'arrosage. Cette uniformité est largement tributaire du dimensionnement du réseau. Sachant que les dimensions modifient les paramètres de l'écoulement (vitesse et pression) de l'eau dans les conduites ils modifient en conséquence la répartition spatiale de la distribution d'eau

**Congrès international :** « De l'eau pour le développement durable dans le bassin méditerranéen »

Le 21 - 22 Mai 2005 à Alger

par l'ensemble des goutteurs du réseau. D'un bout à l'autre de chaque rampe du réseau, les différences de pressions, en absence de pente, peuvent être très importantes. Ces écarts, engendrés par les pertes de charge, induisent des variations de débit des goutteurs qui causent une hétérogénéité de distribution et donc d'alimentation en eau et en fertilisants de la culture. Ces déviations sont jugulées principalement par le choix approprié des caractéristiques du goutteur, des dimensions des conduites du réseau, de la structure géométrique du réseau et des facteurs d'exploitation (pression fournie en tête du réseau).

La recherche des facteurs structuraux et fonctionnels pour garantir une exploitation optimale du réseau est l'objectif majeur du dimensionnement. Cet objectif définit le réseau qui réalise un compromis entre la contrainte économique par le choix des conduites les plus réduites et la contrainte technique en assurant une distribution de pression qui génère une meilleure uniformité des débits des goutteurs. Bien que l'hétérogénéité des débits peut être atténuée par le choix de goutteurs auto-régulants capables de réduire les différences de pression, néanmoins le dimensionnement du réseau est cependant d'une nécessité incontournable.

Les paramètres susceptibles d'influencer les variations de l'uniformité sont nombreux et variés, plus ils sont intégrés dans le modèle mathématique mieux ce dernier est proche du modèle physique naturel représenté par le réseau. Ces paramètres sont classés en trois catégories: les paramètres dimensionnels et structuraux (les caractéristiques du goutteur, les caractéristiques des conduites, écartement entre les goutteurs et entre les rampes et la structure géométrique du réseau), les paramètres fonctionnels (pression en tête du réseau) et enfin les paramètres environnementaux (pente du terrain, température de l'eau et de l'air, qualité de l'eau). Globalement, il y a douze paramètres maîtrisables sans compter les effets du bouchage des goutteurs et les effets de la température qui perturbent certes l'uniformité selon la double dimension du temps et de l'espace, mais demeurent des paramètres très aléatoires et difficiles à maîtriser. Cette analyse montre l'opportunité d'utiliser la simulation des scénarios de dimensionnement afin de pouvoir choisir la meilleure combinaison de ces paramètres. L'objectif de maximaliser la production agricole par le réseau de mI est étroitement liée à l'uniformité de distribution de l'eau, laquelle est dictée par le dimensionnement qui minimise la perte de charge.

## **1.2. Aspect théorique du dimensionnement**

Depuis longtemps, les ingénieurs se sont familiarisés dans le cas des réseaux d'eau potable à la détermination de la charge totale d'une conduite dont la totalité du débit initial est distribué en route. La précision n'était pas de rigueur étant donné que les faibles variations de pression n'étaient pas dommageables. Sur la base de cette approche, CHRISTIANSEN (1942) élabore une procédure de calcul en considérant une rampe munie d'un nombre de goutteurs, similaires et équidistants et ayant un débit uniforme. La perte de charge d'une rampe est alors assimilée à celle d'une conduite sans sorties, affectée d'un coefficient de réduction, fonction du nombre de goutteur, estimé expérimentalement par le rapport de la perte de charge d'une rampe avec goutteurs et celle d'une conduite équivalente sans goutteurs. La méthode de CHRISTIANSEN (1942) a été longtemps utilisée aussi bien dans le dimensionnement des réseaux d'aspersion que celui des réseaux de mI. Le choix des dimensions est arrêté sur la base du coefficient d'uniformité qui porte d'ailleurs son nom et en supposant l'écoulement turbulent sur toute la longueur de la conduite. Les hypothèses de cette méthode aboutissent inéluctablement à un dimensionnement approximatif et surévalué par rapport à d'autres méthodes (ZELLA et DANG, 1998; ZELLA et KETTAB, 2001).

L'essor qu'à connu la mI a suscité l'intérêt de plusieurs chercheurs à se pencher sérieusement sur la perfection des algorithmes et des processus de calcul relatifs au dimensionnement. Plusieurs modèles de calcul ont été développés mais la plupart ont basé leur analyse sur les hypothèses de CHRISTIANSEN (1942). KELLER et KARMELI (1974) ont établi un modèle sur la base du débit moyen, en subdivisant la rampe en tronçons de différentes

sections et en adoptant un nouveau concept d'uniformité fonction du débit maximal et du débit minimal des goutteurs installés sur la rampe et du coefficient  $C_{yf}$ . Les hypothèses du débit moyen et de la rampe à diamètres différents ont constitué un sérieux handicap pour leur modèle. WU et GITLIN (1974) ont considéré l'uniformité en fonction de la pression maximale et la pression minimale de la conduite secondaire en introduisant la notion de ratio de perte de charge ou gradient hydraulique. La courbe représentant ce rapport est utilisée pour déterminer la pression sur la rampe, néanmoins la hauteur de l'énergie cinétique est négligée. Leur travail a cependant permis d'établir des abaques et nomogrammes qui ont longtemps servi pour le dimensionnement. JOBLING (VERMEIREN et JOBLING, 1983) a adopté la même démarche en introduisant le concept du débit unitaire variable et linéairement décroissant vers l'aval, cependant cette linéarité est une autre simplification. ZELLA et DANG (1998) et ZELLA (2000) ont repris la méthode de CHRISTIANSEN (1942) en considérant dans un premier temps la variabilité du régime d'écoulement et en second, la variabilité du débit du goutteur après une seule approximation, aboutissant à un modèle théorique relatif à la rampe dont l'approche n'est pas loin de celle de WU et YUE (1993) ayant repris la formulation de WU et GITLIN (1975) laquelle est basée sur l'hypothèse du débit uniforme. Cette dernière hypothèse nous permet de classer les modèles qui s'en réfèrent, de modèles classiques par opposition aux modèles récents basés sur une formulation mathématique complète du phénomène physique décrivant l'écoulement dans les rampes et les réseaux de mI. Ces modèles récents sont traduits par des équations émanant des lois universelles de la mécanique, en l'occurrence les lois de conservation de masse et de conservation d'énergie. En leur associant les conditions aux limites, ces équations permettent de caractériser avec fidélité et davantage de précision les paramètres de l'écoulement dans la rampe et par extension dans le réseau. Il s'agit d'équations différentielles aux dérivées partielles, non linéaires et ayant deux inconnues interdépendantes à savoir la pression et la vitesse de l'eau dans la conduite. Leur résolution analytique directe est rendue impossible du fait de leur non linéarité, ce qui a contraint la plupart des auteurs à l'utilisation des procédures d'itération ou d'approximations successives.

Plusieurs modèles dynamiques relatifs à la rampe et au réseau ont été publiés ces dernières années dont les différences résident dans les détails de leurs algorithmes, en revanche, le modèle numérique est souvent basé sur la méthode FEM. En utilisant cette méthode, MOKHTAR et al. (1991); KANG et NISHIYAMA (1994) ont établis des modèles de simulation du fonctionnement des rampes de mI qui intègrent plusieurs paramètres tels que la pente et le bouchage. BRALTS et EDWARDS (1986) supposent que la méthode FEM est celle qui devrait être utilisée systématiquement pour solutionner ce type d'équations. Cette méthode est certes adaptée à ce type de problème, cependant sa complexité et sa lourdeur dans le cas du réseau constituent à notre point de vue une contrainte majeure. Pour contourner cet handicap, BRALTS et al. (1993); GUERRICH et al. (1996) ont introduit la notion du goutteur virtuel qui concentre plusieurs goutteurs en un seul. Ce principe a permis de porter le nombre de goutteurs de 12000 à 80 goutteurs virtuels, ainsi le nombre des matrices et des itérations est substantiellement réduit et la convergence est rapide. Les modèles reposant sur la méthode FEM sont très sophistiqués et nécessitent une extrême rigueur dans l'élaboration des algorithmes. Les résultats obtenus par ces modèles ont été vérifiés par des modèles qui utilisent des algorithmes simples basés sur la méthode numérique des volumes de contrôle "CVM" (ZELLA et al., 2003).

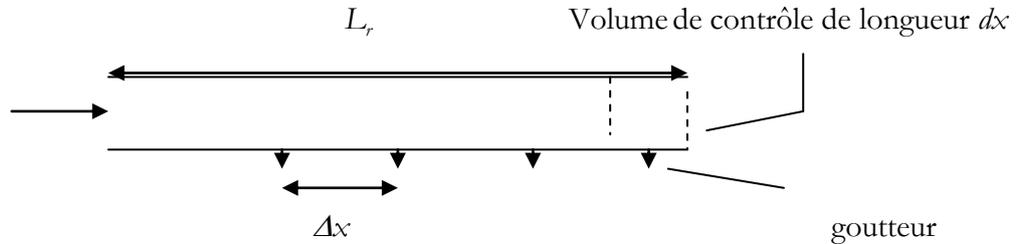
En considérant les mêmes hypothèses, le présent travail a pour objectif de proposer des algorithmes relativement simples basés sur la méthode d'intégration numérique Runge-Kutta d'ordre quatre, utilisée pour la résolution des modèles mathématiques développés pour le dimensionnement des réseaux de microirrigation. Le paramètre relatif à la structure géométrique du réseau est intégré dans le but de minimiser davantage les coûts liés à l'équipement.

## 2. DEVELOPPEMENT THEORIQUE

### 2.1. Modèle mathématique

#### 2.1.1. Cas de la rampe

Une rampe de mI en service est considérée selon un plan horizontal (fig. 1), elle comporte un nombre de goutteurs (NG) identiques et équidistants de  $\Delta x$ . Appliquons les lois de conservation d'énergie et de masse à un volume de contrôle de longueur  $dx$  choisi sur la rampe et comportant un goutteur de débit  $q_e$ .



**Figure 1 :** Schéma du volume de contrôle élémentaire de la rampe

Le bilan massique réalisé entre les sections d'abscisse  $x$  et  $x+dx$  permet d'écrire l'égalité des débits:

$$Q_x = Q_{x+dx} + q_e \quad (1)$$

où  $Q_x$  est le débit entrant dans le volume de contrôle au niveau de l'abscisse  $x$  alors que  $Q_{x+dx}$  est le débit sortant au niveau de l'abscisse  $x+dx$  et soit  $q_e$  le débit du goutteur. Cette équation

peut être écrite autrement :

$$Q_x = Q_x + \frac{\partial Q_x}{\partial x} dx + q_e \quad (2)$$

Après simplification, l'équation (2) devient :

$$\frac{\partial Q_x}{\partial x} dx = -q_e \quad (3)$$

sachant que  $Q_x = V_x A$ , où  $V_x$  est la vitesse de l'eau au point  $x$  et  $A$  la section droite de la rampe, l'équation (3) s'écrit :

$$A \frac{\partial V_x}{\partial x} dx = -q_e \quad (4)$$

Le débit  $q_e$  est évalué par l'équation caractéristique du goutteur.  $q_e = \alpha H^y$  (5)

En remplaçant le débit du goutteur  $q_e$  par son expression (5) où  $\alpha$  est un coefficient dimensionnel de l'orifice du goutteur et  $y$  est un exposant lié au régime d'écoulement,  $H_x = H$  étant la charge à laquelle est soumis le goutteur, l'équation (4) devient :

$$\frac{\partial V_x}{\partial x} = -\alpha \frac{H^y}{A dx} \quad (6)$$

Le bilan énergétique du volume élémentaire de la rampe permet d'écrire l'équation :

$$E_x = E_{x+dx} + hf \quad (7)$$

où  $E_x$  et  $E_{x+dx}$  représentent l'énergie totale du liquide au points  $x$  et  $x+dx$ , et  $hf$  est la perte d'énergie entre  $x$  et  $x+dx$ . Le développement de l'équation (7) donne :

$$h + z + \frac{V_x^2}{2g} = (h + \frac{\partial h}{\partial x} dx) + (z + \frac{\partial z}{\partial x} dx) + \frac{1}{2g} \left( V_x + \frac{\partial V_x}{\partial x} dx \right)^2 + hf \quad (8)$$

où  $h$  représente l'énergie de pression hydrostatique,  $z$  est l'énergie de position due à l'altitude,  $V_x^2 / 2g$  est l'énergie cinétique et  $g$  est l'accélération de pesanteur. En développant l'équation (8) et en substituant la somme  $h+z$  par la hauteur piezométrique  $H$ , on trouve:

$$H + \frac{V_x^2}{2g} = H + \frac{\partial H}{\partial x} dx + \frac{1}{2g} \left( V_x + \frac{\partial V_x}{\partial x} dx \right)^2 + hf \quad (9)$$

Après développement et simplification de l'équation précédente, on aboutit à:

$$\frac{\partial H}{\partial x} dx + \left( \frac{V_x}{g} \frac{\partial V_x}{\partial x} dx \right) + \frac{1}{2g} \left( \frac{\partial V_x}{\partial x} dx \right)^2 + hf = 0 \quad (10)$$

Les vitesses aux extrémités de l'élément  $dx$  ne sont pas très différentes d'où  $V_x = V_{x+dx}$ , ainsi la variation de vitesse est nulle et les quantités entre parenthèses de l'équation (10) sont donc négligées d'où:

$$\frac{\partial H}{\partial x} dx + hf = 0 \quad (11)$$

En remplaçant la perte de charge linéaire  $hf$  par son expression (12), l'équation (11) devient:

$$hf = aV_x^m \quad (12)$$

$$\frac{\partial H}{\partial x} dx = -aV_x^m \quad (13)$$

En régime d'écoulement laminaire,  $R_e = VD/\nu < 2300$ , l'exposant  $m=1$  et le coefficient de perte de charge  $a$  est donné par l'expression de Poiseuille :  $a = \frac{32\nu}{gD_r^2}$  (14)

où,  $\nu$  est le coefficient de viscosité cinématique et  $D_r$  est le diamètre intérieur de la rampe.

En régime d'écoulement turbulent,  $R_e > 2300$ , selon Hazen-William (CARLIER, 1980) l'exposant  $m=1,852$  et le coefficient  $a$  est évalué par :  $a = \frac{K}{C^m A^{0,5835}}$  (15)

où  $C$  est le coefficient de Hazen-William caractérisant la rugosité de la paroi et  $K$  un coefficient de proportionnalité égal à 5,885 selon Hazen-William (BRALTS et al., 1993).

Les coefficients d'uniformité de distribution de la pression ( $C_{uH}$ ) et du débit ( $C_{uq}$ ) au niveau des goutteurs sont exprimés par les relations statistiques du coefficient d'uniformité :

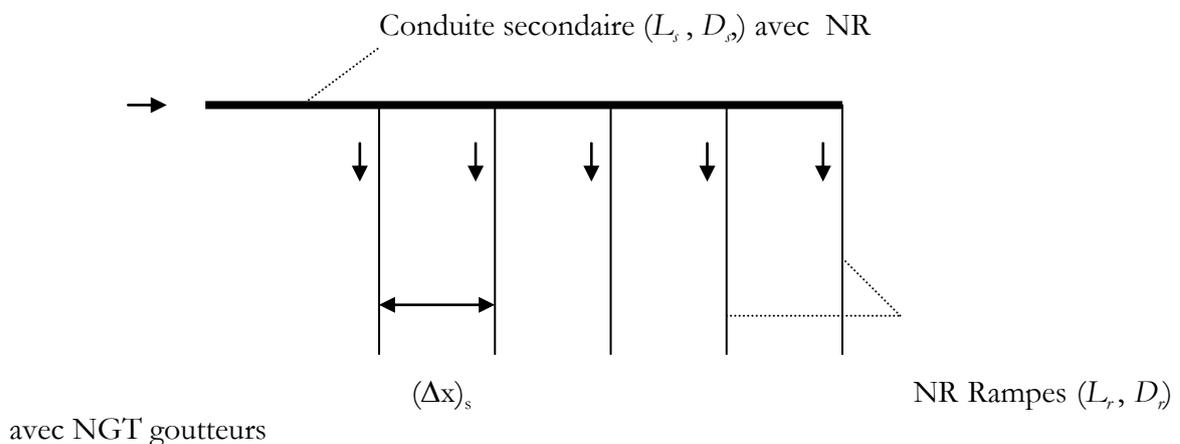
$$C_{uH} = 100(1 - C_{vH}) \quad (16)$$

$$C_{uq} = 100(1 - C_{vq}) \quad (17)$$

où  $C_{vH}$  et  $C_{vq}$  correspondent aux coefficients de variation de pression et du débit, évalués respectivement par le rapport de l'écart type et de la valeur moyenne de la pression ou du débit.

### 2.1.2. Cas du réseau

En considérant un réseau de mI ayant une structure géométrique asymétrique (figure 2) dont les caractéristiques dimensionnelles principales sont l'équidistance entre les goutteurs et entre les rampes et l'horizontalité de toute la structure. La procédure d'analyse précédemment décrite dans le cas de la rampe est extrapolée au cas du réseau, ainsi deux systèmes d'équations sont définis, l'un décrivant l'écoulement dans des rampes similaires dotées de goutteurs identiques et l'autre décrivant l'écoulement dans la conduite secondaire qui alimentent en eau l'ensemble des rampes de longueurs identiques.



**Figure 2** : Schéma du réseau de microirrigation, Cas 1

L'écoulement dans la rampe est représenté par le système d'équations (6) et (13), l'écoulement dans la conduite secondaire est décrit par le système d'équations:

$$\left(\frac{\partial V_x}{\partial x}\right)_s = \left(\frac{Q_R}{A dx}\right)_s \quad (18)$$

$$\left(\frac{\partial H}{\partial x}\right)_s = -\left(a V^m\right)_s \quad (19)$$

L'indice  $(r)$  et  $(s)$  renvoie respectivement à la rampe et à la conduite secondaire,  $Q_r$  étant le débit à l'amont de la rampe ( $Q_r$ )<sub>max</sub> qui est l'équivalent du débit dans le tronçon de la conduite secondaire ( $Q$ )<sub>x</sub> de section droite  $A_s$ . Lors de la discrétisation, l'élément  $dx$  est remplacé, selon le cas par  $\Delta x_r$  et  $\Delta x_s$  qui représentent l'écartement entre les goutteurs et celui entre les rampes.

## 2. 2. Procédure de résolution et tests de convergence

Les formes finales des équations (6) et (13) représentent le modèle dynamique appelé "RK", ce dernier simule le fonctionnement hydraulique d'une rampe de mI répondant aux hypothèses annoncées précédemment. Pour la résolution de ce système d'équations différentielles du premier ordre, aux dérivées partielles et non linéaires dont  $H$  et  $V$  sont les inconnues, les conditions aux limites suivantes sont considérées. A l'extrémité aval de la rampe, la vitesse de l'eau est nulle notée  $V(L)=0$  et la pression est  $H(L)=H_{\min}$  et à l'extrémité amont, la vitesse est  $V(0)=V_{\max}$  et la pression est  $H(0)=H_{\max}$ . En fixant  $H_{\min}$ , et en effectuant un calcul récurrent (principe back step) la grandeur  $H_{\max}$  est déterminée, en revanche si le calcul est poursuivi depuis l'amont (principe forward step), la pression  $H_{\max}$  est fixée et  $H_{\min}$  est déterminée. La résolution mathématique approchée de ces équations est basée sur la méthode de Runge-Kutta d'ordre quatre. Cette méthode généralise la formulation d'Euler dont le fondement réside dans la méthode d'intégration de Simpson (THEODOR, 1989). Son principe consiste à discrétiser les équations différentielles et à calculer la courbe intégrale en automatisant le calcul grâce à la programmation informatique. Le critère ( $\varepsilon$ ) choisi comme le seuil de l'arrêt des itérations représente la valeur de la convergence à laquelle les valeurs de l'erreur relative à la pression,  $E_{rH}$  et celle relative à la vitesse  $E_{rV}$  tendent. Elles sont évaluées

par ces expressions: 
$$E_{rH} = \frac{H_i^{K+1} - H_i^K}{H_i^{K+1}} \leq \varepsilon \quad (20)$$

$$E_{rV} = \frac{V_i^{K+1} - V_i^K}{V_i^{K+1}} \leq \varepsilon \quad (21)$$

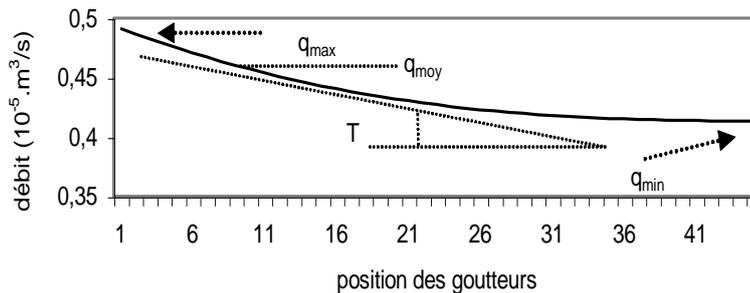
Les d'équations (6), (13), (18) et (19) décrivent l'écoulement dans tout le réseau et définissent le modèle de simulation "RS". En se donnant une première valeur de  $H_{\min}$ , la première valeur de  $H_{\max}$  est calculée par les équations (6) et (13) et correspond à  $(Q_{\max})_r = (Q_s)_x$ , puis en utilisant les équations (18) et (19), la deuxième valeur de  $H_{\max}$  et de  $V_{\max}$  sont calculées, ces valeurs subissent le test de convergence. En utilisant l'approximation linéaire, on arrive à faire correspondre à  $H_{\max}$  un débit  $Q_{\max}$ . Le processus itératif est poursuivi depuis la dernière rampe du réseau munie de NG goutteurs jusqu'à l'extrémité amont de la conduite secondaire en intégrant l'ensemble des NR rampes. Sur la base du débit nominatif  $q_n$  du goutteur installé, le débit moyen du réseau  $Q_{\text{moy}}$  est estimé en multipliant le débit nominatif par le nombre total des goutteurs NGT, ce débit moyen est alors distribué sur les NGT goutteurs sur la base des équations du modèle RS. Ce dernier donne le débit total  $Q_T \cong Q_{\text{moy}}$  et la pression totale  $H_T$  requise en tête du réseau.

## 3. RESULTATS ET DISCUSSIONS

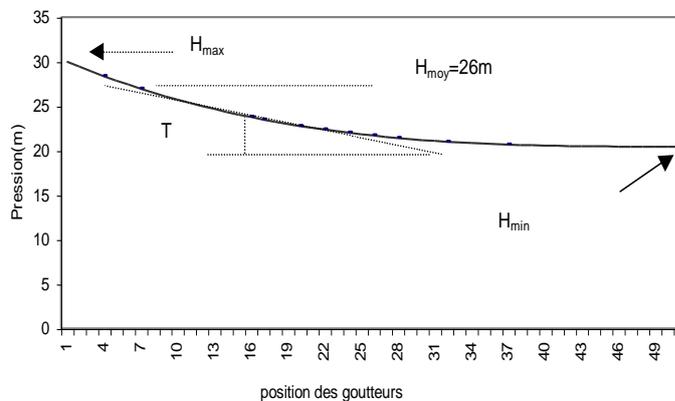
### 3.1. Cas de la rampe

Le modèle RK est appliqué à une rampe de mI munie d'un nombre de goutteurs  $NG=50$ , dont les caractéristiques  $\alpha=3,3$  pour  $q_e$  exprimé en l/h et  $\alpha=9,14 \cdot 10^{-7}$  pour  $q_e$  exprimé en  $m^3/s$ , l'exposant de l'équation du goutteur est  $\gamma=0,5$ . L'écartement entre les goutteurs est  $\Delta x_r=5m$ . La rampe, placée en position horizontale (pente nulle) a une longueur  $L_r=250m$  et un diamètre intérieur  $D_r=15,2mm$ . Le coefficient de rugosité  $C=150$  et la viscosité de l'eau est  $\nu=10^{-6} m^2/s$  correspondant à une température de  $20^\circ C$ . La pression en tête de rampe est fixée à  $H_{max}=30m$  et les résultats obtenus après exécution du programme informatique du modèle RK avec  $\varepsilon=0,1\%$  sont présentés par les figures 3 et 4.

**Figure 3 :** Distribution du débit des goutteurs sur la rampe



**Figure 3 :** Distribution du débit des goutteurs sur la rampe ( $L_r=250m, D_r=15,2mm, NG=50$ )



**Figure 4.** Distribution de la pression le long de la rampe ( $L_r=250m, D_r=15,2mm, NG=50$ )

Cette distribution permet de connaître le débit de chaque goutteur et notamment les valeurs particulières correspondant au débit maximal du goutteur à l'amont de la rampe  $q_{max}=18,07$  l/h, au débit minimal  $q_{min}=14,91$  l/h du dernier goutteur et au débit moyen  $q_{moy}=17$  l/h. La différence entre les deux débits extrêmes représente  $3,16$  l/h soit un  $q_{var}=17,5\%$  provoqué par un écart de pression de  $9,57m$  ou  $H_{var}=31,9\%$ . La pression moyenne sur la rampe est évaluée à  $26m$  d'où  $q_{moy}=17$  l/h délivré par le 10<sup>ème</sup> goutteur au  $1/5$  de  $L_r$ , les 40 goutteurs restants ont un débit inférieur à  $q_{moy}$ .

Plus l'écart entre  $q_{max}$  et  $q_{min}$  est grand, plus la pente de la tangente (angle T) est grande et plus la variation du débit est importante correspondant à une faible uniformité de débit ( $C_{uq}$ ). L'angle T dans la courbe du débit est relativement plus petit que celui de la courbe de pression, la variation du débit étant moins importante que celle de la pression. Les mêmes

courbes peuvent être obtenues en initiant le calcul selon le principe (back step). Les courbes ayant un angle T davantage plus faible ( $C_{uq}$  élevé) avec les dimensions de canalisation les plus réduites sont potentiellement retenues lors de l'optimisation.

**Tableau I.** Comparaison des résultats obtenus par les trois modèles

Modèles	RK (ZELLA et al., 2003)	CVM	FEM (BRALTS et al., 1993)
Paramètres calculés *			
$V_{max}$ (m/s)	1,20	1,99	-
$H_{max}$ (m)	30,00	30,00	30,00
$H_{min}$ (m)	20,43	20,30	20,30
$C_{uq}$ (‰)	94,32	94,22	94,00
$C_{uH}$ (‰)	88,36	88,15	88,00
Itérations	3,00	2,00	15,00

\*  $L_r=250m$ ,  $D_r=15,2mm$  et  $NG=50$

De très faibles différences, de l'ordre de 1% pour la vitesse et 0,6% pour la pression sont observées en comparant les valeurs du tableau I. Il s'avère que le modèle RK minimise davantage la perte de charge dans la rampe, cette dernière est évaluée à 9,698m par le modèle CVM contre 9,565 m par le modèle RK et 9,7 m par le modèle FEM. Outre cette précision, le modèle RK se caractérise par une rapidité de la convergence vers la solution. Le programme du modèle RK est testé pour plusieurs valeurs de diamètre  $D_r$ , de longueur  $L_r$ , ainsi que différentes valeurs de  $H_{min}$  et  $H_{max}$ . Les tableaux II et III présentent quelques paramètres essentiels ( $C_{uq}$ ,  $C_{uH}$ ,  $H_{var}$  et  $q_{var}$ ) permettant le choix du diamètre optimal et de la longueur optimale de la rampe. Les douze paramètres peuvent être testés et tour à tour variés lors du calcul, néanmoins si la sur-paramétrisation du modèle théorique le rapproche davantage au modèle réel physique, le volume de calcul et les risques d'erreurs deviennent importants. Ainsi, le nombre de combinaisons aboutissant à des scénarios de dimensionnement est élevé et le volume de calcul est tellement important qu'il est difficile de le réaliser sans l'apport de ce type de modèles. Le programme est élaboré pour permettre les calculs selon deux types d'approximation, l'une linéaire et l'autre parabolique. Les résultats selon ces deux approches sont similaires. L'examen de l'évolution du nombre de Reynolds  $R_e$  le long de la rampe permet de situer les tronçons soumis au régime turbulent et ceux soumis au régime laminaire. Ce dernier se manifeste à l'aval sur une portion de 10% de  $L_r$ , où les vitesses de l'eau sont assez faibles pour favoriser la sédimentation des matières en suspension contenues dans l'eau d'irrigation et accentuer ainsi la vulnérabilité des goutteurs au bouchage. L'apparition de ce dernier phénomène diminue à l'évidence l'uniformité de distribution des débits.

**Tableau II.** Principaux paramètres en fonction du diamètre  $D_r$  de la rampe

$D_r$ (mm)	10	12	15	<b>17</b>	20	25
$C_{uH}$ (‰)	34,30	66,72	87,62	93,13	96,85	98,93
$C_{uq}$ (‰)	68,73	84,17	93,97	<b>96,62</b>	98,43	99,47
$H_{max}$ (m)	28,15	29,99	29,99	29,63	29,82	29,93
$H_{min}$ (‰)	4,66	11,05	19,98	23,76	26,87	28,88
$H_{var}$ (‰)	83,44	63,15	33,37	<b>19,84</b>	9,89	3,50
$q_{max}$ (l/h)	17,45	17,65	17,84	17,89	17,96	18,00
$q_{min}$ (l/h)	7,10	10,93	14,68	16,02	17,05	17,68
$q_{var}$ (‰)	59,31	38,03	17,67	<b>10,46</b>	5,21	1,76
$V_{max}$ (m/s)	1,70	1,57	1,22	1,01	0,76	0,50

\*  $L_r=250m$  et  $NG=50$

**Tableau III.** Principaux paramètres en fonction de la longueur de la rampe  $L_r$ 

Paramètres *	$L_r$ (m)					
	100	150	200	250	300	350
	NG					
	20	30	40	50	60	70
$C_{uH}$ (%)	99,17	97,28	93,78	88,36	80,89	71,47
$C_{uq}$ (%)	99,59	98,65	<b>96,94</b>	94,32	90,78	86,38
$H_{max}$ (m)	29,97	29,74	29,58	29,43	29,99	29,98
$H_{min}$ (%)	29,08	27,24	24,24	20,44	16,40	12,60
$H_{var}$ (%)	2,98	8,39	<b>18,05</b>	30,55	45,36	5 8,00
$q_{max}$ (l/h)	17,97	17,94	17,89	17,84	17,81	17,77
$q_{min}$ (l/h)	17,74	17,17	16,20	14,87	13,32	11,67
$q_{var}$ (%)	1,30	4,29	<b>9,47</b>	16,65	25,22	34,30
$V_{max}$ (m/s)	0,51	0,77	0,99	1,20	1,33	1,43

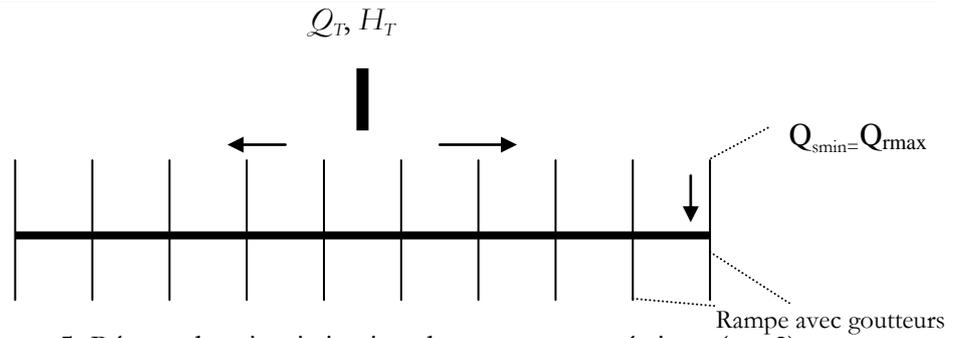
$$D_r=15,2\text{mm}, H_{max}=30\text{m}$$

Les valeurs du tableau II montrent que l'augmentation du diamètre de la rampe fait diminuer la vitesse de l'eau dans la rampe et donc la perte de charge et améliore ainsi l'uniformité, cependant le ( $C_{uq}$ ) varie plus rapidement que l'uniformité de pression ( $C_{uH}$ ). Le diamètre relativement à la longueur a une influence sur l'uniformité plus grande.

### 3.2. Cas du réseau

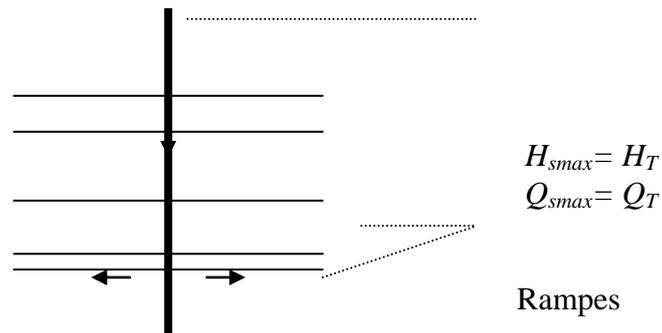
Il s'agit de dimensionner un réseau de ml qui équipe une parcelle de forme rectangulaire d'une superficie de 1,25ha ayant une structure géométrique analogue à celle du cas 1 (figure 2). La longueur de la conduite secondaire est  $L_s=50\text{m}$ , son diamètre intérieur est  $D_s=25\text{mm}$  et sa pente est nulle. Elle alimente des rampes similaires et équidistantes de  $\Delta x_s=5\text{m}$ . Les rampes, au nombre  $NR=10$ , ont les mêmes caractéristiques techniques décrites précédemment au paragraphe (2.1) d'où un nombre total de goutteurs  $NGT=500$  et un débit total moyen  $Q_{moy}=23,61 \cdot 10^{-4} \text{ m}^3/\text{s}$  véhiculé en tête de la conduite secondaire et estimé sur la base de  $q_n=0,47 \cdot 10^{-5} \text{ m}^3/\text{s}$  (ou 17 l/h). Les résultats donnés par le programme de calcul du modèle "RS" sont représentés par le débit total exigé par le réseau  $Q_T=23,57 \cdot 10^{-4} \text{ m}^3/\text{s}$ , la pression totale requise  $H_T=44,23\text{m}$  et une vitesse  $V_{smax}=4,8\text{m/s}$ . On constate que cette dernière est trop élevée par rapport à la norme qui la limite à 2,5m/s, le calcul est refait en considérant la valeur  $D_s=40\text{mm}$  qui induit une vitesse  $V_{smax}=1,87\text{m/s}$ , une pression totale égale à  $H_T=36\text{m}$  et un coefficient d'uniformité globale  $C_{uG}=94,3\%$ .

Si on considère une nouvelle structure de réseau (cas 2, figure 5) dont la différence consiste à alimenter en eau la conduite secondaire en son milieu par la conduite principale, tous les autres paramètres étant similaires au cas 1. Le réseau est ainsi composé de deux parties de peigne parfaitement symétriques, le calcul concerne la moitié du réseau soit un peigne de 5 rampes. La pression totale  $H_T=36,15\text{m}$  et  $V_{smax}=2,4\text{m/s}$  pour un diamètre  $D_s=25\text{mm}$  contre  $H_T=30,2\text{m}$  et  $V_{smax}=0,69\text{m/s}$  pour un diamètre  $D_s=40\text{mm}$  et l'uniformité globale est 95%. La structure du réseau (cas 2) exige (-8m) d'énergie de pompage que le réseau du cas 1 bien que le débit total ( $Q_T$ ) délivré soit identique.



**Figure 5.** Réseau de microirrigation de structure symétrique (cas 2)

La structure du réseau relative au cas 3 est caractérisée par une conduite secondaire qui alimente de part et d'autre, des rampes en nombre identique et similaires à celles des cas Précédents (figure 6).



**Figure 6.** Réseau de microirrigation de structure en double peigne (cas 3)

La pression exigée par ce type de structure est  $H_T=30,93\text{m}$ ,  $V_{s\text{max}}=1,8\text{m/s}$  et l'uniformité globale de 96,3% pour le diamètre  $D_s=40\text{mm}$ . Il apparaît que la structure en double peigne relative au cas 3 n'apporte pas de changements au niveau des paramètres hydrauliques du réseau et que les résultats sont sensiblement identiques à ceux du cas 2. En revanche, en augmentant le nombre de rampes à 20 (NGT=1000), le réseau nécessite un débit  $Q_T=47,08 \cdot 10^{-4}\text{m}^3/\text{s}$  et  $H_T=44,23\text{m}$ . Si on augmente le nombre de rampe NR=50 pour couvrir une superficie de 6,2ha, la nouvelle pression est  $H_T=38,57\text{m}$ ,  $V_{s\text{max}}=2,34\text{m/s}$  et le débit total  $Q_T=1175,6 \cdot 10^{-5}\text{m}^3/\text{s}$  pour un diamètre  $D_s=80\text{mm}$  et une uniformité égale à 96%. Le programme ne converge pas pour des valeurs de  $D_s$  inférieures à 80mm. L'équipement d'une superficie de 12,5ha nécessitant NR=100 (NGT=5000), exige une pression  $H_T=59,53\text{m}$  et un débit  $Q_T=2361,30 \cdot 10^{-5}\text{m}^3/\text{s}$ . Le tableau IV illustre l'influence de la structure sur l'optimisation du réseau qui équipe une superficie de 1,25ha, de longueur 250m et de largeur 50m.

**Tableau IV.** Caractéristiques du réseau en fonction de sa structure géométrique

Caractéristiques*	(cas 1)	(cas 2)	(cas 3)	(cas 3+)
$Q_T$ ( $10^{-4}\text{m}^3/\text{s}$ )	23,57	23,57	23,57	23,57
$H_T$ (m)	36,01	35,57	34,20	33,30
$V_{s\text{max}}$ (m)	1,87	0,94	1,87	1,87
$C_{uG}$ (%)	94,50	95,20	96,33	98,10
$L_r$ (m)	250	250	125	25
$L_s$ (m)	50	50	50	250
NG	50	50	25	5
NR	10	10	20	100
NGT	2500	2500	2500	2500

\* $D_r=15,2\text{mm}$  et  $D_s=40\text{mm}$

Ces résultats montrent que les réseaux bien qu'ils délivrent un même débit total  $Q_T$  et pour des caractéristiques dimensionnelles globales similaires (même longueur totale de rampe, de conduite secondaire, même NGT), les dispositions géométriques du réseau constituent un autre paramètre de dimensionnement et d'optimisation qui influence la performance de distribution. La structure représentée par le cas 3+ est la plus performante, elle exige relativement moins d'énergie de pompage: -2,7% par rapport au cas 3, -6,8% par rapport au cas 2 et -8,1% par rapport au cas 1. Dans ces cas, on peut conclure que la structure du réseau représentée par le cas 3+ est la structure optimale ce qui revient à favoriser les structures de longueur  $L_r$  réduites, produisant moins de pertes de charge et augmentant l'uniformité.

#### 4. CONCLUSION

Le modèle RK pour le cas d'une rampe et le modèle RS pour le cas d'un réseau, proposés sont basés sur une analyse théorique approfondie et générale par conséquent leur domaine d'application est large, en l'occurrence à tout type de goutteur, de dimensions des conduites et de structure géométrique du réseau. Ils sont très utiles pour la détermination des dimensions et des structures géométriques optimales des réseaux de microirrigation, en ce sens ils constituent en perspective un moyen d'aide à la décision. En utilisant la méthode numérique Runge-Kutta, le modèle développé pour simuler le fonctionnement hydraulique d'une rampe de mI aboutit aux mêmes résultats obtenus par des modèles qui utilisent la méthode des éléments finis. Le modèle est simple, précis et rapide.

#### REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- Bralts V. F., Edwards D. M., Wu I. P., 1987. Drip irrigation design and evaluation based on the statistical uniformity concept. *Academic Press inc. Advances in irrigation*, vol.4 pp67-117
- Bralts V. F., Edwards D. M., 1986. Field evaluation of drip irrigation submain units. *Trans. ASAE*, 29(6):1659-1664.
- Bralts V. F., Kelly S. F., Shayya W. H., Segerlind L. J., 1993. Finite elements analysis of microirrigation hydraulics using virtual emitter system. *Trans. ASAE* 36(3): 717 - 725.
- Carlier M., 1980. Hydraulique générale et appliquée. [ed.] Eyrolles. pp158.-269.
- Christiansen J. E., 1942. Hydraulics of sprinkling systems of microirrigation. *Trans. ASCE* 107:221-239.
- Guerrish P. J., Bralts V. F., Shayya W.H., 1996. An improved analysis of microirrigation hydraulics using a virtuel emitter system. *Trans. ASAE* 39(4):1403-1410.
- Kang Y., Nishiyama S., 1994. Finite element method analysis of microirrigation system pressure distribution. *Trans. JSIDRE*, feb. pp.19-26.
- Keller J., Karmeli D., 1974. Trickle irrigation design parameters. *Trans. ASAE* 17(4):678-684.
- Mokhtar R. H., Bralts V. F., Shayya W. H., 1991. A finite element model for analysis and optimization of pipe networks. *Trans. ASAE* 34(2):393-402.
- Solomon K. H., Dedrick A. R., 1995. Standards developments for microirrigation. Center for irrigation technology (CIT). <http://www.CIT-Stand.Htm>
- Theodor R., 1989. Initiation à l'analyse numérique. CNAN, cours A [ed.] Masson, Paris. [http://www.Chronomath.Irem.univ-mrs.fr/petite\\_chronologie\\_des\\_mathematiques](http://www.Chronomath.Irem.univ-mrs.fr/petite_chronologie_des_mathematiques).
- Vermeiren L., Jobling G. A., 1983. L'irrigation localisée: calcul, mise en place, exploitation, contrôle du fonctionnement. *Bull. FAO d'irrig. drain.* n°36, 219P.
- Wu I. P., Gitlin H. M., 1974. Drip irrigation based on uniformity. *Trans. ASAE* 3/429-432.
- Wu I. P., Yue R., 1993. Drip lateral design using energy gradient line approach. *Trans. ASAE* 36(2):389-394.
- Wu I. P., Gitlin H. M., 1975. Energy gradient line for drip irrigation laterals. *Trans. ASCE* 101(4): 323-326.

Zella L., Dang N. X., 1998. Calcul hydraulique d'un réseau de microirrigation. *Revue Edil Infeau*, n° 17, ed. *Engineering Environmental Consult* (EEC), pp11-15.

Zella L., Kettab A., 2001. Critères de dimensionnement d'une rampe de microirrigation. *Revue La Houille Blanche*, n° 6/7, pp 130-135.

Zella L., 2000. Dimensionnement d'une rampe de microirrigation à débit constant. *Revue La Houille Blanche*, n° 7/8, pp 139-143.

Zella L., Kettab A., Chasseriaux G., 2003. Simulation hydraulique d'une rampe de microirrigation par la méthode dite des volumes de contrôle. *Revue Agronomie*, vol. 23, n°1, pp37-44.