

THÈSE

Pour obtenir le grade de
Docteur

Délivré par le
**Centre international d'études supérieures
en sciences agronomiques
Montpellier**

Préparée au sein de l'école doctorale SIBAGHE
Et de l'unité de recherche UMR G-Eau

Spécialité : **Eaux Continentales et Société**

Présentée par **Sothea HONG**

**OPTIMISATION DES TOURS D'EAU SUR UN
RESEAU DE CANAUX D'IRRIGATION**

Soutenue le 11 juillet 2014 devant le jury composé de

M. Olivier TEYTAUD, CR, HDR, INRIA	Rapporteur
M. Ricardo ALIOD, Professeur, Univ. de Zaragoza	Rapporteur
M. Rudy NEGENBORN, A. Professeur, Univ. TU de Delft	Examineur
M. Roger MOUSSA, Directeur de Recherche, INRA	Examineur
Mme. Céline HUGODOT, Dir. du Canal de Gignac	Invitée
M. Gilles BELAUD, Professeur, Montpellier SupAgro	Co-directeur de thèse
M. Pierre-Oliver MALATERRE, ICPEF, HDR, IRSTEA	Co-directeur de thèse

Remerciements

Tous mes remerciements sont adressés à mes co-directeurs de thèse, Pierre-Olivier MALATERRE (ICPEF à Irstea), et Gilles BELAUD (Professeur à Montpellier SupAgro), qui m'ont aidé depuis la préparation des dossiers pour la candidature jusqu'à ma soutenance de thèse. J'ai beaucoup apprécié leurs qualités d'encadrement cette période. Leurs conseils et commentaires m'ont enseigné la culture de la recherche, et la rédaction des documents scientifiques.

Je remercie M. Dominique ROLLIN, et M. Patrice GARIN qui ont soutenu ma candidature de thèse pour un contrat doctoral de 3 ans et la prolongation du contrat sans laquelle je n'aurais pas pu finir ma thèse. Je remercie vivement Irstea et Montpellier SupAgro qui ont financé ma thèse et mis à ma disposition des moyens pour réaliser mon travail. Je remercie également le Domaine du Merle et le Canal de Gignac, qui ont mis à disposition leurs terrains pour l'étude. Je remercie Céline HUGODOT (Directrice de l'ASA du Canal de Gignac), et François CHARRON (Directeur adjoint du Domaine du Merle), pour leur collaboration.

J'adresse mes remerciements à tous les agents d'Irstea (ex-Cemagref) ainsi que de l'UMR G-Eau qui m'ont bien accueilli chez eux pour le déroulement de ma thèse, tout particulièrement David DORCHIES, Jean-Pierre BAUME, Serge GUILLAUME, Bernard PALAGOS et Christian LEDUC pour leurs aides et sympathies. David m'a offert également des cours de guitare.

Je remercie Cyril DEJEAN, Jean-Louis BOZZA, Cédric GUILLEMI et Hélène FONTA qui m'ont aidé pour les préparations des matériels et les mesures sur le terrain. Cyril a en plus contribué à l'enquête sur la distribution d'eau et à la modélisation du réseau hydraulique.

Je n'oublie pas de remercier sincèrement Thomas MONTANER qui m'a vraiment donné un coup de main pour relire certains chapitres de ma première version du mémoire de thèse. Son aide a grandement facilité la compréhension des textes de mon mémoire par mes co-directeurs. Je tiens aussi à adresser mes remerciements à Carmen RENAUDEAU qui m'a proposé son aide.

J'adresse également mes remerciements aux membres du comité de thèse M. Jacques SAU (Professeur de l'Université de Lyon), M. Daniel RENAULT (ex IWMI et FAO), M. Oliver TEYTAUD (Chargé de recherche à INRIA), M. Roger MOUSSA (Directeur de recherche à INRA), et Mme Céline HUGODOT pour leurs conseils scientifiques et techniques. Par ailleurs, je remercie M. Olivier TEYTAUD, et M. Ricardo ALIOD (Professeur à l'Université de Zaragosse), d'avoir accepté d'être les rapporteurs. Je remercie également M. Roger MOUSSA, M. Rudy NEGENBORN (de l'Université technologique de Delft), et Mme Céline HUGODOT, d'avoir accepté d'être membres du jury.

Ma gratitude va enfin aux amis, aux familles de Bang Kim-Sim, Bang Ty-Sovann, Bang Kha-Sot, Om Huor, Pou Tong et Rumenea-Bunly, et à ma famille pour leur soutien moral et leurs sympathies.

Résumé

La plupart des réseaux d'irrigation gravitaire traditionnels, encore majoritaires dans le monde, distribuent l'eau aux parcelles agricoles à travers un réseau de canaux à surface libre. La distribution de l'eau sur ce type de réseau suit en général le mode de distribution au tour d'eau (tour d'eau fixe, modulé, arrangé ou mixte) et nécessite de définir un planning de manœuvre des vannes et un calendrier d'arrosage. La performance de la distribution d'eau est généralement très faible, du fait de contraintes de l'infrastructure, de main d'œuvre et d'évolutions des demandes en eau.

La thèse propose une méthode générique permettant d'optimiser les manœuvres des vannes et le calendrier d'arrosage, ainsi que des stratégies de modernisation basées sur la mise en place de vannes automatiques et réservoirs tampon. La méthode est basée sur la programmation linéaire en variables mixtes (MILP). La définition des contraintes et des objectifs s'appuie sur l'analyse de deux périmètres traditionnels du Sud de la France, ainsi que sur une description des principales caractéristiques hydrauliques des systèmes de transport d'eau. Cette méthode prend en compte trois critères d'optimisation : l'adéquation, la main d'œuvre et l'efficacité hydraulique, ces critères pouvant être pondérés pour tenir compte de priorités. Par ailleurs, les contraintes liées au système physique, à la main d'œuvre et à la ressource disponible y sont aussi intégrées.

La méthode développée est testée sur un réseau virtuel, puis appliquée à un système réel où les évolutions récentes ont profondément dégradé l'adéquation offre-demande. La méthode permet alors de réduire fortement les volumes d'eau prélevés en tête de réseau mais non utilisés par les usagers, tout en assurant une très bonne adéquation offre-demande.

L'enjeu de la modernisation des réseaux traditionnels est abordé sur un réseau au tour d'eau fixe, fortement contraint par la charge de travail pour manœuvrer les ouvrages. On montre, sur un site réel, comment définir des priorités de mise en place de vannes automatiques. Dans d'autres cas, la modernisation peut se faire par la mise en place de réservoirs tampon dont l'emplacement et le volume peuvent être optimisés.

Mots Clefs : Canaux à surface libre, Irrigation, Distribution d'eau, Tour d'eau, Planification, Modernisation, Optimisation

Optimization of water distribution schedules for open-channel irrigation networks

Abstract

Most traditional gravity irrigation networks, still the majority in the world, deliver water to farm field (offtakes) through an open channel network. Water distribution on this type of network is generally based on irrigation schedule/delivery methods (fixed rotation, central system, arranged or mixed schedule) and requires two schedules : one for irrigation and another for gate operations. Water distribution performance of this system is low due to hydraulics infrastructures constraints, manpower and water demand evolution.

The thesis proposes a generic method for optimizing gate operations and irrigation schedule, as well as modernization strategies based on automated gates and buffer reservoirs. The method uses mixed integer linear programming (MILP). The definition of constraints and objectives is based on the analysis of two traditional irrigation networks of Southern France, as well as a description of the main characteristics of hydraulic systems for water delivery. The method takes into account three optimization criteria : adequacy, hydraulic efficiency and manpower. These criteria can be weighted for setting the priorities. One more thing, the constraints related to hydraulic network, manpower, and available water resource are also integrated in this method.

The developed method is tested on a virtual network, and then applied to a real system where recent evolution have profoundly damaged the adequacy between supply and demand. We show that the method can greatly reduce the volume of water withdrawn by the network, and not used by users, for ensuring a good adequacy between supply and demand.

The challenge of modernization is taken into account for an open channel network which is strongly constrained by manpower for gates operations. It is shown on a real network, how to set priorities for implementation of automatic gates. In other cases, the modernization may be achieved by the implementation of the buffer reservoir which location and volume can be optimized.

Keys Words : Open-channel, Irrigation, Water distribution, Irrigation schedule, Planning, Modernization, Optimization

Avant-propos

Cette thèse s'est déroulée au sein de l'Unité Mixte de Recherches G-eau (Gestion de l'Eau, Acteurs et Usages) basée à Montpellier. Cette thèse a été financée par l'Irstea (50 %) et SupAgro Montpellier (50 %). Elle est proposée par l'équipe de recherche "Gestion Opérationnelle" qui développe, depuis une vingtaine d'année au sein d'Irstea, des recherches sur la régulation hydraulique et la modélisation des systèmes de transport d'eau (réseaux de canaux, systèmes barrages-rivière).

Grâce aux apports de l'automatique pour la gestion en temps réel permettent d'aller très loin en terme de performance hydraulique. Ceci suppose néanmoins que les infrastructures permettent cette automatisation. La thèse développée ici considère des systèmes dits "traditionnels", non conçus pour cette automatisation, sur lesquels se posent des questions de modernisation et d'adaptation des calendriers d'arrosage qui doivent être étudiées en complément de (voire avant) la mise en place de méthodes de régulation automatique.

Les cas d'application choisis dans la thèse sont issus de partenariats stratégiques pour les deux organismes financeurs. L'implication des gestionnaires de ces réseaux a été essentielle.

La thèse est dirigée par deux Co-directeurs de thèse :

- Pierre-Olivier MALATERRE, UMR G-eau, Irstea de Montpellier - 361 rue Jean-Francois Breton, BP 5095, 34196 Montpellier cedex 5
- Gilles BELAUD, UMR G-eau, SupAgro - 2, place Pierre Viala - 34060 Montpellier cedex 1

et s'est déroulée en collaboration avec l'ASA du Canal de Gignac (Céline HUGODOT, Directrice), et le SupAgro Domaine du Merle (François CHARRON, Directeur adjoint).

Remerciements	3
Résumé	4
Avant-propos	6
Table des matières	7
Table des figures	11
Liste des tableaux	15
Glossaire	16
Acronymes	18
Liste des symboles	19
1 Introduction	25
1.1 Eau, Usages et Irrigation	26
1.2 Besoins d'amélioration de la performance de la distribution d'eau	27
1.3 Enjeux de la distribution	29
1.3.1 Structure des réseaux d'irrigation	29
1.3.2 Mode de distribution de l'eau	31
1.3.3 Tour d'eau	33
1.3.4 Planification de l'allocation de l'eau	34
1.3.5 Planification des manœuvres	34
1.4 Méthodes de planification d'un scénario de distribution d'eau	36
1.4.1 Méthodes sans optimisation	36
1.4.2 Méthodes avec optimisation	36
1.5 Problématiques et objectif de la thèse	39
1.6 Méthodologie	40
1.6.1 Caractérisation du fonctionnement d'un réseau et identification des objec- tifs et des contraintes	40

1.6.2	Développement d'une méthode d'optimisation	41
1.6.3	Planification d'un scénario de distribution d'eau	43
1.6.4	Modernisation d'un réseau	44
2	Identification des objectifs et des contraintes de la distribution de l'eau sur un réseau de canaux à surface libre	45
2.1	Introduction	47
2.2	Présentation générale des terrains	48
2.2.1	Canal de Gignac	48
2.2.2	Domaine du Merle	49
2.3	Matériel et Méthodes	51
2.3.1	Critère d'analyse	51
2.3.2	Protocole de mesures	53
2.4	Résultats et discussion	54
2.4.1	Résultats du Canal de Gignac	54
2.4.1.1	Flux d'eau	56
2.4.1.2	Manceuvres des vannes	56
2.4.1.3	Résultat de l'enquête	57
2.4.2	Résultats du Domaine du Merle	59
2.4.2.1	Tours d'eau	59
2.4.2.2	Main d'œuvre	61
2.4.3	Discussions	63
2.5	Conclusion	66
3	Une méthode d'optimisation	67
3.1	Modélisation du problème	69
3.1.1	Allocation de l'eau	69
3.1.1.1	Problématique et notations	69
3.1.1.2	Contraintes et critères de performance	70
3.1.2	Système physique	73
3.1.2.1	Transferts de débit dans les biefs	73
3.1.2.2	Variations de débit aux ouvrages de régulation	74
3.1.2.3	États hydrauliques des biefs	75
3.1.2.4	Stocks d'eau	76
3.1.2.5	Critère de performance hydraulique	76
3.1.3	Main d'œuvre	77
3.1.3.1	Manceuvre de vanne	77
3.1.3.2	Charge de travail	79
3.2	Modélisation du problème sous programmation linéaire	81
3.2.1	Modélisation en temps discret (t_1)	82
3.2.1.1	Option de la modélisation du problème lié à la main d'œuvre d_1	83

3.2.1.2	Option de la modélisation du problème lié à la main d'œuvre d_2	86
3.2.1.3	Option de la modélisation du problème lié à la main d'œuvre d_3	88
3.2.2	Modélisation en temps continu (t_2)	90
3.2.2.1	Option de la modélisation du problème lié à la main d'œuvre d_1	92
3.2.2.2	Option de la modélisation du problème lié à la main d'œuvre d_2	96
3.3	Résolution du problème	96
3.3.1	Agrégation des fonctions d'objectifs	96
3.3.2	Tactiques de résolution	97
3.3.2.1	Tactique simple	97
3.3.2.2	Couplage des méthodes avec les options d_1 et d_2 ou d_3	97
3.3.2.3	Solution heuristique des variables de l'allocation de l'eau	99
3.4	Synthèse des options pour une méthode d'optimisation	100
3.5	Tests et Analyses des résultats	102
3.5.1	Résultats et discussions sur les options du calcul	104
3.5.1.1	Temps	104
3.5.1.2	Mode de formulation des manœuvres	107
3.5.1.3	Charge de travail du garde canal	108
3.5.1.4	Fonction d'objectifs	108
3.5.2	Résultats et discussion sur les tactiques de résolution	108
3.5.3	Résultats et discussion sur les paramètres	111
3.5.3.1	Pondération des heures de démarrage et des volumes d'eau	112
3.5.3.2	Pondération des critères : adéquation, efficience, et main d'œuvre	113
3.5.3.3	Pénalisation du travail de jour et de nuit	118
3.6	Conclusion	119
4	Planification d'un tour d'eau pour la gestion d'un réseau	121
4.1	Introduction	122
4.2	Méthodologie	122
4.3	Planification d'un tour d'eau sur un réseau virtuel	126
4.3.1	Analyse du résultat de l'allocation de l'eau	126
4.3.2	Analyse du résultat des variables hydrauliques	127
4.3.3	Analyse du résultat du travail du garde canal	129
4.3.4	Conclusion de la section	132
4.4	Planification d'un tour d'eau : cas d'un réseau réel	132
4.4.1	Réseau et variables d'entrée	133
4.4.2	Résultats des optimisations	136
4.4.3	Evaluation du scénario optimal par modèle hydraulique	139
4.4.3.1	Modélisation du réseau par le logiciel SIC ²	142
4.4.3.2	Scénario de simulation	148
4.4.3.3	Résultats et Discussions	148

4.5	Conclusion	154
5	Aide à la décision pour la modernisation d'un réseau	156
5.1	Introduction	157
5.2	Méthodologie	158
5.3	Test des méthodes	159
5.3.1	Scénario de test et Résultat	160
5.3.2	Discussion sur les concepts de modernisation	162
5.3.3	Conclusion	164
5.4	Etude de la modernisation du Domaine du Merle	164
5.4.1	Réseau et variables d'entrée	165
5.4.2	Résultats et Discussions	168
5.5	Conclusion	171
	Conclusion générale & Perspectives	174
	Bibliographie	180
A	Optimization of water distribution for open-channel irrigation networks	191
B	Modélisation du réseau du canal secondaire de Saint-André et Ceyras sous le logiciel SIC²	205
B.1	Présentation du logiciel SIC ²	205
B.2	Canal à modéliser	206
B.3	Mesures des géométries du canal	206
B.4	Mise en œuvre du réseau sous SIC ²	208
C	Questionnaire pour l'enquête sur la distribution de l'eau du Canal de Gignac	212
D	Résultats des optimisations pour les analyses de sensibilité des paramètres de pondération w et ξ	217
D.1	Optimisation pour l'analyse de la pondération des critères d'optimisation (w) . . .	217
D.2	Optimisations pour l'analyse de la pondération du travail de jour et de nuit (ξ) . .	219

1.1	Prélèvements de l'eau pour différents usages [WWAP (World Water Assessment Programme), 2012]	26
1.2	Augmentation de l'utilisation de l'eau pour l'usage agricole entre 1996 et 2030 [FAO, 2002]	27
1.3	Présentation du réseau de canaux d'irrigation	30
1.4	Schéma simplifié de la distribution d'eau sur un réseau de canaux à la surface libre	35
1.5	Schéma de découpage d'un réseau	43
1.6	Schéma de simulation du scénario optimisé en utilisant le logiciel SIC ²	44
2.1	Schéma simplifié des réseaux du Canal de Gignac	48
2.2	Répartition des zones pour la distribution de l'eau sur le réseau du canal secondaire Saint-André et Ceyras (Canal de Gignac)	50
2.3	Réseau du Domaine du Merle	52
2.4	Installation d'une sonde de pression	54
2.5	Installation d'un contacteur	55
2.6	Localisation des capteurs sur un réseau secondaire du Canal de Gignac, secteur de Saint-André et Ceyras	55
2.7	Flux d'eau en entrée et sortie	56
2.8	Comparaison des volumes d'eau planifiés, délivrés et prélevés par jour pour différentes périodes	57
2.9	Localisation des capteurs sur le réseau du Domaine du Merle	59
2.10	Calendrier d'arrosage par branche sur le domaine entier	60
2.11	Calendrier d'arrosage sur la branche 6	62
2.12	Trajectoires du garde canal pour manœuvrer les prises sur la branche 6 pour le tour d'eau "T ₄ "	63
2.13	Critères d'analyse de la distribution de l'eau sur le secteur secondaire de Saint-André et Ceyras	64
2.14	Comparaison des débits planifiés du tour d'eau fixe 2012 et mesurés entre le 01/07/2012 et le 31/07/2012	65
3.1	Définition du problème de la distribution de l'eau (\mathcal{P}_0)	69
3.2	Schéma de calcul de l'écart maximum des heures de démarrage	72

3.3	Flux d'eau d'un bief	73
3.4	Périodes de travail du garde canal	78
3.5	Exemple du déplacement du garde canal	79
3.6	Exemple de calcul de la charge du travail de garde canal	79
3.7	Limitation des temps de jour et de nuit	80
3.8	Exemple de la modélisation en temps discret ou continu	82
3.9	Schéma de discrétisation du temps	83
3.10	Exemple de relation entre $E_i(n)$ et $G_i(n)$ pour déterminer le trajet.	88
3.11	Temps des changements des valeurs des débits sur le réseau	90
3.12	Schéma de calcul $U_k(\hat{n})$ à l'aide $U'_k(\hat{n})$	94
3.13	Projection des instants des changements du débit disponible et des débits sur le réseau $T_1(\hat{n})$ sur un horizon de calcul	95
3.14	Schéma de tactique simple	98
3.15	Schéma de couplage des méthodes avec les options d_1 et d_2 ou d_3	98
3.16	Schéma de l'optimisation avec la solution heuristique des variables de l'allocation de l'eau	100
3.17	Différentes méthodes d'optimisation de la distribution de l'eau	100
3.18	Schéma d'un réseau virtuel de canaux d'irrigation	102
3.19	Résultat du test de la méthode $t_1d_1m_1f_1$ en prenant différentes valeurs du pas de temps	106
3.20	Résultat du test de la méthode $t_1d_2m_2f_1$ en prenant différentes valeurs du pas de temps	106
3.21	Résultat du test de la méthode $t_1d_3m_2f_1$ en prenant différentes valeurs du pas de temps	107
3.22	Comparaison des temps de calcul CPU de la tactique simple et de la tactique de couplage	110
3.23	Comparaison de la demande, solution heuristique des S et D , et solution optimale (résultat de l'optimisation)	112
3.24	Comparaison de la demande, solution sans priorités, et solution avec priorités	114
3.25	Résultats des analyses de sensibilité des coefficients de pondération (W) sur l'adéquation et la ponctualité par l'indice de Morris	115
3.26	Résultats des analyses de sensibilité des coefficients de pondération (W) sur la main d'œuvre et la perte d'eau par l'indice de Morris	116
3.27	Résultats de l'analyse de sensibilité des coefficients de pondération (w) sur le temps CPU par l'indice de Morris	117
3.28	Représentation de la relation entre les coefficients de pondération (w) et les indices de performance	118
3.29	Résultats des analyses de sensibilité des coefficients pénalisants le travail de jour et de nuit (ξ) sur le temps de travail de jour et de nuit	119

3.30	Représentation des relations entre les coefficients de pondération du travail de jour et de nuit et les indices de performance	120
4.1	Schéma des planifications des tours d'eau	123
4.2	Phase de planification de la distribution de l'eau	124
4.3	Principe de l'optimisation de la distribution de l'eau	125
4.4	Calendrier d'arrosage sur la totalité du réseau : scénario demandé et scénario optimal	126
4.5	Écart des heures de démarrage et des durées d'ouverture entre le scénario optimal et le scénario demandé de la distribution d'eau	128
4.6	Comparaison des volumes d'eau associés au bief et calendrier de la mise en eau sur le réseau	130
4.7	Planning de manœuvre des vannes	131
4.8	Schéma simplifié du canal de Saint-André et Ceyras (canal secondaire du Canal de Gignac) pour l'optimisation d'un tour d'eau	134
4.9	Calendrier d'arrosage de différents scénarios du secteur secondaire Saint-André et Ceyras	137
4.10	Calendrier des manœuvres de vannes de différents scénarios du secteur secondaire Saint-André et Ceyras	138
4.11	Différents débits du secteur secondaire Saint-André et Ceyras : scénario avec contraintes des débits disponibles	140
4.12	Différents débits du secteur secondaire Saint-André et Ceyras : scénario sans contrainte du débit disponible	141
4.13	Schéma d'évaluation du résultat de l'optimisation par la simulation du modèle hydraulique en utilisant le logiciel SIC ²	142
4.14	Schéma simplifié du canal de Saint-André et Ceyras (canal secondaire du Canal de Gignac) pour la modélisation	143
4.15	Comparaison des cotes d'eau mesurées et calculées après le calage des valeurs du coefficient de Strickler	145
4.16	Comparaison des cotes d'eau mesurées et calculées après le calage des valeurs des coefficients de débit des vannes	146
4.17	Comparaison des débits mesurés et calculés après le calage des valeurs des coefficients de débit des seuils trapézoïdaux	146
4.18	Comparaison des débits mesurés et calculés en temps transitoire de différents points : nœud 5, nœud 21, et nœud 27.	147
4.19	Comparaison des débits planifiés (optimisation) et réels (simulation à partir du modèle) du scénario avec contrainte	149
4.20	Comparaison des débits planifiés (optimisation) et réels (simulation à partir du modèle) du scénario sans contrainte	150
4.21	Comparaison des débits sur les prises n° 5, 7, et 21 et des débits aux sections qui se situent au niveau des prises sur le canal secondaire pour le scénario avec contraintes	151

4.22	Indices de l'efficience de différentes phases	152
4.23	Indices de l'adéquation pour deux scénarios évalués	153
5.1	Exemple des vannes automatiques et d'un réservoir tampon	158
5.2	Schéma d'un réseau virtuel de canaux d'irrigation à moderniser selon le résultat d'optimisation	160
5.3	Différents débits liés au bief n° 2 qui est prévu pour l'aménagement d'un réservoir tampon	161
5.4	Comparaison des calendriers d'arrosage des scénarios pour les réseaux actuel et modernisé	162
5.5	Comparaison des manœuvres des scénarios pour les réseaux actuel et modernisé	163
5.6	Représentation des relations entre deux concepts de modernisation du réseau et les critères d'optimisation	164
5.7	Schéma simplifié du Domaine du Merle pour l'optimisation du tour d'eau	165
5.8	Types de martelière utilisée dans le Domaine du Merle	168
5.9	Critères d'analyse de différents scénarios de modernisation du réseau	169
5.10	Réservoirs tampons et vannes automatiques obtenus après les optimisations de différents scénarios de modernisation du réseau	170
5.11	Comparaison des calendriers d'arrosage des scénarios pour les réseaux actuel et modernisé	171
5.12	Comparaison des manœuvres des scénarios pour le réseau actuel et le réseau modernisé.	172
B.1	Localisation du canal secondaire de Saint-André et Ceyras par rapport au réseau du Canal de Gignac	207
B.2	Canal secondaire de Saint-André et Ceyras sous SIC ²	209
B.3	Mise en œuvre des ouvrages sous module de régulation pour la simulation en régime transitoire	210
B.4	Résultat de la simulation d'un scénario de gestion en régime transitoire	211

2.1	Nombres de manœuvres effectuées et prévues par période	57
2.2	Récapitulation des réponses de l'enquête sur l'usage de l'eau sur le réseau secondaire de Saint-André et Ceyras	58
2.3	Durées d'irrigation des parcelles (en h) sur la branche 6 de différents tours d'eau et nombre d'irrigation	61
2.4	Nombre de manœuvres des prises sur la branche 6 pour différents tours d'eau . . .	63
3.1	Recapitulation des notations des options pour une méthode d'optimisation	101
3.2	Caractéristiques et conditions initiales du réseau	103
3.3	Position, coefficients prioritaires et demandes des prises	103
3.4	Les temps de trajet nécessaires pour l'opération de la vanne j après la vanne i , $\varphi_{i \rightarrow j}$	104
3.5	Choix des méthodes, caractéristiques du problème en fonction des méthodes, CPU et indices de performance	105
3.6	Résultats du couplage des méthodes	109
3.7	Solution heuristique des variables S_k et D_k (sans optimisation)	111
3.8	Résultat des optimisations en donnant les priorités aux prises en terme de l'heure de démarrage et du volume d'eau	113
4.1	Comparaison des scénarios optimaux et demandés de la distribution d'eau	127
4.2	Caractéristiques et conditions initiales du réseau	133
4.3	Position, coefficients prioritaires et demandes des prises	135
4.4	Résultat des paramètres calés	144
5.1	Caractéristiques et conditions initiales du réseau	166
5.2	Position, coefficients prioritaires et demandes des prises	166
D.1	Résultats des optimisations pour différentes valeurs des paramètres w	217
D.2	Résultats des optimisations pour différentes valeurs des paramètres ξ . T_{GO1} = temps en mn du travail de jour et T_{GO2} = temps en mn du travail de nuit.	219

Bief	Un tronçon d'un canal, qui est délimité par un ouvrage amont et par un autre aval ou une bifurcation. Un bief peut avoir 0 ou plusieurs prises d'irrigation.
Calendrier d'arrosage	Un planning des prélèvements d'eau pour les usagers, qui s'exprime par trois paramètres : heure de démarrage, durée, et débit de prélèvement.
Charge de travail	Un volume de travail du garde canal, exprimé en mn ou en nombre des manœuvres des vannes.
Demande	Ce que les usagers souhaitent.
Droit d'eau	Une quantité d'eau attribuée à un usager, qui s'exprime en général par une durée unitaire de prélèvement (exemple : 5h/ha/semaine).
Durée de prélèvement	Une durée de l'ouverture d'une prise.
Débit de prélèvement	Un débit avec lequel un usager de l'eau sur le réseau peut prélever l'eau sur sa prise.
Heure (Horaire) de démarrage	Un instant où un usager de l'eau sur le réseau ouvre sa prise d'irrigation.
Heure de manœuvre	Un instant où un garde canal actionne sur une vanne.
Irrigation séquentielle	Sur un tour d'eau, les usagers prélèvent successivement l'eau l'un après l'autre.
Main d'eau	Un débit fixé constant pour un usager qui peut prélever dans un canal pendant son droit d'eau.
Manœuvre de vanne	Une action sur une vanne, soit "ouvrir", soit "fermer", ou soit "modifier l'ouverture".
Module	Un groupe d'usagers qui ont la même main d'eau et prélève l'eau de manière séquentielle (irrigation séquentielle) par l'ordre soit de l'amont vers l'aval, soit de l'aval vers l'amont.

Moteur de décision	Un outil pour l'optimisation, qui est un couplage des scripts pour générer le problème et traiter les résultats, et un logiciel d'optimisation (solveur).
Offre (voire planning)	Le résultat de l'optimisation (dans notre cas).
Prise	Un point de prélèvement de l'eau dans un canal (primaire, secondaire, tertiaire, ou ...) par un usager.
Réseau hétérogène	Un réseau qui comprend plusieurs niveau de canaux (ou bifurcation), et prises d'eau pour multi-usage et diverses cultures.
Réseau modernisé	Un réseau qui comprend des vannes automatiques ou des stocks d'eau tampons.
Souhait	Ce qui est demandé, fixé ou modulé.
Temps de trajet	Une durée de déplacement du garde canal entre deux vannes (y compris le temps de manœuvre de la vanne).
Tour d'eau	Un cycle d'irrigation de l'ensemble des usagers, chacun n'a qu'un prélèvement par un tour d'eau.
Vanne	Un ouvrage en travers d'un canal permettant d'ajuster un débit entre deux biefs.

ACP	Analyse en Composantes Principales.
ASA	Association syndicale autorisée.
LP	Programmation linéaire (en anglais : Linear Programming).
MILP	Programmation linéaire en variables mixtes (en anglais : Mixed Integer Linear Programming).
MIQP	Programmation quadratique en variables mixtes (en anglais : Mixed Integer Quadratic Programming).
SIC ²	Simulation Intégrée des Canaux et de leur Contrôle (logiciel Irstea).

LISTE DES SYMBOLES

α_k	Coefficient prioritaire lié à l'heure de démarrage de la prise k
β_k	Coefficient prioritaire lié au volume d'eau de prélèvement sur la prise k
Δt	Écart maximum entre l'offre (valeur planifiée) et la demande (valeur demandée, fixée ou modulée) pour l'heure de démarrage
δt	Durée d'un pas de temps
Δv	Écart maximum entre l'offre (valeur planifiée) et la demande (valeur demandée, fixée ou modulée) pour le volume d'eau
γ	Nombre de vannes à automatiser
\hat{J}_1	Valeur de la déviation des critères J_1 et J_2
\hat{J}_2	Valeur de la déviation des critères J_2 et J_3
\hat{J}_3	Valeur de la déviation des critères J_3 et J_1
\hat{N}	Nombre prévu de changements de l'état hydraulique
\hat{n}	Numéro de changement de l'état hydraulique sur le réseau
\hat{S}_k	Variable qui représente la différence positive entre l'heure de démarrage souhaitée (demandée, fixée ou modulée) et l'heure de démarrage planifiée de la prise k , $\hat{S}_k \in \mathbb{R}^+$
λ	Nombre de réservoirs tampons à créer
\bar{s}_k^*	Valeur admissible pour la limite supérieure de l'heure de démarrage de la prise k
\bar{s}_k	Limite supérieure admissible de l'heure de démarrage de la prise k
ψ	Temps prévu total pour le travail du garde canal
ρ	Durée autorisée de dépassement du prélèvement sur une prise
τ_i	Temps de réponse ou temps de retard pur pour le bief i
\underline{s}_k^*	Valeur admissible pour la limite inférieure de l'heure de démarrage de la prise k

\underline{s}_k	Limite inférieure admissible de l'heure de démarrage de la prise k
ε_k	Facteur minimal admissible du volume d'eau souhaité pour le prélèvement sur la prise k
$\varphi_{i \rightarrow j}$	Temps nécessaire pour le trajet de la vanne i à la vanne j et pour la manœuvre de la vanne j
\widehat{G}_i	Variable qui représente le type de la vanne i , manuelle = 0, et automatique = 1, $\widehat{G}_i \in \{0, 1\}$
\widehat{s}_{50}	Heure où le volume prélevé atteint 50 % du volume prélevé total
\widehat{v}_k	Volume d'eau prélevé sur la prise k
ξ_1	Coefficient prioritaire pour le travail de jour
ξ_2	Coefficient prioritaire pour le travail de nuit
a_i	Constante de répartition du débit du bief amont de i
c_i	Capacité de bief i (exprimé en débit)
D_k	Variable qui représente la durée de prélèvement planifiée sur la prise k , $D_k \in \mathbb{R}+$
d_k	Durée de prélèvement souhaitée sur la prise k
$E_i(n)$ ou $E_i(\hat{n})$	Variable auxiliaire qui permet de déterminer la position de départ du garde canal (vanne i) pour manœuvrer la vanne j à l'instant n , ou au changement \hat{n} , $E_i(n)$ ou $E_i(\hat{n}) \in \{0, 1\}$
$F'(2n' - 1, \hat{n})$ et $F'(2n', \hat{n})$	Variables qui représentent les manœuvres de vannes réalisées respectivement le jour et la nuit, $F'(2n' - 1, \hat{n})$ et $F'(2n', \hat{n}) \in \{0, 1\}$
F^m , $F(n)$ ou $F(\hat{n})$	Variable qui représente la charge de travail du garde canal pour la m^{eme} manœuvre, à l'instant n ou au changement \hat{n} , F^m , $F(n)$ ou $F(\hat{n}) \in \mathbb{R}+$
$G'(t_0)$	État du canal au début du tour d'eau, canal à sec = 0, canal en eau = 1
$G'(t_n)$	État du canal à la fin du tour d'eau, canal à sec = 0, canal en eau = 1
$G'_i(t)$, $G'_i(n)$ ou $G'_i(\hat{n})$	Variable qui représente l'état du bief i à l'instant t ou n , ou au changement \hat{n} , bief à sec = 0 et bief en eau = 1, $G'_i(t)$, $G'_i(n)$ ou $G'_i(\hat{n}) \in \{0, 1\}$
$G_i^m(n)$, $G_i(n)$ ou $G_i(\hat{n})$	Variable qui représente la manœuvre de la vanne i à la m^{eme} manœuvre, à l'instant n ou au changement \hat{n} , manœuvre = 1, sinon = 0, $G_i^m(n)$, $G_i(n)$ ou $G_i(\hat{n}) \in \{0, 1\}$
i	Numéro de bief (ou de vanne), $i = 1, 2, \dots, N_P$
i'	Numéro de bief immédiatement à l'aval de i , $i' \in I_i$

I_i	Ensemble des numéros de bief attenant aval du bief i
I_{AS}	Indice de la ponctualité
I_{AV}	Indice de l'adéquation en volume
I_{EF}	Indice de l'efficience
I_{GN}	Indice de manœuvre calculée par le nombre de manœuvres
I_{GO}	Indice de main d'œuvre calculée par les temps de trajet et de manœuvre
I_{WD}	Indice d'allocation de l'eau
I_{WL}	Indice de la perte d'eau
J	Fonction d'objectif
j	Numéro de vanne de destination dans le cas de déplacement du garde canal, $j = 1, 2, \dots, N_P$
J_1	Critère de l'adéquation
J_2	Critère de l'efficience
J_3	Critère de main d'œuvre
k	Numéro de prise, $k = 0, 1, \dots, N_O$
K_i	Ensemble des numéros de prise dans le bief i
l	Numéro du changement des débits disponibles en tête du canal
$L_i^+(t)$	Variable qui représente le débit en entrée du réservoir tampon du bief i ou stocké dans le bief i à l'instant t , $L_i^+(t) \in \mathbb{R}+$
$L_i^-(t)$	Variable qui représente le débit en sortie du réservoir tampons du bief i ou le débit qui est récupéré dans le bief i à l'instant t , $L_i^-(t) \in \mathbb{R}+$
$L_i(n)$	Variable qui représente le volume disponible sur un pas de temps (δt), dans le réservoir tampon du bief i ou dans le bief i (s'il existe de capacité de stockage dans ce bief) à l'instant n , $L_i(n) \in \mathbb{R}+$
M	Valeur minimale positive
m	Numéro de manœuvre, $m = 1, 2, \dots, N_G$
N	Nombre de pas de temps
n	Numéro de pas de temps, $n = 1, 2, \dots, N$

N'	Nombre de jours de tour d'eau
n'	Numéro de jour de tour d'eau, $n' = 1, 2, \dots, N'$
N_G	Nombre total de manœuvres de vannes
N_O	Nombre total de prises
N_P	Nombre de biefs
N_p	Nombre de périodes du travail du garde canal
N_{GE}	Nombre effectué de manœuvres de vannes
N_{GR}	Nombre planifié de manœuvres de vannes
p	Numéro de période du travail du garde canal
$P'(t_0)$	Débit de consigne (débit de la vanne) au début de la distribution
$P'(t_n)$	Débit de consigne (débit de la vanne) à la fin de la distribution
$P'_i(t)$, $P'_i(n)$ ou $P'_i(\hat{n})$	Variable qui représente le débit de consigne de la vanne i à l'instant t ou n , ou au changement \hat{n} , $P'_i(t)$, $P'_i(n)$ ou $P'_i(\hat{n}) \in \mathbb{R}+$
$P_i(t)$, $P_i(n)$ ou $P_i(\hat{n})$	Variable qui représente le débit en entrée du bief i à l'instant t ou n , ou au changement \hat{n} , $P_i(t)$, $P_i(n)$ ou $P_i(\hat{n}) \in \mathbb{R}+$
q_k	Débit de prélèvement souhaité sur la prise k
$r(t)$, $r(n)$ ou $r(l)$	Débit disponible en tête du réseau à l'instant t ou n , ou au changement l
S_k	Variable qui représente l'heure de démarrage planifiée de la prise k , $S_k \in \mathbb{R}+$
s_k	Heure de démarrage souhaitée de la prise k
S_{50}	Heure où le volume planifié atteint 50 % du volume planifié total
t	Temps continu, $t \in \mathbb{R}+$
t'	Heures délimitant les jours et les nuits, $t'(2n' - 1) =$ heure délimitant le début de jour, $t'(2n') =$ heure délimitant la fin de jour et début de nuit et $t'(2n' + 1) =$ heure délimitant la fin de nuit
t_0	Instant du début de la distribution
$t_b(p)$	Heure du commencement du travail du garde canal à la période p
$t_e(p)$	Heure de la fin du travail du garde canal à la période p

- $T_G^m, T_G(n)$ ou $T_G(\hat{n})$ Variable qui représente l'heure de manœuvre des vannes à la m^{eme} manœuvre, à l'instant n ou au changement \hat{n} , $T_G^m, T_G(n)$ ou $T_G(\hat{n}) \in \mathbb{R}+$
- $T_i(\hat{n})$ Variable qui représente l'instant du \hat{n}^{eme} changement de l'état hydraulique sur le réseau, $T_i(\hat{n}) \in \mathbb{R}+$
- t_n Instant de la fin de la distribution
- $U'_k(\hat{n})$ Variable qui représente le démarrage de fonctionnement de la prise k au changement \hat{n} , $U'_k(\hat{n}) \in \{0, 1\}$
- $U_k(t), U_k(n)$ ou $U_k(\hat{n})$ Variable qui représente le fonctionnement ou non de la prises k à l'instant t ou n , ou au changement \hat{n} , $U_k(t), U_k(n)$ ou $U_k(\hat{n}) \in \{0, 1\}$
- v'_k Volume d'eau planifié sur la prise k , ($v'_k = q_k D_k$)
- v_C Capacité maximale des biefs en volume (m^3)
- v_D Volume total d'eau délivré au réseau
- V_i Variable qui représente l'existence du réservoir tampon sur le bief i ou d'une capacité de stockage sur le bief i , existence = 1, et sinon = 0, $V_i \in \{0, 1\}$
- v_k Volume d'eau souhaité (demandé, fixé ou modulé) sur la prise k ($v_k = q_k d_k$)
- v_R Volume total d'eau disponible en tête du réseau
- v_D Volume d'eau total délivré sur le réseau
- w_1 Coefficient prioritaire pour le critère de l'adéquation (J_1)
- w_2 Coefficient prioritaire pour le critère de perte d'eau (J_2)
- w_3 Coefficient prioritaire pour le critère de main d'œuvre (J_3)
- $Y(p, \hat{n})$ Variable auxiliaire qui représente la disponibilité du garde canal à la période p par rapport au changement \hat{n} , $Y(p, \hat{n}) \in \{0, 1\}$
- $Z(l, \hat{n})$ Variable auxiliaire qui représente la position (l) du débit disponible en tête du canal par rapport au changement \hat{n} , $Z(l, \hat{n}) \in \{0, 1\}$
- d_1 Option de la modélisation du déplacement du garde canal sans contrainte de son déplacement, et de la notation G_i pour les manœuvres
- d_2 Option de la modélisation du déplacement du garde canal avec contraintes de son déplacement, et de la notation G_i pour les manœuvres
- d_3 Option de la modélisation du déplacement du garde canal avec contraintes de son déplacement, et de la notation G_i^m pour les manœuvres

- f_1 Option du calcul de la fonction d'objectif par la moyenne pondérée
- f_2 Option du calcul de la fonction d'objectif par la méthode de Compromise Constraints
- m_1 Option du calcul de la charge de travail du garde canal par le nombre de manœuvres
- m_2 Option du calcul de la charge de travail du garde canal par le temps de trajet et de manœuvre
- m_3 Option du calcul de la charge de travail du garde canal par le temps de présence du garde canal sur le terrain
- t_1 Option de la modélisation du problème d'optimisation en temps discret
- t_2 Option de la modélisation du problème d'optimisation en temps continu

Sommaire

1.1 Eau, Usages et Irrigation	26
1.2 Besoins d'amélioration de la performance de la distribution d'eau	27
1.3 Enjeux de la distribution	29
1.3.1 Structure des réseaux d'irrigation	29
1.3.2 Mode de distribution de l'eau	31
1.3.3 Tour d'eau	33
1.3.4 Planification de l'allocation de l'eau	34
1.3.5 Planification des manœuvres	34
1.4 Méthodes de planification d'un scénario de distribution d'eau	36
1.4.1 Méthodes sans optimisation	36
1.4.2 Méthodes avec optimisation	36
1.5 Problématiques et objectif de la thèse	39
1.6 Méthodologie	40
1.6.1 Caractérisation du fonctionnement d'un réseau et identification des ob- jectifs et des contraintes	40
1.6.2 Développement d'une méthode d'optimisation	41
1.6.3 Planification d'un scénario de distribution d'eau	43
1.6.4 Modernisation d'un réseau	44

Ce chapitre introduit les principaux enjeux qui sont à l'origine de la thèse, notamment la disponibilité de la ressource en eau pour l'irrigation et la recherche de performance des systèmes d'irrigation. Le sujet vise plus particulièrement la planification des tours d'eau et les outils disponibles pour l'optimiser. Après un état de l'art sur ces différents points, le chapitre présente les objectifs de la thèse et la méthodologie choisie.

1.1 Eau, Usages et Irrigation

L'eau sur la planète est estimée à $1,386 \cdot 10^9 \text{ km}^3$ dont 97,5 % est de l'eau salée, et 2,5 % de l'eau douce qui est majoritairement sous forme de glaces et stockée en réserves fossiles de profondeur ; dans ces 2,5 % d'eau douce, seulement 0,3 % sont retrouvés dans les lacs, les rivières et les fleuves [Shiklomanov, 1998; Haq, 2009]. Cette dernière ressource est utilisée dans divers secteurs : agriculture, industrie, et usages domestiques. La figure 1.1 montre le pourcentage des prélèvements d'eau pour différents usages dans les différentes régions du monde par rapport à la totalité des prélèvements. L'eau utilisée pour l'agriculture représente 70% au niveau mondial, entre 80 et 90 % dans les pays en voie de développement, entre 25 et 45 % dans les pays développés [Molle et Berkoff, 2009; WWAP (World Water Assessment Programme), 2012; Alexandratos et Bruinsma, 2012; Jensen *et al.*, 2014]. En France, elle représente 11 % [Brisson et Levraut, 2010] à 12 % [FAO, 2013] de l'eau prélevée en 2007, selon différentes sources.

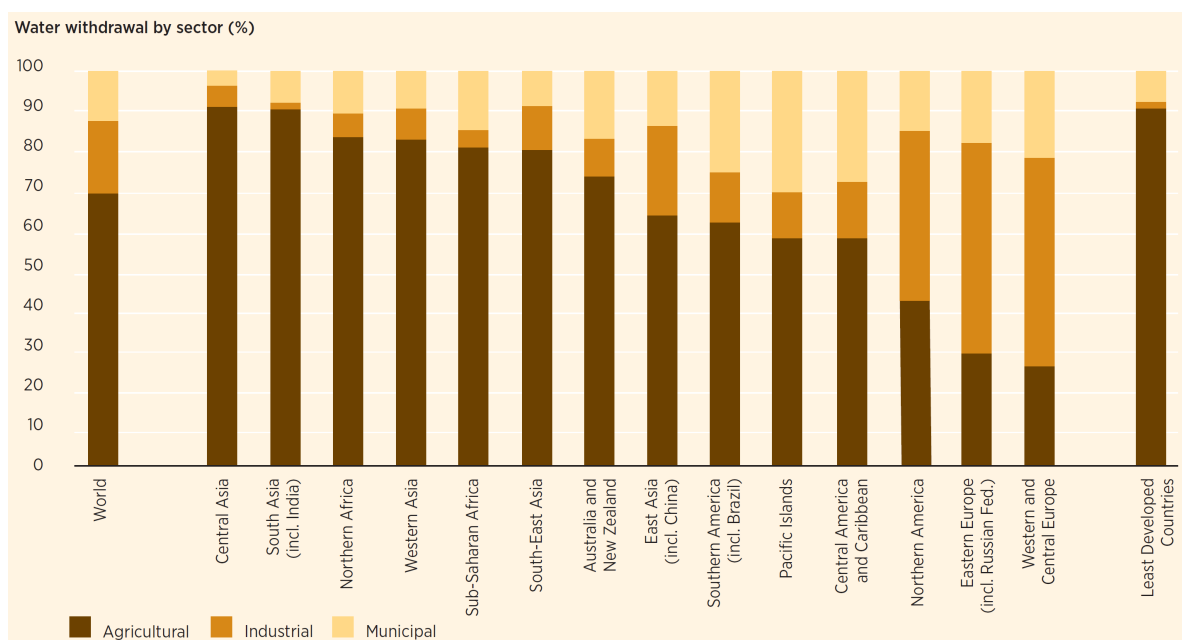


FIGURE 1.1 – Prélèvements de l'eau pour différents usages [WWAP (World Water Assessment Programme), 2012]

Une étude de l'Organisation des Nations Unies pour l'alimentation et l'agriculture (FAO : Food and Agriculture Organisation of the United Nations) a prévu qu'il y aura une augmentation de population dépassant 8 milliards en 2030 [FAO, 2002] (7 milliards en 2011 [Singh et Panda, 2012]), ce qui demande une croissance des productions agricoles et par conséquent, une augmentation des superficies irriguées. En effet, l'irrigation est un moyen d'augmenter la productivité des terrains agricoles et de sécuriser les productions face aux aléas climatiques. Les superficies irriguées sont estimées au niveau mondial à 142 millions d'hectares en 1961-1963 et 302 millions d'hectares en 2005-2007 et sont prévues à 314 millions d'hectares en 2030 [Alexan-

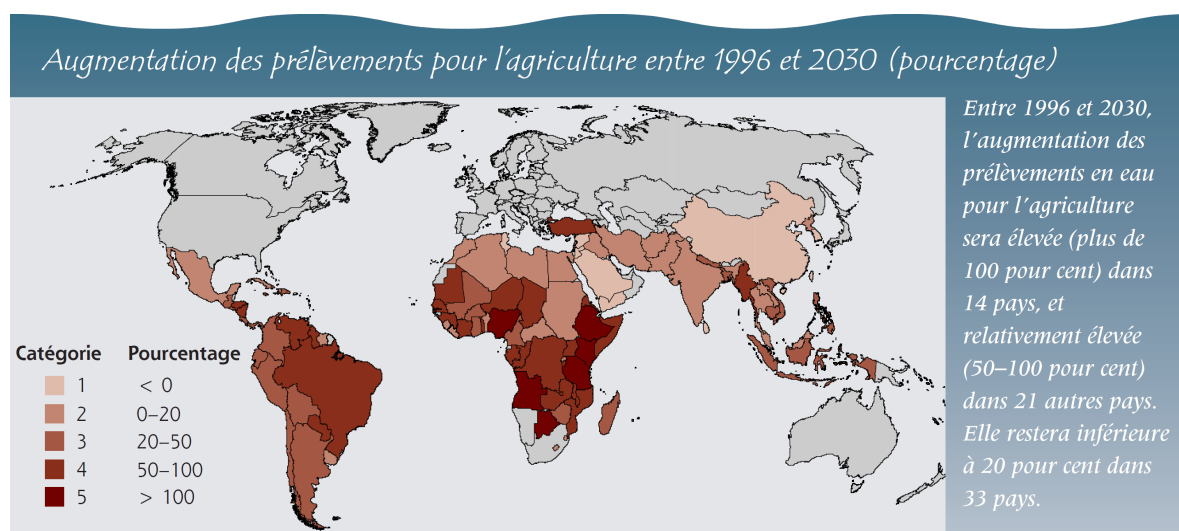


FIGURE 1.2 – Augmentation de l'utilisation de l'eau pour l'usage agricole entre 1996 et 2030 [FAO, 2002]

dratos et Bruinsma, 2012]. Par rapport aux superficies totales cultivées, elles représentent 10 % en 1961-1963, 20 % en 2005-2007 et 19 % en 2030. Ainsi, l'eau pour l'irrigation est de plus en plus demandée. L'analyse de la FAO sur 93 pays a indiqué que la consommation d'eau pour l'agriculture sera augmentée de plus de 100 % dans 14 pays, entre 50 et 100 % dans 21 pays et inférieure à 20 % dans 33 pays (Fig. 1.2). A l'heure actuelle, certains pays comme ceux de l'Afrique du Nord prélèvent plus de 40 % de l'eau disponible pour l'irrigation. Les projections pour les pays en développement suggèrent une augmentation de 14 % des prélèvements d'eau pour l'irrigation d'ici 2030.

Par ailleurs, l'augmentation des populations entraîne également l'augmentation des prélèvements de l'eau pour les autres secteurs. La compétition sur l'utilisation de l'eau par d'autres secteurs est aussi de plus en plus sévère : un pays en développement sur cinq sera confronté à des pénuries d'eau selon le rapport de la FAO [FAO, 2002]. La pénurie d'eau est souvent évoquée dans la littérature [Purkey et Wallender, 1994; Guillet, 2006; Prasad *et al.*, 2006; Playan et Mateos, 2006; Khan *et al.*, 2006; Renault *et al.*, 2007; Ahmad *et al.*, 2009; Tariq et Latif, 2010; Clemmens et Strand, 2010; Kumar *et al.*, 2010; Storm *et al.*, 2011; Spencer, 2011; Steduto *et al.*, 2012; Alarcón *et al.*, 2014; Singh, 2014; Jensen *et al.*, 2014].

1.2 Besoins d'amélioration de la performance de la distribution d'eau

Face à l'augmentation de la demande d'eau pour l'irrigation, à la sévère compétition sur l'utilisation par les autres secteurs, et aux risques de sécheresse liés aux changements climatiques, la question de l'économie d'eau se pose dans tous les secteurs, notamment dans le secteur agricole

qui est le plus grand consommateur d'eau :

As water scarcity intensifies in many regions of the world, better management of irrigation is becoming an issue of paramount importance [Kilic et Anac, 2010].

L'économie peut se faire dans la méthode d'utilisation de cette eau en visant à réduire la quantité d'eau consommée, ou dans la distribution qui vise à réduire les pertes d'eau dans le réseau, ou les deux en même temps :

- Le premier cas porte sur la gestion dans la parcelle agricole [Khan *et al.*, 2006; Fares *et al.*, 2007; Vellidis *et al.*, 2007; Delavar *et al.*, 2012; Singh et Panda, 2012] avec par exemple la sélection végétale offrant des espèces et variétés économes en eau ou tolérantes à la sécheresse, la conduite des cultures ou des inter-cultures permettant de réduire substantiellement le besoin en eau d'irrigation des cultures, la maximisation des efficacités d'application [Jensen *et al.*, 2014], et enfin l'optimisation de la composition des assolements pour s'ajuster à l'offre de ressource en eau [Debaeke *et al.*, 2008; Parsinejad *et al.*, 2013].
- Le second cas porte sur la gestion des canaux de transport et distribution d'eau, avec notamment la modernisation des réseaux, et les méthodologies de gestion opérationnelle (comment organiser les manœuvres des ouvrages au pas de temps plus petit) et tactique (comment organiser la distribution d'eau) de ces réseaux [Gates *et al.*, 1991; Mateos et Lo, 2002; Playan et Mateos, 2006; Renault *et al.*, 2007; Mathur, 2009; Kolié, 2009; Clemmens et Strand, 2010; Schütze *et al.*, 2012; Jensen *et al.*, 2014]. Dans ce cas, la maximisation de la performance de la distribution d'eau est visée.

"The success of an irrigation water delivery system can be measured by how well it meets the objectives of delivering an adequate and dependable supply of water in an equitable, efficient manner to users served by the system" [Molden et Gates, 1990; Kaur et al., 2013].

La performance de la distribution de l'eau sur un réseau d'irrigation est en général associée à l'efficacité, l'adéquation, l'équité, et la fiabilité [Molden et Gates, 1990]. Ces 4 critères sont souvent adoptés dans des études de performance d'un réseau de canaux [Unal *et al.*, 2004; Abolpour *et al.*, 2007; Korkmaz *et al.*, 2009; Tariq et Latif, 2011]. L'efficacité est un critère pour mesurer le ratio entre l'eau prélevée et l'eau délivrée sur le réseau. L'augmentation de la perte d'eau dans le système réduit donc la valeur de ce critère. L'adéquation est un autre critère pour mesurer le ratio entre l'eau prélevée et l'eau demandée par les usagers. Ce critère indique le degré de satisfaction des usagers en terme de volume d'eau. L'équité mesure la variation de la distribution d'eau dans l'espace, c'est-à-dire la variation des prélèvements d'eau entre les usagers. Alors que la fiabilité mesure la variation de la distribution d'eau dans le temps. Renault et Vehmeyer [1999] ont introduit deux autres critères : régularité et ponctualité. La régularité est le même concept que la fiabilité. Pour celui-ci, la forme de l'hydrogramme de chaque période de distribution est étudiée.

La ponctualité mesure alors l'écart entre l'heure de prélèvement réalisée et celle du calendrier d'arrosage (planning). Les critères présentés ci-avant sont utilisés pour évaluer la performance de la distribution d'eau au travers du réseau. La performance peut également s'intéresser à la production, à l'économie et à l'environnement [Bos *et al.*, 1993], si le système entier est étudié.

Parmi les superficies irriguées, plus de 90 % sont irriguées par gravité [Pereira *et al.*, 2006]. Ce type de périmètre est servi par un réseau de canaux à surface libre, et présente généralement une faible performance de la distribution d'eau [Kirpich *et al.*, 1999; Merriam *et al.*, 2007; Clemmens *et Molden*, 2007]. L'efficacité de l'irrigation y est globalement faible : entre 30 et 40 % [Molle, 2009]. Une étude de Khan *et al.* [2006] sur la performance de trois grands périmètres a indiqué une efficacité de l'irrigation de 77 % pour le périmètre d'irrigation Murrumbidgee en Australie, de 46 % pour Liuyuankou en Chine, et de 32 % pour Rechna Doab au Pakistan. L'efficacité est notée en général inférieure à 50 % en Australie [Marreels *et al.*, 2005] et à 37 % pour le périmètre d'irrigation Kangsabati en Inde [Mishra *et al.*, 2002]. En France, elle a été estimée à 18 % pour le périmètre du Canal de Gignac en 2008 [Combe, 2009], à 20 % dans la région de la Crau et à 26 % pour le Domaine du Merle (étude de la quantification des flux d'eau en irrigation gravitaire en zone de Crau, [Saos, 2006]). Outre l'efficacité, l'adéquation, l'équité, la fiabilité, et la ponctualité sont aussi trouvées relativement faibles dans certains périmètres étudiés dans les ouvrages de Palmer *et al.* [1991], Bie *et al.* [2003], Unal *et al.* [2004] et Salvador *et al.* [2011]. Cette faible performance dépend notamment de l'inadaptation de la distribution de l'eau à la pratique des usagers [Rijo et Pereira, 1987; Marreels *et al.*, 2005; Ghumman *et al.*, 2006; Renault *et al.*, 2007; Yilmaz *et al.*, 2009; Spencer, 2011].

En effet, dans les méthodes traditionnelles, la planification du calendrier d'arrosage et des manœuvres des ouvrages ne prend pas en compte ni les conditions climatiques, ni la croissance réelle des plantes (et donc leur besoin en eau), ni les états hydriques du sol. En réalité, les usagers prélèvent plus d'eau quand la demande en eau des plantes est importante et moins quand leur demande est plus faible. Le non respect du droit d'eau¹ peut entraîner des conflits entre les usagers. Par ailleurs, la disponibilité des usagers et du garde canal sont aussi des facteurs importants qui vont contraindre les prélèvements réels sur un réseau. Tous ces aspects amènent à imaginer des méthodes de planification des accès à l'eau, en vue d'améliorer la performance de la gestion des canaux (la gestion tactique et opérationnelle).

1.3 Enjeux de la distribution de l'eau sur un réseau de canaux à surface libre

1.3.1 Structure des réseaux d'irrigation

Un réseau de canaux à surface libre comprend des ouvrages linéaires et ponctuels. Les ouvrages linéaires sont des canaux qui assurent le cheminement depuis la source jusqu'à la répartition de

¹Une quantité d'eau attribuée au usager, qui s'exprime en général par une durée unitaire de prélèvement (exemple : 5h/ha/semaine)

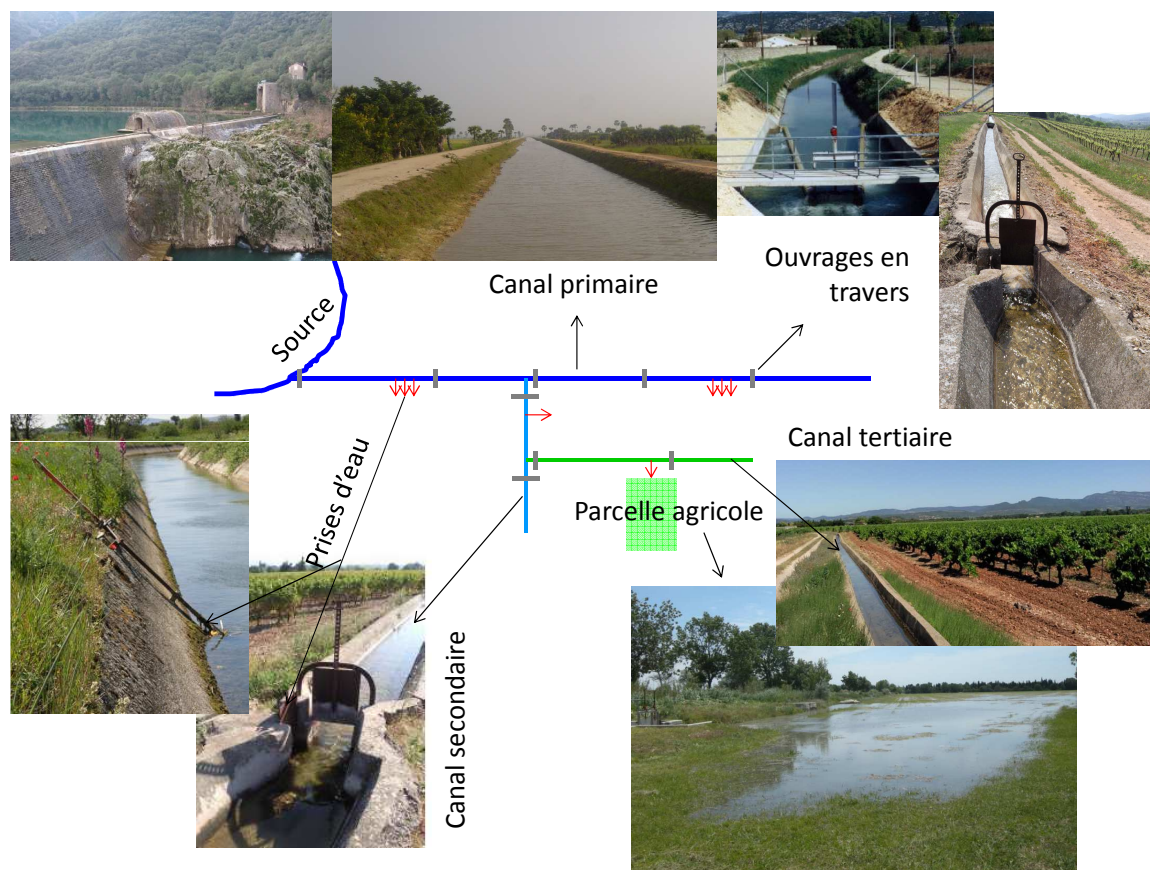


FIGURE 1.3 – Présentation du réseau de canaux d'irrigation

l'eau aux différentes positions des prises d'irrigation² qui peuvent se situer à tous les niveaux des canaux (Fig. 1.3), en général au nombre de 3 : primaire, secondaire, et tertiaire. Un canal primaire achemine l'eau depuis la source ou la tête morte³ vers les canaux secondaires qui acheminent l'eau ensuite vers les canaux tertiaires. Les sections de canaux primaires et secondaires diminuent au fur et à mesure vers l'aval en fonction de la superficie irriguée restante. Un canal tertiaire est appelé parfois arroseur si c'est le dernier niveau du réseau. Il peut y avoir un 4^{eme} niveau pour un grand périmètre irrigué, le canal quaternaire remplaçant le rôle du canal tertiaire (ex. périmètre de Narmada en Inde). Les ouvrages linéaires sont construits en terre, en béton, ou revêtus par un géotextile en fonction des moyens financiers. Les canaux en terre sont moins coûteux mais la perte d'eau par infiltration peut être importante [Wachyan et Rushton, 1987]. En plus, le coût d'entretien est aussi élevé.

Outre les ouvrages linéaires, les autres ouvrages qui contrôlent les niveaux et la répartition des débits, et aident à franchir des obstacles, sont les ouvrages de régulation de niveau, les ouvrages de répartition et de prise, et les ouvrages de sécurité [Tran-Minh, 2006]. Ces ouvrages sont construits en travers ou en latéral en fonction du type d'ouvrage, par exemple : la vanne, le seuil

²Point de prélèvement de l'eau dans un canal

³Un canal d'amenée qui achemine l'eau depuis la source jusqu'au périmètre. La tête morte ne dessert pas d'utilisateurs.

ou le déversoir, le bec de canard, le partiteur, la prise d'irrigation, le siphon, etc. Sur un réseau traditionnel ne trouve en général que des vannes manuelles. Un garde canal a la responsabilité de les manœuvrer pour assurer les débits aux prises d'irrigation (d'eau) selon le calendrier d'arrosage. Des vannes automatiques sont de plus en plus installées aujourd'hui, notamment sur les périmètres de distribution arrangée et à la demande afin de réduire la main d'œuvre, et aussi améliorer la qualité de distribution grâce à la flexibilité sur la régulation des débits. Les vannes automatiques sont des vannes motorisées avec régulation externe, et des vannes à flotteurs avec régulation intégrée (ex. Vanne Neyrtec AMIL, AVIO, et AVIS) [Replogle et Clemmens, 1987; Goussard, 2006]. Souvent, les vannes automatiques sont installées dans un canal primaire et secondaire en fonction des moyens financiers disponibles. Malaterre [2006] a décrit les différents niveaux d'automatisation qui existent : surveillance-acquisition automatique, télécommande automatique, élaboration automatique des consignes et/ou des ordres, automatisme de manœuvre, et automatisme de réglage.

1.3.2 Mode de distribution de l'eau

La répartition de l'eau aux prises sur un réseau d'irrigation par gravité est faite selon un calendrier d'arrosage qui est déterminé en fonction des modes de distribution choisis. Ces modes de distribution se caractérisent par 3 paramètres de distribution qui sont "l'heure (l'instant) de démarrage", "la durée", et "le débit". L'heure de démarrage est le moment où un usager peut prélever l'eau dans un canal. La durée et le débit sont respectivement le temps et le débit de prélèvement. Ces trois paramètres peuvent être "fixes", "modulés", "arrangés", "limités" ou "libres". La définition de ces terminologies est comme suit :

- Fixe : la détermination d'un paramètre est faite avant la saison d'irrigation et aucune modification n'est faite durant la saison d'irrigation.
- Modulé : la modification est faite par le gestionnaire.
- Arrangé : la modification est faite par accords entre les usagers et le gestionnaire.
- Limité : les usagers ont accès à l'eau à volonté mais dans les limites imposées par le gestionnaire.
- Libre : les usagers ont accès à l'eau à volonté sans limites.

Gilot et Ruf [2006] et Clemmens [1987] ont décrit quatre grands groupes de modes de distribution qui sont :

1. **Distribution par rotation.** Il s'agit d'une distribution lorsque la période d'irrigation est tranchée en durées constantes (fréquences de rotation) et durant chaque tranche, les usagers ont le droit de recevoir l'eau seulement une fois. Les heures de démarrage peuvent être fixées ou limitées. Les durées et les débits peuvent être fixés, modulés, et / ou limités. Les caractéristiques de ces trois paramètres déterminent les variantes des modes de distribution

par rotation. Par exemple, la distribution par rotation fixe est exprimée quand ces trois paramètres sont fixes. Lorsqu'au moins un paramètre est modulé et les autres sont fixes, il s'agit de la distribution par rotation modulée. Dans un autre cas, lorsqu'au moins un paramètre est limité et les autres sont fixes, il s'agit de la distribution par rotation souple. En outre, la distribution continue est aussi dans la famille des modes de distribution par rotation. Dans ce contexte, les usagers ont le droit de recevoir l'eau en continu, il n'y a aucun partage du temps d'utilisation entre les usagers.

2. **Distribution par la gestion centrale.** Aucun arrosage n'est prévu longtemps à l'avance. Le gestionnaire du réseau décide seul des arrosages en fonction des besoins des cultures, des conditions climatiques, et des contraintes techniques. Les trois paramètres sont ainsi modulés.
3. **Distribution arrangée.** Il s'agit d'une distribution faite lorsque les trois paramètres sont arrangés. Si au moins l'heure de démarrage est arrangée, les deux autres paramètres peuvent être fixés et ou limités, il s'agit de la famille des modes de distribution arrangée. Par exemple, la distribution arrangée à débit limité : le débit est limité, mais l'heure de démarrage et la durée sont arrangées. L'arrangement peut porter sur ces 3 paramètres et est fait un certain laps de temps après la demande de l'utilisateur (d'un à quelques jours), en tenant compte des autres demandes, des possibilités des infrastructures et des disponibilités des ressources. La distribution arrangée est employée de plus en plus aux États-Unis, en Australie et en Europe.
4. **Distribution à la demande.** Les usagers ont libre accès à l'eau. Les trois paramètres sont contrôlés localement par les usagers. Il existe deux autres modes : demande limitée en débit, et demande avec fréquence arrangée. Ceux-ci signifient respectivement que le débit est limité et que l'heure de démarrage est arrangée. Les deux autres paramètres sont libres. La distribution à la demande en débit limité est appliquée par exemple sur le périmètre du Canal de Provence, du Canal de la Neste et du Bas Rhône Languedoc (en France) [Malaterre, 2006]. Ces deux périmètres comprennent les réseaux sous pression. La distribution à la demande est rarement appliquée sur les réseaux d'irrigation de canaux à surface libre, ceci étant dû au temps de retard important dans le transfert d'eau. Ce qui ne peut s'adapter facilement à une demande importante [Malaterre, 2006].

Les distributions par rotation fixe ou continue sont simples à gérer, et en plus le coût d'opération est faible [Clemmens, 1987]. Cependant, ces modes de distribution imposent beaucoup de contraintes aux usagers et aux cultures. Ces contraintes sont réduites lorsque la distribution arrangée est mise en place. Dans la distribution à la demande, les contraintes sont négligeables. En même temps, il est nécessaire d'avoir une grande capacité du canal, et des vannes automatiques, entraînant d'importants investissements [Clemmens, 1987; Merriam, 1987].

1.3.3 Tour d'eau

Un tour d'eau est un concept pour définir le tour des usagers pour prélever l'eau dans un canal d'irrigation. Selon notre analyse sur différents documents [Hautreux, 2001; Leconte, 2003; Chapdaniel, 2009; Dorchies *et al.*, 2011], la distribution au tour d'eau est un autre terme utilisé dans la distribution de l'eau sur un réseau de canaux à surface libre, lorsque la distribution est faite par tranches de temps (soit un cycle d'irrigation de l'ensemble des usagers). Chaque usager n'a qu'un seul prélèvement sur un tour d'eau. La longueur de tranche est appelée "durée de tour d'eau". Si cette durée est constante, ça renvoie à la notion de rotation : dans ce cas, la distribution au tour d'eau et la distribution par rotation sont les mêmes. Ainsi, les distributions par rotation modulée et souple deviennent respectivement la distribution au tour d'eau modulé et tour d'eau souple. La distribution au tour d'eau peut être aussi la distribution par la gestion centrale (tour d'eau modulé) et la distribution arrangée (tour d'eau arrangé).

La distribution au tour d'eau est en général faite par "module"⁴. Sur une période d'irrigation, il existe plusieurs tours d'eau et pour chaque tour d'eau, il existe également plusieurs modules. Par exemple, la distribution sur un réseau du Canal de Gignac, en France, commence le 15 mars et finit le 15 octobre. Les tours d'eau se font toutes les semaines avec 100 modules dont chacun a une main d'eau de 35 l/s et chaque usager a un droit d'eau de 5 h/ha. D'autres exemples se trouvent dans le nord-est de l'Inde et au Pakistan pour lesquels la distribution de l'eau est basée sur le principe du "Warabandi" [Dhillon et Paul, 1988; Pike, 1995; Khepar *et al.*, 2000; Gorantiwar et Smout, 2007]. Ce mode de distribution est pratiqué sur un secteur tertiaire auquel l'eau est délivrée en continu avec un module. Les usagers de ce secteur ont le droit de prélever toute l'eau dans le canal lors de son tour. La durée d'un tour d'eau est souvent de 7 jours (exemple : système de tours d'eau dans les périmètres du Bassin de l'Indus) mais dans certains cas cette durée peut être plus élevée (par exemple entre 9,5 et 10,5 jours⁵). Le droit d'eau dépend du périmètre. Dans le secteur tertiaire 34790R du périmètre Sirhind au Punjab en Inde, le droit d'eau est estimé à 0,75 h/ha et une main d'eau de 52 l/s [Khepar *et al.*, 2000]. Ce type de mode de distribution est aussi pratiqué sur les canaux de la Crau (Sud de la France).

Dans la plupart des périmètres du monde, la distribution de l'eau aux prises d'irrigation s'effectue par le mode de distribution au tour d'eau [Replogle, 1987] qui nécessite un calendrier d'arrosage et un planning de manœuvre des ouvrages, en particulier des vannes de régulation des débits. Cela demande donc de planifier l'allocation de l'eau pour les usagers en avance, et les manœuvres des vannes avant et pendant le tour d'eau.

⁴Un groupe d'usagers qui ont la même main d'eau (un débit fixé constant pour un usager qui peut le prélever dans un canal) et prélève l'eau de manière séquentielle par l'ordre soit de l'amont vers l'aval, soit de l'aval vers l'amont.

⁵Un nombre non entier de jours permet de décaler, d'une fois sur l'autre, le moment de la journée où l'utilisateur a accès à l'eau.

1.3.4 Planification de l'allocation de l'eau

La planification de l'allocation de l'eau est une action de détermination des trois paramètres de distribution ci-dessus ou un calendrier d'arrosage. A quelle heure, pendant combien de temps, et avec quel débit un usager peut-il prélever l'eau sur sa prise d'irrigation ? Dans la gestion des canaux, la planification de l'allocation de l'eau correspond au cadre de la gestion tactique [Mallaterre, 1994; Lamacq, 1997] dont l'échelle de temps est de l'ordre journalière ou hebdomadaire (durée d'un tour d'eau). La planification tient compte de la ressource, des contraintes sur le réseau, et des contraintes sur les usagers. Les règles de planification dépendent des modes de distribution employée dans le périmètre.

- Dans la distribution au tour d'eau fixe, le calendrier est défini avant la saison d'irrigation et appliqué tout au long de la saison. Dans la méthode traditionnelle, les 3 paramètres sont fixés selon le droit d'eau et l'ordre d'arrosage qui est défini par le gestionnaire. La durée de prélèvement d'un usager dépend ainsi de la superficie de sa parcelle et l'heure de démarrage dépend de l'ordre qui est en général défini par la position des prises, de l'amont vers l'aval ou à l'inverse. Une fois l'heure de démarrage d'une prise connue, les heures de démarrage des prises sont systématiquement trouvées. Les calendriers des tours d'eau suivants sont les mêmes. L'intervalle entre deux prélèvements d'une prise correspond à la durée d'un tour d'eau, à la durée de rotation, ou la période d'attente qui est aussi fixée par le gestionnaire.
- Dans la distribution au tour d'eau arrangé, le calendrier est défini pour chaque tour d'eau selon la flexibilité des paramètres de distribution. Par exemple, si l'arrangement porte sur l'heure de démarrage, la durée et le débit sont définis selon le droit d'eau fixé avant la saison d'irrigation et l'heure de démarrage sont modifiables à chaque tour d'eau. Le gestionnaire collecte les demandes des usagers et les étudie afin de trouver un calendrier commun. Cette action est faite dans un certain laps de temps avant chaque tour d'eau.
- Dans la distribution par la gestion centrale ou au tour d'eau modulé, le calendrier est fait au fur et à mesure au cours du temps par la décision du gestionnaire qui est fonction de la croissance des plantes, des conditions météorologiques, et des contraintes liées au réseau, à la ressource et au personnel.

Pour un grand périmètre, il peut y avoir des modes de distribution mixtes ; par exemple : tour d'eau fixe et tour d'eau arrangé, à la demande et/ou distribution continue suivant les usagers dans le secteur. La règle de gestion peut être aussi variable. En plus, il existe également différentes fréquences ou durées de rotation. En général, le calendrier est établi par secteur qui comprend un seul mode de distribution et avec une seule fréquence de rotation.

1.3.5 Planification des manœuvres

La mise en eau sur un réseau de canaux qui est équipé par des vannes manuelles, nécessite un planning de manœuvre. Ce planning comprend la position de vanne, l'heure de manœuvre, et le

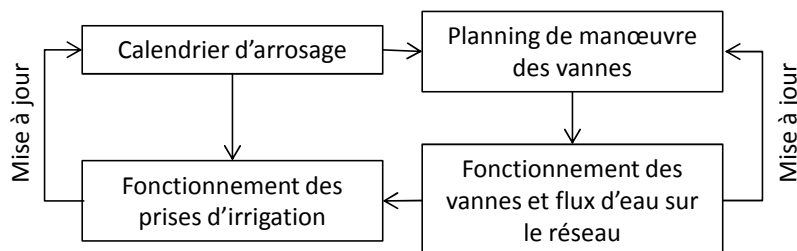


FIGURE 1.4 – Schéma simplifié de la distribution d'eau sur un réseau de canaux à la surface libre

débit de consigne⁶. Les manœuvres des vannes doivent permettre de répondre aux prélèvements sur les prises par un calendrier d'arrosage. La planification est faite en deux temps :

1. Avant la distribution. Il s'agit d'élaborer un planning de manœuvre qui s'adapte à un calendrier d'arrosage. Le planning de manœuvre des vannes est pour une durée d'un tour d'eau.
2. Pendant la distribution. Il s'agit de la gestion opérationnelle des canaux [Malaterre, 1994; Lamacq, 1997]. Il est nécessaire d'élaborer un planning de manœuvre des vannes à un pas de temps plus petit que la durée d'un tour d'eau, par exemple un pas de temps journalier. En pratique, le garde canal met à jour son plan opérationnel, en fonction des débits disponibles, et des changements imprévus liés aux refus des irrigations, aux conditions météorologiques et aux arrangements pour satisfaire les usagers. Les usagers peuvent prélever l'eau dans un canal selon leur calendrier attribué avant la période de distribution ou le tour d'eau. Ce prélèvement dépend aussi de la disponibilité de la quantité d'eau à la prise concernée. Il existe localement des arrangements soit avec les voisins ou soit avec le garde canal. Lors de l'arrangement, le fonctionnement des prises d'irrigation est modifié. Le calendrier d'arrosage doit être mis à jour. Cela modifie également le planning de manœuvre des vannes (Fig. 4.6).

La mise en application du calendrier et du planning de manœuvre est réalisée par les usagers et le garde canal. Les prises d'eau sont en principe manœuvrées par les usagers eux-mêmes. Par ailleurs, un garde canal gère plusieurs vannes sur le canal primaire, secondaire ou tertiaire. Pour un grand périmètre, il peut y avoir plusieurs gardes canal. Par exemple pour le Canal de Gignac (2800 ha), le réseau est découpé en plusieurs secteurs secondaires et un garde canal gère seulement un ou deux secteurs secondaires. Pour le cas du Domaine du Merle, un périmètre d'irrigation de petite taille (150 ha), un seul garde canal gère toutes les vannes et les prises d'irrigation. Un garde canal se déplace sur le réseau d'une vanne ou d'une prise à une autre en fonction des besoins de manœuvre. Dans le passé, les gardes canal travaillaient en permanence 24 h/24 et 7 jour/7 durant la saison d'irrigation ou la période de distribution. Aujourd'hui, cette condition de travail est considérée comme un travail pénible. Le travail de nuit doit être réduit

⁶Dans la pratique, le débit régulé devrait être remplacé par l'ouverture de vanne ou par la cote aval de l'eau

et les manœuvres des vannes doivent être réalisées pendant les horaires prévus, dans la mesure du possible.

1.4 Méthodes de planification d'un scénario de distribution d'eau

La planification d'un scénario de distribution d'eau est de plus en plus complexe du fait des évolutions des périmètres irrigués. Traditionnellement, les périmètres ont été dimensionnés pour un usage agricole, avec un type de culture standard et un seul type d'irrigation. Aujourd'hui, les réseaux d'irrigation traditionnels sont sollicités pour de nouveaux usages, comme les usages industriels et urbains (ex. Canal de Gignac). De plus, certains autres réseaux alimentent des parcelles de diverses cultures avec divers modes d'irrigation. Le tour d'eau fixe peut être trop contraignant pour être applicable, par exemple lors la durée du tour d'eau (durée minimale entre deux arrosages successifs) est inadaptée aux besoins imposés par la demande en eau des cultures ou par la technique d'irrigation. On doit alors passer d'un tour d'eau fixe à un tour d'eau arrangé ou tour d'eau mixte (fixe, arrangé, continu,...).

La planification d'un tour sur un ensemble du réseau nécessite de prendre en compte de nombreux paramètres. Dans cette perspective, de nombreuses méthodes de planification ont été proposées, plus ou moins complexes et efficaces, en fonction des besoins et des contraintes techniques. Ces méthodes sont classées en deux groupes : méthodes sans optimisation et méthodes avec optimisation.

1.4.1 Méthodes sans optimisation

Il s'agit des méthodes qui permettent de mieux organiser les tours d'eau, de stocker les historiques de l'irrigation et de gérer l'administration sur l'ensemble du périmètre. La FAO a développé un outils "SIMIS" (Scheme Irrigation Management Information System) pour la gestion des tâches journalières liées à l'irrigation, notamment la planification des tours d'eau [Mateos et Lo, 2002; Lozano et Mateos, 2008]. Cet outil s'adapte au tour fixe, arrangé et à la demande en débit limité. Par ailleurs, Clemmens et Strand [2010] ont proposé un logiciel (SacMan) aussi pour la gestion des canaux sous contrôle automatique. SacMan permet de planifier les tours d'eau arrangés et les manœuvres des ouvrages. Cependant la planification par ces méthodes est faite sans optimisation.

1.4.2 Méthodes avec optimisation

Il s'agit des méthodes qui permettent de mieux définir l'allocation de l'eau aux usagers et les manœuvres des vannes sous des critères de satisfaction et des contraintes. Suryavanshi et Reddy [1986] ont proposé une approche formulée sous la programmation binaire (0-1 programming) pour déterminer les modules ("Streamtube", le terme utilisé dans leur article) dans lesquels les usagers se situent, en minimisant le nombre de modules, et en limitant la durée d'un tour d'eau. Les usagers qui sont dans le même "Streamtube" reçoivent l'eau de manière séquentielle et dans l'ordre amont-aval. Les fonctionnements des "Streamtube" sont indépendants. Cette méthode est

appelée par la suite la méthode de "Streamtube". Wang *et al.* [1995] ont trouvé que la formulation de Suryavanshi et Reddy [1986] ne permet pas de bien minimiser le nombre des modules dans divers cas. Pour cette raison, ils ont retravaillé sur ce problème et corrigé les aspects manquants. La nouvelle méthode est appliquée dans la distribution au tour d'eau fixe. Ce type de problème est traité aussi par Mohamed *et al.* [2010]. Leur méthode est similaire à celle de Suryavanshi et Reddy [1986].

En se basant sur le principe de "Streamtube", Anwar et Clarke [2001], Anwar *et al.* [2006], et De Vries et Anwar [2006] ont proposé des méthodes qui permettent de traiter le problème d'un tour arrangé avec durée et débit fixes. Ces méthodes visent à déterminer l'heure de démarrage à partir de la demande des usagers pour une durée d'un tour d'eau. Leurs objectifs sont de réduire les écarts entre les offres et les demandes, et la capacité du canal (réduire le nombre de "Streamtube"). Les plages d'accès à l'eau sont planifiées par cette méthode, les usagers recevant l'eau de manière séquentielle continue dans le même "Streamtube".

Pour mieux délivrer l'eau aux heures de démarrage demandées, De Vries et Anwar [2004] et Anwar et De Vries [2004] ont proposé une autre méthode en tenant compte de la flexibilité sur le temps entre deux prélèvements séquentiels, mais en considérant un débit fixé et identique pour tous les usagers. Dans leur méthode, il peut y avoir un laps de temps libre entre deux prélèvements. De Vries et Anwar [2004] ont formulé la méthode sous la programmation en variables mixtes et Anwar et De Vries [2004] sous l'algorithme heuristique. La méthode de De Vries et Anwar [2004] et Anwar et De Vries [2004] est reformulée par Haq *et al.* [2008]; Anwar et Haq [2013] avec un algorithme génétique. De Vries et Anwar [2006] ont introduit la notion de temps de transfert d'eau dans leur formulation [De Vries et Anwar, 2004] pour améliorer l'équité.

Reddy *et al.* [1999] a proposé une méthode dite "Timebloc" pour allouer l'eau dans un canal secondaire aux canaux tertiaires. Le problème consiste à définir l'heure de démarrage de chaque canal tertiaire pour une durée et un débit fixés. Les prélèvements simultanés sont limités par la capacité du canal secondaire. Leur méthode est résolue par programmation linéaire en variables mixtes. Elle a ensuite été reformulée par Wardlaw et Bhaktikul [2004], Haq *et al.* [2008], Mathur [2009], et Peng *et al.* [2012] pour la résolution avec un algorithme génétique. La planification s'effectue par la minimisation des pertes d'eau en bout du réseau. Cette méthode permet également de traiter le problème du tour d'eau fixe [Suryavanshi et Reddy, 1986; Wang *et al.*, 1995] ou arrangé [Anwar et Clarke, 2001]. En plus, le principe de "Timebloc" permet de planifier les tours d'eau dans la distribution à la demande avec fréquence arrangée. En effet, les usagers ont des durées et des débits différents. Ce type de problème est traité aussi par Nixon *et al.* [2001] et Alende *et al.* [2009]. Nixon *et al.* [2001] ont formulé leur méthode en utilisant un algorithme génétique pour la résolution dans un cadre d'optimisation des tours d'eau sur un périmètre en Australie : les usagers demandent les 3 paramètres de distribution (débit, durée, temps de démarrage), et le gestionnaire planifie tous les jours ces demandes pour l'irrigation dans 2 à 3 jours. Alende *et al.* [2009] ont introduit également la notion de transfert d'eau dans un canal dont le niveau d'eau est contrôlé par les vannes automatiques. Ils ont formulé une approche en utilisant la programmation linéaire en variables binaires pour trouver l'heure de démarrage

des prises en stabilisant la ligne d'eau dans un canal.

Les approches ci-dessus sont appliquées dans certains périmètres en Inde, en Chine et en Australie. Ces périmètres sont :

- Canal tertiaire (n° 3) de Meena en Inde [Suryavanshi et Reddy, 1986; Anwar et Clarke, 2001]. Ce canal a une longueur de 1,9 km et dessert 155 ha. La livraison de l'eau aux parcelles se fait par 8 prises d'irrigation le long du canal qui ont la même capacité de 30 l/s. L'eau est distribuée 7 jours de période de retour (6 jours de fonctionnement et un jour de chômage). L'ordre selon des prises prioritaires est donné de l'aval vers l'amont.
- Canaux tertiaires de "Sunni Minor canal" et de "Ugud Minor canal" du périmètre irrigué de Gezira au Soudan [Mohamed *et al.*, 2010]. Le canal tertiaire de "Sunni Minor canal" alimente 16 prises d'irrigation pour 354 ha. Le canal tertiaire de "Ugud Minor canal" alimente 30 prises d'irrigation pour 703 ha. Les prises ont le même débit de 116 l/s. La durée de prélèvement de chaque prise dépend de la taille de la parcelle et de la plante cultivée.
- Canal secondaire n° 11 du périmètre d'irrigation de Feng-Jia-Shan en Chine [Monem et Namdarian, 2005; Mathur, 2009]. Il distribue l'eau à 3930 ha avec une capacité maximale de 2,8 m³/s. Ce canal dessert l'eau pour deux secteurs : Famen (2000 ha) et Chenguan (1930 ha). Il existe 26 prises d'irrigation et chaque prise d'irrigation a la capacité de 0,2 m³/s. Le tour d'eau s'effectue avec une période de retour de 14 jours.
- Canal de Xi Le Submain de Hetao en Chine [Reddy *et al.*, 1999; Wardlaw et Bhaktikul, 2004; Mathur, 2009]. Ce canal d'amené a la capacité de 22,3 m³/s. Il alimente 117 canaux latéraux qui ont des capacités différentes (entre 0,4 m³/s et 3 m³/s). La distribution en eau se fait par rotation de 12 jours.
- Canal primaire " East Goulburn ", Victoria en Australie [Nixon *et al.*, 2001; Alende *et al.*, 2009]. C'est un des grands périmètres d'irrigation en Australie. Le canal primaire est décomposé en plusieurs biefs et chaque bief est contrôlé par une vanne automatique. Ce périmètre d'irrigation applique le tour d'eau arrangé. Les usagers ont la liberté de demander leurs besoins (débit, durée et temps) en avance de quelques jours. Le gestionnaire prévoit le programme d'irrigation chaque jour.

En outre, Santhi et Pundarikanthan [2000] ont développé une autre méthode pour allouer l'eau aux canaux tertiaires dans la distribution au tour d'eau fixe, selon quatre critères : localisation, ponctualité, adéquation, et équité. Ces quatre critères sont calculés au pas de temps journalier pour chaque canal tertiaire et sont agrégés. Le choix des canaux pour le fonctionnement est fait dans l'ordre descendant des valeurs des critères agrégés. Cette méthode a été améliorée par Kaur *et al.* [2013] pour mieux respecter des critères d'allocation de l'eau. Belaqziz *et al.* [2014] ont aussi proposé une méthode basée sur l'algorithme évolutionniste de "Covariance Matrix Adaptation" pour allouer également l'eau aux canaux tertiaires en tenant compte des différents critères : stress

hydrique des parcelles agricoles, contraintes sur la capacité du réseau, et temps disponible du garde canal.

La gestion optimale de l'eau dans un réseau de canaux peut aussi intégrer des critères de type agronomique ou économique. Smout et Gorantiwar [2005], et Gorantiwar et Smout [2005] ont proposé une méthode pour allouer l'eau et les superficies cultivées aux différentes cultures par secteur tertiaire sur une saison d'irrigation, en maximisant le bénéfice net, les superficies cultivées, et les rendements obtenus par chaque culture. Le calendrier d'arrosage de chaque tour d'eau et les rendements sont simulés à partir d'un modèle agronomique en tenant compte du sol, des plantes et du climat de différents secteurs. L'eau transférée aux secteurs est limitée par la quantité disponible de chaque tour d'eau et la capacité des canaux. Ils ont utilisé la programmation linéaire (LP) pour l'optimisation. Kanooni et Monem [2014] ont aussi proposé une méthode pour allouer l'eau aux canaux secondaires. Leur méthode comprend 3 phases dont la première porte sur l'allocation des quantités d'eau aux cultures pour des superficies fixées en maximisant le bénéfice net. Les quantités optimales d'eau allouée aux cultures sont déterminées pour chaque intervalle d'irrigation sur la saison à l'aide d'un programme linéaire. A partir de ces quantités, les demandes en volume d'eau des canaux secondaires sont calculées dans la phase 2. En phase 3, Kanooni et Monem [2014] ont utilisé cette fois-ci l'algorithme génétique pour l'heure de démarrage des canaux secondaires. Ils cherchent à minimiser les nombres de blocs qui fonctionnent simultanément, les temps de fonctionnement de chaque bloc et les écarts entre l'offre et demande (volumes) en respectant la durée de l'intervalle d'irrigation et la capacité des canaux.

1.5 Problématiques et objectif de la thèse

Plusieurs terrains d'étude de l'équipe de recherche en Gestion Opérationnelle de l'UMR G-Eau⁷ ont mis en évidence les enjeux de la modernisation et la logique de gestion de plusieurs canaux en France, au Maroc, au Niger, au Pakistan, au Sénégal, au Sri Lanka, à l'Île Maurice, au Burkina Faso, et en Tunisie. La tendance générale est d'aller vers une distribution de l'eau au plus proche de la demande, afin de limiter les pertes en eau liées à une offre inadaptée aux attentes des usagers. Cependant, pour des raisons techniques (caractéristiques initiales des réseaux) et économiques, la modernisation des réseaux de distribution d'eau est faite souvent de manière "hybride" avec des parties à surface libre et d'autres sous pression (voire basse pression), avec des modes de distribution à la demande, à demande limitée, au tour d'eau fixe ou arrangé, et avec des vannes manuelles ou automatiques. Une bonne méthodologie de gestion opérationnelle et tactique est donc indispensable sur ces réseaux de canaux d'irrigation, permettant de mieux distribuer l'eau aux points de commande, avec moins de pertes d'eau et une meilleure satisfaction des usagers et du gestionnaire.

Les méthodes présentées dans la section 1.4.2 permettent de planifier la distribution de l'eau au tour d'eau fixe ou arrangé sur une branche d'un canal. Elles visent à optimiser les heures

⁷Unité mixte de recherche "Gestion de l'eau, acteurs et usages"

de démarrage des prises ou des sous branches en fonction des objectifs et contraintes plus ou moins flexibles. Certaines méthodes planifient un calendrier d'arrosage sans prendre en compte le transfert d'eau, les conditions hydrauliques et la main d'œuvre (certaines méthodes de type Streamtube, méthodes de type Timebloc et méthode de Nixon *et al.* [2001]). Celles qui ont introduit la notion du temps de transfert d'eau (méthodes de De Vries et Anwar [2006]) et/ou la main d'œuvre (méthodes de Santhi et Pundarikanthan [2000], Kaur *et al.* [2013] et Belaqziz *et al.* [2014]) ont utilisé des formulations basées sur des hypothèses très simplifiées sur le fonctionnement hydraulique des réseaux, ou n'ont pas eu recours à l'optimisation pour élaborer le planning de manœuvre des vannes. Alende *et al.* [2009] ont proposé une méthode qui a bien pris en compte des aspects hydrauliques (temps de retard, ligne d'eau et transfert d'eau) mais elle est formulée pour s'appliquer sur un réseau dont les vannes sont automatiques. Cette méthode ne prend donc pas en compte les contraintes de main d'œuvre.

Une autre limite importante des approches d'optimisation mentionnées ci-dessus est qu'elles omettent deux critères essentiels pour la gestion : l'efficacité hydraulique (liée aux pertes en bout de réseau) et le coût d'opération (lié aux nombres et déplacements des gardes canal). En effet, la qualité de la distribution de l'eau sur un réseau de canaux à surface libre avec des vannes manuelles dépend très fortement de la main d'œuvre Lamacq [1997].

L'objectif de cette thèse est de mettre au point une méthode de planification de l'allocation de l'eau aux usagers, et des manœuvres des vannes (cas de vanne manuelle), permettant de considérer de nouveaux critères de gestion, et d'aider à la modernisation des réseaux. Cette méthode doit surmonter les principaux verrous identifiés : prise en compte des réseaux ayant de plusieurs canaux (ou bifurcation), et des prises d'eau pour multi-usage et diverses cultures (hétérogènes), des contraintes hydrauliques, des contraintes de main d'œuvre, des priorités entre les différents usages, et de la disponibilité de la ressource.

1.6 Méthodologie

Pour répondre aux objectifs de la thèse, nous avons d'abord proposé une formalisation des systèmes étudiés à partir de l'analyse de deux sites réels. Nous avons ensuite formulé le problème d'optimisation, et montré comment cette optimisation permet d'améliorer la planification de tours d'eau, et d'aider à identifier les principaux verrous limitant la performance de distribution, ceci afin d'identifier des priorités de modernisation des canaux.

1.6.1 Caractérisation du fonctionnement d'un réseau et identification des objectifs et des contraintes

Le type de réseau choisi comprend un à trois niveaux de canaux à surface libre : primaires, secondaires et tertiaires. Chaque niveau de canal comprend encore des prises d'irrigation auxquelles l'eau est délivrée aux usagers. Les vannes sur le réseau peuvent être automatiques ou manuelles. Dans le cas des vannes manuelles, un garde canal a la responsabilité de les manœuvrer pendant ses horaires de travail. Par ailleurs, les prises sur un réseau pour plusieurs usagers sont

manœuvrées par les usagers eux-mêmes. Les prises sur un réseau avec un seul usager sont aussi manœuvrées par le garde canal.

La distribution peut être faite par le mode de distribution au tour d'eau fixe, au tour d'eau arrangé, au tour d'eau modulé, à la demande avec fréquence arrangée, ou en continu. Pour éviter les problèmes liés aux incertitudes des conditions météorologiques, nous ne travaillons pas, dans cette thèse, sur l'optimisation de modèles agronomiques pour déterminer les besoins en eau des plantes. La quantité d'eau prélevée pour chaque prise est décidée en fonction du droit d'eau fixe, d'une modulation de celui-ci (si la ressource est insuffisante, par exemple) ou de la demande de l'utilisateur. Nous supposons que les valeurs exprimées par les usagers ou le gestionnaire sont connues et certaines.

Pour faire le lien entre l'offre et la demande, un système de réservation d'eau pourra ultérieurement être mis en place. Internet et la téléphonie mobile sont des moyens de communication très répandus aujourd'hui et utilisés dans la gestion de l'eau et l'agriculture [Vellidis *et al.*, 2007; Werick, 2012]. Une interface WEB et un serveur de communication par téléphone mobile sont déjà développés pour assurer l'adéquation entre offre et demande (<http://www.rubiconwater.com>) sur divers périmètres irrigués en Australie [Nixon *et al.*, 2001; Car *et al.*, 2012], en Espagne (<http://www.crcc.es>), et en France (CACG, <http://www.cacg.fr>).

Dans le cadre de l'optimisation, nous recherchons à déterminer l'heure de démarrage et la durée en fonction des objectifs et des contraintes. Le débit est considéré comme le débit demandé ou modulé, ou la main d'eau (débit fixé par le droit d'eau). Dans la distribution au tour d'eau fixe, à la demande avec fréquence arrangée, et continue, la durée est aussi connue.

Pour définir les objectifs et les contraintes, nous avons choisi deux terrains d'étude : le Canal de Gignac et le Domaine du Merle. Le Canal de Gignac nous permet de comprendre la distribution de l'eau aux nombreux usagers et les usages mixtes (diversification des cultures, usages urbains et différentes techniques d'irrigation). Les questions importantes sur l'adéquation et la qualité de service sont particulièrement étudiées. A contrario, le Domaine du Merle⁸, possède un réseau d'irrigation conçu uniquement pour un usage agricole. Ces deux périmètres ont une faible efficacité, des contraintes de réseaux (faible volume de stockage), de disponibilité de main d'œuvre et de ressource en eau. Ces différentes caractéristiques permettent d'analyser l'état de la gestion actuelle, les comportements des acteurs ainsi que les contraintes hydrauliques. L'étude sur ces deux terrains va être abordée dans le chapitre 2. Nous discutons également des problèmes de la distribution de l'eau sur d'autres périmètres afin d'intégrer des objectifs et des contraintes génériques.

1.6.2 Développement d'une méthode d'optimisation

Dans les problèmes de la distribution d'eau, l'optimisation est faite par les méthodes déterministes ainsi que stochastiques. La programmation linéaire des variables en nombres entiers et mixtes et les algorithmes génétiques sont largement utilisés (section 1.4.2). Wardlaw *et Bhaktikul* [2004];

⁸domaine expérimental de Supagro, légué en 1920 à l'Ecole d'agronomie de Montpellier

Haq *et al.* [2008]; Mathur [2009]; Peng *et al.* [2012] ont utilisé un algorithme génétique pour résoudre le problème de la planification des tours d'eau fixes et arrangés. Nixon *et al.* [2001] ont utilisé également un algorithme génétique dans le cadre de la distribution à la demande avec fréquence arrangée. L'algorithme génétique est aussi utilisé fréquemment dans le problème d'optimisation de la distribution de l'eau en réseaux urbains [Reca et Martínez, 2006; Broad *et al.*, 2010; Alfonso *et al.*, 2010; Barlow et Tanyimboh, 2012; Xu *et al.*, 2012; Goodwin *et al.*, 2012; Vojinovic *et al.*, 2012; Mala-Jetmarova *et al.*, 2012]. La raison de l'utilisation de l'algorithme génétique est que les méthodes déterministes convergent vers une solution avec un temps de calcul (CPU) très long. Wardlaw et Bhaktikul [2004]; Haq *et al.* [2008] ont montré que l'algorithme génétique peut trouver une solution comparable à celle d'un programme linéaire. Cependant, dans certains cas, le programme linéaire converge vers une solution plus vite. Penn *et al.* [2013] ont utilisé l'algorithme génétique pour l'optimisation de la ré-utilisation des eaux usées, et ont trouvé que l'algorithme génétique converge vers une solution avec un temps important. En plus, l'optimisation par une méthode stochastique converge vers une solution qui est variable à chaque calcul. Le calendrier d'arrosage obtenu est donc différent à chaque calcul sans avoir changé les paramètres de calcul. Ceci peut être un problème de transparence entre les usagers, et de la confiance des usagers. Reca *et al.* [2014] ont trouvé que le programme linéaire résout mieux les problèmes complexes que l'algorithme génétique. Colaço et Dulikravich [2009] ont fait d'une synthèse sur les algorithmes déterministes et stochastiques, et ont trouvé que les algorithmes déterministes convergent vers une solution en moins de temps. Certains lauréats de la compétition IPC (<http://ipc.icaps-conference.org>) ont utilisé des algorithmes déterministes pour résoudre leurs problèmes, par exemple les ouvrages de Edelkamp [2000] et Katz [2010]. Il existe de nombreux logiciels disponibles connus pour résoudre les problèmes déterministes linéaires ou quadratiques (continu ou discret) de grande dimension. Nous utiliserons les logiciels IBM ILOG CPLEX⁹ [IBM, 2009] ou Gurobi¹⁰ connus pour les qualités et leur robustesse. Dans cette perspective, nous adoptons une méthode déterministe, avec la programmation linéaire (voire quadratique) en variables mixtes (MILP : Mixed Integer Linear Programming, MIQP : Mixed Integer Quadratic Programming) pour résoudre notre problème d'optimisation.

La distribution d'eau est fonction du temps et de l'espace. L'approche la plus classique consiste à discrétiser l'espace et le temps. Les variables continues sont alors exprimées en un nombre discret de points de l'espace, à des instants définis par un pas de temps. La finesse de discrétisation entraîne le changement de la taille du vecteur ou de la matrice des variables. Par exemple, pour la variable du débit du canal $q(x, t)$, la taille de la matrice q dépend ainsi du nombre des x et t discrétisés, où x représente l'espace et t le temps. Pour éviter ce changement, t peut être considéré comme un vecteur de variables qui représentent les heures de perturbation sur le système (heure de manœuvre des vannes, heure de l'ouverture et de la fermeture des prises, etc.). Ces deux aspects seront plus explicités dans la section 3.2. Par ailleurs, l'espace est découpé typiquement par bief défini par un tronçon qui est délimité par un ouvrage amont et par un autre aval ou

⁹Le logiciel développé par le groupe d'IBM

¹⁰Le logiciel développé par l'équipe de Gurobi Optimisation, <http://www.gurobi.com>

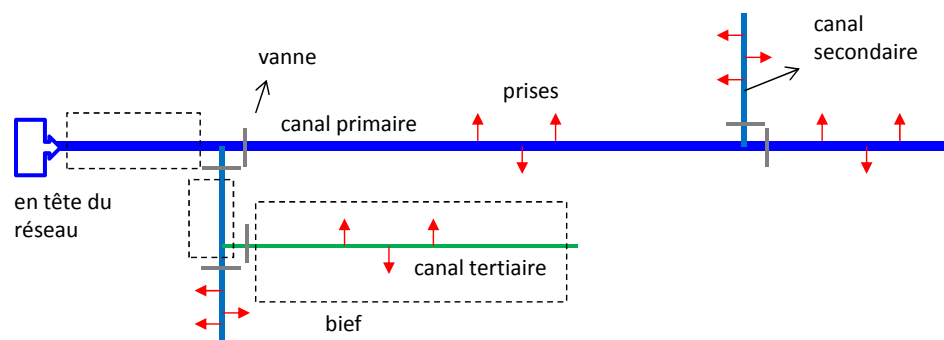


FIGURE 1.5 – Schéma de découpage d'un réseau

une bifurcation [Malaterre *et al.*, 1998; Marreels *et al.*, 2005; Bedjaoui *et al.*, 2008; Belaud *et al.*, 2013]. Un bief peut avoir 0 ou plusieurs prises d'irrigation (Fig. 1.5). Ce découpage permet de simplifier les aspects hydrauliques ultérieurement.

Le problème d'optimisation de la distribution d'eau comprend l'allocation de l'eau, le système physique et la main d'œuvre. Le problème de l'allocation de l'eau relatif au calendrier d'arrosage (heure de l'ouverture et de la fermeture des prises) est formulé, dans la littérature, à l'aide des variables binaires (0 et 1). Concernant le problème lié au système physique, on utilise généralement les équations de Saint-Venant et des lois de débit des ouvrages pour représenter les dynamiques d'écoulements dans un réseau, c'est-à-dire les variations de débit et de niveau d'eau dans tout le système. Ces équations sont pourtant non-linéaires. Pour s'adapter au problème linéaire, les équations de transfert et de contrôle d'eau seront basées sur une simplification des processus l'hydraulique. Le détail de simplification sera décrit dans le chapitre 3. Par ailleurs, le problème de la main d'œuvre porte sur les enjeux des manœuvres des ouvrages de régulation des débits sur le réseau : ouverture/fermeture des vannes, trajectoires du garde canal et horaires de travail. A notre connaissance, ce problème n'est pas traité dans la littérature. Cependant, il ressemble au problème du "Voyageur de commerce" [Korte et Vygen, 2010; Gardeux, 2011; Fouilhoux, 2011]. La modélisation de ces trois problèmes (allocation, système physique et main d'œuvre) est décrite dans le chapitre 3.

1.6.3 Planification d'un scénario de distribution d'eau

Les résultats obtenus lors de l'optimisation servent à définir un scénario de distribution : calendrier d'arrosage et manœuvres des vannes. Nous utilisons un réseau virtuel à taille réduite pour tester la méthode et choisissons un secteur secondaire du Canal de Gignac pour appliquer la méthode.

Du fait que le problème d'optimisation est basé sur l'hydraulique simplifié, le calendrier d'arrosage et les manœuvres trouvés doivent être validé par un modèle hydraulique. Nous choisissons le logiciel SIC²¹¹ pour modéliser le réseau secondaire du Canal de Gignac étudié. En effet, ce

¹¹Le logiciel de simulation des canaux d'irrigation développé par l'équipe de l'Irstea de Montpellier (<http://sic.g->

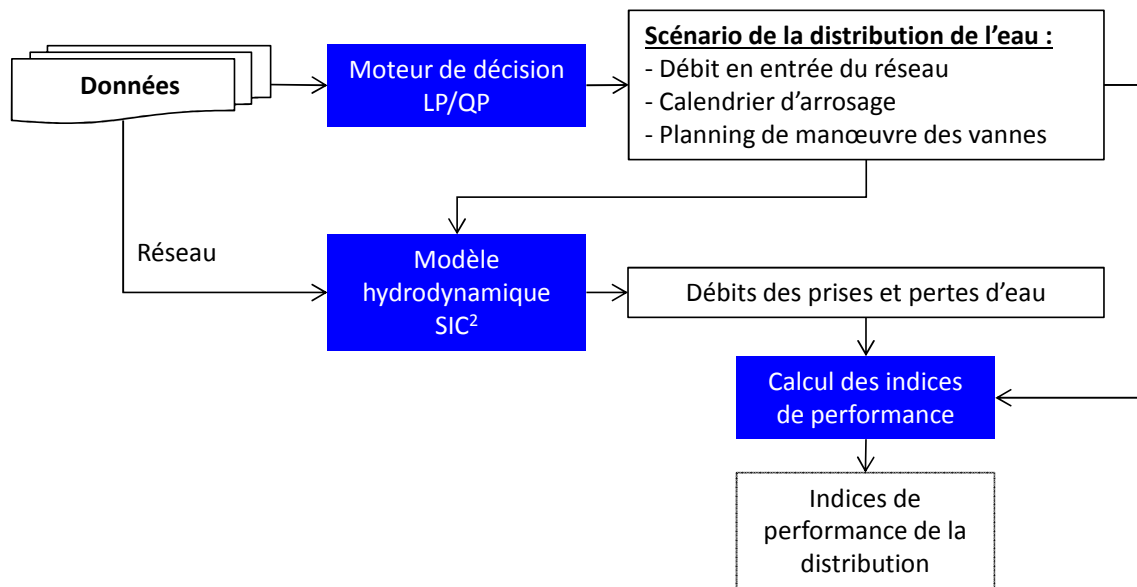


FIGURE 1.6 – Schéma de simulation du scénario optimisé en utilisant le logiciel SIC²

logiciel permet de modéliser un réseau ramifié de canaux ou de rivières en 1D, en utilisant les équations de Saint-Venant. Cet outil est capable en particulier de simuler des scénarios de gestion des canaux en régime transitoire. Cela nous permet de simuler le scénario de gestion obtenu lors de l'optimisation. Le processus de simulation est résumé dans la figure 1.6. Une fois obtenu le résultat de l'optimisation, le scénario de gestion (les débits en entrée du réseau, le calendrier d'arrosage et les manoeuvres des vannes) est établi. Le modèle hydraulique est ensuite exécuté avec ce scénario. Nous estimons les volumes d'eau aux exutoires et le volume d'eau prélevé sur les prises. Les indices de distribution sont aussi calculés à partir de ces valeurs.

La planification et la validation sont décrites dans le chapitre 4.

1.6.4 Modernisation d'un réseau

Dans la modernisation, nous analysons les composants du réseau qui permettent le mieux de relaxer les contraintes dans la distribution. En utilisant la méthode proposée, nous cherchons les contraintes les plus pénalisantes, qui, par conséquent, apparaissent comme prioritaires pour la modernisation. Nous choisissons cette fois-ci le problème de la distribution de l'eau sur le Domaine du Merle pour illustrer la modernisation. En effet, ce réseau illustre bien les problématiques de la main d'œuvre qui contraint les possibilités d'action des ouvrages sur les réseaux traditionnels. La partie de la modernisation est décrite dans le chapitre 5.

CHAPITRE 2

IDENTIFICATION DES OBJECTIFS ET DES CONTRAINTES DE LA DISTRIBUTION DE L'EAU SUR UN RÉSEAU DE CANAUX À SURFACE LIBRE

Sommaire

2.1	Introduction	47
2.2	Présentation générale des terrains	48
2.2.1	Canal de Gignac	48
2.2.2	Domaine du Merle	49
2.3	Matériel et Méthodes	51
2.3.1	Critère d'analyse	51
2.3.2	Protocole de mesures	53
2.4	Résultats et discussion	54
2.4.1	Résultats du Canal de Gignac	54
2.4.1.1	Flux d'eau	56
2.4.1.2	Manceuvres des vannes	56
2.4.1.3	Résultat de l'enquête	57
2.4.2	Résultats du Domaine du Merle	59
2.4.2.1	Tours d'eau	59
2.4.2.2	Main d'œuvre	61
2.4.3	Discussions	63
2.5	Conclusion	66

Ce chapitre concerne l'analyse de la distribution de l'eau sur un réseau de canaux à surface libre pour identifier les objectifs et les contraintes limitant la performance de distribution. Il est constitué de 6 sections dont la première est l'introduction qui encadre les problématiques et l'objet de ce chapitre. La deuxième présente les terrains d'étude : le Canal de Gignac et le Domaine du Merle. La troisième porte sur les critères d'analyse. Les mesures et les résultats sont présentés par la suite dans la section 4. La section 5 est une discussion sur les problèmes de

distribution : allocation de l'eau, transfert d'eau et travail du garde canal. La dernière section conclut ce chapitre.

2.1 Introduction

Un réseau de canaux à surface libre est un système complexe à gérer. La ressource disponible et les besoins sont variables au cours du temps. Les besoins en irrigation dépendent des conditions météorologiques et agronomiques ainsi que les disponibilités des usagers ou des matériels d'irrigation. Par ailleurs, le transfert d'eau dépend des caractéristiques du réseau et des disponibilités du garde canal. Lors d'un refus de tour d'eau (prélèvement programmé mais non effectué), l'eau délivrée depuis la source sera perdue au bout du réseau. La performance de la distribution de l'eau sur ce type de réseau est en général trouvée comme étant faible dans le monde, du moins du point de vue de l'efficacité hydraulique¹. Le Canal de Gignac et le Domaine du Merle sont une illustration de cette problématique. En effet, dans le cadre des études menées au début des années 2000 sur les réseaux d'irrigation gravitaires (études financées par l'Agence de l'Eau Rhône-Méditerranée et Corse), les pertes d'eau sur ces deux périmètres irrigués ont été estimées à 82 % sur le Canal de Gignac et à 74 % sur le Domaine du Merle. Ces faibles efficacités (18 % et 26 %) sont principalement dues aux refus de tour d'eau sur le Canal de Gignac et aux infiltrations sur le Domaine du Merle. Les refus de tour d'eau peuvent être liés au débit non adapté sur une prise, ou à l'absence de besoin. Cependant, d'autres critères semblent intéressants à considérer, par exemple : l'adéquation, ou la ponctualité. Un faible débit sur une prise peut être engendré par le manque de temps du garde canal pour manoeuvrer les ouvrages de régulation et les prises sur le réseau. Lorsque l'eau n'arrive pas à l'heure prévue, ou un trop faible débit arrive à la prise d'eau, l'utilisateur de cette prise n'arrive pas à le prélever. Le travail du garde canal peut être un facteur explicatif de la perte d'eau. Dans cette perspective, nous avons choisi d'analyser la distribution de l'eau sur deux réseaux traditionnels d'irrigation pour identifier les objectifs et les contraintes de distribution de l'eau sur ce type de système.

Le Canal de Gignac est un périmètre irrigué dont le réseau d'adduction d'eau est constitué de canaux en béton à surface libre. L'eau est délivrée aux usagers pour de multiples usages qui sont l'usage agricole, urbain et industriel. En plus, les cultures sont diversifiées : vigne, maraîchage, céréales et arboriculture. Les techniques d'irrigation sont aussi mixtes, entre le goutte à goutte, l'enrouleur et l'irrigation à la raie. La distribution d'eau est par ailleurs faite au tour d'eau fixe, arrangé et continu. Un garde canal a la responsabilité de manoeuvrer les vannes sur un ou plusieurs secteurs d'irrigation. Ce type de réseau nous permet d'étudier les enjeux globaux de la distribution : le transfert d'eau, le travail du garde canal et l'allocation de l'eau auprès des usagers.

Le Domaine du Merle est un périmètre d'un seul propriétaire. Il emploie un seul garde canal qui a la responsabilité de manoeuvrer les vannes en travers des canaux et les prises d'irrigation. Ce réseau dessert l'eau pour irriguer les prairies de 150 ha, au tour d'eau fixe avec une fréquence variable. Le travail du garde canal est un enjeu clef pour la distribution de l'eau sur ce périmètre. L'étude repose ainsi sur la décision d'irrigation des parcelles et les trajectoires du garde canal qui permettent de bien réaliser ce travail difficile.

¹Ratio entre l'eau utilisée et l'eau prélevée sur la ressource en tête de réseau

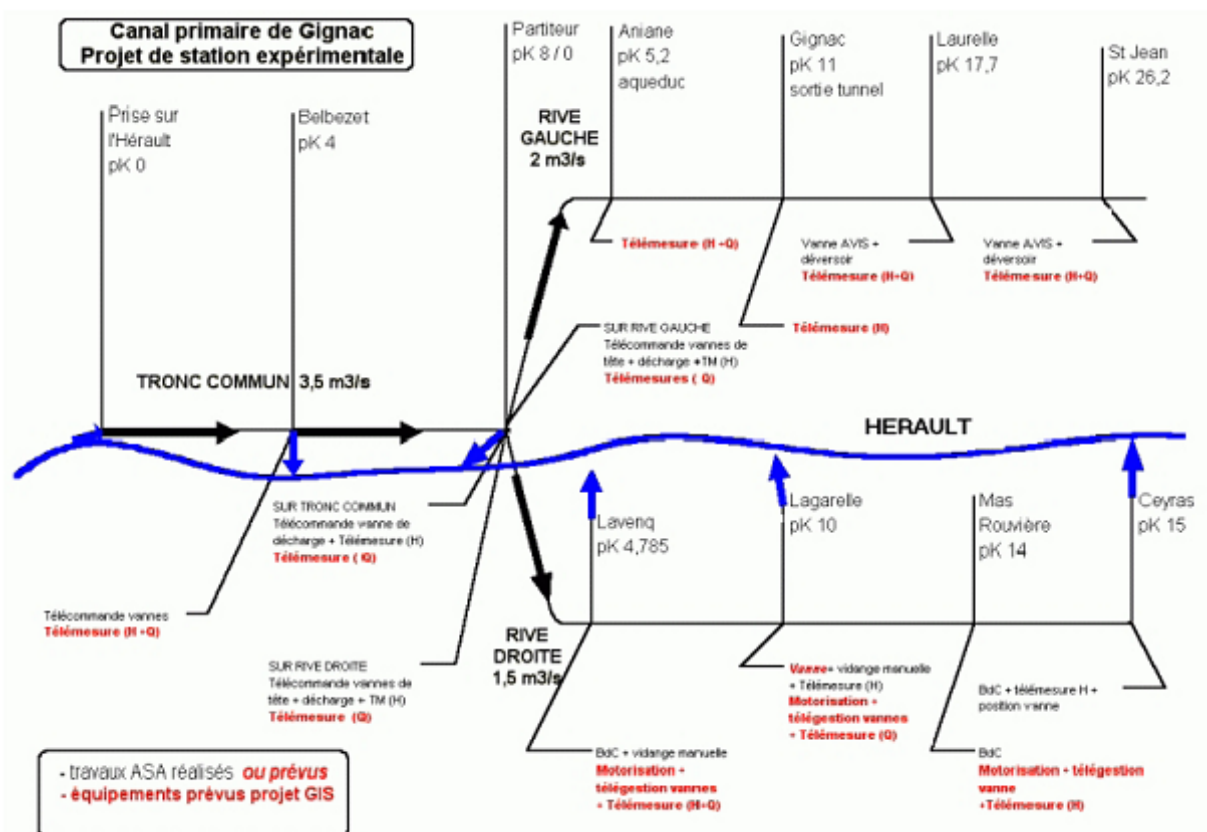


FIGURE 2.1 – Schéma simplifié des réseaux du Canal de Gignac

2.2 Présentation générale des terrains

2.2.1 Canal de Gignac

Le Canal de Gignac, le périmètre d'irrigation géré par l'Association Syndicale Autorisée du Canal de Gignac (ASA), se situe au Sud de la France et à l'ouest de Montpellier. Ce périmètre a été créé en 1890 pour l'irrigation des vignes de 3000 ha en prélevant l'eau dans l'Hérault, en amont de Saint-Guilhem du Désert, et doté d'un droit d'eau de $3,5 \text{ m}^3/\text{s}$. Le réseau comporte une tête morte de 8 km, deux canaux primaires (une rive gauche de 27 km et une rive droite de 15 km, Fig. 2.1), des canaux secondaires et tertiaires y compris des ouvrages d'art : aqueducs, siphons, becs de canard, partiteurs, vannes de régulation.

La distribution d'eau est faite aujourd'hui par des réseaux de canaux en béton et des conduites en basse pression, répartis en 100 modules ayant chacun un droit d'eau continu de 35 l/s du 15 Mars au 15 Octobre. Elle est réalisée en continu sur les canaux primaires et au tour d'eau fixe et arrangé pour les prises gravitaires, et en continu pour les prises sous pression à partir des canaux secondaires. Le droit d'eau pour les parcelles reliées au réseau gravitaire est de 5 h/ha/semaine avec une main d'eau de 35 l/s, et au réseau sous pression est de 1 l/s/ha en continu. La planification des tours d'eau s'effectue tous les ans avec un décalage de 28 h afin de répartir les moments défavorables (nuits) entre les usagers, d'une année sur l'autre.

Le périmètre est aujourd'hui en phase de modernisation (gestion automatique, passage de l'irrigation gravitaire vers le goutte à goutte) et avec une diversification des cultures. En dehors de ces évolutions, le Canal de Gignac fait aussi face à des restrictions de ressource en eau et des pertes d'eau importantes du fait des procédures de distribution. L'efficacité d'irrigation globale du système a été estimée à 18 % en 2008 [Combe, 2009]. Les pertes de quantité d'eau aux exutoires de 26 % du volume total [BRLi, 2002].

Dans le cadre de notre étude, nous choisissons un secteur secondaire de ce périmètre qui se situe en aval de la rive droite entre les communes de Saint-André et de Ceyras. Ce secteur s'étend sur 130 ha dont la majorité des surfaces agricoles est occupée par des vignobles. Les autres cultures sont le blé, les arbres fruitiers, les oliviers, les cultures maraîchères, etc. Il existe aussi des usages urbains (pour les jardins).

Ce canal secondaire a 2,5 km de longueur et transporte l'eau vers 5 canaux tertiaires qui alimentent 201 prises d'irrigation (Fig. 2.2). La distribution d'eau s'effectue en théorie au tour d'eau fixe avec une fréquence de rotation d'une semaine. Tous les usagers reçoivent le calendrier d'arrosage en début de saison, ce qui détermine l'heure de démarrage et la durée d'irrigation. Un garde canal s'occupe de la mise en service de l'eau dans cette zone. Il manœuvre les vannes en tête du canal secondaire et des tertiaires (rigoles) selon le calendrier d'arrosage pour délivrer l'eau aux usagers aux heures prévues. Cependant, la vanne de la rigole 5A est manœuvrée directement par les usagers car l'eau y est aujourd'hui délivrée principalement pour les usages urbains (arrosage des jardins). La vanne de la rigole 8A est généralement ouverte car la rigole reçoit toute l'eau qui reste du secondaire. Les vannes intermédiaires le long du secondaire sont gérées par les usagers lors de leurs irrigations.

Le canal secondaire a la capacité d'acheminer l'eau pour 10 modules (Fig. 2.2) dont certains fonctionnent en séquentiel et certains simultanément. Un module est réservé pour les usagers le long de ce canal. Les autres modules sont destinés pour les canaux tertiaires dont la capacité est dimensionnée pour un module. Les usagers du même module ont leur tour d'eau l'un après l'autre. Le prélèvement de l'eau sur le canal secondaire est fait en respectant les autres modules en aval. Le garde canal surveille ces prélèvements. Cependant, les usagers sur les canaux tertiaires prélèvent toute l'eau dans le canal en mettant la palette ou le tas de terre en travers du canal. La distribution de l'eau sur ce secteur est souvent faite par des arrangements soit entre les usagers, et soit entre le garde canal et les usagers.

2.2.2 Domaine du Merle

Le Domaine du Merle, qui se situe dans la plaine de la Crau, est un domaine privé (un seul propriétaire). Le domaine est constitué de 400 ha dont 150 ha (soit 53 parcelles de prairies répartie en 99 calans²) sont irriguées. Le réseau du Domaine du Merle comporte une conduite principale de diamètre de 700 mm et 5 branches secondaires (Fig. 2.3). Chaque branche définie

²Un calan (= "planche") est une partie de parcelle alimentée par une prise. Une parcelle peut avoir un seul calan, ou plusieurs. Le garde canal doit venir manœuvrer une martelière, au niveau de la prise, pour irriguer chaque calan.

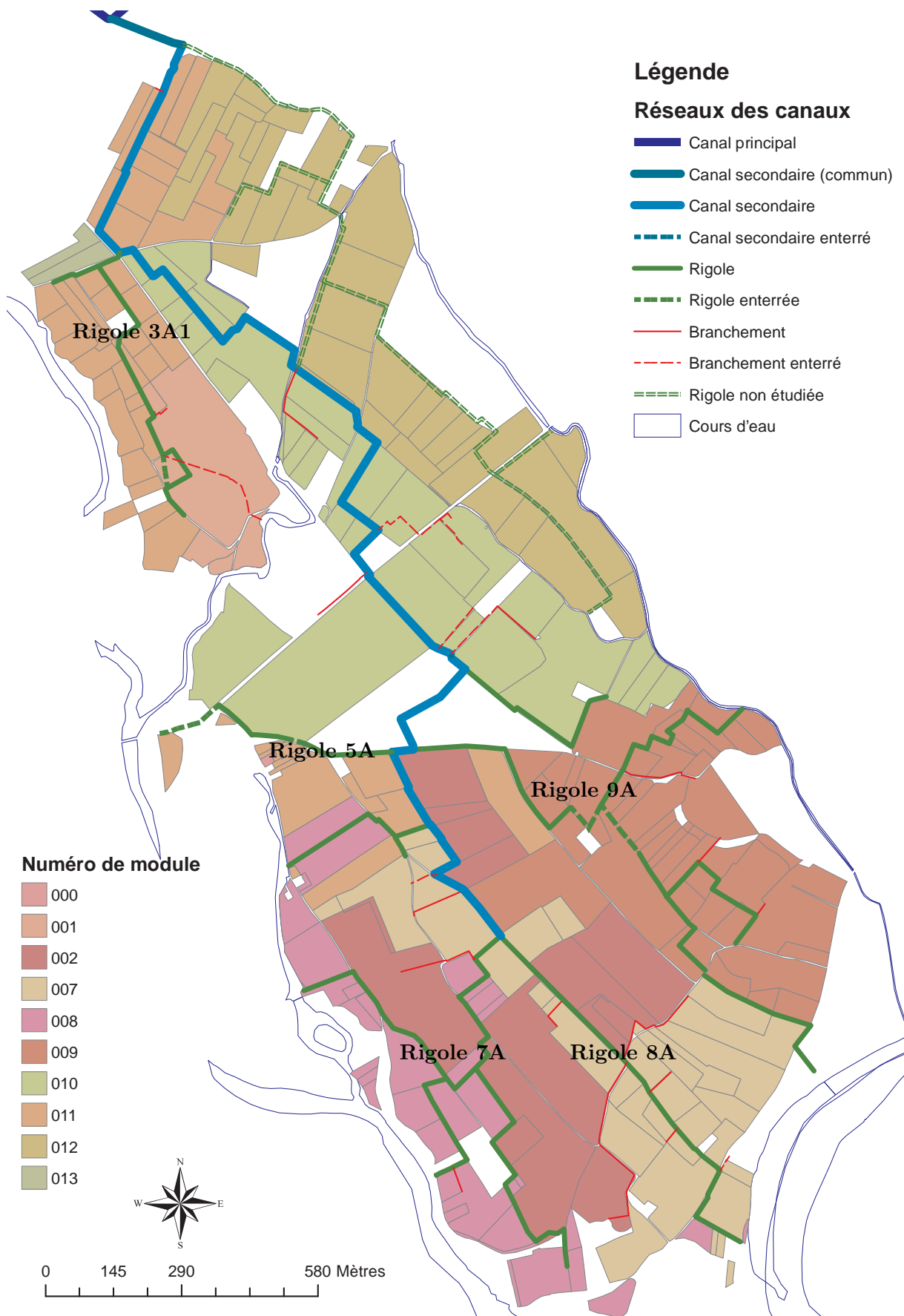


FIGURE 2.2 – Répartition des zones pour la distribution de l'eau sur le réseau du canal secondaire Saint-André et Ceyras (Canal de Gignac)

un secteur d'irrigation. Les 6 secteurs sont :

- la branche principale : conduite enterrée, débit 300 l/s, 240 l/s et 130 l/s, et 15 parcelles irriguées
- la branche 2 : canal porté en béton, débit 120 l/s, et 8 parcelles irriguées
- la branche 3 : canal revêtu de béton projeté fibré, débit 120 l/s, et 5 parcelles irriguées
- la branche 4 : canal en terre, débit 150 l/s, et 6 parcelles irriguées
- la branche 5 : conduite en PVC, débit 120 l/s, et 2 parcelles irriguées
- la branche 6 : canal en terre recouvert d'une membrane étanche sur une grande longueur du canal, débit 150 l/s, et 14 parcelles irriguées.

L'eau de ce domaine vient du canal de Congrès, du canal de Craponne, et du fossé communal de la Jasse, avec un débit total de concession de 300 l/s toute l'année. Ce débit est simultanément distribué aux deux secteurs d'irrigation. Ce réseau comporte une entrée principale mais il n'existe pas vraiment de sortie du réseau. L'eau non utilisée part vers divers fossés pour finir de s'infiltrer vers la nappe de Crau.

La distribution d'eau s'effectue au tour d'eau avec une fréquence variable, durant la période entre mars et septembre. Les irrigations des parcelles de chaque secteur sont faites en séquentiel, parfois avec un laps de temps entre deux irrigations. Le garde canal fait un double travail : manœuvres des vannes dans les canaux et manœuvres des prises d'irrigation. L'efficacité globale du système a été estimée à 26 % et la perte en bout de réseau a été mesurée à 20 % [Saos, 2006].

2.3 Matériel et Méthodes

2.3.1 Critère d'analyse

L'analyse de la distribution de l'eau sur le Canal de Gignac est basée sur des critères de performance dont les 2 critères de [Molden et Gates \[1990\]](#), efficacité et adéquation, qui sont choisis pour évaluer la qualité de transfert d'eau et la satisfaction des usagers en terme de volume d'eau prélevé :

$$I_{EF} = \frac{\sum_{k=1}^{N_O} \hat{v}_k}{v_D} \quad (2.1)$$

$$I_{AV} \begin{cases} = \frac{\hat{v}}{v'} & \text{si } \frac{\hat{v}}{v'} \leq 1 \\ = 1 & \text{sinon} \end{cases} \quad (2.2)$$

où I_{EF} = efficacité, I_{AV} = adéquation, \hat{v}_k = volume d'eau prélevé sur la prise k , v_D = volume d'eau total délivré sur le réseau, v'_k = volume d'eau planifié sur la prise k , k = numéro de prise d'irrigation et N_O = nombre de prises.

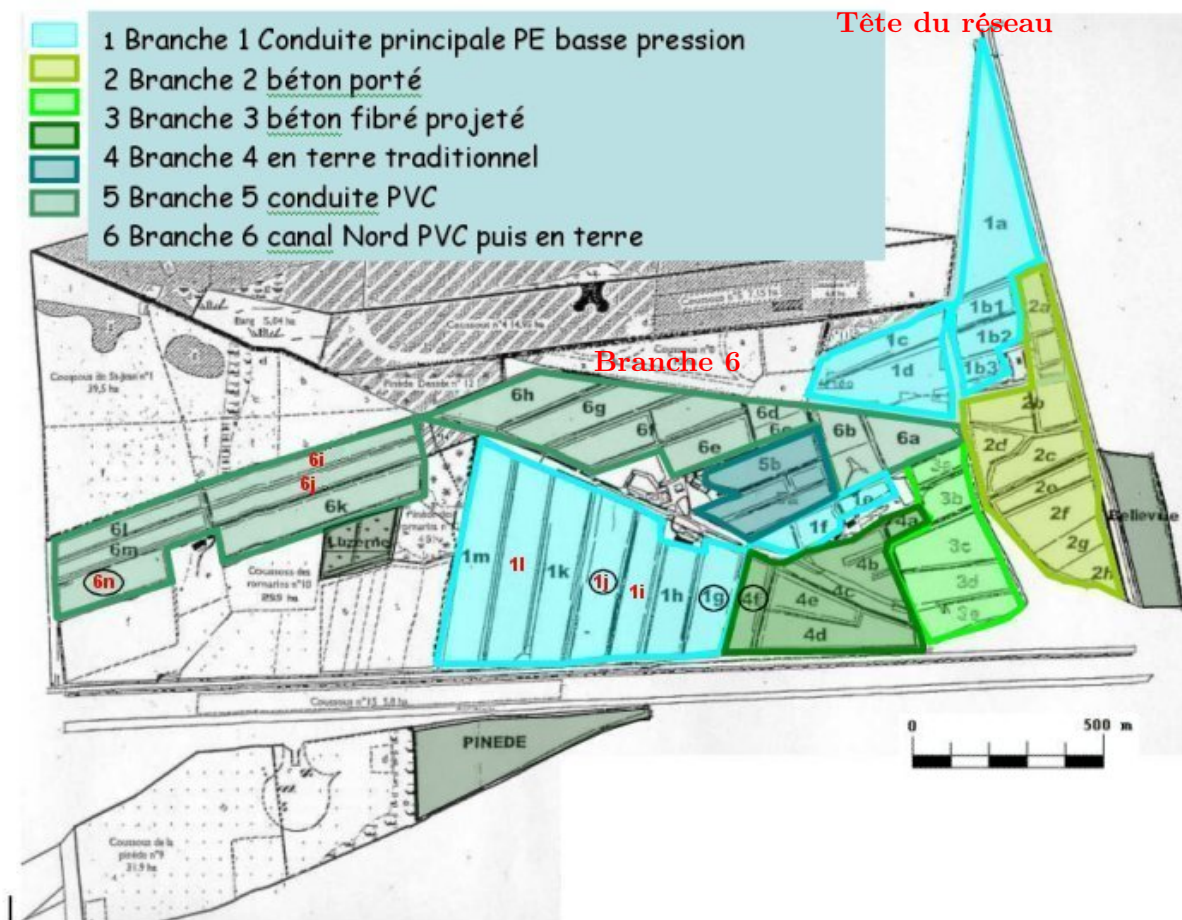


FIGURE 2.3 – Réseau du Domaine du Merle

La ponctualité est aussi importante à mesurer pour étudier la satisfaction des usagers en terme d'heure de démarrage de leurs prélèvements. Renault et Hemakumara [1999] ont défini la ponctualité comme suit :

$$I_{AS} = \hat{s}_{50} - S_{50} \quad (2.3)$$

où \hat{s}_{50} = heure où le volume prélevé atteint 50 % du volume prélevé total et S_{50} = heure où le volume planifié atteint 50 % du volume planifié total.

L'indice d'allocation de l'eau (*water delivery performance*, I_{WD}) est un autre critère défini par le rapport entre le volume d'eau total délivré (v_D) et la somme des volumes d'eau planifiés ($\sum_{k=1}^{N_O} v'_k$), ce qui permet de vérifier la disponibilité de ressource et la capacité des réseaux [Bos et al., 1993; Bos, 1997] :

$$I_{WD} = \frac{v_D}{\sum_{k=1}^{N_O} v'_k} \quad (2.4)$$

Ces critères semblent convenablement évaluer la qualité de la distribution d'eau par rapport au débit ou volume, à l'heure d'arrivée de l'eau et à la durée de prélèvement. Cependant, la qualité de service des manœuvres des vannes n'est pas étudiée dans la littérature. En effet, la distribution de l'eau sur des canaux à surface libre s'effectue par les manœuvres des vannes réalisées par le garde canal. Les manœuvres des vannes peuvent influencer la qualité de la distribution d'eau. Nous proposons ainsi l'indice de manœuvre des vannes (I_{GN}) calculé par le rapport entre le nombre effectif (N_{GE}) et le nombre planifié (N_{GR}) de manœuvres des vannes :

$$I_{GN} = \frac{N_{GE}}{N_{GR}} \quad (2.5)$$

Cet indice donne une information complémentaire sur l'efficacité de la gestion et la synchronisation entre les deux parties prenantes (garde canal et usagers).

2.3.2 Protocol de mesures

Pour calculer les indices de performance définis ci-dessus, nous avons besoins des données des flux d'eau en entrée et en sortie du réseau, les heures de manœuvre des vannes, ainsi que les données des prélèvements (heure de prélèvement, débit et durée d'irrigation de chaque tour d'eau). Les mesures des flux d'eau en entrée et en sortie du réseau sont réalisées en permanence grâce à l'enregistrement des variables du niveau d'eau en amont d'un seuil trapézoïdal à mince paroi, le niveau d'eau mesuré par sonde de pression et enregistré par appareils Lascar 4-20 mA et Centrale Campbell qui sont alimentés par une batterie de 12 V et 7 Ah. Le seuil est installé en aval du point de mesure $\simeq 4$ *hauteur de charge au-dessus du seuil et les autres éléments sont mis dans un tube ϕ 120 mm qui est en contact avec l'eau du canal au point de mesure (Fig. 2.4).

Le volume d'eau planifié (\hat{v}) est calculé par un calendrier d'arrosage attribué aux usagers avant la période d'irrigation. Par ailleurs, le nombre et les heures de manœuvre réalisées sont calculés par les mesures des débits amont et aval des ouvrages. Nous faisons l'hypothèse qu'une manœuvre existe, quand le débit aval d'une vanne est changé sans changement du débit amont.



FIGURE 2.4 – Installation d'une sonde de pression

Enfin, le nombre des manœuvres prévues est calculé aussi à partir du calendrier d'arrosage.

Les mesures de toutes les variables nécessitent un nombre important d'appareils, ce qui implique un coût d'instrumentation élevé. Par conséquent, les mesures des besoins et des prélèvements sont faites par une enquête auprès des usagers.

En ce qui concerne l'irrigation et les trajectoires du garde canal sur le Domaine du Merle, nous utilisons un dispositif de contacteur pour mesurer la présence d'eau sur les parcelles, et de sonde de pression pour mesurer le niveau d'eau. Le capteur de présence d'eau consiste en : un contacteur, un enregistreur d'évènement (0 lors de l'absence d'eau et 1 lors de la présence d'eau) et une pile de 9 V (Fig. 2.5). L'arrivée de l'eau en aval d'une vanne est considérée comme une indication qu'il existe une manœuvre par le garde canal, et fournit également l'heure de démarrage d'une irrigation de la parcelle correspondante. La durée de présence d'eau est considérée comme la durée d'irrigation. Les débits d'irrigation sont donnés par les mesures des niveaux d'eau.

2.4 Résultats et discussion

2.4.1 Résultats du Canal de Gignac

Le secteur secondaire du Canal de Gignac consiste une entrée et 6 sorties principales (Fig. 2.6). Pour délivrer l'eau aux tertiaires 3A1, 7A, 8A et 9A, le garde canal doit manœuvrer les vannes qui sont concernées. Nous avons ainsi installé des capteurs de mesures du niveau d'eau aux 13 stations de mesure : une pour l'entrée en tête du canal secondaire, 6 pour les sorties du réseau et 6 autres pour les entrées des tronçons du secondaire, et des tertiaires (Fig. 2.6).



FIGURE 2.5 – Installation d'un contacteur

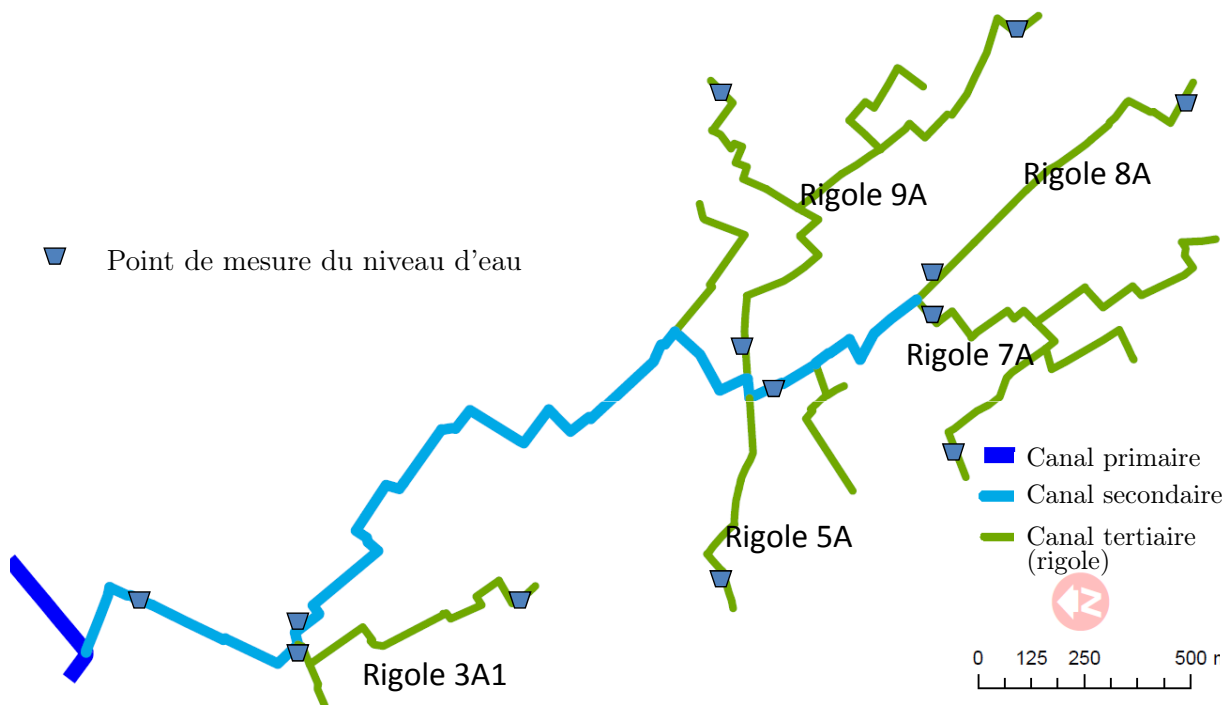


FIGURE 2.6 – Localisation des capteurs sur un réseau secondaire du Canal de Gignac, secteur de Saint-André et Ceyras

2.4.1.1 Flux d'eau

Les niveaux d'eau mesurés pendant la campagne d'irrigation 2012 entre le 28/04/12 et le 29/09/12 sont convertis en débits qui sont présentés dans la figure 2.7. Le débit délivré est le débit en entrée en tête du canal secondaire et celui en sortie est la somme des débits des 6 stations de mesure aux bouts du réseau. Le débit est calculé par la moyenne journalière afin d'éviter des erreurs provoquées par le temps de transfert d'eau. L'eau délivrée à ce réseau est caractérisée par 3

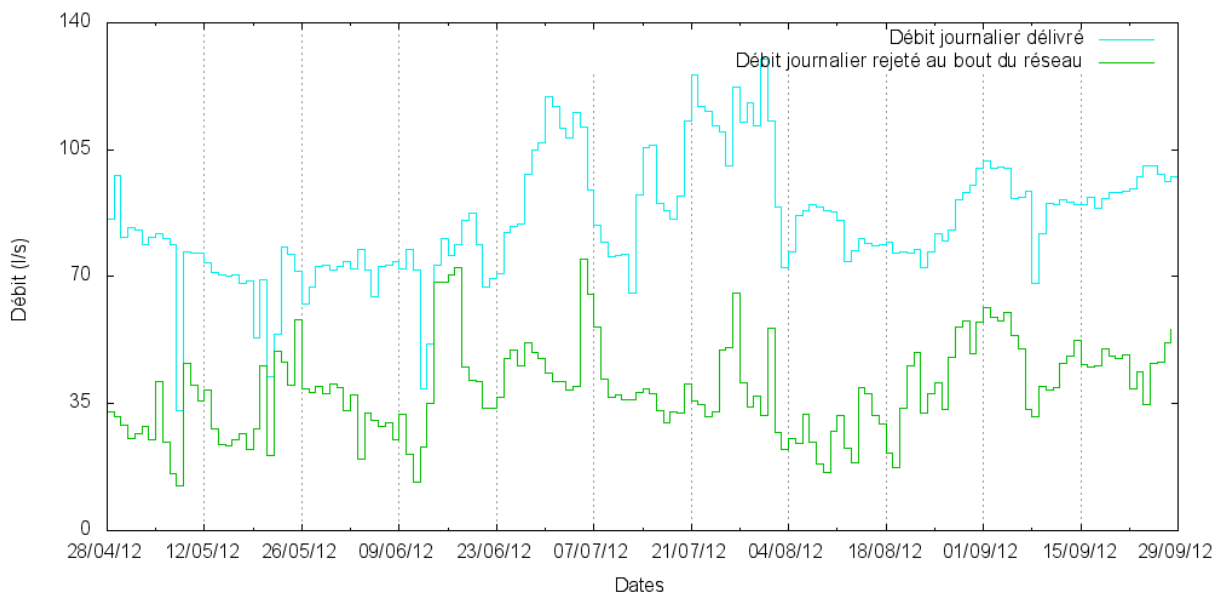


FIGURE 2.7 – Flux d'eau en entrée et sortie

périodes dont la première correspond au début de saison entre le 28/04/12 et le 22/06/12, la deuxième entre le 23/06/12 et le 03/08/12 et la dernière entre le 04/08/12 et le 29/09/12.

Le volume moyen sur ces trois périodes (Fig. 2.8) a montré que l'eau délivrée est nettement inférieure à celle planifiée dans le programme des tours d'eau 2012. Par ailleurs, l'eau prélevée qui est calculée par la différence entre celles en entrée et en sortie est très faible par rapport à celle délivrée. De plus, l'eau perdue par l'évaporation et par les fuites sur le réseau est incluse dans l'eau prélevée pour notre cas d'étude.

2.4.1.2 Manœuvres des vannes

Les débits des 6 stations qui se situent sur le canal secondaire après chaque vanne de rigole et en tête de chaque rigole, ont servis pour déterminer les heures de manœuvre des vannes. La manœuvre d'une vanne est détectée lorsque le débit sur le secondaire et le débit en entrée d'une rigole donnent le sens contraire par rapport au pas de temps précédent. C'est-à-dire si le débit sur le secondaire diminue et celui entrant à la rigole augmente, nous considérons qu'il y a une manœuvre sur une des deux vannes. Les nombres de manœuvres effectuées pendant les 3 périodes sont indiqués dans le tableau 2.1.

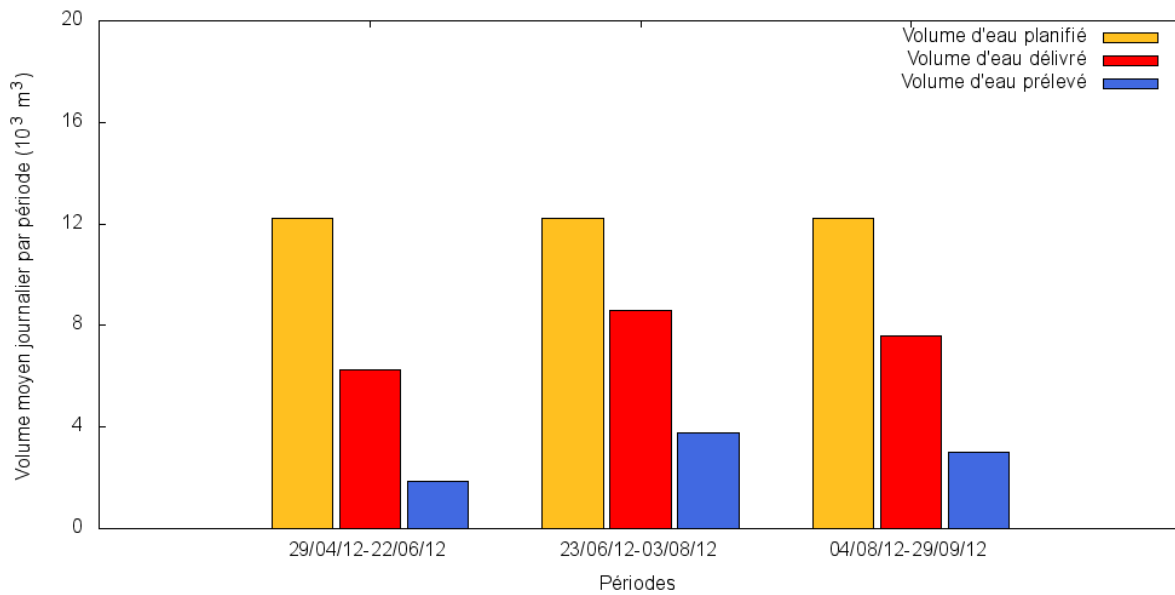


FIGURE 2.8 – Comparaison des volumes d’eau planifiés, délivrés et prélevés par jour pour différentes périodes

TABLE 2.1 – Nombres de manœuvres effectuées et prévues par période

Périodes	N_{GE} (nb. effectué)	N_{GR} (nb. prévu)
28/04/12 - 22/06/12	95	236
23/06/12 - 03/08/12	56	186
04/08/12 - 29/09/12	51	260

2.4.1.3 Résultat de l’enquête

L’enquête est réalisée par un questionnaire (annexe C) mis en ligne et envoyé sous forme de papier, ainsi que par des entretiens téléphoniques. Parmi les 38 personnes sélectionnées sur le secteur, 4 personnes ont répondu à notre questionnaire et 10 personnes ont accepté de faire des entretiens téléphoniques. Leurs réponses sont récapitulées dans le tableau 2.2 avec les détails des points adressés.

Selon leurs réponses, l’irrigation sur ce secteur est peu demandée et se condense pendant l’été (juin-août). Parmi les 14 réponses, 5 réponses indiquent qu’on n’a pas besoin d’irrigation toute l’année. En plus, l’irrigation est réalisée pendant la journée. Les tours d’eau qui ont lieu la nuit sont refusés et les usagers de ces tours d’eau s’arrangent avec leur voisin ou directement avec le garde canal pour l’irrigation. Le résultat de l’enquête a montré que la distribution d’eau satisfait en général les usagers, même si leurs réponses indiquent que l’eau dans le canal se présente souvent avec un faible débit et que l’eau est parfois arrivée en retard. En plus, 3/7 personnes préfèrent garder le tour d’eau théorique actuel et 3/7 personnes acceptent le tour d’eau arrangé. 1/7 personne souhaite avoir le tour d’eau à la demande. Par ailleurs, 4/7 personnes souhaitent un réseau en basse pression pour mieux répondre à leur technique d’irrigation au goutte à goutte.

TABLE 2.2 – Récapitulation des réponses de l'enquête sur l'usage de l'eau sur le réseau secondaire de Saint-André et Ceyras

Points adressés	Réponses	Nombre de réponse
Usage agricole	vigne	9
	olivier	2
Usage urbain	-	3
Technique d'irrigation	goutte à goutte	5
	à la raie	4
Périodes de l'irrigation	mars-novembre	1
	mai-septembre	2
	juin-août	5
Décision de l'irrigation	avant 1-3 jour	2
	avant une semaine	1
	habitude	3
	visuel/précipitation	4
Fréquence de l'irrigation	pas d'irrigation	5
	tous les jours	2
	toutes les semaines	1
	tous les 15 jours	2
Refus des tours d'eau	pas de besoin	3
	pas d'eau/faible débit	4
	pas de temps	1
	tour d'eau de nuit	3
	pluie	1
Arrangement pour l'irrigation	avec le garde du canal	2
	avec un voisin	1
Arrivée de l'eau	pas de retard	1
	retard de 30 mn/1 h	2
Satisfaction du tour d'eau actuel	oui	6
	non	1
Plage des horaires d'arrosage préfère Suggestion	jour	2
	réseau de base pression	4
	tour d'eau à la demande	1
	tour d'eau arrangé	3
	tour d'eau actuel	3

2.4.2 Résultats du Domaine du Merle

Sur le Domaine du Merle, nous avons installé des capteurs pour mesurer la présence d'eau aux 14 prises le long de la conduite principale et de la conduite PVC (branche 5). 3 points de mesure correspondent au 3 branches secondaires (branche 2, 3 et 4) et les 11 autres sont des prises d'eau pour les parcelles sur les branches 1 et 5. Les irrigations des parcelles sur les branches 2, 3 et 4 sont considérées selon les paramètres mesurés en tête de ces branches. Certaines parcelles de la branche 6 sont aussi regroupées. Il nous reste 10 stations à mesurer (Fig. 2.9) afin de comprendre la décision d'irrigation et les durées d'irrigation de cette branche. Nous avons aussi mesuré les débits qui y rentrent en tête du réseau par une sonde de pression avec un enregistreur de type Centrale Campbell pour étudier les variations des quantités d'eau en plus des trajectoires du garde canal.

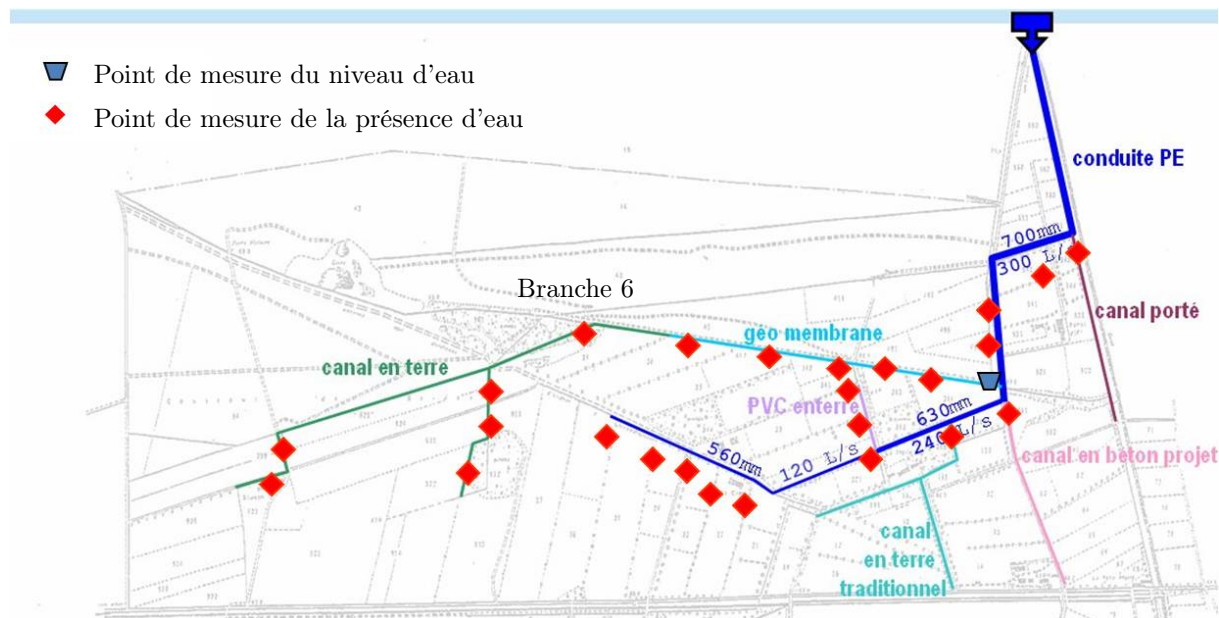


FIGURE 2.9 – Localisation des capteurs sur le réseau du Domaine du Merle

Il existe 3 parcelles à l'extérieur du périmètre, qui sont Luzerne, Pinède et Bellevue. La présence d'eau sur Pinède et Bellevue ne sont pas mesurées. Cependant le garde canal s'occupe également des irrigations de ces deux parcelles. Les temps des irrigations de ces parcelles sont estimés à partir des notes du responsable de l'irrigation.

2.4.2.1 Tours d'eau

La mesure des présences d'eau sur le domaine entier est réalisée entre le 10/08/2012 et le 20/09/2012. Ces présences d'eau permettent de déterminer le calendrier d'arrosage sur l'ensemble du périmètre pour cette période (Fig. 2.10). Nous avons identifié deux tours d'eau complets dont le premier se trouve entre le 19/08/2012 et le 2/09/2012 et le deuxième se trouve entre le 02/09/2012 et le 16/09/2012. Les deux tours d'eau donnent une fréquence d'irrigation de 14 jours. Durant ces 14 jours, il existe des moments où l'irrigation n'a pas eu lieu (période de

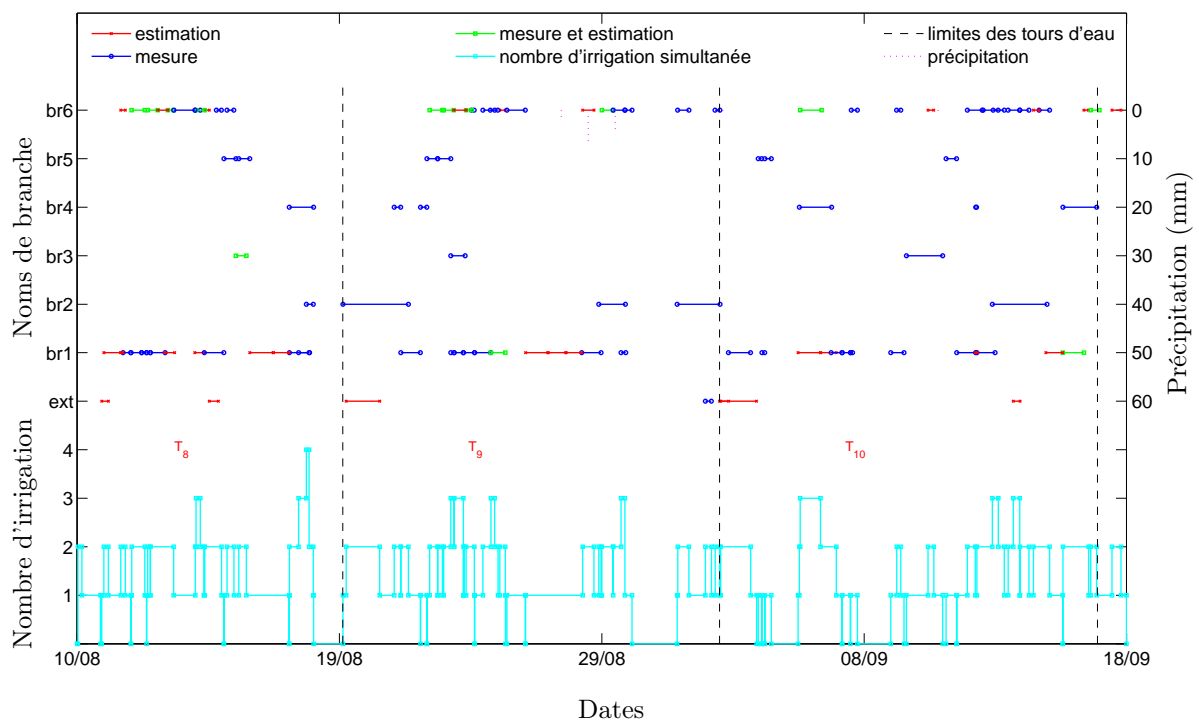


FIGURE 2.10 – Calendrier d’arrosage par branche sur le domaine entier. Le "estimation" est fait à partir des notes du responsable de l’irrigation et quand les informations de la mesure ne permettent pas d’interpréter les présences d’eau sur les parcelles. Le "mesure et estimation" est fait quand les informations des notes et mesures sont utilisées pour déterminer les présences d’eau.

chômage). L’irrigation d’une parcelle ou l’irrigation simultanée de deux parcelles est en général effectuée. Cependant, l’irrigation simultanée de trois ou quatre parcelles est rarement effectuée ou sinon dans ce cas, sur une courte durée.

Les irrigations des parcelles ne sont pas faites de manière continue, branche par branche, et l’heure et le temps d’irrigation de chaque parcelle ne sont pas fixés pour tous les tours d’eau (Fig. 2.10). Ainsi, le tour d’eau appliqué sur ce périmètre est fait de façon arrangée en fonction des besoins et des évènements imprévus.

Pour les parcelles sur la branche 6, nous avons mesuré les présences d’eau entre le 1/05/2012 et le 20/09/2012 (Fig. 2.11). En étudiant le temps et la fréquence d’irrigation de chaque parcelle, nous avons identifié 10 tours d’eau qui sont normés T_1 , T_2 ,... et T_{10} . Les durées de ces tours d’eau varient entre 9 jours et 18 jours. Les tours d’eau T_9 et T_{10} correspondent aux deux tours d’eau évoqués ci-dessus. Les durées d’irrigation et nombre d’irrigation de chaque parcelle sur la branche 6 sont indiqués dans le tableau 2.3. Les nombres et les durées d’irrigation varient pour tous les tours d’eau. Il existe ainsi des tours d’eau où les irrigations de certaines parcelles ne sont pas effectuées. L’irrigation d’une parcelle peut être faite en plusieurs fois pour un seul tour d’eau. Par conséquent, le nombre d’irrigation d’une parcelle peut être plus grand que le nombre de tours d’eau. En effet, les grandes parcelles sont divisées en plusieurs calans pour faciliter l’arrosage. L’irrigation peut être programmée en différents moments (un lap de temps entre les arrosages des

TABLE 2.3 – Durées d’irrigation des parcelles (en h) sur la branche 6 de différents tours d’eau et nombre d’irrigation

Parcelle	T ₁	T ₂	T ₃	T ₄	T ₅	T ₆	T ₇	T ₈	T ₉	T ₁₀	Durée moyenne	Nb. d’irri.
6a	13	12	7	11	17	11	7	7	0	9	8	12
6b	7	13	6	5	23	4	0	0	0	0	6	11
6cd	0	0	3	3	3	4	6	4	6	5	5	8
6ef	3	25	7	15	26	14	17	10	10	4	7	21
6g	19	17	9	9	16	26	6	8	11	16	10	15
6h	9	12	6	9	10	9	9	4	11	12	9	11
6ij	8	10	23	14	11	22	17	15	24	10	9	18
6k	0	22	24	0	14	29	29	19	17	20	16	11
6l	10	9	15	11	14	25	14	12	34	26	13	14
6mn	15	18	18	37	12	23	10	9	19	15	12	15

calans). En plus, les parcelles 6cd, 6ef, 6ij et 6mn sont regroupées pour y mesurer les présences d’eau. Les nombre d’irrigation obtenu de ces parcelles regroupées sont en général doubles pour un tour d’eau.

Les irrigations des parcelles sur la branche 6 ne sont pas faites par l’ordre amont-aval ou aval-amont. Parfois, il existe aussi deux irrigations simultanées. Sur la figure 2.11, certaines présences de deux irrigations simultanées sont liées au temps de transfert de l’eau lorsque l’irrigation d’une parcelle en aval précède l’irrigation d’une parcelle en amont. D’ailleurs, le calcul du nombre d’irrigations simultanées ne prend pas en compte de cet aspect. Outre l’ordre spatial, l’heure de démarrage de l’irrigation de chaque parcelle n’est pas fixée pour tous les tours d’eau. Les débits mesurés en tête de la branche sont aussi variés (Fig. 2.11). Quatre débits sont souvent mis dans le canal : 80 l/s, 100 l/s 120 et 140 l/s. Les variations de ces débits sont expliquées par la précipitation et peuvent être aussi liées à une autre source qui alimente aussi cette branche et les débits venant de cette source sont inconnus³. La figure 2.11 montre nettement que le débit en entrée est diminué lors de la pluie. D’ailleurs, il n’existe pas d’irrigation (débit en entrée = 0) entre 18 et 27 mai suite aux pluies du 18, 20 (forte pluie, 56 mm), 21 et 22 mai.

2.4.2.2 Main d’œuvre

Un garde canal s’occupe des manœuvres des vannes et des prises d’irrigation sur le réseau entier. La figure 2.10 montre que les déplacements du garde canal sont désordonnés. Il se déplace par exemple à la branche 1, puis à la branche 2 et retourne à branche 1, ensuite à la branche 6 et 2, etc. Il manœuvre des vannes et des prises 24 h/24 et 7 j/7. Les nombres de manœuvres effectuées pendant les temps de jour sont plus grands que pendant les temps de nuit. Le comptage des nombres de manœuvres par période de jour ou de nuit est fait à partir des heures de démarrage et de fin d’arrosage (Fig. 2.12). En considérant le temps de jour entre 8 h et 20 h et le temps de nuit entre 20 h et 8 h du jour suivant, les nombres de manœuvres sur la branche 6 sont indiqués dans le tableau 2.4. Le nombre de manœuvres des vannes en travers du canal est exclu. En effet,

³Les données mesurées ne sont pas exploitables à cause des pratiques du garde canal

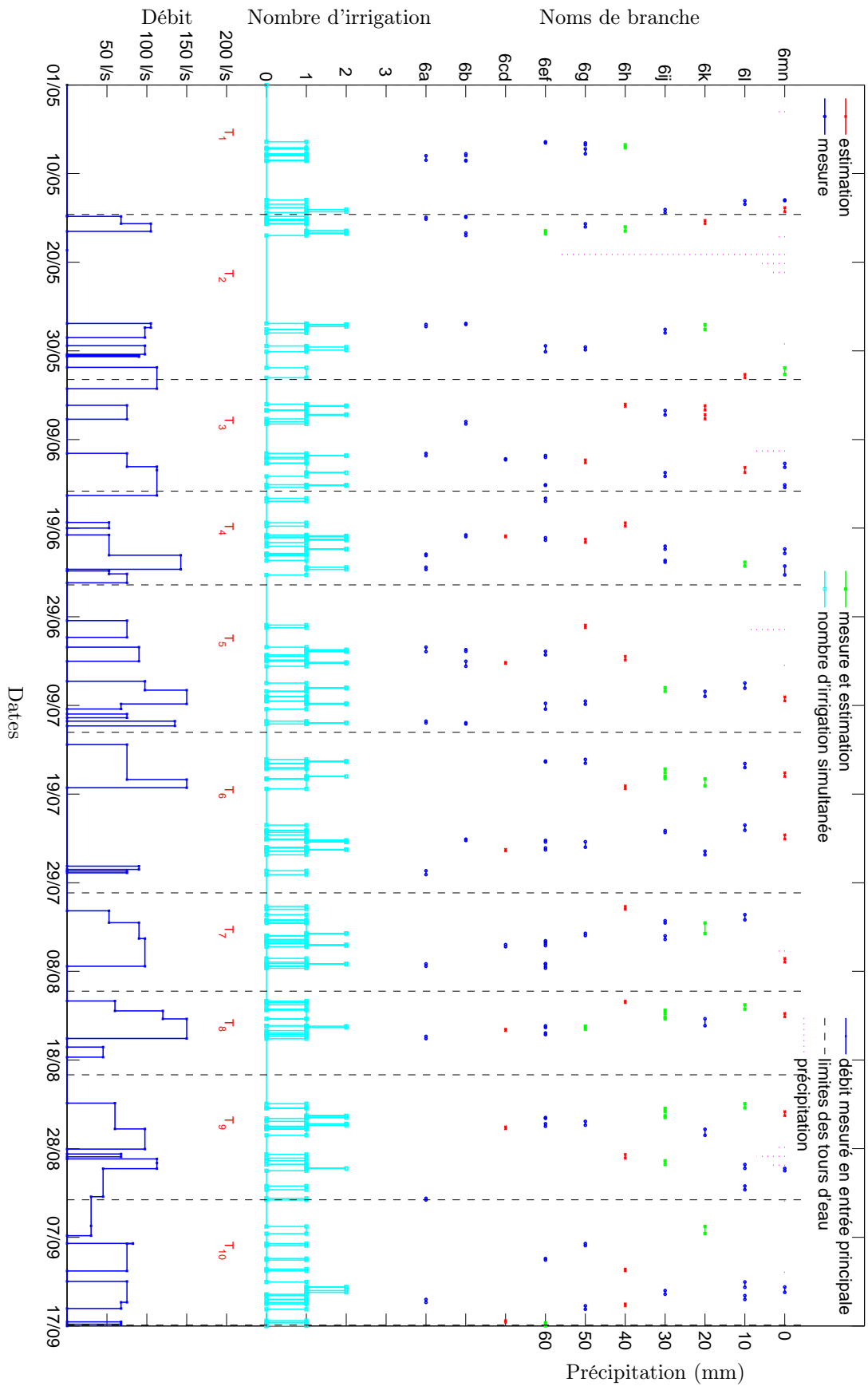
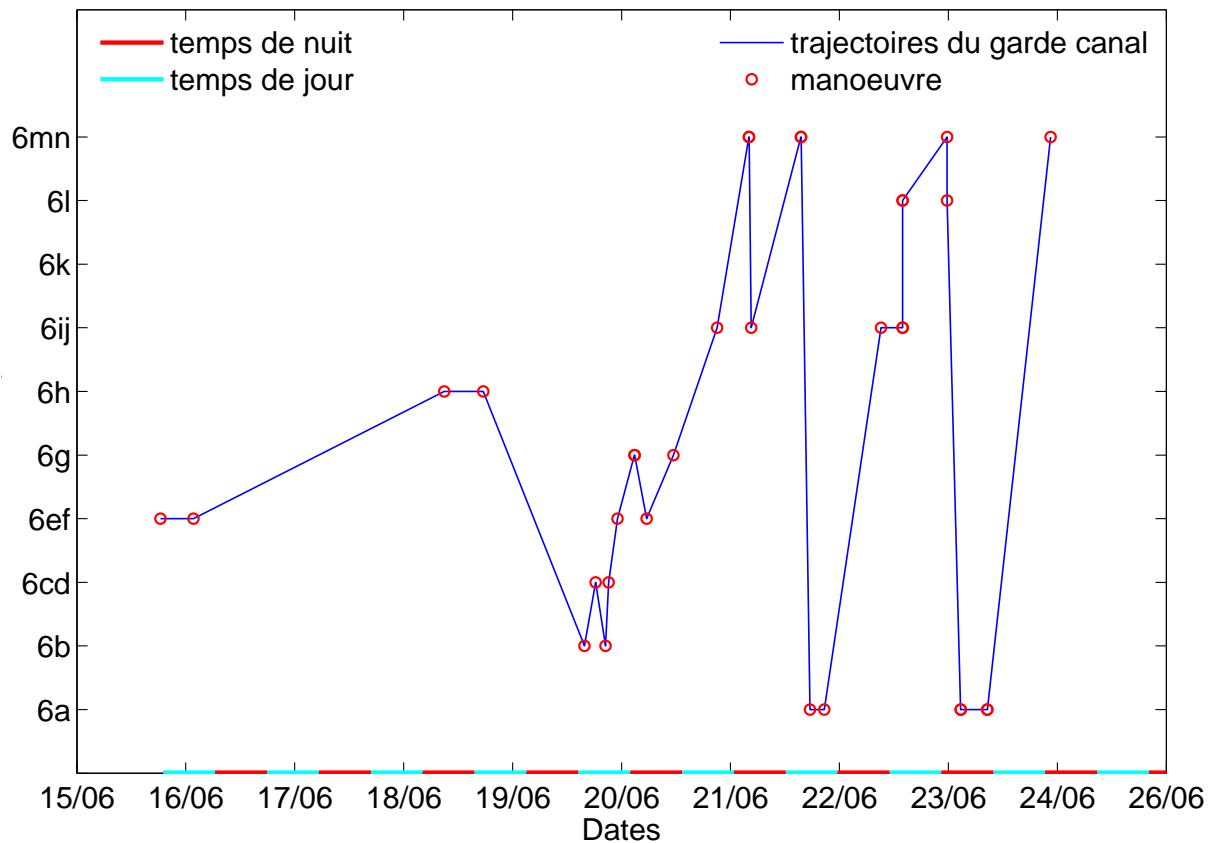


FIGURE 2.11 – Calendrier d'arrosage sur la branche 6. Le "estimation" est fait à partir des notes du responsable de l'irrigation et quand les informations de la mesure ne permettent pas d'interpréter les présences d'eau sur les parcelles. Le "mesure et estimation" est fait quand les informations des notes et mesures sont utilisées pour déterminer les présences d'eau.

TABLE 2.4 – Nombre de manœuvres des prises sur la branche 6 pour différents tours d'eau

Nb. des manœuvres	T ₁	T ₂	T ₃	T ₄	T ₅	T ₆	T ₇	T ₈	T ₉	T ₁₀	Nb. total
jour	12	18	13	13	17	25	10	17	14	15	150
nuit	8	9	12	12	12	9	12	5	8	7	94

FIGURE 2.12 – Trajectoires du garde canal pour manœuvrer les prises sur la branche 6 pour le tour d'eau "T₄"

les déplacements pour les manœuvres des vannes et des prises sont les mêmes.

La figure 2.12 montre l'exemple des trajectoires des déplacements du garde canal sur la branche 6 pour le tour d'eau T₄. Le garde canal se déplace évidemment en fonction des besoins des irrigations. Cependant, la décision de ces irrigations semble être liée aux temps optimaux des déplacements. En effet, s'il existe deux irrigations successives, les parcelles concernées ne sont pas très éloignées. En général, ce sont des parcelles contiguës (irrigation entre le 20/06/2012 et le 21/06/2012, Fig. 2.12).

2.4.3 Discussions

Les indices de performance sont calculés en considérant que le volume d'eau prévu sur le calendrier d'arrosage en 2012 est le volume d'eau demandé et que la manœuvre prévue est également calculée selon ce calendrier d'arrosage. La figure 2.13 représente les pourcentages des critères sélectionnés

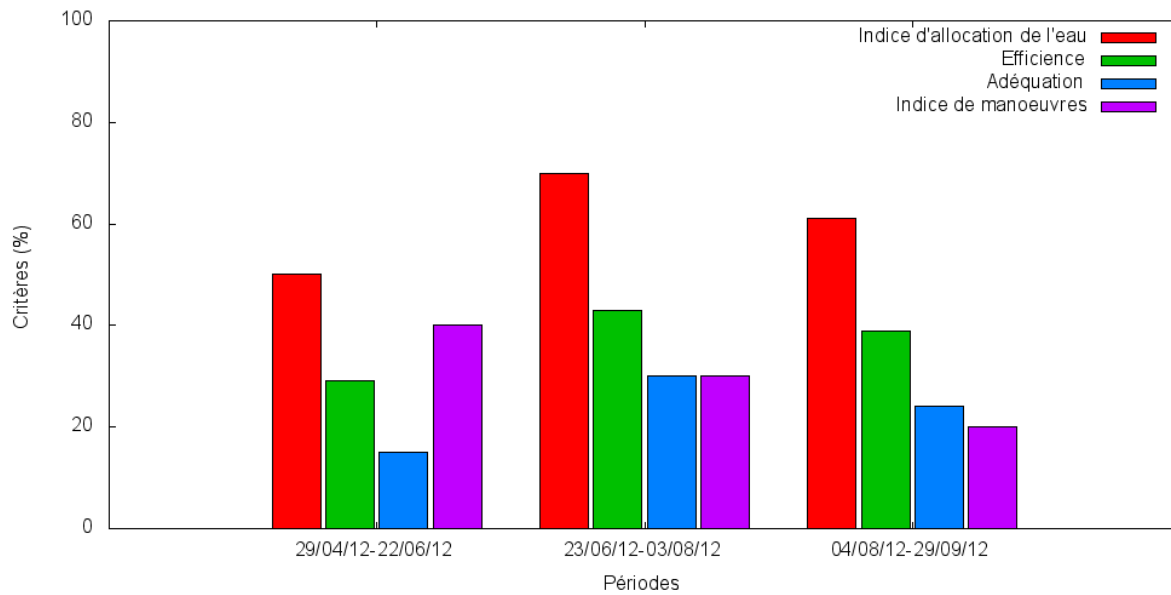


FIGURE 2.13 – Critères d’analyse de la distribution de l’eau sur le secteur secondaire de Saint-André et Ceyras

pour analyser l’état de distribution de l’eau sur un secteur secondaire du Canal de Gignac. L’eau délivrée au secteur est en moyenne de 60 % (indice d’allocation de l’eau) de celle prévue sur le calendrier en 2012 et de manière constante tous les jours (Fig. 2.14). Alors que l’efficience est estimée à 35 %. Normalement, le faible indice d’allocation de l’eau devrait augmenter l’efficience car l’eau délivrée est inférieure à celle prévue. En effet, le tour d’eau défini ne correspond pas au besoin des plantes. Selon le résultat de l’enquête, les irrigations se condensent pendant l’été. Alors que le tour d’eau est fixé durant toute la campagne d’irrigation entre mars et octobre. Ceci conduit à beaucoup de refus de tours d’eau pendant la première et dernière période (Fig. 2.8). De plus, le tour d’eau pendant la nuit est en général refusé. L’eau délivrée aux rigoles est en général en continu mais avec un débit faible, ce qui provoque aussi un refus de tour d’eau.

Des faibles efficience et indice d’allocation conduisent à une faible adéquation par rapport au volume, 20 %. Contre une faible adéquation estimée, le résultat de l’enquête montre que la distribution de l’eau sur ce secteur est satisfaite. Ceci est lié 1) aux arrangements possibles avec le garde canal pour l’irrigation lorsque les usagers ratent leurs tour d’eau, et 2) peu d’irrigation sur le secteur. Le garde canal gère en principe l’eau pour ceux qui demandent et il laisse l’eau couler sur tous les canaux (canal secondaire et rigoles) dans le cas de non besoin. Par conséquent, le nombre de manoeuvres effectuées est de 30 % de celui de manoeuvres prévues et les débits dans les rigoles sont faibles. Ainsi la distribution d’eau sur ce secteur est déjà au tour d’eau arrangé.

Le garde canal gère l’eau en s’adaptant à la demande anticipée mieux qu’au tour d’eau défini sur le calendrier. Le nombre de manoeuvres augmente lors des périodes des demandes importantes (Fig. 2.13). La quantité d’eau délivrée au réseau augmente également sur ces périodes. L’efficience et l’adéquation estimées sont aussi améliorées. L’efficience peut être encore améliorée, si l’eau est délivrée au moment des besoins des irrigations.

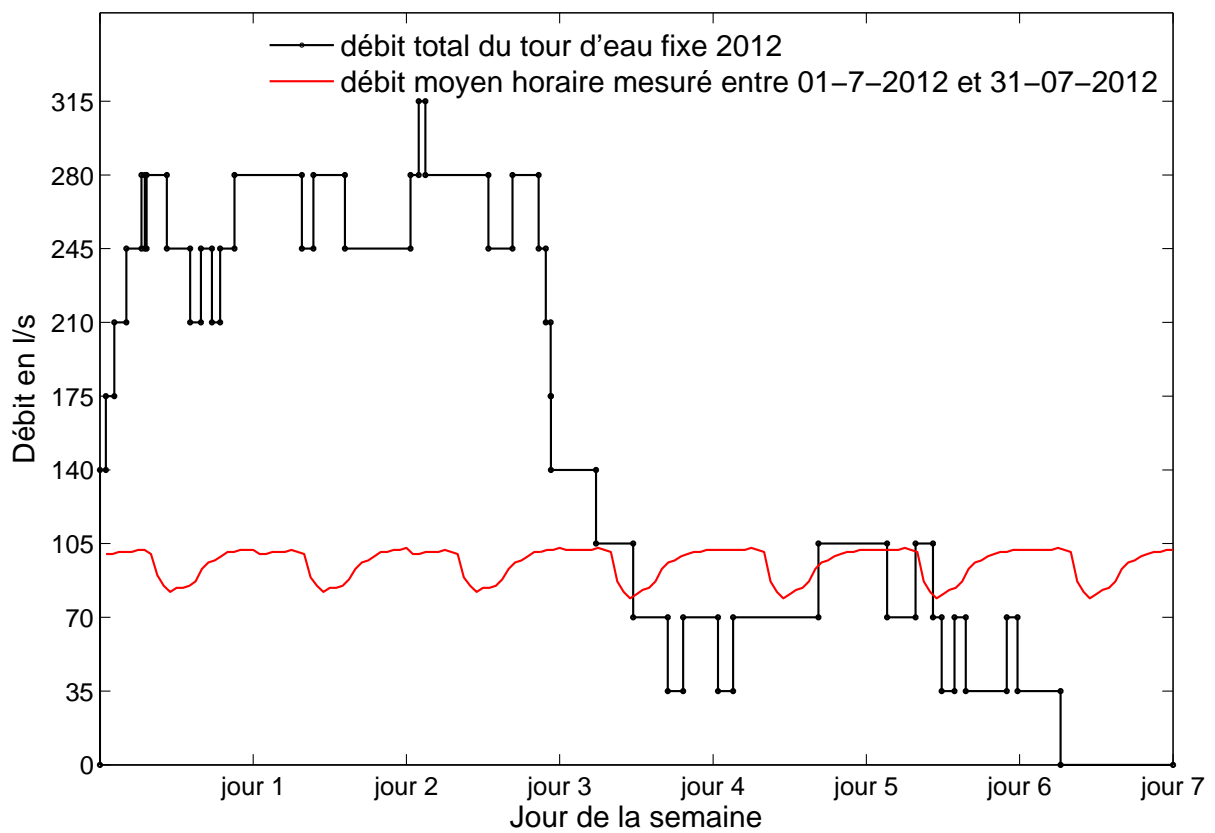


FIGURE 2.14 – Comparaison des débits planifiés du tour d'eau fixe 2012 et mesurés entre le 01/07/2012 et le 31/07/2012

"High performance irrigation relies on dependable deliveries of water. In order to make optimal use of the water, delivery in the right quantity and at the right time is imperative [Palmer et al., 1989]"

L'envoi de l'eau au moment demandé nécessite de tenir compte des temps de transfert (retard). Le temps de transfert entre le contrôle amont et aval peut varier de quelques minutes à quelques heures [Malaterre et al., 1998]. Sur le secteur secondaire de Saint-André et Ceyras, le temps de transfert de l'amont à l'aval du canal est de l'ordre de 2 h. Sur la branche 6, le temps de transfert de l'amont à l'aval du canal est aussi environ de 2 h.

La distribution d'eau sur le Domaine du Merle nécessite par ailleurs de nombreuses manœuvres, et ces manœuvres sont parfois effectuées pendant la nuit. La condition de travail 24 h/24 et 7 j/7 est pénible et difficile pour bien remplir la mission. Les horaires de travail du garde canal doivent être pris en compte dans la planification des manœuvres de vannes. Le travail de nuit a aussi pour vocation d'être minimisé. Dans le cas du manque de main d'œuvre, l'automatisation de vannes doit être envisagée.

En outre, l'irrigation successive est en général faite pour les parcelles contiguës. La décision de l'irrigation semble prendre en compte la notion de travail de nuit et de temps de trajet du garde canal. De plus, les variations des durées d'irrigation et des durées des tours d'eau (Tab. 2.3) sont dues à la ressource disponible et aux besoins (Fig. 2.11). Les faibles et les forts débits entraînent respectivement une augmentation et diminution de la durée d'irrigation en s'adaptant à la quantité d'eau pour l'irrigation de chaque parcelle.

2.5 Conclusion

L'étude de la distribution de l'eau sur le secteur secondaire du Canal de Gignac et sur le Domaine de Merle nous permet de comprendre les enjeux de la mise en eau sur le réseau et de l'allocation de l'eau auprès des usagers. Pour atteindre une bonne performance de distribution, il faut que l'offre et la demande soient bien synchronisées. Ainsi, la planification des tours d'eau doit tenir compte des besoins des plantes ou des demandes des usagers qui s'adaptent aux mieux à leurs disponibilités et de leurs techniques d'irrigation.

La ressource en eau, les temps disponibles du garde, le temps de transfert ainsi que la capacité du réseau sont aussi importants pour la gestion de l'eau sur un réseau de canaux à surface libre. Ces aspects doivent être aussi intégrés dans la méthode de planification du tour d'eau.

Outre la contrainte des temps disponibles du garde, ses temps de travail et notamment les temps de travail de nuit doivent être optimisés. Mieux distribuer l'eau est défini en général par la satisfaction des usagers et aussi par l'efficacité. La satisfaction est connue comme la quantité et l'heure d'arrivée de l'eau qui correspondent aux besoins des plantes ou des usagers. Ces deux critères doivent être aussi pris en compte lors de la planification. Enfin, pour organiser les tours d'eau sur un périmètre à usages multiples et avec diverses cultures, les priorités des usagers doivent aussi être étudiées pour répondre mieux à leurs besoins.

Sommaire

3.1	Modélisation du problème	69
3.1.1	Allocation de l'eau	69
3.1.1.1	Problématique et notations	69
3.1.1.2	Contraintes et critères de performance	70
3.1.2	Système physique	73
3.1.2.1	Transferts de débit dans les biefs	73
3.1.2.2	Variations de débit aux ouvrages de régulation	74
3.1.2.3	États hydrauliques des biefs	75
3.1.2.4	Stocks d'eau	76
3.1.2.5	Critère de performance hydraulique	76
3.1.3	Main d'œuvre	77
3.1.3.1	Manceuvre de vanne	77
3.1.3.2	Charge de travail	79
3.2	Modélisation du problème sous programmation linéaire	81
3.2.1	Modélisation en temps discret (t_1)	82
3.2.1.1	Option de la modélisation du problème lié à la main d'œuvre d_1	83
3.2.1.2	Option de la modélisation du problème lié à la main d'œuvre d_2	86
3.2.1.3	Option de la modélisation du problème lié à la main d'œuvre d_3	88
3.2.2	Modélisation en temps continu (t_2)	90
3.2.2.1	Option de la modélisation du problème lié à la main d'œuvre d_1	92
3.2.2.2	Option de la modélisation du problème lié à la main d'œuvre d_2	96
3.3	Résolution du problème	96
3.3.1	Agrégation des fonctions d'objectifs	96
3.3.2	Tactiques de résolution	97
3.3.2.1	Tactique simple	97
3.3.2.2	Couplage des méthodes avec les options d_1 et d_2 ou d_3	97

3.3.2.3	Solution heuristique des variables de l'allocation de l'eau	99
3.4	Synthèse des options pour une méthode d'optimisation	100
3.5	Tests et Analyses des résultats	102
3.5.1	Résultats et discussions sur les options du calcul	104
3.5.1.1	Temps	104
3.5.1.2	Mode de formulation des manœuvres	107
3.5.1.3	Charge de travail du garde canal	108
3.5.1.4	Fonction d'objectifs	108
3.5.2	Résultats et discussion sur les tactiques de résolution	108
3.5.3	Résultats et discussion sur les paramètres	111
3.5.3.1	Pondération des heures de démarrage et des volumes d'eau . . .	112
3.5.3.2	Pondération des critères : adéquation, efficience, et main d'œuvre	113
3.5.3.3	Pénalisation du travail de jour et de nuit	118
3.6	Conclusion	119

Dans ce chapitre, nous mettons sous forme mathématique et formalisons un problème d'optimisation permettant de résoudre la question de la distribution de l'eau sur le réseau de canaux à surface libre. La première section de ce chapitre est consacrée à la modélisation du problème, dont le problème lié à l'allocation de l'eau, au système physique et à la main d'œuvre. La section suivante décrit la formulation sous programmation linéaire avec différentes options. L'analyse des différentes méthodes proposées, y compris les tactiques de résolution et les choix des paramètres, est présentée par la suite.

3.1 Modélisation du problème

Dans le problème de la distribution de l'eau (dénommé par la suite \mathcal{P}_0), nous identifions trois sous-problèmes principaux : les problèmes liés à l'allocation de l'eau, au système physique et à la main d'œuvre. La figure 3.1 résume les actions, les contraintes et les objectifs de la distribution de l'eau de chaque problème suite à nos analyses dans le chapitre 2. Ci-dessous, nous en dériverons les détails.

	Allocation	Système physique	Main d'œuvre
Actions	<ul style="list-style-type: none"> - donner un calendrier d'arrosage : heures de démarrage (S_k) et temps de prélèvement (D_k) 	<ul style="list-style-type: none"> - vannes manuelles/automatiques \hat{G}_i : contrôler le débit P_i en fonction de consigne P'_i, de capacité du bief (c_i) et de ressource disponible (r) - biefs : transporter le débit P_i avec un retard τ_i - réservoirs tampons (V_i) : stocker l'eau (L_i^+) et déstocker l'eau (L_i^-) - prises : prélever l'eau (q_k, U_k) 	<ul style="list-style-type: none"> - ouvrir/fermer des vannes manuelles (G_i) aux heures T_G - se déplacer ($i \rightarrow j$)
Contraintes	<ul style="list-style-type: none"> - respecter le droit de prélèvement : une seule fois par tour d'eau, débit prélevé et intervalles admissibles (heure de démarrage et volume d'eau prélevé) - respecter la durée du tour d'eau (t_D, t_n) 	<ul style="list-style-type: none"> - respecter la conservation de masse (débits en entrée, débits en sortie, et stocks) - respecter les états hydrauliques (G'_i) 	<ul style="list-style-type: none"> - respecter les temps de trajet et de manœuvre ($\varphi_{i \rightarrow j}$) - respecter les horaires de travail du garde canal (t_b, t_e)
Objectifs	<ul style="list-style-type: none"> - minimiser l'écart entre l'offre et demande (J_1) 	<ul style="list-style-type: none"> - minimiser la perte d'eau (J_2) 	<ul style="list-style-type: none"> - minimiser la charge de travail (J_3)

FIGURE 3.1 – Définition du problème de la distribution de l'eau (\mathcal{P}_0)

3.1.1 Allocation de l'eau

3.1.1.1 Problématique et notations

Le problème de l'allocation de l'eau consiste à établir un calendrier d'arrosage qui est défini par 3 variables : les heures de démarrage, les durées, et les débits de fonctionnement des prises. L'établissement de ce calendrier dépend du mode de distribution :

- dans le cas d'un tour d'eau fixe ou modulé, nous cherchons à déterminer les heures de démarrage S et les durées D à partir des valeurs fixées ou modulées : heures de démarrage (s), durées (d) et débits (q).
- dans le cas d'un tour d'eau arrangé, nous cherchons à déterminer les heures de démarrage S et les durées D à partir des demandes en terme des heures de démarrage (s), des durées (d) et des débits (q).
- dans le cas de la distribution à la demande avec fréquence arrangée, nous cherchons à déterminer les heures de démarrage S à partir des demandes en terme des heures de démarrage

(s). Les durées et débits ne sont pas soumis à d'autres contraintes.

Pour chaque prise, nous noterons les valeurs souhaitées (demandées, fixées ou modulées) : l'heure de démarrage s_k , la durée d_k , le débit q_k ; où $k =$ numéro de prise, $k \in \{1, 2, \dots, N_O\}$, $N_O =$ nombre total de prises. Nous noterons également l'heure de démarrage planifiée S_k et la durée planifiée D_k .

Les valeurs de S_k et D_k peuvent être différentes que celles de s_k et d_k lors de la prise en compte de divers objectifs et contraintes de la distribution. Cependant, le débit est un paramètre peu flexible dans la pratique. En effet, le débit d'équipement d'une exploitation agricole est lié aux caractéristiques du matériel d'irrigation. Par exemple, un système de goutte à goutte devra fonctionner avec un débit imposé par le nombre de goutteurs à alimenter, chaque goutteur devant avoir un débit fixé. Il en est de même pour les équipements d'aspersion, ou pour l'irrigation par ruissellement (cf. pratiques sur le Domaine du Merle). Nous supposons ainsi que

Hypothèse 1 :

Le débit planifié du scénario optimal pour chaque prise est égal à celui demandé, fixé ou modulé (q_k).

Comme le débit est non-modifiable, le volume est ajusté grâce à la durée d'irrigation D_k . Un excès du volume d'eau attribué supérieur à celui demandé serait considéré comme inutile et devrait être évité. Ainsi,

Hypothèse 2 :

Le volume d'eau planifié à chaque usager doit être inférieur ou égal à celui souhaité (demandé, fixé ou modulé).

3.1.1.2 Contraintes et critères de performance

Les prélèvements d'eau doivent être planifiés sur les intervalles admissibles (heure de démarrage et volume) et sur l'horizon du tour d'eau $[t_0, t_n]$, $t_0 =$ instant de démarrage du tour d'eau et $t_n =$ instant de fin du tour d'eau. Si S_k tel que $k \in \{1, 2, \dots, N_O\}$, est une variable pour l'heure de démarrage de la prise k , la détermination de cette variable est exprimée par les expressions ci-dessous :

$$\underline{s}_k \leq S_k \leq \bar{s}_k \quad \forall k \quad (3.1)$$

$$S_k + D_k \leq t_n \quad \forall k \quad (3.2)$$

où $\underline{s}_k =$ limite inférieure admissible de l'heure de démarrage de la prise k et $\bar{s}_k =$ limite supérieure admissible de l'heure de démarrage de la prise k . Comme q_k est connu et constant pendant la durée de prélèvement D_k , la contrainte 3.3 peut s'écrire pour respecter l'intervalle entre le volume minimum et le volume souhaité (demandé, fixé ou modulé). Le volume minimum est exprimé par

$\varepsilon_k d_k q_k$ où ε_k = facteur minimal admissible du volume d'eau souhaité, $\varepsilon \leq 100\%$.

$$\varepsilon_k d_k \leq D_k \leq d_k \quad \forall k \quad (3.3)$$

S_k et D_k doivent être définis en respectant la satisfaction des usagers qui est définie en général par l'adéquation et la ponctualité (section 2.3.1). L'adéquation est un ratio entre le volume planifié et celui souhaité à chaque prise :

$$Adéquation_k = \frac{v'_k}{v_k} \quad (3.4)$$

où v'_k = volume planifié ($v'_k = q_k D_k$) et v_k = volume souhaité sur la prise k ($v_k = q_k d_k$). Dans notre méthode, nous cherchons à réduire l'écart entre l'offre et la demande, c'est-à-dire approcher au maximum v'_k à v_k . Par l'hypothèse 2 ($v'_k \leq v_k$), nous cherchons à minimiser $1 - \frac{v'_k}{v_k}$ ou $\frac{v_k - v'_k}{v_k}$.

Par ailleurs, la ponctualité est définie par Renault et Hemakumara [1999] : la différence entre l'heure où le volume prélevé atteint 50 % du volume prélevé total et l'heure où le volume planifié atteint 50 % du volume planifié total. Dans la pratique, pour passer d'un débit nul à une valeur constante, ou, plus généralement, pour passer d'un état hydraulique à un autre, il faut un certain temps, lié à la dynamique de propagation des ondes hydrauliques et de remplissage des biefs. Cependant, lors de phase de planification, nous considérons que le débit est constant depuis l'heure de démarrage jusqu'à la fin du prélèvement. Ainsi, la ponctualité doit être égale à l'écart entre les heures de démarrage demandée et planifiée.

$$Ponctualité_k = s_k - S_k \quad (3.5)$$

L'équation 3.5 donne une valeur positive ou négative. Anwar et De Vries [2004] ont proposé un critère de la fonction d'objectif pour réduire le temps d'avance et le temps de retard. Ce qui revient à réduire la somme des valeurs absolues de l'équation 3.5. Pour l'agrégation de l'ensemble de ces deux critères (Eqs. 3.4 et 3.5), la ponctualité doit être une valeur absolue et normalisée. La normalisation est faite alors par la somme des écarts maximum des heures de démarrage (Eq. 3.7). Ainsi, pour l'homogénéité de ces critères, nous remplaçons le dénominateur (v_k) dans l'expression $\frac{v_k - v'_k}{v_k}$ par la somme des écarts maximum des volumes (Eq. 3.8). Puis, nous regroupons ces deux critères par la suite en un seul J_1 que nous appellerons "Critère de l'adéquation".

$$J_1 = \frac{1}{2} \sum_{k=1}^{N_O} \left\{ \frac{\alpha_k |s_k - S_k|}{\max(1, \sum_{k=1}^{N_O} \alpha_k \Delta t_k)} + \frac{\beta_k (v_k - v'_k)}{\max(1, \sum_{k=1}^{N_O} \beta_k \Delta v_k)} \right\} \quad (3.6)$$

1. où $\Delta t_k, \Delta v_k$ = écart maximum entre l'offre et demande (ou souhait) liés à l'heure et au volume respectivement. Ces deux écarts sont calculés pour les cas les plus extrêmes comme suit :

- Pour les heures de démarrage, la décision de l'heure de démarrage du fonctionnement des prises est limitée (Fig. 3.2) par une borne inférieure (s_k) et une borne supérieure

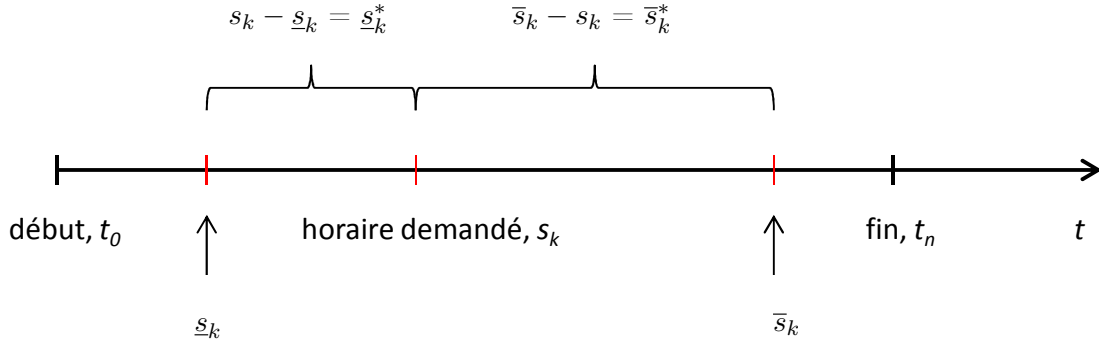


FIGURE 3.2 – Schéma de calcul de l'écart maximum des heures de démarrage

(\bar{s}_k) : \underline{s}_k doit être supérieur ou égal à t_0 et \bar{s}_k doit être inférieur ou égal à $t_n - \varepsilon d_k$ afin de respecter la durée minimale du prélèvement sur la prise k . En connaissant les durées admissibles pour la limite supérieure (\bar{s}_k^*) et pour la limite inférieure (\underline{s}_k^*), nous aurons :

- $\bar{s}_k = t_n - \varepsilon d_k$ si $\bar{s}_k^* = \text{Inf}$ et $\bar{s}_k = s_k + \bar{s}_k^*$ sinon.
- $\underline{s}_k = t_0$ si $\underline{s}_k^* = -\text{Inf}$ et $\underline{s}_k = s_k - \underline{s}_k^*$ sinon.

où s_k , \bar{s}_k et \underline{s}_k sont des instants, et \bar{s}_k^* et \underline{s}_k^* sont des durées.

- L'écart maximum des heures est ainsi calculé par

$$\Delta t_k = \max(s_k - \underline{s}_k, \bar{s}_k - s_k) \quad (3.7)$$

Le volume distribué est limité par une borne supérieure et par le volume demandé. On considère qu'il doit au moins y avoir une certaine proportion (ε_k) du volume demandé qui doit être allouée, donc $v'_k \geq \varepsilon_k v_k$. Ainsi,

$$\Delta v_k = (1 - \varepsilon_k) v_k \quad (3.8)$$

Les écarts de chaque prise sont pondérés par les coefficients α_k et β_k qui sont respectivement liés à l'heure de démarrage et au volume. La prise en compte des pondérations permet de donner des priorités à certaines prises. La valeur de ces coefficients varie de 1 à 100%, une plus grande valeur indiquant une plus grande priorité pour la prise concernée. Si les écarts maximum des heures de démarrage ou des volumes de la prise k sont nuls (cas où il n'y a aucune flexibilité sur ces variables), α_k et β_k sont forcés exceptionnellement égaux à 0.

2. Dans l'équation 3.6, nous normalisons par la somme des écarts $\forall k$ pour éviter de donner la priorité aux usagers qui ont les écarts plus petits. Les sommes de ces écarts peuvent être nulles, alors que le dénominateur doit être non-nul. Pour respecter cette condition, nous écrivons respectivement $\max(1, \sum_{k=1}^{N_O} \alpha_k \Delta t_k)$ et $\max(1, \sum_{k=1}^{N_O} \beta_k \Delta v_k)$ au lieu de $\sum_{k=1}^{N_O} \alpha_k \Delta t_k$ et $\sum_{k=1}^{N_O} \beta_k \Delta v_k$. En effet, les écarts sont exprimés en minute et en m^3 . S'il existe des écarts non-nuls, ces écarts doivent être supérieurs à 1.

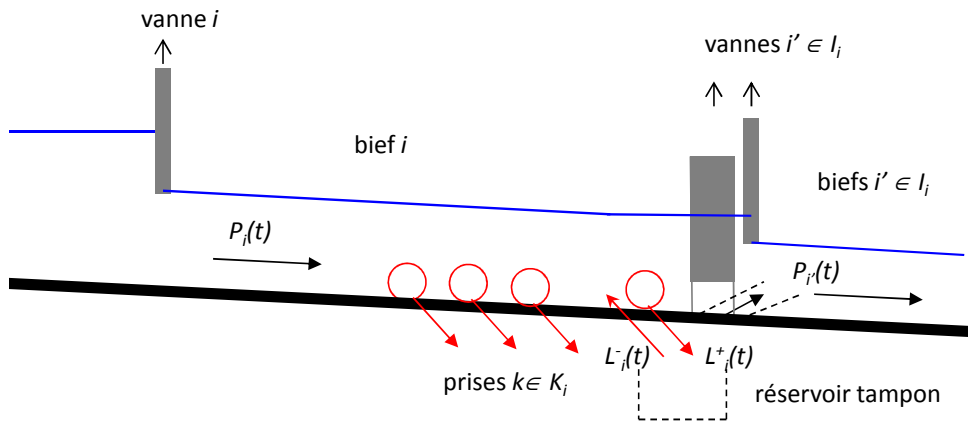


FIGURE 3.3 – Flux d'eau d'un bief

La connaissance de S_k et D_k permet de définir l'état de fonctionnement de la prise k , exprimé par la variable binaire $U_k(t)$ (avec $t =$ indice du temps continu) :

$$U_k(t) = \begin{cases} 1 & \text{quand la prise } k \text{ est en fonctionnement (ouverte)} \\ 0 & \text{sinon} \end{cases} \quad (3.9)$$

Autrement dit, la connaissance de $U_k(t) = 1$ permet de définir S_k et D_k .

$$U_k(t) = 1 \Leftrightarrow S_k \leq t < S_k + D_k \quad \forall k \quad (3.10)$$

3.1.2 Système physique

Cette section présente des hypothèses sur la propagation des débits dans le système hydraulique, sur les variations de débit aux ouvrages hydrauliques et sur les états des biefs, ainsi que les contraintes physiques reliant les différentes variables hydrauliques.

3.1.2.1 Transferts de débit dans les biefs

Le transfert d'eau est considéré bief par bief. Le bief amont (bief i) distribue l'eau aux biefs attenants aval, définis par l'ensemble I_i (le bief $i' \in I_i$ si i' est un bief immédiatement à l'aval de i) et aux prises K_i , $K_i =$ ensemble des prises du bief i , qui se branchent directement sur ce bief (Fig. 3.3). i désigne les numéros de bief ($i \in \{1, 2, \dots, N_P\}$, $N_P =$ nombre de biefs). Le transfert de l'eau dans un bief nécessite un temps qui est appelé par la suite "temps de réponse". Pour le réseau de canaux d'irrigation, ce temps ne varie pas significativement quand l'état hydraulique initial ou le débit en entrée change [Belaud *et al.*, 2013]. On considère ainsi que chaque bief a un temps de réponse τ_i , fixe, donnant le retard entre le débit d'entrée et le débit de sortie. Pour simplifier le problème, ce temps de réponse est estimé avant l'optimisation. Nous faisons ensuite

de l'hypothèse suivante :

Hypothèse 3 :

Un temps de réponse unique est considéré pour tous les débits délivrés dans le bief, c'est-à-dire les débits aux biefs i' , aux réservoirs tampons et aux prises (Fig. 3.3).

3.1.2.2 Variations de débit aux ouvrages de régulation

La régulation des vannes permet d'assurer le débit en entrée d'un bief $P_i(t)$ selon la consigne P'_i . En absence de régulation, $P_i(t)$ varie en fonction des perturbations du bief amont, et aval de la vanne i dans certains cas. Dans la majorité des cas, les canaux sont construits avec des systèmes de contrôle du niveau d'eau amont [Malaterre *et al.*, 1998], la modification du débit dans un bief n'affecte pas les débits sur les biefs amont. Cela revient à supposer que les vannes de régulation sont dénoyées, ou que les ouvrages de régulation assurent un niveau constant à l'aval des biefs. Dans ces deux cas, qui sont les plus fréquemment rencontrés, un changement de débit en tête d'un bief i n'a pas d'influence sur les niveaux d'eau du bief à l'amont de i .

Pour déterminer le débit $P_i(t)$, nous simplifions le problème en supposant que pour chaque bief, il existe une constante a_i qui définit le débit que reçoit le bief i lorsque :

- le débit disponible du bief amont de i varie, c'est-à-dire que $\Delta P_i(t) \neq 0$, tel que $\Delta P_i(t) = \eta_i P_i(t - \tau_i) - \sum_{i' \in I_i} P'_{i'}(t) - \sum_{k \in K_i} q_k U_k(t) + L_i^-(t) - L_i^+(t)$, où η_i est l'efficience du bief i , $L_i^+(t)$ et $L_i^-(t)$ sont des variables qui représentent respectivement des débits en entrée et en sortie du réservoir tampon, ou des débits stockés ou déstockés sur le bief i .
- la vanne i est ouverte, $P'_i(t) > 0$.
- le bief amont est en eau. Nous introduisons $G'_i(t)$ qui représente l'état hydraulique dans le bief i' à l'instant t . $G'_i(t)$ est exprimé par la valeur binaire telle que

$$G'_{i'}(t) = \begin{cases} 1 & \text{quand le bief } i' \text{ est en eau à l'instant } t \\ 0 & \text{sinon} \end{cases} \quad (3.11)$$

L'introduction de la variable $G'_i(t)$ permet d'ouvrir une vanne, même si le bief amont est à sec. C'est-à-dire que $P'_i(t) > 0$ en même temps que $P_i(t) = 0$.

Nous pouvons modéliser alors les variations de débit aux ouvrages de régulation ($P_{i'}$) pour tous les biefs $i' \in I_i$ aval de i comme suit :

$$G'_{i'}(t) = 1 \Rightarrow P_{i'}(t) \geq P'_{i'}(t) + a_{i'} \Delta P_i(t) \quad \forall i' \in I_i, i \geq 2, t \quad (3.12)$$

où $\Delta P_i(t)$ peut être négatif et positif. Il est négatif quand $P_i(t - \tau_i)$ est diminué et/ou quand les prélèvements des prises K_i sont augmentés. Les débits délivrés aux biefs aval i' , $i' \in I_i$, sont

ainsi diminués par les facteurs des constantes $a_{i'}$. Dans le cas contraire, les débits délivrés aux biefs $i' \in I_i$ sont augmentés.

La constante a_i est estimée à partir des caractéristiques de la vanne (forme de la vanne, type de vanne et largeur). Par exemple, $a_{i'}$ est égal à 1, s'il existe un seul bief alimenté directement par le bief amont de i . En revanche, si deux biefs identiques i_1 et i_2 sont alimentés par un même bief, on aura alors $a_{i_1} = a_{i_2} = 0,5$.

L'implication 3.12 ne s'applique pas au bief 1 car il est le bief amont du réseau. La relation entre $P_1(t)$ et $P'_1(t)$ s'écrit :

$$P_1(t) = P'_1(t) \quad \forall t \quad (3.13)$$

Dans tous les cas, le débit $P_i(t)$ est toujours inférieur à la capacité du bief i , c_i , ainsi qu'au débit de la ressource $r(t)$.

$$0 \leq P_1(t) \leq \min[c_1, r(t)] \quad \forall t \quad (3.14)$$

$$0 \leq P_i(t) \leq c_i \quad \forall i \geq 2, t \quad (3.15)$$

De plus, la somme des débits de consigne aux vannes aval ($i' \in I_i$) d'un bief i doit être inférieure à la capacité du bief i (c_i) :

$$\sum_{i' \in I_i} P_{i'}(t) \leq c_i \quad \forall i, I_i \neq \emptyset, t \quad (3.16)$$

En respectant les conditions hydrauliques, si un bief est à sec à l'instant t , ça implique que le débit $P_i(t - \tau_i)$ est nul. Ainsi,

$$G'_i(t) = 0 \Rightarrow P_i(t - \tau_i) = 0 \quad \forall i, t \geq \tau_i \quad (3.17)$$

Du fait de la dynamique de propagation, si l'on connaît les états hydrauliques des deux biefs amont et aval. Par exemple, si le bief i est en eau à l'instant t ou $G_i(t) = 1$, et si le bief i' est à sec à $t + \tau_{i'}$, nous savons bien que la vanne i' est fermée à l'instant t , soit $P'_{i'}(t) = 0$. Ainsi, nous écrivons cette relation comme suit :

$$G'_i(t) - G'_{i'}(t + \tau_{i'}) = 1 \Rightarrow P'_{i'}(t) = 0 \quad \forall i, i', t \geq \tau_i \quad (3.18)$$

3.1.2.3 États hydrauliques des biefs

Un état hydraulique d'un bief dépend des débits en entrée, ça peut être le débit $P_i(t)$ ou $L_i^-(t)$. Si ces deux débits sont nuls, ça veut dire que le bief i est à sec. Pour respecter le temps de retard, nous écrivons comme suit :

$$P_i(t - \tau_i) + L_i^-(t) = 0 \Rightarrow G'_i(t) = 0 \quad \forall i, t \geq \tau_i \quad (3.19)$$

Par ailleurs, si le débit de consigne $P'_i(t - \tau_i)$ et le débit $L_i^-(t)$ sont nuls, ça implique que $G'_i(t) = 0$. Ainsi,

$$P'_i(t - \tau_i) + L_i^-(t) = 0 \Rightarrow G'_i(t) = 0 \quad \forall i, t \geq \tau_i \quad (3.20)$$

3.1.2.4 Stocks d'eau

La majorité des canaux traditionnels dans le monde ont un faible volume de stockage, du fait qu'ils ont été dimensionnés pour délivrer en continu toute l'eau qu'ils prélèvent. Le volume de stockage en ligne du bief est considéré nul. Cependant, il peut y avoir des réservoirs tampons ou une capacité de stockage dans un bief dans le cas d'un réseau modernisé, ce qui permet de satisfaire plus facilement des demandes imprévues et donc d'augmenter fortement l'adéquation offre-demande malgré un coût d'investissement potentiellement élevé. Nous pouvons écrire la conservation du volume d'eau dans chaque bief comme suit :

$$\eta_i P_i(t - \tau_i) \begin{cases} = \sum_{i' \in I_i} P_{i'}(t) + \sum_{k \in K_i} q_k U_k(t) & \text{si le bief n'est pas au bout de réseau,} \\ -L_i^-(t) + L_i^+(t) & \forall i, t \geq \tau_i \\ \geq \sum_{i' \in I_i} P_{i'}(t) + \sum_{k \in K_i} q_k U_k(t) & \text{sinon } \forall i, t \geq \tau_i \\ -L_i^-(t) + L_i^+(t) & \end{cases} \quad (3.21)$$

En cas d'absence de manœuvre de vanne et de prélèvement, le débit non distribué peut être stocké dans le réservoir tampon ou dans le bief s'il existe une capacité de stockage. Dans ce cas, $L_i^+(t)$ est limité par cette capacité. Sinon, ce débit sort du réseau au bout du canal et il est considéré comme une perte.

En respectant le volume disponible dans le réservoir tampon ou dans le bief, l'eau dans un réservoir ou dans un bief ayant de capacité de stockage peut être récupérée à condition que :

$$\int_{t_0}^{t_a} L_i^-(t) dt \leq \int_{t_0}^{t_a} L_i^+(t) dt + L_i(t_0), \quad \forall t_a \in [t_0, t_n] \quad (3.22)$$

où $L_i(t_0)$ = débit initial qui peut être récupéré d'un réservoir tampon ou d'un bief (avant la distribution).

3.1.2.5 Critère de performance hydraulique

Pour limiter les pertes d'eau, nous introduisons un critère qui évalue les écarts entre les débits délivrés en tête du réseau et les débits prélevés par les prises. En général, on retient le critère d'efficacité (section 2.3.1), défini comme le ratio entre le volume prélevé total et le volume en entrée du réseau [Gates *et al.*, 1991] :

$$Efficiency = \frac{\sum_{k=1}^{N_o} v'_k}{v_D} \quad (3.23)$$

où v_D est le volume en entrée du réseau. L'efficacité doit être maximisée ou la perte doit être minimisée, c'est-à-dire que $1 - \text{Efficacité} = \frac{v_D - \sum_{k=1}^{N_O} v'_k}{v_D}$ est minimisé. Puisque v_D est une inconnue, l'expression $\frac{v_D - \sum_{k=1}^{N_O} v'_k}{v_D}$ est non-linéaire. De la même façon que pour l'équation 3.4, le dénominateur est remplacé par $\min(v_R, v_C)$ (où $v_R =$ volume total de la ressource et $v_C =$ capacité du bief amont en volume) qui est un majorant du volume qui peut être envoyé au réseau. De ce fait, le critère que nous appelons par la suite "critère de l'efficacité" J_2 est défini par :

$$J_2 = \frac{v_D - \sum_{k=1}^{N_O} v'_k}{\min(v_R, v_C)} \quad (3.24)$$

3.1.3 Main d'œuvre

Pour assurer le bon fonctionnement de la distribution de l'eau, la main d'œuvre est un facteur important. Plus on cherchera à avoir une offre proche des valeurs souhaitées (les demandes des usagers, les valeurs fixées ou modulées), plus on devra avoir des manœuvres de vanne. La distribution de l'eau par un tour d'eau arrangé demande ainsi une main d'œuvre considérable [Clemmens, 1987], et donc implique des coûts importants. La minimisation de la main d'œuvre est ainsi un critère de gestion à prendre en compte, notamment pour les plages horaires les plus pénibles, comme celles de nuit par exemple.

Le problème du travail du garde canal consiste ainsi à déterminer un planning de manœuvre, et une charge de travail à réaliser pour manœuvrer des vannes et assurer le débit $P_i(t)$ selon la consigne $P'_i(t)$.

3.1.3.1 Manœuvre de vanne

Nous parlons de la détermination des heures de manœuvre de chaque vanne. Nous noterons T_G^m l'heure de manœuvre, où m est le numéro de manœuvre des vannes ($m \in \{1, 2, \dots, N_G\}$, $N_G =$ nombre de manœuvres).

La détermination de T_G^m dépend ainsi des besoins, du nombre de gardes canal qui travaillent sur le réseau, et de leurs temps disponibles.

Sur un grand périmètre irrigué, la gestion des vannes est réalisée par de nombreux gardes canal. Un garde canal gère un secteur bien défini. Pour simplifier le problème, nous nous limitons aux cas les plus fréquents où un périmètre ou un secteur est géré par un seul garde canal, ce qui revient à considérer indépendamment chaque secteur.

Hypothèse 4 :

L'ensemble des vannes est géré par un seul garde canal.

Pour respecter les horaires de travail du garde canal, les heures de manœuvre des vannes doivent se situer sur les périodes de travail du garde canal (Fig. 3.4). Il peut y avoir plusieurs

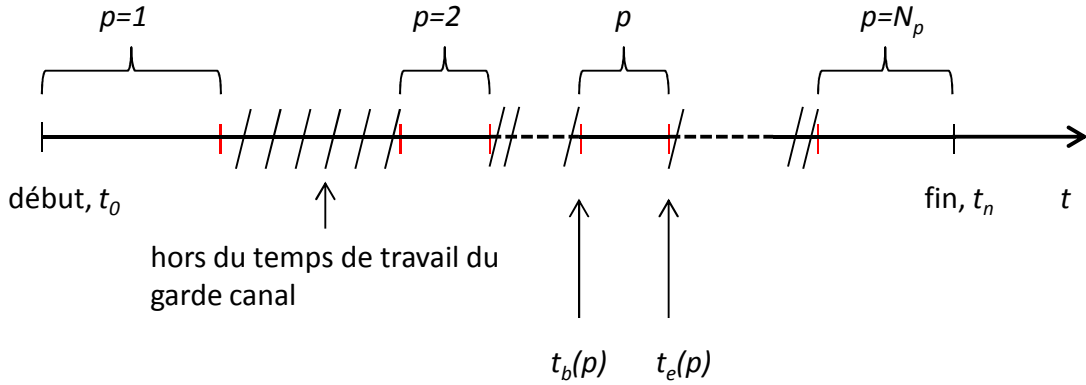


FIGURE 3.4 – Périodes de travail du garde canal

périodes de travail au cours d'un tour d'eau. $t_b(p)$ = instant du commencement de travail du garde canal pour la période p et $t_e(p)$ = instant de la fin de travail du garde canal pour la période p . N_p = nombre total de périodes de travail du garde canal.

Certaines vannes peuvent être automatisées. Dans ce cas, elles ne nécessitent pas d'intervention de garde canal. Pour définir le type de vanne, nous introduisons \widehat{G}_i tel que :

$$\widehat{G}_i = \begin{cases} 1 & \text{si la vanne est automatique} \\ 0 & \text{sinon} \end{cases} \quad (3.25)$$

Nous écrivons maintenant le lien entre les manœuvres et les variations hydrauliques dans le système. $P'_i(t)$ étant le débit de consigne, le changement de sa valeur demande une manœuvre. De ce fait,

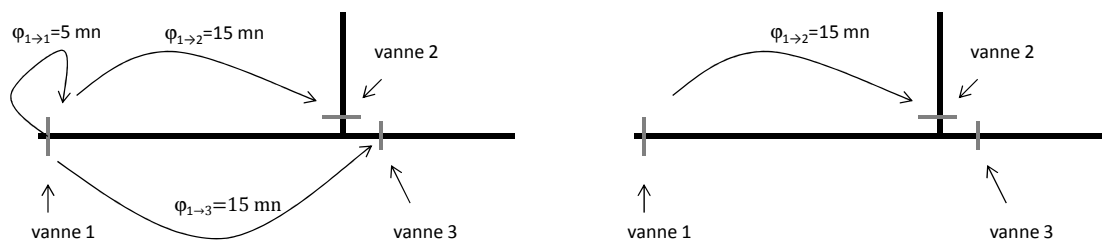
$$P'_i(t) - P'_i(t^-) \neq 0 \Rightarrow T_G^m = t \quad , \quad \text{si} \quad \widehat{G}_i = 0, t \in [t_b(p), t_e(p)] \quad (3.26)$$

où t^- est l'heure avant t . L'implication 3.26 est appliquée pour la vanne manuelle ($\widehat{G}_i = 0$) pendant les horaires de travail du garde canal ($t \in [t_b(p), t_e(p)]$).

De plus, entre deux manœuvres successives dont la première ($m - 1$) est effectuée à la vanne i et la deuxième (m) à la vanne j , la durée doit être supérieure ou égale à la totalité des temps de trajet de la vanne i à j ($i \rightarrow j$) et temps de manœuvre de la vanne j (voir l'exemple dans la figure 3.5). Ainsi,

$$T_G^m - T_G^{m-1} \geq \varphi_{i \rightarrow j} \quad (3.27)$$

où $\varphi_{i \rightarrow j}$ = temps de trajet de la vanne i à la vanne j et temps de manœuvre de la vanne j . L'équation 3.27 permet de respecter le temps de trajet et de manœuvre.



(a) A l'instant $t = 1 \text{ h}$, le garde canal manœuvre la vanne $i = 1$ pour le numéro de manœuvre $m = 1$. Quelle vanne et à quelle heure sera la prochaine manœuvre $m = 2$?

(b) Si la vanne $i = 2$ est choisie pour la prochaine manœuvre $m = 2$, la manœuvre est faisable à partir de $t = 1 \text{ h } 15 \text{ mn}$.

FIGURE 3.5 – Exemple du déplacement du garde canal

3.1.3.2 Charge de travail

Il s'agit de l'estimation de la charge de travail du garde canal, nous notons F^m où m est le numéro de manœuvre. Trois concepts différents seront considérés, selon qu'on évalue la quantité de travail par :

\mathbf{m}_1 le nombre de manœuvres de vannes ;

\mathbf{m}_2 le temps total de trajet du garde canal et de manœuvre de vannes ;

\mathbf{m}_3 le temps total de présence du garde canal sur le terrain.

Par exemple, supposons qu'il existe trois vannes (Fig. 3.6). Pour trois manœuvre ($m = \{1,2,3\}$) successives : $T_G^1 = 1 \text{ h}$, $T_G^2 = 2 \text{ h}$ et $T_G^3 = 3 \text{ h}$.

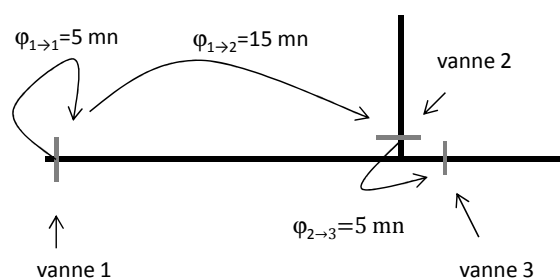


FIGURE 3.6 – Exemple de calcul de la charge du travail de garde canal

La charge de travail est quantifiée par 3 manœuvres pour l'option \mathbf{m}_1 ($F^1 = 1$, $F^2 = 1$ et $F^3 = 1$), 25 mn pour l'option \mathbf{m}_2 ($F^1 = 5 \text{ mn}$, $F^2 = 15 \text{ mn}$ et $F^3 = 5 \text{ mn}$) et 2 h pour l'option \mathbf{m}_3 ($F^1 = 0 \text{ mn}$, $F^2 = 1 \text{ h}$ et $F^3 = 1 \text{ h}$).

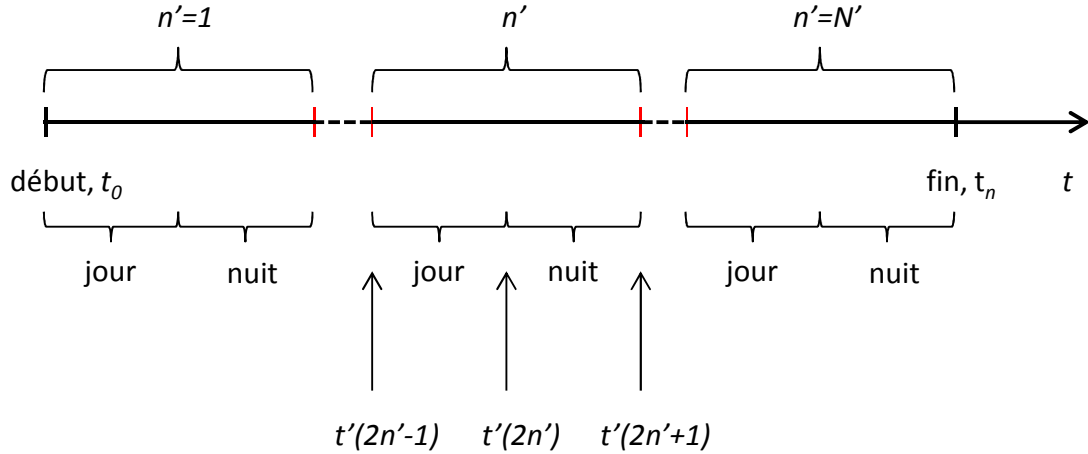


FIGURE 3.7 – Limitation des temps de jour et de nuit

La charge de travail doit tenir compte des pondérations du travail de jour et de nuit. La distinction du travail de jour et de nuit est faite à partir de la délimitation du temps pour les périodes de jour $[t'(2n' - 1), t'(2n')]$ et celles de nuit $[t'(2n'), t'(2n' + 1)]$ (Fig. 3.7). Ainsi,

1. si $t \in [t'(2n' - 1), t'(2n')]$ (travail de jour), la charge de travail est évaluée par F^m :

$$F^m \begin{cases} = \xi_1 \quad \forall m & \text{option } m_1 \\ \geq \xi_1 \varphi_{i \rightarrow j} \quad \forall m & \text{option } m_2 \\ \geq \xi_1 (T_G^m - T_G^{m-1}) \quad \forall m \geq 2 & \text{option } m_3 \end{cases} \quad (3.28)$$

2. si $t \in [t'(2n'), t'(2n' + 1)]$ (travail de nuit), la charge de travail est évaluée par F^m :

$$F^m \begin{cases} = \xi_2 \quad \forall m & \text{option } m_1 \\ \geq \xi_2 \varphi_{i \rightarrow j} \quad \forall m & \text{option } m_2 \\ \geq \xi_2 (T_G^m - T_G^{m-1}) \quad \forall m \geq 2 & \text{option } m_3 \end{cases} \quad (3.29)$$

où ξ_1, ξ_2 = coefficients pénalisant du travail de jour et de nuit respectivement. Le fait d'introduire ξ_1 et ξ_2 permet de pénaliser plus ou moins certaines périodes de travail et donc donner des priorités. Les valeurs de ξ_1 et ξ_2 sont comprises entre 0 et 1. Quand les valeurs de ces paramètres tendent vers 1, le terme concerné est plus pénalisant, et donc le planning de manœuvre éviteront la période correspondante.

Pour l'optimisation, nous proposons un nouveau critère J_3 dit "critère de main d'œuvre" :

$$J_3 = \frac{\sum_{m=1}^{N_G} F^m}{\psi} \quad (3.30)$$

où ψ = le temps prévu total pour le travail de garde canal, $\psi = \sum_{p=1}^{N_p} [t_e(p) - t_b(p)]$.

3.2 Modélisation du problème sous programmation linéaire

Dans la section 3.1, certaines variables sont suivies par l'indice continu t et certaines contraintes sont sous formes non-linéaires. Pour résoudre ce problème par programmation linéaire ou linéaire quadratique, il est nécessaire de les linéariser et de convertir l'indice continu t en indice discret ou de faire sortir cet indice comme variable.

Nous utilisons la méthode "Big M" pour les linéariser. C'est une méthode qui est connue dans la formulation sous programmation linéaire pour linéariser des contraintes non-linéaires conditionnées par une variable binaire, à l'aide d'une valeur minimale positive "M".

Par exemple, on a une contrainte : $x = zy$, telle que x et y sont des variables continues positives et z est une variable binaire. Dans la formulation sous programmation linéaire, la méthode "Big M" permet de linéariser cette contrainte ($x = zy$) comme suit :

$$\begin{aligned} x &\geq 0 \\ x &\leq Mz \\ x &\geq y - M(1 - z) \\ x &\leq y \end{aligned}$$

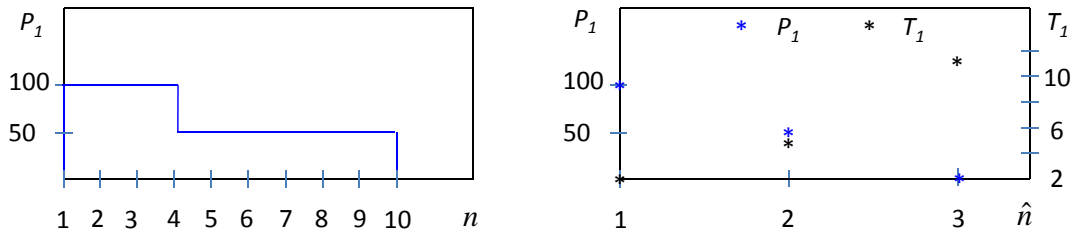
Notons que certaines contraintes sont écrites sous forme de contraintes indicatrices¹ telles que connues dans le langage de programmation linéaire, notamment dans les logiciels d'optimisation "IBM ILOG CPLEX" et "Gurobi". Dans le cas d'utilisation de ces deux logiciels, il n'est pas nécessaire de linéariser ces contraintes indicatrices. Le logiciel le fait automatique en manipulant la valeur "M" de manière rigoureuse afin d'assurer la stabilité numérique [IBM, 2009]. Cependant, de manière générale, nous les écrivons également sous forme linéaire continue dans cette thèse.

Nous pouvons modéliser le problème d'optimisation en temps discret aussi bien en temps continu. Ces deux notions sont illustrées par l'exemple ci-dessous et sur la figure 3.8.

Par exemple, le débit en entrée du bief 1 est égal à 100 l/s à l'instant $t = 2$ h ($n = 1$, $\hat{n} = 1$). 3 h plus tard ($n = 4$, $\hat{n} = 2$), ce débit descend à 50 l/s et encore 6 h plus tard ($n = 10$, $\hat{n} = 3$), il passe à 0 l/s. Le temps est discrétisé par un pas de temps 1 h. $n =$ numéro du temps discret, et $\hat{n} =$ numéro de changement du débit.

La modélisation en temps discret n'a pas besoin des variables pour définir les débits en fonction du temps car l'indice n permet de représenter tous les pas de temps. Cependant elle force à générer les valeurs des débits à tous instants n . Cette génération est parfois inutile. Nous pouvons éviter ce problème par la modélisation en temps continu. C'est-à-dire que nous introduisons une autre variable pour exprimer l'instant du changement de débit. Les variables considérées dans le

¹Une contrainte indicatrice est à exprimer des relations en identifiant une variable binaire qui spécifie si une contrainte linéaire spécifiée est ou non active.



(a) Graphe du débit en temps discret. $n = 1$ correspond à $t = 2$ h et $n = 2$ correspond à $t = 3$ h et etc., $P_1(n)$ = débit au pas de temps n . Ainsi, $P_1(1) = P_1(2) = P_1(3) = 100$ l/s, $P_1(4) = P_1(5) = P_1(6) = P_1(7) = P_1(8) = P_1(9) = 50$ l/s et $P_1(10) = 0$ l/s. Le nombre total de variables = 10.

(b) Graphe du débit et temps au point de changement. $P_1(\hat{n})$ = débit au \hat{n}^{eme} changement et $T_1(\hat{n})$ = temps au \hat{n}^{eme} changement en h. Ainsi, $(P_1(1) = 100$ l/s, $T_1(1) = 2$ h), $(P_1(3) = 50$ l/s, $T_1(2) = 5$ h) et $(P_1(3) = 0$ l/s, $T_1(3) = 11$ h). Le nombre total de variables = 6 (3 variables de P_1 et 3 variables de T_1).

FIGURE 3.8 – Exemple de la modélisation en temps discret ou continu

problème sous programmation linéaire correspondent alors uniquement à ces variables aux instants de changement de débit. Cette dernière façon permet de réduire significativement la taille de $P_i(n)$ mais elle demande de définir la liaison entre le débit et l'instant. Nous formulons ainsi le problème \mathcal{P}_0 par ces deux manières : temps discret et temps continu.

Nous notons ci-après n le numéro du pas de temps et \hat{n} le numéro de changement du débit. Pour le problème modélisé en temps discret (normé t_1), nous remplaçons ainsi l'indice t dans les variables ci-dessus (section 3.1) par l'indice n tel que $n \in \{1, 2, \dots, N\}$ d'où N = nombre total de pas de temps. Pour une autre méthode de modélisation (normé t_2), nous remplaçons l'indice t par l'indice \hat{n} tel que $\hat{n} \in \{1, 2, \dots, \hat{N}\}$, \hat{N} = nombre de changements.

3.2.1 Modélisation en temps discret (t_1)

Toutes les grandeurs des temps $[t_0, t_n, s_k, d_k, \tau_i, t_b(p), t_e(p), t'(2n' - 1), t'(2n')$ et $t'(2n' + 1)]$ sont échantillonnées suivant un pas de temps (δt), c'est-à-dire qu'elles sont divisées par δt et arrondies en nombres entiers (Fig. 3.9).

En modélisant le problème en temps discret, les variables de débit en entrée et sortie d'un réservoir tampon ou de débit stocké et déstocké dans un bief (L_i^- et L_i^+) peuvent remplacées par une seule variable $L_i(n) \in \mathbb{R}^+$ qui représente le volume d'eau sur un pas de temps, disponible dans le réservoir tampon (i) ou dans le bief i à l'instant n . Par conséquent, la contrainte 3.22 est éliminé dans le calcul. Le volume sur un pas de temps correspond au final à un débit qui peut être récupéré d'un réservoir ou un bief pendant la durée d'un pas de temps.

Dans le problème lié à la main d'œuvre, pour designer les manœuvres de vanne, il est néces-

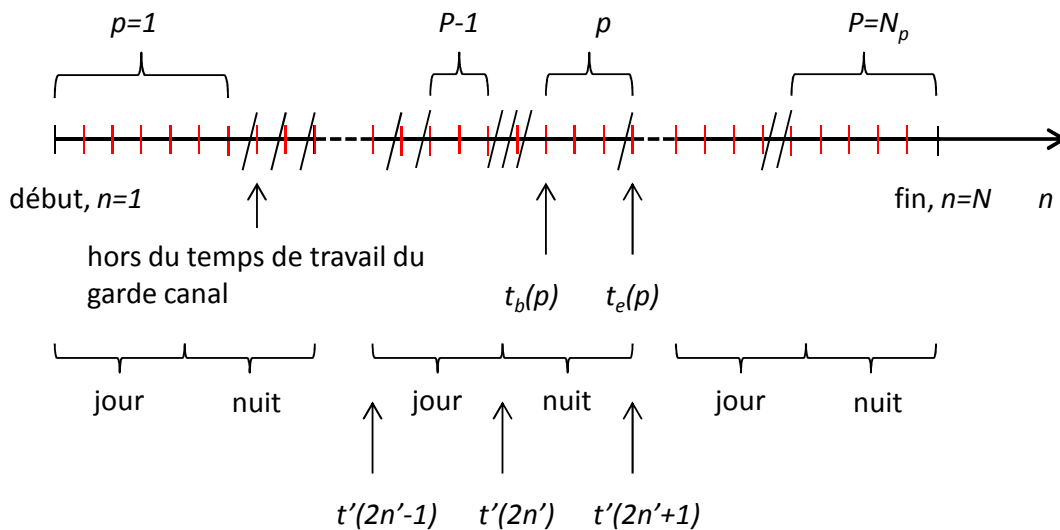


FIGURE 3.9 – Schéma de discrétisation du temps

saire d'introduire une variable supplémentaire $G_i^m(n)$ qui représente une manœuvre telle que :

$$G_i^m(n) = \begin{cases} 1 & \text{s'il existe une manœuvre à la vanne } i \text{ et à l'instant } n \\ & \text{pour la } m^{\text{eme}} \text{ manœuvre} \\ 0 & \text{sinon} \end{cases} \quad (3.31)$$

G a une dimension de $N_O \times N_G \times N$. Cette dimension est importante et demande un temps de calcul considérable. A contrario, nous pouvons réduire cette dimension en supprimant l'indice m . Cette suppression demande un pas du temps δt qui est petit afin de ne pas pénaliser la solution. On considère qu'au maximum une manœuvre peut être réalisée sur un pas du temps. Par conséquent, la variable $G_i^m(n)$ devient $G_i(n)$ et puis les variables T_G^m et F^m deviennent respectivement $T_G(n)$ et $F(n)$.

Ces différentes tactiques de formulation et les différentes manières de calcul de la charge de travail (section 3.1.3.2) nous donnent 3 options de la modélisation du problème lié à la main d'œuvre : sans contrainte du déplacement du garde canal et notation G_i pour les manœuvres (normée d_1), avec contrainte du déplacement du garde canal et notation G_i (normée d_2) pour les manœuvres et avec contrainte du déplacement du garde canal et notation G_i^m pour les manœuvres (normée d_3).

3.2.1.1 Option de la modélisation du problème lié à la main d'œuvre d_1

Cette option ne s'applique que quand le problème lié à la main d'œuvre revient à minimiser le nombre total de manœuvres (m_1). Ceci nous permet de simplifier le problème en ne prenant pas en compte les contraintes du déplacement du garde canal. Si δt est choisi supérieur ou égal au temps maximum des trajets des vannes i à j , nous pouvons supprimer la variable $T_G(n)$ dans le

calcul. Cependant, les temps de trajet sont toujours respectés.

Limites de variables

Toutes les variables concernées doivent être bornées par les limites des valeurs inférieures et supérieures. Dans les contraintes d'inégalité 3.1 et 3.3 sont indiquées les limites des variables S_k et D_k . Dans les contraintes d'inégalité 3.14 et 3.15 sont indiquées aussi les limites de $P_i(n)$. La variable $P'_i(n) \in [0, c_i]$ et $F(n) \in [0, 1]$. Les limites des variables $L_i(n)$ sont fixées entre 0 et une capacité de stockage d'un réservoir ou d'un bief divisée par δt , ce qui correspond donc bien à un débit. S'il n'existe pas de capacité de stockage ou de réservoir tampon, $L_i(n) = 0 \forall n$. Les variables binaires sont limitées entre les valeurs 0 et 1.

En plus, nous introduisons \widehat{S}_k tel que $\widehat{S}_k \in [0, \Delta t_k]$ pour remplacer le terme de valeur absolue $|s_k - S_k|$ dans la fonction d'objectif J_1 (Eq. 3.6).

Fonctions d'objectif

Dans la fonction J_1 , le terme valeur absolue $|s_k - S_k|$ est remplacé par \widehat{S}_k . Nous avons ainsi une nouvelle fonction d'objectif pour J_1 (Eq. 3.32).

$$J_1 = \frac{1}{2} \sum_{k=1}^{N_O} \left\{ \frac{\alpha_k \widehat{S}_k}{\max(1, \sum_{k=1}^{N_O} \alpha_k \Delta t_k)} + \frac{\beta_k (v_k - v'_k)}{\max(1, \sum_{k=1}^{N_O} \beta_k \Delta v_k)} \right\} \quad (3.32)$$

Puisque n est le numéro du temps discret tel que $n \in \{1, 2, \dots, N\}$ et $P_1(n)$ est le débit en entrée du réseau, $v_D = \sum_{n=1}^N P_1(n) \delta t$. De même, $v_R = \sum_{n=1}^N r(n) \delta t$ et $v_C = c_1 N \delta t$. Par ailleurs, D_k est exprimé en temps discret ; $v'_k = q_k D_k \delta t$. Alors, l'équation 3.24 devient

$$J_2 = \frac{\sum_{n=1}^N P_1(n) - \sum_{k=1}^{N_O} q_k D_k}{\sum_{n=1}^N \min[r(n), c_1]} \quad (3.33)$$

Comme $F(n)$ est désigné pour évaluer la charge de travail, l'équation 3.30 devient

$$J_3 = \sum_{n=1}^N \frac{F(n)}{\psi} \quad (3.34)$$

Contraintes

Les contraintes définies ici sont linéarisées à partir des celles définies dans la section 3.1 sauf la contrainte de temps de trajet qui n'est pas étudiée. Les contraintes nécessaires dans l'option d₁ sont les suivantes :

1. Problème lié à l'allocation de l'eau. Il porte sur la contrainte d'inégalité 3.2 et l'équivalence 3.10 définies dans la section 3.1.1. A l'aide de méthode "Big M", l'équivalence 3.10 peut

être linéarisée comme suit :

$$S_k \leq n + M[1 - U_k(n)] \quad \forall k, n \quad (3.35)$$

$$S_k + D_k - 1 \geq n - M[1 - U_k(n)] \quad \forall k, n \quad (3.36)$$

$$D_k \leq \sum_{n=1}^N U_k(n) \quad \forall k \quad (3.37)$$

2. Problème lié au système physique. Il s'agit des contraintes 3.12, 3.13, 3.16, 3.17, 3.18, 3.19, 3.20, et 3.21.

La contrainte d'égalité 3.13 et la contrainte d'inégalité 3.16 sont déjà linéaires continues. Les contraintes indicatrices 3.12 et 3.17, et les implications 3.18, 3.19 et 3.20 sont respectivement linéarisées sous forme continue comme suit :

$$P_{i'}(n) \geq P_{i'}'(n) + a_{i'} \Delta P_i(n) - M[1 - G_i'(n)] \quad \forall i' \in I_i, i \geq 2, n \quad (3.38)$$

$$P_i(n - \tau_i) \leq c_i G_i'(n) \quad \forall i, n > \tau_i \quad (3.39)$$

$$P_{i'}'(n) \leq c_{i'} [1 - G_i'(n - \tau_i) + G_{i'}'(n)] \quad \forall i, i' \in I_i, n > \tau_i \quad (3.40)$$

$$G_i'(n) \leq \frac{P_i(n - \tau_i) + L_i(n)}{\min(q_1, q_2, \dots, q_{N_O})} \quad \forall i, n > \tau_i \quad (3.41)$$

$$G_i'(n) \leq \frac{P_i'(n - \tau_i) + L_i(n)}{\min(q_1, q_2, \dots, q_{N_O})} \quad \forall i, n > \tau_i \quad (3.42)$$

Les contraintes 3.41 et 3.42 écrites avec le dénominateur $\min(q_1, q_2, \dots, q_{N_O})$ permettent de respecter au moins un débit minimum utile dans un bief.

La contrainte 3.21 doit être réécrite avec la nouvelle variable $L_i(n)$. La nouvelle contrainte sera :

$$\eta_i P_i(n - \tau_i) \begin{cases} = \sum_{i' \in I_i} P_{i'}(n) + \sum_{k \in K_i} q_k U_k(n) & \text{si le bief n'est pas au bout de} \\ -L_i(n - 1) + L_i(n) & \text{réseau } \forall i, n \geq \max(2, \tau_i) \\ \geq \sum_{i' \in I_i} P_{i'}(n) + \sum_{k \in K_i} q_k U_k(n) & \text{sinon } \forall i, n \geq \max(2, \tau_i) \\ -L_i(n - 1) + L_i(n) & \end{cases} \quad (3.43)$$

3. Problème lié à la main d'œuvre. Les contraintes de ce problème portent sur l'implication 3.26 et les équations 3.28 et 3.29.

L'implication 3.26 est réécrite grâce à la variable $G_i(n)$. Elle devient alors,

$$G_i(n) + \widehat{G}_i = 0 \rightarrow P_i'(n) - P_i'(n - 1) = 0 \quad \forall i, n \geq 2 \quad (3.44)$$

$$\sum_{p=1}^{N_p-1} \sum_{n=t_e(p)+1}^{t_b(p+1)-1} \sum_{i=1}^{N_P} G_i(n) = 0 \quad (3.45)$$

En l'écrivant de cette manière, l'équation 3.44 est appelée la contrainte indicatrice. Dans

le cas général, l'équation 3.44 est écrite en utilisant la méthode "Big M",

$$-M[G_i(n) + \widehat{G}_i] \leq P'_i(n) - P'_i(n-1) \leq M[G_i(n) + \widehat{G}_i] \quad \forall i, n \geq 2 \quad (3.46)$$

En utilisant la variable $G_i(n)$, les équations 3.28 et 3.29 de l'option m_1 deviennent

$$F(n) \begin{cases} = \xi_1 \sum_{i=1}^{N_P} G_i(n) & \forall t'(2n' - 1) \leq n < t'(2n') \\ = \xi_2 \sum_{i=1}^{N_P} G_i(n) & \forall t'(2n') \leq n < t'(2n' + 1) \end{cases} \quad (3.47)$$

Par ailleurs, l'introduction de la variable \widehat{S}_k nécessite également l'introduction d'une nouvelle contrainte telle que :

$$-\widehat{S}_k \leq s_k - S_k \leq \widehat{S}_k \quad \forall k \quad (3.48)$$

3.2.1.2 Option de la modélisation du problème lié à la main d'œuvre d_2

L'option d_2 s'applique lorsque le problème lié à la main d'œuvre inclu en plus la contrainte du déplacement du garde canal (contrainte d'inégalité 3.27), et la notation G_i (sans l'indice m) représente les manœuvres. La procédure de cette option est définie comme suit :

Limites de variables

Il s'agit toutes les variables employées dans la méthode des options t_1 et d_1 (section 3.2.1.1), de la variable de l'instant de manœuvre de vannes $T_G(n) \in [t_0, t_n]$ et de la variable binaire $E_i(n)$ qui permet de fixer la vanne de départ.

$$E_i(n) = \begin{cases} 1 & \text{si la vanne } i \text{ est définie pour la vanne de départ à l'instant } n \\ 0 & \text{sinon} \end{cases} \quad (3.49)$$

Ces deux dernières variables nous permettent de définir des contraintes de temps de trajet du garde canal à respecter, et une charge de travail calculée par les options m_2 et m_3 (Tab. 3.1).

Fonctions d'objectif

Les fonctions d'objectifs sont les mêmes que celles dans la méthode des options t_1 et d_1 (section 3.2.1.1).

Contraintes

Il s'agit des contraintes de la méthode des options t_1 et d_1 (section 3.2.1.1) sauf les contraintes de détermination une charge de travail qui sont évaluées à nouveau selon les options m_2 ou m_3 (Tab. 3.1). En se basant sur les équations 3.28 et 3.29, la nouvelle contrainte de charge de travail est :

1. calculée par m_2 ,

$$F(n) \begin{cases} \geq \xi_1 \sum_{i=1}^{N_P} \varphi_{i \rightarrow j} [E_i(n-1) + G_j(n) - 1] & \forall n \geq 2, j \quad \text{si } t'(2n' - 1) \leq n < t(2n') \\ \geq \xi_2 \sum_{i=1}^{N_P} \varphi_{i \rightarrow j} [E_i(n-1) + G_j(n) - 1] & \forall n \geq 2, j \quad \text{si } t'(2n') \leq n < t(2n' + 1) \end{cases} \quad (3.50)$$

2. calculée par m_3 ,

$$F(n) \begin{cases} \geq \xi_1 [T_G(n) - T_G(n-1)] & \forall n \geq 2 \quad \text{si } t'(2n' - 1) \leq n < t(2n') \\ \geq \xi_2 [T_G(n) - T_G(n-1)] & \forall n \geq 2 \quad \text{si } t'(2n') \leq n < t(2n' + 1) \end{cases} \quad (3.51)$$

En plus, trois contraintes supplémentaires sont introduites pour le calcul des instants des manœuvres $T_G(n)$, $\forall n$, le respect du temps de trajet et la détermination des variables $E_i(n)$, $\forall i, n$. Les contraintes d'inégalité 3.26 et 3.27 sont ré-écrites sous forme linéaire continue comme suit :

$$n - M[1 - \sum_{i=1}^{N_P} G_i(n)] \leq T_G(n) \leq n + M[1 - \sum_{i=1}^{N_P} G_i(n)] \quad \forall n \quad (3.52)$$

$$T_G(n-1) - M \sum_{i=1}^{N_P} G_i(n) \leq T_G(n) \leq T_G(n-1) + M \sum_{i=1}^{N_P} G_i(n) \quad \forall n \geq 2 \quad (3.53)$$

$$T_G(n) - T_G(n-1) \geq \sum_{i=1}^{N_P} \varphi_{i \rightarrow j} [E_i(n-1) + G_j(n) - 1] \quad \forall j, n \geq 2 \quad (3.54)$$

La variable $E_i(n)$, par principe, est une conséquence de la variable $G_i(n)$. C'est-à-dire que $G_i(n) = 1$ entraîne $E_i(n) = 1$. La vanne i est dite "vanne de départ" pour la prochaine manœuvre à $n+1$. S'il n'existe aucune manœuvre à $n+1$, $\sum_{i=1}^{N_P} G_i(n+1) = 0$. Alors, nous considérons toujours que la vanne i est une vanne de départ. Ce qui est l'équivalent de $E_i(n+1) = 1$.

Par exemple, nous reprenons l'exemple indiqué dans la section 3.1.3.2 et la figure 3.6. Supposons que un pas de temps $\delta t = 10$ mn et que $n = 1$ correspond à $t = 1$ h. Nous aurons alors $N = 13$ (instants). Les trois manœuvres des vannes n° 1, 2 et 3 correspondent respectivement aux instants $n = 1$, $n = 7$ et $n = 13$. Le garde canal se déplace ainsi de la vanne 1 à la vanne 2 et puis de la vanne 2 à la vanne 3. Ce scénario permet de définir les valeurs des variables $E_i(n)$ et $G_i(n)$ indiquées dans la figure 3.10. A l'instant $n = 1$, $[E_1(1) = 1, E_2(1) = E_3(1) = 0]$ et $[G_1(1) = 1, G_2(1) = G_3(1) = 0]$ car la vanne 1 est manœuvrée et elle est le point de départ pour la prochaine manœuvre. Ensuite, à $n = 2$, il n'y a aucune manœuvre. Alors, $[E_1(2) = 1, E_2(2) = E_3(2) = 0]$ et $\sum_{i=1}^3 G_i(2) = 0$. $E_1(2)$ est toujours à 1. D'ailleurs, la vanne 1 est toujours la vanne de départ. Il n'y a aucun trajet qui existe à l'instant $n = 2$. De même, $\forall n \in 3, 4, 5, 6$, $[E_1(n) = 1, E_2(n) = E_3(n) = 0]$ et $\sum_{i=1}^3 G_i(n) = 0$. Cependant, à $n = 7$, une manœuvre existe à la vanne 2. Cette fois ci, $E_1(7) = E_3(7) = 0$ et $E_2(7) = 1$. c'est-à-dire le garde canal arrive à la vanne 2 et puis manœuvre la

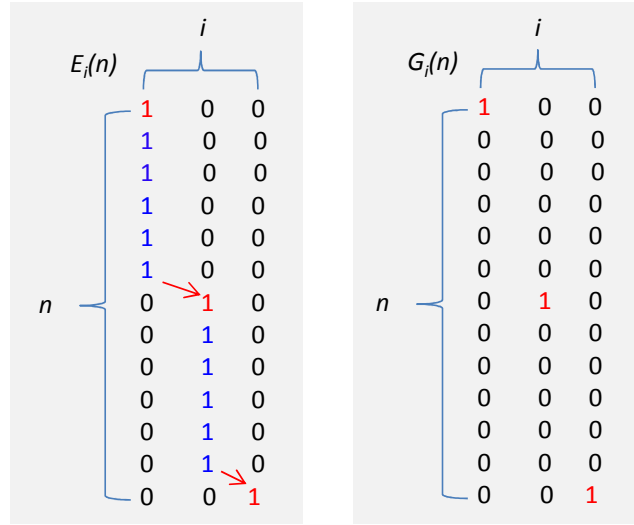


FIGURE 3.10 – Exemple de relation entre $E_i(n)$ et $G_i(n)$ pour déterminer le trajet.

vanne 2 ; $G_2(7) = 1$. La vanne 2 est maintenant point de départ pour la manœuvre à $n = 13$ à la vanne 3 ; $G_3(13) = 1$. Par principe, $E_2(n) = 1 \forall n \in \{8, \dots, 12\}$ et $E_3(13) = 1$.

Dans cette perspective, $E_i(n)$ est fixé à partir des équations ci-dessous :

$$E_i(n) \geq G_i(n) \quad \forall i, n \quad (3.55)$$

$$E_i(n) \geq E_i(n-1) - \sum_{i=1}^{N_O} G_i(n) \quad \forall i, n \geq 2 \quad (3.56)$$

$$\sum_{i=1}^{N_O} E_i(n) \leq 1 \quad \forall i, n \quad (3.57)$$

3.2.1.3 Option de la modélisation du problème lié à la main d'œuvre d_3

C'est une option dont le problème lié à la main d'œuvre est identique à l'option d_2 . Cependant la manière de représenter la notation G est différente (Tab. 3.1).

Nous utilisons cette fois-ci les variables $G_i^m(n), \forall i, m, n$ pour désigner les manœuvres des vannes à la place de $G_i(n)$ des options d_1 et d_2 (Tab. 3.1). La formulation par l'option d_3 permet d'avoir plusieurs manœuvres de vannes pour un seul pas de temps, ce qui est contraire à l'option d_2 : une seule manœuvre peut être réalisée sur un pas de temps. De ce fait, les variables des instants des manœuvres de vannes et des mains d'œuvre sont T_G^m et $F^m, \forall m$ respectivement. La variable $E_i(n)$ est exclue dans cette option. Par ailleurs, les variables des problèmes liés à l'allocation et au système physique sont les mêmes que celles des options d_1 et d_2 .

Limites de variables

Les limites de variable sont déjà définies dans les sections 3.2.1.1 et 3.2.1.2.

Fonctions d'objectif

Les fonctions d'objectif J_1 et J_2 sont les mêmes que celles dans les options d_1 (section 3.2.1.1) et d_2 (section 3.2.1.2). La fonction J_3 revient à l'équation 3.30.

Contraintes

Les contraintes des problèmes liés à l'allocation de l'eau et au système physique sont identiques à celles de l'option d_1 (section 3.2.1.1). Ici, la formulation des contraintes du problème lié à la main d'œuvre est exprimée autrement. En utilisant l'indice m , ce problème est plus simple à formuler par rapport aux options d_1 et d_2 . La contrainte d'inégalité 3.26 est explicitée dans cette option par nombreuses contraintes qui permettent de :

- déterminer T_G^m quand il existe une manœuvre.

$$n - M[1 - \sum_{n=1}^N \sum_{i=1}^{N_P} G_i^m(n)] \leq T_G^m < n + 1 + M[1 - \sum_{n=1}^N \sum_{i=1}^{N_P} G_i^m(n)] \quad \forall m \quad (3.58)$$

- déterminer $T_G^m = T_G^{m-1}$ quand il n'existe pas de manœuvre. Cela est importante pour que la contrainte 3.64 correspond bien au temps entre deux manœuvres.

$$T_G^{m-1} - M \sum_{n=1}^N \sum_{i=1}^{N_P} G_i^m(n) \leq T_G^m \leq T_G^{m-1} + M \sum_{n=1}^N \sum_{i=1}^{N_P} G_i^m(n) \quad \forall m \geq 2 \quad (3.59)$$

- déterminer d'une manœuvre, soit $G_i^m(n) = 1$, quand le débit de consigne $P'_i(n)$ change sa valeur par rapport à l'instant $n - 1$.

$$-M \left[\sum_{m=1}^{N_G} G_i^m(n) + \widehat{G}_i \right] \leq P'_i(n) - P'_i(n-1) \leq M \left[\sum_{m=1}^{N_G} G_i^m(n) + \widehat{G}_i \right] \quad \forall i, n \geq 2 \quad (3.60)$$

- déterminer des manœuvres selon les valeurs successives de m .

$$\sum_{n=1}^N \sum_{i=1}^{N_P} G_i^m(n) \geq \sum_{n=1}^N \sum_{i=1}^{N_P} G_i^{m-1}(n) \quad \forall m \geq 2 \quad (3.61)$$

- respecter les horaires de travail du garde canal.

$$\sum_{m=1}^{N_G} \sum_{p=1}^{N_p-1} \sum_{n=t_e(p)+1}^{t_b(p+1)-1} \sum_{i=1}^{N_P} G_i^m(n) = 0 \quad (3.62)$$

- respecter une manœuvre à chaque m .

$$\sum_{n=1}^N \sum_{i=1}^{N_P} G_i^m(n) \leq 1 \quad \forall m \quad (3.63)$$

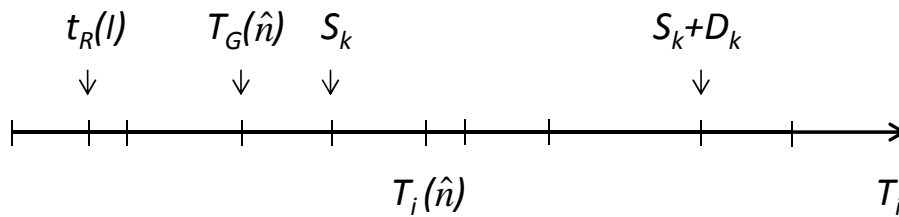


FIGURE 3.11 – Temps des changements des valeurs des débits sur le réseau

Par ailleurs, l'équation 3.27 est formulée sous forme linéaire continue comme suit :

$$T_G^m - T_G^{m-1} \geq \sum_{n=1}^N \sum_{i=1}^{N_P} \varphi_{i \rightarrow j} [G_i^{m-1}(n) + G_j^m(n) - 1] \quad \forall j, m \geq 2 \quad (3.64)$$

En ce qui concerne la charge de travail du garde canal :

1. calculée par l'option m₂,

$$F^m \begin{cases} \geq \xi_1 \sum_{n'=1}^{N'} \sum_{n=t'(2n'-1)}^{t'(2n')-1} \sum_{i=1}^{N_P} [\varphi_{i \rightarrow j} G_i^{m-1}(n)] + \\ \quad M[1 - \sum_{n'=1}^{N'} \sum_{n=t'(2n'-1)}^{t'(2n')-1} G_j^m(n)] & \forall j, m \geq 2 \\ \geq \xi_2 \sum_{n'=1}^{N'} \sum_{n=t'(2n')}^{t'(2n'+1)-1} \sum_{i=1}^{N_P} [\varphi_{i \rightarrow j} G_i^{m-1}(n)] + \\ \quad M[1 - \sum_{n'=1}^{N'} \sum_{n=t'(2n'-1)}^{t'(2n')-1} G_j^m(n)] & \forall j, m \geq 2 \end{cases} \quad (3.65)$$

2. calculée par l'option m₃,

$$F^m \begin{cases} \geq \xi_2 (T_G^m - T_G^{m-1}) - M[1 - \sum_{n'=1}^{N'} \sum_{n=t'(2n')}^{t'(2n'+1)-1} \sum_{i=1}^{N_P} G_i^m(n)] & \forall m \geq 2 \\ \geq \xi_2 (T_G^m - T_G^{m-1}) - M[1 - \sum_{n'=1}^{N'} \sum_{n=t'(2n'-1)}^{t'(2n')-1} \sum_{i=1}^{N_P} G_i^m(n)] & \forall m \geq 2 \end{cases} \quad (3.66)$$

3.2.2 Modélisation en temps continu (t₂)

Nous formulons le problème \mathcal{P}_0 en temps continu. Cette technique est de séparer les variables suivies l'indice t en deux : valeurs des variables et celles des instants (Fig. 3.8b). Le nombre de valeurs est exprimé par le nombre d'instantanés des changements de l'état hydraulique sur le réseau, qui ne dépend pas de l'horizon de calcul. La formulation en temps continu permet de réduire le nombre total de variables par rapport à la formulation en temps discret t₁. Toutefois, la séparation des variables suivies l'indice t demande des contraintes additionnelles pour faire les liens entre les valeurs des variables et les instants qui correspondent.

Nous introduisons $T_i(\hat{n})$, $T_i(\hat{n}) \in [t_0, t_n], \forall i, \hat{n}$, pour les instants des changements qui sont causés par les instants :

- des manœuvres de vannes $T_G(\hat{n}), \forall \hat{n}$.
- des ouvertures des prises $S_k, \forall k$.

- des fermetures des prises $S_k + D_k, \forall k$
- des changements des valeurs des débits de la ressource $t_R(l)$ (Fig. 3.11); $l =$ indice de changement de la valeur du débit disponible, $l \in \{1, 2, \dots, N_l\}$, $N_l =$ nombre de changements des valeurs du débit disponible en tête du réseau.

La variable binaire $U'_k(\hat{n})$ est aussi introduite pour indiquer le démarrage de la prise k , $\forall k$. Ces deux variables sont importantes pour déterminer $U_k(\hat{n})$.

$$U'_k(\hat{n}) = \begin{cases} 1 & \text{si la prise démarre son fonctionnement} \\ 0 & \text{sinon} \end{cases} \quad (3.67)$$

Nous ajoutons les variables binaires auxiliaires $Y(p, \hat{n})$ et $Z(l, \hat{n})$, telles que :

$$Y(p, \hat{n}) = \begin{cases} 1 & \text{si } T_G(\hat{n}) \in [t_b(p), t_e(p)], \forall p, \hat{n} \\ 0 & \text{sinon} \end{cases} \quad (3.68)$$

et

$$Z(l, \hat{n}) = \begin{cases} 1 & \text{si } T_i(\hat{n}) \in [t_R(l), t_R(l+1)[, \forall l, \hat{n} \\ 0 & \text{sinon} \end{cases} \quad (3.69)$$

dans le problème lié au système physique pour permettre d'intégrer la période de travail du garde canal et le débit de la ressource dans le problème. Nous ajoutons également les variables binaires $F'(2n' - 1, \hat{n})$ et $F'(2n', \hat{n})$ pour définir respectivement le travail de jour et de nuit du garde canal. D'ailleurs, il n'y a aucun indice qui représente le temps comme dans la méthode t_1 (Tab. 3.1).

$$F'(2n' - 1, \hat{n}) \text{ et } F'(2n', \hat{n}) = \begin{cases} 1 & \text{s'il existe des manoeuvres de vannes, } G_i(\hat{n}) = 1 \\ 0 & \text{sinon} \end{cases} \quad (3.70)$$

La séparation du travail de jour est quand $F'(2n' - 1, \hat{n}) = 1$, $T_G(n) \in [t'(2n' - 1), t'(2n')[$ et du travail de nuit est quand $F'(2n', \hat{n}) = 1$, $T_G(n) \in [t'(2n'), t'(2n' + 1)[$ (Fig. 3.7).

Par ailleurs, l'option t_2 (Tab. 3.1) ne nous permet pas de traiter la notion de l'intégration du réservoir tampon ou de capacité de stockage dans un bief car il s'agit du volume d'eau en stock qui est le produit du débit et de la durée. La détermination du stockage est une relation non-linéaire. Les variables $L_i^-(t)$ et $L_i^+(t)$ ne sont pas ainsi étudiées dans ce cas. Par conséquent, la contrainte 3.22 et la variable L_i sont exclues dans l'option t_2 .

Pour respecter l'homogénéité des options, nous modélisons le problème \mathcal{P}_0 dans l'option t_2 en suivant les options d_1 et d_2 dans les méthodes ci-dessus (section 3.2.1).

3.2.2.1 Option de la modélisation du problème lié à la main d'œuvre d_1

Le problème \mathcal{P}_0 est résolu en évaluant la charge de travail à partir de nombre de manœuvres de vannes réalisées (option m_1).

Limites de variables

Outre les variables présentées dans la section 3.2.1, les nouvelles variables $T_i(\hat{n})$ sont bornées entre t_0 et $t_n \forall \hat{n}$. Les autres variables sont les variables binaires. Leurs limites sont entre 0 et 1.

Fonctions d'objectif

Nous utilisons les équations 3.32 et 3.34 pour la fonction d'adéquation J_1 et de main d'œuvre J_3 . Cependant, la fonction liée à la perte d'eau J_2 est simplifiée pour la linéarisation. En effet, par l'équation 3.24 :

$$J_2 = \sum_{\hat{n}=1}^{\hat{N}-1} \frac{[P_1(\hat{n}) - \sum_{k=1}^{N_O} q_k U_k(\hat{n})][T_1(\hat{n}+1) - T_1(\hat{n})]}{\min(v_R, v_C)} \quad (3.71)$$

d'où $v_R = \sum_{l=1}^{N_i-1} r(l)[t_R(l), t_R(l+1)]$ et $v_C = c_1(t_0 - t_n)$. L'équation 3.71 est une fonction quadratique. Cependant, nous avons besoins d'une fonction linéaire pour permettre également d'appliquer la technique d'optimisation f_2 (section 3.3.1).

Comme \hat{n} représente le numéro de changement des valeurs des variables hydrauliques, de l'allocation et de main d'œuvre, la différence entre $P_1(\hat{n})$ et $\sum_{k=1}^{N_O} q_k U_k(\hat{n})$, $\forall \hat{n}$ est considérée comme une perte d'eau en débit. Notons que dans cette option, le stock d'eau n'est pas étudié. La somme de ces différences ($\forall \hat{n}$) est toujours inférieure à $c_1 \times \hat{N}$ car c_1 est la capacité du bief en tête du réseau. Nous redéfinissons alors la fonction liée à la perte d'eau comme suit :

$$J_2 = \sum_{\hat{n}=1}^{\hat{N}} \frac{P_1(\hat{n}) - \sum_{k=1}^{N_O} q_k U_k(\hat{n})}{c_1 \hat{N}} \quad (3.72)$$

Contraintes

Il s'agit d'abord de la contrainte pour déterminer l'instant $T_i(\hat{n})$ qui est obtenu par la conséquence des instants $T_G(\hat{n})$, S_k , $S_k + D_k$ et $t_R(l)$.

$$T_i(\hat{n}) = \begin{cases} T_G(\hat{n}) + \tau_i & \text{si } G_i(\hat{n}) = 1 \quad \forall i, \hat{n} \\ S_{k' \in K_i} & \text{si } U'_{k' \in K_i}(\hat{n}) = 1 \quad \forall i, k' \in K_i, \hat{n} \\ S_{k' \in K_i} + D_{k' \in K_i} & \text{si } \Delta U_k(\hat{n}) = -1 \quad \forall i, k' \in K_i, \hat{n} \geq 2 \\ t_R(l) & \text{si } Z(l, \hat{n}) - Z(l, \hat{n}-1) = 1 \quad \forall i = 1, l, \hat{n} \geq 2 \end{cases} \quad (3.73)$$

où $\Delta U_k(\hat{n}) = U_k(\hat{n}) - U_k(\hat{n}-1)$. $\Delta U_k(\hat{n}) = -1$ signifie que la prise est fermée. En utilisant la

méthode "Big M", la forme linéaire continue de la contrainte 3.73 est :

$$T_G(\hat{n}) + \tau_i - M[1 - G_i(\hat{n})] \leq T_i(\hat{n}) \leq T_G(\hat{n}) + \tau_i + M[1 - G_i(\hat{n})] \quad \forall i, \hat{n} \quad (3.74)$$

$$S_{k' \in K_i} - M[1 - U'_{k' \in K_i}(\hat{n})] \leq T_i(\hat{n}) \leq S_{k' \in K_i} + M[1 - U'_{k' \in K_i}(\hat{n})] \quad \forall i, k', \hat{n} \quad (3.75)$$

$$\begin{aligned} S_{k' \in K_i} + D_{k' \in K_i} - M[1 + \Delta U_k(\hat{n})] &\leq T_i(\hat{n}) \\ &\leq S_{k' \in K_i} + D_{k' \in K_i} + M[1 + \Delta U_k(\hat{n})] \quad \forall i, k', \hat{n} \geq 2 \end{aligned} \quad (3.76)$$

$$\begin{aligned} t_R(l) - M[1 - Z(l, \hat{n}) + Z(l, \hat{n} - 1)] &\leq T_1(\hat{n}) \\ &\leq t_R(l) + M[1 - Z(l, \hat{n}) + Z(l, \hat{n} - 1)] \quad \forall l, \hat{n} \geq 2 \end{aligned} \quad (3.77)$$

En outre, $T_i(\hat{n})$ doit rester dans le même ordre que \hat{n} ainsi que i . Pour respecter ces conditions, nous écrivons comme suit :

$$T_i(\hat{n}) \geq T_i(\hat{n} - 1) \quad \forall i, \hat{n} \geq 2 \quad (3.78)$$

A chaque \hat{n} , les temps $T_{i'}(\hat{n})$, doivent être égaux à $T_i(\hat{n}) + \tau_i$ afin de respecter le temps de réponse (hypothèse 3). Ainsi,

$$T_{i'}(\hat{n}) = T_i(\hat{n}) + \tau_i \quad \forall i, i' \in I_i, \hat{n} \quad (3.79)$$

Les autres contraintes de la méthode t_2d_1 sont formulées pour chaque sous problème comme suit :

1. Problème lié à l'allocation de l'eau. Il concerne les équations 3.2 et 3.10 définies dans la section 3.1.1. L'équation 3.10 permet de calculer $U_k(\hat{n})$. Pour forcer $U_k(\hat{n}) = 1$ pendant le fonctionnement de la prise k [$S_k, S_k + D_k$], elle nécessite d'être reformulée. La reformulation est faite à partir de la méthode illustrée sur le schéma de la figure 3.12 et à l'aide de la variable $U'_k(\hat{n})$. Nous pouvons écrire systématiquement :

$$U_k(1) = U'_k(1) \quad \forall k \quad (3.80)$$

$$U_k(\hat{n}) - U_k(\hat{n} - 1) - U'_k(\hat{n}) \leq 0 \quad \forall k, \hat{n} \geq 2 \quad (3.81)$$

$$\sum_{\hat{n}=1}^{\hat{N}} U_k(\hat{n}) \geq 1 \quad \forall k \quad (3.82)$$

$$\sum_{\hat{n}=1}^{\hat{N}} U'_k(\hat{n}) = 1 \quad \forall k \quad (3.83)$$

La contrainte 3.10 est alors remplacée dans cette option par les contraintes 3.80, 3.81, 3.82 et 3.83.

2. Problème lié au système physique. Il s'agit des contraintes 3.12 (ou 3.38), 3.13, 3.14, 3.16, 3.17 (ou 3.39), 3.18 (ou 3.40), 3.19 (ou 3.41), 3.20 (ou 3.42), et 3.21 (sections 3.1.2 et 3.2.1.1). Par la suite, l'indice t ou n est remplacé par \hat{n} .

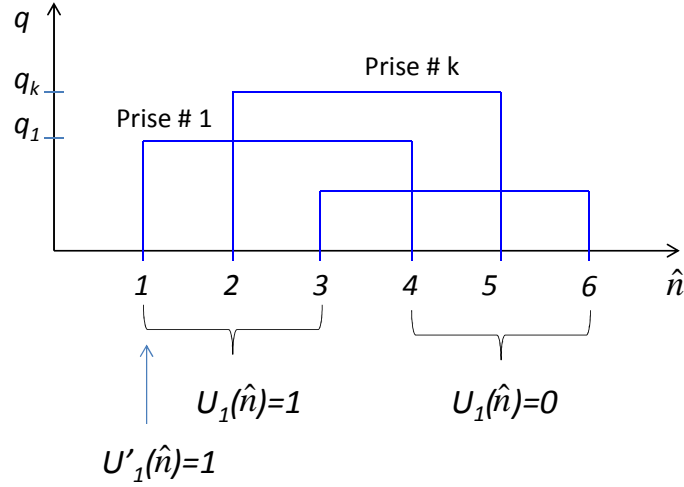


FIGURE 3.12 – Schéma de calcul $U_k(\hat{n})$ à l'aide $U'_k(\hat{n})$. Exemple : la prise n° 1 est ouverte à $\hat{n} = 1$ et fermée à $\hat{n} = 4$. Par principe, $U'_1(1) = 1$ est décidé par les équations 3.75 et 3.83, d'une part. $U'_1(\hat{n} \geq 2) = 0$, d'autre part. Les équations 3.80 et 3.81 donnent $U_1(\hat{n} \geq 1) = 1$. Cependant, il faut que $U_1(4) - U_1(3) = -1$ car c'est la fermeture par l'équation 3.76. Ainsi, $U_1(\hat{n} \geq 1) = 1 \cap U_1(4) - U_1(3) = -1 \Rightarrow U_1(1) = U_1(2) = U_1(3) = 1$, $U_1(4) = 0$. $U'_1(1) = 1$ et $U_1(4) = 0$, par l'équation 3.81, nous avons $U_1(\hat{n} \geq 4) = 0$.

Puisque $L_i^-(t)$, $L_i^+(t)$ et $L_i(n)$ ne sont pas étudiés, les contraintes 3.12 ou 3.38 s'écrivent à nouveau avec $\Delta P_i(\hat{n}) = P_i(\hat{n}) - \sum_{i' \in I_i} P_{i'}(\hat{n}) - \sum_{k \in K_i} q_k U_k(\hat{n})$.

La contrainte 3.21 devient aussi

$$P_i(\hat{n}) \begin{cases} = \sum_{i' \in I_i} P_{i'}(\hat{n}) + \sum_{k \in K_i} q_k U_k(\hat{n}) & \text{s'il n'existe pas la sortie} \\ & \text{au bout du bief } \forall i, \hat{n} \\ \geq \sum_{i' \in I_i} P_{i'}(\hat{n}) + \sum_{k \in K_i} q_k U_k(\hat{n}) & \text{sinon } \forall i, \hat{n} \end{cases} \quad (3.84)$$

La contrainte 3.14 permet de respecter le débit de la ressource. Cette équation doit être reformulée pour s'adapter à l'option t_2 (Tab. 3.1). La figure 3.13 indique la relation entre la variation du débit disponible et les instants de l'évolution du débit sur le réseau. A l'aide du principe illustré sur la figure 3.13 et de la variable $Z(l, \hat{n})$, nous pouvons écrire :

$$P_1(\hat{n}) \leq \sum_{l=1}^{N_l} r(l) Z(l, \hat{n}) \quad \forall \hat{n} \quad (3.85)$$

$$T_1(\hat{n}) \geq t_R(l) - M[1 - Z(l, \hat{n})] \quad \forall l, \hat{n} \quad (3.86)$$

$$T_1(\hat{n}) < t_R(l+1) + M[1 - Z(l, \hat{n})] \quad \forall l, \hat{n} \quad (3.87)$$

$$\sum_{l=1}^{N_l} Z(l, \hat{n}) \leq 1 \quad \forall \hat{n} \quad (3.88)$$

Comme τ_i est considéré dans l'équation 3.79, les contraintes 3.17 (ou 3.39) et 3.18 (ou 3.40)

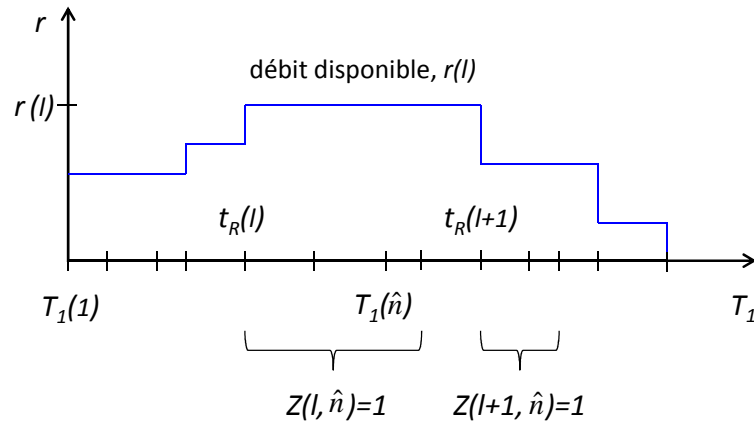


FIGURE 3.13 – Projection des instants des changements du débit disponible et des débits sur le réseau $T_1(\hat{n})$ sur un horizon de calcul

sont aussi re-écrites en supprimant τ_i . De même raison, les contraintes 3.19 (ou 3.41), 3.20 (ou 3.42) doivent être réécrites en supprimant τ_i , et de plus en supprimant $L_i^-(t)$ et $L_i(n)$.

3. Problème lié à la main d'œuvre. Il s'agit des contraintes 3.44 ou 3.46 et 3.45 (section 3.2.1.1). L'indice n est remplacé par l'indice \hat{n} . L'équation 3.45 est refaite à l'aide de la variable $Y(p, \hat{n})$:

$$t_b(p) - M[1 - Y(p, \hat{n})] \leq T_G(n) \leq t_e(p) + M[1 - Y(p, \hat{n})] \quad (3.89)$$

$$\sum_{i=1}^{N_P} G_i(\hat{n}) = \sum_{p=1}^{N_p} Y(p, \hat{n}) \quad (3.90)$$

Par ailleurs, la charge de travail est calculée comme suit :

$$F(\hat{n}) \begin{cases} \geq \xi_1 \sum_{i=1}^{N_P} G_i(\hat{n}) - M[1 - \sum_{n'=1}^{N'} F'(2n' - 1, \hat{n})] & \forall \hat{n} \\ \geq \xi_2 \sum_{i=1}^{N_P} G_i(\hat{n}) - M[1 - \sum_{n'=1}^{N'} F'(2n', \hat{n})] & \forall \hat{n} \end{cases} \quad (3.91)$$

où

$$\begin{aligned} t'(2n' - 1) - M[1 - F'(2n' - 1, \hat{n})] &\leq T_G(\hat{n}) \\ &< t'(2n') + M[1 - F'(2n' - 1, \hat{n})] & \forall n', \hat{n} \end{aligned} \quad (3.92)$$

$$\begin{aligned} t'(2n') - M[1 - F'(2n', \hat{n})] &\leq T_G(\hat{n}) \\ &< t'(2n' + 1) + M[1 - F'(2n', \hat{n})] & \forall n', \hat{n} \end{aligned} \quad (3.93)$$

3.2.2.2 Option de la modélisation du problème lié à la main d'œuvre d_2

Il s'agit d'une autre option qui complète celle de t_2d_1 (section 3.2.2.1) en intégrant les contraintes du déplacement du garde canal dans le problème lié à la main d'œuvre. Pour l'intégration, nous revenons vers la variable $E_i(\hat{n})$ qui est la même définition que $E_i(n)$ dans les options t_1 et d_2 (section 3.2.1.2). Le processus pour l'intégration des contraintes du déplacement du garde canal est défini par les équations 3.53, 3.54, 3.55, 3.56 et 3.57. Cependant, il faut remplacer n par \hat{n} .

La charge de travail dans les options t_2 et d_2 (Tab. 3.1) est :

1. calculée par l'option m_2 ,

$$F(\hat{n}) \begin{cases} \geq \xi_1 \sum_{i=1}^{N_P} \varphi_{i \rightarrow j} [E_i(\hat{n} - 1) + G_j(\hat{n}) - 1] - M[1 - \sum_{n'=1}^{N'} F'(2n' - 1, \hat{n})] & \forall \hat{n}, j \\ \geq \xi_2 \sum_{i=1}^{N_P} \varphi_{i \rightarrow j} [E_i(\hat{n} - 1) + G_j(\hat{n}) - 1] - M[1 - \sum_{n'=1}^{N'} F'(2n', \hat{n})] & \forall \hat{n}, j \end{cases} \quad (3.94)$$

2. calculée par l'option m_3 ,

$$F(n) \begin{cases} \geq \xi_1 [T_G(\hat{n}) - T_G(\hat{n} - 1)] - M[1 - \sum_{n'=1}^{N'} F'(2n' - 1, \hat{n})] & \forall \hat{n} \geq 2 \\ \geq \xi_2 [T_G(\hat{n}) - T_G(\hat{n} - 1)] - M[1 - \sum_{n'=1}^{N'} F'(2n', \hat{n})] & \forall \hat{n} \geq 2 \end{cases} \quad (3.95)$$

De ce fait, l'équation 3.91 est remplacée par les équations 3.94 et 3.95.

3.3 Résolution du problème

3.3.1 Agrégation des fonctions d'objectifs

Nous envisageons de résoudre les problèmes définis par chaque technique de formulation ci-dessus par la programmation linéaire "LP". De ce fait, les fonctions J_1 , J_2 et J_3 doivent être agrégées. Il existe deux techniques adoptées : technique moyenne pondérée (f_1) et "Compromise constraints" (f_2).

La première technique est la plus communément utilisée dans les problèmes du multi-objectif [Marler et Arora, 2004]. Les fonctions d'objectif sont agrégées avec des coefficients de pondération w_f ($f = \{1, 2, 3\}$). Ainsi, la fonction globale (J) sera :

$$J = \sum_{f=1}^3 w_f J_f \quad (3.96)$$

La seconde technique "Compromise constraints" est une technique qui permet de converger vers une solution unique dans les problèmes du multi-objectif [Babel et al., 2005]. Par cette technique d'optimisation (f_2),

$$J = \sum_{f=1}^3 w_f J_f + \sum_{f=1}^3 \hat{J}_f \quad (3.97)$$

où $\hat{J}_1 = |w_1 J_1 - w_2 J_2|$, $\hat{J}_2 = |w_2 J_2 - w_3 J_3|$ et $\hat{J}_3 = |w_3 J_3 - w_1 J_1|$. \hat{J}_f sont des valeurs de déviation des fonctions d'objectif. Par préférence, ces valeurs tendent vers 0.

La fonction J est minimisée pour ces deux techniques d'optimisation. En principe, la valeur de J reste dans l'intervalle $[0-1[$ du fait de la normalisation de ses éléments et des contraintes sur les pondérations ($\sum_{f=1}^3 w_f = 1$). Si J tend vers 0, tous les critères sont mieux satisfaits. A l'inverse, plus la valeur de J tend vers 1, moins ils le sont. Les coefficients de pondération correspondent à la priorité des critères. Plus la valeur de w_f est grande, plus le degré de la priorité est grand.

La résolution par f_2 nécessite des contraintes supplémentaires pour calculer les valeurs de \hat{J}_f .

$$-\hat{J}_1 \leq w_1 J_1 - w_2 J_2 \leq \hat{J}_1 \quad (3.98)$$

$$-\hat{J}_2 \leq w_2 J_2 - w_3 J_3 \leq \hat{J}_2 \quad (3.99)$$

$$-\hat{J}_3 \leq w_3 J_3 - w_1 J_1 \leq \hat{J}_3 \quad (3.100)$$

La résolution du problème en variables mixtes est en général difficile et voire impossible lors que la taille du problème est importante. Dans cette perspective, nous proposons trois tactiques pour le résoudre : simple, couplage des méthodes, et solution heuristique des variables de l'allocation de l'eau.

3.3.2 Tactiques de résolution

Le problème en variables mixtes d'un système complexe est en général reconnu comme un problème difficile à résoudre. Pour anticiper cet aspect, nous proposons trois tactiques ci-après pour le résoudre.

3.3.2.1 Tactique simple

Le problème \mathcal{P}_0 est résolu par une seule des méthodes ci-dessus en fonction de l'option réalisé. Le calcul est fait en une seule fois (Fig. 3.14). Le processus est terminé quand la solution est trouvée. Cette solution est dite "optimale" pour la méthode choisie.

3.3.2.2 Couplage des méthodes avec les options d_1 et d_2 ou d_3

L'option d_1 génère le problème qui comprend moins de variables et de contraintes. De ce fait, il est probable que la solution soit trouvée avec moins de temps. Cette solution est dite "optimale" pour l'option d_1 et "faisable" pour l'option d_2 ou d_3 . Pour réduire le temps de calcul lors de l'option d_2 ou d_3 , nous proposons un couplage des méthodes avec ces options. Pour le faire, il faut trois étapes (Fig. 3.15).

1. Dans un premier temps, le problème \mathcal{P}_0 est résolu par la méthode avec option d_1 . La solution trouvée (Sol_1) est une solution de Var_1 qui sont les variables du problème \mathcal{P}_0 lors de l'option d_1 .

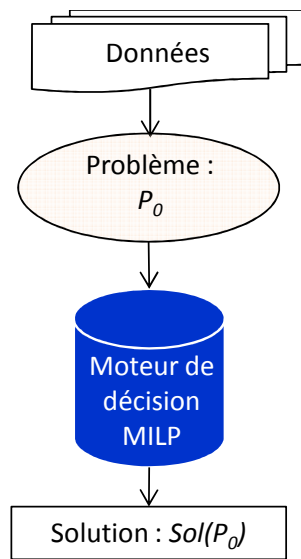
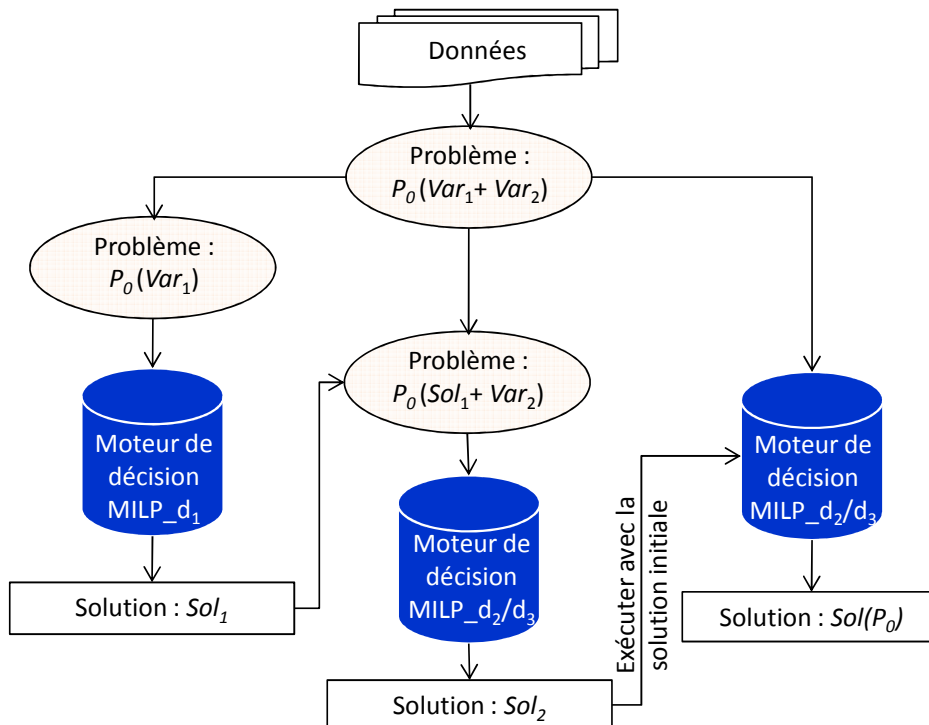


FIGURE 3.14 – Schéma de tactique simple

FIGURE 3.15 – Schéma de couplage des méthodes avec les options d_1 et d_2 ou d_3

2. Dans un deuxième temps, le problème \mathcal{P}_0 est résolu par la méthode avec l'option d_2 ou d_3 et avec la solution Sol_1 . Ainsi, l'objet est de trouver la solution de Var_2 qui sont les variables inconnues dans le problème \mathcal{P}_0 lors de l'option d_2 ou d_3 , les variables totales sont $Var_1 + Var_2$.
3. Dernièrement, la résolution du problème \mathcal{P}_0 par la méthode avec l'option d_2 ou d_3 est refaite à l'aide de la solution du deuxième calcul (Sol_2).

3.3.2.3 Solution heuristique des variables de l'allocation de l'eau

L'allocation de l'eau est caractérisée principalement par les variables S_k et D_k (Fig. 3.1). Ces deux variables peuvent être déterminées manuellement ou par une routine simple à partir de la connaissance du système, avant l'optimisation. Par exemple, si le canal ne permet pas de distribuer simultanément l'eau aux prises, les usagers reçoivent l'eau forcément l'un après l'autre (séquentiel). Ainsi, l'allocation de l'eau peut être déterminée en considérant un ordre aléatoire, et en respectant la durée totale de distribution et un temps maximum du travail du garde canal (trajet et manœuvre de vanne).

L'optimisation avec la solution heuristique des variables de l'allocation de l'eau est faite en trois étapes :

1. Calcul des variables S_k et D_k par une méthode heuristique. A ce stade, ces deux variables sont calculées manuellement ou par une simple routine à partir de la connaissance du système et du principe de distribution de l'eau aux prises.
2. Optimisation du problème \mathcal{P}_0 avec les contraintes de la connaissance des variables S_k et D_k . Une fois l'obtention des valeurs de S_k et D_k de l'étape 1, le problème \mathcal{P}_0 est optimisé en déclarant les bornes limites inférieures et supérieures des variables S_k et D_k égales aux valeurs trouvées. Le processus de l'optimisation consiste à trouver le scénario optimal des déplacements du garde canal et des débits délivrés au réseau pour répondre au calendrier d'arrosage fixé. La solution trouvée est une solution faisable du problème \mathcal{P}_0 . Elle peut être une solution optimale du problème \mathcal{P}_0 , si le scénario de l'allocation trouvé de l'étape 1 est déjà optimal. Dans tous les cas, l'optimisation du problème \mathcal{P}_0 est refaite dans l'étape 3, au moins pour la confirmation.
3. Optimisation du problème \mathcal{P}_0 avec la solution initiale obtenue de l'étape 2. Le problème \mathcal{P}_0 est résolu sans les contraintes de la connaissance des variables S_k et D_k mais avec la solution initiale trouvée lors de l'étape 2. L'utilisation de la solution initiale peut aider l'algorithme à trouver une solution optimale en espérant moins de temps CPU. La solution trouvée de cet étape est une solution optimale du problème \mathcal{P}_0 .

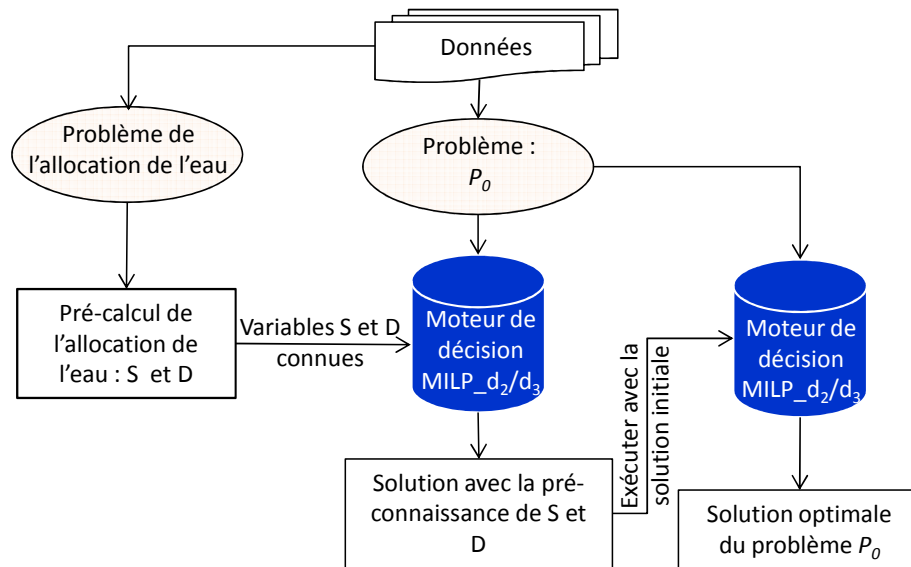


FIGURE 3.16 – Schéma de l'optimisation avec la solution heuristique des variables de l'allocation de l'eau

3.4 Synthèse des options pour une méthode d'optimisation

Les méthodes d'optimisation de la distribution de l'eau, qui ont été développées précédemment sont distinguées par les choix de leurs différentes options indiquées dans le tableau ci-dessous :

La figure 3.17 montre l'arborescence des options pour définir une méthode, par exemple la méthode $t_1d_1m_1f_1$ qui est composée par les options t_1 , d_1 , m_1 et f_1 . L'absence de branche signifie qu'il n'existe pas d'option correspondant. Par l'exemple, il n'a pas de branche entre t_2 et d_3 , c'est-à-dire qu'il n'a pas de combinaison de l'option d_3 avec l'option t_2 .

Choix de t_1 et t_2 . Le choix de t_1 ou t_2 dépend de la caractéristique des réseaux et de la durée de rotation du tour d'eau. Si le réseau comporte moins de biefs et de prises, le choix

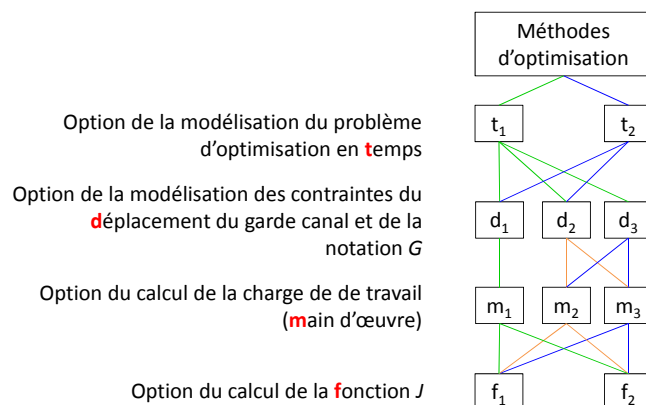


FIGURE 3.17 – Différentes méthodes d'optimisation de la distribution de l'eau

TABLE 3.1 – Recapitulation des notations des options pour une méthode d'optimisation

	Désignation	Notation
Option de modélisation du problème d'optimisation :		
	- en temps discret	t_1
	- en temps continu	t_2
Option de modélisation du problème lié à la main d'œuvre :		
- sans contrainte du déplacement du garde canal et notation G_i		d_1
- avec contrainte du déplacement du garde canal et notation G_i		d_2
- avec contrainte du déplacement du garde canal et notation G_i^m		d_3
Option de calcul de la charge de travail du garde canal (main d'œuvre) :		
- par le nombre de manoeuvres des vannes		m_1
- par la somme des temps de trajet et de manoeuvre de vanne		m_2
- par le temps de présence du garde canal sur le terrain		m_3
Option de calcul de la fonction J :		
- par la moyenne pondérée		f_1
- par "compromise constrains"		f_2

de t_2 semble plus intéressant. En effet, ce dernier permet de formuler le problème de la distribution de l'eau en considérant le temps en continu. Malgré les complexités de la formulation, la taille du problème ne dépend donc que de la taille du réseau. En revanche, le choix de t_1 permet de formuler le problème en discrétisant le temps. Même si le problème est formulé avec moins de complexité, la taille du problème dépend considérablement du nombre de pas de temps. Cette technique est intéressante quand la durée d'un tour d'eau est courte et le pas de temps est grand.

Choix de d_1 , d_2 et d_3 . Il existe également 3 options de modélisation du problème lié à la main d'œuvre. Chaque option dépend de la considération des contraintes du déplacement du garde canal et de la manière de prendre en compte de la notation G pour les manoeuvres.

Le choix de d_1 correspond au problème simplifié sans prendre en compte de trajet du garde canal. Le calcul de la charge de travail est fait par l'option m_1 et la notation G est constituée des éléments de $G_i(n)$ ou $G_i(\hat{n})$.

Le choix de d_2 ou d_3 est fait quand on s'intéresse aux enjeux du déplacement du garde canal. Ce qui est différent entre d_2 et d_3 , c'est la manière de représenter la variable de manoeuvre de vanne : $G_i(n)$ pour d_2 et $G_i^m(n)$ pour d_3 .

La variable $G_i^m(n)$ permet de formuler le problème avec moins des notations des variables et des contraintes mais la dimension de G est grande : $G_i^m(n) \in \mathbb{B}^3 (N_p \times N_G \times N)$. Si la formulation du problème lié à la main d'œuvre est passée par la variable $G_i(n)$ ou bien par le choix de d_2 , il est nécessaire d'avoir la variable auxiliaire $E_i(n)$, ainsi que les contraintes d'interaction entre $G_i(n)$ et $E_i(n)$. Le nombre de notation des variables et de contraintes augmente. Cependant, la taille des variables $G_i(n)$ et $E_i(n), \forall i, n$ reste inférieure à celle de $G_i^m(n), \forall i, m, n$. $2 \times N_p \times N$ est nettement inférieur à $N_p \times N \times N_G$.

Choix de m_1 , m_2 et m_3 . Les options de modélisation du problème d'optimisation en temps discret et en temps continu, et du problème lié à la main d'œuvre génèrent une taille différente de ce problème, alors que les options m_1 , m_2 et m_3 n'en modifient pas la taille. Ce dernier correspond à la manière de calculer les volumes du travail d'un garde canal (main d'œuvre). Les options m_1 , m_2 et m_3 sont choisies quand la main d'œuvre est calculée respectivement par le nombre de manoeuvres des vannes, par la somme des temps de trajet du garde canal et de manoeuvre des vannes, et par le temps de présence du garde canal sur le terrain. C'est un choix à prendre en consultation avec les gestionnaires du canal.

Choix de f_1 et f_2 . Par ailleurs, l'option f_1 ou f_2 correspond à la manière de définir la fonction d'objectif pour résoudre le problème du multi-objectif par une approche "LP". f_1 et f_2 définissent J respectivement par la moyenne pondérée et par "compromise constrains".

Notons que la méthode des options $t_1d_2m_2f_1$ est décrite dans un article (annexe A) du journal "Journal of Hydroinformatics", volume 16(2), 2014 [Hong *et al.*, 2014]. Cet article est fait suite à celui de la conférence HIC2012 (10th International Conference on Hydroinformatics) qui a eu lieu en juillet 2012 à Hambourg, Allemagne [Hong *et al.*, 2012].

Les intérêts de chaque option sont analysés dans le section 3.5 ci-dessous pour permettre de bien choisir une méthode pour l'optimisation.

3.5 Tests et Analyses des résultats

Nous choisissons un réseau virtuel de canaux d'irrigation qui montre le cas général dans la distribution de l'eau sur un réseau d'irrigation, pour les tests des tactiques de résolution, des méthodes, et des paramètres. Le réseau choisi comprend 2 niveaux de canaux (secondaire et tertiaire), 5 vannes manuelles, et 11 prises d'irrigation (Fig. 3.18).

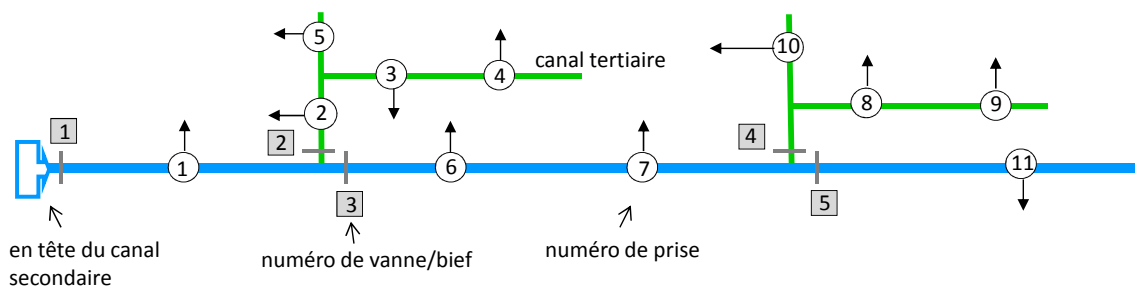


FIGURE 3.18 – Schéma d'un réseau virtuel de canaux d'irrigation

Le réseau est simplifié et découpé en 5 biefs dont 3 sont sur le canal secondaire, et 2 sur les canaux tertiaires. Les prises 3 et 4 sont considérées dans le bief 2. De la même manière, les prises 8 et 9 sont considérées dans le bief 4. Les caractéristiques et conditions initiales des biefs pour les tests sont exprimées dans le tableau 3.2.

TABLE 3.2 – Caractéristiques et conditions initiales du réseau. $x_{1u}, x_{2u}, x_{3u}, x_{1d}, x_{2d}, x_{3d}$ = abscisses en long (km) au long du canal primaire (indice "1"), secondaire (indice "2") et tertiaire (indice "3"). Les indices "u" = amont et "d" = aval. τ = temps de réponse en min. c = capacité du canal (bief) en l/s. $G'_i(t_0)$ et $G'_i(t_n)$ = état du canal au début et à la fin. $P'_i(t_0)$ et $P'_i(t_n)$ = débit de consigne au début et à la fin de la distribution.

x_{1u}	x_{2u}	x_{3u}	x_{1d}	x_{2d}	x_{3d}	τ	c	η	a	\widehat{G}_i	$G'_i(t_0)$	$P'_i(t_0)$	$G'_i(t_n)$	$P'_i(t_n)$
0	0	0	0	1	0	20	150	90	1	0	0	0	0	0
0	1	0	0	1	0,5	20	50	90	0,5	0	30	0	0	Inf
0	1	0	0	2	0	30	100	90	0,5	0	0	0	0	Inf
0	2	0	0	2	0,5	20	50	90	0,5	0	0	0	0	Inf
0	2	0	0	3	0	30	50	90	0,5	0	35	0	0	Inf

TABLE 3.3 – Position, coefficients prioritaires et demandes des prises. x_1, x_2 et x_3 = abscisses en long (km) du canal primaire, secondaire et tertiaire respectivement.

x_1	x_2	x_3	α	β	ε (%)	\underline{s}^* (h)	s			\bar{s}^* (h)	d (mn)	q (l/s)
							jour	heure	minute			
0	0,5	0	1	1	75	-Inf	1	8	0	Inf	40	30
0	1	0,2	1	1	75	-Inf	1	20	0	Inf	360	40
0	1	0,3	1	1	75	-Inf	1	12	0	Inf	120	40
0	1	0,3	1	1	75	-Inf	1	10	0	Inf	50	20
0	1	0,5	1	1	75	-Inf	1	11	0	Inf	130	30
0	1,5	0	1	1	75	-Inf	1	20	0	Inf	370	30
0	2	0	1	1	75	-Inf	1	14	0	Inf	420	50
0	2	0,1	1	1	75	-Inf	1	18	0	Inf	60	30
0	2	0,2	1	1	75	-Inf	1	12	0	Inf	30	30
0	2	0,5	1	1	75	-Inf	1	21	0	Inf	150	30
0	2,5	0	1	1	75	-Inf	1	18	0	Inf	230	35

Les positions, coefficients prioritaires (α et β) et demandes (s_k , d_k , et q_k) des prises sont également définis dans le tableau 3.3. Pour tous les tests, nous supposons qu'il n'y a aucune priorité entre les prises pour simplifier le problème.

Pour la distribution, l'eau est fournie aux prises par le tour d'eau arrangé sur une période de 24h qui commence à 8 h du jour 1 et s'arrête à 8 h du jour 2. Le débit de la ressource est estimé à 100 l/s. Par ailleurs, le garde canal travaille 24 h/24 et 7 j/7 mais il se repose de 12 h à 14 h et de 18 h à 20 h. Supposons que le garde canal se déplace d'une vanne à l'autre sur un chemin le long du canal et que le temps de manœuvre de chaque vanne est estimé à 10 mn. Les temps de trajet (y compris le temps de manœuvre de vanne) sont indiqués dans le tableau 3.4.

Nous utilisons les méthodes développées ci-dessus (section 3.2) pour chercher un scénario optimal de la distribution de l'eau. Chaque scénario sera évalué par les 4 critères suivants :

1. Indice de la ponctualité

$$I_{AS} = 1 - \frac{1}{N_O} \sum_{k=1}^{N_O} \frac{|s_k - S_k|}{\max(1, \sum_{k=1}^{N_O} \Delta t_k)} \quad (3.101)$$

TABLE 3.4 – Les temps de trajet nécessaire pour l'opération de la vanne j après la vanne i , $\varphi_{i \rightarrow j}$ (y compris le temps de manœuvre) en minute.

$i \backslash j$	1	2	3	4	5
1	10	14	14	18	18
2	14	10	10	14	14
3	14	10	10	14	14
4	18	14	14	10	10
5	18	14	14	10	10

2. Indice de l'adéquation

$$I_{AV} = \frac{1}{N_O} \sum_{k=1}^{N_O} \frac{v'_k}{v_k} \quad (3.102)$$

3. Indice de la main d'œuvre

$$I_{GO} = \frac{\sum_{m=1}^{N_G} F^m}{\psi} \quad (3.103)$$

4. Indice de la perte d'eau

$$I_{WL} = \frac{\sum_{k=1}^{N_O} v'_k}{v_D} \quad (3.104)$$

Les optimisations des tests ci-dessous sont réalisées sur un ordinateur dont le processeur Intel(R) Core(TM) i7-26000 CPU @ 3.40GHz et la mémoire installée 8Go, à l'aide des logiciels IBM-ILOG CPLEX (CPLEX Optimization Studio 64 bits 12.5.1) et MATLAB R2010b.

3.5.1 Résultats et discussions sur les options du calcul

Chaque méthode présentée ci-dessus est testée par la tactique de résolution "simple" (section 3.3.2.1). Les tests sont faits en considérant aucune priorité des critères et du travail de jour et de nuit. D'où, $w_1 = w_2 = w_3 = 1/3$ et $\xi_1 = \xi_2 = 1/2$. Le pas de temps (δt) choisi est à 30 mn pour la modélisation en temps discret.

Le tableau 3.5 indique les choix des méthodes (section 3.4), les caractéristiques du problème \mathcal{P}_0 en fonction des méthodes choisies, les temps de calcul (CPU) et les indices de performance.

Le problème \mathcal{P}_0 peut être résolu par toutes les méthodes (Tab. 3.5). Cependant les temps de calcul (CPU) et les solutions sont variables. Ces différences correspondent au degré de la complexité de chaque méthode. Une méthode est définie par 4 composants : t, d, m, et f (section 3.4, Tab. 3.1).

3.5.1.1 Temps

Dans cet exemple, les méthodes composées par l'option t_2 génèrent plus de variables et de contraintes que les méthodes composées par l'option t_1 (Tab. 3.5); l'option d_3 est exclu. Notons que les nombres de variables et de contraintes des problèmes formulés par les méthodes composées par l'option t_1 dépendent du pas de temps (δt). Le scénario optimal peut être trouvé différent,

TABLE 3.5 – Choix des méthodes, caractéristiques du problème en fonction des méthodes, CPU et indices de performance

t	d	m	f	δt	variables	contraintes	CPU (s)	J	I_{AS}	I_{AV}	I_{GO}	I_{WL}
1	1	1	1	30	1819	3202	88	0,068	80	100	13	6
1	1	1	2	30	1819	3202	105	0,068	80	100	13	6
1	2	2	1	30	2107	4721	207	0,083	88	100	16	17
1	2	2	2	30	2110	4727	47	0,09	89	100	12	11
1	2	3	1	30	2107	4533	34957	0,153	87	100	74	2
1	2	3	2	30	2110	4539	1348	0,262	87	100	68	5
1	3	2	1	30	6371	3653	3368	0,133	74	100	19	10
1	3	2	2	30	6374	3659	5187	0,15	82	100	22	17
1	3	3	1	30	6371	3596	8365	0,183	89	100	87	4
1	3	3	2	30	6374	3602	7902	0,361	81	100	79	21
2	1	1	1	-	1942	4755	310	0,055	79	100	12	8
2	1	1	2	-	1942	4755	310	0,055	79	100	12	8
2	2	2	1	-	2112	5551	1687	0,054	80	100	9	20
2	2	2	2	-	2115	5557	6154	0,055	84	98	11	13
2	2	3	1	-	2112	5287	9394	0,152	81	97	74	6
2	2	3	2	-	2115	5293	38616	0,33	88	85	66	17

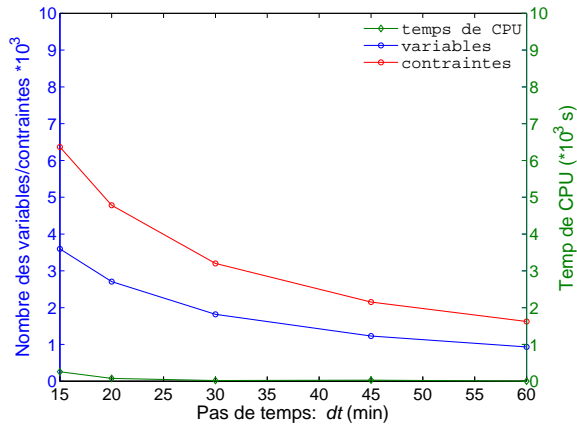
si le pas de temps est changé. Plus le pas de temps (δt) est petit, mieux le scénario optimal est trouvé. Cependant, le temps de CPU est plus important.

Ici, nous testons 3 méthodes $t_1d_1m_1f_1$, $t_1d_2m_2f_1$ et $t_1d_3m_2f_1$ (section 3.4, Tab. 3.1) en choisissant $\delta t = 60, 45, 30, 20$ et 15 mn et les autres paramètres sont considérés comme dans le test ci-dessus. Les résultats obtenus dans les figures 3.19a, 3.20a et 3.21a confirment que lors de la diminution de δt , les nombres de variables et de contraintes sont de plus en plus grandes et que les calculs prennent plus de temps. Les méthodes $t_1d_2m_2f_1$ et $t_1d_3m_2f_1$ résolvent le problème difficilement quand δt est petit. D'ailleurs, le temps CPU augmente significativement quand $\delta t > 30$ mn pour la méthode $t_1d_2m_2f_1$ et $\delta t > 45$ mn pour la méthode $t_1d_3m_2f_1$. En plus, la méthode $t_1d_3m_2f_1$ n'arrive plus converger vers une solution quand $\delta t = 15$ mn et quand $CPU < 10^4$ s.

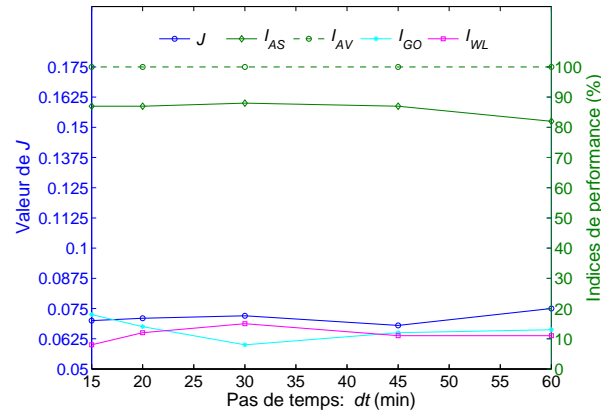
Quand δt diminue, la valeur de J est globalement trouvée plus petite. Cependant il existe aussi des cas exceptionnels tels que

- la méthode $t_1d_1m_1f_1$ où on trouve une meilleure solution quand $\delta t = 45$ mn que $\delta t = 30$ mn (Fig. 3.19b),
- la méthode $t_1d_2m_2f_1$ où on trouve une pire solution quand $\delta t = 20$ mn (Fig. 3.20b),
- la méthode $t_1d_3m_2f_1$ où on trouve une meilleure solution quand $\delta t = 30$ mn (Fig. 3.21b).

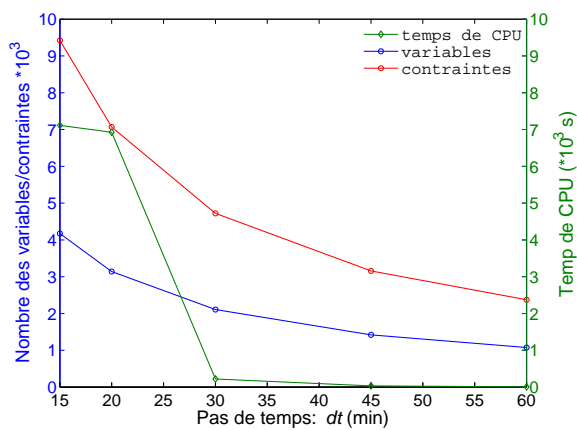
Le choix de δt est aussi un facteur important pour les méthodes composées par l'option t_1 (section 3.4). δt petit n'est pas forcément mieux et en plus cela augmente la taille du problème. Le temps de calcul augmente aussi de manière importante. Le pas de temps choisi doit être une valeur qui provoque moins d'erreur lorsque l'on arrondit le temps de réponse (τ), le temps de



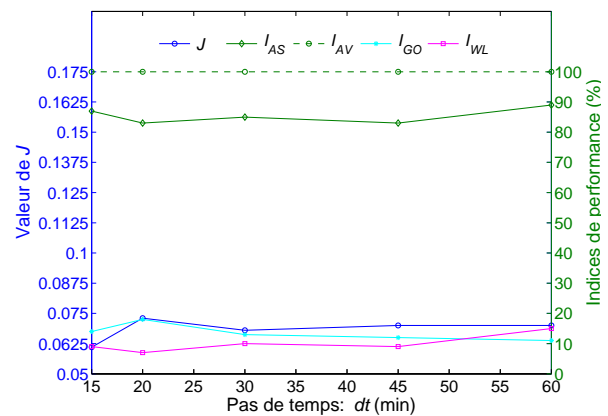
(a) Nombres de variables et contraintes et Temps de calcul CPU



(b) Valeurs des fonctions d'objectif et des indicateurs de performance

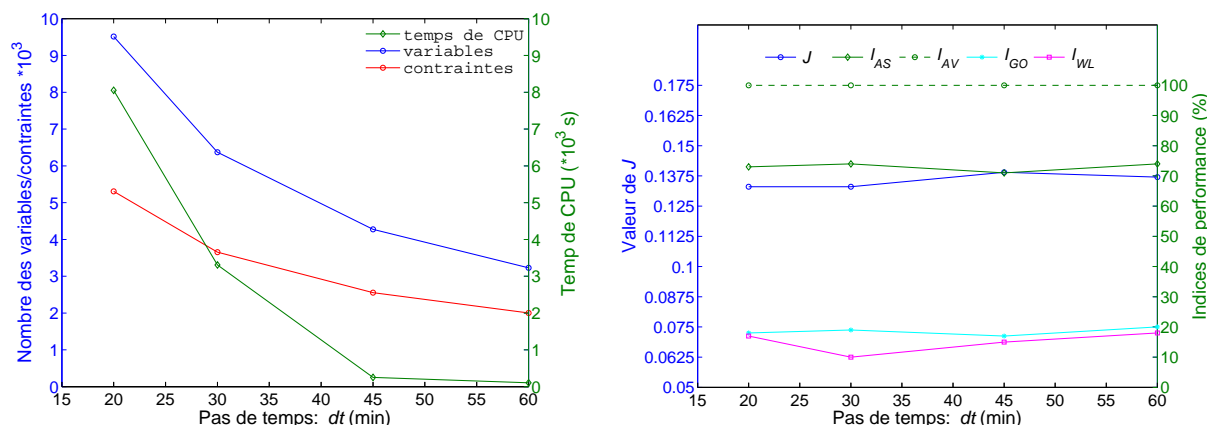
FIGURE 3.19 – Résultat du test de la méthode $t_1d_1m_1f_1$ en prenant différentes valeurs du pas de temps

(a) Nombres de variables et contraintes et Temps de calcul CPU



(b) Valeurs des fonctions d'objectif et des indicateurs de performance

FIGURE 3.20 – Résultat du test de la méthode $t_1d_2m_2f_1$ en prenant différentes valeurs du pas de temps



(a) Nombres de variables et contraintes et Temps de CPU (b) Valeurs des fonctions d'objectif et des indicateurs de performance

FIGURE 3.21 – Résultat du test de la méthode $t_1d_3m_2f_1$ en prenant différentes valeurs du pas de temps

trajet du garde canal (ϕ) et le temps de prélèvement d'eau sur les prises (d) à un multiple du pas de temps (discrétisation).

Le choix de t_2 (section 3.4) permet d'éviter δt et les erreurs d'arrondi. Les résultats dans le tableau 3.5 indiquent que les solutions trouvées par le choix de t_2 sont comparables à celles obtenues par le choix de t_1 . Pourtant, les temps de calcul sont faibles par rapport aux temps de calcul en utilisant les méthodes composées par t_1 telles que $\delta t > 30$ mn.

Malgré tout, le choix de t_1 ou de t_2 (section 3.4) reste en discussion. Les méthodes du choix t_1 peuvent trouver les solutions optimales plus rapidement que celles du choix de t_2 dans le cas où la valeur de δt permet de générer les nombres de variables et de contraintes d'un problème plus petit. Dans ce cas, le choix de t_1 est préféré. Sinon, c'est le choix de t_2 .

3.5.1.2 Mode de formulation des manœuvres

Il existe trois options dans le problème lié à la main d'œuvre (section 3.4) : sans contraintes du déplacement du garde canal et notation G_i pour les manœuvres (d_1), avec contraintes et notation G_i (d_2), et avec contraintes et notation G_i^m (d_3). Les résultats des tests dans le tableau 3.5 montrent que les méthodes composées par l'option d_1 convergent vers des solutions avec moins de temps de calcul. Toutefois, le problème \mathcal{P}_0 est simplifié. Les solutions trouvées sont des solutions faisables des problèmes formulés par les méthodes composées par l'option d_2 ou d_3 .

Les problèmes formulés par l'option d_3 génèrent plus de variables que ceux formulés par l'option d_2 . Cependant, les nombres de contraintes sont plus faibles (Tab. 3.5). En comparant les résultats des figures 3.20 et 3.21, et dans le tableau 3.5, la résolution par le choix de d_3 est moins intéressante que d_2 . En effet, le temps de calcul est plus grand et le résultat est moins bon. Ainsi l'option d_3 doit être éliminé des méthodes étudiées. En outre, le choix de d_1 joue le

rôle primordial pour faciliter le choix de d_2 lors du couplage de ces choix (section 3.3.2.2).

3.5.1.3 Charge de travail du garde canal

La main d'œuvre est calculée par trois façons (section 3.1.3.2) : nombre de manœuvres de vannes (m_1), temps de trajet du garde canal y compris les temps de manœuvre de vannes (m_2) et temps de présence du garde canal sur le terrain (m_3). L'option m_1 correspond par défaut au choix de d_1 (section 3.5.1.2).

Pour les options m_2 et m_3 , les nombres de variables et de contraintes sont les mêmes (Tab. 3.5). Cependant les temps de calcul sont différents. Ceci est lié au critère du travail de garde canal qui est défini différemment. Les méthodes composées par l'option m_3 ont l'objectif de réduire le temps de présence du garde canal sur le terrain. Ce qui entraîne la réduction du temps de distribution de l'eau du tour d'eau. Alors que les méthodes composées par m_2 ont l'objectif de réduire les nombres de trajet, ou de bien trouver les trajectoires qui impliquent moins de temps de trajet. Le critère défini par m_3 risque d'atteindre facilement 1. Lors de l'optimisation, ce critère semble présenter une valeur importante à minimiser face aux autres critères (J_1 et J_2). D'ailleurs, quand le critère J_3 est prioritaire dans le calcul, ceci nécessite beaucoup de temps pour trouver une solution (section 3.5.3.2). Ainsi, le problème \mathcal{P}_0 résolu par les méthodes composées par m_3 prend un temps de calcul considérable. L'option de m_1 , m_2 ou m_3 dépend de l'objectif du gestionnaire du réseau en sachant que le choix de m_1 résout le problème \mathcal{P}_0 avec la simplification, et que le choix de m_3 le résout en plus de temps.

3.5.1.4 Fonction d'objectifs

Les résultats dans le tableau 3.5 montrent que quel que soit l'option f_1 ou f_2 (section 3.3.1), le temps de calcul (CPU) est comparable. Cependant les indices de performance trouvée sont différents. Les méthodes composées par f_2 trouvent des solutions avec des écarts faibles entre les indices. C'est-à-dire que les méthodes composées par f_2 respectent mieux l'équité entre les critères. Ce qui est l'objet de cette option. Toutefois, ceci ne signifie pas que les méthodes composées par f_1 convergent vers de moins bonnes solutions. Par exemple, la méthode $t_2d_2m_2f_1$ (section 3.4) trouve $I_{SA} = 80$, $I_{VA} = 100$, $I_{GO} = 9$ et $I_{WL} = 20$, alors que la méthode $t_2d_2m_2f_2$ (section 3.4) trouve $I_{SA} = 84$, $I_{VA} = 98$, $I_{GO} = 11$ et $I_{WL} = 13$. La méthode $t_2d_2m_2f_2$ trouve de meilleurs indicateurs I_{SA} et I_{WL} mais de moins bons I_{VA} et I_{GO} . Ainsi, il n'est pas évident de dire lesquelles sont mieux mais cela dépend des besoins. En général, si les priorités des critères sont étudiées, les méthodes composées par f_1 sont préférables.

3.5.2 Résultats et discussion sur les tactiques de résolution

Comme les caractéristiques des problèmes formulés par les options m_2 et m_3 (Tab. 3.1) sont les mêmes, nous testons simplement les méthodes composées par l'option m_2 . Le tableau 3.6 montre les résultats des optimisations par les tactiques "simple" et "couplage".

TABLE 3.6 – Résultats du couplage des méthodes

t	d	f	dt	variables	contraintes	CPU (s)	J	I_{AS}	I_{AV}	I_{GO}	I_{WL}
1	2	1	30	2107	4721	207	0,083	88	100	16	17
1	1+2	1	30	2107	4721	89	0,089	88	100	17	19
1	2	2	30	2110	4727	46	0,09	89	100	12	11
1	1+2	2	30	2110	4727	126	0,049	93	100	8	5
1	3	1	30	6371	3653	3352	0,133	74	100	19	10
1	1+3	1	30	6371	3653	116	0,077	80	100	18	6
1	3	2	30	6374	3659	5199	0,15	82	100	22	17
1	1+3	2	30	6374	3659	6505	0,123	80	100	17	14
2	2	1	0	2112	5551	1674	0,054	80	100	9	20
2	1+2	1	0	2112	5551	537	0,054	81	100	11	20
2	2	2	0	2115	5557	6253	0,055	84	98	11	13
2	1+2	2	0	2115	5557	358	0,061	80	100	11	19

Pour ces tests, le problème \mathcal{P}_0 résolu par la tactique "couplage" est plus rapide et avec une meilleure solution que par la tactique "simple" (Fig. 3.22). Utiliser la tactique "couplage" permet d'éliminer les branches arborescentes inutiles dans la programmation "MILP", ce qui réduit le temps de calcul. Même si la tactique "couplage" des méthodes $t_1d_1m_2f_2$ et $t_1d_2m_2f_2$ (section 3.4) converge vers une solution avec plus de temps de calcul que la tactique "simple", la différence du temps de calcul entre ces deux tactiques est très faible (Tab. 3.6). Exceptionnellement, la tactique "couplage" des méthodes avec les options $t_1d_1f_2$ et $t_1d_3f_2$ (section 3.4) trouve la solution avec le temps de calcul plus important.

Par ailleurs, la programmation "MILP" converge vers une solution optimale pour une valeur d'objectif unique. Or les solutions trouvées (Tab. 3.6) par les tactiques "couplage" et "simple" donnent différentes valeurs d'objectif. Nous remarquons que la solution trouvée par la tactique "couplage" est en général meilleure. Ce phénomène est forcément lié aux paramètres de l'algorithme de la programmation "MILP" qui permettent de définir les coupes² [IBM, 2009]. De ce fait, la solution optimale dépend aussi des paramètres de l'algorithme d'optimisation et de la solution initiale.

Dans certains cas, les variables de l'allocation de l'eau peuvent être parfois trouvées par la routine heuristique. Si c'est le cas, nous choisissons directement la 3^{me} tactique "solution heuristique" (section 3.3.2). Le temps de calcul par cette tactique dépend de la qualité de la solution heuristique.

Test de l'optimisation par la tactique "solution heuristique"

En étudiant les demandes (Tab. 3.3), le débit disponible, le réseau (Fig. 3.18, Tab. 3.2), et les

²Les coupes sont des contraintes ajoutées au problème pour limiter les solutions non entières qui sans cela seraient des solutions de la relaxation continue. L'ajout de coupes réduit généralement le nombre de séparation nécessaires pour résoudre un problème de "MILP".

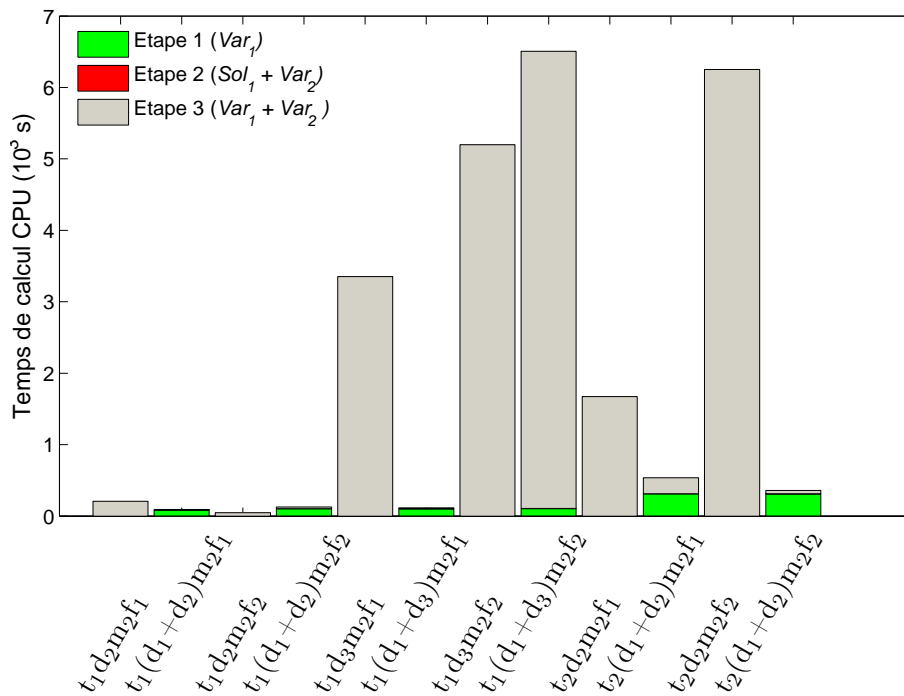


FIGURE 3.22 – Comparaison des temps de calcul CPU de la tactique simple et de la tactique de couplage. Lors de tactique simple, il n’y a pas de calcul de l’étape 1 et 2. Le temps de calcul de ces étapes est nul. Lors de tactique de couplage ($d_1 + d_2$ ou $d_1 + d_3$), le temps de calcul de l’étape 2 est environ 3 s.

périodes du travail du garde canal, nous faisons des hypothèses pour pré-déterminer les variables S_k et D_k comme suit :

- la distribution de l’eau est faite en respectant l’ordre de l’amont vers l’aval
- les prélèvements sur les prises des biefs sont autorisés simultanément
- les volumes d’eau prélevés par les prises sont supérieurs aux volumes minimum admissibles et inférieurs ou égaux aux volumes demandés
- la mise en eau de chaque bief doit respecter le temps de réponse, le temps de la distribution de l’eau, et le temps du travail du garde canal

Les valeurs de S et D indiquées dans le tableau 3.7 sont trouvées manuellement à partir des hypothèses ci-dessus. Le numéro des prises indique l’ordre des prises de l’amont vers l’aval. Après la mise en eau sur le réseau (en tête du bief n° 1), $t = 1$ j 8 h 30 mn, l’eau arrive au bout du bief à $t = 1$ j 9 h 0 mn. Le prélèvement de l’eau sur la prise n° 1 est débuté et la vanne n° 2 est aussi ouverte à ce temps-ci. L’eau arrive par la suite au bout du bief n° 2 à $t = 1$ j 9 h 30 mn. Les prises n° 2, 3, 4, et 5 sont servies l’une après l’autre de l’amont vers l’aval jusqu’à $t = 1$ j 21 h 0 mn (fin de la distribution de l’eau sur le bief n° 2). Selon le débit disponible en tête du réseau, la prise n° 7 du bief n° 3 ne peut pas être servie simultanément pendant le prélèvement sur le bief n° 2. Cependant, la prise n° 6 peut fonctionner indépendamment. Les prises n° 6 et 7 du bief

TABLE 3.7 – Solution heuristique des variables S_k et D_k (sans optimisation)

N° prises (k)	N° biefs	S_k			D_k
		jour	heure	minute	
1	1	1	9	0	60
2	2	1	9	30	360
3	2	1	15	30	120
4	2	1	17	30	60
5	2	1	18	30	150
6	3	1	18	0	390
7	3	1	22	0	330
8	4	2	4	0	60
9	4	2	5	0	30
10	4	2	5	30	150
11	5	2	4	0	240

n° 3 sont ouvertes respectivement à $t = 1$ j 18 h 30 mn et $t = 1$ j 22 h 0 mn. Les prises n° 8, 9, 10, et 11 peuvent fonctionner après le fonctionnement de la prise n° 7. Les prises du bief n° 4 fonctionnent l'une après l'autre en même temps que la prise n° 11 du bief n° 5. Ce scénario est réalisable pour la distribution de l'eau sur ce système. Néanmoins, il n'est pas garanti optimal.

En utilisant la solution heuristique des S et D dans le tableau 3.7, le processus de l'optimisation de la méthode $t_1d_2m_2f_1$ (section 3.4) converge vers une solution optimale avec le temps de calcul de 149 s qui est comparable avec les deux autres tactiques ("simple" et "couplage"). Toutefois, la solution trouvée est différente, ceci est dû au problème du multi-objectif qui peut avoir plusieurs solutions optimales [Korte et Vygen, 2010; IBM, 2009] et aux paramètres de l'algorithme d'optimisation lui-même [IBM, 2009]. La solution trouvée est aussi différente que celle heuristique (Fig. 3.23). La valeur du critère d'objectifs est trouvée égale à 0,082. Les indices de performance sont évalués à : $I_{AS} = 87$ %, $I_{AV} = 100$ %, $I_{GO} = 14$ %, et $I_{WL} = 13$ %. La valeur du critère d'objectifs est légèrement mieux que celles trouvées par les autres tactiques (Tab. 3.6) : simple ($J = 0,083$) et couplage ($J = 0,089$). En plus, l'adéquation liée aux heures de démarrage est nettement mieux par rapport à celle calculée à partir de la solution heuristique (48 %). Cependant, elle est plus faible que celle calculée à partir des solutions trouvées par des autres tactiques (88 %).

3.5.3 Résultats et discussion sur les paramètres

Les méthodes développées ci-dessus contiennent 4 groupes de paramètres de pondération : des critères de l'optimisation (w), des travaux du garde canal de jour et de nuit (ξ), des heures de démarrage des prises (α), et des volumes d'eau prélevés par les usagers (β).

Pour les tests ci-dessous, la méthode $t_1d_2m_2f_1$ (section 3.4) est sélectionnée et le pas de temps est choisi à 30 mn.

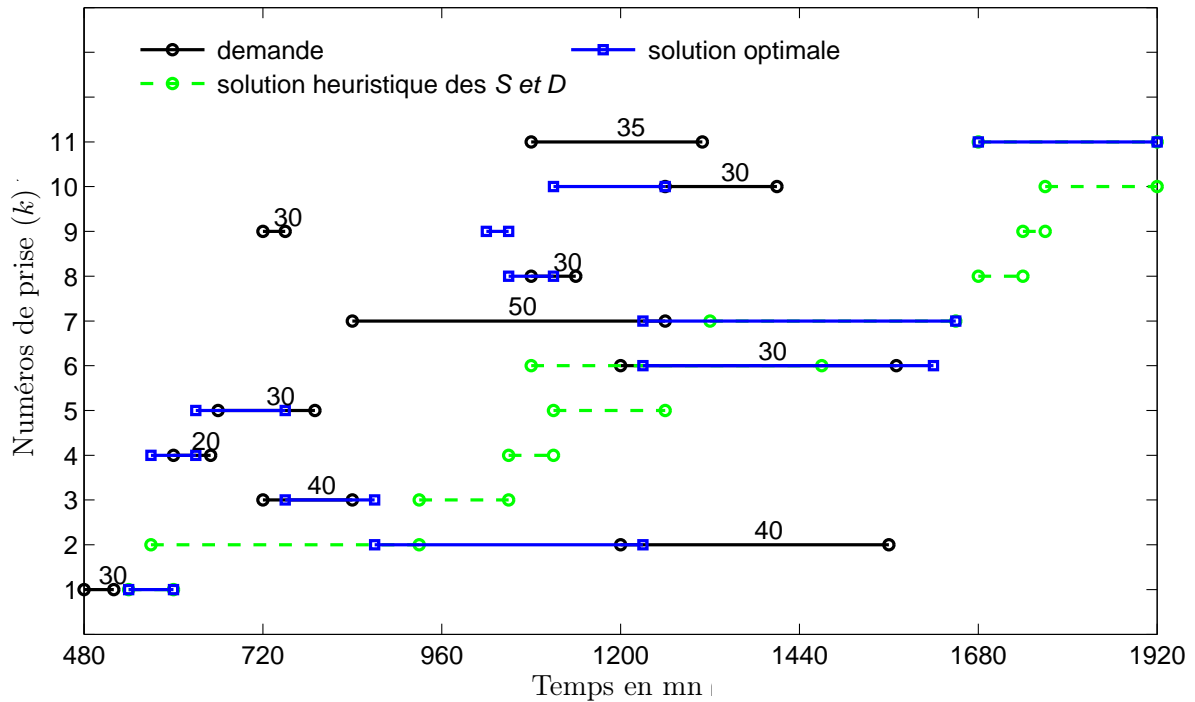


FIGURE 3.23 – Comparaison de la demande, solution heuristique des S et D , et solution optimale (résultat de l'optimisation). Les longueurs des barres expriment les durées d'ouverture des prises et les valeurs au-dessus de ces barres expriment les débits prélevés en l/s.

3.5.3.1 Pondération des heures de démarrage et des volumes d'eau

α et β permettent de donner les priorités aux usagers (section 3.1.1, Eqs. 3.6 et 3.32). Ces deux groupes de paramètres sont déterminés entre 1 et 100 en fonction de la décision du gestionnaire en sachant que 1 = non prioritaire et 100 = priorité maximale.

Pour le test, nous modifions le scénario des débits disponibles afin de trouver la situation dans un cas de pénurie d'eau. En effet, les priorités sur le volume d'eau entre les usagers jouent leurs rôles lors de manque d'eau sur le périmètre. Les débits disponibles en tête sont : 100 l/s de 8 h du jour 1 à 20 h du jour 1 et 70 l/s de 20 h du jour 1 à 8 h du jour 2. Par ailleurs, les priorités pour le test sont données aux 3 premières prises qui sont dans la situation la plus délicate lors de l'optimisation sans priorités. Les coefficients prioritaires α et β sont données à 100 et non prioritaires sont données à 1.

Lors de l'optimisation sans priorités des prises, les prises n° 3, 6, et 11 reçoivent l'eau avec la plus faible satisfaction en terme d'heure de démarrage, et les prises n° 5, et 11 reçoivent l'eau avec la plus faible satisfaction en terme de volume d'eau par rapport aux autres prises (Tab. 3.8). Ces prises sont désignées prioritaires pour le test ci-dessous. Ainsi, $\alpha_3 = \alpha_6 = \alpha_{11} = 100$ et $\beta_5 = \beta_{11} = 100$.

Le tableau 3.8 et la figure 3.24 sont les résultats des optimisations sans et avec priorités des prises. Pour le scénario sans priorités, les prises n° 3, 6 et 11 reçoivent respectivement l'eau

TABLE 3.8 – Résultat des optimisations en donnant les priorités aux prises en terme d’heure de démarrage et du volume d’eau. S^1 et D^1 = résultats de l’optimisation sans priorités pour les heures de démarrage et les durées de prélèvement. S^2 et D^2 = résultats de l’optimisation avec priorités pour les heures de démarrage et les durées de prélèvement.

n° de prise (k)	heure de démarrage			durée de l’ouverture		
	s	$S^1 - s$	$S^2 - s$	d	$D^1 - d$	$D^2 - d$
1	480	60	120	40	20	20
2	1200	60	-480	360	0	-90
3	720	1080	-89	120	0	-30
4	600	510	-30	50	10	10
5	660	330	1110	130	-10	20
6	1200	-570	-509	370	20	-10
7	840	-270	600	420	0	-90
8	1080	0	210	60	0	0
9	720	330	540	30	0	0
10	1260	-120	90	150	0	-30
11	1080	570	-60	230	-50	10

avec 1080 mn en retard, 570 mn en avance, et 570 mn en retard par rapport à leur demande (Tab. 3.8). Lorsque ces trois prises sont considérées prioritaires, les écarts entre la demande et le planning sont réduits : de 1080 mn en retard à 89 mn en avance pour la prise n° 3, de 570 mn à 509 mn en avance, et de 570 mn en retard à 60 mn en avance. Leur critère de l’adéquation est aussi nettement mieux. En même temps, certaines prises non prioritaires sont pénalisées, par exemple : les prises n° 1, 2, 5, 7, et 9.

Puisque le scénario des débits disponibles donne une situation de pénurie d’eau, les volumes d’eau de certaines prises sont planifiés inférieurs à leurs demandes. Pour l’optimisation sans priorités, les prises n° 5 et 11 reçoivent respectivement l’eau pendant les durées inférieures à leur demande 10 mn et 50 mn (Tab.3.8). Les autres prises reçoivent l’eau sur une durée égale à leur demande. Si la durée planifiée est plus grande que la durée demandée, c’est dû à l’arrondi après la discrétisation par un pas de temps δt . Par principe, la durée du planning doit être égale à la durée de la demande (hypothèse 2). En donnant les priorités aux prises n° 5 et 11, ces deux prises reçoivent l’eau égale à leur demande. Les prises n° 2, 3, 6, 7, et 10 sont par ailleurs pénalisées.

Selon le test, les coefficients de priorité liée à l’heure de démarrage et au volume d’eau jouent bien leur rôle. Les résultats des optimisations sans et avec priorités sont complètement différents et les résultats de S et D des prises prioritaires sont les plus proches possibles de leurs demandes (Fig. 3.24).

3.5.3.2 Pondération des critères : adéquation, efficacité, et main d’œuvre

Les fonctions d’objectif concernent l’adéquation (J_1), l’efficacité (J_2) et la main d’œuvre (J_3) pour la planification de la distribution de l’eau (section 3.3.1). La priorité d’une fonction est définie quand sa valeur de pondération est supérieure aux deux autres valeurs de pondération.

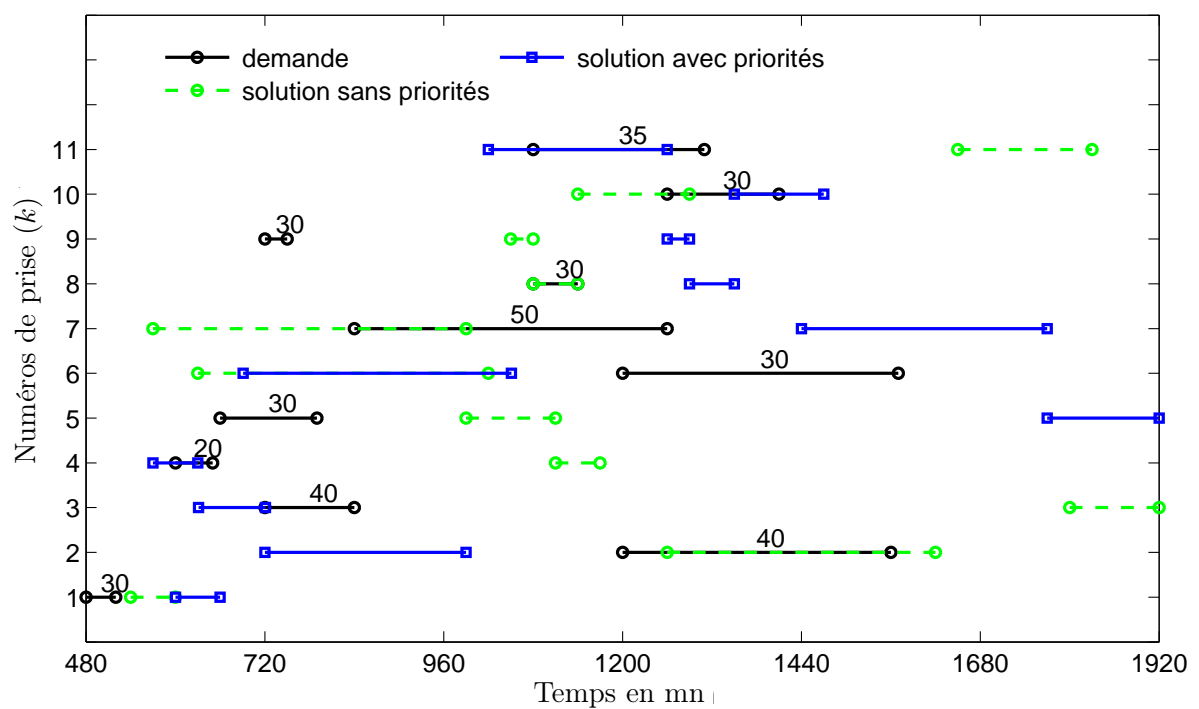


FIGURE 3.24 – Comparaison de la demande, solution sans priorités, et solution avec priorités. Les priorités sont données aux prises $k = 3, 6, \text{ et } 11$ pour les heures de démarrage et $k = 5$ et 11 pour les volumes d'eau prélevés. Les longueurs des barres expriment les durées d'ouverture des prises et les valeurs au-dessus de ces barres expriment les débits prélevés en l/s.

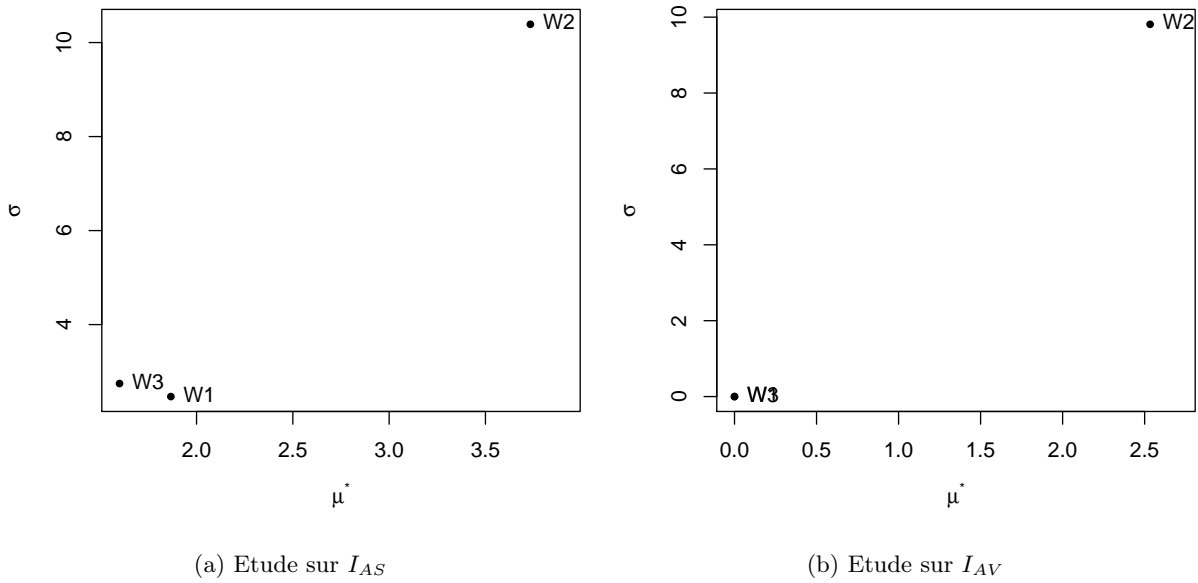


FIGURE 3.25 – Résultats des analyses de sensibilité des coefficients de pondération (W) sur l'adéquation et la ponctualité par l'indice de Morris

Dans le cas où deux critères sont prioritaires en même temps, leurs valeurs de pondération sont égales et supérieures à l'autre valeur de pondération.

Pour le test des paramètres de pondération des critères (w), nous reprenons l'origine du scénario des tests décrit au début de la section 3.5. Par ailleurs, les valeurs de w sont modifiées en fonction de plan d'expérience qui est donné par la méthode de l'analyse de sensibilité par l'indice de Morris [Morris, 1991] que nous adoptons pour étudier la sensibilité de ces paramètres. Vu le temps de calcul qui est de l'ordre d'une demie heure, nous limitons le nombre de calculs des effets élémentaires à 15 [Campolongo *et al.*, 2007]. Ainsi le nombre d'optimisation donné par le plan d'expérience est 60.

Puisque les paramètres de w sont dépendants, nous supposons qu'il existe W qui sont des paramètres indépendants pour pouvoir appliquer la méthode de Morris. Les valeurs de W sont générées de 0 à 1 par le tirage du plan d'expérience de la méthode de Morris. La relation entre w et W est définie comme suite :

$$w_f = \frac{W_f}{\max(\sum_{f=1}^3 W_f, 10^{-3})}, \quad \forall f = 1, 2, \text{ et } 3 \quad (3.105)$$

Nous étudions alors la sensibilité des paramètres W sur les 4 critères d'analyse décrits au début de la section 3.5 : I_{AS} , I_{AV} , I_{GO} , et I_{WL} . Les deux critères I_{AS} et I_{AV} sont pondérés par w_1 et les critères I_{WL} et I_{GO} sont respectivement pondérés par w_2 et w_3 . Nous étudions également la sensibilité des paramètres W sur le temps de calcul afin de connaître le critère qui est difficile à résoudre.

Sur des graphes des résultats des analyses de sensibilité par l'indice de Morris, $\sigma =$ valeur

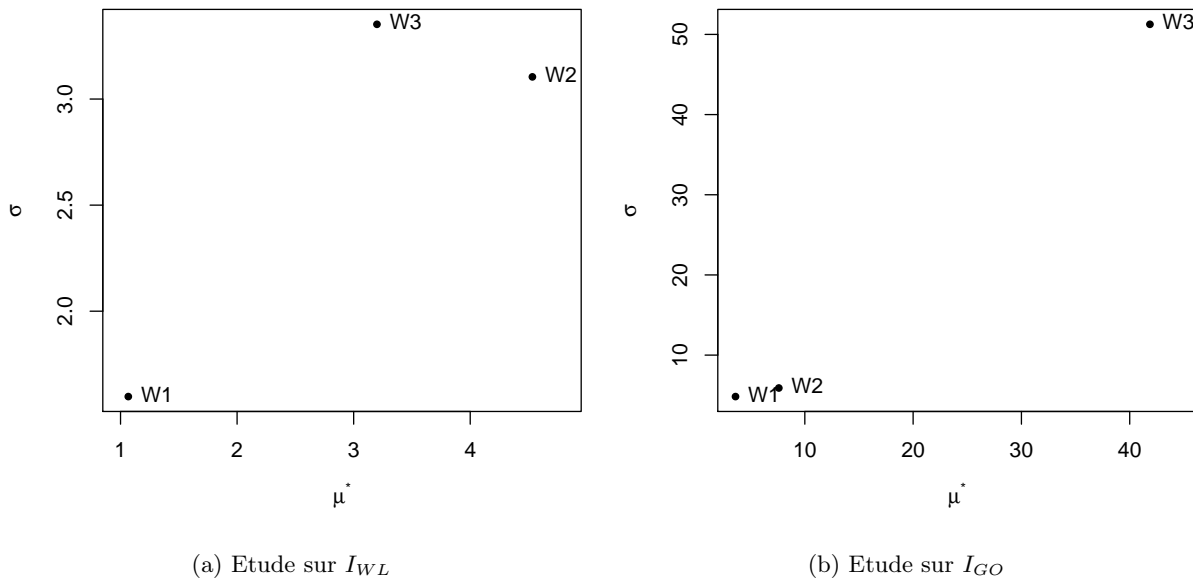


FIGURE 3.26 – Résultats des analyses de sensibilité des coefficients de pondération (W) sur la main d'œuvre et la perte d'eau par l'indice de Morris

d'écart type des effets élémentaires, et μ^* = valeur moyenne des effets élémentaires. Un paramètre est sensible significativement à une variable, quand ses valeurs de σ et μ^* sont grandes en même temps. Pour ce scénario du test, la ponctualité (I_{AS}) et l'adéquation (I_{AV}) ne dépendent pas significativement des paramètres W_1 et W_3 mais elles dépendent significativement du paramètre W_2 (Fig. 3.29). L'indice de la perte d'eau dépend significativement par ailleurs du paramètre W_2 et W_3 mais pas de W_1 (Fig. 3.26a). La figure 3.26b montre que l'indice de la main d'œuvre dépend significativement des paramètres W_3 mais pas de W_1 ni de W_2 .

Le temps de calcul dépend significativement du paramètre W_3 et faiblement du paramètre W_1 . Les variations de ces deux paramètres perturbent le temps de calcul (Fig. 3.27).

Puisque les valeurs de W ne sont pas linéairement corrélées avec w et que l'indice de Morris ne montre pas le sens de sensibilité, nous adoptons ensuite la méthode d'analyse en composantes principales (ACP) [Escofier et Pagès, 1990] pour la projection des valeurs w et les 4 indices ainsi que le temps CPU sur les deux composantes ensemble. Le résultat de l'analyse en composantes principales est montré dans la figure 3.28. La figure 3.28a montre le cercle de corrélation entre les vecteurs étudiés et la figure 3.28a montre la représentation des nuages des points (52 individus, Tab. D.1). Ces 52 individus sont obtenus après l'enlèvement des individus répétitifs parmi les 60 calculs ci-dessus. Sur le cercle de corrélation, plus les vecteurs des deux variables sont parallèles, plus ces deux variables sont significativement corrélées. Si les deux vecteurs sont perpendiculaires, les deux variables ne sont pas corrélées. Le sens de corrélation correspond au sens de valeur de cosinus de l'angle des deux vecteurs (négative ou positive).

Les projections des vecteurs étudiés sur l'axe ne sont pas bien représentées (Fig. 3.28a) mais cela nous permet de voir les relations entre eux en combinant les résultats de l'analyse de

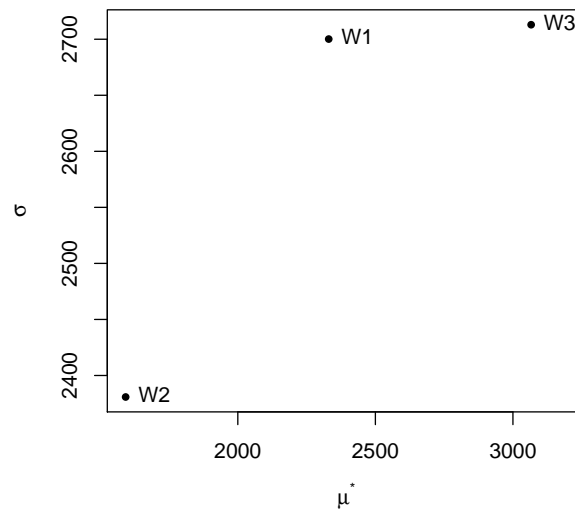


FIGURE 3.27 – Résultats de l’analyse de sensibilité des coefficients de pondération (w) sur le temps CPU par l’indice de Morris

sensibilité par l’indice de Morris ci-dessus. La figure 3.28a montre que

- les indices de la ponctualité et de l’adéquation sont positivement corrélés avec w_1 et négativement corrélés avec w_2 ,
- l’indice de la perte d’eau est négativement corrélé avec w_2 et positivement avec w_3 ,
- l’indice de la main d’œuvre est négativement corrélé avec w_3 ,
- le CPU est négativement corrélé avec w_1 et positivement corrélé avec w_3 .

Selon les résultats de l’analyse de sensibilité par l’indice de Morris et celui de l’ACP, les relations entre W , et entre w et les autres vecteurs étudiés sont proches. Par conséquent, pour donner la priorité du critère :

- de l’adéquation (indice de l’adéquation et de la ponctualité), il faut augmenter fortement la valeur w_1 vers 1 et diminuer la valeur w_2 vers 0.
- de l’efficacité (indice de la perte d’eau), il faut augmenter la valeur w_2 vers 1 et diminuer la valeur w_3 vers 0.
- de la main d’œuvre (indice de la main d’œuvre), il faut augmenter la valeur w_3 vers 1.

La diminution de la valeur w_1 vers 0 et/ou l’augmentation de la valeur w_3 vers 1 font que le problème est résolu avec moins de temps de calcul.

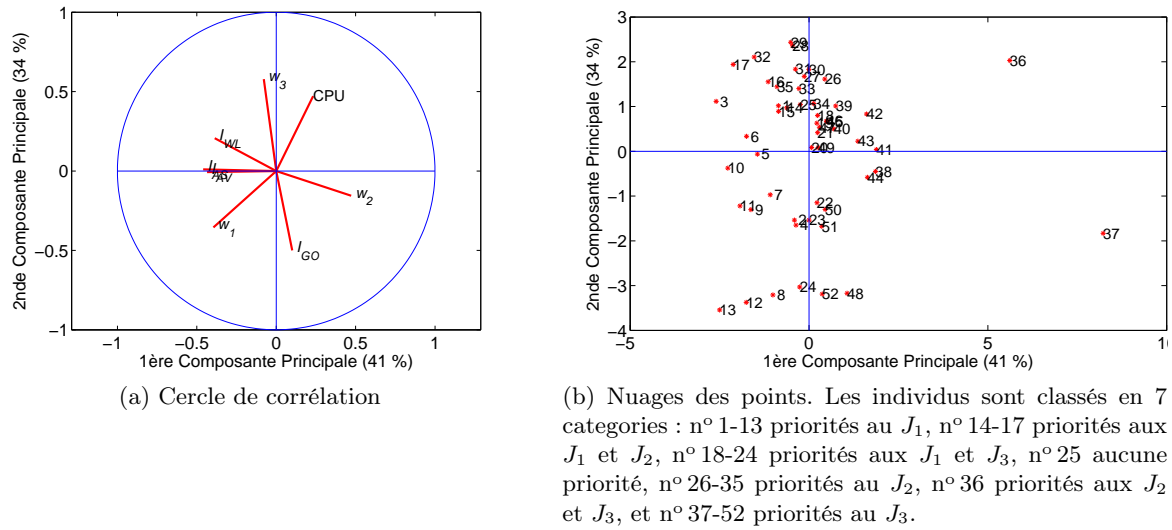


FIGURE 3.28 – Représentation de la relation entre les coefficients de pondération (w) et les indices de performance ainsi que le CPU en utilisant la méthode d'ACP

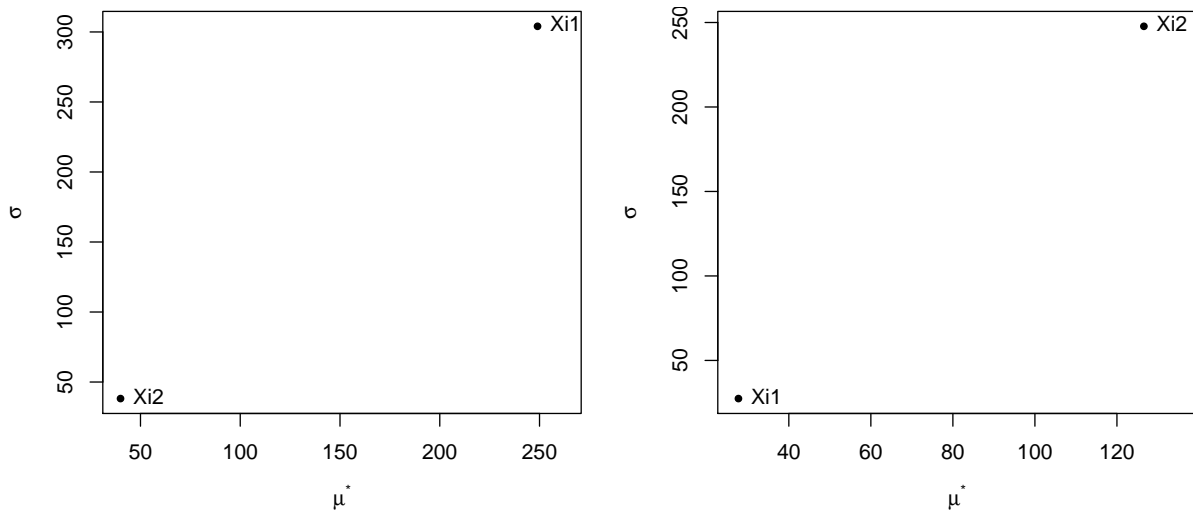
3.5.3.3 Pénalisation du travail de jour et de nuit

Les paramètres ξ sont désignés pour la pondération du travail de jour et de nuit. Les travaux de jour et de nuit sont respectivement pondérés par ξ_1 , et ξ_2 (section 3.1.3.2, Eqs. 3.28, 3.29, 3.50, 3.51, 3.65, 3.66, 3.91, 3.94 et 3.95). Pour le test de ces paramètres, nous modifions les valeurs ξ en fonction des tirages du plan d'expérience par la méthode de Morris. De la même manière que pour le test de la pondération des critères, nous choisissons le nombre d'effets élémentaires à 15. Les tirages génèrent les valeurs Ξ_1 et Ξ_2 telles que

$$\begin{aligned}\xi_1 &= \frac{\Xi_1}{\max(\Xi_1 + \Xi_2, 10^{-3})} \\ \xi_2 &= \frac{\Xi_2}{\max(\Xi_1 + \Xi_2, 10^{-3})}\end{aligned}\quad (3.106)$$

Le nombre d'optimisation pour étudier ces paramètres est de 42. Avec ces 42 calculs, nous déterminons l'indice de Morris qui est exprimé dans la figure 3.29. Les travaux de jour, et de nuit dépendent respectivement significativement des paramètres Ξ_1 , et Ξ_2 .

Pour confirmer que Ξ donnent les mêmes effets que ξ aux travaux de jour et de nuit, nous utilisons l'ACP pour étudier les relations ξ et les travaux de jour et de nuit à partir des mêmes résultats des optimisations. Cependant, il n'existe que 17 calculs qui ne sont pas répétitifs, parmi les 42 calculs ci-dessus. Le résultat de ces 17 calculs est indiqué dans le tableau D.2. La représentation de ces 17 individus est sur la figure 3.30b et les relations entre les vecteurs des variables étudiées sont sur la figure 3.30a. Les projections de ces vecteurs sont moins présentées sur l'axe mais le résultat de l'analyse permet d'interpréter que le travail de jour est négativement et faiblement corrélé avec ξ_1 et positivement mais faiblement corrélé avec ξ_2 . A l'inverse, le travail



(a) Etude sur le temps du travail de jour en mn

(b) Etude sur le temps du travail de nuit en mn

FIGURE 3.29 – Résultats des analyses de sensibilité des coefficients pénalisants le travail de jour et de nuit (ξ) sur le temps de travail de jour et de nuit par l'indice de Morris. Sur ces deux graphes, $\xi_i = \Xi$, $\sigma =$ valeur d'écart type des effets élémentaires, et $\mu^* =$ valeur moyenne des effets élémentaires.

de nuit est positivement mais faiblement corrélé avec ξ_1 et négativement et faiblement corrélé avec ξ_2 .

En comparant les résultats de l'analyse de sensibilité par l'indice de Morris et de l'ACP, Ξ et ξ donnent quasiment le même effet sur les travaux de jour et de nuit du garde canal. Ainsi, nous pouvons dire que si l'on s'intéresse à la priorité du travail de nuit, il faut augmenter ξ_2 ou diminuer ξ_1 et à l'inverse pour la priorité du travail de jour.

3.6 Conclusion

Nous avons développé de nombreuses méthodes pour s'adapter aux caractéristiques du réseau, au mode de distribution et aux objectifs du gestionnaire. Toutes les méthodes permettent bien de trouver le scénario optimal de la distribution de l'eau (les manœuvres des vannes, l'heure, la durée de l'ouverture et le débit de chaque prise d'irrigation).

Ces méthodes sont basées sur le problème d'optimisation des multi-objectifs sous la programmation linéaire en variables mixtes (MILP). Trois critères d'objectifs qui portent sur l'adéquation, l'efficacité hydraulique, et la main d'œuvre, sont sélectionnés pour être mises en jeu avec leur pondération dans la fonction d'objectif. Les contraintes de l'optimisation portent sur les limites de l'allocation, et les contraintes liées au système physique du réseau, à la ressource et à la main d'œuvre. Le développement de ces méthodes a par ailleurs aussi pris en compte les cadres de la distribution au tour d'eau fixe, arrangé, modulé, et à la demande en fréquences arrangées. Les

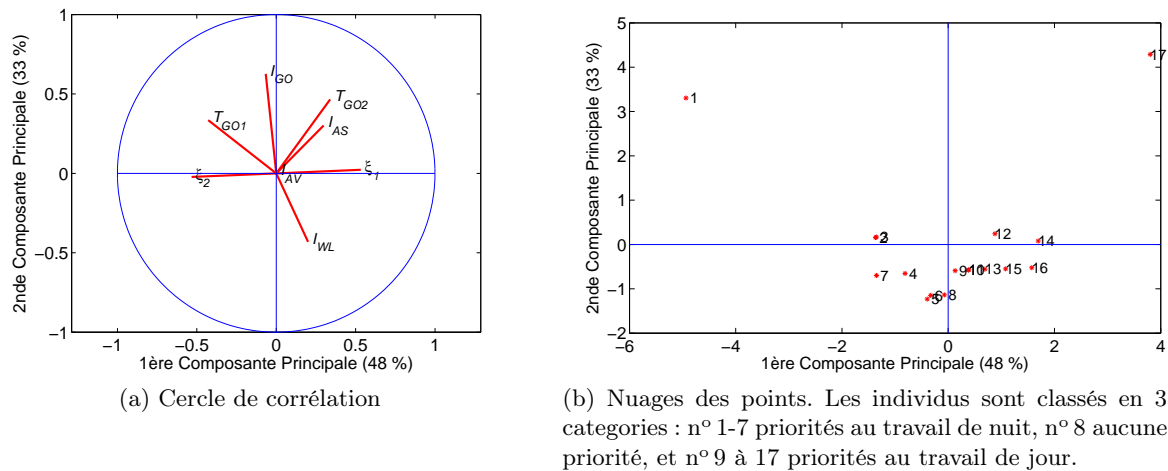


FIGURE 3.30 – Représentation des relations entre les coefficients de pondération du travail de jour et de nuit et les indices de performance en utilisant la méthode d'ACP. T_{GO1} = le travail de jour exprimé en mn et T_{GO2} = le travail de nuit exprimé en mn

aspects de réseau hétérogène³ et de réseau modernisé sont aussi intégrés dans les méthodes. En outre, la planification peut être faite sans ou avec les priorités entre les usagers, entre les critères d'objectifs et entre les travaux de jour et de nuit du garde canal.

Les méthodes ont également introduit les paramètres ϵ pour le facteur minimum du volume d'eau planifié, α et β pour donner les priorités sur les prises en terme de l'heure de démarrage et en terme de volume d'eau planifié, ξ pour la pondération du travail de jour et de nuit du garde canal, et w pour la pondération des critères d'optimisation. Les tests ci-dessus ont bien montré l'effet significatif de ces paramètres aux termes pondérés sauf le cas w_1 qui donne un faible effet sur le terme de l'adéquation. Les tests ont bien montré également que les changements des valeurs w_1 et w_3 perturbent fortement le temps CPU.

Selon les analyses des résultats, les méthodes qui constituent des options t_1d_2 et des options t_2d_2 sont plus intéressantes en terme de représentation du problème et de temps de calcul. Les options t_1d_2 pour le réseau ayant de nombreux biefs et prises mais une durée de tour d'eau courte. Si le réseau comprend peu de bief et des prises, les options t_2d_2 sont plus intéressants. Cependant, toutes les méthodes qui constituent de t_2 ne traitent pas le problème d'un réseau ayant une capacité de stockage.

Pour un grand réseau et une durée de tour d'eau importante, la résolution du problème est mieux appréhendée lorsque l'on utilise la tactique de couplage ou bien la tactique avec la solution heuristique.

³Un réseau qui comprend plusieurs niveau de canaux et de bifurcation, et prises d'eau pour multi-usage et diverses cultures

CHAPITRE 4

PLANIFICATION D'UN TOUR D'EAU POUR LA GESTION D'UN RÉSEAU

Sommaire

4.1	Introduction	122
4.2	Méthodologie	122
4.3	Planification d'un tour d'eau sur un réseau virtuel	126
4.3.1	Analyse du résultat de l'allocation de l'eau	126
4.3.2	Analyse du résultat des variables hydrauliques	127
4.3.3	Analyse du résultat du travail du garde canal	129
4.3.4	Conclusion de la section	132
4.4	Planification d'un tour d'eau : cas d'un réseau réel	132
4.4.1	Réseau et variables d'entrée	133
4.4.2	Résultats des optimisations	136
4.4.3	Evaluation du scénario optimal par modèle hydraulique	139
4.4.3.1	Modélisation du réseau par le logiciel SIC ²	142
4.4.3.2	Scénario de simulation	148
4.4.3.3	Résultats et Discussions	148
4.5	Conclusion	154

Ce chapitre est organisé en 5 sections dont la première introduit les enjeux et l'objet du chapitre. La deuxième section présente la méthodologie pour la planification avant et pendant la distribution de l'eau. Un exemple de la planification d'un tour d'eau sur un réseau virtuel est démontré dans la section 3. Dans la section 4, la planification d'un tour d'eau et la simulation du scénario de gestion pour le secteur secondaire du Canal de Gignac sont étudiées. La conclusion sur l'application d'une méthode dans un cas d'exemple numérique et dans un cas pratique est faite dans la section 5.

4.1 Introduction

Sur un réseau de canaux à surface libre, l'eau est en général envoyée par tour d'eau aux prises d'eau qui se situent tout le long des canaux primaires, secondaires, et tertiaires. Lors de la saison d'irrigation qui arrive, le gestionnaire distribue un calendrier d'arrosage (ou d'allocation de l'eau) aux usagers pour leur tour d'eau. Par ailleurs, un garde canal organise son plan des manœuvres de vannes pour gérer les flux d'eau selon le calendrier d'arrosage. Les planifications d'un calendrier d'arrosage et des manœuvres de vannes ne sont pas manuellement faisables lorsque l'on s'intéresse au problème de distribution d'eau sur un réseau hétérogène et un réseau modernisé en visant à s'adapter aux besoins des plantes ou aux demandes des usagers. Dans cette perspective, nous avons développé une série de méthodes et nous les avons implémentées dans des outils logiciels pour la planification d'un tour d'eau ou des tours d'eau pour la gestion d'un réseau de canaux d'irrigation (chapitre 3).

Dans ce chapitre, nous les utiliserons pour les planifications des scénarios optimaux de la distribution sur un réseau virtuel utilisé pour les tests dans le chapitre 3, et sur un réseau réel d'un secteur secondaire du Canal de Gignac. Nous utiliserons le réseau virtuel qui comprend moins de complexités et d'enjeux pour l'optimisation afin de mieux illustrer le problème de planification d'un tour d'eau arrangé avant et pendant la distribution d'eau. Nous considérons par ailleurs un secteur secondaire du Canal de Gignac pour l'application sur un problème réel, avec ses caractéristiques et ses enjeux : un réseau à plusieurs niveaux de canaux à surface libre, les vannes de régulation manœuvrées par un garde canal, la distribution au tour d'eau mixte (tour d'eau fixe et arrangé), et le nombre élevé de prises, avec des usages multiples ainsi que pour diverses cultures. Le scénario optimal de la distribution obtenu de l'optimisation sera évalué par la simulation de celui-ci sur le modèle du réseau en utilisant le logiciel SIC².

4.2 Méthodologie

Pour la gestion des canaux, il existe un calendrier d'arrosage (ou planning de l'allocation de l'eau) et un planning de manœuvre des vannes à définir avant et pendant le tour d'eau. Sur une saison d'irrigation, il existe de nombreux tours d'eau. Lorsque l'on enchaîne les tours d'eau consécutifs dans les cas du tour d'eau arrangé, mixte, ou autre, il s'agit de la planification des tours d'eau (Fig. 4.1).

Pour le premier tour d'eau, la planification est faite à partir des données et conditions initiales (à l'instant t_0). En ce qui concerne les tours d'eau suivants, elle est faite à chaque tour d'eau avec les nouvelles données : valeurs souhaitées (demandées, fixées ou modulées), conditions initiales du réseau (à l'instant t_n du tour d'eau précédent), ressource, horaires de travail du garde canal, et éventuellement les nouvelles valeurs des paramètres de priorités.

Particulièrement, l'allocation de l'eau aux prises alimentées par tour d'eau fixe sont inéchangeables par rapport au premier tour d'eau (Fig. 4.1). Les bornes limites inférieures et supérieures des variables S_k , D_k et $U_k(n)$ ou $U_k(\hat{n})$ sont ainsi égales aux valeurs planifiées d'un premier tour

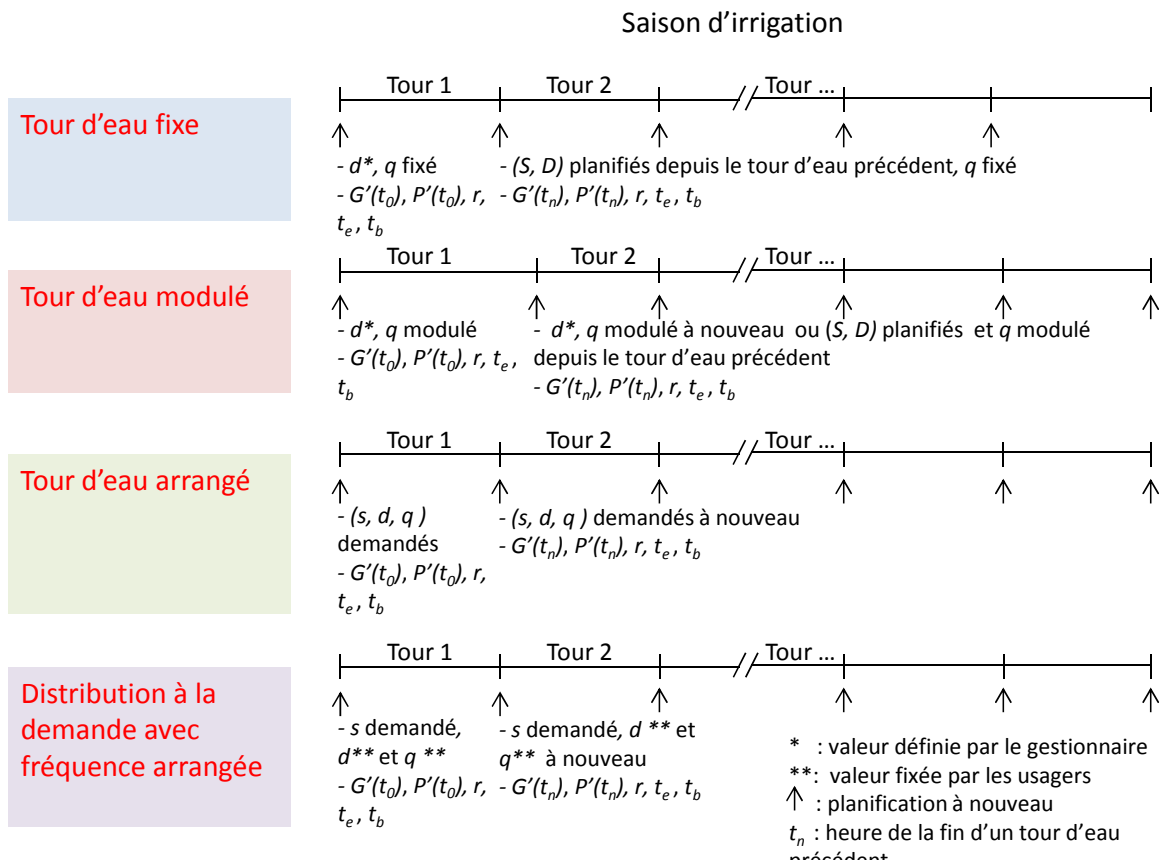


FIGURE 4.1 – Schéma des planifications des tours d'eau

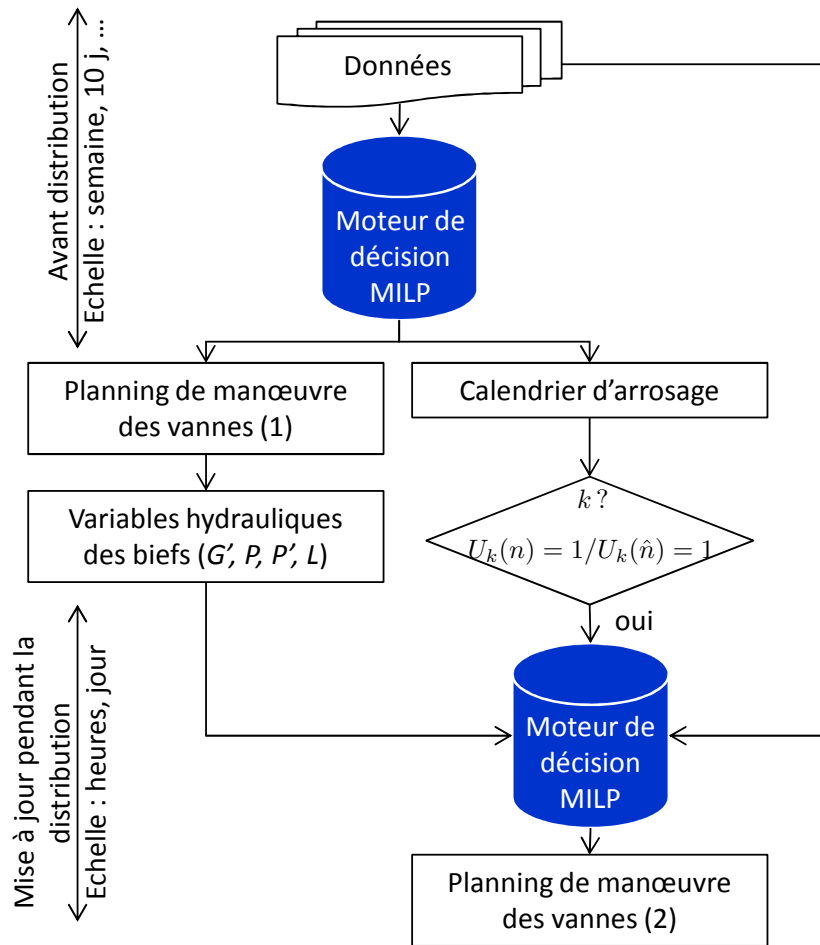


FIGURE 4.2 – Phase de planification de la distribution de l’eau. Le moteur de décision concerne les procédures ci-dessus au choix. Les variables $U_k(n)$ et $U_k(\hat{n})$ sont utilisées pour les méthodes t_1 et t_2 respectivement (chapitre 3).

d’eau.

Le planning de manœuvre peuvent être organisés quotidiennement ou à chaque évènement qui modifie fortement les variables hydrauliques sur le réseau pendant la distribution (Fig. 4.2). Cette action permet de s’adapter aux changements des débits disponibles en tête du canal, ou contraintes imprévues (refus des irrigations, pluie, demande arrangée,...) afin d’améliorer l’efficacité hydraulique et l’adéquation. Pour la mise à jour du planning de manœuvre, le processus est décrit dans la figure 4.2.

Pour la mise à jour d’une période $[t_{n_1}, t_{n_2}]$ d’où t_{n_1} = instant de début et t_{n_2} = instant de fin (Fig. 4.2), nous cherchons les prises qui sont prévues pour prélever durant ce temps à partir du calendrier d’arrosage ; c’est-à-dire que nous cherchons k tel que $\exists n (n \in [t_{n_1}, t_{n_2}])$ avec $U_k(n) = 1$, ou $\exists \hat{n}$ avec $T_i(\hat{n}) \in [t_{n_1}, t_{n_2}]$ et $U_k(\hat{n}) = 1$. Ensuite, nous cherchons des manœuvres des vannes qui permettent de délivrer l’eau à ces prises en tenant compte des nouvelles variables hydrauliques, à l’aide d’un moteur de décision.

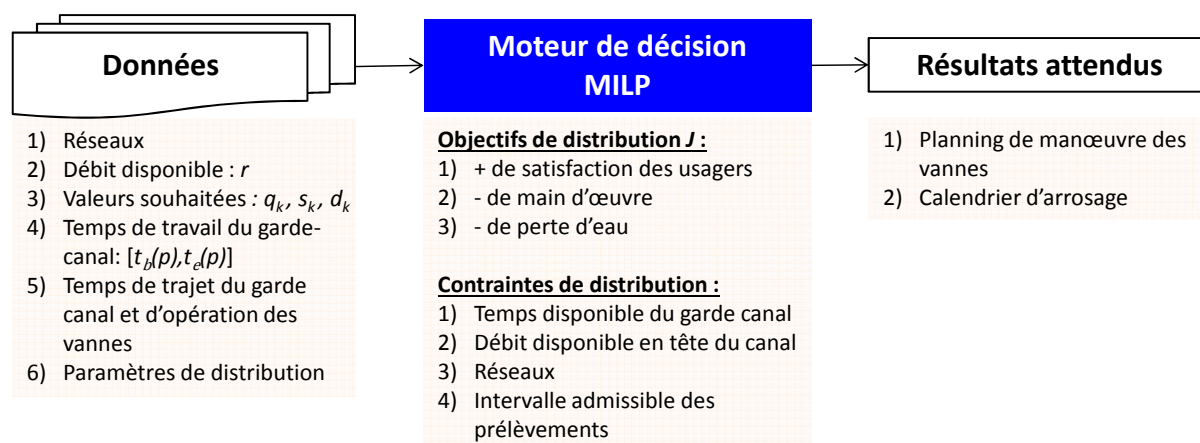


FIGURE 4.3 – Principe de l'optimisation de la distribution de l'eau

Le moteur de décision détermine les objectifs et les contraintes, et trouve une solution optimale. La solution trouvée sert à définir un scénario de la distribution de l'eau, le calendrier des manœuvres de vannes et des prises, et éventuellement le scénario de modernisation du réseau. Le schéma de la figure 4.3 résume les éléments de la procédure d'optimisation. La procédure peut être appliquée dans différents cas : planification des tours d'eau arrangés, fixes ou mixtes avant et pendant la saison d'irrigation avec ou sans scénario de modernisation du réseau.

La planification au travers de l'optimisation nécessite les données suivantes :

1. données liées au réseau. Le réseau est découpé en biefs, il faut connaître les caractéristiques de chaque bief, comme par exemple : la topologie du réseau, le temps de réponse, la capacité de transfert, l'efficacité globale du bief et du réseau, le type de la vanne en entrée du bief, et le coefficient de répartition du débit avec les autres biefs attenants. Par ailleurs, les états du bief et de la vanne au début et à la fin de la distribution sont des options supplémentaires.
2. capacité de la ressource. C'est le débit disponible à l'entrée du réseau sur la durée du tour d'eau (durée de la distribution).
3. données liées à la demande. Il s'agit de la position des prises et des trois paramètres de la demande : instant de démarrage, débit et durée du fonctionnement des prises d'eau. Dans le cas du tour d'eau fixe ou continu, l'instant de démarrage n'est pas demandé. En revanche, les priorités et les bornes limites des prises sont recommandées.
4. horaires de travail du garde canal. Il s'agit des temps (périodes) où le garde canal est disponible pour les manœuvres des vannes.
5. temps des trajets d'une vanne à l'autre y compris le temps de la manœuvre de vanne.
6. paramètres de distribution. C'est le temps de distribution, les temps de jour et de nuit, la priorité des objectifs, la priorité de travail de jour et de nuit, et le volume de travail du garde canal.

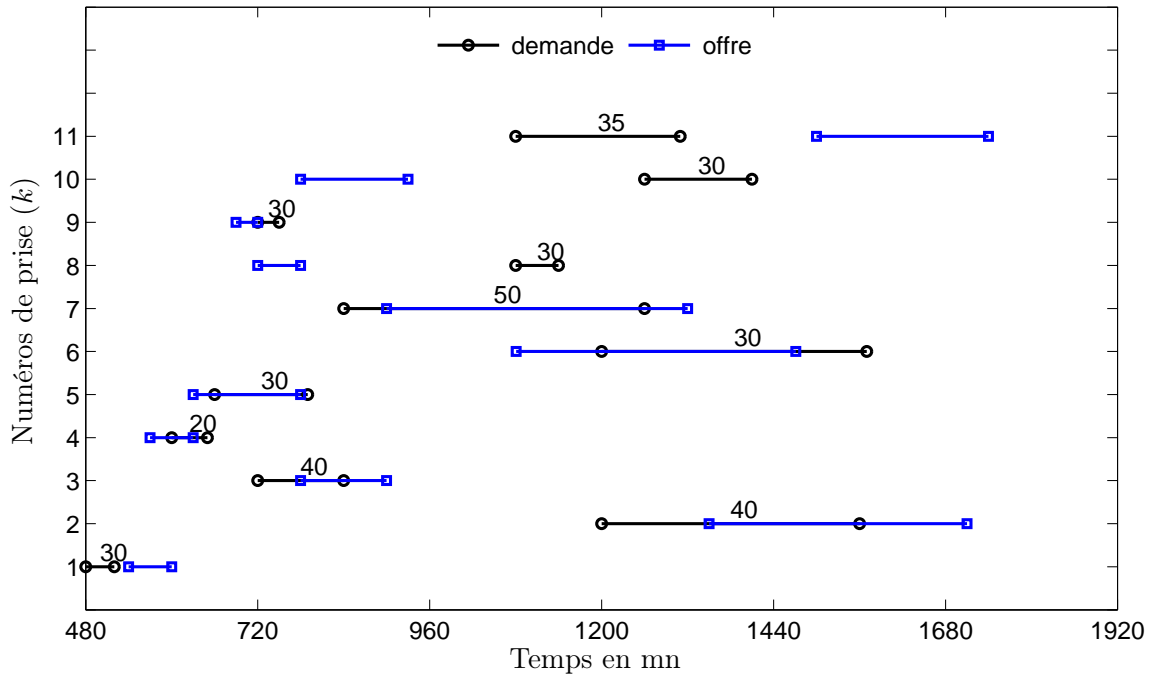


FIGURE 4.4 – Calendrier d’arrosage sur la totalité du réseau : scénario demandé et scénario optimal. Offre = scénario optimal obtenu après l’optimisation. Les valeurs au-dessus des barres sont des débits en l/s.

7. stratégie de modernisation. Il s’agit du nombre de réservoirs à aménager ou de vannes à automatiser.

4.3 Planification d’un tour d’eau sur un réseau virtuel

Nous prenons le résultat du test de la méthode $t_1d_2m_2f_1$ appliquée sur un réseau virtuel (Fig. 3.18), décrit dans la section 3.5.1 à titre d’exemple pour analyser et organiser le calendrier d’arrosage et des manœuvres de vannes.

4.3.1 Analyse du résultat de l’allocation de l’eau

La satisfaction des critères de distribution de l’eau est estimée à 88% et 100% par rapport, respectivement, à l’heure de démarrage et au volume d’eau. Le volume d’eau disponible en tête du réseau est largement suffisant pour alimenter les prises selon la demande (Fig. 4.6). En revanche, le débit disponible et la capacité du réseau ne permettent pas de répondre à certaines demandes qui sont simultanées (Fig. 4.6). Par conséquent, les heures planifiées de démarrage de certaines prises sont décalées avant ou après les heures demandées (Fig. 4.4).

Le tableau 4.1 indique les heures de démarrage et les durées de l’ouverture des prises avant et après l’optimisation, ainsi que les écarts entre ces deux valeurs. Ces écarts sont également illustrés dans la figure 4.5. Les prises n°4, 6, 9, et 11 sont planifiées pour un démarrage du

TABLE 4.1 – Comparaison des scénarios optimaux et demandés de la distribution d'eau. s = heure demandée de démarrage, S = heure planifiée de démarrage, d = durée demandée d'irrigation, et D = durée planifiée d'irrigation.

n° de prise k	heure de démarrage			durée de l'ouverture		
	s	S	$S - s$	d	D	$D - d$
1	480	540	30	40	60	20
2	1200	1350	150	360	360	0
3	720	810	90	120	120	0
4	600	570	-30	50	60	10
5	660	660	0	130	150	20
6	1200	1140	-60	370	390	20
7	840	930	90	420	420	0
8	1080	1710	630	60	60	0
9	720	690	-30	30	30	0
10	1260	1560	300	150	150	0
11	1080	720	-360	230	240	10

prélèvement avant la demande. Cependant, les prises n° 1, 2, 3, 7, 8 et 10 sont planifiées pour un démarrage du prélèvement après la demande. Il existe seulement la prise n° 5 dont l'heure de démarrage est planifiée comme la demande. Les décalages des heures de démarrage des prises par rapport à leurs demandes sont dus aux demandes simultanées qui dépassent la capacité de canal ou la ressource disponible. En effet, les débits totaux demandés aux biefs n° 1, 2 et 3 dépassent à la capacité du canal. Plus particulièrement, les débits totaux demandés du bief n° 1 dépassent aussi la ressource disponible aux alentours de $t = 1200$ mn (Fig. 4.6).

Par ailleurs, les volumes planifiés sont égaux ou supérieurs aux volumes demandés. Ces surplus des volumes sont dus à la discrétisation du temps. En effet, chaque durée de l'ouverture est divisée par un pas de temps et le résultat est arrondi à la valeur supérieure. Par exemple, pour la prise n° 1, la durée demandée de prélèvement est de 40 mn. Lors de discrétisation avec un pas de temps de 30 mn, cette durée devient 2 pas de temps. C'est ainsi que la durée planifiée trouvée est 2 fois le pas de temps (donc 60 mn). Ces surplus ne remettent pas en cause la méthode.

4.3.2 Analyse du résultat des variables hydrauliques

Le réseau est découpé en biefs (section 1.6.2), et chaque bief comporte des prises d'eau. Le transfert d'eau est considéré indépendamment bief par bief. Un bief peut distribuer l'eau aux prises et aux biefs attenants aval. Pour cet exemple, le réseau est découpé en 5 biefs.

- Le bief n° 1 distribue l'eau aux biefs n° 2 et 3 et à la prise n° 1.
- Le bief n° 2 distribue l'eau aux prises n° 2, 3, 4, et 5.
- Le bief n° 3 distribue l'eau aux biefs n° 4 et 5 et aux prises n° 6 et 7.
- Le bief n° 4 distribue l'eau aux prises n° 8, 9 et 10.

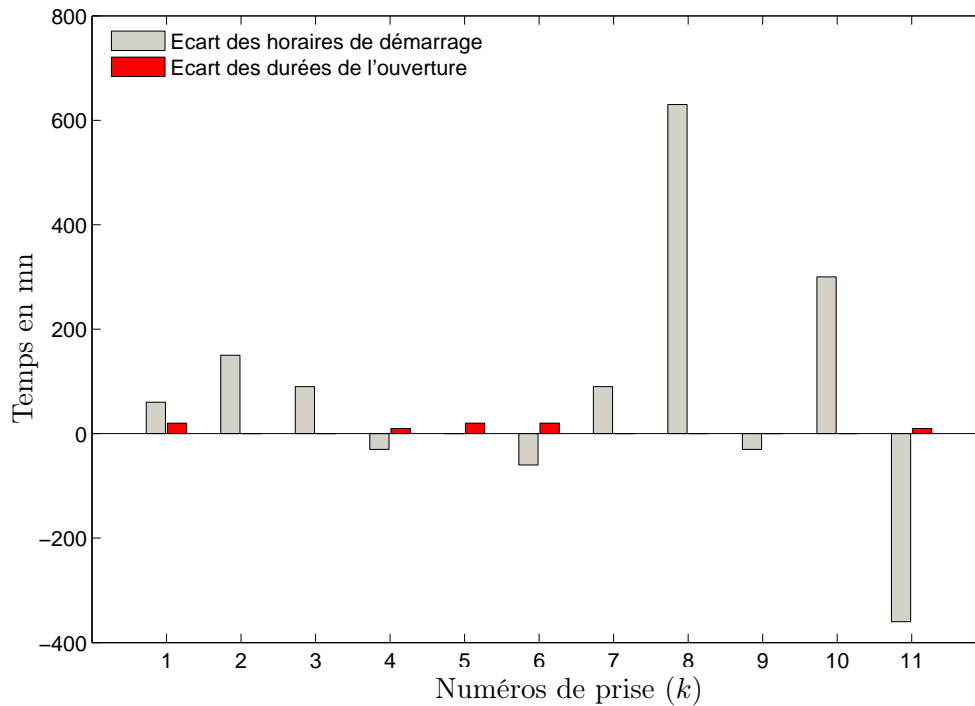


FIGURE 4.5 – Écarts des heures de démarrage et des durées d’ouverture entre le scénario optimal et le scénario demandé de la distribution d’eau

- Le bief n° 5 distribue l’eau à la prise n° 11.

Les temps de transfert d’eau de l’amont du bief aux prises et aux biefs attenants aval sont considérés comme identiques (hypothèse 3, section 3.1.2.1), malgré les différentes positions. De ce fait, il existe un écart d’un temps de retard entre le débit en entrée et en sortie du bief (débits aux prises et aux biefs attenants aval). Sur la figure 4.6, les courbes bleues représentent les débits en entrée du réseau. L’écart des temps entre les courbes bleues et roses correspond au temps de transfert d’eau de l’amont à l’aval du bief (temps de réponse τ). Les prélèvements d’eau de chaque bief sont aussi réalisés avec un retard dû à ce temps.

Par ailleurs, concernant les biefs aval du réseau, le débit non distribué sera perdu au bout du réseau. C’est le cas des biefs 2, 4 et 5. Cependant les biefs n° 1 et 3 ont des biefs attenants aval. Les débits en entrée de ces biefs sont destinés aux prises avant tout, et les restes sont obligatoirement envoyés aux biefs attenants aval. Ainsi, sur la partie droite de la figure 4.6, il existe des courbes discontinues en magenta uniquement pour les biefs n° 2, 4 et 5. Ces courbes représentent des débits non distribués qui sont provoqués par l’absence de manœuvre des vannes à l’entrée du bief. L’absence de manœuvre est due soit à la contrainte de disponibilité du garde canal, soit au compromis des critères d’optimisation. En effet, la charge du travail du garde canal doit être minimisée. Pour cet exemple, la perte d’eau est estimée à 17% du volume d’eau en entrée, le temps de travail représente 16 % du temps prévu initialement, l’adéquation obtenue est de 88% par rapport à l’heure de démarrage et de 100% par rapport au volume d’eau.

Les débits planifiés en entrée du bief sont toujours trouvés inférieurs à la capacité du bief, et au débit disponible en tête du réseau. Ceci est dû à la contrainte de capacité du bief et celle de la ressource. Sur la partie droite de la figure 4.6, est représentée la comparaison des volumes d'eau associés à chaque bief. Les volumes planifiés trouvés pour cet exemple sont plus grands que ceux demandés¹. Les excès de ces volumes sont provoqués par le manque de main d'œuvre ou par le compromis entre les critères d'optimisation, et par des débits prévus pour la perte de transport (efficience de transport ; $\eta = 90\%$).

4.3.3 Analyse du résultat du travail du garde canal

Le travail du garde canal est planifié par période et distingué entre le travail de jour et de nuit. C'est ainsi que le résultat obtenu sur la figure 4.7 montre les manœuvres des vannes sur la période où le garde canal travaille. La ligne bleue claire et rouge sur l'axe des abscisses représente la période de travail du garde canal. La ligne qui est bleue claire est pour le travail de jour, et celle en rouge pour le travail de nuit. Le nombre de manœuvres est de 10 pour le travail de jour et de 5 pour le travail de nuit. En comptant les temps de déplacement et de manœuvre de vanne, ces temps sont estimés à 130 mn pour le travail de jour, et 65 mn de nuit.

Le résultat montre qu'il existe de nombreuses manœuvres sur la vanne n° 1. Ces manœuvres sont nécessaires pour régler les débits en entrée du réseau selon les demandes. De ce fait, la perte d'eau au bout de réseau est réduite.

La vanne n° 2 est la vanne en tête du bief n° 2. La régulation de cette vanne permet de contrôler les débits en entrée du bief n° 2. La figure 4.7 (graphe des débits totaux du bief n° 2) a montré que le bief n° 2 est en eau 3 fois : $t \in \{540 \text{ s}; 600 \text{ s}\}$ et $q = 25 \text{ l/s}$, $t \in \{630 \text{ s}; 900 \text{ s}\}$ et $q = 45 \text{ l/s}$, et $t \in \{1320 \text{ s}; 1710 \text{ s}\}$ et $q = 45 \text{ l/s}$. Cependant la vanne est manœuvrée seulement 2 fois dont la première est pour la fermeture complète à $t = 900 \text{ s}$ et la deuxième est pour la ré-ouverture pour un débit 45 l/s à $t = 1320 \text{ s}$. La première manœuvre correspond à l'arrêt du fonctionnement après la deuxième mise en eau. Le bief est à sec entre la première et la deuxième période de mise en eau, à cause de la coupure d'eau du bief n° 1 (Fig. 4.7, graphe des débits totaux du bief n° 1). La dernière manœuvre correspond à la dernière mise en eau. Le bief n° 2 est à sec après la fermeture complète de la vanne n° 1 (fin de distribution de l'eau). La vanne du bief n° 2 reste ouverte. Alors, la première mise en eau du bief est faite sans action sur la vanne par le garde canal. En effet, la vanne n° 2 est déjà ouverte à $t = 0 \text{ s}$ (Tab. 3.2).

La vanne n° 3 (en tête du bief n° 3) est manœuvrée 1 fois à $t = 630 \text{ s}$ pour un débit 45 l/s . Le bief est à sec quand $t = 1710 \text{ s}$: ceci correspond à la fin de distribution de l'eau, la vanne reste ainsi ouverte. La variation des débits entre $t = 630 \text{ s}$ et $t = 1710 \text{ s}$ est due à la perturbation au niveau du bief n° 1, mais également à la fermeture du bief n° 2. Cette perturbation n'a aucun rapport avec la manœuvre de la vanne n° 3.

Par ailleurs, la vanne n° 4 (en tête du bief n° 4) est opérée 3 fois dont les deux premières sont pour la mise en eau pour la prise n° 8 et dont la dernière est pour les prises n° 9 et 10 (Fig. 4.5).

¹Les volumes demandés sont calculés à partir des durées demandées en nombre entier de pas du temps (après l'arrondi lors de la discrétisation)

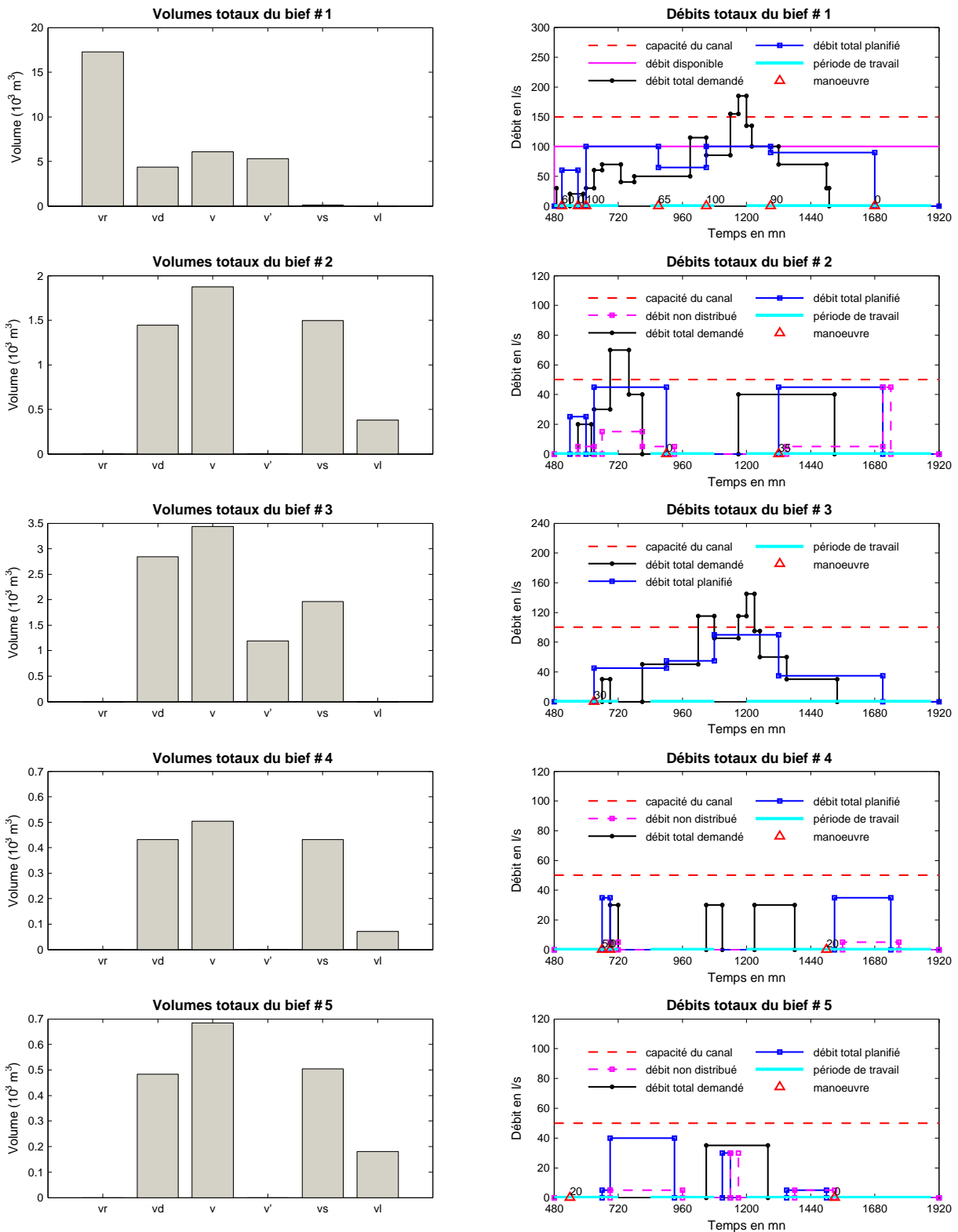


FIGURE 4.6 – Comparaison des volumes d'eau associés au bief et calendrier de la mise en eau sur le réseau. vr = volume d'eau disponible en tête du canal, vd = volume total demandé par bief, v = volume d'eau en entrée du bief concerné, v' = volume d'eau en entrée des biefs attenants aval, vs = volume d'eau distribué aux prises du bief et vl = volume d'eau non distribué.

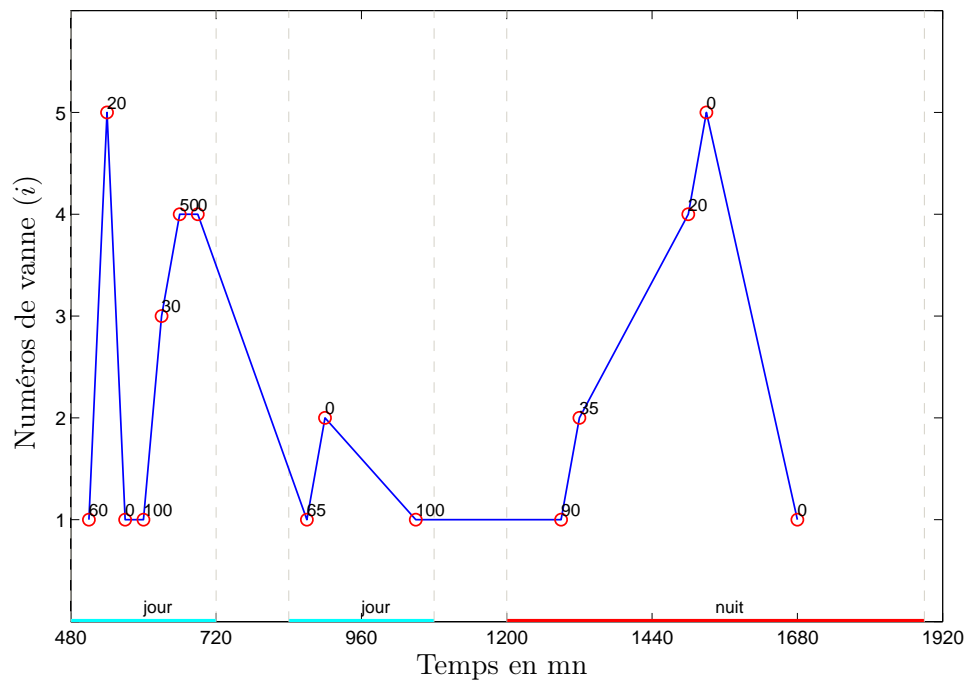


FIGURE 4.7 – Planning de manœuvre des vannes. Les petits cercles rouges sont les points qui représentent les manœuvres des vannes. Les valeurs attachées à ces cercles sont des débits de consigne en l/s. Les lignes bleues claires et rouges représentent les périodes où le garde canal est disponible pour manœuvrer des vannes. Les espaces entre les lignes bleues claires, entre les lignes rouges, ou entre les lignes bleues claires et rouges correspondent aux périodes des indisponibilités du garde canal. La ligne bleue représente les trajectoires du garde canal entre les vannes indiquées en ordonnée.

La vanne reste également ouverte à la fin de la distribution de l'eau.

Concernant la vanne n° 5 (en tête du bief n° 5), la vanne est ouverte depuis $t = 0$ s pour un débit de consigne de 35 l/s comme la vanne n° 2. Cependant, la vanne n° 5 est manœuvrée à $t = 540$ s pour un débit de consigne de 20 l/s. Le bief n° 5 est à sec entre $t = 540$ s et $t = 660$ s : ceci est dû à la non-disponibilité de l'eau en tête du bief, et la régulation de la vanne qui est faite avant l'arrivée de l'eau. La réduction de l'ouverture de la vanne d'un débit du 35 l/s à 20 l/s est nécessaire pour éviter de faire plusieurs manœuvres sur cette vanne.

Les débits de consigne (les valeurs sur le graphe de la figure 4.7) sont nécessaires pour calculer les débits réels en entrée du bief (section 3.1.2.2). Les débits réels peuvent être différents de ceux-ci. Par exemple, la vanne n° 3 est manœuvrée à $t = 660$ s avec le débit de consigne = 30 l/s mais le débit réel = 45 l/s (Fig. 4.6, bief n° 3). Le calcul des débits réels est aussi fonction des débits disponibles en tête du bief après les prélèvements sur les prises du bief amont. Dans le cas où il n'existe pas de prélèvements sur le bief amont et des biefs qui se connectent au même nœud, les débits réels sont identiques à ceux de consigne, par exemple sur le bief n° 1. Outre le calcul des débits réels, les débits de consigne sont aussi ultérieurement utilisés pour calculer l'ouverture des vannes lors de la mise en eau sur le réseau.

4.3.4 Conclusion de la section

Les résultats d'analyse nous amènent à conclure que la méthode d'optimisation permet de planifier un planning de manœuvre des vannes et un calendrier d'arrosage, en tenant compte de différents contraintes et objectifs. Dans le scénario choisi, les manœuvres et le calendrier permettent d'assurer une efficacité hydraulique de 83 %, alors que celle-ci serait de 57 % si ce canal fonctionnait avec un débit continu de 100 l/s. Nous appliquons maintenant la méthode au secteur secondaire du Canal de Gignac présenté dans le chapitre 3.

4.4 Planification d'un tour d'eau d'un secteur secondaire du Canal de Gignac

Le canal de Saint-André et Ceyras est un canal secondaire du Canal de Gignac qui s'étend sur 2,873 km. Il alimente 5 canaux tertiaires et 201 prises d'eau (sur le canal secondaire même et sur les canaux tertiaires) ; le détail de ce secteur est déjà décrit dans la section 2.2.1. Parmi les 201 prises, 9 sont pour l'usage urbain et le reste est pour l'usage agricole, notamment pour l'arrosage des vignobles. La distribution de l'eau aux prises sur ce secteur est faite en principe par tour d'eau fixe d'une durée de rotation d'une semaine. Mais pour s'adapter aux besoins, il existe des arrangements locaux entre le garde canal et les usagers. Les vannes de régulation du niveau d'eau sur le canal secondaire et les vannes en tête des canaux tertiaires sont gérées par un garde canal qui travaille 24 h/24 et 7 j/7. Les prises sont par ailleurs gérées par les usagers eux-mêmes. Selon le résultat de l'étude décrite dans la section 2.2.1, la performance de la distribution de l'eau sur ce secteur est médiocre : le volume d'eau envoyé au secteur est inférieur à celui du tour

TABLE 4.2 – Caractéristiques et conditions initiales du réseau. x_{1u} , x_{2u} , x_{3u} , x_{1d} , x_{2d} , x_{3d} = abscisses en long (m) le long du canal primaire (indice "1"), secondaire (indice "2") et tertiaire (indice "3"). Les indices "u" = amont et "d" = aval.

i	x_{1u}	x_{2u}	x_{3u}	x_{1d}	x_{2d}	x_{3d}	c (1/s)	η (%)	τ (mn)	a	\widehat{G}_i
1	-	0	0	-	492	0	150	100	15	1	0
2	-	492	0	-	492	800	50	100	15	0,5	0
3	-	492	0	-	1382	0	150	100	30	0,5	0
4	-	1382	0	-	2221	0	115	100	30	1	1
5	-	2221	0	-	2221	1000	50	100	15	0,5	0
6	-	2221	0	-	2267	0	115	100	0	0,5	1
7	-	2267	0	-	2267	500	50	100	10	0,5	0
8	-	2267	0	-	2788	0	115	100	10	0,5	0
9	-	2788	0	-	2788	1000	50	100	15	0,5	0
10	-	2788	0	-	2873	0	50	100	5	0,5	0

d'eau ; néanmoins, la perte d'eau au bout de réseau est importante ; cette perte est expliquée par la mauvaise synchronisation entre les cheminements de l'eau et les prélèvements sur les prises. Dans cette perspective, on souhaite réorganiser le tour d'eau de ces 201 prises.

4.4.1 Réseau et variables d'entrée

Le réseau est simplifié et coupé en 10 biefs dont 2 sont des biefs artificiels qui sont créés pour éviter le temps de réponse important (Fig. 4.8). Les vannes artificielles sont considérées comme des vannes automatiques (aucune manœuvre). Chaque canal tertiaire est considéré comme un bief, et les prises sur ce canal sont regroupées comme une seule prise, qui représenterait toutes les demandes afin de réduire la taille du problème de l'optimisation. Le nombre de prises devient au final 24 dont 5 représentent les prises des canaux tertiaires et 19 sont les prises sur le canal secondaire.

Les capacités des biefs et les temps de réponse dans les biefs sont calculés par le modèle hydraulique de ce réseau à l'aide du logiciel SIC² (<http://sic.g-eau.net>). Les résultats des calculs sont exprimés dans le tableau 4.2. Par ailleurs, comme le canal est en béton, les valeurs de η sont estimées à 100 % (pas de perte par infiltration) pour tous les biefs. Les valeurs de a sont données également dans le tableau 4.2.

Outre les prises sur un canal tertiaire qui sont regroupées, les prises d'une branche quelconque qui prélèvent l'eau du canal secondaire sont aussi regroupées. Dans le tableau 4.3, les numéros de prise avec * représentent des prises regroupées. Les demandes (s et d) sont considérées comme les paramètres du tour d'eau attribués aux usagers en 2012. Les valeurs de ε , α et β sont également fixées. Les valeurs de ε_{k*} , α_{k*} et β_{k*} sont obtenues par la moyenne des valeurs des prises regroupées. L'heure de démarrage s_{k*} est égale à celle minimale des prises regroupées et la durée d_{k*} est égale à la somme des durées de ces prises. En plus, le débit q_{k*} est à égal au débit maximum de ces prises.

Pour l'optimisation, nous considérons que le canal est à sec au démarrage et à la fin du tour

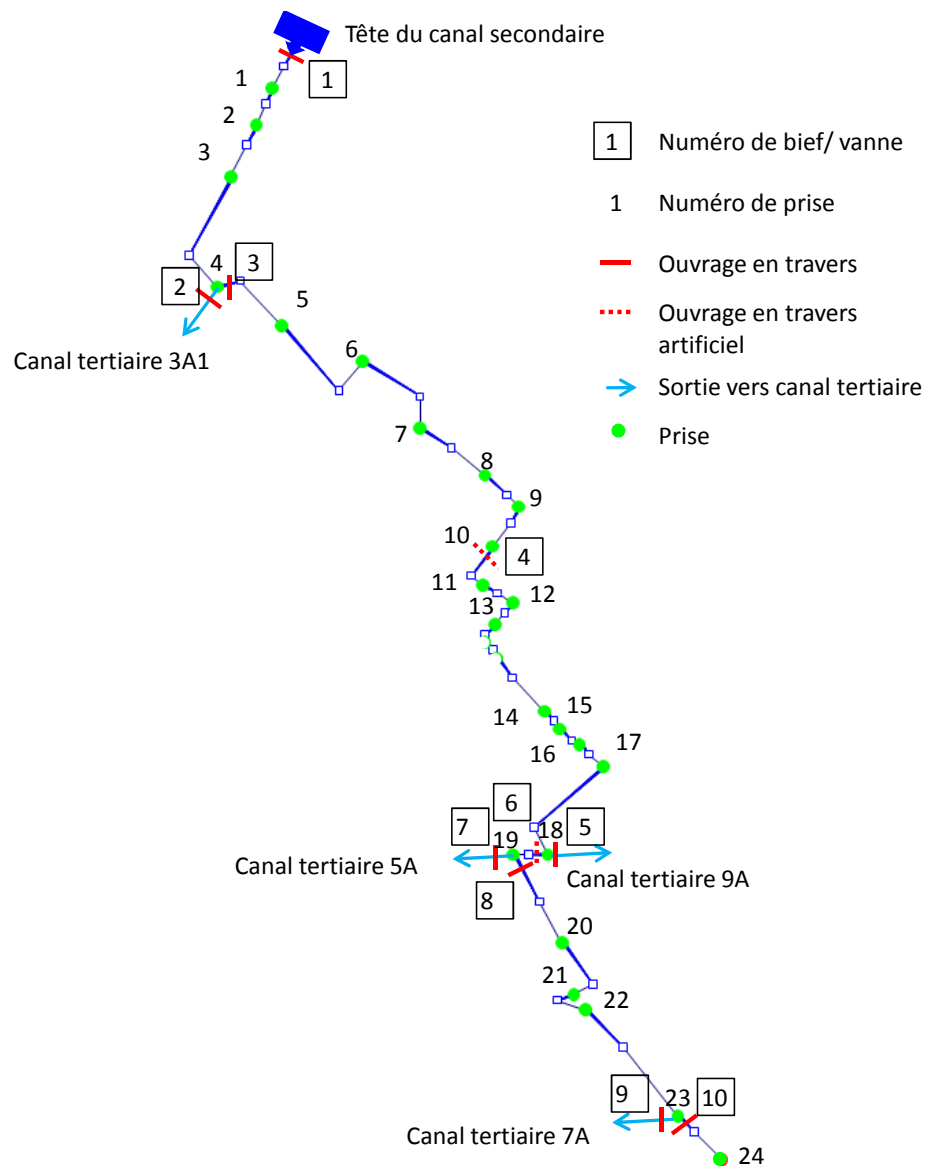


FIGURE 4.8 – Schéma simplifié du canal de Saint-André et Ceyras (canal secondaire du Canal de Gignac) pour l'optimisation d'un tour d'eau

TABLE 4.3 – Position, coefficients prioritaires et demandes des prises. x_1 , x_2 et x_3 = abscisses en long (m) du canal primaire, secondaire et tertiaire respectivement. k^* = numéro de prises regroupées

k	x_1	x_2	x_3	α	β	ε (%)	\underline{s}^* (h)	s			\bar{s}^* (h)	d (mn)
								jour	heure	minute		
1*	-	10	0	100	1	10	-Inf	5	16	45	Inf	645
2*	-	80	0	100	1	10	-Inf	6	7	57	Inf	246
3	-	260	0	100	1	10	-Inf	6	14	3	Inf	105
4*	-	492	375	36	1	10	-Inf	1	1	27	Inf	4953
5	-	560	0	100	1	10	-Inf	6	22	44	Inf	102
6*	-	860	0	100	1	10	-Inf	1	3	2	Inf	1761
7*	-	990	0	1	1	10	-Inf	1	4	53	Inf	174
8	-	1190	0	1	1	10	-Inf	3	20	18	Inf	135
9	-	1240	0	1	1	10	-Inf	3	17	21	Inf	177
10	-	1381	0	1	1	10	-Inf	1	8	5	Inf	189
11*	-	1420	0	34	1	10	-Inf	1	7	47	Inf	456
12	-	1470	0	100	1	10	-Inf	2	10	41	Inf	1053
13	-	1589	0	1	1	10	-Inf	1	17	5	Inf	102
14	-	1790	0	100	1	10	-Inf	3	1	53	Inf	732
15	-	1800	0	100	1	10	-Inf	5	4	23	Inf	96
16*	-	1830	0	100	1	10	-Inf	4	20	35	Inf	327
17*	-	1971	0	100	1	10	-Inf	5	5	59	Inf	1782
18*	-	2221	215	82	1	10	-Inf	1	0	24	Inf	9090
19*	-	2267	60	55	1	10	-Inf	1	20	14	Inf	3531
20*	-	2325	0	61	1	10	-Inf	3	3	21	Inf	1239
21*	-	2455	0	95	1	10	-Inf	1	22	30	Inf	2973
22*	-	2480	0	82	1	10	-Inf	1	0	0	Inf	5421
23*	-	2788	155	61	1	10	-Inf	1	0	15	Inf	4206
24*	-	2873	0	21	1	10	-Inf	1	0	0	Inf	2391

La main d'eau est définie initialement à 35 l/s ($q_k = 35 \forall k$). Cependant, elle est réduite à 30 l/s ($q_k = 30 \forall k$) pour mieux s'adapter aux débits disponibles mesurés en 2012.

d'eau. Le garde du canal est disponible de 0 h du jour 1 jusqu'à 24 h du jour 7 sans repos. Ses temps des trajets entre les vannes sont calculés en supposant qu'il se déplace le long du canal avec une vitesse moyenne de 15 km/h. Le temps de manœuvre d'une vanne est supposé être 10 mn. Le tour d'eau commence de 0 h du jour 1 et se termine à 24 h du jour 7. En outre, les débits disponibles en tête du canal secondaire sont calculés à partir des données de mesure en 2012 pour le scénario avec contrainte des débits disponibles (variant entre 70 l/s et 120 l/s) et supposée à 200 l/s pour le scénario sans contrainte du débit disponible. Les débits disponibles calculés sont les débits moyens hebdomadaires pour une période du 01/07/2012 au 31/07/2012 (Fig. 4.11, bief n° 1). Il existe ainsi deux scénarios optimaux de distribution à chercher, qui correspondent aux deux scénarios des débits disponibles.

4.4.2 Résultats des optimisations

La méthode $t_2d_2m_2f_1$ est choisie pour les optimisations de ces deux problèmes : avec, et sans contrainte des débits disponibles. En effet, pour une durée du tour d'eau de 7 jours et le pas de temps 30 mn, le nombre des pas de temps est de 336. Si l'option t_1 est choisie, chaque problème comprend 28988 variables et 66239 contraintes. Alors que l'option t_2 génère pour le problème avec contraintes des débits disponibles, 11774 variables et 34442 contraintes, et pour le problème sans contrainte du débit disponible, 8467 variables et 23403 contraintes. A l'aide d'un ordinateur dont le processeur Intel(R) Core(TM) i7-26000 CPU @ 3,40 GHz et la mémoire installée 8 Go, et du couplage des logiciels IBM ILOG CPLEX et MATLAB, la solution optimale du problème avec contraintes des débits disponibles est trouvée avec un temps de CPU 73399 s (20 h 23 mn 19 s). La solution optimale du problème sans contrainte du débit disponible est trouvée avec un temps de CPU 51601 s (14 h 20 mn). Ces deux solutions permettent d'organiser les calendriers d'arrosage (Fig. 4.9) et de manœuvres de vannes (Fig. 4.10), et l'approvisionnement des flux d'eau sur le réseau (Figs. 4.11 et 4.12).

Le nouveau scénario de tour d'eau répond aux demandes (tour d'eau en 2012) avec 59 % en terme des heures de démarrage et 69 % en terme des volumes d'eau pour le scénario des débits disponibles mesurés en juillet 2012, et 69 % en terme des heures de démarrage et 93 % en terme des volumes d'eau pour le scénario sans contrainte du débit disponible. Ces faibles satisfactions sont dues aux nombreuses demandes simultanées au début du tour d'eau, aux débits disponibles et notamment aux capacités du réseau qui ne permettent pas de répondre à ces demandes. En effet, même si le débit disponible est fixé largement suffisant pour les demandes (scénario sans contrainte du débit disponible), les volumes d'eau d'un scénario optimal n'arrivent pas à répondre à 100 % aux demandes.

La satisfaction en terme des volumes d'eau du scénario avec les contraintes des débits disponibles pourrait être améliorée, si les prélèvements sur les prises n° 11, 13 et 15 sont commencés à $t = 90$ mn au lieu de $t = 102$ mn. En effet, ces trois prises prélèvent l'eau dans le bief n° 4 avec 30 % de leurs demandes et le temps de réponse de tête du réseau à ce bief est de 90 mn. Pour un autre cas, le dernier prélèvement est terminé à $t = 9649$ mn (pour la prise n° 17), alors que la fin du tour d'eau est $t = 10080$ mn. Il dispose ainsi de 431 mn sans distribution. Ce temps permet de

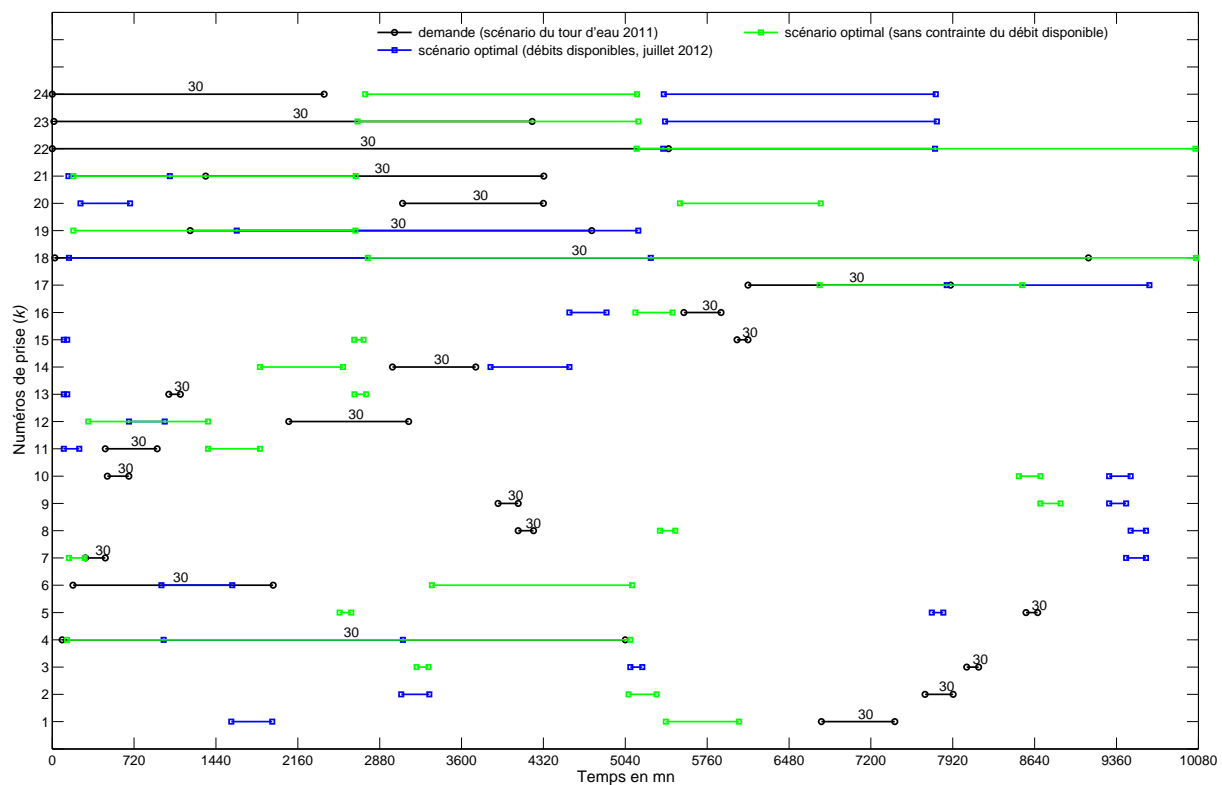


FIGURE 4.9 – Calendrier d’arrosage de différents scénarios du secteur secondaire Saint-André et Ceyras. Les premiers et les dernières prélèvements sont commencés et terminés respectivement à l’instant $t = 102$ mn (début des prélèvements sur les prises n° 11, 13 et 15) et $t = 9649$ mn (fin du prélèvement sur la prise n° 17) pour le scénario avec contraintes des débits disponibles, et à $t = 131$ mn (début du prélèvement sur la prise n° 4) et $t = 10059$ mn (fin du prélèvement sur la prise n° 18) pour le scénario sans contrainte du débit disponible.

donner plus de temps aux prélèvements sur les prises n° 18 et 22, si les heures de démarrage des prises n° 5, 7-10, 17, 23 et 24 se décalent $+391$ mn. Ainsi, aux durées de prélèvement des prises n° 18 et 22 seront ajoutées 391 mn et le dernier prélèvement sera de 10040 mn au lieu de 9641 mn. Pour respecter la contrainte de l’équation 3.79, la fin du prélèvement sur la prise n° 17 ne peut pas dépasser $t=10040$ mn. Cette proposition est faisable, toutefois, la satisfaction en terme des heures de démarrage sera dégradée. Dans cette perspective, la proposition ci-dessus ne remet pas en cause la solution optimale trouvée.

Pour la mise en eau sur le réseau et la gestion des flux d’eau selon les calendriers ci-dessus, le garde canal doit respecter les plans d’actions indiqués dans la figure 4.10. Le garde canal passe 391 mn (217 mn pour le travail de jour et 174 mn pour le travail de nuit) pour le problème avec contraintes des débits disponibles et 313 mn (54 mn pour le travail de jour et 259 mn pour le travail de nuit) pour le problème sans contraintes du débit disponible. Il passe simplement 3% du temps total prévu pour les manœuvres ($I_{GO} = 3\%$). Ces temps sont calculés en faisant la somme des temps passés pour les trajets continus sur le réseau et pour les manœuvres de vannes. Les temps d’attente entre deux manœuvres ne sont pas pris en compte.

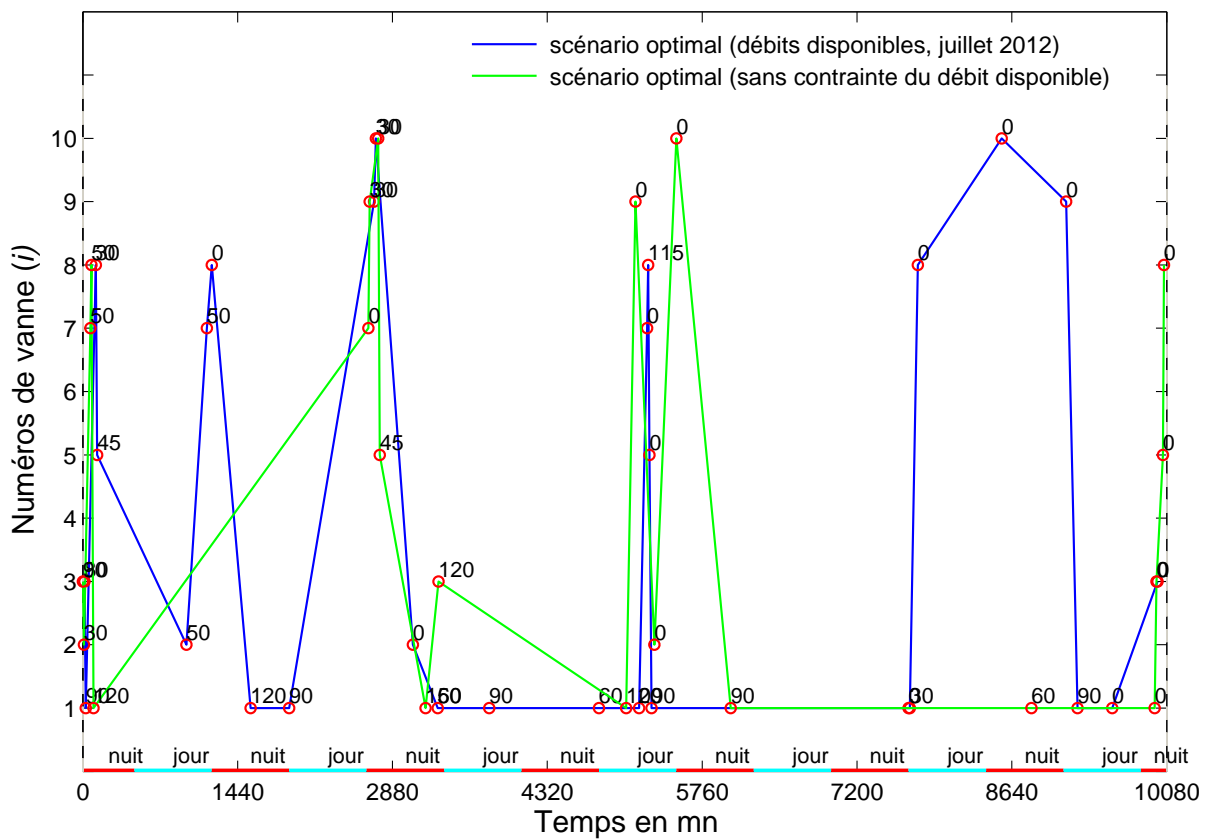


FIGURE 4.10 – Calendrier des manœuvres de vannes de différents scénarios du secteur secondaire Saint-André et Ceyras. Les petits cercles rouges sont les points qui représentent les manœuvres des vannes. Les valeurs attachées à ces cercles sont des débits de consigne en l/s. Les lignes bleues claires et rouges représentent les périodes où le garde canal est disponible pour manœuvrer des vannes. Les lignes bleues et vertes représentent les trajectoires du garde canal.

Le réseau est découpé en 10 biefs dont deux biefs sont contrôlés par les vannes automatiques fictives (vannes n° 4 et 6) pour éviter les erreurs provoquées par le temps de réponse des prises. Le bief n° 1 est le bief en tête, les débits de ce bief sont des débits totaux sur le réseau. Par conséquent, les débits en entrée de ce bief doivent être aussi inférieurs ou égaux à ceux disponibles. Les biefs n° 2, 5, 7, 9, et 10 sont des biefs de sortie du réseau. Les débits non distribués sur ces biefs sont perdus. Pour ces deux scénarios optimaux, l'eau envoyée au réseau correspond à 100 % à l'eau prélevé du réseau. La perte d'eau au bout du réseau est trouvée nulle ($I_{WL} = 0\%$). Les horaires de manœuvres des vannes et les débits de consigne pour chaque bief sont indiqués dans les figures 4.11 et 4.12. Par ailleurs, les biefs n° 4 et 6 sont des biefs contrôlés par les vannes automatiques, aucune manœuvre n'y est réalisée.

Sur les figures 4.11 et 4.12 sont indiqués les scénarios optimaux de la distribution d'eau sur le secteur secondaire du Canal de Gignac pour deux scénarios différents des débits disponibles en tête du réseau : avec contraintes des débits disponibles (manque d'eau) et sans contrainte du débit disponible. Lors de situation du manque d'eau, la durée de prélèvement sur chaque prise est réduite, tout en respectant le volume minimal à attribuer (paramètre ϵ) et les critères d'optimisation ainsi que les priorités.

4.4.3 Evaluation du scénario optimal par modèle hydraulique

L'objet est de valider la faisabilité du calendrier d'arrosage et des manœuvres, en tenant compte du fonctionnement réel du réseau par un modèle hydraulique, étant donnée que le fonctionnement hydraulique a été simplifié dans le problème d'optimisation. En particulier, les dynamiques d'atténuation et les non-linéarités n'ont pas du tout été prises en compte. Le modèle hydraulique doit aussi permettre d'évaluer les temps de retard des biefs.

Le logiciel SIC² (<http://sic.g-eau.net>) est notre choix pour modéliser le réseau secondaire du Canal de Gignac comme nous avons discuté dans le chapitre 1. Le schéma détaillé d'évaluation est exprimé sur la figure 4.13.

Chaque scénario de simulation comprend les débits en entrée du réseau, les instants de manœuvres, les débits de consigne, et les heures, les durées, et les débits prélevés (débits en sorties du réseau) sur les prises. A l'aide du module de régulation du SIC², chaque instant de la manœuvre de vanne ($t = T_G$) ou de démarrage de prise ($t = S_k$), SIC² calcule les ouvertures de la vanne ou de la prise concernée pour atteindre respectivement le débit de consigne et le débit prélevé en fonction des niveaux d'eau amont et aval des ouvrages. A l'instant $t = S_k + D_k$, SIC² ferme la prise k .

Les manœuvres des vannes et les ouvertures et fermetures des prises perturbent les lignes d'eau dans le canal, ce qui engendre des variations de débits en sortie du réseau. Le débit réel prélevé sur chaque prise et le débit rejeté au bout du réseau sont enregistrés. Ces débits servent à calculer ensuite le volume d'eau prélevé sur chaque prise et le volume d'eau perdu. Pour évaluer le scénario, nous calculons les indicateurs adoptés ci-dessus.

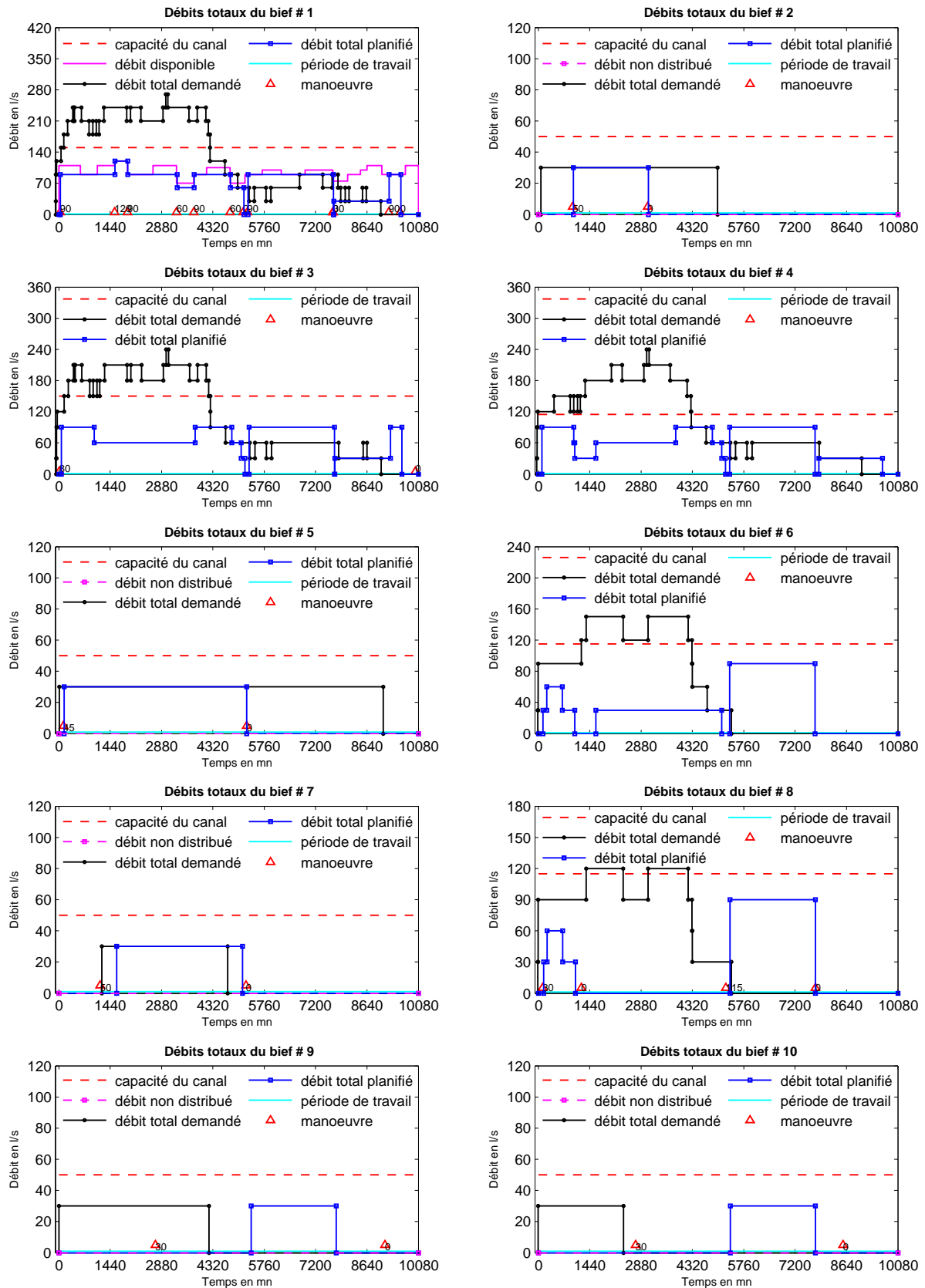


FIGURE 4.11 – Différents débits du secteur secondaire Saint-André et Ceyras : scénario avec contraintes des débits disponibles

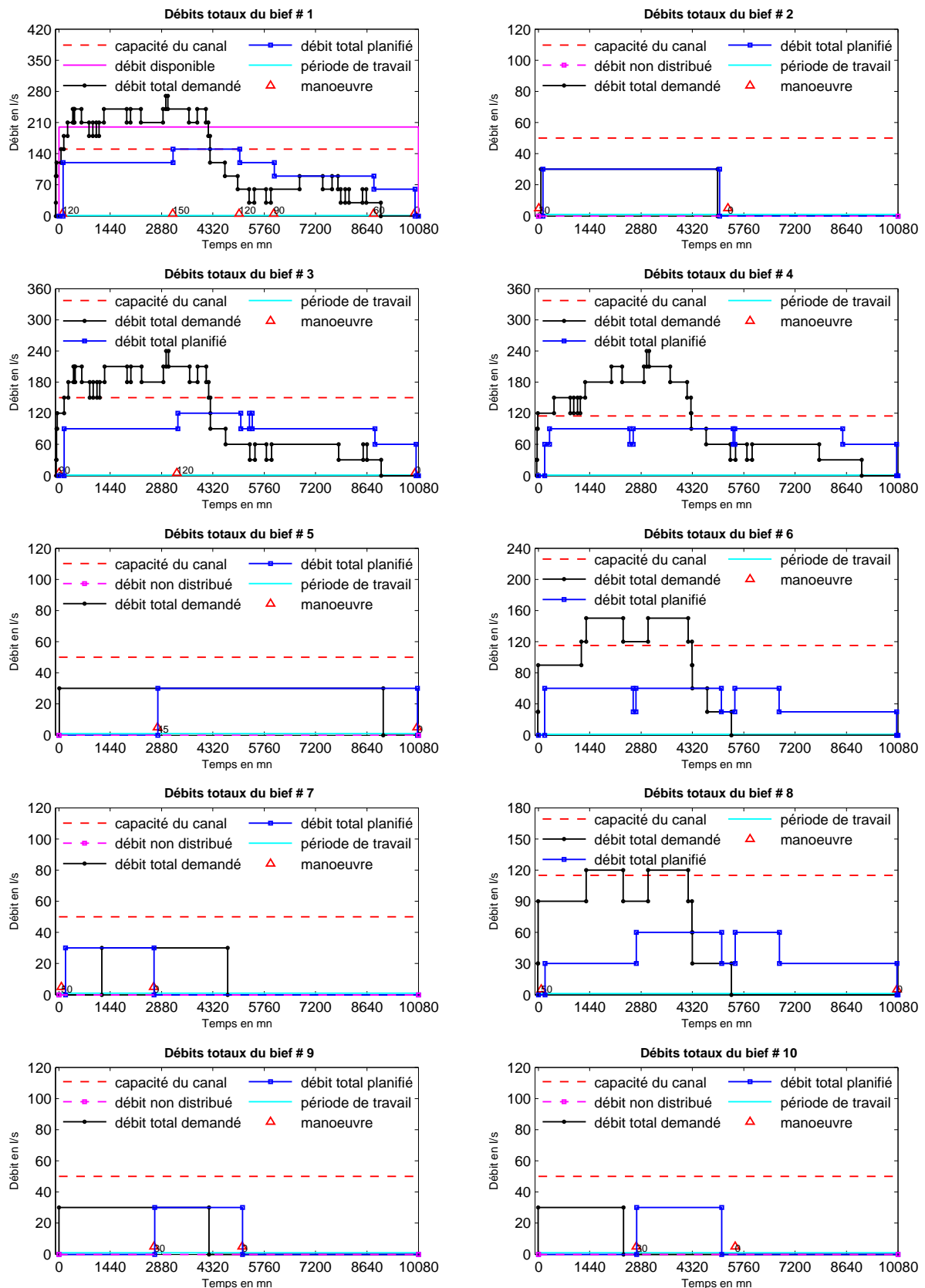


FIGURE 4.12 – Différents débits du secteur secondaire Saint-André et Ceyras : scénario sans contrainte du débit disponible

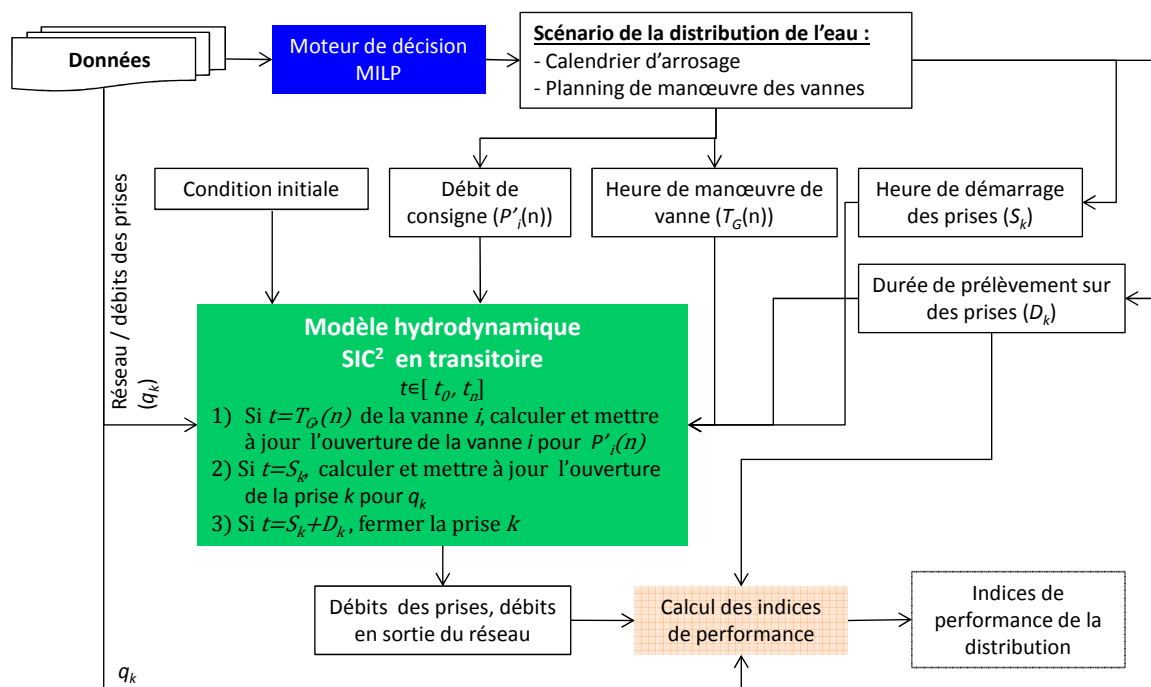


FIGURE 4.13 – Schéma d'évaluation du résultat de l'optimisation par la simulation du modèle hydraulique en utilisant le logiciel SIC²

4.4.3.1 Modélisation du réseau par le logiciel SIC²

Le canal secondaire de Saint-André et Ceyras est modélisé sous le logiciel SIC² (annexe B). Le canal comprend 26 sorties (24 prises d'eau), 19 vannes de régulation des niveaux d'eau (5 vannes pour dévier l'eau aux canaux tertiaires), 3 seuils en travers, et 11 siphons (pour franchir des obstacles). Par la construction du modèle hydraulique SIC², le canal est découpé en biefs qui se situent entre les deux nœuds, sachant que les nœuds sont des entrées et des sorties. Ainsi, ce canal secondaire comprend 26 sorties et 1 entrée, ce qui donne 26 biefs (Fig. 4.14).

Pour renseigner le modèle hydraulique, nous avons effectué une campagne de mesure de géométrie du canal, de débit et de hauteur d'eau. La géométrie du canal a été mesurée par GPS différentiel. La section du canal est en général trapézoïdale ; ses dimensions moyennes en amont sont : largeur du fond = 0,3 m, largeur du bord = 1 m, et hauteur = 0,75 m ; et ses dimensions moyennes en aval sont : largeur du fond = 0,24 m, largeur au bord = 0,75 m, et hauteur = 0,5 m. La pente longitudinale de ce canal est très variée (Fig. B.2), il existe de nombreuses fortes pentes qui créent des écoulements torrentiels, notamment la pente dans le bief n° 2. Puisque SIC² ne permet pas de simuler le scénario de distribution en transitoire lors de l'écoulement torrentiel, nous réduisons les fortes pentes en créant des chutes, ce qui modifie les pentes d'origine. Par conséquent, le temps de transfert est plus long. Cependant, ce temps sera discuté lors du calage des paramètres hydrauliques.

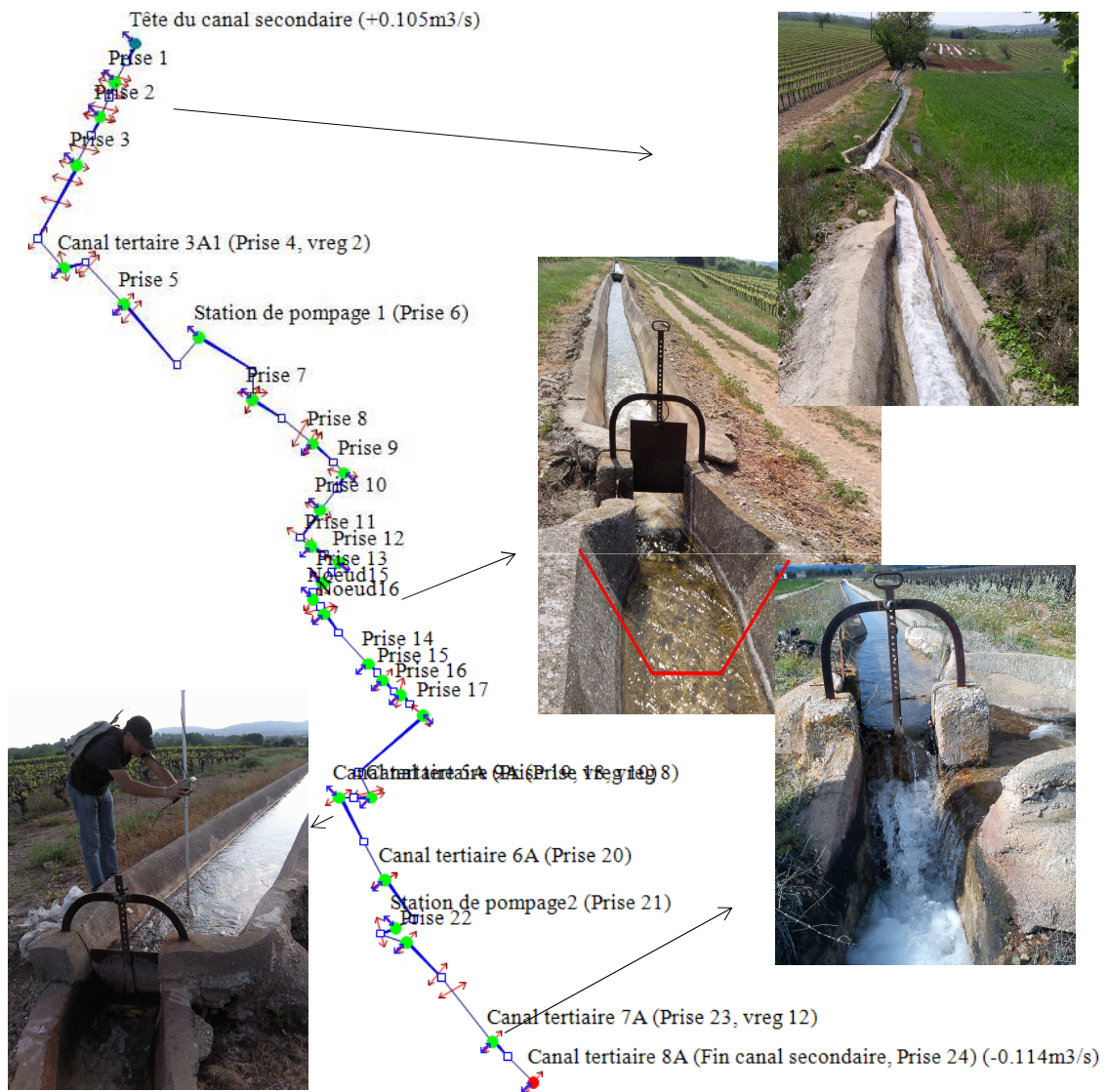


FIGURE 4.14 – Schéma simplifié du canal de Saint-André et Ceyras (canal secondaire du Canal de Gignac) pour la modélisation

TABLE 4.4 – Résultat des paramètres calés

Paramètres	Valeur		
Coefficient de Strickler	55		
	Vanne type 1	Vanne type 2	
C_d (vannes)	0,8	0,72	
	Seuil type 1	Seuil type 2	Seuil type 3
C_d (rectangle)	0,65	0,5	0,45
C_d (triangle)	1,32	1,32	1,32

Les paramètres des coefficients de débit des vannes et des seuils sont calés par les mesures des débits (mesures ponctuelles). Les coefficients de rugosité (coefficient de Strickler) sont calés en régime permanent avant les modifications des pentes, par les mesures des lignes d'eau des trois endroits : bief n° 1, bief n° 8, et biefs n° 16-19. Les résultats des calages sont affichés dans le tableau 4.4.

Le coefficient de Strickler est trouvé approximativement égal à 55 pour les trois endroits de mesure. La figure 4.15 indique la comparaison entre les mesures et les calculs des cotes d'eau sur ces trois endroits (chaque endroit comprend plusieurs points de mesure) et 3 débits différents. Les écarts entre les mesures et les calculs sont très faibles : la moyenne de ces écarts = 6 mm pour les biefs n° 1 et 16-19, et = 4 mm pour le bief n° 8, et l'écart type = 16 mm pour le bief n° 1, = 12 mm pour le bief n° 8, et = 17 mm pour le bief n° 16-19. Ainsi, le coefficient de Strickler est considéré à 55 tout le long du canal.

Sur ce réseau secondaire, il existe deux types de vanne : type 1 correspond à des vannes qui sont un peu abîmées et type 2 correspond à des vannes qui sont en bon état. Après le calage, les coefficients de débit de ces deux types de vanne sont trouvés égaux à 0,8 pour les vannes de type 1 et 0,72 pour les vannes de type 2. La moyenne des écarts entre les mesures et les calculs des cotes d'eau pour les deux types de vanne est quasiment nul (2-3 mm). Et l'écart type de ces écarts reste aussi raisonnable, 10 mm pour les vannes type 1 et 20 mm pour les vannes type 2. La comparaison entre les mesures et les calculs est indiquée dans la figure 4.16.

Il existe également trois types de seuil : seuil type 1 dont l'épaisseur = 5 mm et la hauteur > 0,1 m, seuil type 2 dont l'épaisseur = 5 mm et la hauteur < 0,1 m et seuil type 3 dont l'épaisseur = 2 mm. Les coefficients du seuil trapézoïdal sont décomposés en deux : coefficient de débit lié à la section rectangulaire et celui lié à la section triangulaire. Nous fixons les valeurs des coefficients pour la section triangulaire à 1,32 (valeur utilisée dans la formule de Gourley) et nous calons les valeurs des coefficients pour la section rectangulaire (section dominante). Après le calage, nous avons obtenus des coefficients de débit des seuils élevés (Tab. 4.4), ceci étant dû à l'installation difficile pour bien mettre des seuils en position verticale. Sur la figure 4.17, nous comparons par ailleurs les mesures et les calculs des débits déversés sur ces trois types de seuils. La moyenne et l'écart type des écarts entre les mesures et les calculs sont quasiment nuls (1-2 l/s).

Après les simplifications de certaines pentes longitudinales pour éviter les écoulements torren-

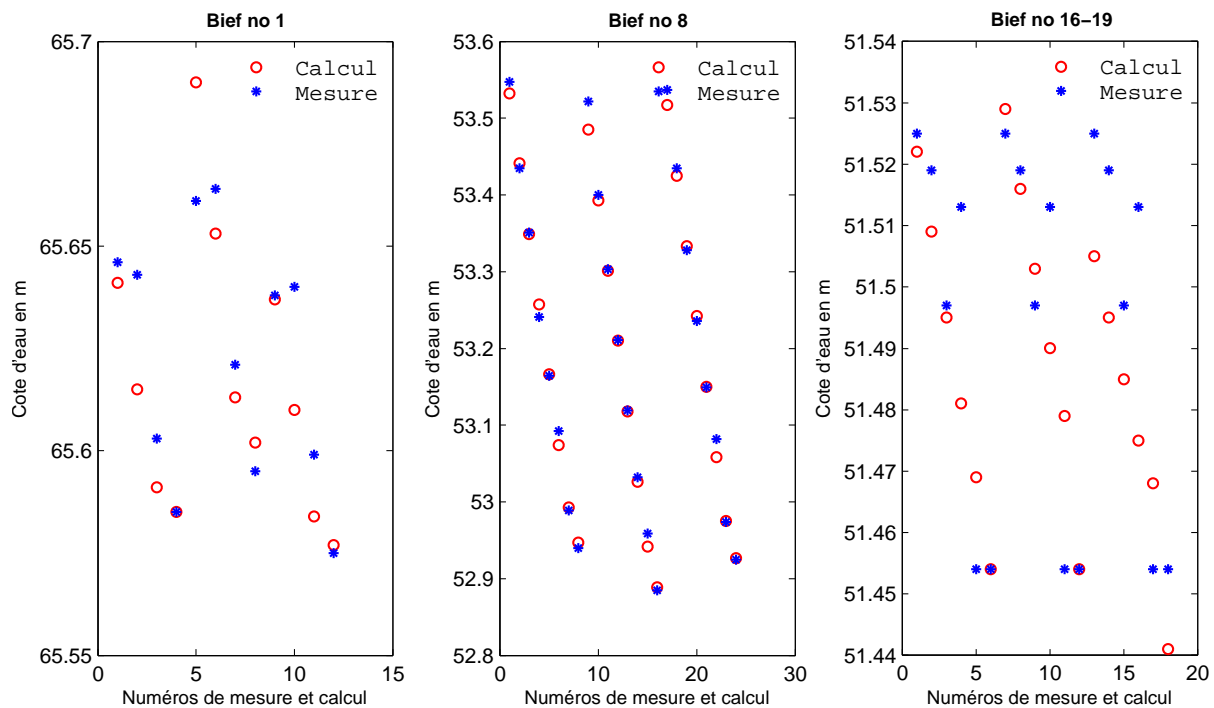


FIGURE 4.15 – Comparaison des cotes d'eau mesurées et calculées après le calage des valeurs du coefficient de Strickler

tiels, nous testons un scénario de simulation en transitoire qui correspond aux données mesurées sur le terrain (les débits en entrée du réseau, et les ouvertures des vannes et des prises). A partir de 9h50 (débit initial = 87 l/s), nous faisons varier les débits en tête du canal et nous mesurons les débits avec un pas de temps 5 mn sur trois points : 1) nœud 5 (canal tertiaire 3A1), 2) nœud 21 (canal tertiaire 9A), et nœud 27 (canal tertiaire 8A). Nous vidons le canal entre 10h05 et 13h, ensuite nous remettons le débit 89 l/s entre 13h et 17h15. Cette situation nous permet d'étudier le temps de propagation lors de vidange complet et remplissage. Les débits sont mis à 0 l/s entre 17h15 et 18h20, à 126 l/s entre 18h20 et 18h55. A partir de cette dernière heure, il est remis à 90 l/s.

Les écarts entre les débits mesurés et calculés sur trois points observés sont très faibles. Les écarts des temps de propagation sont très faibles au nœud 1 mais plus importants aux nœuds 21 et 27, notamment lors de débit diminué en tête du canal. Les temps calculés sont respectivement en moyenne 20 mn et 5 mn plus tard que ceux mesurés lors de vidange, et de remplissage (Fig. 4.18). Ces retards sont nettement dûs à la simplification des pentes longitudinales entre le nœud 5 et le nœud 21. Il semble important pour certaines prises qui ont les durées de prélèvement de l'ordre d'une heure.

Dans la suite du cas d'application, nous utiliserons le modèle créé sous SIC² pour générer les temps de réponse des différents biefs. Le scénario de distribution obtenu après l'optimisation sera analysé sous SIC².

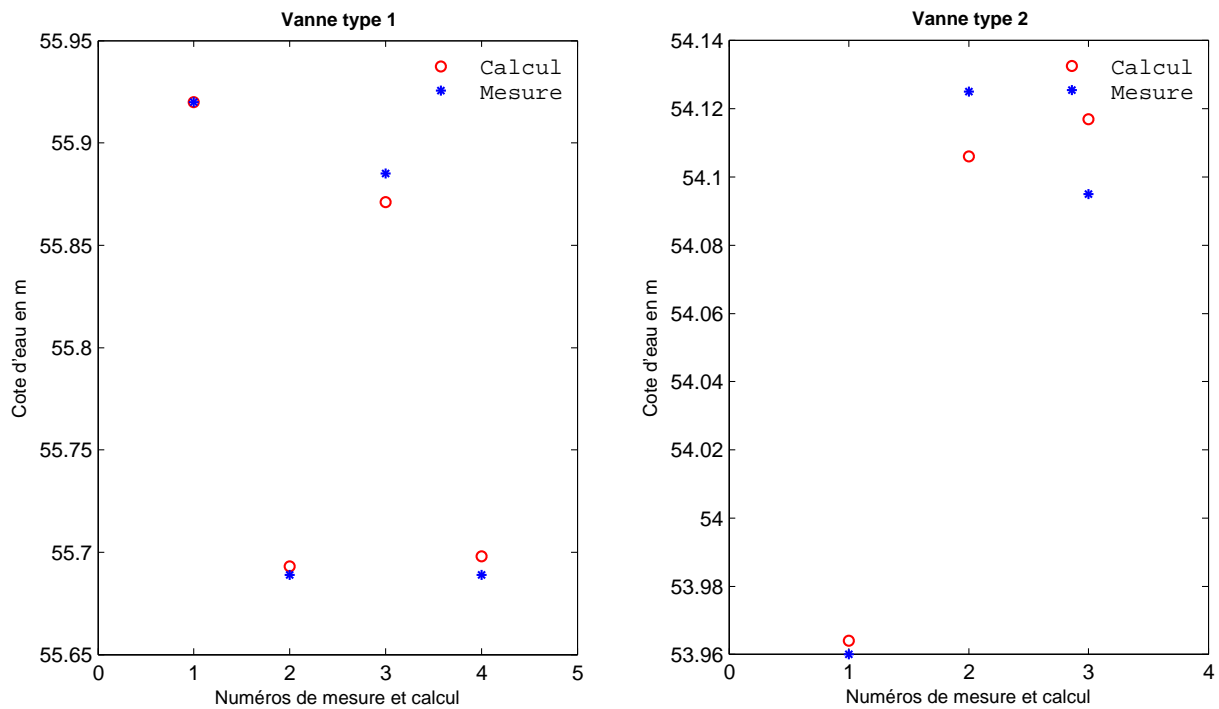


FIGURE 4.16 – Comparaison des cotes d'eau mesurées et calculées après le calage des valeurs des coefficients de débit des vannes

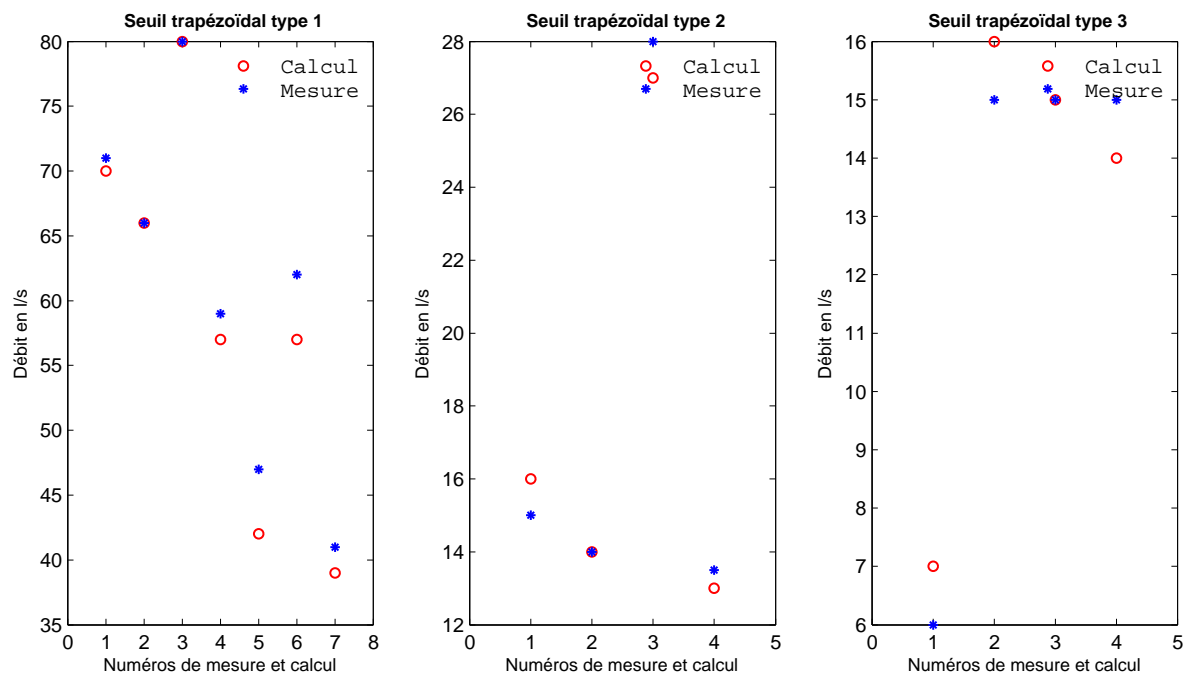


FIGURE 4.17 – Comparaison des débits mesurés et calculés après le calage des valeurs des coefficients de débit des seuils trapézoïdaux

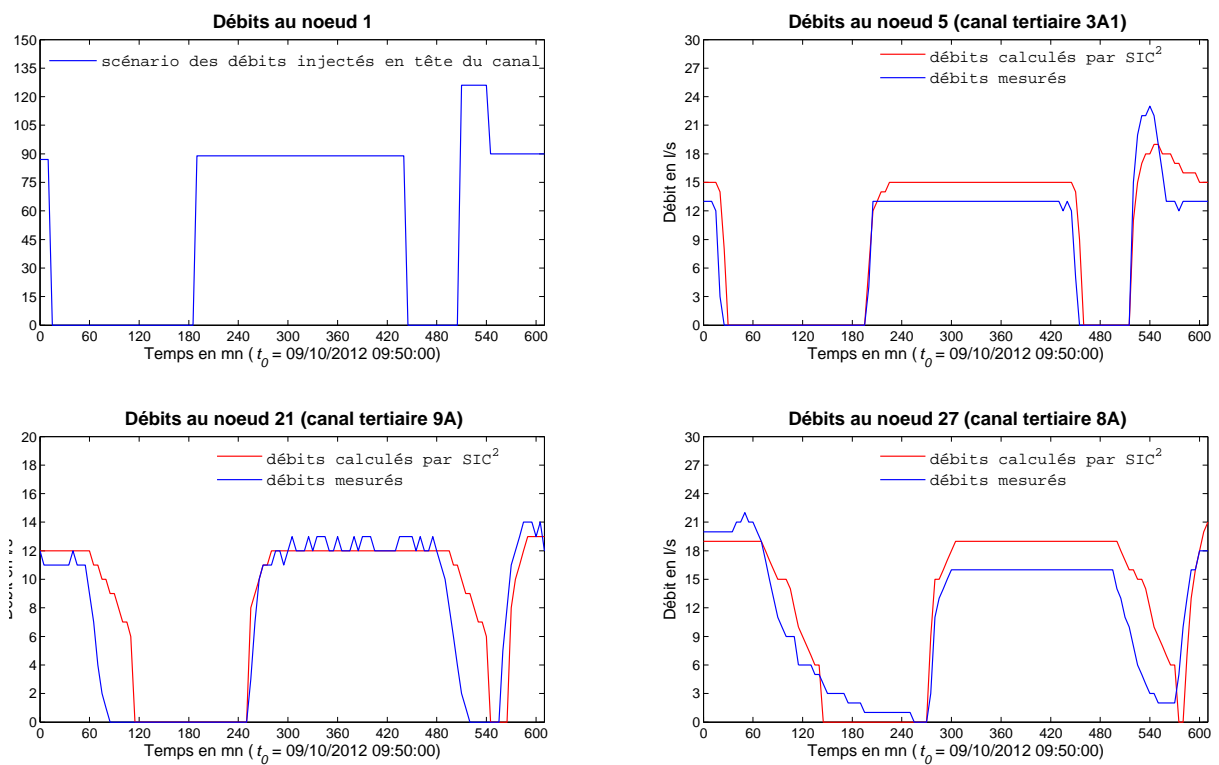


FIGURE 4.18 – Comparaison des débits mesurés et calculés en temps transitoire de différents points : noeud 5, noeud 21, et noeud 27.

4.4.3.2 Scénario de simulation

Deux scénarios sont simulés : "scenario avec contrainte" qui est obtenu à partir du résultat de l'optimisation du problème avec contrainte des débits disponibles, et "scénario sans contrainte" qui est obtenu à partir du résultat de l'optimisation du problème sans contrainte sur le débit disponible. Les simulations de ces deux scénarios sont faites pendant la durée du tour d'eau (0h du jour 1 à 24h du jour 7) en considérant le débit initial et minimal en tête du canal de 5 l/s pour éviter que le canal soit à sec. Pour la même raison, les ouvertures minimales des vannes en travers du canal secondaire sont aussi fixées à 0,005 m. Par ailleurs, les ouvertures et les fermetures des prises peuvent provoquer brutalement les changements des lignes d'eau dans le canal, ce qui entraîne probablement le régime torrentiel dans la section concernée. Pour éviter ce problème, les heures de démarrage sont calées à -5 mn et les débits pendant ces 5 mn sont augmentés linéairement de 0 aux débits objectifs. Lors de fermeture, les heures de fermeture sont calées +5 mn et les débits pendant ces 5 mn sont diminués des débits objectifs à 0. Les débits planifiés (obtenus de l'optimisation) pour la simulation sont affichés dans les figures 4.19 , et 4.20.

A l'état initial, les prises sont fermées et les vannes manœuvrées par le garde canal sont ouvertes avec les ouvertures les plus minimales qui ne causent pas le régime torrentiel pour le calcul. Le pas de temps est choisi à 15 s. Les résultats des simulations sont affichés dans la section suivante.

4.4.3.3 Résultats et Discussions

Les résultats des simulations sont montrés dans les figures 4.19 et 4.20. Les débits planifiés (optimisation) et des débits réels (simulation) sont très proches pour les prises en amont du réseau. Cependant, ils sont éloignés pour les prises en aval, notamment les prises.

Ce phénomène peut être expliqué par :

- débit constant et plus de masse d'eau en amont qu'en aval. En général, les débits entrent dans le réseau sont pour plusieurs prises. Les prises en amont ont suffisamment d'eau pour prélever. De plus, les débits dans leurs biefs sont constants pendant les prélèvements sur ces prises.
- ouverture minimale des vannes en travers du canal secondaire, ce qui entraîne un débit délivré au bief aval, qui se rejettera au bout du canal. Lorsque le débit disponible dans la section concernée correspond à un débit planifiée pour une prise, le débit prélevé sur cette prise est trouvé plus faible (exemple sur la prise n° 5 de la figure 4.21). Cette situation est souvent rencontrée pour les prises aval (exemple sur les prises n° 19 et 21 de la figure 4.19, et sur les prises n° 21 et 22 de la figure 4.20).
- ouverture constante d'une prise pendant le prélèvement. Le calcul de l'ouverture d'une prise est fait par rapport à la ligne d'eau dans la section concernée au moment de démarrage du prélèvement. Lorsque le débit dans cette section augmente suite aux arrêts des prélèvements

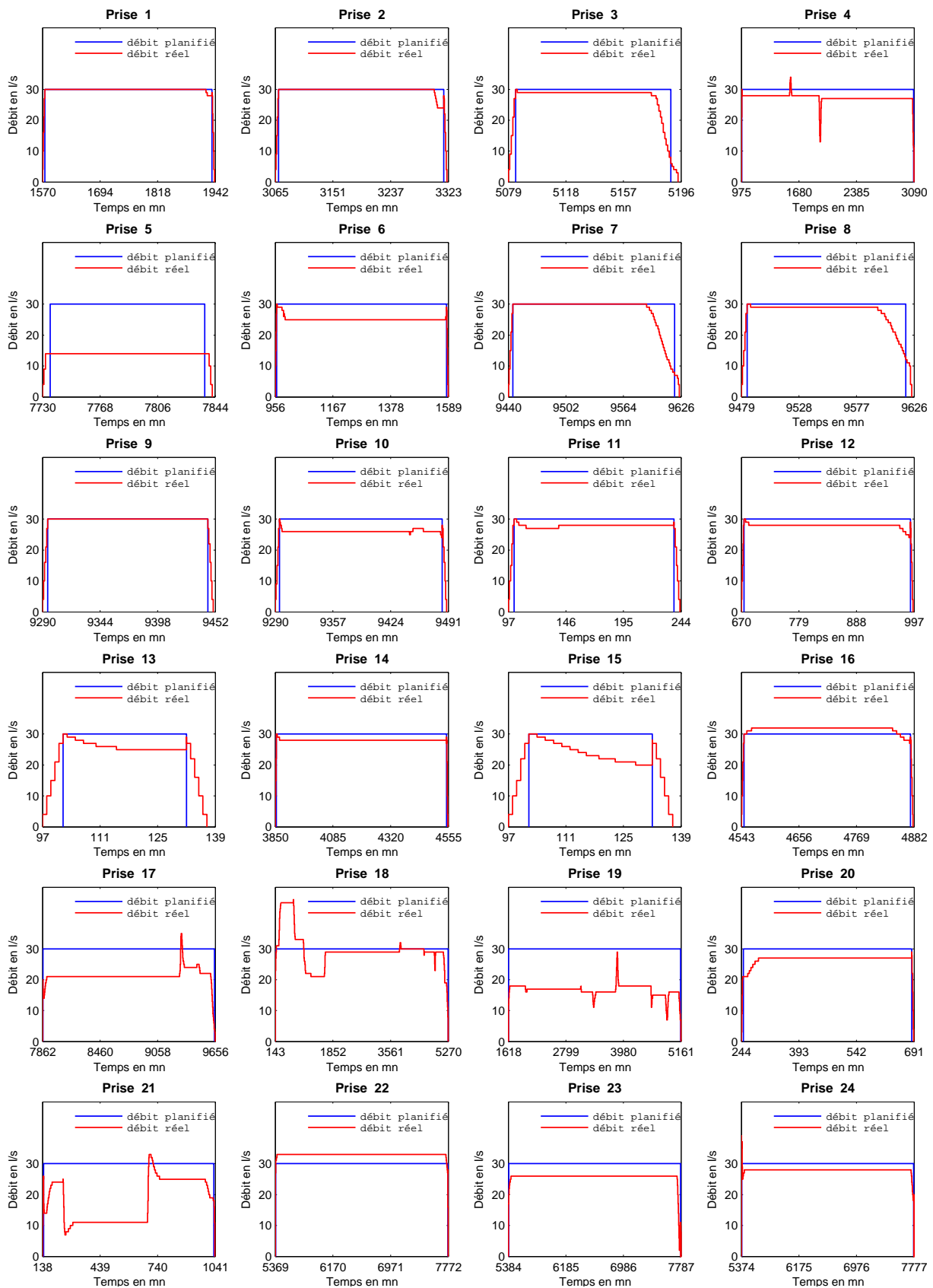


FIGURE 4.19 – Comparaison des débits planifiés (optimisation) et réels (simulation à partir du modèle) du scénario avec contrainte

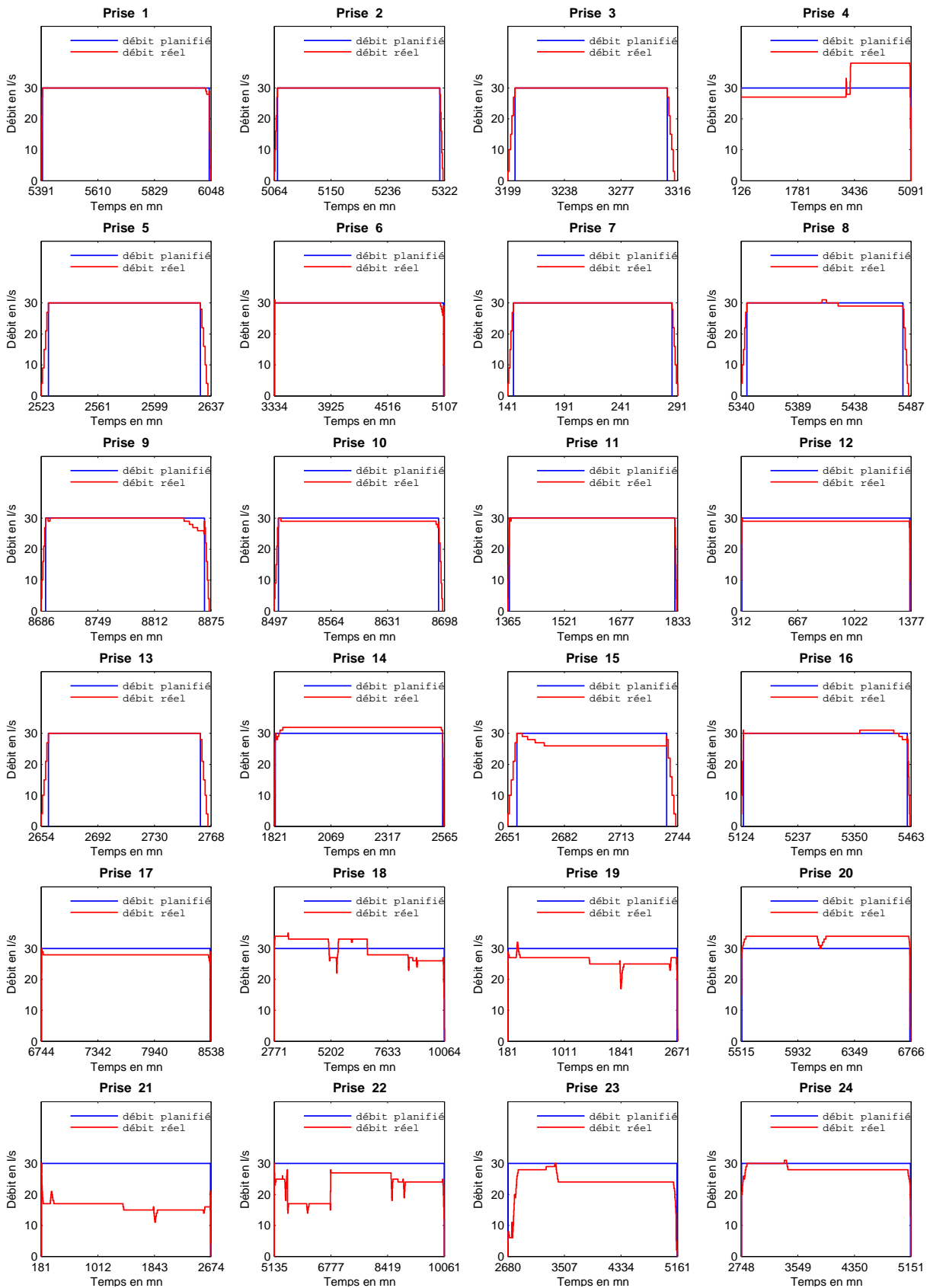


FIGURE 4.20 – Comparaison des débits planifiés (optimisation) et réels (simulation à partir du modèle) du scénario sans contrainte

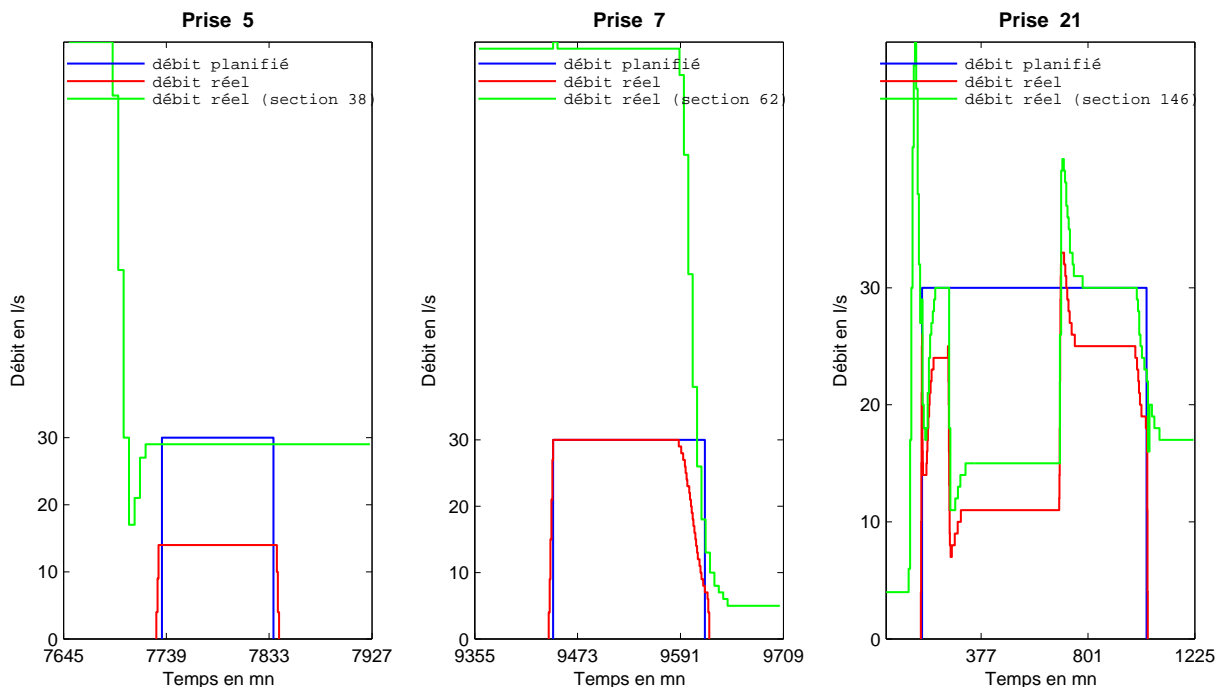


FIGURE 4.21 – Comparaison des débits sur les prises n° 5, 7, et 21 et des débits aux sections qui se situent au niveau des prises sur le canal secondaire pour le scénario avec contraintes

sur les prises amont de cette section, ou à l'augmentation du débit en tête du réseau, le prélèvement dépasse son droit. Par conséquent, il manque de l'eau pour les prises aval. Par exemple sur la figure 4.20, l'excès du prélèvement sur la prise n° 4 pénalise le prélèvement sur la prise n° 23.

- temps de réponse. Les prélèvements dans les biefs amont font des situations de vidange et remplissage dans les biefs aval. Comme le temps de propagation lors du remplissage est plus long que lors de la vidange du canal, nous retrouvons que les prélèvements dans les biefs aval sont très perturbés (exemple sur la prise n° 21 de la figure 4.21). Lorsqu'il existe moins ou n'existe pas de démarrage et d'arrêt des prélèvements sur les biefs amont, les débits prélevés sur les prises aval sont plus proches que les débits planifiés (prises n° 22 à 24 de la figure 4.19, et prises n° 20 et 24 de la figure 4.20).

Sur les deux figures, nous trouvons que le calcul des temps de réponse lors des vidanges des biefs créent des erreurs sur tous les prélèvements sur les prises amont ainsi que les prises aval. L'eau arrive à la prise avant le démarrage (prise n° 5 de la figure 4.21) et le bief est vidé avant la fin du prélèvement (prise n° 7 de la figure 4.21).

Malgré les simplifications du réseau, la considération des temps de réponse, et l'hypothèse de la considération des ouvertures constantes des prises pendant les durées de prélèvement, les

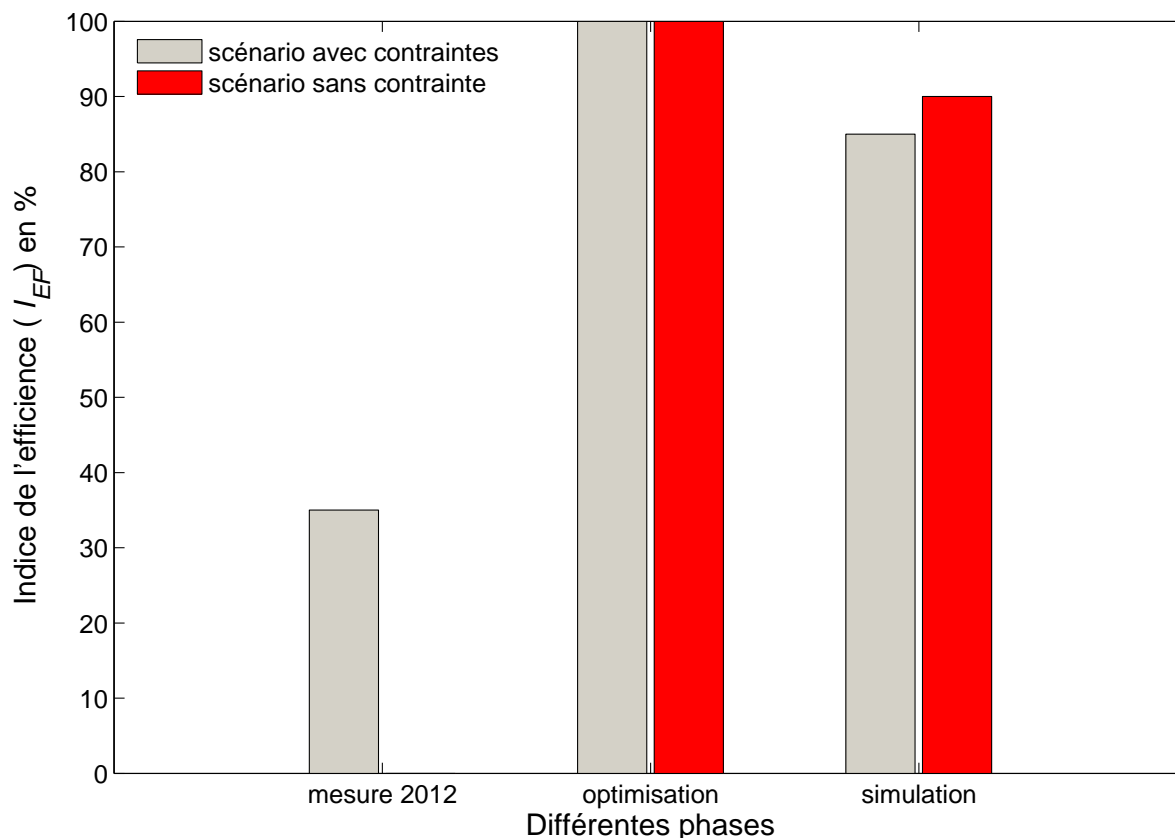


FIGURE 4.22 – Indices de l'efficacité de différentes phases

efficacités² de ces deux scénarios sont raisonnables. Elles sont estimées à 85 % ($I_{WL} = 15$ %), et 90% ($I_{WL} = 10$ %) pour les scénarios avec contrainte, et sans contrainte. Toutefois, la perte d'eau est estimée nulle lors de la planification. Par rapport au tour d'eau théorique, l'efficacité a été estimée en moyenne à 35 % (campagne de mesure des flux d'eau en 2012). Les efficacités de ces différentes phases sont indiquées dans la figure 4.22.

De plus, les adéquations (ratio entre le volume réel et le volume planifié) sont aussi élevées (Fig. 4.23). Les adéquations moyennes (en excluant les dépassements à 1) sont trouvées à 88 % pour le scénario avec contrainte, et à 95 % pour le scénario sans contrainte. Alors que les adéquations moyennes lors de la planification (ratio entre le volume planifié et le volume réel) sont trouvées respectivement à 69 % et à 93 % pour les scénarios avec et sans contrainte.

Les adéquations de certaines prises peuvent être améliorées lors de la situation réelle sur le terrain car il n'y a aucun partage d'eau si le débit dans un bief est pour une seule prise. Dans ce cas, les usagers prennent toute l'eau du canal. Aucun débit part au bout du réseau. Pour un autre cas, les usagers peuvent modifier les ouvertures de leurs prises pendant leurs durées de prélèvement, si les débits dépassent leur droit.

En outre, les ponctualités lors de la simulation sont trouvées nulles car les heures de démarrage

²L'efficacité dans cette section est le ratio entre le volume total d'eau prélevé réel effectif (en excluant les excès) et le volume total d'eau délivré aux réseaux.

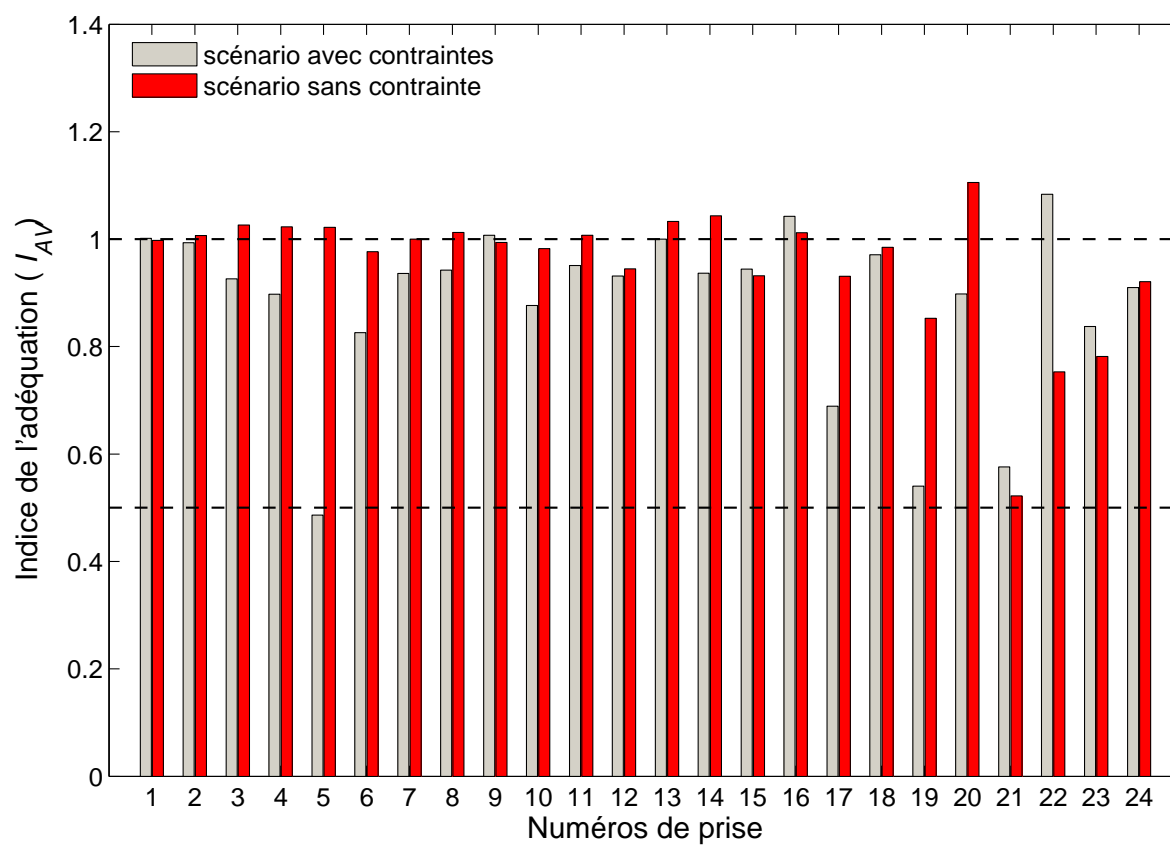


FIGURE 4.23 – Indices de l'adéquation pour deux scénarios évalués

de prélèvement sur les prises sont fixées comme les heures planifiées. Par rapport aux demandes, les ponctualités lors de la planification sont trouvées respectivement à 59 % et à 69 % pour les scénarios avec et sans contrainte (section 4.4.2).

Grâce à l'optimisation, le calendrier d'arrosage et les manœuvres des vannes pour chaque scénario ci-dessus se synchronisent bien, ce qui permet d'améliorer la performance de la distribution d'eau sur ce réseau. Le calendrier d'arrosage trouvé s'adapte bien à la capacité du canal et à la ressource. Alors que le calendrier du tour d'eau fixe actuel demande parfois une quantité d'eau dépassant de ces deux limites (Fig 2.14). Nous proposons ainsi de re-planifier le calendrier d'arrosage et le planning de manœuvres à des fréquences journalières ou hebdomadaires en fonction des besoins, débits disponibles connus et des contraintes de distribution à l'aide de l'optimisation.

4.5 Conclusion

Les méthodes d'optimisation des tours d'eau sur un réseau de canaux d'irrigation, qui sont développées dans le chapitre 3, permettent de bien établir un calendrier d'arrosage et un planning de manœuvre des vannes. Les résultats des tests sur deux réseaux ci-dessus nous l'ont confirmé.

Par rapport aux méthodes disponibles dans la littérature, nos méthodes s'adaptent en plus au problème d'un réseau de canaux hétérogènes et à un réseau ayant des vannes manuelles et automatiques ainsi qu'une capacité de stockage. Les méthodes de type "Streamtube" de [De Vries et Anwar \[2004\]](#), [Anwar et De Vries \[2004\]](#) et [De Vries et Anwar \[2006\]](#), de type "Timebloc" de [Reddy et al. \[1999\]](#), de [Nixon et al. \[2001\]](#) et même de [Alende et al. \[2009\]](#) s'appliquent sur un réseau homogène et ne prennent pas en compte les manœuvres des vannes. [Alende et al. \[2009\]](#) travaillent uniquement sur les vannes automatiques qui ne nécessitent aucune manœuvre.

Nous avons bien introduit le problème lié à la main d'œuvre dans le calcul : prise en compte du critère pour réduire les temps de travail du garde canal et des contraintes pour respecter les enjeux sur son travail. Les méthodes citées ci-dessus n'introduisent pas ce problème. Les méthodes qui le font comme celles de [Santhi et Pundarikanthan \[2000\]](#), [Kaur et al. \[2013\]](#) et [Belaqziz et al. \[2014\]](#) n'optimisent pas la main d'œuvre lié aux temps de travail ou aux trajectoires. [Belaqziz et al. \[2014\]](#) introduisent simplement les contraintes pour respecter les temps disponibles du garde canal.

Le problème lié au système physique évoqué dans la section 3.1.2 n'est pas bien étudié dans la littérature, sauf la méthode de [Alende et al. \[2009\]](#). La prise en compte des aspects hydrauliques et main d'œuvre permet d'organiser le planning de manœuvre des vannes de manière optimale, réalisable et bien synchronisé avec les prélèvements. Ceux-ci sont validés par les simulations hydrauliques en utilisant un modèle Saint-Venant 1D (logiciel SIC²) qui représente bien les dynamiques non linéaires.

Toutefois, les résultats des simulations montrent aussi que notre hypothèse de temps de réponse (hypothèse 3) peut provoquer les perturbations sur le réseau. Par conséquent, les prélèvements sur les prises en aval sont plus pénalisés, et la perte d'eau au bout du réseau augmente.

Pour réduire l'ampleur de ces conséquences, la planification doit être étudiée avec plusieurs scénarios de temps de réponse : temps de réponse lors de remplissage, et lors de vidange du canal, ou bien temps de réponse moyen pour les deux cas. Par ailleurs, les biefs qui ont les temps de réponse importants doivent être subdivisés. Pour se faire, il faut ajouter les vannes de régulation fictives et les considérer comme des vannes automatiques afin d'éviter les contraintes de main d'œuvre.

Malgré tout, nos méthodes ont aussi une limite sur le temps de calcul CPU lors du problème d'un réseau de taille importante et d'un tour d'eau d'une durée aussi importante. Par ailleurs, nos méthodes permettent d'optimiser des tours d'eau à partir des valeurs de s , d et q connus (demandes des usagers ou des valeurs définies/fixées par le gestionnaire). Nous n'avons pas développé de méthode pour calculer ou obtenir ces valeurs (par exemple : à partir de données agronomiques, climatiques, etc). Ces deux aspects doivent être étudiés dans des travaux futurs.

CHAPITRE 5

AIDE À LA DÉCISION POUR LA MODERNISATION D'UN RÉSEAU

Sommaire

5.1	Introduction	157
5.2	Méthodologie	158
5.3	Test des méthodes	159
5.3.1	Scénario de test et Résultat	160
5.3.2	Discussion sur les concepts de modernisation	162
5.3.3	Conclusion	164
5.4	Etude de la modernisation du Domaine du Merle	164
5.4.1	Réseau et variables d'entrée	165
5.4.2	Résultats et Discussions	168
5.5	Conclusion	171

Ce chapitre montre l'application des méthodes proposées pour l'aide à la décision pour la modernisation du réseau. Le chapitre est constitué de 5 sections dont la première aborde la problématique et l'objet de la modernisation. La deuxième s'intéresse à la méthodologie pour l'étude de modernisation dans le cadre de l'optimisation. Les applications numériques sont faites en prenant le réseau virtuel et le réseau du Domaine du Merle, et sont présentées dans les sections 3 et 4. Enfin, la conclusion est présentée en section 5.

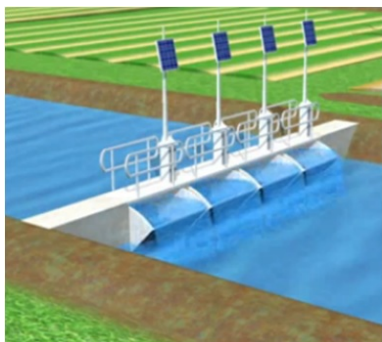
5.1 Introduction

Dans le chapitre 1, nous avons parlé des moyens pour améliorer la performance de distribution de l'eau sur un réseau d'irrigation. Outre la planification du calendrier optimal d'arrosage et des manœuvres optimales, la modernisation d'un réseau est aussi mentionnée. La modernisation dans la littérature s'adresse en général à l'automatisation des vannes, aux moyens technologiques pour la gestion, la réhabilitation de l'infrastructure en passant de canaux à surface libre aux conduites sous pression, et aux techniques d'irrigation à la parcelle en passant de l'irrigation par gravité à l'irrigation sous pression [Al-Jayyousi, 1999; Playan et Mateos, 2006; Merriam *et al.*, 2007; Renault *et al.*, 2007; Kumar *et al.*, 2010]. L'automatisation des vannes sont souvent citée comme solution pour donner plus de flexibilité à la distribution d'eau [Marreels *et al.*, 2005; Renault *et al.*, 2007; Lozano et Mateos, 2008; Lozano *et al.*, 2010]. Merriam *et al.* [2007] ont illustré de nombreux concepts possibles pour la modernisation, notamment la création de réservoirs tampons pour stocker l'eau non distribuée, et pour la réutiliser dans le temps qui convient. Le nombre de réservoirs et leurs tailles sont des problèmes qui sont posés d'un point de vue économique. Or, il n'existe pas, à notre connaissance, de méthode générique qui permet d'y répondre.

Les méthodes d'optimisation proposées dans le chapitre 3 ont introduit les notions de vannes automatiques et de réservoirs tampons. L'objet de ces méthodes est de planifier le calendrier d'arrosage et les manœuvres des vannes en tenant compte des objectifs et des contraintes de distribution. La planification s'adapte au type du réseau existant. Cependant, ces méthodes ne permettent pas de planifier à la fois le calendrier, les manœuvres et les stratégies pour moderniser le réseau. Par exemple, le gestionnaire d'un réseau souhaite automatiser 2 vannes sur son réseau, mais il ne sait pas quelles vannes devraient être automatisées en priorités. Les méthodes proposées dans le chapitre 3 peuvent apporter une possibilité d'étudier l'intérêt d'automatiser les vannes dans le cas où leurs emplacements sont définis. Dans un autre esprit, il se pose la question de savoir combien de vannes et lesquelles il faut automatiser, ou combien de réservoirs tampons il faut créer et des quels volumes.

Dans ce contexte, nous allons travailler sur une méthode d'aide à la décision pour les stratégies de modernisation. Pour l'amélioration de la distribution d'eau, nous étudions deux concepts : automatisation de vannes (Figs. 5.1a et 5.1b), et création de réservoirs tampons (Fig. 5.1c). L'automatisation de vannes permet de réduire le travail du garde canal, et en plus de réduire la perte d'eau suite à la régulation de l'ouverture s'adaptant aux besoins. Elle peut permettre d'augmenter également la satisfaction des usagers. La création de réservoirs tampons est aussi un concept alternatif. Ainsi, le choix entre deux concepts, le dimensionnement de réservoirs, la définition des nombres de vannes et de réservoirs, et leur localisation sont des objectifs dans la méthode proposée ci-dessous.

Nous montrons tout d'abord comment on peut modifier la méthode d'optimisation pour étudier une stratégie de modernisation. Nous l'illustrons sur un cas simple, puis un cas réel, le Domaine du Merle, où la main d'œuvre est une contrainte forte.



(a) Vanne automatique en Australie (source : www.rubiconwater.com)



(b) Vanne automatique sur le Canal de Gignac (source : P-O. MALATERRE)



(c) Réservoir sur le Canal de Carpentras (source : G. BELAUD)

FIGURE 5.1 – Exemple des vannes automatiques et d'un réservoir tampon

5.2 Méthodologie

Nous avons montré dans le chapitre 4 que la main d'œuvre est limitante pour maximiser la satisfaction des usagers et l'efficacité hydraulique. A partir des méthodes développées dans le chapitre 3, nous rajoutons deux notions pour tenir compte des modernisations envisagées :

- l'automatisation de vannes. Dans le chapitre 3, nous avons introduit \widehat{G} qui représentent les types de vannes. Pour chercher les vannes à automatiser en priorités, \widehat{G}_i devient la variable dans le calcul. De plus, l'automatisation doit être faite par une limite d'un nombre et/ou un critère. Sinon, nous retrouvons toutes les vannes sont désignées à automatiser afin de minimiser au maximum la fonction d'objectifs. Le critère pour l'automatisation est difficile à évaluer pour qu'il soit comparable avec le critère de main d'œuvre. Dans nos méthodes, nous restons sur la limite d'un nombre. Nous proposons d'ajouter ensuite une contrainte ci-dessous aux méthodes développées dans le chapitre 3.

$$\sum_{i=1}^{N_P} \widehat{G}_i \leq \gamma \quad (5.1)$$

où γ est le nombre de vannes que le gestionnaire souhaite automatiser.

- la création de réservoirs tampons. Pour la même raison que l'automatisation de vannes, nous cherchons l'emplacement d'un réservoir à aménager en priorités par une limite d'un nombre connu. Nous introduisons V_i qui est une variable binaire telle que

$$V_i = \begin{cases} 1 & \text{s'il existe un réservoir tampon sur le bief } i \\ 0 & \text{sinon} \end{cases} \quad (5.2)$$

Alors,

$$\sum_{i=1}^{N_P} V_i \leq \lambda \quad (5.3)$$

où λ est le nombre de réservoirs tampons souhaités.

Étant donné que l'étude de stratégie de la création de réservoirs dépend des variables pour le stock (L_i^+) et le destock (L_i^-) d'eau, cette notion est applicable uniquement à l'aide de méthodes de modélisation en temps discret (t_1).

Dans le chapitre 3, $L_i(n)$ est une variable qui représente le volume disponible sur un pas de temps (δt), ce qui est équivalent à un débit qui peut être récupéré d'un réservoirs tampons existant ou d'un bief qui a une capacité de stockage. Nous pouvons définir $L_i(n)=0 \forall n$, s'il n'y pas de réservoir ou de capacité de stockage dans le bief i . Cependant, lorsque l'emplacement d'un réservoir est inconnu, $L_i(n)$ doit avoir une relation avec V_i comme suit :

$$V_i = 0 \Rightarrow L_i(n) = 0 \quad \forall i \quad (5.4)$$

Cette implication peut être écrite,

$$L_i(n) \leq MV_i \quad \forall i \quad (5.5)$$

En fixant la valeur de γ et λ , le moteur de décision va définir automatiquement les tailles et les emplacements des réservoirs ou des vannes qui permettent de maximiser les critères de distribution de l'eau. Nous pouvons évaluer le nombre de réservoirs et/ou le nombre de vannes qui devraient être modernisés en priorités. Comme le réseau est découpé en biefs, les emplacements des réservoirs et des vannes sont attachés aux biefs. Le nombre de vannes automatiques et le nombre de réservoirs sont au maximum égaux au nombre de biefs.

Comme $L_i(n)$ représente le volume disponible sur un pas de temps, la taille de réservoir lié au bief i est déterminée par la multiplication de la valeur maximale de L_i et δt .

5.3 Test des méthodes

Nous reprenons l'exemple d'un réseau virtuel décrit dans la section 3.5 (Fig. 3.18) pour le test des méthodes d'optimisation dans le cadre de la modernisation. Le scénario optimal de la distribution de l'eau sur ce réseau (décrit dans la section 4.3) cause une perte d'eau de 17 % du volume d'eau en entrée, et utilise 16 % du temps de travail prévu initialement pour atteindre 88 % de l'adéquation par rapport à l'heure de démarrage. Pour le test ici, nous supposons que le gestionnaire souhaite moderniser le réseau. Nous utilisons notre méthode pour définir les emplacements des vannes et des réservoirs y compris le dimensionnement de ces derniers.

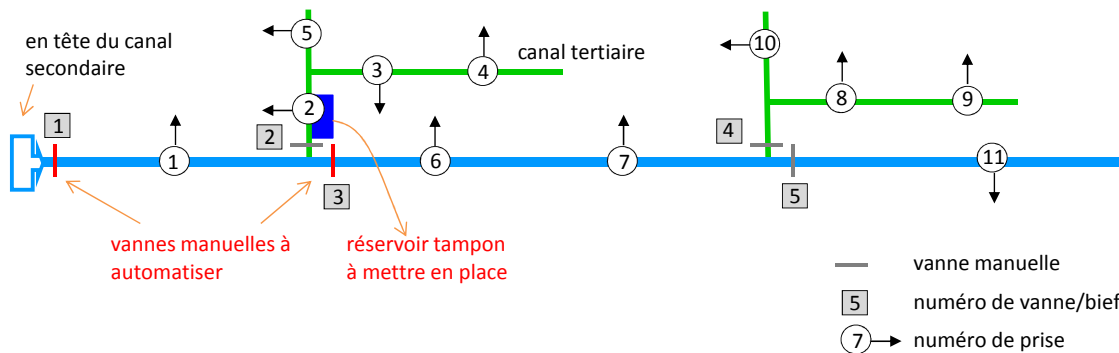


FIGURE 5.2 – Schéma d'un réseau virtuel de canaux d'irrigation à moderniser selon le résultat d'optimisation

5.3.1 Scénario de test et Résultat

Pour illustrer l'enjeu de modernisation, nous supposons que le gestionnaire souhaite équiper 2 vannes automatiques et créer 1 réservoir tampon. Ainsi, $\gamma = 2$ et $\lambda = 1$. Nous utiliserons une méthode d'optimisation développée dans le chapitre 3, les variables et les contraintes associées ci-dessus pour chercher des vannes et des emplacements de réservoirs ainsi que leurs capacités à moderniser en priorités. Suite à la taille du réseau et la durée de tour d'eau, nous choisissons la méthode $t_1d_2m_2f_1$ (chapitre 3) et $\delta t = 30$ mn pour résoudre ce problème.

Le résultat d'optimisation trouve les vannes n° 1 et 3 et un réservoir tampon sur le bief n° 2 qui sont respectivement trouvés comme prioritaires à automatiser et mettre en place (5.2).

La courbe rouge de la figure 5.3 représente les valeurs de $L_2(n) \forall n$. La valeur maximale de cette courbe (250 l/s) correspond au volume maximum disponible sur un pas de temps dans le réservoir tampon lié au bief n° 2. Alors, la capacité du réservoir à mettre en place est estimée à 450 m^3 , soit $250 \text{ l/s} \times 30 \text{ mn}$.

Avec cette modernisation, la distribution d'eau sur ce réseau est nettement améliorée. La perte d'eau est réduite de 30 %, soit $I_{WL} = 11$ %. La main d'œuvre est aussi réduite de 75 %, soit 4 % du temps de travail prévu. Cependant la satisfaction liée à l'heure de démarrage est légèrement dégradée, $I_{AS} = 86$ % au lieu de 88 % (sans modernisation). Cette dégradation est une conséquence du problème de multi-objectifs qui est résolu par l'option f_1 (l'agrégation des fonctions d'objectifs par la technique moyenne pondérée). Même si la satisfaction liée à l'heure de démarrage pour le nouveau réseau est moins bonne que celle pour le réseau actuel, cela ne remet pas en cause de la méthode proposée, du fait que les deux autres critères sont significativement améliorés. Notons que le calendrier optimisé dépend de la stratégie de modernisation : le calendrier du réseau modernisé peut être différent de celui du réseau actuel (Fig. 5.4).

La main d'œuvre pour la mise en eau sur le réseau modernisé demande 4 % du temps de travail prévu, soit 56 mn. Cette réduction est due aux deux vannes automatiques (vannes n° 1 et 3) dont les manœuvres sont automatiquement effectuées sans besoin de main d'œuvre (Fig.

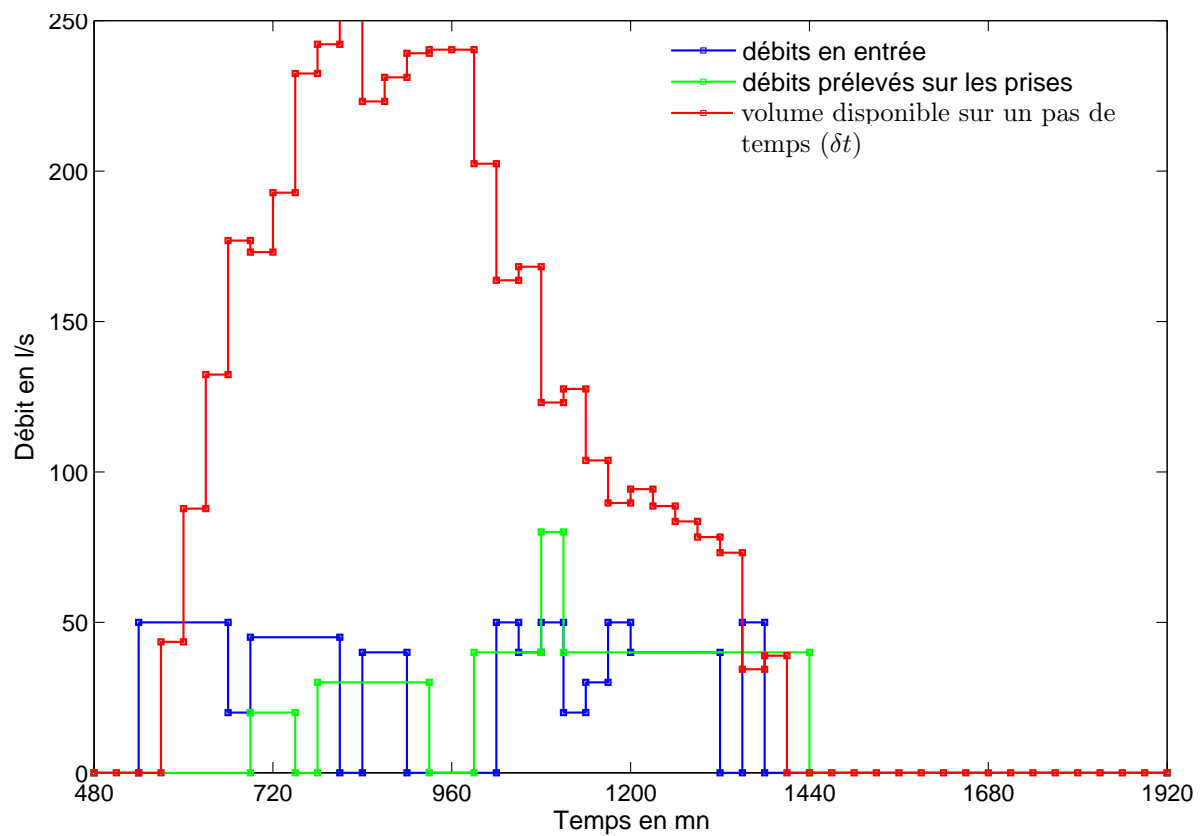


FIGURE 5.3 – Différents débits liés au bief n° 2 qui est prévu pour l'aménagement d'un réservoir tampon

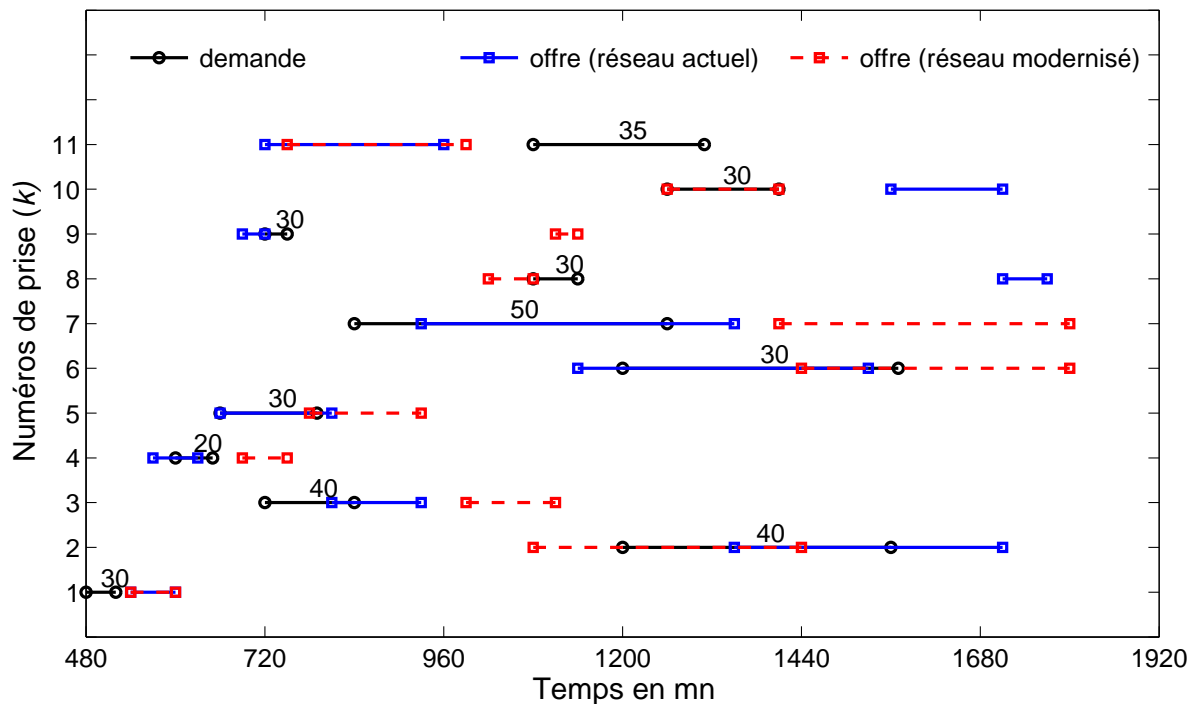


FIGURE 5.4 – Comparaison des calendriers d’arrosage des scénarios pour les réseaux actuel et modernisé

5.5). Suite aux nombreuses manœuvres sur la vanne n° 1 pour le réseau actuel, l’automatisation de cette vanne est normalement recommandée sans recours à la méthode d’optimisation. Cependant l’automatisation de la vanne n° 3 est plus difficilement prévisible. Dans ce cas, la méthode développée est nécessaire. La vanne n° 3 est effectivement l’autre vanne la plus intéressante à automatiser, car le réservoir est créé sur le bief n° 2. La perturbation des débits en entrée du bief n° 2 (courbe bleue sur la figure 5.3) est nettement expliquée par les nombreuses manœuvres automatiques de la vanne n° 3.

5.3.2 Discussion sur les concepts de modernisation

La modernisation du réseau est basée sur deux concepts : automatisation de vannes et création de réservoirs tampons. Nous étudions ensuite les relations entre les deux concepts et les critères de l’optimisation à l’aide d’analyse en composantes principales (ACP) [Escofier et Pagès, 1990].

18 problèmes sont testés pour cette analyse. Parmi les 18 optimisations dont 17 (individus n° 2-18, Fig.5.6b) s’adressent aux problèmes du réseau modernisé, les solutions des optimisations de ces 17 problèmes donnent chacun une valeur de la fonction d’objectif plus petite que la valeur de la fonction d’objectif de premier problème (individus n° 1). Cela signifie que les solutions de ces 17 problèmes donnent globalement de meilleurs critères d’optimisation.

L’analyse des corrélations entre les deux concepts et les critères de l’optimisation (Fig. 5.6) montre dans notre exemple que :

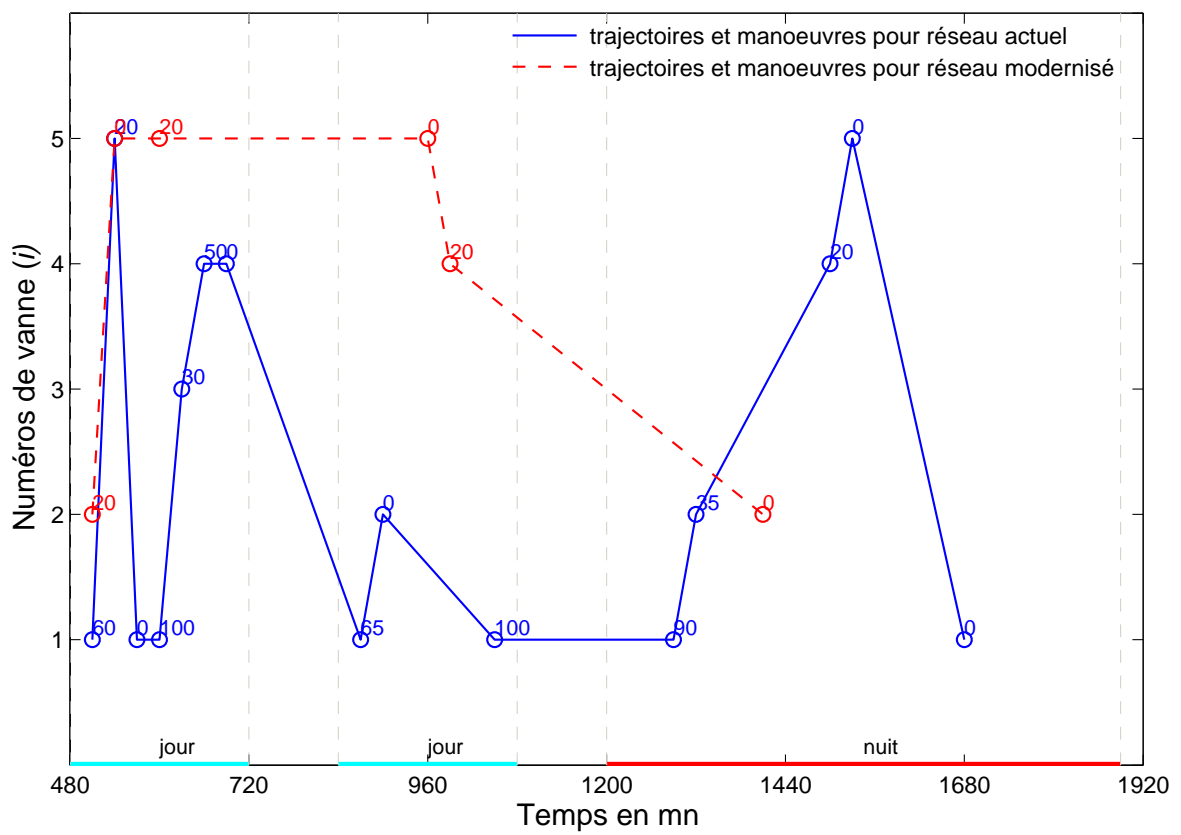


FIGURE 5.5 – Comparaison des manoeuvres des scénarios pour les réseaux actuel et modernisé

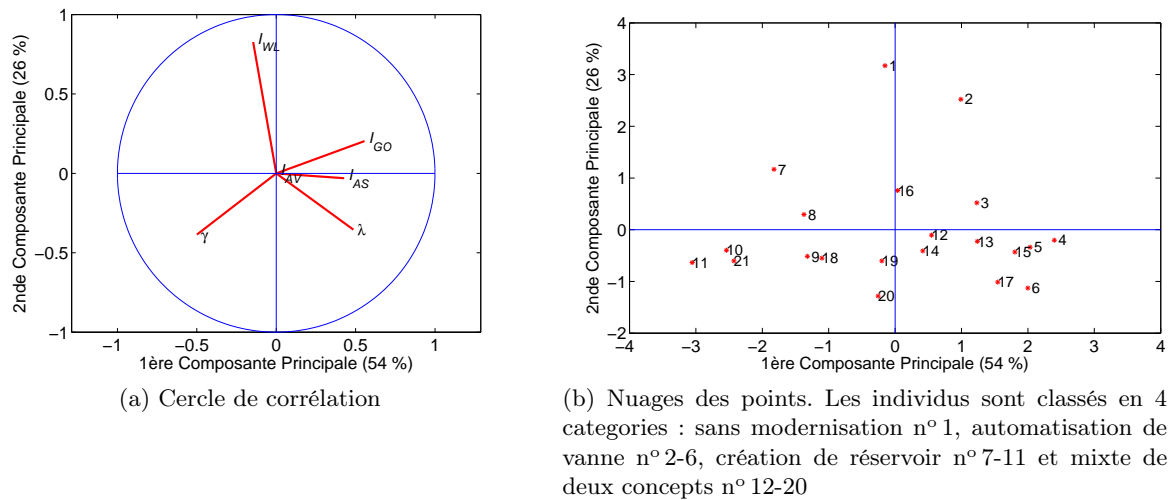


FIGURE 5.6 – Représentation des relations entre deux concepts de modernisation du réseau et les critères d'optimisation en utilisant la méthode d'ACP

- l'automatisation de vannes permet de réduire significativement la main d'œuvre. Elle permet aussi de réduire la perte d'eau mais dans une moindre mesure. Cependant, elle cause une réduction de la ponctualité (satisfaction liée à l'heure de démarrage).
- la création de réservoirs tampons seuls permet de réduire la perte d'eau et d'augmenter la ponctualité mais elle cause une faible augmentation de la main d'œuvre.
- les deux concepts de modernisation n'ont aucun impact sur la satisfaction liée à l'adéquation (volume prélevé). La ressource et le réseau ont les capacités de répondre à 100 % à la demande du volume d'eau. Même si le réseau n'est pas modernisé, l'adéquation (I_{AV}) est toujours trouvée égale à 100 %.

5.3.3 Conclusion

Le test a montré que la méthode $t_1d_2m_2f_1$ permet bien de répondre à la problématique de modernisation du réseau grâce à l'ajout de variables relatives aux vannes automatiques et aux réservoirs, et aux contraintes associées (Eqs. 5.3, 5.1. Selon le type de modernisation envisagée, il faut recours aux méthodes appropriées (chapitre 3).

5.4 Etude de la modernisation du Domaine du Merle

Dans la sections 2.2.2, nous avons parlé des caractéristiques, et dans la section 2.4.2, nous avons parlé des tours d'eau et de la main d'œuvre pour la distribution d'eau sur ce périmètre. La mise en œuvre de la distribution de l'eau sur l'ensemble du périmètre (vannes et prises) demande des manœuvres importantes et notamment des manœuvre de nuit. Pour réduire certaines manœuvres,

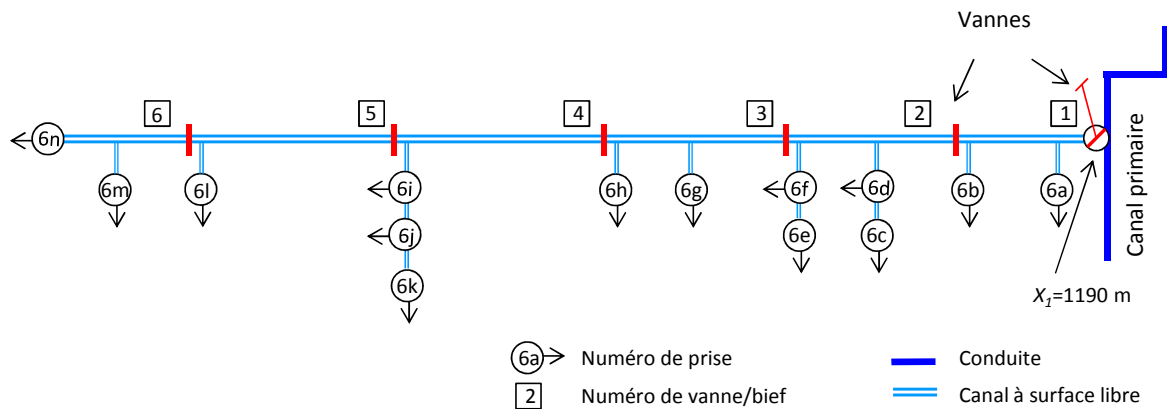


FIGURE 5.7 – Schéma simplifié du Domaine du Merle pour l'optimisation du tour d'eau

nous envisageons de moderniser le réseau. Nous employons notre méthode d'optimisation pour étudier des stratégies de la modernisation.

Étant donné que la distribution sur ce périmètre est basée sur un tour d'eau fixe, il n'y a pas de demande formulée en avance par les usagers. L'optimisation revient à trouver le calendrier d'arrosage qui satisfait les contraintes de réseau, de main d'œuvre en minimisant la perte d'eau et la charge de travail.

Pour éviter le travail de nuit et respecter les horaires de travail du garde canal, nous supposons maintenant que les temps entre 0 h et 8 h, entre 12 h et 14 h, et entre 18 h et 20 h de tous les jours sont exclus de ses temps de travail. Son travail de nuit a aussi pour vocation d'être minimisé.

En raison du temps de calcul important, nous sommes amenés à réduire la taille du périmètre à étudier. La branche Nord (branche 6, Fig. 2.3) est sélectionnée à titre d'exemple dans la démonstration des intérêts de notre méthode de l'aide de la décision pour la modernisation d'un réseau.

5.4.1 Réseau et variables d'entrée

La branche Nord est un canal à surface libre, qui s'étend sur 2,16 km et alimente 14 parcelles (Fig. 2.3). Comme le débit en entrée est fixé à 150 l/s et les débits alimentés aux parcelles sont supérieurs à 120 l/s, les irrigations de ces parcelles sont forcément faites en séquentiel. De ce fait, cette branche est simplifiée et découpée en 6 biefs (Fig. 5.7) pour l'optimisation explicitée ci-après.

Les capacités des biefs sont estimées à 200 l/s $\forall i$. Le temps de réponse de chaque bief est par ailleurs indiqué dans le tableau 5.1 (estimation à partir des mesures sur terrain). Étant donné qu'il n'y a pas de bifurcation, la constante a_i est donc égale à 1 $\forall i$. La perte d'eau par l'infiltration est supposée nulle ($\eta_i = 100 \% \forall i$), notamment parce qu'une partie du canal est revêtue.

Les caractéristiques des prises, les durées et les débits de prélèvement sur les prises sont indiquées dans le tableau 5.2. Le débit de la ressource est limité à 150 l/s durant les 7 jours

TABLE 5.1 – Caractéristiques et conditions initiales du réseau. $x_{1u}, x_{2u}, x_{3u}, x_{1d}, x_{2d}, x_{3d}$ = abscisses en long (m) le long du canal primaire (indice "1"), secondaire (indice "2") et tertiaire (indice "3") pour chaque bief i . Les indices "u" = amont et "d" = aval. $x_{1u} = x_{1d} = 1190 \text{ m } \forall i$

i	x_{2u}	x_{3u}	x_{2d}	x_{3d}	c (l/s)	η (%)	τ (mn)	a	\widehat{G}_i
1	0	0	285	0	200	100	10	1	0
2	285	0	600	0	200	100	15	1	0
3	600	0	925	0	200	100	15	1	0
4	925	0	1480	0	200	100	35	1	0
5	1480	0	2110	0	200	100	45	1	0
6	2110	0	2340	0	200	100	15	1	0

TABLE 5.2 – Position, coefficients prioritaires et demandes des prises. x_1, x_2 et x_3 = abscisses en long (m) du canal primaire, secondaire et tertiaire respectivement. $x_1 = 1190 \text{ m } \forall i$.

par.	x_2	x_3	α	β	ε (%)	\underline{s}^* (h)	s			\bar{s}^* (h)	d (mn)	q (l/s)
							jour	heure	minute			
6a	5	0	0	1	75	-Inf	1	0	0	Inf	420	120
6b	285	0	0	1	75	-Inf	1	0	0	Inf	250	120
6c	430	15	0	1	75	-Inf	1	0	0	Inf	350	120
6d	430	0	0	1	75	-Inf	1	0	0	Inf	350	120
6e	600	50	0	1	75	-Inf	1	0	0	Inf	580	120
6f	600	0	0	1	75	-Inf	1	0	0	Inf	570	120
6g	730	0	0	1	75	-Inf	1	0	0	Inf	520	120
6h	925	0	0	1	75	-Inf	1	0	0	Inf	750	150
6i	1480	0	0	1	75	-Inf	1	0	0	Inf	750	150
6j	1480	60	0	1	75	-Inf	1	0	0	Inf	790	150
6k	1480	130	0	1	75	-Inf	1	0	0	Inf	1450	150
6l	2110	0	0	1	75	-Inf	1	0	0	Inf	860	120
6m	2160	0	0	1	75	-Inf	1	0	0	Inf	860	120
6n	2340	0	0	1	75	-Inf	1	0	0	Inf	630	120

de rotation du tour d'eau. Cette durée est une hypothèse pour la distribution d'eau sur cette branche. Alors qu'en réalité, elle varie autour de dizaine de jours. La durée de 7 jours permet en effet d'alimenter ces 14 parcelles sans problème, si la main d'œuvre est suffisante pour les manœuvres des vannes et prises.

Comme le garde canal travaille pour la mise en eau sur deux secteurs différents, nous considérons qu'il travaille 1 h alternant sur les 2 secteurs : 1 h pour la branche 6 et 1 h suivante pour une autre branche (les lignes continues bleues claires et rouges ci-près de l'axe des abscisses de la figure 5.12 sont les temps disponibles du garde canal pendant lesquels les manœuvres peuvent être réalisées). Son déplacement pour les manœuvres des vannes et des prises est fait le long du canal. Les temps pour les trajets sont calculés à partir d'une vitesse moyenne de 15 km/h, et d'un temps de manœuvre de 20 mn.

Les méthodes proposées précédemment sont formulées en considérant que les manœuvres des prises sont à la charge des usagers. Dans la distribution d'eau sur le Domaine du Merle, c'est

le garde canal qui manœuvre les prises. Selon les caractéristiques du canal branche Nord, nous considérons que le garde doit se déplacer :

- vers la vanne n° 2 pour manœuvrer les prises n° 1 et 2 (parcelles 6a et 6b),
- vers la vanne n° 3 pour manœuvrer les prises n° 3, 4, 5 et 6 (parcelles 6c, 6d, 6e et 6f),
- vers la vanne n° 4 pour manœuvrer les prises n° 7 et 8 (parcelles 6g et 6h),
- vers la vanne n° 5 pour manœuvrer les prises n° 9, 10 et 11 (parcelles 6i, 6j et 6k),
- vers la vanne n° 6 pour manœuvrer les prises n° 12, 13 et 14 (parcelles 6l, 6m et 6n).

Dans ce contexte particulier, nous rajoutons les contraintes ci-dessous pour déterminer le besoin des manœuvres des prises lors des ouvertures et des fermetures de prises qui sont exprimées par $|\Delta U_k(n)| = 1$, où $\Delta U_k(n) = U_k(n)$, $\forall k, n = 1$, et $\Delta U_k(n) = U_k(n) - U_k(n - 1)$, $\forall k, n \geq 2$. $\Delta U_k(n) = 1$ quand la prise k est ouverte, et $= -1$ quand la prise k est fermée. Ainsi, nous pouvons écrire de façon générale :

$$\begin{aligned} G_{i+1}(n) + \widehat{G}_{N_P+k'} &= 1 && \text{si } |\Delta U_{k'}(n)| = 1, \forall k' \in K_i, i < N_P, n \\ G_i(n) + \widehat{G}_{N_P+k'} &= 1 && \text{si } |\Delta U_{k'}(n)| = 1, \forall k' \in K_i, i = N_P, n \end{aligned} \quad (5.6)$$

d'où $\widehat{G}_{N_P+k'}$ représente le type de prise k' , $= 1$ si la prise est automatique, sinon $= 0$. $G_{i+1}(n) + \widehat{G}_{N_P+k'} = 1$ ou $G_i(n) + \widehat{G}_{N_P+k'} = 1$ dans la contrainte conditionnelle 5.6 désignent des besoins des manœuvres quand $\widehat{G}_{N_P+k'} = 0$ (prise k' est manuellement manœuvrée).

La contrainte 5.6 est linéarisée comme suit :

$$\begin{aligned} -G_{i+1}(n) - \widehat{G}_{N_P+k'} &\leq \Delta U_{k'}(n), && \forall k' \in K_i, i < N_P, n \\ -G_i(n) - \widehat{G}_{N_P+k'} &\leq \Delta U_{k'}(n), && \forall k' \in K_i, i = N_P, n \end{aligned} \quad (5.7)$$

et

$$\begin{aligned} G_{i+1}(n) + \widehat{G}_{N_P+k'} &\geq \Delta U_{k'}(n), && \forall k' \in K_i, i < N_P, n \\ G_i(n) + \widehat{G}_{N_P+k'} &\geq \Delta U_{k'}(n), && \forall k' \in K_i, i = N_P, n \end{aligned} \quad (5.8)$$

Les prises sont aujourd'hui des prises manuelles (Fig. 5.8a) et dans le cas de modernisation du réseau, elles peuvent être aussi automatisées (Fig. 5.8b). La contrainte 5.1 devient

$$\sum_{i=1}^{N_P+N_O} \widehat{G}_i \leq \gamma \quad (5.9)$$

d'où \widehat{G}_i représente donc les types de vanne $\forall i \leq N_P$ et les types de prise $\forall i > N_P$. La durée du prélèvement d'eau d'une prise sur ce domaine peut dépasser la durée prévue, si le garde canal



(a) Martelière (prise) manuelle (source : C. DEJEAN)



(b) Martelière (prise) automatique (source : F. CHARRON)

FIGURE 5.8 – Types de martelière utilisée dans le Domaine du Merle

n'est pas disponible. Ceci entraîne une perte d'eau au bout de la parcelle. Pour tenir compte de cet aspect, nous proposons un paramètre ρ qui représente le temps autorisé de dépassement. Ce temps va être intégré dans la contrainte 3.36 comme suit :

$$S_k + D_k + \rho \geq n - M[1 - U_k(n)] \quad \forall k, n \quad (5.10)$$

Ces contraintes égalités et non égalités sont appliquées dans le cadre du choix d'une méthode de t_1 (chapitre 3) pour l'optimisation des problèmes du Domaine du Merle.

5.4.2 Résultats et Discussions

Pour les optimisations dans cette section, nous choisissons la méthode $t_1d_2m_2f_1$ et prenons les paramètres : le pas de temps $\delta t = 30$ mn, les pondérations des critères $w_1 = w_2 = w_3 = 1/3$ (tous équivalents), le temps autorisé de dépassement $\rho = 300$ mn (5 h) et les pondération de travail de jour $\xi_1 = 0,1$ et de nuit $\xi_2 = 0,9$. Chaque problème d'optimisation, comprenant 17540 variables et 51417 contraintes, est généré à partir de différents scénarios de modernisation du

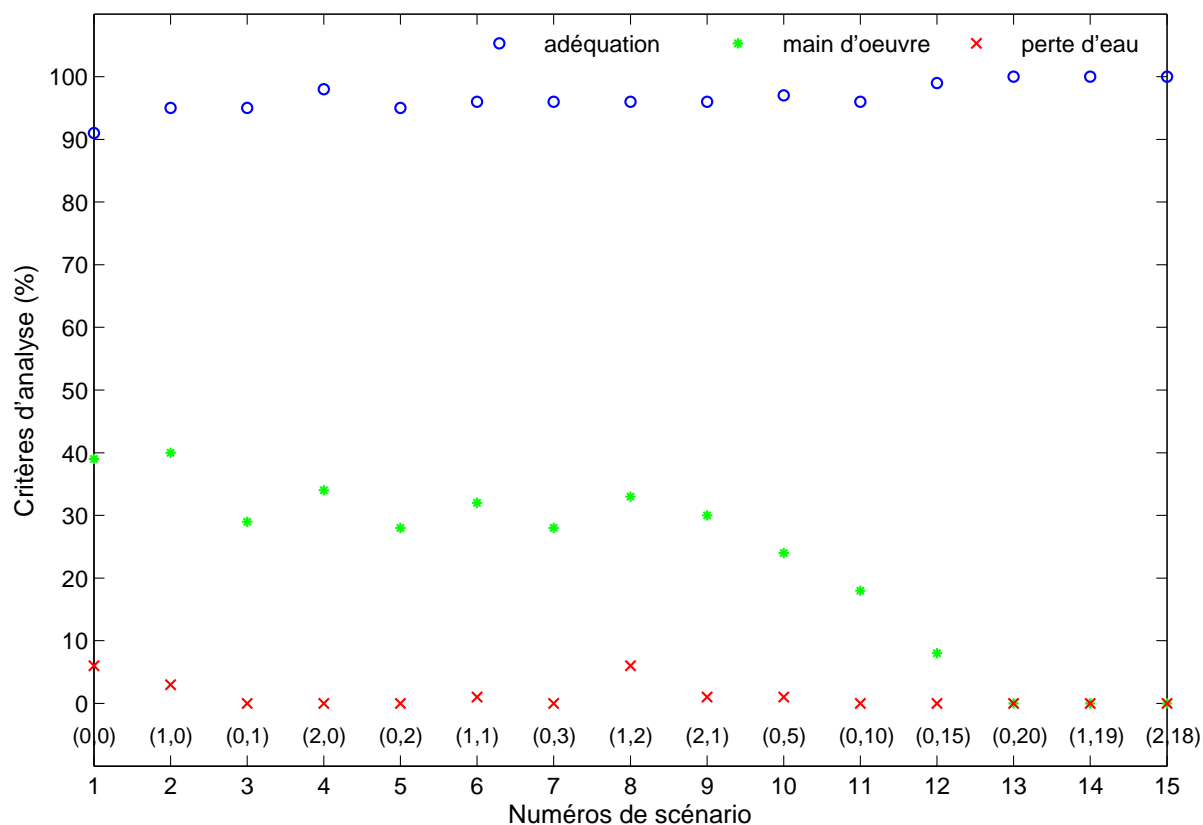


FIGURE 5.9 – Critères d'analyse de différents scénarios de modernisation du réseau. Les valeurs entre les parenthèses sont des nombres de réservoirs tampons et de vannes automatiques anticipés pour l'optimisation, c'est-à-dire "(nombre de réservoirs tampons, nombre de vannes automatiques)".

réseau qui sont définis en variant les nombres des réservoirs tampons et des vannes automatiques (Figs. 5.9 et 5.10). Le nombre de réservoirs tampons est compris entre 0 et 6 (nombre de biefs) et le nombre de vannes automatiques est compris entre 0 et 20 dont 6 sont pour les vannes en travers du canal et 14 sont pour les prises.

Le scénario optimal de la distribution d'eau sur le réseau actuel (scénario n°1) avec les restrictions des temps de travail du garde canal donne une adéquation de 91 %, nécessite une main d'œuvre de 39 % du temps prévu de travail du garde canal (36 h), et cause une perte d'eau de 6 % du volume total d'eau en entrée du canal. Par rapport à la situation actuelle, par exemple le tour d'eau "T₄", le garde canal a passé 676 mn (11 h 16 mn) de son temps pour manœuvrer les vannes et prises sur la branche Nord. Le calcul de son temps de travail est fait à partir des trajectoires indiquées dans la figure 2.12 et l'hypothèse de vitesse moyenne (15 km/h) et temps de manœuvre (20 mn/manœuvre) ci-dessus. Notons que le garde canal travaille 24 h/24 et 7 j/7 sans contrainte pour la situation actuelle, et que la perte d'eau et l'adéquation n'ont pas été mesurées (chapitre 2). La ponctualité est par ailleurs exclue de ces deux cas (mesure et optimisation).

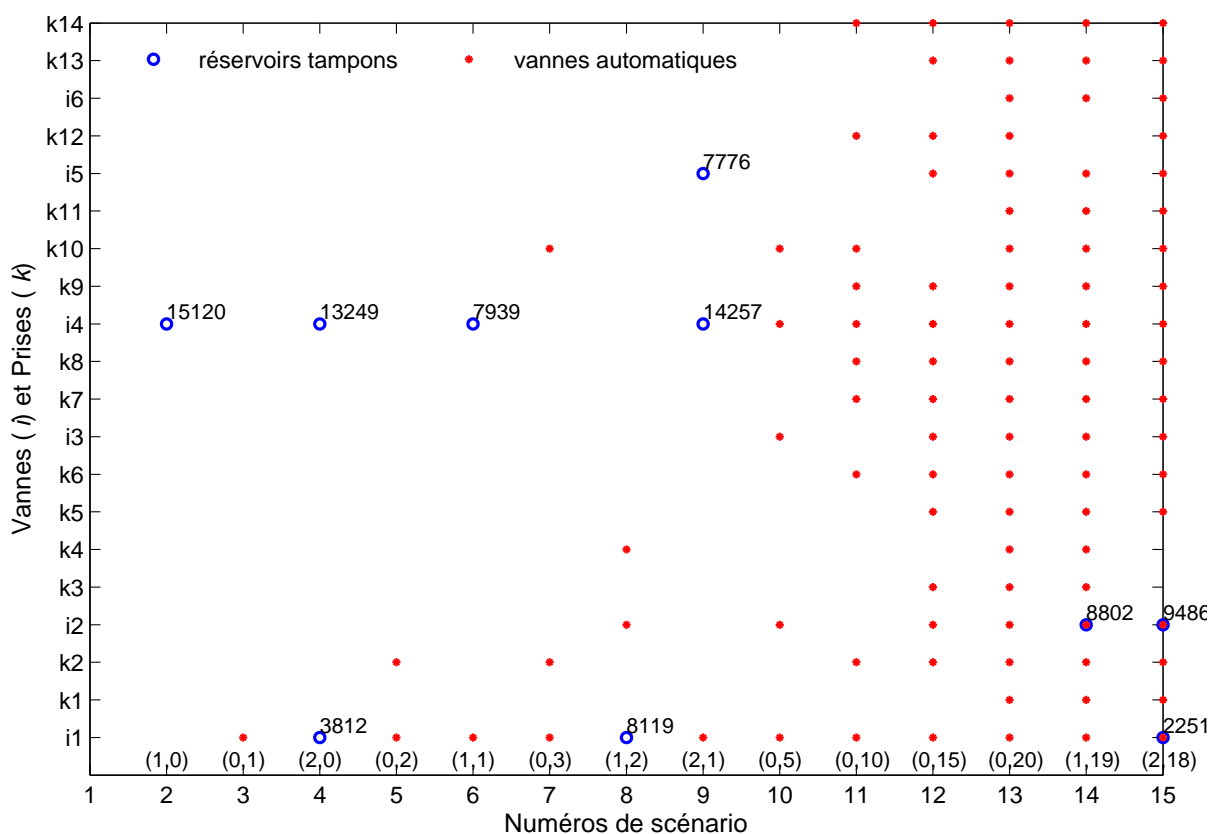


FIGURE 5.10 – Réservoirs tampons et vannes automatiques obtenus après les optimisations de différents scénarios de modernisation du réseau. Les valeurs entre les parenthèses sont des nombres de réservoirs tampons et de vannes automatiques anticipés pour l'optimisation, c'est-à-dire "(nombre de réservoirs tampons, nombre de vannes automatiques)". Les valeurs attachées aux points rond bleus sont des volumes des réservoirs tampons en m^3 .

Les résultats de la figure 5.9 montrent que l'adéquation est améliorée pour tous les scénarios de modernisation, quelle que soit la création des réservoirs tampons ou bien l'automatisation des vannes. Toutefois, les volumes des réservoirs sont importants (Fig. 5.10). En comparant un réservoir tampon créé (scénario n° 2) et une vanne automatique (scénario n° 3), la performance de la distribution d'eau sur le réseau avec une vanne automatique est plus intéressante.

En étudiant tous les scénarios de modernisation, le scénario n° 10 (5 vannes automatiques) semble globalement plus intéressant. Ce scénario permet d'augmenter l'adéquation de 7 % ($I_{AV} = 97\%$) et diminuer la main d'œuvre de 15 % ($I_{GO} = 38\%$) et la perte d'eau de 83 % ($I_{WL} = 1\%$) par rapport au scénario n° 1. Il nécessite respectivement 414 mn et 108 mn pour les travaux de jour et de nuit.

Les figures 5.11 et 5.12 montrent le calendrier d'arrosage et les manœuvres des vannes pour le réseau actuel et le réseau modernisé, le scénario n° 10 qui est sélectionné pour l'illustration ci-dessous. 5 vannes automatiques sont désignées, grâce à l'optimisation, pour les vannes suivantes : vannes en travers du canal n° 1, 2, 3 et 4 et prise n° 10 (Fig. 5.10).

Respectant les temps disponibles du garde canal, les temps entre les ouvertures et fermetures

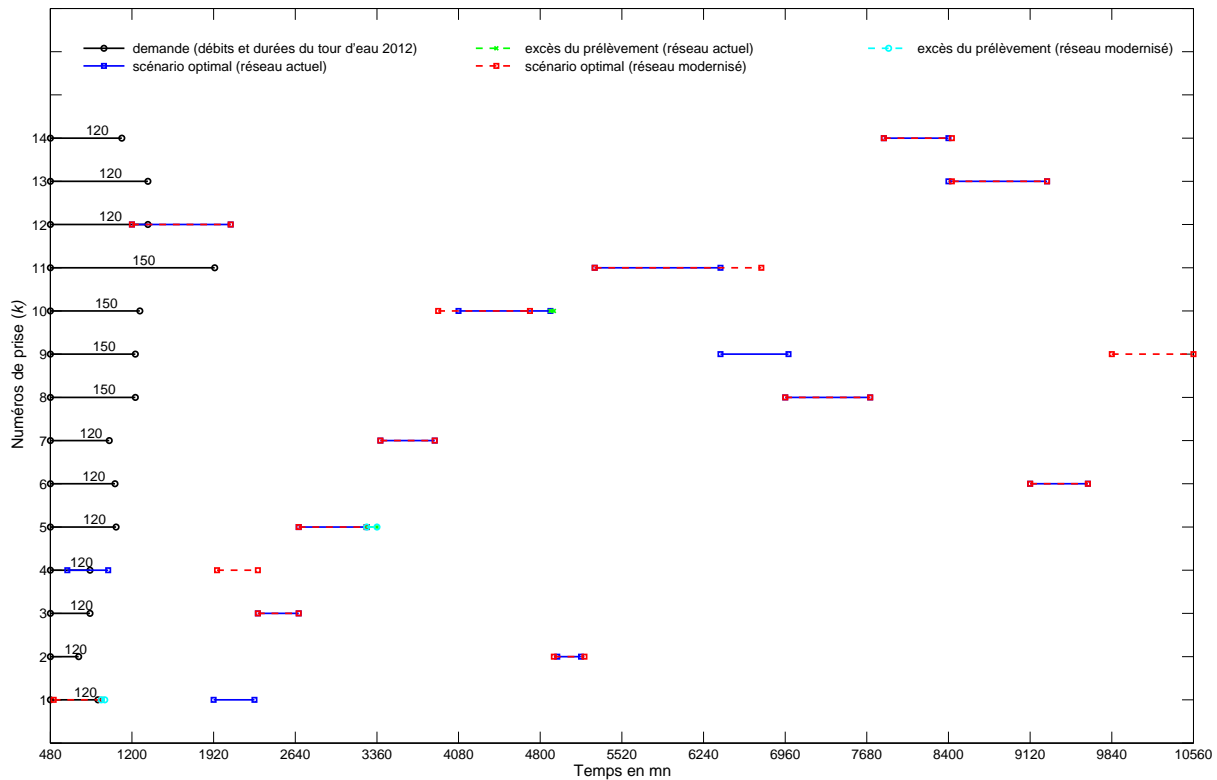


FIGURE 5.11 – Comparaison des calendriers d’arrosage des scénarios pour les réseaux actuel et modernisé. $t = 480$ mn (8 h du jour 1) est l’heure du début du tour d’eau et $t = 10560$ mn (8 h du jour 8) est l’heure de fin du tour d’eau.

des prises n° 1, 5 et 10 sont plus grands que les durées de prélèvements. Les prélèvements sur ces prises dépassent respectivement 30 mn pour le scénario n° 10, 1 h 30 mn pour le scénario n° 1 et 10, et 30 mn pour le scénario n° 1. Ces dépassements entraînent des pertes d’eau pour ces deux scénarios. L’automatisation de 4 vannes et 1 prise permettent d’éliminer la perte d’eau sur la prise n° 10, et de satisfaire mieux les prélèvements sur les prises n° 2, 9, 11, 12 et 14.

Grâce à l’automatisation des vannes n° 1, 2, 3 et 4, les manœuvres de celles-ci sont automatiquement faites (aucune manœuvre réalisée par le garde canal, Fig.5.12). Cependant, il existe des manœuvres des prises n° 1 et 2 (vanne n° 2), des prises n° 3, 4, 5 et 6 (vanne n° 3) et des prises n° 7 et 8 (vanne n° 4). Ces manœuvres sont obtenues suite à l’hypothèse du calcul (contrainte 5.6).

5.5 Conclusion

Les méthodes développées dans le chapitre 3 permettent non seulement de planifier le tour d’eau pour la gestion mais aussi de fournir un outil d’aide à la décision de modernisation d’un réseau qui est basée sur deux concepts : création des réservoirs tampons et automatisation des vannes. Le test sur un réseau virtuel et l’application sur le canal branche Nord du domaine du Merle ont

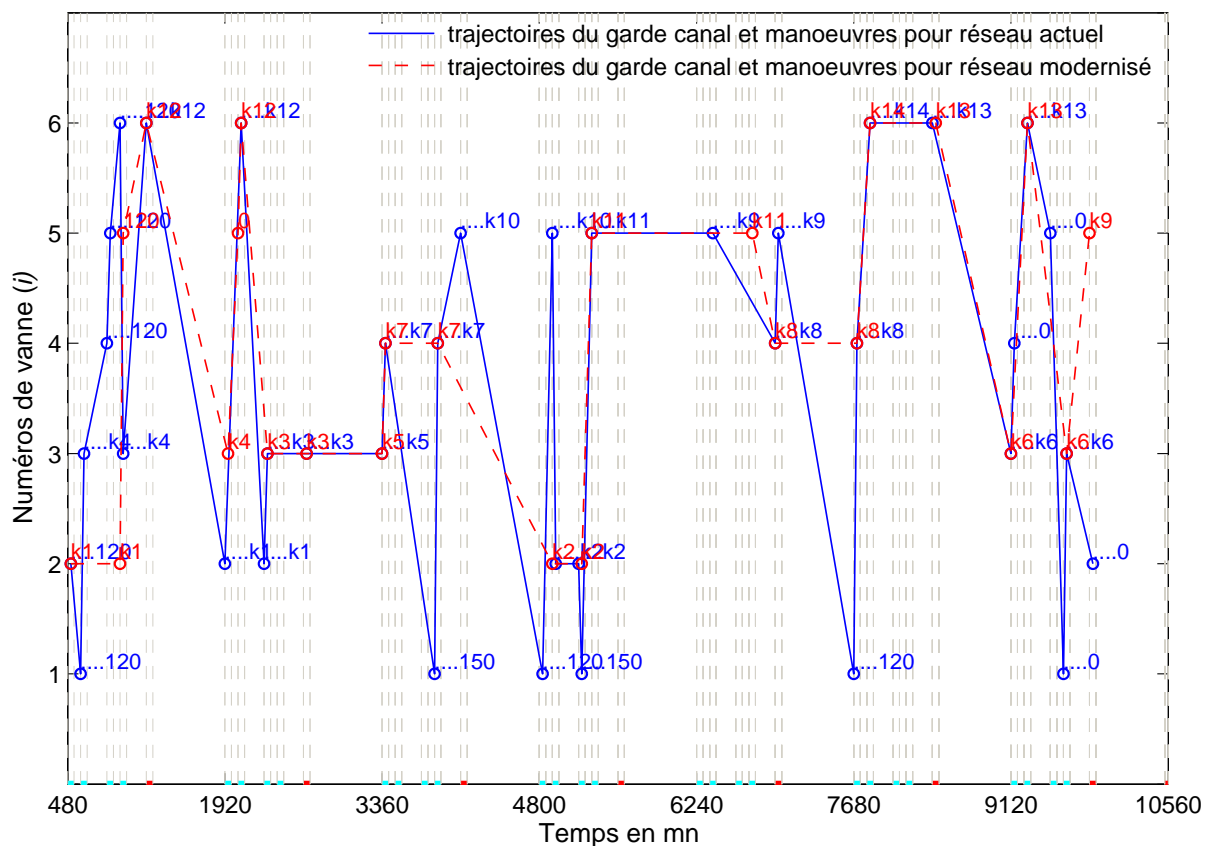


FIGURE 5.12 – Comparaison des manœuvres des scénarios pour le réseaux actuel et le réseau modernisé. Les petites cercles bleus/rouges sont les points qui représentent les manœuvres de vannes (ou de prises) dont les débits de consigne sont représentés par les valeurs attachées (l/s). Les valeurs précédées par "k" sont les numéros de prise qui sont ouvertes/fermées. Les lignes continues bleues claires et rouges ci-près l'axe des abscisses représentent respectivement les temps de travail du garde canal de jour et de nuit, le temps de jour est défini entre 8 h et 20 h. $t = 480$ mn (8 h du jour 1) est l'heure du début du tour d'eau et $t = 10560$ mn (8 h du jour 8) est l'heure de fin du tour d'eau.

confirmé.

Toutefois, ces méthodes sont limitées par ces deux concepts de modernisation. Dans la pratique, il peut y avoir nombreux autres concepts. Par exemple, pour le Domaine du Merle, la modernisation peut être également étudiée par le re-dimensionnement des tailles et/ou par la dénivellation de la pente des parcelles qui permettraient de mieux les irriguer. Ceci se situe à l'aval de la prise et n'est pas étudié ici, mais l'approche développée pourrait être étendue à ce problème [Mailhol et Merot, 2008; Bader *et al.*, 2010].

CONCLUSION GÉNÉRALE & PERSPECTIVES

Aujourd'hui, on doit rechercher une meilleure valorisation de l'eau ("more crop per drop"), notamment pour l'usage agricole qui est largement dominant. Les réseaux traditionnels, les plus nombreux et les plus consommateurs d'eau, doivent adapter leur gestion et se moderniser.

Nous avons ainsi travaillé sur une méthode d'optimisation des tours d'eau (fixes, arrangés ou modulés) qui sont des modes de distribution généralement utilisés sur les réseaux traditionnels. Le tour d'eau nécessite un calendrier d'arrosage (gestion tactique) et un planning de manœuvre des vannes (gestion opérationnelle). Le calendrier d'arrosage est attribué aux usagers avant que le tour d'eau démarre. Ce calendrier est défini par l'heure de démarrage, la durée et le débit de prélèvement. Par ailleurs, le planning de manœuvre des vannes facilite le travail du garde canal. Ce planning n'est pas officiellement établi. En pratique, le garde canal prépare lui même son plan de manœuvre des vannes au jour le jour en fonction du tour d'eau.

La détermination d'un calendrier d'arrosage selon la méthode traditionnelle découle de règles rigides. Par exemple, tous les usagers ont un droit d'eau de 5 h/ha/semaine avec une main d'eau de 35 l/s (630 m³/ha/semaine ou 9 mm/j), même s'ils ont des cultures différentes ou des usages différents. Pour mieux s'adapter aux besoins, de nombreuses méthodes modernes sont proposées dans la littérature. Ces méthodes permettent de planifier les irrigations sur un réseau constitué d'une seule branche, avec la durée et le débit fixés pour chaque prise. Or le réseau peut être constitué de plusieurs branches, et la durée devrait être flexible pour s'adapter à des situations de manque d'eau. De plus, la main d'œuvre et le système physique ne sont pas pris en compte ensemble dans les méthodes disponibles de la littérature. La main d'œuvre n'a été considérée dans les problèmes d'optimisation que de manière très simples.

Contributions de la thèse

Vu les limites des méthodes évoquées ci-dessus, nous avons développé une nouvelle méthode d'optimisation qui permet non seulement de mieux planifier les calendriers de distribution d'eau pour la gestion (chapitre 3) mais aussi pour la modernisation d'un réseau (chapitre 5).

Formalisation du problème d'optimisation des tours d'eau

Nous avons formalisé le problème d'optimisation d'un réseau hétérogène ayant des vannes manuelles et/ou automatiques, et aux tours d'eau fixes, arrangés (voire à la demande avec fréquence

arrangées), modulés ou mixtes. Nous avons développé une méthode d'optimisation basée sur la programmation linéaire en variables mixtes. Les objectifs et les contraintes de distribution sont proposés à partir des analyses des enjeux de la distribution issus de la littérature (chapitre 1), de l'analyse de deux sites réels du Sud de la France, le réseau du Canal de Gignac ainsi que sur le domaine du Merle (chapitre 2), et des discussions avec des gestionnaires.

Nous avons proposé trois critères pour évaluer la performance de la distribution : adéquation, efficacité hydraulique et main d'œuvre. Chacun de ces trois critères a un coefficient de pondération pour définir sa priorité. Les priorités entre usagers et les priorités pour le travail de jour et de nuit du garde canal sont aussi introduites. La ressource disponible en tête du canal, la capacité de transfert et le temps de réponse (temps de retard) sont également intégrés dans le calcul. En particulier, les horaires de travail du garde canal et ses temps de trajet (y compris le temps de chaque manœuvre) sont pris en compte pour éviter les manœuvres qui ne sont pas réalisables (par exemple, le travail de nuit). Nous avons introduit également la notion de modernisation d'un réseau : automatisation de vannes et mise en place de réservoirs tampons. L'introduction de cette notion permet de trouver des vannes à automatiser et/ou des réservoirs tampons à créer prioritairement en fonction des nombres souhaités (chapitre 5). Les solutions trouvées permettront ultérieurement d'alimenter une étude des coûts-bénéfices de différentes stratégies de modernisation.

Cette méthode comprend plusieurs options de modélisation et de simplification du problème (section 3.4). Il existe deux groupes principaux : un groupe pour la méthode développée en modélisant le problème par le temps discret (t_1) et l'autre par le temps continu (t_2). Ces deux groupes donnent des choix adaptés aux caractéristiques d'un réseau et à la durée du tour d'eau :

- La méthode formulée en temps discret est capable de planifier des tours d'eau sur un réseau ayant plusieurs biefs et prises mais pour une courte durée du tour d'eau.
- La méthode formulée en temps continu permet de mieux planifier des tours d'eau sur un réseau ayant peu de biefs et de prises mais pour une longue durée du tour d'eau. Cependant, cette approche ne permet pas de résoudre le problème d'un réseau ayant des capacités de stockage.

Par ailleurs, il existe également 3 tactiques (section 3.3.2) pour anticiper la résolution la plus rapide possible selon la caractéristique du problème, par exemple selon la façon de prendre en compte le temps de travail nécessaire pour les manœuvres et les déplacements.

La méthode est testée sur un réseau virtuel et des réseaux réels dont les problèmes illustrent bien les enjeux de la distribution, dans un cas simple puis dans un cas plus complexe (chapitres 4 et 5). Notre méthode introduit bien les problèmes liés au système physique et au travail du garde canal, ce qui est une limite importante dans les méthodes de la littérature. De plus, nous déterminons le calendrier d'arrosage et le planning de manœuvre en s'adaptant à la capacité de la ressource et à la capacité de stockage dans un bief ou un réservoir tampon (s'il existe).

Apport de la méthode pour l'amélioration de la performance de distribution d'eau

La performance de distribution d'eau sur un réseau de canaux à surface libre est en général faible. Cette faiblesse peut être due à la mauvaise synchronisation entre l'offre et la demande ou bien due à la caractéristique du système qui ne peut plus répondre à la demande. Notre méthode permet bien de planifier un calendrier d'arrosage et un planning de manœuvre des vannes qui dépendent de trois critères (adéquation, efficacité hydraulique et main d'œuvre) et des contraintes liées au réseau, à la ressource disponible et à la main d'œuvre. Ainsi ces méthodes permettent de définir un scénario de distribution d'eau :

- avec la garantie du scénario de distribution réalisable.
- avec les compromis entre l'adéquation, l'efficacité et la main d'œuvre.
- avec la perte d'eau optimale en réduisant la quantité d'eau envoyée au réseau par rapport aux méthodes sans optimisation.
- avec une charge de travail optimisée.
- avec des priorités des usagers.
- en s'adaptant à la ressource disponible. Dans un cas de pénurie d'eau, la méthode peut ajuster les prélèvements des usagers en respectant les priorités des usagers et les intervalles admissibles.
- en s'adaptant aux horaires de travail du garde canal et avec une possibilité de réduire le travail de nuit.

A titre d'illustration, notre méthode est appliquée sur un secteur secondaire du Canal de Gignac pour déterminer le scénario optimal de gestion. Ce scénario est évalué par les simulations hydrauliques à l'aide d'un modèle du réseau établi avec le logiciel SIC². Le résultat des simulations montre que le calendrier d'arrosage et le planning de manœuvre sont bien synchronisés. L'adéquation en terme de volume d'eau est supérieure à 90 % et la perte d'eau au bout du canal est inférieure à 10 %.

Le problème du Canal de Gignac illustre un problème d'un tour d'eau arrangé et d'un réseau hétérogène ayant des vannes manuelles et automatiques. Dans un tour d'eau fixe, modulé et à demande avec fréquence arrangée, le problème d'optimisation est exprimé de façon similaire voire moins complexe que pour un tour d'eau arrangé. La durée et le débit pour chaque prise sont déjà connus. En plus, si le réseau est homogène et/ou les vannes sont toutes automatiques, le problème est exprimé de façon encore moins complexe. Par conséquent, notre méthode est aussi capable de s'appliquer à ces types de problème d'optimisation (problèmes fréquents dans la littérature).

Apport de la méthode pour l'aide à la décision pour la modernisation d'un réseau

Dans un cas où la planification optimale ne permet plus de distribuer l'eau aux usagers avec une performance satisfaisante, il sera nécessaire de moderniser le réseau pour accroître la performance de distribution. Notre méthode permet de contribuer également à cette problématique d'aide à la décision. Grâce à deux concepts de modernisation proposés (automatisation de vannes et mise en place de réservoirs tampons), la méthode peut déterminer la stratégie optimale de modernisation en fonction du nombre de vannes et du nombre de réservoirs tampons souhaités. C'est-à-dire que nous pouvons identifier les vannes à automatiser, et les emplacements et tailles de réservoirs à créer en priorité. Nous obtenons alors les critères de performance améliorés, un calendrier d'arrosage et un planning de manœuvre qui y correspondent.

Nous avons utilisé notre approche avec la notion de modernisation pour tester la méthode et étudier des stratégies de modernisation d'un réseau virtuel et du réseau du domaine du Merle. Les résultats des tests montrent bien que la méthode est capable de déterminer des vannes à automatiser, et les emplacements et les tailles de réservoirs à aménager en priorité. La méthode trouve plusieurs scénarios de modernisation pour le domaine du Merle en fonction de la réduction de la charge de travail du garde canal et de l'augmentation de l'efficacité hydraulique. A l'aide de ces stratégies, le gestionnaire peut choisir le scénario qui correspond à son objectif et ses moyens financiers.

Pour étudier les stratégies de modernisation d'un réseau, on peut fixer plusieurs nombres de vannes ou de réservoirs à moderniser, et on analyse les coûts-bénéfices des scénarios obtenus. Notons que chaque optimisation nécessite un nombre de vannes et un nombre de réservoirs. Le résultat donne un scénario de modernisation.

Perspectives

Notre méthode présente des limites dues à la simplification du problème considéré et aux aspects qui ne sont pas encore étudiés. Nous proposons ci-dessous les pistes de travail qui nous paraissent prioritaires.

Résolution et algorithme d'optimisation

Pour différentes raisons, nous avons choisi la formulation de la programmation linéaire en variables mixtes (MILP) pour développer nos méthodes ci-dessus. De nombreuses variables binaires sont introduites pour faciliter la formulation en linéaire. Ceci génère un problème d'optimisation de grande dimension lorsque la taille du réseau (nombre des biefs et des prises) est grande, et lorsque la durée du tour d'eau est longue. Par conséquent, nous n'arrivons pas encore à résoudre le problème sur le secteur secondaire du Canal de Gignac ayant 201 prises (sans regroupement de certaines prises) et de nombreux biefs, ni le problème du Domaine du Merle (réseau entier : 5 branches et 53 prises ou 99 calans). Ces deux problèmes peuvent probablement être résolus avec

un ordinateur ayant une capacité plus puissante que le notre ou grâce à la parallélisation des calculs (Clusters).

Si ces limites sont dépassées, nous pouvons imaginer de tester nos méthodes (formulation non-linéaire) par d'autres algorithmes d'optimisation. L'algorithme génétique est recommandé par Wardlaw et Bhaktikul [2004], Haq *et al.* [2008], Azamathulla *et al.* [2008], Mathur [2009], et Peng *et al.* [2012]. Si aucun algorithme ne permet de résoudre les problèmes de grandes dimensions, nous recommandons de décomposer le réseau ou la durée du tour d'eau. Le réseau peut être découpé en plusieurs blocs, les plus grands possibles. Une manière de résoudre le problème est d'abord de décomposer la durée du tour d'eau en plusieurs tranches horaires. Le problème de chaque bloc ou chaque tranche est résolu en respectant les solutions connues des autres blocs ou tranches. A partir de toutes les solutions obtenues, l'optimisation du problème initial (sans décomposition) peut être exécutée par la tactique de la solution heuristique des variables d'allocation de l'eau.

Détermination des demandes

La décision d'un calendrier d'arrosage est basée sur l'hypothèse que l'on connaît l'heure de démarrage, la durée et le débit de prélèvement, et les coefficients des priorités pour chaque prise. Ces valeurs sont exprimées par les usagers ou par le gestionnaire d'un réseau. La prévision météorologique n'est pas prise en compte dans nos méthodes. Si elle était intégrée, cela pourrait permettre d'ajuster les demandes lors de la planification, et de mettre à jour le calendrier d'arrosage et le planning de manœuvre pendant la distribution. Cependant, il s'agit d'un problème incertain. La prise en compte de l'incertitude dans le problème d'optimisation complique encore plus le problème qui est déjà difficile à résoudre pour un grand réseau. Dans l'avenir, nous pouvons imaginer utiliser des modèles agronomiques pour estimer les besoins en eau en fonction des cultures, de l'évaporation et du sol [Li *et al.*, 2011; Casadesus *et al.*, 2012; Parsinejad *et al.*, 2013; McCarthy *et al.*, 2013; Fu *et al.*, 2014] dans la phase préliminaire. Le stress hydrique du sol peut être utilisé pour calculer aussi les coefficients des priorités entre les usagers ($\alpha_k, \beta_k, \forall k$) [Belaqziz *et al.*, 2014] dans cette phase. Par ailleurs, les comportements des usagers devraient être étudiés et pris en compte dans nos méthodes pour que l'eau distribuée corresponde bien à leurs besoins.

Modélisation du système physique

Nous avons utilisé un modèle hydraulique simplifié pour modéliser le système physique, ce qui est aussi une autre limite dans nos méthodes. Le transfert d'eau est exprimé par un temps de retard pur (τ_i) dans un bief. Des débits passés d'un bief amont aux biefs aval sont calculés par des débits de consigne et des constantes (a_i) pour chaque ouvrage. Dans certains cas, ces deux hypothèses peuvent pénaliser les prélèvements sur les prises aval (section 4.4.3.3). Nous pouvons imaginer utiliser des méthodes plus complexes pour mieux tenir compte des dynamiques hydrauliques [Litrico et Fromion, 2004a,b; Alende *et al.*, 2009; Litrico *et al.*, 2010].

Déplacement du garde canal

L'introduction du travail du garde canal dans le calcul a pour but d'assurer des manœuvres réalisables et réduire les temps de travail du garde canal, notamment les temps de travail de nuit. Les critères d'optimisation à minimiser sont fournis à partir de la somme du nombre de manœuvres (m_1), des temps des trajets successifs (m_2), ou de l'écart des temps entre la première et la dernière manœuvre (m_3). Dans le calcul du critère à partir de l'option m_2 , le point de départ pour la première manœuvre est l'endroit de la vanne manœuvrée et pour les manœuvres suivantes, le garde canal part d'une vanne où il y a eu une manœuvre précédente. Dans la réalité, il peut partir d'un autre endroit. En outre, la formulation de ce problème est basée sur un seul garde canal. Or, dans un grand réseau, il peut y avoir plusieurs gardes canal. Ces deux aspects pourront aussi être pris en compte dans des travaux futurs.

Critère économique pour la modernisation

Dans un problème de modernisation d'un réseau, nous recherchons un scénario optimal de modernisation à partir des trois critères : adéquation, efficacité et main d'œuvre. Un critère économique lié au coût-bénéfice n'est pas directement proposé dans les méthodes développées. Ce critère est analysé après l'optimisation pour choisir un meilleur scénario. Il sera intéressant dans des travaux ultérieurs d'intégrer un critère économique dans la fonction d'objectif.

- ABOLPOUR, B., JAVAN, M. B., ABOLPOUR, B. et JAVAN, M. (2007). Optimization model for allocating water in a river basin during a drought. *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*, 133(6):559–572.
- AHMAD, M. D., TURRAL, H. et NAZEER, A. (2009). Diagnosing irrigation performance and water productivity through satellite remote sensing and secondary data in a large irrigation system of Pakistan. *Agricultural Water Management*, 96(4):551–564.
- AL-JAYYOUSI, O. R. (1999). Rehabilitation of irrigation distribution systems : The case of Jericho city. *Water Resources Management*, 13(2):117–132.
- ALARCÓN, J., GARRIDO, A., JUANA, L. et ASCE, M. (2014). Optimal water allocation in shortage situations as applied to an irrigation community. *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*, 140(3):1–8.
- ALENDE, J., LI, Y. et CANTONI, M. (2009). A 0,1 linear program for fixed-profile load scheduling and demand management in automated irrigation channels. In *48th IEEE Conference on Decision and Control held jointly with 2009 28th Chinese Control Conference, CDC/CCC 2009*, pages 597–602, Shanghai.
- ALEXANDRATOS, N. et BRUINSMA, J. (2012). World agriculture towards 2030 / 2050 : The 2012 revision. In *ESA Working paper*, numéro 12-03, pages 1–154, Rome. FAO.
- ALFONSO, L., JONOSKI, A. et SOLOMATINE, D. (2010). Multiobjective optimization of operational responses for contaminant flushing in water distribution networks. *Journal of Water Resources Planning and Management*, 136(1):48–58.
- ANWAR, A. A. et CLARKE, D. (2001). Irrigation scheduling using mixed-integer linear programming. *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*, 127(2):63–69.
- ANWAR, A. A., CLARKE, D. et DE VRIES, T. T. (2006). Channel capacity under arranged demand irrigation. *Agricultural Water Management*, 82(1-2):148–160.
- ANWAR, A. A. et DE VRIES, T. T. (2004). Irrigation scheduling. ii : Heuristics approach. *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*, 130(1):17–25.

- ANWAR, A. A. et HAQ, Z. U. (2013). Genetic algorithms for the sequential irrigation scheduling problem. *Irrigation Science*, 31(4):815–829.
- AZAMATHULLA, H. M., WU, F.-C., GHANI, A. A., NARULKAR, S. M., ZAKARIA, N. A. et CHANG, C. K. (2008). Comparison between genetic algorithm and linear programming approach for real time operation. *Journal of Hydro-Environment Research*, 2(3):172–181.
- BABEL, M. S., DAS GUPTA, A., NAYAK, D. K. et BABEL, M. S. (2005). A model for optimal allocation of water to competing demands. *Water Resources Management*, 19(6):693–712.
- BADER, J.-C., SAOS, J.-L. et CHARRON, F. (2010). Modèle de ruissellement, avancement et infiltration pour l'irrigation à la planche sur un sol recouvrant un sous-sol très perméable. *Hydrological Sciences Journal*, 55(2):177–191.
- BARLOW, E. et TANYIMBOH, T. T. (2012). Multi-objective optimisation of water distribution systems using a genetic algorithm embedded with an enhanced evolutionary direction crossover operator. In *10th International Conference on Hydroinformatics*, pages 1–8, Hambourg.
- BEDJAOU, N., LITRICO, X., KOENIG, D., RIBOT-BRUNO, J. et MALATERRE, P.-O. (2008). Static and dynamic data reconciliation for an irrigation canal. *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*, 134(6):778–787.
- BELAQZIZ, S., MANGIAROTTI, S., LE PAGE, M., KHABBA, S., ER-RAKI, S., AGOUTI, T., DRAPEAU, L., KHARROU, M. H., EL ADNANI, M. et JARLAN, L. (2014). Irrigation scheduling of a classical gravity network based on the Covariance Matrix Adaptation - evolutionary strategy algorithm. *Computers and Electronics in Agriculture*, 102:64–72.
- BELAUD, G., LITRICO, X. et CLEMMENS, A. J. (2013). Response time of a canal pool for scheduled water delivery. *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*, 139(4):300–308.
- BIE, B. D., DE BIÈVRE, B., ALVARADO, A., TIMBE, L., CÉLLERI, R. et FEYEN, J. (2003). Night irrigation reduction for water saving in medium-sized systems. *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*, 129(2):108–116.
- BOS, M. G. (1997). Performance indicators for irrigation and drainage. *Irrigation and Drainage Systems*, 11(2):119–137.
- BOS, M. G., MURRAY-RUST, D. H., MERREY, D. J., JOHNSON, H. G. et SNELLEN, W. B. (1993). Methodologies for assessing performance of irrigation and drainage management. *Irrigation and Drainage Systems*, 7(4):231–261.
- BRISSON, N. et LEVRAULT, F. (2010). Changement climatique, agriculture et forêt en France : simulations d'impacts sur les principales espèces. Rapport technique, INRA.
- BRLI (2002). Etude du mouvement des eaux du Canal de Gignac. Rapport technique, BRLI.

- BROAD, D. R., MAIER, H. R. et DANDY, G. C. (2010). Optimal operation of complex water distribution systems using metamodels. *Journal of Water Resources Planning and Management*, 136(4):433–443.
- CAMPOLONGO, F., CARIBONI, J. et SALTELLI, A. (2007). An effective screening design for sensitivity analysis of large models. *Environmental Modelling and Software*, 22(10):1509–1518.
- CAR, N. J., CHRISTEN, E. W., HORNBUCKLE, J. W. et MOORE, G. A. (2012). Using a mobile phone Short Messaging Service (SMS) for irrigation scheduling in Australia - farmers' participation and utility evaluation. *Computers and Electronics in Agriculture*, 84:132–143.
- CASADESUS, J., MATA, M., MARSAL, J. et GIRONA, J. (2012). A general algorithm for automated scheduling of drip irrigation in tree crops. *Computers and Electronics in Agriculture*, 83:11–20.
- CHAPDANIEL, S. (2009). Definition d'une strategie de suivi des consommations d'eau brute sur un perimetre irrigue : Cas de l'ASA du Canal de Gignac. Mémoire de D.E.A., SupAgro.
- CLEMMENS, A. et MOLDEN, D. (2007). Water uses and productivity of irrigation systems. *Irrigation Science*, 25(3):247–261.
- CLEMMENS, A. J. (1987). Delivery system schedules and required capacities. In ZIMBELMAN, D. D., éditeur : *Planning, Operation, Rehabilitation and Automation of irrigation water delivery systems*, pages 18–34, Oregon, Portland. American Society of Civil Engineers.
- CLEMMENS, A. J. et STRAND, R. J. (2010). Application of software for automatic canal management (SacMan) to the WM lateral canal. *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*, 136(7):451–459.
- COLAÇO, M. J. et DULIKRAVICH, G. S. (2009). A survey of basic deterministic , heuristic and hybrid methods for single objective optimization and response surface generation. In *METTI IV - Thermal Measurements and Inverse Techniques*, pages 1–27.
- COMBE, T. (2009). Démarche de concertation pour un contrat de canal, rapport préliminaire du Canal de Gignac. Rapport technique, ASA du Cana de Gignac.
- DE VRIES, T. T. et ANWAR, A. A. (2004). Irrigation scheduling. i : Integer programming approach. *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*, 130(1):9–16.
- DE VRIES, T. T. et ANWAR, A. A. (2006). Irrigation scheduling with travel times. *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*, 132(3):220–227.
- DEBAEKE, P., BERGEZ, J.-E. et LEENHARDT, D. (2008). Perspectives agronomiques et génétiques pour limiter ou réguler la demande en eau d'irrigation. *La Houille Blanche*, 6:17–25.
- DELAVAR, M., MOGHADASI, M. et MORID, S. (2012). Real-time model for optimal water allocation in irrigation systems during droughts. *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*, 138(6):517–524.

- DHILLON, G. S. et PAUL, T. C. (1988). Water delivery models for irrigation projects. *Irrigation and Drainage Systems*, 2(1):43–52.
- DORCHIES, D., BAUME, J.-P. et MALATERRE, P.-O. (2013). SIC², un logiciel pour la gestion des canaux, rivières et fleuves. *Sciences Eaux & Territoires*, 11:48–50.
- DORCHIES, D., MALATERRE, P.-O., LOUBIER, S. et ROUZEYRE, C. (2011). Inventaire et évaluation technique des canaux et des équipements d’irrigation et analyses coût-bénéfice des incitations à leur modernisation. Rapport technique, UMR G-eau, Irstea, Montpellier.
- EDELKAMP, S. (2000). Planning with pattern databases. Rapport technique, Albert-Ludwigs-Universität, Freiburg.
- ESCOFIER, B. et PAGÈS, J. (1990). *Analyses factorielles simples et multiples : Objectifs, méthodes et interprétation*, chapitre Analyse en composantes principales, pages 7–24. Dunod.
- FAO (2002). *Eau et Agriculture. Produire plus avec moins d’eau*. FAO, Rome.
- FAO (2013). AQUASTAT database- Food and Agriculture Organization of the United Nations (FAO). Website accessed on 16/01/2014 .
- FARES, A., HAMDHANI, H., POLYAKOU, V., DOGAN, A. et VALENZUELA, H. (2007). Real-time soil water monitoring for optimum water management. *Journal of the American Water Resources Association*, 42(6):1527–1535.
- FOUILHOUX, P. (2011). Programmation mathématique discrète et modèles linéaires.
- FOVET, O. (2010). *Gestion des développements d’algues benthiques en canaux : modèles pour des stratégies de régulation hydraulique*. Thèse de doctorat, Montpellier SupAgro.
- FU, Y., LI, M. et GUO, P. (2014). Optimal allocation of water resources model for different growth stages of crops under uncertainty. *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*, 140(6):1–8.
- GARDEUX, V. (2011). *Conception d’heuristiques d’optimisation pour les problèmes de grande dimension. Application à l’analyse de données de puces à ADN*. Thèse de doctorat, Université de Paris-Est Créteil.
- GATES, T. K., HEYDER, W. E., FONTANE, D. G. et SALAS, J. D. (1991). Multicriterion strategic planning for improved irrigation delivery. i. approach. *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*, 117(6):897–913.
- GHUMMAN, A. R., KHAN, M. Z. et KHAN, M. J. (2006). Use of numerical modelling for management of canal irrigation water. *Irrigation and Drainage*, 55(4):445–458.

- GILLOT, L. et RUF, T. (2006). Prinpes et pratiques de la distribution de l'eau dans les systèmes gravitaire. In TIERCELIN, J.-R. et VIDAL, A., éditeurs : *Traité d'irrigation*, chapitre 12.1, pages 1079–1100. Lavoisier, Paris, 2ème édition.
- GOODWIN, G., MCCLYMONT, K. et SAVIC, D. (2012). Novel optimisation performance indicators for the multi-objective water distribution design problem. In *10th International Conference on Hydroinformatics*, pages 1–8, Hambourg.
- GORANTIWAR, S. D. et SMOUT, I. K. (2005). Multilevel approach for optimizing land and water resources and irrigation deliveries for tertiary units in large irrigation schemes. ii : Application. *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*, 131(3):264–272.
- GORANTIWAR, S. D. et SMOUT, I. K. (2007). Model for performance based land area and water allocation within irrigation schemes. *Irrigation and Drainage Systems*, 20(4):345–360.
- GOUSSARD, J. (2006). Régulation des transferts d'eau en canaux : ouvrages et équipements. In TIERCELIN, J.-R. et VIDAL, A., éditeurs : *Traité d'irrigation*, chapitre 5.4, pages 441–470. Lavoisier, Paris, 2ème édition.
- GUILLET, D. (2006). Rethinking irrigation efficiency : Chain irrigation in Northwestern Spain. *Human Ecology*, 34(3):305–329.
- HAQ, Z. U. (2009). *Application of Genetic Algorithms for Irrigation Water Scheduling*. Thèse de doctorat, University of Southampton.
- HAQ, Z. U., ANWAR, A. A. et CLARKE, D. (2008). Evaluation of a genetic algorithm for the irrigation scheduling problem. *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*, 134(6):737–744.
- HAUTREUX, E. (2001). Exemple de cas concrets de tour d'eau : Analyse des besoins et des contraintes à prendre en considération. Rapport technique, Société du Canal de Provence.
- HONG, S., MALATERRE, P.-O., BELAUD, G. et DEJEAN, C. (2012). Optimization of irrigation scheduling for complex water distribution using mixed integer quadratic programming (MIQP). In *10th International Conference on Hydroinformatics*, pages 1–8, Hambourg.
- HONG, S., MALATERRE, P.-O., BELAUD, G. et DEJEAN, C. (2014). Optimization of water distribution for open-channel irrigation networks. *Journal of Hydroinformatics*, 16(2):341–353.
- IBM (2009). *User's Manual for CPLEX*.
- JENSEN, C. R., ØRUM, J. E., PEDERSEN, S. M., ANDERSEN, M. N., PLAUBORG, F., LIU, F. et JACOBSEN, S.-E. (2014). A short overview of measures for securing water resources for irrigated crop production. *Journal of Agronomy and Crop Science*, 10.1111/ja(In Press):n/a–n/a.

- KANOONI, A. et MONEM, M. J. (2014). Integrated stepwise approach for optimal water allocation in irrigation canals. *Irrigation and Drainage*, 63(1):12–21.
- KATZ, M. (2010). *Implicit Abstraction Heuristics for Cost-Optimal Planning*. Thèse de doctorat, Senate of the Technion - Israel Institute of Technology.
- KAUR, S., SRIVASTAVA, D. K. et ARYA, D. S. (2013). Improved planning model for canal scheduling of rotational irrigation. *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*, 139(7):560–570.
- KHAN, S., TARIQ, R., YUANLAI, C. et BLACKWELL, J. (2006). Can irrigation be sustainable? *Agricultural Water Management*, 80(1-3):87–99.
- KHEPAR, S. D., GULATI, H. S., YADAV, A. K. et BRAR, T. P. S. (2000). A model for equitable distribution of canal water. *Irrigation Science*, 19(4):191–197.
- KILIC, M. et ANAC, S. (2010). Multi-objective planning model for large scale irrigation systems : Method and application. *Water Resources Management*, 24(12):3173–3194.
- KIRPICH, P. Z., HAMAN, D. Z. et STYLES, S. W. (1999). Problems of irrigation in developing countries. *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*, 125(1):1–6.
- KOLIÉ, J. P. (2009). Modernisation des réseaux gravitaires et multi-usage de l'eau. Etude de cas de quelques ASA du Sud de la France (Gignac, Saint Julien, Carpentras). Mémoire de D.E.A., Université Paul Valéry, Montpellier SupAgro, CIHEAM.
- KORKMAZ, N., AVCI, M., UNAL, H. B., ASIK, S. et GUNDUZ, M. (2009). Evaluation of the water delivery performance of the menemen left bank irrigation system using variables measured on-site. *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*, 135(5):633–642.
- KORTE, B. et VYGEN, J. (2010). *Optimisation combinatoire : Théorie et algorithmes*. Springer-Varlag France, Verlage.
- KUMAR, R., SHUKLA, N., NIGAM, D. P. et VERMA, V. K. (2010). Modernizing sarda sahayak canal system : The masscote approach. *Irrigation and Drainage*, 59(1):53–75.
- LAMACQ, S. (1997). *Cordon entre l'offre et la demande en eau sur un périmètre irrigué. Des scénarios, des systèmes, et des hommes...* Thèse de doctorat, ENGREF.
- LECONTE, J. (2003). Prise en compte de la demande en eau réelle dans la gestion de la distribution : Perspectives et propositions d'amélioration sur le périmètre irrigué de Gignac (Hérault). Mémoire de D.E.A., ENSA Rennes, SupAgro.
- LI, X., ZHANG, J., LIU, J., LIU, J., ZHU, A., LV, F. et ZHANG, C. (2011). A modified checkbook irrigation method based on gis-coupled model for regional irrigation scheduling. *Irrigation Science*, 29(2):115–126.

- LITRICO, X. et FROMION, V. (2004a). Analytical approximation of open-channel flow for controller design. *Applied Mathematical Modelling*, 28(7):677–695.
- LITRICO, X. et FROMION, V. (2004b). Frequency modeling of open-channel flow. *Journal of Hydraulic Engineering*, 130(8):806–815.
- LITRICO, X., POMET, J.-B. et GUINOT, V. (2010). Simplified nonlinear modeling of river flow routing. *Advances in Water Resources*, 33(9):1015–1023.
- LOZANO, D., ARRANJA, C., RIJO, M. et MATEOS, L. (2010). Simulation of automatic control of an irrigation canal. *Agricultural Water Management*, 97(1):91–100.
- LOZANO, D. et MATEOS, L. (2008). Usefulness and limitations of decision support systems for improving irrigation scheme management. *Agricultural Water Management*, 95(4):409–418.
- MAILHOL, J. C. et MEROT, A. (2008). SPFC : A tool to improve water management and hay production in the Crau region. *Irrigation Science*, 26(4):289–302.
- MALA-JETMAROVA, H., BAGIROV, A. et BARTON, A. (2012). Framework for multi-objective optimisation of the operation of water distribution networks including water quality. In *10th International Conference on Hydroinformatics*, pages 1–8, Hambourg.
- MALATERRE, P.-O. (1994). *Modélisation, analyse et commande optimale LQR d'un canal d'irrigation*. Thèse de doctorat, Ecole Nationale du Génie Rural, des Eaux et des Forêts.
- MALATERRE, P.-O. (2006). Régulation des transferts d'eau en canaux : théorie. In TIERCELIN, J.-R. et VIDAL, A., éditeurs : *Traité d'irrigation*, chapitre 5.3, pages 411–440. Lavoisier, Paris, 2ème édition.
- MALATERRE, P.-O., ROGERS, D. C. et SCHUURMANS, J. (1998). Classification of canal control algorithms. *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*, 124(1):3–10.
- MARLER, R. T. et ARORA, J. S. (2004). Survey of multi-objective optimization methods for engineering. *Structural and Multidisciplinary Optimization*, 26(6):369–395.
- MARREELS, I., WEYER, E., OOI, S. K., CANTONI, M., LI, Y. et NAIRE, G. (2005). Systems engineering for irrigation systems : Successes and challenges. *Annual Reviews in Control*, 29(2):191–204.
- MATEOS, L. et LO, I. (2002). SIMIS : the FAO decision support system for irrigation scheme management. *Agricultural Water Management*, 56(3):193–206.
- MATHUR, Y. P. (2009). Optimal operation scheduling of irrigation canals using genetic algorithm. *International Journal of Recent Trends in Engineering*, 1(6):11–15.

- MCCARTHY, A. C., HANCOCK, N. H. et RAINE, S. R. (2013). Advanced process control of irrigation : the current state and an analysis to aid future development. *Irrigation Science*, 31(3):183–192.
- MERRIAM, J. L. (1987). Demand irrigation schedules. In ZIMBELMAN, D. D., éditeur : *Planning, Operation, Rehabilitation and Automation of irrigation water delivery systems*, pages 68–71, Oregon, Portland. American Society of Civil Engineers.
- MERRIAM, J. L., STYLES, S. W. et FREEMAN, B. J. (2007). Flexible irrigation systems : Concept, design, and application. *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*, 133(1):2–11.
- MISHRA, A., SINGH, R. et RAGHUWANSHI, N. S. (2002). Alternative delivery scheduling for improved canal system. *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*, 128(4):244–248.
- MOHAMED, H. I., AHMED, E. E., MUSA ABBAS, O. et MOHAMED, A. M. E. (2010). Water allocation and optimization of minor canal operation. *Agriculture and Biology Journal of North America*, 1(5):1031–1043.
- MOLDEN, D. J. et GATES, T. K. (1990). Performance measures for evaluation of irrigation-water-delivery systems. *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*, 116(6):804–823.
- MOLLE, F. (2009). Water scarcity, prices and quotas : A review of evidence on irrigation volumetric pricing. *Irrigation and Drainage Systems*, 23(1):43–58.
- MOLLE, F. et BERKOFF, J. (2009). Cities vs agriculture : A review of intersectoral water reallocation. *Natural Resources Forum*, 33(1):6–18.
- MONEM, M. J. et NAMDARIAN, R. (2005). Application of simulated annealing (SA) techniques for optimal water distribution in irrigation canals. *Irrigation and Drainage*, 54(4):365–373.
- MORRIS, M. D. (1991). Factorial sampling plans for preliminary computational experiments. *Technometrics*, 33(2):161–174.
- NIXON, J. B., DANDY, G. C. et SIMPSON, A. R. (2001). A genetic algorithm for optimizing off-farm irrigation scheduling. *Journal of Hydroinformatics*, 3(1):11–22.
- PALMER, J. D., CLEMMENS, A. J. et DEDRICK, A. R. (1989). Several sources of nonuniformity in irrigation delivery flows. *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*, 115(6):920–937.
- PALMER, J. D., CLEMMENS, A. J. et DEDRICK, A. R. (1991). Field study on irrigation delivery performance. *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*, 117(4):567–577.
- PARSINEJAD, M., YAZDI, A. B., ARAGHINEJAD, S., NEJADHASHEMI, a. P. et TABRIZI, M. S. (2013). Optimal water allocation in irrigation networks based on real time climatic data. *Agricultural Water Management*, 117:1–8.

- PENG, S. Z., WANG, Y., KHAN, S., RANA, T. et LUO, Y. F. (2012). A simplified multi-objective genetic algorithm optimization model for canal scheduling. *Irrigation and Drainage*, 61(3):294–305.
- PENN, R., FRIEDLER, E. et OSTFELD, A. (2013). Multi-objective evolutionary optimization for greywater reuse in municipal sewer systems. *Water research*, 47(15):5911–5920.
- PEREIRA, L. S., ZAIRI, A. et MAILHOL, J.-C. (2006). Irrigation de surface. In TIERCELIN, J.-R. et VIDAL, A., éditeurs : *Traité d'irrigation*, chapitre 6.2, pages 513–549. Lavoisier, Paris, 2ème édition.
- PIKE, J. G. (1995). Some aspects of irrigation system management in india. *Agricultural Water Management*, 27(2):95–104.
- PLAYAN, E. et MATEOS, L. (2006). Modernization and optimization of irrigation systems to increase water productivity. *Agricultural Water Management*, 80(1-3):100–116.
- PRASAD, A. S., UMAMAHESH, N. V. et VISWANATH, G. K. (2006). Optimal irrigation planning under water scarcity. *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*, 132(3):228–237.
- PURKEY, D. R. et WALLENDER, W. W. (1994). A review of irrigation performance assessment in California. *Irrigation and Drainage Systems*, 8(4):233–249.
- RECA, J., GARCÍA-MANZANO, A. et MARTÍNEZ, J. (2014). Optimal pumping scheduling for complex irrigation water distribution systems. *Journal of Water Resources Planning and Management*, 140(5):630–637.
- RECA, J. et MARTÍNEZ, J. (2006). Genetic algorithms for the design of looped irrigation water distribution networks. *Water Resources Research*, 42(5):1–9.
- REDDY, J. M., WILAMOWSKI, B. et CASSEL-SHAMARMASARKAR, F. (1999). Optimal scheduling of irrigation for lateral canals. *International Journal of Recent Trends in Engineering*, 48(3):1–12.
- RENAULT, D., FACON, T. et WAHAJ, R. (2007). Modernizing irrigation management-the masscote approach. *FAO Irrigation and Drainage Paper*, 63:1–238.
- RENAULT, D. et HEMAKUMARA, H. M. (1999). Irrigation offtake sensitivity. *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*, 125(3):131–136.
- RENAULT, D. et VEHMEYER, P. W. (1999). On reliability in irrigation service preliminary concepts and application. *Irrigation and Drainage Systems*, 13(1):77–105.
- REPLOGLE, J. A. (1987). Irrigation water management with rotation scheduling policies. In ZIMBELMAN, D. D., éditeur : *Planning, Operation, Rehabilitation and Automation of irrigation water delivery systems*, pages 35–44, Oregon, Portland. American Society of Civil Engineers.

- REPLOGLE, J. A. et CLEMMENS, A. J. (1987). Automatic regulation of canal offtakes. *Irrigation and Drainage Systems*, 1(2):123–142.
- RIJO, M. et PEREIRA, L. S. (1987). Measuring conveyance efficiencies to improve irrigation water management. *Irrigation and Drainage Systems*, 1(3):267–276.
- SALVADOR, R., LATORRE, B., PANIAGUA, P. et PLAYAN, E. (2011). Farmers'scheduling patterns in on-demand pressurized irrigation. *Agricultural Water Management*, 102(1):86–96.
- SANTHI, C. et PUNDARIKANTHAN, N. V. (2000). A new planning model for canal scheduling of rotational irrigation. *Agricultural Water Management*, 43(3):327–343.
- SAOS, J.-L. (2006). Quantification des flux d'eau en irrigation gravitaire en Crau. Rapport technique, UMR G-eau, IRD, Montpellier.
- SCHÜTZE, N., KLOSS, S., LENNARTZ, F., AL BAKRI, A. et SCHMITZ, G. (2012). Optimal planning and operation of irrigation systems under water resource constraints in Oman considering climatic uncertainty. *Environmental Earth Sciences*, 65(5):1511–1521.
- SHIKLOMANOV, I. A. (1998). World water resources : A new appraisal and assessment for the 21st century. pages 1–40, Paris. United Nations Educational, Scientific and Cultural Organization.
- SINGH, A. (2014). Irrigation planning and management through optimization modelling. *Water Resources Management*, 28(1):1–14.
- SINGH, A. et PANDA, S. N. (2012). Development and application of an optimization model for the maximization of net agricultural return. *Agricultural Water Management*, 115:267–275.
- SMOUT, I. K. et GORANTIWAR, S. D. (2005). Multilevel approach for optimizing land and water resources and irrigation deliveries for tertiary units in large irrigation schemes. i : Method. *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*, 131(3):264–272.
- SPENCER, G. (2011). Improving irrigation system performance through modernization. *Water and Energy International*, 68(7):27–33.
- STEDUTO, P., THEODORE, C. H., FERERES, E. et RAES, D. (2012). Crop yield response to water. pages 1–505. FAO, Rome.
- STORM, H., HECKELEI, T. et HEIDECKE, C. (2011). Estimating irrigation water demand in the moroccan drâa valley using contingent valuation. *Journal of Environmental Management*, 92(10):2803–2809.
- SURYAVANSHI, A. R. et REDDY, J. M. (1986). Optimal operation schedule of irrigation distribution systems. *Agricultural Water Management*, 11(1):23–30.
- TARIQ, J. et LATIF, M. (2011). Flexibility analysis of irrigation outlet structures using simulation of irrigation canal hydrodynamic model. *Irrigation Science*, 29(2):127–134.

- TARIQ, J. A. et LATIF, M. (2010). Improving operational performance of farmers managed distributary canal using SIC hydraulic model. *Water Resources Management*, 24(12):3085–3099.
- TRAN-MINH, D. (2006). Réseau des canaux. In TIERCELIN, J.-R. et VIDAL, A., éditeurs : *Traité d'irrigation*, chapitre 5.2, pages 379–411. Lavoisier, Paris, 2eme édition.
- UNAL, H. B., ASIK, S., AVCI, M., YASAR, S. et AKKUZU, E. (2004). Performance of water delivery system at tertiary canal level : A case study of the menemen left bank irrigation system, gediz basin, turkey. *Agricultural Water Management*, 65(3):155–171.
- VELLIDIS, G., GARRICK, V., POCKNEE, S., PERRY, C., KVIEN, C. et TUCKER, M. (2007). How wireless will change agriculture. In STAFFORD, J., éditeur : *Proceedings of the Sixth European Conference on Precision Agriculture*, pages 57–67, Skiathos.
- VOJINOVIC, Z., ANVARIFAR, F., MATUNGULU, H., TORRES, A. S., SEYOUM, S. D., BARRETO, W. et PRICE, R. K. (2012). Multi-criteria risk-based optimisation of urban drainage assets. In *10th International Conference on Hydroinformatics*, pages 1–8, Hambourg.
- WACHYAN, E. et RUSHTON, K. R. (1987). Water losses from irrigation canals. *Journal of Hydrology*, 92(3-4):275–288.
- WANG, Z., REDDY, J. M. et FEYEN, J. (1995). Improved 0-1 programming model for optimal flow scheduling in irrigation canals. *Irrigation and Drainage Systems*, 9(2):105–116.
- WARDLAW, R. et BHAKTIKUL, K. (2004). Comparison of genetic algorithm and linear programming approaches for lateral canal scheduling. *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*, 130(4):311–317.
- WERICK, W. (2012). *Reflections from a Water Resources Modeler and Planner in 2050*, chapitre 34, pages 322–328. American Society of Civil Engineers.
- WWAP (WORLD WATER ASSESSMENT PROGRAMME) (2012). The united nations world water development report 4 : Managing water under uncertainty and risk. pages 1–909. UNESCO, Paris.
- XU, Q., CHEN, Q., MA, J. et ZHANG, M. (2012). Optimal pipe replacement strategy for water distribution pipe network of beijing. In *10th International Conference on Hydroinformatics*, pages 1–8, Hambourg.
- YILMAZ, B., YURDUSEV, M. et HARMANCIOGLU, N. (2009). The assessment of irrigation efficiency in Buyuk Menderes basin. *Water Resources Management*, 23(6):1081–1095.

ANNEXE A

OPTIMIZATION OF WATER DISTRIBUTION FOR OPEN-CHANNEL IRRIGATION NETWORKS

Il s'agit d'un article de notre travail pendant la thèse. Cet article porte sur une méthode d'optimisation d'un tour d'eau sur un réseau de canaux à surface libre qui correspond à la méthode des options de $t_1 d_2 m_2 f_1$ (section [3.2.1.2](#)).

L'article a été accepté au 1er juillet 2013 et est publié par IWA Publishing.

Optimization of water distribution for open-channel irrigation networks

Sothea Hong, Pierre-Olivier Malaterre, Gilles Belaud and Cyril Dejean

ABSTRACT

Water distribution for open-channel irrigation networks is more and more complex due to increasing constraints on water resources and changing demand patterns, whereas the performance of such systems is expected to increase. In this regard, an optimization approach is developed in order to schedule a fair scenario of water distribution among different users, where water demand is formulated in term of start time, duration and flow rate. This study investigates how to optimize the water distribution over a finite scheduling horizon while respecting the constraints linked to the system. The optimization approach forces the scheduled start time and the volume to be closer to the demanded ones, to minimize water losses and to reduce manpower. The constraints take into account the flow routing processes, the physical infrastructure, the available water resource, and the gate keeper timetable. The numerical resolution is done by using an optimization software IBM-Ilog Cplex. The method is then illustrated with the scheduling of off-take withdrawals for a typical traditional open-channel network: a lateral canal of the Gignac canal, in southern France.

Key words | arranged schedule, gate operation scheduling, irrigation canal, irrigation scheduling, mixed integer linear programming, optimization, water distribution

Sothea Hong (corresponding author)
Pierre-Olivier Malaterre
Cyril Dejean
UMR G-Eau,
Irstea, 361 rue J.-F. Breton, BP 5095,
34033 Montpellier,
France
E-mail: sothea.hong@irstea.fr

Gilles Belaud
UMR G-Eau,
SupAgro, Place Pierre Viala,
Cedex 02,
34060 Montpellier,
France

INTRODUCTION

In traditional open-channel irrigation networks, the flow of water from the source to off-takes is regulated mostly by manual gates. Three main strategies to deliver water to users are found in the world and described in the literature: rotation schedule, arranged schedule and on-demand distribution (Zimbelman 1987). Rotation schedule is a method used to determine irrigation water distribution scenarios among users sequentially. The frequency, flow rate and duration of water distribution are fixed at the beginning of the irrigation season for the entire season and for all users. In this case, management is easy but water delivery rarely matches crop needs (Merriam *et al.* 2007), leading to water waste. Most of the irrigation canals in the world are still using this method, at least officially. This type of system was constructed all over the world mostly for simplicity and economical reasons.

On the other hand, on-demand distribution is the most flexible approach which allows all users, in theory (without

resource or structural constraints), to satisfy their requirements since they can take water freely. This method is used in some irrigation districts such as the Société du Canal de Provence or the Canal de la Neste in France. However, this technique cannot be applied to old systems that have been designed for upstream control (Malaterre *et al.* 1998) in particular, due to the fact that they have a small inline storage capacity. Arranged scheduling is a solution to adapt water distribution to users' requirements in systems with limited storage. In this method, the users can place orders a few days or hours in advance, and the manager tries to satisfy them as much as possible. At regular times (e.g. daily, weekly), a new water distribution scenario is arranged in order to satisfy the demands received from the users. Nowadays, this can be considered as a fair method and good compromise for water distribution. This method is used more and more in the USA, Australia and Europe. Nevertheless, the required manpower for gate operations is

considerable (Zimbelman 1987) and coping with the demand from the users is a complex task for the manager. Concomitant demands may also exceed canal conveyance capacity, and may even be impossible to satisfy in case of water shortage. This complexity is becoming very common on most irrigation canals due to the development of mixed usages (irrigation, industrial and domestic users), the diversification of crops, and the use of different irrigation techniques (gravity, sprinkler, drip). By consequence, the needs of the users become very different compared to the original ones.

Optimization is therefore a way to establish schedules taking account of the multiple constraints. Suryavanshi & Reddy (1986) introduced the ‘stream tube method’ to minimize water flows in lateral canals by stricter application of the duration of the irrigation turn. The objective function was further corrected by introducing a dummy variable called ‘activated function’ (Wang *et al.* 1995). Later, it was improved by Anwar & Clarke (2001) and De Vries & Anwar (2004, 2006) to be able to satisfy the users’ request time. De Vries & Anwar (2006) included the water travel time concept in their calculation, and then could reduce iniquity between users due to flow propagation. Another technique called ‘Time bloc approach’ was developed by Reddy *et al.* (1999) for more flexible scheduling of water demand (time and volume) at the lateral canal level. This technique can handle the irrigation scheduling for mixed water demands where the flow, frequency and duration are different. Yet, it is a static calculation water delivery process, in the sense it does not take into account the dynamics of the flow from the upstream-end of the pools to the off-takes, or tail-end of the pools. Irrigation scheduling with flow of water through canal network and water travel time was developed by Nixon *et al.* (2001) and Alende *et al.* (2009). Their method considered the dynamic water distribution process, which was closer to real systems than static methods. These studies only considered canals without bifurcations. However, off-takes can usually be branched to every canal level (primary, lateral or distributor) as seen in Figure 1, which increases the complexity to the problem. Hong *et al.* (2012) developed an irrigation scheduling optimization method for such systems. They also considered manpower issues and possible restriction due to water shortage. Nevertheless, the duration of gate keeper travel was not explicitly taken into account, whereas this travel is essential to perform high distribution adequacy and water saving.

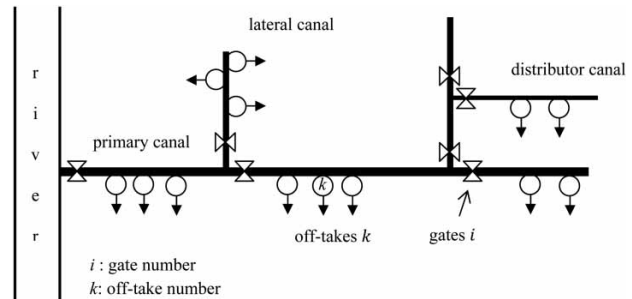


Figure 1 | Water distribution for open-channel irrigation networks scheme.

A second limitation was to consider the demanded flows as variables of the optimization problem, whereas irrigation equipment usually imposes a fixed flow rate.

The objective of this paper is to show how the water distribution optimization method of Hong *et al.* (2012) can be improved in order to take account of the gate keeper trajectory. In addition, we consider the propagation dynamics of flow by using hydraulic delay times.

The paper is structured as follows: after detailing the scheduling problem of irrigation networks, the optimization method is presented. Then, as an illustration, the method is applied to a traditional network located in Southern France.

WATER DISTRIBUTION SCHEDULING PROBLEM

To ensure water distribution within open-channel networks, gate operation is necessary to satisfy the flow deliveries. To do so, an irrigation schedule must be defined, in which gate operations are specified. For arranged water distribution method, the off-take schedule is generally defined for 3 days, 1 week, 10 days or 2 weeks. Irrigation managers must then analyze these demands and find a way to satisfy them, as much as possible. The calculated solution must then be communicated to the users and to the gate keepers some time in advance (e.g. 1 or 2 days).

A satisfactory distribution scenario is the result of a trade-off between the user’s and the irrigation manager’s satisfactions. For the users, if their demands are accepted without modifications, they are then supposed to be satisfied. This requirement may imply increasing manpower for gate operations while the irrigation manager wishes to optimize this in an efficient way in order to reduce service costs. On the

other hand, limitation of manpower may imply increased water losses at the tail-end of the canal. This can occur, for example, when the water withdrawal at downstream off-takes has stopped while the upstream water delivery is still unchanged. Nevertheless, water saving is also an important issue, in particular during a restriction period.

When the supply is insufficient, there may be a need to define priorities between users. Besides, the scheduling of water withdrawal for each off-take should be arranged with a new start time and a new volume. Because of irrigation equipment constraints, the flow rate is fixed as the demanded one. The decision on volume may be between the acceptable specified ranges.

The off-takes can be linked to the canal network at any canal level (Figure 1). The distance from the upstream source to the canal tail-end can be more than several kilometers. To avoid the time mismatch between the water demand and the water supply due to the water travel time, this travel time should be taken into account. Moreover, the inflow of the system may vary during the season. The conveyance capacities are also limited by the infrastructure. So, the flow of water into the system must take into account these capacities.

In traditional systems, these operations are performed by gate keepers who need to travel between structures and open or close the gates, according to a schedule. In the past, they could work, or at least be available, almost 24 h a day, 7 days per week during the irrigation season. Gate operations at night are now considered as difficult conditions which should be avoided. Sometimes, these gate keepers have other extra-activities, such as maintenance tasks, meetings, administrative work, and personal constraints. Therefore, it is important to consider these constraints while designing irrigation schedules in order to avoid, or at least reduce, the missing gate operations and to reduce the drudgery.

OPTIMIZATION APPROACH

The management principles presented above are formulated into an optimization problem with Boolean variables and mixed variables (integer and Boolean). Mixed integer programming (MIP) and evolutionary methods are able to handle such an optimization problem. The main advantage

of MIP is to be a deterministic algorithm, which is essential for transparency between users and manager. It was therefore largely adopted to solve the irrigation scheduling problem (Wang et al. 1995; Reddy et al. 1999; Anwar & Clarke 2001; De Vries & Anwar 2006; Alende et al. 2009; Hong et al. 2012). This algorithm requires large CPU time and hardly converges toward optimum solution when the problem size is huge. For this reason, some authors preferred using evolutionary algorithms, such as genetic algorithms (GAs) (Wardlaw & Bhaktikul 2004; Haq & Anwar 2010; Peng et al. 2012; Anwar & Haq 2013). GA is an algorithm based on techniques inspired by natural evolution, such as selection, crossover and mutation (Goldberg 1989). However, the huge size of solution space and the number of constraints makes it also a limitation for GA, and we did not find applications of GA to such large problems. We prefer to use efficient solvers for the optimization problem with linear quadratic programming and mixed integer linear programming (MILP), like Cplex and Gurobi. An MILP problem is expressed as:

$$\text{MILP: } \begin{cases} \min_X C'X \\ \text{subject to: } AX = \text{or } \sim = b \\ lb \leq b \leq ub \end{cases} \quad (1)$$

where X = set of mixed variables; Boolean, integer, and continuous variables; C = objective function vector; A = constraints square matrix; b = vector of constant terms in the constraints (right hand side); lb and ub = lower and upper bounds of variables X , respectively.

Variables declaration and problem formulation

We use discrete-time for all state variables. Each time slot is denoted by its number n , while N is the total number of time slots ($n \in \{1, 2, \dots, N\}$). The whole system is split into a series of N_G pools delimited by an upstream control gate (Figure 2). Pool i directly supplies the set of off-takes K_i , and a set of pools I_i .

The water distribution process is formulated pool by pool from upstream to downstream with the following hypotheses:

1. Inflow changes of each pool is performed only when its control upstream gate is operated. In this context, the flow perturbations of upstream and downstream pools of pool

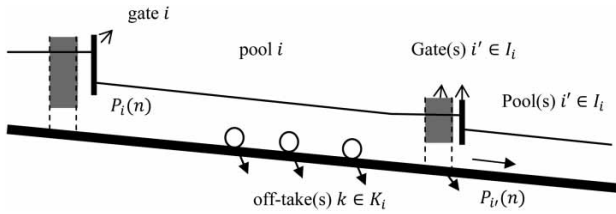


Figure 2 | Pool division hypothesis, I_i and K_i are the set of downstream pools and the set of off-takes linked directly to pool, respectively; i' of the set I_i .

i , due to water withdrawal or gate operation in those pools, do not affect the inflow in pool i . The inlet flow $P_i(n)$ of pool i at a time slot n can vary only when gate i is operated at n . Conversely, if the control gate of pool i is not operated, $P_i(n)$ is assumed to be the same as $P_i(n - 1)$.

2. Water travel time τ_i from upstream end (gate i) to downstream end is fixed by the characteristics of the pool. Any off-take within the pool is assumed to be supplied with the delay τ_i from the upstream end.
3. Poolshave no storage capacity. The inflow must be equal to outflow.

It is possible that the inflow does not match with the flow distributed at off-takes and downstream pools. The corresponding difference, which is the undistributed flow, is denoted $L_i(n)$ for pool i and time n . This flow is lost, since there is no storage in the pool. The water losses from the pool are obtained by integrating the undistributed flow over the time, say $\sum_{i,n} L_i(n)\delta t$.

Gate operation is carried out by one gate keeper. We introduce the Boolean variable $G_i(n)$ to specify the need to operate gate i at time slot n :

$$G_i(n) = \begin{cases} 1 & \text{if gate } i \text{ is operated at time slot } n \\ 0 & \text{otherwise} \end{cases}$$

The travel of the gate keeper also needs to be considered, as it must be compatible with his timetable. For operation m , the gate keeper goes from gate i to gate j . The existence of this travel is defined by the Boolean variable $F_{i \rightarrow j}^m(n)$:

$$F_{i \rightarrow j}^m(n) = \begin{cases} 1 & \text{if operation number } m \text{ is performed for} \\ & \text{operation of gate } j \text{ at time slot } n, \\ & \text{after operation of gate } i \\ 0 & \text{otherwise} \end{cases}$$

To take account of constraints on the labor force, for example unavailable gatekeeper at certain times, we need to consider different periods. A period p is a set of time slots when the gatekeeper is available continuously, defined as $[t_b(p), t_e(p)]$ with $t_b(p)$ and $t_e(p)$ beginning and ending times of period p .

Each off-take can start only once during the schedule. We introduce the Boolean variable S_k to denote the start of functioning of off-take k :

$$S_k(n) = \begin{cases} 1 & \text{if offtake } k \text{ starts functioning at time slot } n \\ 0 & \text{otherwise} \end{cases}$$

The Boolean variable D_k is introduced to specify the state of off-take k :

$$D_k(n) = \begin{cases} 1 & \text{if offtake } k \text{ is functioning at time slot } n \\ 0 & \text{otherwise} \end{cases}$$

$D_k(n)$ must be equal to 1 during the scheduled duration of off-take k , starting at the time when S_k is equal to 1.

Objective function

Water distribution must satisfy as close as possible the water needs. This notion was qualified as ‘adequacy’ by Gates et al. (1991) who selected a series of performance indicators to analyze the quality of distribution in irrigation networks. They defined adequacy as the ratio between the supplied and demanded water volume. De Vries & Anwar (2004) considered adequacy in terms of irrigation start time, so that earliness and tardiness were avoided. In order to minimize the gap between scheduled and demanded time and duration, we use a combination of both concepts in the adequacy objective function, denoted J_1 , which is then written as follows:

$$J_1 = \frac{1}{2} \sum_k \left\{ \frac{\alpha_k |s_k - \sum_n n S_k(n)|}{\sum_k \Delta t_k} + \frac{\beta_k q_k [d_k - \sum_n D_k(n)]}{\sum_k \Delta v_k} \delta t \right\} \tag{2}$$

where α_k and β_k = priority coefficients linked to start time and volume, respectively; q_k , s_k and d_k = demanded flow, start time and duration of off-take k , respectively;

Δt_k and Δv_k = maximum gap between scheduled and demanded start time and volume, respectively.

Any scheduled volume exceeding the demand is seen as wasteful. Therefore, the maximum scheduled volume should be equal to the demanded volume ($q_k d_k \delta t$). A minimum volume should also be supplied. This minimum is defined as a proportion ε_k of the demanded volume. Then, the maximum gap between scheduled and demanded volume is:

$$\Delta v_k = (1 - \varepsilon_k) q_k d_k \delta t \tag{3}$$

Considering that the arranged schedule period ranged from 1 to N , and that $\varepsilon_k d_k$ is the minimum scheduled duration, the start time of off-take k could be at $n = 1$ at the earliest, and at $N - \varepsilon_k d_k$ at the latest (Figure 3). Therefore, Δt_k is obtained as follows:

$$\Delta t_k = \max (s_k - 1, N - s_k - \varepsilon_k d_k) \tag{4}$$

A second objective is to minimize water losses. Efficiency is commonly used as a performance indicator to quantify the waste of water within irrigation systems (Gates et al. 1991). Network efficiency can be defined as the ratio of supplied volume to diverted volume into the system. Maximizing the efficiency is therefore equivalent to minimize water losses. Then, the second objective function J_2 is:

$$J_2 = \frac{\sum_{i,n} L_i(n)}{\sum_n r(n)} \tag{5}$$

where $r(n)$ is the total available flow at time slot n .

The last objective concerns the manpower. As mentioned earlier, the duration dedicated to gate keeper work must be minimized. We need to determine this duration through the trajectory between successive positions (gate i to j). This issue is referred to as the ‘Travelling Salesman’ problem (Verfaillie 2008; Fouilhoux 2011). In that problem, the trajectory from town to town was selected in order to find the shortest

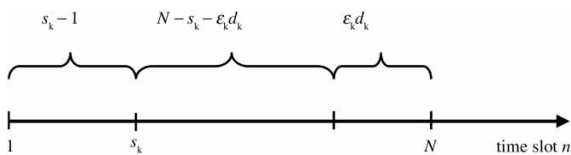


Figure 3 | The worst scheduled start time of off-take calculation schematic.

total distance of the trip. For the water distribution problem, we consider the total time of gate operation and travel from gate to gate (i to j) instead of distance. Using the Boolean variable $F_{i \rightarrow j}^m(n)$ denoting gate keeper trajectory, the criterion on gate operation is written as:

$$J_3 = \sum_{i,j,m,n} \frac{\varphi_{i \rightarrow j} F_{i \rightarrow j}^m(n)}{\psi} \tag{6}$$

where ψ denotes the predicted duration of gate keeper work before optimization for the whole arranged schedule, and $\varphi_{i \rightarrow j}$ is the matrix duration of gate keeper travel from gate i to gate j , plus operation of gate j .

We finally obtain the objective function J by summing the three objective functions J_1, J_2 , and J_3 with penalty costs w_f :

$$J = \sum_f w_f J_f \tag{7}$$

Penalty costs $w_f (f = 1, 2, 3)$ are chosen so that $\sum w_f = 1$. Since $0 \leq J_f \leq 1$, we also find that J is bounded by 0 and 1 ($J \in]0, 1[$) (1 corresponds to the worst distribution scenario). This is called the weighting optimization technique which is commonly used (Anwar & Clarke 2001; De Vries & Anwar 2004, 2006; Haq & Anwar 2010; Anwar & Haq 2013). Nevertheless, the multi-objective optimization approach used by Babel et al. (2005), Alfonso et al. (2010), and Peng et al. (2012) is a helpful optimization technique to make a better decision. Therefore, we will carry out this approach in a future work.

Constraints

The constraints concern the water delivery process, gate operation, gate keeper trajectory, and water distribution policies. These constraints are formulated below.

Water delivery process

Based on hypothesis #1, we can write the constraint to determine the gate operation needs as below:

$$G_i(n) = 0 \rightarrow P_i(n) - P_i(n - 1) = 0, \forall i \text{ and } \forall n \geq 2 \tag{8}$$

This flow must be lower than the pool conveyance capacity. It is also limited by the available resource, so

$$P_i(n) \leq \min [c_i, r(n)], \forall i \text{ and } n \tag{9}$$

The other hypotheses imply a relationship between inflow, distributed and undistributed flows, by taking account of the hydraulic delay τ_i (which is rounded up as a number of time slots) within the pool. Since pool i supplies the set of pools I_i and the set of off-takes K_i the water balance writes as:

$$P_i(n - \tau_i) = \sum_{k \in K_i} q_k D_k(n) + \sum_{i' \in I_i} P_{i'}(n) + L_i(n), \forall i \text{ and } n, n - \max(\tau_i) \geq 1 \tag{10}$$

Gate operation and gate keeper trajectory

A flow change in pool i is possible only if gate i has been operated (Equation (8)). To respect the gate keeper timetable, all Boolean variables describing gate movements are set to zero outside of the gate keeper work period. This writes as:

$$\sum_{i,n} G_i(n) = 0, n \notin [t_b(p), t_e(p)] \tag{11}$$

The duration of gate keeper travel and gate operation are related to departure gate and destination gate, which

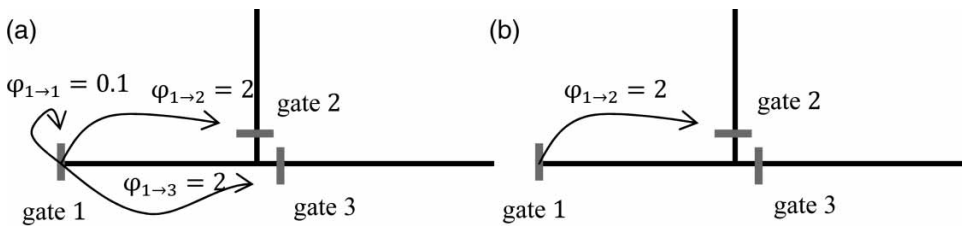
we call trajectory. Setting gate keeper trajectory from gate (i) to gate (j) is more complex than for the ‘Travelling Salesman’ issue. The salesman must go across all towns only once, whereas a gate can be operated several times. Indeed, operation of gate j can be done at any time slot ($n' = \{n, n + 1, \dots, N\}$) after operation of gate i at time slot n . Thus the trajectory from gate i at time slot n has $N_G(N - n + 1)$ possibilities (N_G is number of gates).

To illustrate the notation, we take an example with three gates ($N_G = 3$) as shown in Figure 4, four time slots ($N = 4$) and two gate operations. The first operation ($m = 1$) is accomplished for gate 1 at time slot 1, so $G_1(1) = 1$. For the next operation ($m = 2$), there will be $3(4 - 1 + 1)$ possible trajectories. If gate 2 is chosen as the destination for the next operation, then the next step is to determine time slot n' when gate 2 could be accomplished. As $\varphi_{1 \rightarrow 2} = 2$, the gate keeper is still travelling at time slot 2, so $F_{1 \rightarrow 2}^2(1)$ and $F_{1 \rightarrow 2}^2(2)$ must be equal to 0. Only $F_{1 \rightarrow 2}^2(3)$ and $F_{1 \rightarrow 2}^2(4)$ could be equal to 1.

As $G_i(n)$ does not naturally include the operation number, we introduce an auxiliary variable $E_i^m(n)$ to formulate the link between the operation number and operated gate.

$$E_i^m(n) = \begin{cases} 1 & \text{if operation number } m \text{ concerns gate } i \text{ at time slot } n \\ 0 & \text{otherwise} \end{cases}$$

$E_i^m(n)$ plays the role as mediator between $G_i(n)$ and $F_{i \rightarrow j}^m(n)$. $E_i^m(n)$ is related to $G_i(n)$ after operation of gate i



Departure situation: gate ($i = 1$) operated at time slot ($n = 1$) for operation number ($m = 1$). The destination for next operation ($m = 2$) is searched (gate 1, 2 or 3).
 Travel and arrival situation: gate ($j = 2$) is selected. The arrival time is at least equal to $1 + \varphi_{1 \rightarrow 2}$.

Figure 4 | Example of gate keeper trajectory for successive operations.

through the equation below:

$$G_i(n) = \sum_m E_i^m(n), \forall i \text{ and } n \tag{12}$$

To define the trajectory from i at time slot n to j at time slot n' for the operation number m , we write:

$$E_i^{m-1}(n) - \sum_{j,n'} F_{i \rightarrow j}^m(n') \leq 0, \forall i, m \geq 2 \text{ and } n; \\ n' = \{n, n + 1, \dots, N\} \tag{13}$$

where n' is the time slot numbers starting from n when gate (i) is operated. Then, when the gate keeper arrives at the destination gate j and this gate is decided to be operated,

$$E_j^m(n) = \sum_i F_{i \rightarrow j}^m(n), \forall j, m \text{ and } n \tag{14}$$

The duration between two operations ($m-1$ and m) must be greater or equal to the duration of the travel $\varphi_{i \rightarrow j}$ between the operated gates i and j . For all $\varphi_{i \rightarrow j} > 1$, this condition writes as:

$$- \sum_{i,n} n E_i^{m-1}(n) + \sum_{j,n} n E_j^m(n) \\ \geq \sum_{i,j,n} \varphi_{i \rightarrow j} F_{i \rightarrow j}^m(n), \forall m \geq 2 \text{ and } \varphi_{i \rightarrow j} > 1 \tag{15}$$

If $\varphi_{i \rightarrow j} \leq 1$, several gate operations could be performed during one time slot. To respect this condition, we write:

$$\sum_{i,j,m} \varphi_{i \rightarrow j} F_{i \rightarrow j}^m(n) \leq 1, \forall n \text{ and } \varphi_{i \rightarrow j} \geq 1 \tag{16}$$

Water distribution policies

Each off-take starts functioning only once during the arranged schedule. Therefore, when $S_k(n)$ gets 1, $D_k(n)$ also gets 1 and must continue until the end of functioning:

$$\begin{cases} \sum_n S_k(n) = 1, \forall k \in K \\ S_k(n) = D_k(n), \forall k \in K \text{ and } n = 1 \\ S_k(n) = 0 \rightarrow D_k(n-1) - D_k(n) \geq 0, \forall k \in k \text{ and } n \geq 2 \end{cases} \tag{17}$$

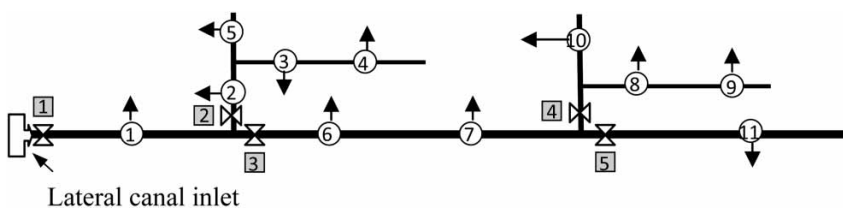


Figure 5 | Schematic representation of the studied irrigation network.

The water withdrawal from off-take k must be completed before the end of the schedule period, say

$$\sum_n n S_k(n) + \sum_n D_k(n) \leq N, \forall k \in K \tag{18}$$

In addition, the scheduled volume must be between the lower bound and demanded volume. Since q_k is constant, the off-take volume constraint is written only with duration as below:

$$\varepsilon_k d_k \leq \sum_n D_k(n) \leq d_k, \forall k \in K \tag{19}$$

APPLICATIONS

The method developed and presented in the previous section is applied to a command area of a secondary irrigation canal of the Gignac Canal (South of France) for scheduling water users' demands. This sector, located close to the downstream end of the right bank main canal, has about 130 ha of irrigated land, mainly vineyards. Nowadays, this command area is in the complex situation of diversified crop patterns, mixed uses (farming and urban), different irrigation techniques (furrow and drip irrigation) and mixed distribution scheduling (rigid rotation and arranged schedules). In addition, it faces water scarcity in July and August. This sector has 201 off-takes including nine urban off-takes.

Problem declaration

We illustrate our method (Figure 5) on a simplified subsystem within this command area. The selected network has 11 off-takes to be supplied during a 12 h period. The irrigation starts at 8:00 and finishes at 20:00. In this example, five gates are operated manually by a gate keeper during

Table 1 | Off-take numbers linked to the corresponding gate, priority coefficients, irrigation start times, durations and flows for each off-take

<i>k</i>	<i>i</i>	α	β	ε	S			<i>d</i> (min)	<i>q</i> (l/s)
					Day	Hour	Minute		
1	1	1	1	1	1	8	0	60	30
2	2	1	1	0.5	1	8	0	180	40
3	2	1	1	0.75	1	12	0	120	40
4	2	1	1	0.75	1	10	0	60	20
5	2	1	1	0.5	1	11	0	60	30
6	3	1	1	0.75	1	10	0	60	30
7	3	1	1	1	1	18	0	50	50
8	4	1	1	0.5	1	15	0	60	30
9	4	1	1	0.5	1	16	0	60	30
10	4	1	1	0.5	1	17	0	60	30
11	5	1	1	0.75	1	13	0	300	35

two possible intervention periods: (1) from 8:00 to 12:00, and (2) from 14:00 to 20:00.

The requested water demand is presented in Table 1 (using the numbering of off-takes and gates defined in Figure 5).

We consider in this example that all off-takes have the same priorities. The priority coefficients we introduce in the formulation are therefore set to be equal ($\alpha_k = \beta_k = 1, \forall k$). The available inflow discharge at the upstream-end of the lateral canal is $r = 70 \text{ L/s}$ from 8:00 to 20:00. Water travel time from upstream to downstream pools and pool conveyance capacities are given in Table 2.

The durations of the gate keeper travels from gate to gate and gate operations are reported in Table 3 based on time slots of 30 min.

This example illustrates a case where the total demanded volume is smaller than the available one and the total

Table 2 | Water travel time (from upstream to downstream end of the pool) and conveyance capacity

Pool <i>i</i>	τ (min)	<i>c</i> (L/s)
1	15	100
2	30	70
3	20	70
4	20	35
5	10	35

Table 3 | Durations of gate keeper travels and gate operations (φ_{i-j}) in time slots of 30 min

Gate (<i>i,j</i>)	1	2	3	4	5
1	0.16	0.36	0.36	0.66	0.66
2	0.36	0.16	0.16	0.46	0.46
3	0.36	0.16	0.16	0.46	0.46
4	0.66	0.46	0.46	0.16	0.16
5	0.66	0.46	0.46	0.16	0.16

For example, $\varphi_{1-2} = 0.36$ time slot, signifies that the gate keeper need $0.36 \times 30 \text{ min} = 11 \text{ min}$ to travel from gate 1 to gate 2 and to operate the gate 2 ($\delta t = 30 \text{ min}$).

demand flow is larger than the available in flow ($r = 70 \text{ L/s}$). The problem then is how to shift these demands in an optimal way. Our method can be applied to such a problem to find a new optimal schedule for the water distribution to the off-takes and for the gate operations.

Computation process and solution

The computation was carried with a computer based on an Intel(R) Core (TM) i7-2600 CPU@3.4 GHz RAM 8Go. Equations (7)–(19) were transformed into a matrix formulation as Equation (1) through the Matlab software. The IBM-Ilog Cplex software was called to find an optimum solution using MILP algorithm. For 11 off-takes ($k = 1, \dots, 11$) during a time horizon of 12 h, giving 24 time slots of 30 min ($n = 1, \dots, 24$), and 5 gates ($i = 1, \dots, 5$) with 20 available operations ($m = 1, \dots, 20$), the problem has 15,288 variables (15,048 Boolean and 240 integers) and 5,402 constraints to be solved. For such a problem, the solution converges after 85,754 s of CPU time with 28.95% of gap. The gap is calculated as (best integer – best node) / (abs (best integer) + 1e–10). The objective function value (*J*) is found to be 0.29 (by considering $w_f = \frac{1}{3}, \forall f$).

The obtained optimized irrigation schedule (Figure 6) shows that the off-take # 5, 6, 8, 9 and 10 perform their operation at the right time and with the right quantities. Off-takes # 2 and 3 obtain less volume than their requests. The smaller available inflow rate compared to the demanded one, as shown in Figure 7 (between 10:00 to 11:00 and 13:00 to 14:00), implies that some off-takes are scheduled to be supplied later than demanded, such as off-takes # 1, 2, 4 and 11, and some others earlier (off-takes # 3 and 7).

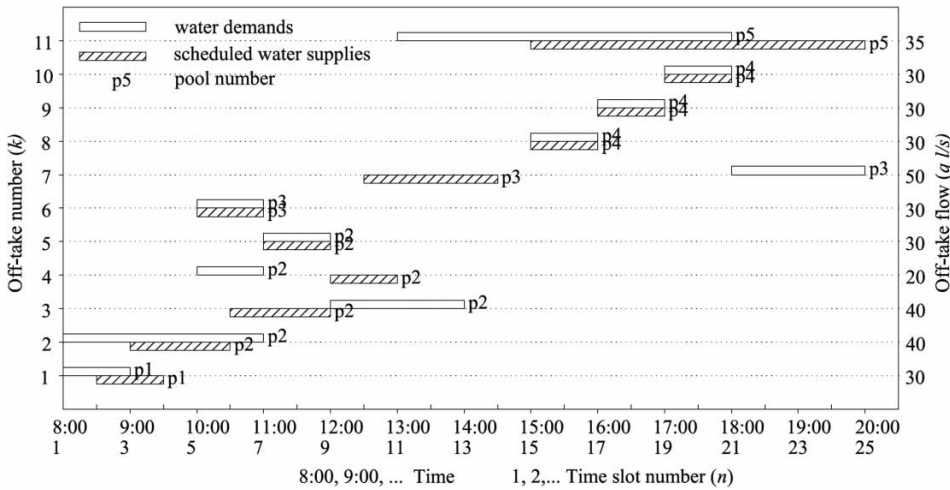


Figure 6 | Demanded and scheduled water for the different off-takes (time, duration and flow). There is no scheduled flow in this example. The time slot starting at 1 corresponds to 8:00 in real time, 2 corresponds to 8:30 and so on.

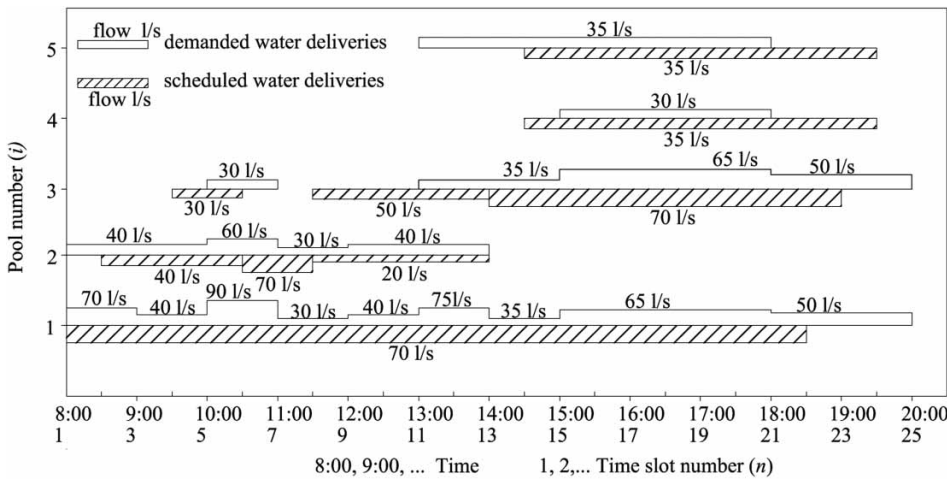


Figure 7 | Demanded and scheduled water distribution for the pools. Pool #1 is at the head of the system. The total water distribution must be equal to the inflow of this pool. The flow passing through this pool supplies two pools (#2 and 3) and one off-take (#1). The pool #3 supplies water to the pools #4 and 5, and to off-takes #6 and 7.

Figure 7 shows the demanded and the scheduled inflows for each pool. The demanded inflow has many perturbations while the scheduled one has less. These are due to the objective of minimizing the duration of the gate keeper work and the limitation of the gate keeper available time. Moreover, as the water travel time is taken into account in the method, the off-takes start their functioning a time-lag (τ_i) later (Figure 6) compared to the inflow of the corresponding pool (Figure 7). For instance, the inflow of pool #2 begins at time slot 2 while the off-take #2 takes

water from pool #2 at time slot 3. This is caused by the water travel time $\tau_2 = 1$ time slot.

The gate keeper trajectory is shown in Figure 8. The maximum number of gate operations is set to 20 operations. The scheduled number is found to be 15, starting at operation #6. The first five other gate operation numbers ($m = 1 - 5$) are not performed. During 12:00 to 14:00, the gate keeper has no time available to operate the gates. For this reason, there is no scheduled operation during this time.

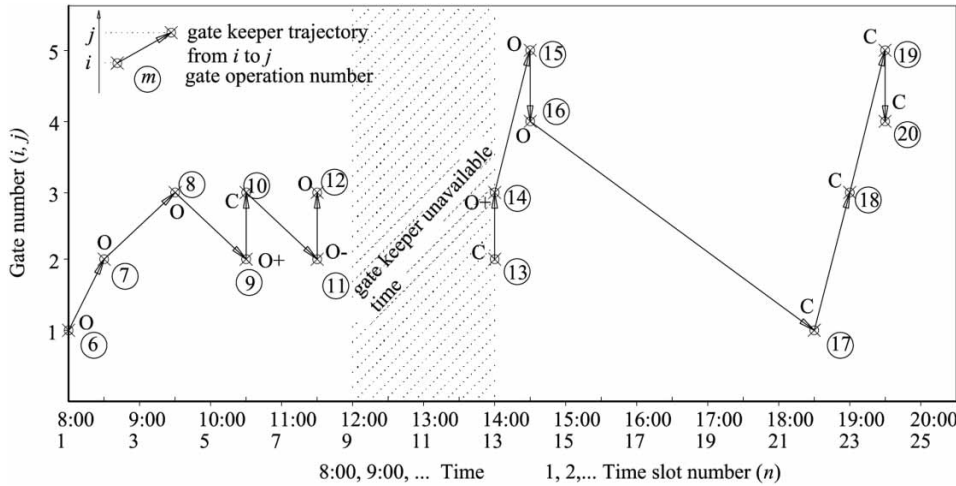


Figure 8 | The gate keeper trajectory and gate operations resulting from the optimization. O refers to open gate, O+ moves up (increases the opening compared the previous state), O- moves down and C closes the gate completely.

DISCUSSION

In this section, we want to further analyze the computation time, the satisfaction of the users and of the manager. We also want to study the sensitivity of the objective function with reference to the penalties cost.

Computation time

The solver uses Branch and Cut method for discrete optimization problem and the simplex method for the real variables relaxation. After 3,602 s of CPU time, the first integer solution is found (111.22% of gap). Figure 9 shows the improvement of the optimal solution as a function of the CPU time. The

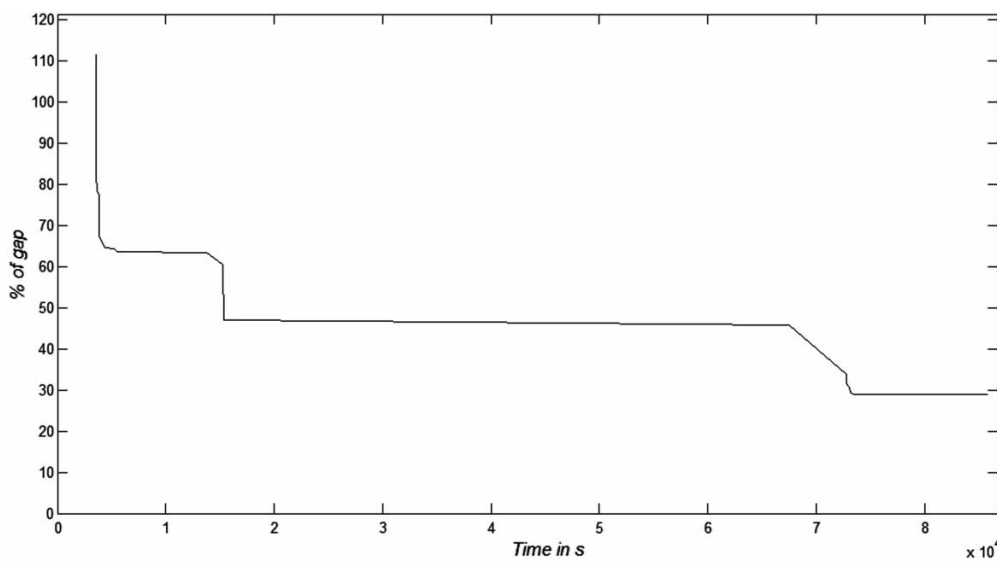


Figure 9 | Improvement of the solution as a function of the CPU time.

intermediate solution corresponding to 46.92% of gap is then hardly improved for a long time. The difficulty comes from the constraints imposed by the gate keeper trajectory issue. The huge numbers of constraints are due to time discretization and gate operation numbers. The gate operation numbers are needed to allow the taking into account of the gate operation constraints. These constraints must allow several operations in the same time slot (time step). It may not be necessary if the duration of time slot (δt) is set to the smallest duration of gate keeper travel and gate operation from one gate to another one. In contrast, a small value of the time slot (δt) increases the problem size, due to the larger size of the time horizon N .

Performance analysis

To analyze the results of the optimization, we use two indicators from Gates *et al.* (1991): adequacy and efficiency. We introduce two other indicators linked to the start time adequacy and to the gate operations.

The volume adequacy (I_{VA}) is calculated by dividing the total scheduled volume (result of optimization) by the total demanded volume.

$$I_{VA} = \frac{\sum_{k,n} q_k D_k(n) \delta t}{\sum_k q_k \bar{d}_k \delta t} \quad (20)$$

The start time adequacy (I_{SA}) is also used to check how the solution obtained from the optimization satisfies the demand. It is estimated as the complement to 1 of the second objective function J_2 (Equation (3)):

$$I_{SA} = \left(1 - \sum_k \frac{|s_k - \sum_n n S_k(n)|}{\sum_k \Delta t_k} \right) \quad (21)$$

The efficiency criterion of Gates *et al.* (1991) is used in our analysis as the water losses indicator (I_{WL}). Therefore, the water losses indicator is computed by:

$$I_{WL} = \frac{\sum_{i,n} L_i(n)}{\sum_{i,n} P_i(n)} \quad (22)$$

The gate operation is analyzed by comparing the maximum number of operations that we allow in the optimization problem, with the scheduled number of gate operations (result of optimization):

$$I_{GO} = \frac{\text{scheduled number of gate operation}}{\text{maximum number of gate operation}} \quad (23)$$

Figure 10 shows the total volumes of: available water resources at the upstream end of the canal, the water demands, deliveries, supplies at off-takes, and losses. We

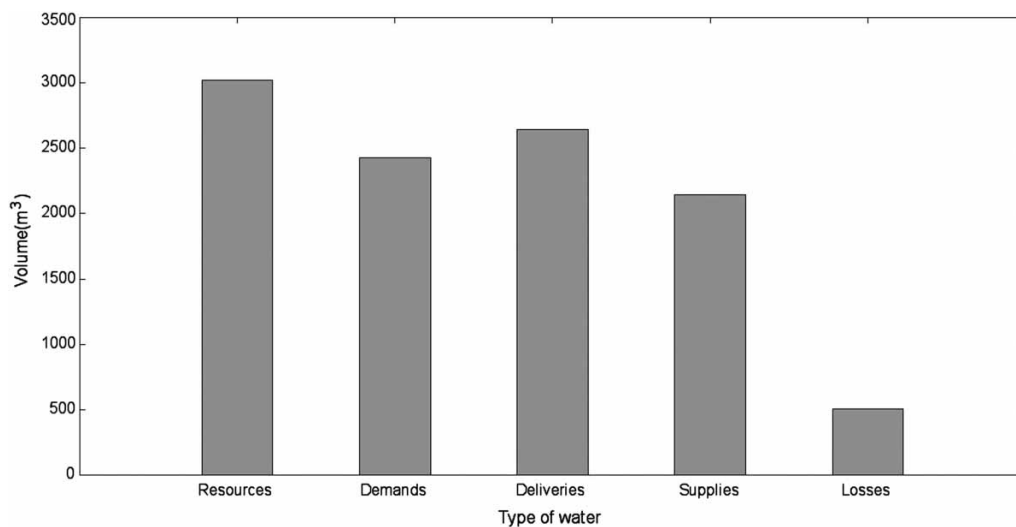


Figure 10 | Comparison of total water distribution with equal penalty cost for the objective function: 'Resources' refers to available volume resource, 'Demands' refers to off-take demanded volume, 'Deliveries' refers to volume diverted to system, 'Supplies' refers to off-take scheduled volume, 'Losses' refers to water losses.

note that the available water resource is larger than the demanded one, but the scheduled volume is still less than the demanded one. The adequacy is 88 and 87% for volume and start time, respectively (Table 4). The low adequacy is caused by the available flow constraint (limited to 70 L/s), while the demanded flow was requested for 90 L/s from 10:00 to 11:00 and 75 L/s from 13:00 to 14:00. The water losses indicator is 19% of the total distributed volume, while 75% of gate operations are needed to perform the required flow changes (Table 4). The water losses could be reduced if the number of gate operations was increased. To achieve that, the penalty cost of water losses objective function must be increased and the one of the gate operations must be decreased. For this scenario, we considered equal penalty costs for each terms of the objective function.

Sensitivity analysis to the penalty costs

Penalty costs of the objective function were introduced to set priorities between sometimes antagonistic criteria: water saving, adequacy and manpower. It is interesting to study the sensitivity to these penalty costs, and to analyze how they are able to change the optimized schedule. We consider the same optimization problem as above, but with different values of each penalty cost (w_f) as shown in Table 4.

For optimizations #1, 4 and 7, we give the priority to the adequacy objective function (w_1). The adequacies in terms of volume and start time are found to be better than with other optimizations. In the same way, when we set the priority to one of the three objective functions, the indicator

value linked to that criterion is improved. This is not a surprising conclusion, but our optimization program allows quantifying the possible improvements for each option.

We note that the minimum water loss is 12%. It could be reduced even more if the gate operation constraint was relaxed. The maximum water loss is limited to 37%. This limitation comes from the available water resource and the minimum volume constraint of each off-take expressed by a proportion coefficient ε (Table 1). Also, the gate operation constraints (gate keeper available time and operations number) implies a limited maximum adequacy of 88 and 89% in terms of volume and start time respectively, even when we set the penalty cost of the adequacy objective function to one and the others to zero. To sum up, it is clear that the changes of the penalty cost can drastically influence the solution. By choosing appropriate penalty coefficients, the canal manager has the possibility to select a schedule that fulfills his priorities.

CONCLUSIONS

This paper introduces a new method for the scheduling of water distribution scenarios for heterogeneous open-channel networks. The proposed technique used MILP algorithm with objective functions based on user adequacy, water distribution cost linked to manpower and water losses. The constraints include water distribution policies scheduling and hydraulic characteristics such as water travel time, canal conveyance capacity, and available water resource. This optimization procedure allows a flexible decision making on irrigation start time and volume, as close as possible to the demands. It enables taking into account a priority concept between optimization objective and between users. Moreover, it can explicitly take into account the work of the gate keeper by optimizing his work duration and selecting the best trajectory between the gates that need to be operated.

This initial formulation is limited to strong hydraulic hypothesis, and small scale systems due to computation time and one gate keeper working in the system. The problem size relies largely on the number of time slots and on the number of gate operations. This increases the problem size because of the N times repeating for each operation.

Table 4 | Result of the optimization using different values of the penalty costs

Opt. #	w_1	w_2	w_3	Obj. value	$I_{VA}(\%)$	$I_{SA}(\%)$	$I_{GO}(\%)$	$I_{WL}(\%)$
1	1	0	0	0.51	88	89	100	28
2	0	0	1	0.14	74	72	55	37
3	0	1	0	0.08	85	74	100	12
4	20/30	0	10/30	0.39	88	89	60	32
5	10/30	20/30	0	0.24	88	87	100	15
6	0	10/30	20/30	0.19	85	74	85	16
7	15/30	10/30	5/30	0.35	88	89	90	22
8	10/30	10/30	10/30	0.29	88	87	75	19

Therefore, future works will address this issue by reducing the number of unused variables and constraints through considering gate operation time as a variable. This solution may help to clean up n from $F_{i \rightarrow j}^m(n)$ that significantly increases the size of the problem. Another perspective is to reduce the total number of variables by decomposing the whole problem into smaller size problems. On the other hand, we will improve the hydraulic hypothesis by considering flow perturbation of each pool associated not only with water withdrawal, and gate operation at upstream and downstream ends, but also to flow perturbation of the upstream pool. Besides, the method is based on one gate keeper, and used the single optimization technique to solve the problem. Thus, we will also address the case when there are several gate keepers, and a multi-criteria optimization technique.

REFERENCES

- Alende, J., Li, Y. & Cantoni, M. 2009 A 0,1 linear program for fixed-profile load scheduling and demand management in automated irrigation channels. In: *48th IEEE Conference on Decision and Control Held Jointly with 2009 28th Chinese Control Conference*, Shanghai, China. CDC/CCC, pp. 597–602.
- Alfonso, L., Jonoski, A. & Solomatine, D. 2010 Multi objective optimization of operational responses for contaminant flushing in water distribution networks. *J. Water Resour. Plan. Manage.* **136**, 48–58.
- Anwar, A. A. & Clarke, D. 2001 Irrigation scheduling using mixed-integer linear programming. *J. Irrig. Drain. Eng.* **127**, 63–69.
- Anwar, A. A. & Haq, Z. U. 2013 Genetic algorithms for the sequential irrigation scheduling problem. *Irrig. Sci.* **31**, 815–829.
- Babel, M. S., Das Gupta, A. & Nayak, D. K. 2005 A model for optimal allocation of water to competing demands. *Water Resour. Manage.* **19**, 693–712.
- De Vries, T. T. & Anwar, A. A. 2004 Irrigation scheduling. I: Integer programming approach. *J. Irrig. Drain. Eng.* **130**, 9–16.
- De Vries, T. T. & Anwar, A. A. 2006 Irrigation scheduling with travel times. *J. Irrig. Drain. Eng.* **132**, 220–227.
- Fouilhoux, P. 2011 *Programmation Mathématique Discrète et Modèles Linéaires*. Université Pierre et Marie Curie, Paris, France, pp. 1–132.
- Gates, T. K., Heyder, W. E., Fontane, D. G. & Salas, J. D. 1991 Multicriterion strategic planning for improved irrigation delivery. I: Approach. *J. Irrig. Drain. Eng.* **117**, 897–913.
- Goldberg, D. E. 1989 *Genetic Algorithms in Search, Optimization and Machine Learning*. Addison-Wesley Publishing Co., Inc., Redwood City, California, USA.
- Haq, Z. U. & Anwar, A. A. 2010 Irrigation scheduling with genetic algorithms. *J. Irrig. Drain. Eng.* **136**, 704–714.
- Hong, S., Malaterre, P.-O., Belaud, G. & Dejean, C. 2012 Optimization of irrigation scheduling for complex water distribution using mixed integer quadratic programming (MIQP). In: *10th International Conference on Hydroinformatics, HIC2012*. Hamburg, Germany.
- Malaterre, P.-O., Rogers, D. C. & Schuurmans, J. 1998 Classification of canal control algorithms. *J. Irrig. Drain. Eng.* **124**, 3–10.
- Merriam, J., Styles, S. & Freeman, B. 2007 Flexible irrigation systems: Concept, design, and application. *J. Irrig. Drain. Eng.* **133**, 2–11.
- Nixon, J. B., Dandy, G. C. & Simpson, A. R. 2001 A genetic algorithm for optimizing off-farm irrigation scheduling. *J. Hydroinform.* **3**, 11–22.
- Peng, S. Z., Wang, Y., Khan, S., Rana, T. & Luo, Y. F. 2012 Asimplified multi-objective genetic algorithm optimization model for canal scheduling. *Irrig. Drain.* **61**, 294–305.
- Reddy, J., Wilamowski, B. & Cassel-Sharmasarkar, F. 1999 Optimal scheduling of irrigation for lateral canals. *Int. J. Recent Trends Eng.* **48**, 1–12.
- Suryavanshi, A. & Reddy, J. 1986 Optimal operation schedule of irrigation distribution systems. *Agric. Water Manage.* **11**, 23–30.
- Verfaillie, G. 2008 *Cours Optimisation: Partie Optimisation Combinatoire*. ONERA/DCSC/CD, Toulouse, France, pp. 1–130.
- Wang, Z., Reddy, J. & Feyen, J. 1995 Improved 0-1 programming model for optimal flow scheduling in irrigation canals. *Irrig. Drain. Syst.* **9**, 105–116.
- Wardlaw, R. & Bhaktikul, K. 2004 Comparison of genetic algorithm and linear programming approaches for lateral canal scheduling. *J. Irrig. Drain. Eng.* **130**, 311–317.
- Zimbelman, A. 1987 Planning operation rehabilitation and automation of irrigation water delivery systems. *Proc. Symp. ASCE*. Portland, Oregon, 28–30 July.

First received 2 November 2012; accepted in revised form 1 July 2013. Available online 5 August 2013

B.1 Présentation du logiciel SIC²

Le texte décrit sur cette page est extrait d'un document de [Dorchies *et al.* \[2013\]](#).

Le logiciel SIC² (Simulation Intégrée des Canaux et de leur Contrôle) est l'un des modèles d'hydraulique développés à Irstea. Les premiers développements numériques de modélisation hydraulique ont commencé au début des années 1970. Aujourd'hui, l'institut propose différents modèles en fonction du type de système ou d'événement à simuler (rivières, crues, canaux d'irrigation, rupture de barrages, réseaux sous pression,...).

Un de ces logiciels est particulièrement dédié aux canaux d'irrigation. Ce modèle, initialement appelé SIC (en anglais : Simulation Irrigation Canals), a été adapté à la fin des années 1980 à partir d'autres modèles développés par l'institut. Il est développé au centre Irstea de Montpellier. La commercialisation, la maintenance et les formations au logiciel sont assurées par l'institut.

Le SIC² est :

- un logiciel pour modéliser l'hydraulique des canaux et des rivières spécialisé pour les canaux d'irrigation.
- un outil d'aide à la conception de canaux.
- un outil d'aide à la gestion manuelle.
- un logiciel pour tester et mettre en œuvre les outils de l'automatique pour la régulation hydraulique des canaux.
- un outil d'aide pour la gestion de la qualité des eaux et des sédiments.
- un outil pour l'optimisation et la recherche. Le SIC² permet de faire, par exemple, de l'optimisation de la conception, du calage ou de la gestion hydraulique quantitative ou qualitative.
- un logiciel de référence dans le domaine de l'irrigation en perpétuelle évolution.

Le SIC² calcule des variables hydrauliques unidimensionnelle en régime permanent et transitoire basés sur les équations de Saint-Venant correspondant aux principes de conservation de la masse (équation de la continuité) et de la quantité de mouvement (équation de la dynamique) [Fovet, 2010] :

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q \quad (\text{B.1})$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial(\beta Q^2/A)}{\partial x} + gA \frac{\partial h}{\partial x} + gA(S_f - S_b) + \epsilon q \frac{Q}{A} = 0 \quad (\text{B.2})$$

où x est l'abscisse en long (m), t le temps (s), A la surface mouillée (m²), Q le débit (m³/s), β le coefficient de quantité de mouvement, g l'accélération de la pesanteur (m/s²), h le tirant d'eau (m), S_f le gradient hydraulique, S_b la pente du fond, q le débit latéral prélevé par unité de longueur (m³/s/m). ϵ vaut 0 si ce débit est positif (apport) et 1 s'il est négatif (prélèvement).

A , Q , h , et S_f sont donc fonctions de x et de t . La condition initiale est donnée par la ligne d'eau calculée en régime permanent en utilisant l'équation intégrale de la ligne d'eau :

$$\frac{\partial H}{\partial x} = -S_f \quad (\text{B.3})$$

où $H = z_b + h + \frac{Q^2}{2gA^2}$ est la charge hydraulique (z_b est la cote du fond en m). Cette équation est combinée avec la formule de Manning-Strickler :

$$S_b = S_f = \frac{Q^2}{K^2 A^2 R_h^{4/3}} \quad (\text{B.4})$$

où R_h est le rayon hydraulique en m, et K le coefficient de Strickler. Ce coefficient permet le calage du modèle hydraulique.

Le détail de SIC² peut être consulté sur <http://sic.g-eau.net>.

B.2 Canal à modéliser

Il s'agit d'un canal secondaire du Canal de Gignac (Fig. B.1), qui se situe entre deux communes de Saint-André et Ceyras (Ouest de Montpellier, France).

Nous modélisons uniquement le canal secondaire qui a une longueur de 2873 m.

B.3 Mesures des géométries du canal

La modélisation demande de la géométrie du canal (abscisse, section, cote du lit et cote de la berge), la localisation des nœuds (là où il y a des prélèvements), la position des ouvrages (vannes, siphons et puisards) et leur dimension. Sous SIC², le réseau est divisé en bief et le bief est défini entre deux nœuds. Chaque bief se compose des sections, des ouvrages et les prises en aval.

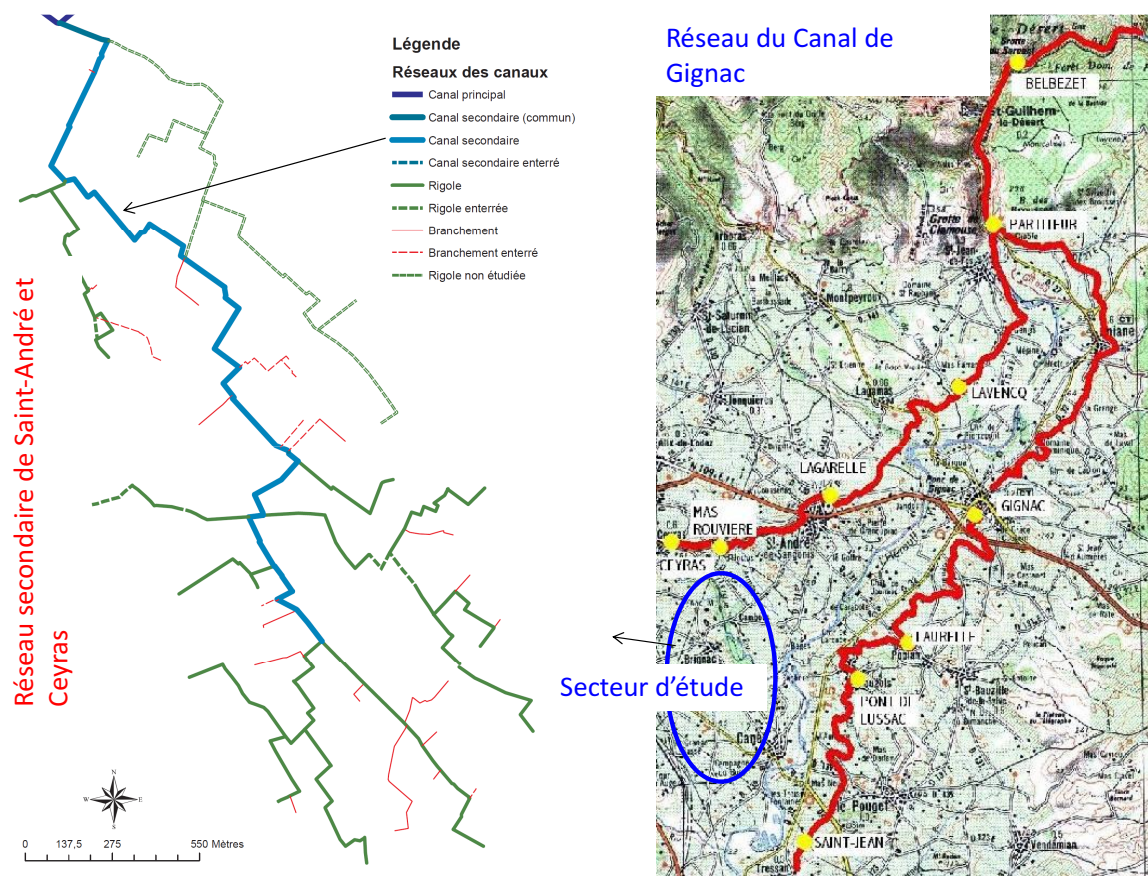


FIGURE B.1 – Localisation du canal secondaire de Saint-André et Ceyras par rapport au réseau du Canal de Gignac

Pour saisir des données dans le SIC², il est nécessaire de les établir sous fichier txt en abscisse (linéaire et transversale), cote comme ce format :

```
section 1 0
-0.4901166 65.992
-0.1786652 65.341
0.1786652 65.341
0.5283865 65.992
```

La géométrie du canal a été relevée en avril en utilisant le GPS différentiel et le tachéomètre (Station totale). Nous avons relevé les coordonnées (x , y et z) de 4 points (dont deux au fond et deux à la berge) à chaque changement de section. Ces points servent à calculer les sections du canal et la cote du lit (du fond), la cote de la berge.

Pendant le relevé de la géométrie du canal, nous avons également relevé les coordonnées des prises au long du canal et la position et la dimension des ouvrages (vannes, siphons et puisards). Ces coordonnées sont importées au ArcGis pour calculer l'abscisse linéaire de chaque point (section, ouvrage et nœud ou prises). Les données (abscisse linéaire de différents points, les coordonnées de 4 points relevés) sont stocké sous fichier ".txt".

B.4 Mise en œuvre du réseau sous SIC²

Le SIC² a trois modes de configuration : géométrie, hydraulique et résultat. Dans la géométrie, nous avons créé le réseau physique qui contient 26 biefs (Fig. B.2).

Les fichiers de chaque bief (contenu des sections organisées sous format ci-dessus) ont été créé de manière automatique par un script à l'extérieur du SIC², et ont été importés manuellement dans SIC². Ensuite, l'insertion des sections où il y a des ouvrages en travers, a été effectuée dans le bief concerné.

Après la vérification des données saisies, nous sommes passés dans le mode hydraulique pour créer de ces ouvrages en travers et des ouvrages latéraux (au nœud), rentrer les paramètres de calcul (coefficient de Manning Strickler, coefficient des ouvrages, condition limite et condition initiale), mettre en œuvre des ouvrages sous module de régulation (Fig. B.3), et créer le scénario de simulation.

Le modèle consiste de nombreuses fortes pentes longitudinales qui causent des écoulements torrentiels. Il est donc nécessaire de simplifier ce modèle en réduisant ces pentes (Fig. B.2) pour permettre aussi de simuler des scénarii de gestion en régime transitoire sous SIC².

Les coefficients de Manning Strickler et des ouvrages sont calés à l'aide des mesures des débits, des cotes d'eau de différents endroits, en régime permanent ainsi qu'en transitoire.

Après la réduction des pentes fortes et le calage de ces coefficients, le modèle permet finalement de simuler des scénarii de gestion en régime permanent et aussi transitoire. Le résultat d'une simulation en régime transitoire est illustré dans la figure B.4.

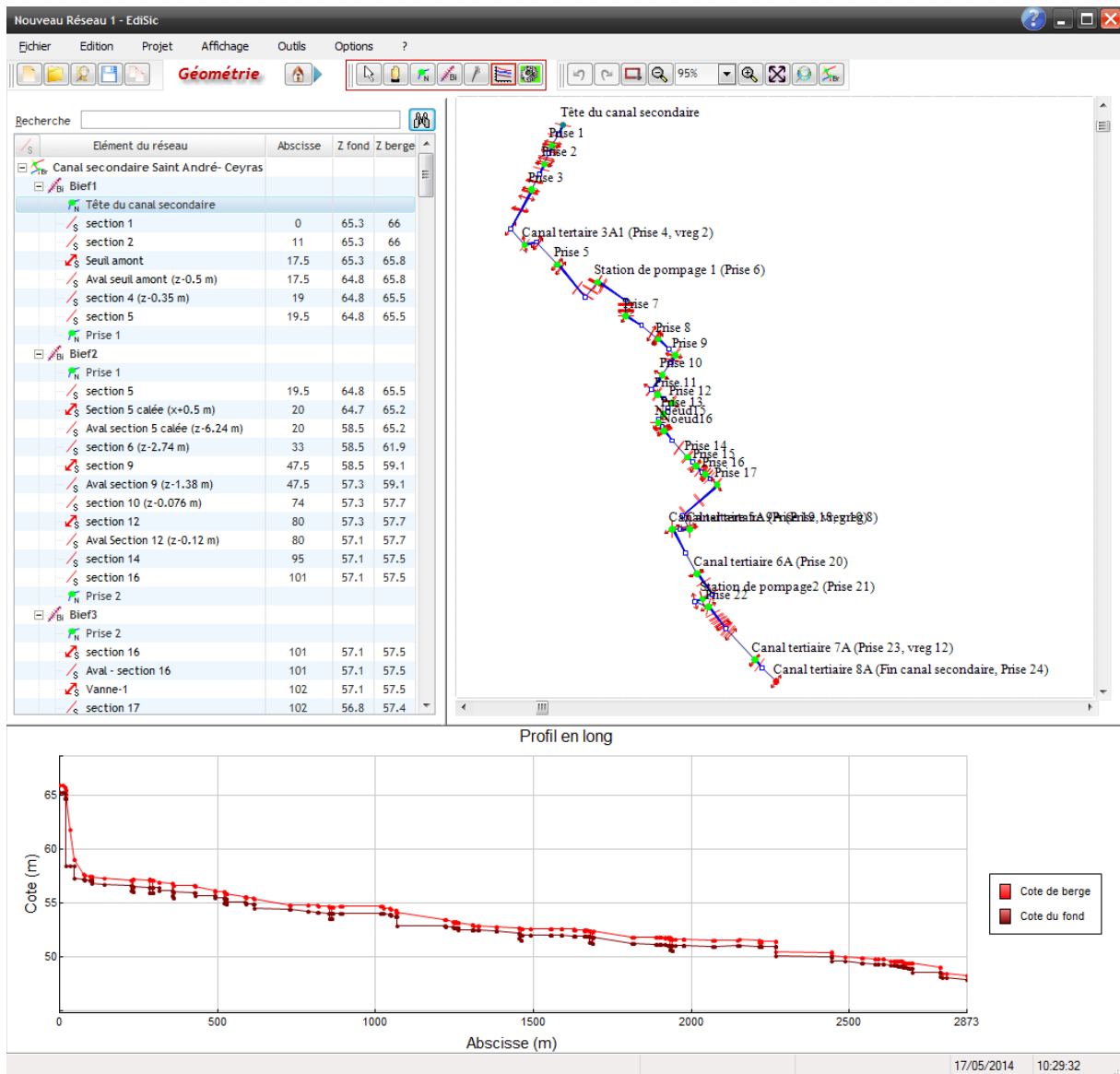


FIGURE B.2 – Canal secondaire de Saint-André et Ceyras sous SIC²

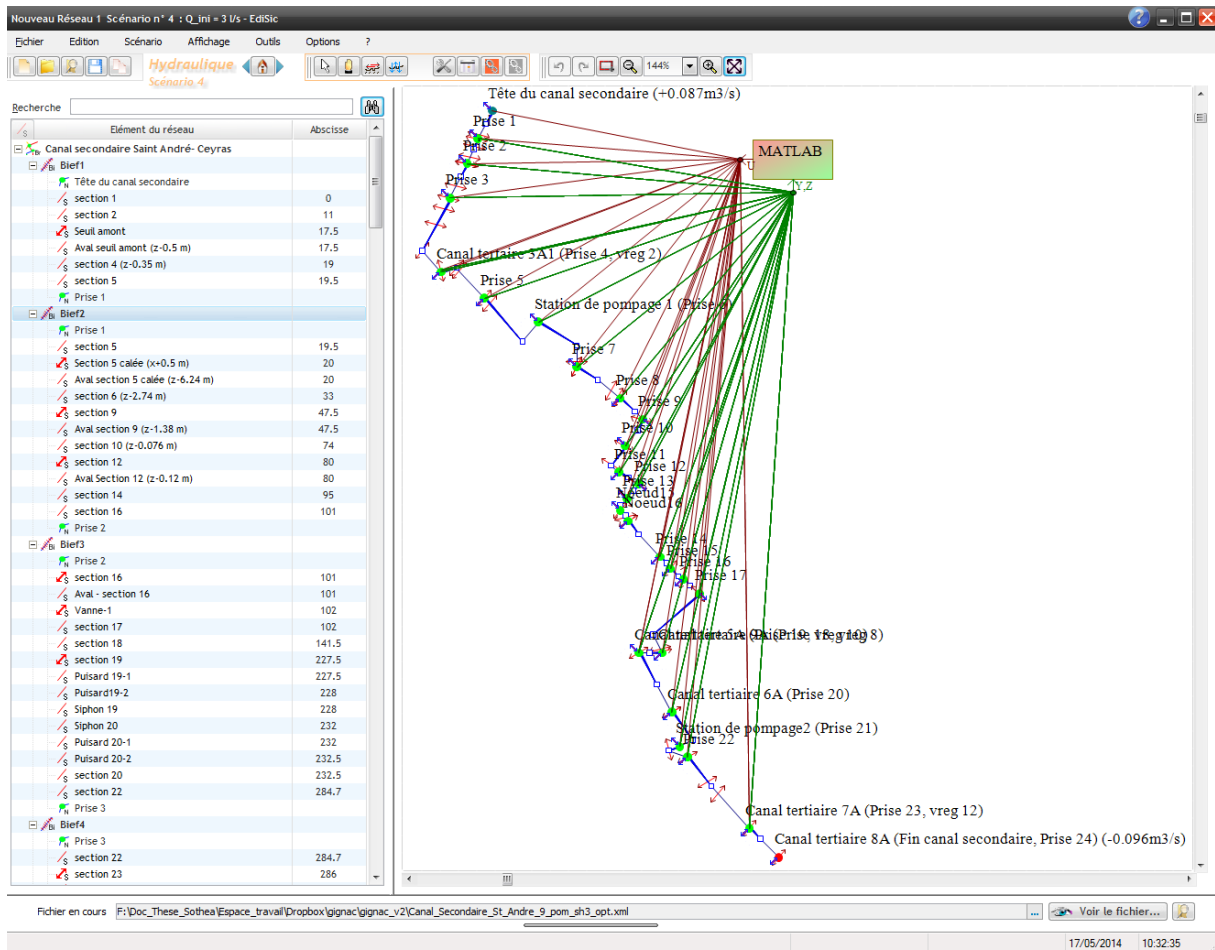


FIGURE B.3 – Mise en œuvre des ouvrages sous module de régulation pour la simulation en régime transitoire

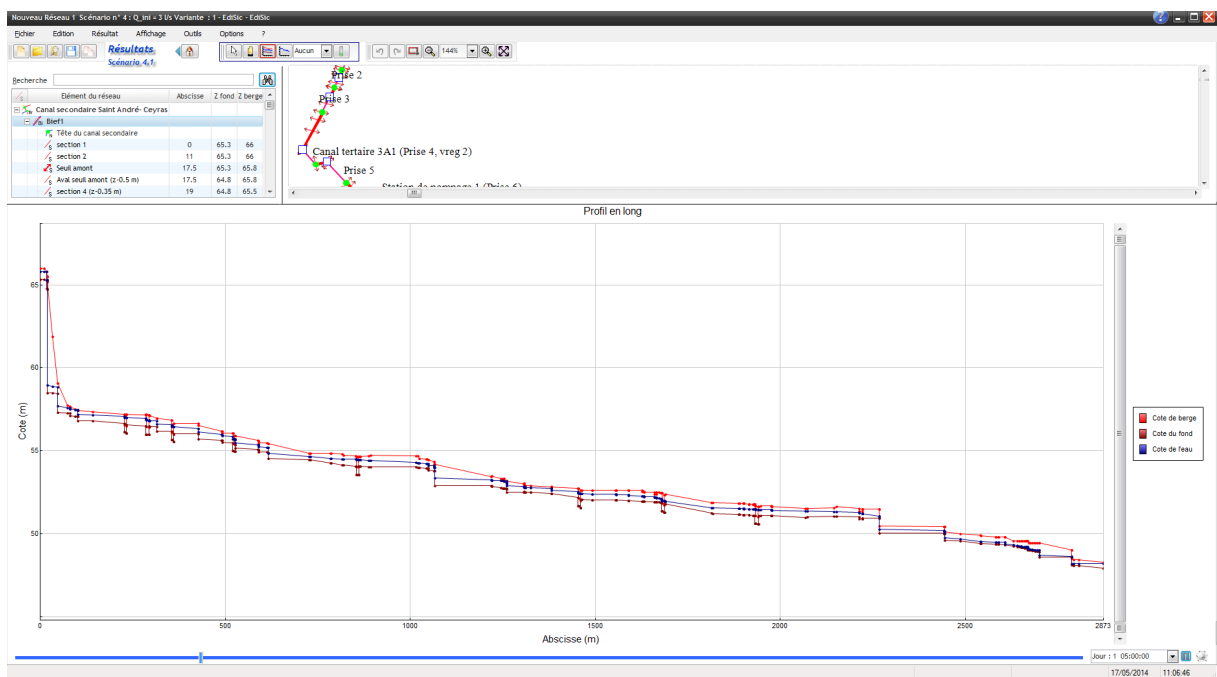


FIGURE B.4 – Résultat de la simulation d'un scénario de gestion en régime transitoire

ANNEXE C

QUESTIONNAIRE POUR L'ENQUÊTE SUR LA DISTRIBUTION DE L'EAU DU CANAL DE GIGNAC

Le questionnaire présenté ci-dessous est pour l'étude des besoins des usagers et de la satisfaction des usagers de l'eau sur un secteur secondaire du canal de Gignac qui se trouve en aval de la rive droite entre la commune de Saint-André et Ceyras. Le questionnaire est mis en ligne (<http://sondage.irstea.fr/index.php?sid=97445&newtest=Y&lang=fr>) et envoyé aux 38 propriétaires des terrains sur ce secteur par courrier.

Questionnaire pour l'enquête sur la distribution de l'eau

 Canal de Gignac
 Secteur secondaire de Saint André - Ceyras

Nom	
Prénom	
N° Adhérent	

Objet : L'objet de cette enquête est d'évaluer l'état de satisfaction actuel de la distribution de l'eau pour les parcelles ayant un usage agricole et les jardins et de déterminer quels sont les besoins et les contraintes à prendre en considération pour réfléchir à une amélioration de la gestion du tour d'eau.

Vous pouvez remplir directement le questionnaire ci-dessous en ligne:

<http://sondage.irstea.fr/index.php?sid=97445&newtest=Y&lang=fr>

Questionnaire:

- 1) Etes-vous un usager agricole non-agricole (usage loisir /jardin...)
- 2) Etes-vous agriculteur? Oui non
- 3) Si l'usage agricole,
 - 3.1 N° de cadastre de votre parcelle¹:.....
 - 3.2 Quel type de cultures avez-vous?

¹ Si vous avez plusieurs parcelles, merci de remplir plusieurs questionnaires.

Vigne Olivier Pêcher Maraîchage

Autre.....

- 4) A quelle date, approximativement, commencez-vous à arroser votre parcelle et finissez-vous l'irrigation?

(faire un croix pour le démarrage et pour l'arrêt dans le tableau chronologique suivant)

Mars	Avril	Mai	Juin	Juillet	Aout	Sep.	Oct.	Nov.

Remarque:.....

.....

.....

- 5) Quel est le facteur qui détermine le déclenchement de votre irrigation?

Tensiomètre Quand, l'eau est dans le canal Voisins

Habitude Autre:

- 6) Combien de temps irriguez-vous en moyenne à chaque arrosage ?

Selon la durée de tour d'eau donnée par l'ASA

Autre:

.....

7) Est-ce que vous « refusez » parfois un tour d'eau (c'est-à-dire que vous décidez de ne pas irriguer, alors que c'est votre heure d'arrosage et qu'il y a de l'eau) ?

Oui Non

Si oui

7.1 Pourquoi ?

Je n'ai pas besoin de l'eau

Je n'ai pas le temps d'irriguer (dû à mon travail ou autre impératif)

Autre raison:

.....

.....

7.2 En général, avec combien de temps en avance avez-vous pris la décision de ne pas utiliser l'eau?

Un jour en avance Une semaine en avance

Autre:

8) Est ce que vous ratez parfois un tour d'eau (c'est-à-dire que vous décidez d'irriguer, mais que vous ne le faites pas)?

Oui Non

Si oui

8.1 Pourquoi ?

Il n'y a pas d'eau L'eau est en retard

Le débit dans le canal est trop faible

Autre raison:

.....

8.2 Dans quelle situation cela se produit-il ?

Aucune idée L'utilisateur en amont a pris l'eau

Le garde canal a coupé l'eau

Autre:

.....

8.3 Sur les dernières saisons d'irrigation, est ce que ça s'est produit souvent?

1 fois/an 2 fois/an 3 fois/an Autre:.....

8.4 Si l'eau est en retard, en général, quel est le temps de retard en moyenne?

30 mn 1h 2h Autre:.....

8.5 Comment faites-vous alors pour pouvoir arroser votre parcelle ?

J'attends le prochain tour d'eau

Je m'arrange avec le voisin

Je contacte l'ASA (le bureau ou le garde)

Autre:

9) Lorsque votre tour d'eau se trouve la nuit, est-ce que vous venez irriguer votre parcelle ?

Oui Non

Si non, comment faites-vous pour arroser votre parcelle ?

Je ne l'arrose pas Je m'arrange avec le voisin

je m'arrange avec l'ASA (le bureau ou le garde)

Autre:

10) Selon vous, est-ce que le tour d'eau est respecté en général?

Oui Non

Si non, est-ce qu'il existe des conflits de voisinage concernant les tours d'eau?

Oui Non

11) Quelle technique d'irrigation employez-vous ?

A la raie Aspersions (enrouleur) Aspersions (sprinkler)

Goutte à goutte Autre:

S'il s'agit d'irrigation à la raie,

11.1 Connaissez-vous le débit ou volume prélevé?

Oui Non

Si oui,

a. Combien en moyenne ?

.....m³/h oul/s

oum³/ha

b. Est-ce que le débit varie beaucoup entre les tours d'eau ?

Oui Non

c. Est-ce que vous êtes satisfait avec ce débit ?

Oui Non

Si l'irrigation est au goutte à goutte ou à l'aspersion

11.2 Avez-vous besoin de surpresser à votre point de livraison ?

Oui Non

Si oui, d'où l'eau est-elle pompée?

Du canal (ou de la rigole) D'un réservoir tampon

Autre:

11.3 A Quelle fréquence ?

Permanent 1jour/semaine Autre:.....

11.4 A Quel débit ?m³/h oul/s

11.5 Est ce que le débit dans le canal est suffisant pour votre besoin?

Oui Non

12) Est-ce que le tour d'eau actuel correspond à votre besoin?

Oui Non

Si non, pourquoi ?.....

.....

13) Seriez-vous favorable à la mise en place d'un tour d'eau arrangé sur l'année, pour lequel vous choisiriez l'organisation avant la saison d'irrigation et l'ASA étudie votre demande?

Oui Non

Si oui, merci de préciser:

13.1 Quel jour préférez-vous?

Lundi Mardi Mercredi Jeudi
 Vendredi Samedi Dimanche Indifférent

13.2 Quel créneau du temps préférez-vous?

Matin Après midi Soirée Nuit
 fin de nuit Indifférent
 Autre :

13.3 Quel volume préférez-vous?

.....m³/ha

14) Souhaitez-vous que les tours d'eau soient modifiables en cours de saison?

Oui Non

Si oui,

14.1 Combien de jours à l'avance faudrait-il demander de l'eau?

1 jour 2 jours 3 jours 4 jours

Indifférent Autre:.....

14.2 Combien de jour à l'avance souhaitez-vous recevoir la réponse à votre demande?

1 jour 2 jours 3 jours 4 jours

Indifférent Autre:.....

14.3 A Quelle fréquence souhaitez-vous pouvoir modifier votre demande?

Tous les semaines Tous les 10 jours

Tous les deux semaines Indifférent

Autre:

14.4 Souhaitez-vous alors un débit fixe toute l'année ou ajusté en fonction de votre besoin?

Débit fixe Débit ajusté Indifférent

15) Que souhaitez-vous pour améliorer la situation?

.....
.....
.....
.....
.....
.....

RÉSULTATS DES OPTIMISATIONS POUR LES ANALYSES DE SENSIBILITÉ DES PARAMÈTRES DE PONDÉRATION w et ξ

L'analyse de sensibilité est faite par l'indice de Morris [Morris, 1991]. Le plan d'expérience est automatique généré à l'aide du script sous le logiciel R en choisissant le nombre des calcul des effets élémentaires à 15.

D.1 Optimisation pour l'analyse de la pondération des critères d'optimisation (w)

Il existe 52 optimisations pour différentes valeurs de w_1 , w_2 et w_3 qui sont calculées à partir des valeurs de W_1 , W_2 et W_3 suite à l'équation 3.105. Les valeurs de ces trois dernières paramètres sont obtenues par le plan d'expérience de l'indice de Morris. Les résultats de 52 optimisations sont indiqués dans le tableau ci-après.

TABLE D.1 – Résultats des optimisations pour différentes valeurs des paramètres w

n°	w_1	w_2	w_3	CPU	I_{AS}	I_{AV}	I_{GO}	I_{WL}
1	0,4445	0,3334	0,2223	3153	90	100	12	16
2	0,5	0,1	0,4	85	89	100	21	14
3	0,5	0,4	0,1	1273	90	100	11	21
4	0,5	0,0834	0,4167	36	89	100	22	14
5	0,5	0,25	0,25	948	90	100	12	17
6	0,5	0,3334	0,1667	1226	91	100	14	17
7	0,5455	0,1819	0,2728	53	89	100	14	15
8	0,6667	0	0,3334	1	89	100	70	16
9	0,6667	0,1112	0,2223	1	89	100	14	16
10	0,6667	0,3334	0	1	89	100	14	16
11	0,7143	0,1429	0,1429	1	89	100	14	16
12	0,8334	0	0,1667	1	89	100	70	16
13	1	0	0	1	89	100	70	16
14	0,3637	0,3637	0,2728	2298	89	100	10	16

15	0,375	0,375	0,25	2109	90	100	12	16
16	0,4286	0,4286	0,1429	3139	89	100	11	17
17	0,4445	0,4445	0,1112	2712	89	100	8	21
18	0,353	0,2942	0,353	3474	89	100	14	14
19	0,3637	0,2728	0,3637	3267	89	100	14	14
20	0,375	0,25	0,375	2253	89	100	17	14
21	0,3847	0,2308	0,3847	3227	89	100	14	14
22	0,4286	0,1429	0,4286	777	88	100	21	13
23	0,4445	0,1112	0,4445	85	89	100	21	13
24	0,5	0	0,5	21	89	100	70	16
25	0,3334	0,3334	0,3334	3059	89	100	14	16
26	0,1539	0,4616	0,3847	3078	90	100	12	14
27	0,1667	0,5	0,3334	2260	89	100	12	16
28	0,2	0,6	0,2	2964	89	100	10	16
29	0,2	0,6	0,2	3314	90	100	12	16
30	0,2223	0,4445	0,3334	3512	89	100	12	16
31	0,2308	0,4616	0,3077	2981	89	100	11	17
32	0,2858	0,5715	0,1429	1884	89	100	9	19
33	0,2858	0,4286	0,2858	2603	88	100	11	16
34	0,3125	0,375	0,3125	3159	89	100	14	14
35	0,3334	0,4445	0,2223	2372	89	100	11	17
36	0	0,5	0,5	3329	71	81	11	14
37	0	0	1	3483	69	81	70	11
38	0,125	0,125	0,75	2094	88	100	21	13
39	0,125	0,375	0,5	2259	88	100	15	15
40	0,1667	0,3334	0,5	1863	89	100	17	14
41	0,1667	0,1667	0,6667	3528	89	100	23	12
42	0,2	0,3	0,5	3528	85	100	16	13
43	0,2	0,2	0,6	3179	89	100	19	13
44	0,2223	0,1112	0,6667	2591	89	100	23	12
45	0,2223	0,3334	0,4445	2265	89	100	14	14
46	0,2858	0,2858	0,4286	3025	89	100	14	14
47	0,3	0,3	0,4	2507	89	100	14	14
48	0,3334	0	0,6667	28	89	100	70	13
49	0,3334	0,25	0,4167	2204	89	100	18	14
50	0,3637	0,091	0,5455	411	89	100	16	13
51	0,4167	0,0834	0,5	171	88	100	24	13
52	0,4445	0	0,5556	6	89	100	70	14

D.2 Optimisations pour l'analyse de la pondération du travail de jour et de nuit (ξ)

Il existe 17 optimisations pour différentes valeurs de ξ_1 et ξ_2 qui sont calculées à partir des valeurs de Ξ_1 et Ξ_2 suite aux équations 3.106 et 3.106. Les valeurs de ces deux dernières paramètres sont obtenues par le plan d'expérience de l'indice de Morris. Les résultats de 17 optimisations sont indiqués dans le tableau ci-après.

TABLE D.2 – Résultats des optimisations pour différentes valeurs des paramètres ξ . T_{GO1} = temps en mn du travail de jour et T_{GO2} = temps en mn du travail de nuit.

n°	ξ_1	ξ_2	I_{AS}	I_{AV}	I_{GO}	T_{GO1}	T_{GO2}	I_{WL}
1	0	1	89	100	40	413	70	13
2	0,3333	0,6667	89	100	13	78	84	13
3	0,3750	0,6250	89	100	17	139	73	14
4	0,4000	0,6000	89	100	14	104	73	15
5	0,4286	0,5714	89	100	13	93	73	16
6	0,4444	0,5556	89	100	14	94	74	16
7	0,4545	0,5455	88	100	15	100	80	14
8	0,5000	0,5000	89	100	14	94	74	16
9	0,5455	0,4545	89	100	14	75	101	15
10	0,6000	0,4000	89	100	14	76	101	15
11	0,6000	0,4000	89	100	14	75	102	15
12	0,6250	0,3750	90	100	12	67	83	14
13	0,6667	0,3333	89	100	14	76	102	15
14	0,7500	0,2500	90	100	14	76	102	15
15	0,7500	0,2500	89	100	14	75	101	15
16	0,8571	0,1429	89	100	14	76	101	15
17	1	0	90	100	41	68	431	14