



UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE MADRID  
ETSI CAMINOS, CANALES Y PUERTOS



**TESIS DOCTORAL**

**CRITERIOS PARA EL DIMENSIONAMIENTO DE  
REDES DE RIEGO ROBUSTAS FRENTE A CAMBIOS  
EN LA ALTERNATIVA DE CULTIVOS**

**ALFREDO GRANADOS GARCÍA**

INGENIERO DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS

**DIRIGIDA POR:**

**FRANCISCO V. LAGUNA PEÑUELAS**

DR. INGENIERO DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS

**FRANCISCO J. MARTÍN CARRASCO**

DR. INGENIERO DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS

**MAYO 2013**

**TESIS DOCTORAL**  
**CRITERIOS PARA EL DIMENSIONAMIENTO DE REDES DE RIEGO**  
**ROBUSTAS FRENTE A CAMBIOS EN LA ALTERNATIVA DE CULTIVOS**

Autor: Alfredo Granados García

Directores: Francisco V. Laguna Peñuelas  
Francisco J. Martín Carrasco

Tribunal nombrado por el Magfco. Excmo. Sr. Rector de la Universidad Politécnica de Madrid, el día        de        de 2013.

**TRIBUNAL CALIFICADOR**

Presidente D.: .....

Vocal D.: .....

Vocal D.: .....

Vocal D.: .....

Secretario D.: .....

Realizado el acto de defensa y lectura de la Tesis el día        de        de 2013, en Madrid.

Calificación: .....

EL PRESIDENTE

LOS VOCALES

EL SECRETARIO



## RESUMEN

En los años 50 y 60 del siglo XX se produjo en Europa un cambio en la concepción de los sistemas de riego, en los cuales se pasó del regadío por superficie al presurizado y con ello del riego por turnos al riego a la demanda. Las ventajas de este nuevo sistema de riego dieron lugar a una gran expansión de las redes colectivas de riego a presión, especialmente en los países del arco mediterráneo y del Sur de Europa (Francia, España, Italia, Portugal y Grecia).

Desde entonces el riego presurizado a la demanda ha tenido una evolución permanente, en la que han mejorado los equipos y las técnicas de aplicación del riego, siempre con una clara orientación hacia el incremento de la productividad. Esta evolución unida a los vaivenes de los mercados, al abaratamiento de los transportes y la globalización, y a las subvenciones agrícolas, ha propiciado que las alternativas de cultivos previstas hayan sufrido cambios. El cambio de la alternativa de cultivos hacia otros más exigentes desde el punto de vista de las necesidades hídricas tiene como consecuencia el aumento de los consumos, circunstancia para cual debe estar capacitada la red. Otros fenómenos como el cambio climático, de amplio interés a día de hoy, presentan algunos escenarios en lo que se prevé un incremento de las temperaturas que unido a una reducción en las precipitaciones, supondría también que se elevarían las necesidades de riego de los cultivos.

Todas estas circunstancias deben ser contempladas en la redacción de los proyectos de transformación de nuevas zonas regables y en los de modernización de las existentes. Las redes de riego deben estar dimensionadas para poder atender dichos incrementos de consumo. La fortaleza de la red para atender variaciones en las demandas de agua se convierte por tanto en una premisa del proyecto.

Dicha fortaleza se puede conseguir de formas diferentes y a costos distintos, puesto que en el proceso de dimensionamiento estadístico de los caudales circulantes en punta de campaña intervienen muchas variables y parámetros de riego.

En la presente tesis doctoral se analiza en detalle el estado del arte en la materia, se efectúa un análisis de la función específica y la influencia en el cálculo de cada uno de los parámetros, se establece un procedimiento de actuación que optimice el dimensionamiento de la red colectiva para que ésta disponga de la robustez necesaria

para hacer frente a incrementos potenciales de consumo de agua sobre la previsiones de base del proyecto y se establecen los criterios, rangos y combinaciones de parámetros que permiten dotar a la red de la fortaleza necesaria de la manera más eficiente posible.

## **ABSTRACT**

During the 1950s and 1960s the design of irrigation systems in Europe underwent change. Traditional surface irrigation was replaced by pressure irrigation, with the delivery method shifting from a scheduled type to an on-demand one. The advantages obtained with this new system led to a significant development of on-demand pressurised irrigation districts, especially in the Southern countries (France, Greece, Italy, Portugal and Spain).

On-demand pressurised irrigation has since evolved in a continuous manner in which, with the purpose of gaining productivity, on-farm equipment and automation instruments have seen improvements. Such developments, along with market fluctuations, reductions in transport costs, globalisation and the influence of agricultural subsidies, have resulted in changes in the crop pattern. The farming of new crops may require more water and the consumption may become greater. In addition to this, other phenomena, such as the frequently-debated effects of climate change, reveal scenarios in which an increase in temperatures and the accompanying reductions in rainfall are expected. One consequence of this would be an increase in irrigation requirements and subsequent impact on irrigation networks.

All such circumstances should be taken into account in both the design of new irrigation districts and the upgrading of the existing ones. Irrigation networks should be of a size that allows them to meet increases in consumption. The robustness of the network, defined as its capacity to absorb increments in water requirements, becomes a key point to be taken into account in the design phase. Given that there are several parameters that influence the calculus of design flows, such robustness may be obtained in different ways and at varying costs.

In the context of this, the thesis reviews the state of the art, analyses the role and influence of each parameter, establishes a procedure for checking the design and robustness of on-demand irrigation networks, and sets design criteria for selecting the most effective range and combination of parameters that provide the network with such robustness.



## ÍNDICE

<b>CAPÍTULO 1 – INTRODUCCIÓN Y OBJETIVO DE LA TESIS .....</b>	<b>1</b>
1.1 – INTRODUCCIÓN .....	1
1.2 – OBJETIVO DE LA TESIS.....	4
1.3 – PRESENTACIÓN DEL CONTENIDO DE LA TESIS.....	5
1.4 – DEFINICIÓN DE ALGUNOS TÉRMINOS EMPLEADOS EN LA TESIS .....	6
<b>CAPÍTULO 2 – ESTADO DEL ARTE .....</b>	<b>7</b>
2.1 – PROCESO DE DISEÑO DE UNA RED DE RIEGO.....	7
2.2 – ESTABLECIMIENTO DE LA ALTERNATIVA DE CULTIVOS.....	13
2.2.1 – Características físicas del suelo.....	14
2.2.2 – Estudio de suelos .....	19
2.2.3 – Climatología local y recursos disponibles .....	21
2.2.4 – Factores socioeconómicos .....	24
2.2.5 – Rotación de los cultivos .....	26
2.2.6 – Alternativa de cultivos .....	28
2.3 – NECESIDADES HÍDRICAS DE LOS CULTIVOS .....	33
2.4 – LOS PARÁMETROS DE RIEGO .....	42
2.4.1 – Caudal continuo unitario .....	42
2.4.2 – Grado de libertad .....	43
2.4.3 – Rendimiento de la red.....	45
2.4.4 – Garantía de suministro .....	47
2.5 – DOTACIÓN EN PARCELA.....	48

2.6 – FÓRMULAS ESTADÍSTICAS. MÉTODOS DE CÁLCULO DE LOS CAUDALES.....	49
2.6.1 – Introducción. Concepción y desarrollo de las fórmulas.....	49
2.6.2 – Primera fórmula de Clément.....	51
2.6.3 – Fórmula de Boissezon y Haït .....	56
2.6.4 – Primera fórmula generalizada de Clément .....	64
2.6.5 – Segunda fórmula generalizada de Clément .....	65
2.6.6 – Fórmula de Mavropoulos .....	75
2.7 – ANÁLISIS REALIZADOS SOBRE LOS MÉTODOS DE CÁLCULO .....	82
2.7.1 – Comparación de los resultados de las distintas fórmulas.....	83
2.7.2 – Análisis realizados sobre la primera fórmula de Clément.....	96
2.8 – TENDENCIAS ACTUALES .....	123
2.8.1 – Uso de modelos de simulación para la determinación de caudales de diseño en redes de riego.....	126
2.8.2 – Uso de modelos de simulación para el análisis del comportamiento y fiabilidad de las redes de riego .....	127
2.9 – CONSIDERACIONES FINALES .....	133
<b>CAPÍTULO 3 – METODOLOGÍA.....</b>	<b>135</b>
3.1 – PLANTEAMIENTO GENERAL .....	135
3.2 – REVISIÓN BIBLIOGRÁFICA Y ACOTACIÓN DEL CAMPO DE ESTUDIO.....	137
3.3 – ESTUDIO DE LOS PARÁMETROS QUE INTERVIENEN EN EL CÁLCULO DE LOS CAUDALES DE PUNTA .....	138
3.4 – PREPARACIÓN DEL MODELO DE CÁLCULO .....	139
3.5 – ANÁLISIS DE LA EFICIENCIA DE LOS PARÁMETROS DE RIEGO.....	140

---

3.6 – ESTABLECIMIENTO DE CRITERIOS PARA EL DIMENSIONAMIENTO DE REDES ROBUSTAS .....	141
3.7 – ESTABLECIMIENTO DE UN PROCEDIMIENTO PRÁCTICO PARA LA COMPROBACIÓN DE LA FORTALEZA DE LA RED.....	142
3.8 – APLICACIÓN A UNA RED DE RIEGO EXISTENTE.....	143
<b>CAPÍTULO 4 – DESARROLLO DE LA INVESTIGACIÓN.....</b>	<b>145</b>
4.1 – INTRODUCCIÓN .....	145
4.2 – CONDICIONANTES DE PARTIDA .....	147
4.3 – ANÁLISIS DE LA PERTINENCIA DE INTRODUCIR DETERMINADAS HOLGURAS SUPERPUESTAS EN EL PROYECTO.....	150
4.3.1 – Cuantificación de las holguras de proyecto.....	150
4.3.2 – Lavado de los suelos para evitar su salinización.....	152
4.3.3 – Eficiencia del riego .....	156
4.3.4 – Tiempo efectivo de riego .....	158
4.3.5 – Consideraciones finales.....	160
4.4 – USO ADECUADO DE LOS PARÁMETROS DE RIEGO .....	161
4.4.1 – Conceptos generales.....	161
4.4.2 – Avance comparativo de la función desempeñada por los parámetros de riego .....	164
4.4.3 – Consideraciones sobre la eficiencia de los parámetros de riego.....	175
4.5 – REPERCUSIÓN DE LOS PARÁMETROS $q$ , $k$ y $r$ SOBRE LA SEGURIDAD EFECTIVA DE LA RED .....	183
4.5.1 – Acción específica de cada parámetro sobre los caudales de diseño de la red .....	183
4.5.2 – Resumen de los rasgos distintivos básicos de cada parámetro.....	185

4.6 – HABILIDADES DE LOS COEFICIENTES DE SEGURIDAD .....	188
4.7 – INFLUENCIA DE LOS PARÁMETROS DE RIEGO SOBRE LA COINCIDENCIA EN EL USO DEL AGUA DE LAS PARCELAS DE LOS TERMINALES.....	193
4.7.1 – Utilización del coeficiente de seguridad $k$ .....	194
4.7.2 – Utilización del rendimiento de la red $r$ .....	196
4.7.3 – Comentarios sobre los resultados obtenidos.....	199
4.8 – PROCEDIMIENTO Y CRITERIOS DE ACTUACIÓN PARA ESTABLECER LA FORTALEZA DE LA RED COLECTIVA .....	202
4.8.1 – Caudal continuo unitario .....	203
4.8.2 – Grado de libertad .....	205
4.8.3 – Garantía de suministro .....	206
4.8.4 – Coeficiente de seguridad de la red.....	208
4.8.5 – Comprobaciones adicionales que deben realizarse durante la redacción del proyecto.....	210
4.9 – APLICACIÓN DEL PROCEDIMIENTO A UN CASO REAL.....	214
4.9.1 – Datos del proyecto .....	215
4.9.2 – Ajuste del modelo de cálculo .....	217
4.9.3 – Simulación del escenario 1 .....	218
4.9.4 – Simulación del escenario 2 .....	219
4.9.5 – Ajuste del umbral de velocidad máxima .....	220
4.9.6 – Ajuste del coeficiente de seguridad de la red .....	221
<b>CAPÍTULO 5 – CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES .....</b>	<b>223</b>
5.1 – CUMPLIMIENTO DEL OBJETIVO PROPUESTO.....	223
5.2 – CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	224

---

5.2.1 – Acotación del dominio investigado.....	224
5.2.2 – Recomendaciones para fijar el valor del caudal continuo unitario .....	225
5.2.3 – Criterios para asignar el grado de libertad .....	227
5.2.4 – Criterios para fijar la garantía de suministro .....	228
5.2.5 – Recomendaciones para la adopción del coeficiente de seguridad de la red .....	229
5.2.6 – Recomendaciones para disponer de una red robusta frente a los incrementos del consumo de agua .....	230
5.2.7 – Procedimiento para el análisis de la fortaleza de la red colectiva.....	233
5.3 – APORTACIONES ORIGINALES .....	234
5.4 – LÍNEA FUTURA DE INVESTIGACIÓN.....	235
<b>REFERENCIAS .....</b>	<b>237</b>
<b>APÉNDICE – APLICACIÓN A UN CASO REAL DEL PROCEDIMIENTO PARA DETERMINAR LA FORTALEZA DE LA RED COLECTIVA .....</b>	<b>247</b>
A.1 – ZONA SELECCIONADA.....	247
A.2 – DATOS AGRONÓMICOS DEL PROYECTO.....	249
A.2.1 – Cultivos recomendados en el proyecto de transformación .....	249
A.2.2 – Distribución de los cultivos en las distintas calidades de suelo .....	254
A.2.3 – Necesidades hídricas de los cultivos.....	256
A.2.4 – Comentario sobre el estudio agronómico.....	259
A.3 – CAUDALES DE DISEÑO DE LA RED .....	260
A.3.1 – Criterios de cálculo .....	260
A.3.2 – Caudales de diseño .....	263

A.3.3 – Comentario al cálculo de caudales.....	269
A.4 – DIMENSIONAMIENTO DE LA RED .....	271
A.4.1 – Criterios de cálculo.....	271
A.4.2 – Diámetros de la red y presiones disponibles en las tomas.....	273
A.4.3 – Ajuste del modelo .....	278
A.5 – NUEVOS ESCENARIOS DE CÁLCULO .....	294
A.5.1 – Coincidencia del cultivo más exigente en las parcelas de los terminales (escenario 1) .....	295
A.5.2 – Coincidencia del cultivo más exigente en la totalidad de la red de riego (escenario 2) .....	313
A.5.3 – Influencia del umbral de velocidad máxima .....	327
A.5.4 – Influencia del rendimiento ( $r$ ) de la red sobre los caudales de diseño .....	335
A.5.5 – Influencia del coeficiente de seguridad ( $k$ ) sobre los caudales de diseño de la red.....	351
A.5.6 – Resumen general.....	364
A.5.7 – Conclusión .....	373

## **CAPÍTULO 1 – INTRODUCCIÓN Y OBJETIVO DE LA TESIS**

### **1.1 – INTRODUCCIÓN**

Las grandes redes colectivas de riego presurizado comenzaron a construirse hace algo más de 50 años. El retraso de España con respecto a otros países pioneros fue de unos 10 años, pero desde el inicio de la década de 1970 este sistema de riego se expandió rápidamente por todo el territorio nacional sustituyendo al regadío tradicional. Desde entonces ha tenido una evolución permanente, en la que se ha mejorado el equipamiento y las técnicas de aplicación del agua, siempre con una clara orientación hacia el incremento de la productividad, lo que ha propiciado que las alternativas de cultivos previstas en el inicio hayan sufrido cambios continuados, sujetas a los vaivenes de los mercados y a las subvenciones agrícolas. En todo este periodo de tiempo también han cambiado las técnicas de diseño, acomodándose a los requerimientos de los agricultores.

Los trabajos de investigación realizados desde entonces sobre los caudales de diseño de las redes colectivas de riego a la demanda se han centrado fundamentalmente en el análisis del algoritmo estadístico (la fórmula matemática que obtiene la distribución de caudales en punta de campaña de riego) que mejor se ajusta al funcionamiento estocástico de la red, para unas condiciones predeterminadas de necesidades hídricas de los cultivos.

El examen detallado de las conclusiones, a las que se ha venido llegando sobre esta cuestión concreta, muestra que la aplicación de las distintas fórmulas estadísticas, diferenciadas por matices conceptuales, llegan a resultados muy similares, y que la complejidad de aplicación de algunas de ellas no justifica en modo alguno su empleo, puesto que lo único que aportan es un cálculo más farragoso, pero no dan más verosimilitud. Ello explica que, transcurridos más de 40 años desde su publicación, aún se siga utilizando la primera fórmula generalizada de Clément, de fácil manejo, basada en la hipótesis de que la demanda de agua sigue una ley de distribución normal.

En el transcurso de estos años, dentro del proceso evolutivo de los regadíos, se ha producido un cambio gradual de tendencia en el sistema de aplicación del agua al suelo, cediendo la aspersión frente a la pujanza del riego localizado. Ello ha venido condicionado en cierto modo por la globalización del mercado agrícola. En las décadas de 1970 y 1980 se proyectaron y construyeron en España la mayoría de las grandes zonas regables de riego por aspersión, en las que predominaban los cultivos extensivos. El abaratamiento del transporte, y de los costos de producción, han originado una fuerte competencia del exterior que ha obligado a reorientar en estas últimas décadas a la agricultura hacia los cultivos en los que se tienen condiciones ventajosas, en unos casos derivadas de la benignidad de nuestro clima y en otras de la calidad del producto (la reorientación hacia el cultivo en invernadero, los cítricos, los frutales, las hortalizas y otros productos de calidad con denominación de origen).

Esta reorientación ha propiciado la aparición de zonas regables ubicadas en los lugares que gozan del clima benigno de la costa o bien en las regiones del interior que aportan una gran calidad al producto. En su mayor parte son invernaderos y huertas, con parcelación profusa, y una gran diversificación en cuanto a superficie, características y condiciones de diseño de su infraestructura.

En la revisión bibliográfica de la información actualizada que se tiene sobre este campo de conocimiento se ha comprobado que muchos de los artículos publicados recientemente en las revistas especializadas versan sobre el comportamiento de redes colectivas de riego que presentan algunas singularidades manifiestas (zonas regables de escasa extensión y número reducido de usuarios, redes malladas, riego con aguas procedentes de fuentes de recursos variables como es el empleo de pozos con salinidad variable en el tiempo y en general los sectores de riego con varias fuentes de alimentación, áreas de invernadero y huertas familiares). Aunque la utilidad de estos trabajos es patente, sin embargo la investigación en que nos hemos embarcado tiene un carácter eminentemente generalista, puesto que se trata de estudiar una cualidad que habrían de tener todas las redes colectivas y que afecta a la calidad del servicio que puede exigírseles en el futuro (la fortaleza para hacer frente durante la explotación a consumos de agua mayores que los de diseño).

Este es un reto que se debe afrontar en la redacción de los proyectos de transformación en regadío. En otro caso, si se obviase esta cuestión cuando se acometen las obras de transformación de nuevas zonas regables (o la modernización de regadíos

existentes), a los agricultores posiblemente se les estaría predestinando a que plantasen siempre unos determinados tipos de cultivos establecidos en el estudio agronómico. Si se les advirtiera que quizás no puedan plantar lo que en cada campaña tenga un mercado más favorable, protestarían con seguridad al proyectista para que no les mermase su libertad; y éste tendría que hacer otros estudios añadidos, en lugar de limitarse a aplicar meramente una fórmula estadística de cálculo de caudales a una alternativa de cultivos prefijada.

Esta cuestión es cada vez más importante, ya que la globalización del mercado producirá en los años venideros vaivenes en la demanda de unos u otros productos agrícolas, y las redes de distribución de agua deben estar capacitadas para afrontar estos cambios. La fortaleza de la red para atender la demanda de agua de los agricultores se convierte por lo tanto en una premisa del proyecto.

Sin embargo el campo de investigación puede ser muy dispar si se engloban en él algunas de las zonas regables que se construyen hoy en día y que tienen grandes singularidades, las cuales como se ha dicho plantean problemáticas específicas muy particulares. Todas estas zonas tan singulares es necesario dejarlas fuera del ámbito del campo de investigación de esta tesis, para lo cual se han establecido los siguientes hitos diferenciales de las redes que se incluyen en este estudio:

- La red colectiva debe ser ramificada, con una única fuente de alimentación y con un número suficientemente alto de usuarios para que puedan constituir una muestra estadística fiable.
- La red colectiva finaliza en los puntos de entrega del agua a las parcelas, en donde se sitúa el hidrante con el que se limita la dotación asignada a los agricultores y se controla el consumo de agua para su facturación. Hay por lo tanto una diferenciación inequívoca entre la red colectiva y la red privada. También es importante que se facture el agua a los usuarios en función del consumo (por volumen o por tiempo en que tienen abierta su toma).

Con estos condicionantes se dejan fuera del ámbito de estudio algunas de las zonas regables costeras y otras áreas reducidas del interior, pero se engloban en el campo de investigación todas las grandes transformaciones de riego presurizado del país.

## 1.2 – OBJETIVO DE LA TESIS

El objetivo con el que se iniciaron los trabajos de investigación de esta tesis doctoral fue recogido en el título de la misma: “*Criterios para el dimensionamiento de redes de riego robustas frente a cambios en la alternativa de cultivos*”. En la explicación que se hizo de ello en el primer informe anual emitido se dijo que el objetivo era conocer la capacidad de las redes de riego para atender durante la explotación variaciones de la demanda por encima de las condiciones de diseño, su holgura para hacer frente a los incrementos de consumo, la influencia funcional y económica que tienen los parámetros de riego y sus características diferenciales, y como consecuencia de este trabajo el objetivo final era formular los criterios y recomendaciones prácticas para el dimensionamiento de redes robustas aplicables al proyecto de nuevas zonas regables y a la modernización de las existentes.

Hay que aclarar al respecto que no se trata de dimensionar la red colectiva para un caudal mayor al que le corresponde en concordancia con los estudios del proyecto, sino de verificar que los coeficientes de seguridad con que se ha dotado el dimensionamiento permiten hacer frente a posibles incrementos del consumo que pudieran producirse durante la explotación. Dicho de otra manera, se trata de analizar cómo se comportaría la red construida si durante la explotación los agricultores cambiaran la alternativa de cultivos de proyecto por otras plantaciones que consuman más agua, en cuyo caso se contraponen los coeficientes de seguridad del diseño frente al incremento de demanda de los usuarios. Una red colectiva es tanto más robusta, o tiene tanta más fortaleza, en cuanto mejor es su respuesta frente a esta eventualidad.

La fortaleza de la red para resolver esta contingencia se puede conseguir de formas diferentes y a costos distintos, puesto que en el proceso de dimensionamiento estadístico de los caudales circulantes en punta de campaña intervienen muchas variables y parámetros de riego, cada uno con su propia función específica. Tiene por lo tanto el proceso de investigación un marcado cariz económico, ya que la fortaleza necesaria ha de obtenerse con el mínimo sobre costo posible. Se trata por lo tanto de hallar un procedimiento de actuación que optimice el dimensionamiento de la red colectiva para que disponga de la robustez necesaria para hacer frente al potencial incremento de consumo de agua de los agricultores sobre la previsión de los estudios agronómicos del proyecto. Ese procedimiento será aquel que utilice la combinación, de

los parámetros y variables intervinientes en el diseño, cuya acción sea la más eficiente para la consecución del objetivo buscado.

### **1.3 – PRESENTACIÓN DEL CONTENIDO DE LA TESIS**

El compendio de los trabajos llevados a cabo se ha agrupado en cinco capítulos y un apéndice, en los que se sigue sensiblemente el orden metodológico habitual de todo proceso de investigación. La síntesis de su contenido es la siguiente:

- El presente capítulo 1 es una introducción. Se adjunta también al final del mismo una pequeña relación de algunos términos utilizados en esta tesis, específicos de las redes de riego, cuyo significado se ha considerado necesario precisar al comienzo del trabajo.
- En el capítulo 2 se recoge la revisión bibliográfica del estado del conocimiento actual sobre este campo concreto del dimensionamiento de las redes colectivas.
- En el capítulo 3 se describe extractamente la metodología de trabajo que se ha seguido para alcanzar el objetivo propuesto en esta tesis.
- En el capítulo 4 se exponen ordenadamente las actuaciones llevadas a cabo durante el desarrollo de la investigación; los fundamentos de partida; el análisis, funciones y efectividad de las variables intervinientes; los criterios de diseño; y como consecuencia de todo este proceso de análisis finalmente se llega al establecimiento de un procedimiento de simulación para dotar a las redes de la fortaleza que se requiera.
- En el capítulo 5 se recogen resumidamente las conclusiones y recomendaciones, así como las aportaciones originales de la tesis, y se indica la línea posible en la que debería extenderse este campo de investigación.
- Se adjunta asimismo al término del texto la relación de la bibliografía consultada.

- En un apéndice final se realiza la aplicación a un caso real (a una red colectiva de un sector de riego existente) de los criterios para verificación de la fortaleza frente al aumento del consumo de agua, en donde se muestra la efectividad del procedimiento propuesto.

#### **1.4 – DEFINICIÓN DE ALGUNOS TÉRMINOS EMPLEADOS EN LA TESIS**

En el texto de esta tesis se emplean algunos términos, que se ha considerado conveniente precisar previamente su significado. Estas palabras son las siguientes:

ARTERIA.- Trayecto principal en una agrupación de ramales.

ARTERIA MAESTRA.- Arteria que parte de la cabecera de la red.

CABECERA.- Punto de inicio de la red colectiva.

EFICACIA.- Poderío para conseguir un efecto.

EFICIENCIA.- Capacidad para conseguir un efecto con la máxima utilidad posible.

HIDRANTE.- Punto de entrega del caudal a las parcelas de riego. Separa la red colectiva de la red privada de los agricultores.

HOLGURA DE PRESIÓN.- Valor que indica el excedente de presión con la que se llega a un hidrante sobre la requerida en proyecto.

JORNADA DE RIEGO.- Número de horas que el usuario tiene que tener abierta su toma para derivar el consumo diario de su cultivo. Es un término equivalente a horas diarias de riego. Normalmente está referido al periodo punta de la campaña de riego.

NUDO.- Punto de conexión entre tramos contiguos.

RAMAL.- Conjunto de tramos enlazados en serie.

TERMINAL.- Cola de un ramal o de una arteria.

TRAMO.- Trayecto de la red en el que se mantiene constante el caudal.

## CAPÍTULO 2 – ESTADO DEL ARTE

### 2.1 – PROCESO DE DISEÑO DE UNA RED DE RIEGO

El planeamiento, diseño y ejecución de una zona regable es un proceso en el que se emplean numerosos recursos; tanto de tiempo, el que se precisa para llevar a cabo los estudios previos, dimensionamiento, proyecto y construcción; como de dinero, el que se necesita para sufragar los medios humanos y materiales necesarios. El análisis detallado de las etapas que componen el proceso es fundamental para poder optimizar los recursos a emplear. Es por ello que se han ido desarrollando múltiples líneas de investigación en el campo del planeamiento, diseño y construcción de zonas regables.

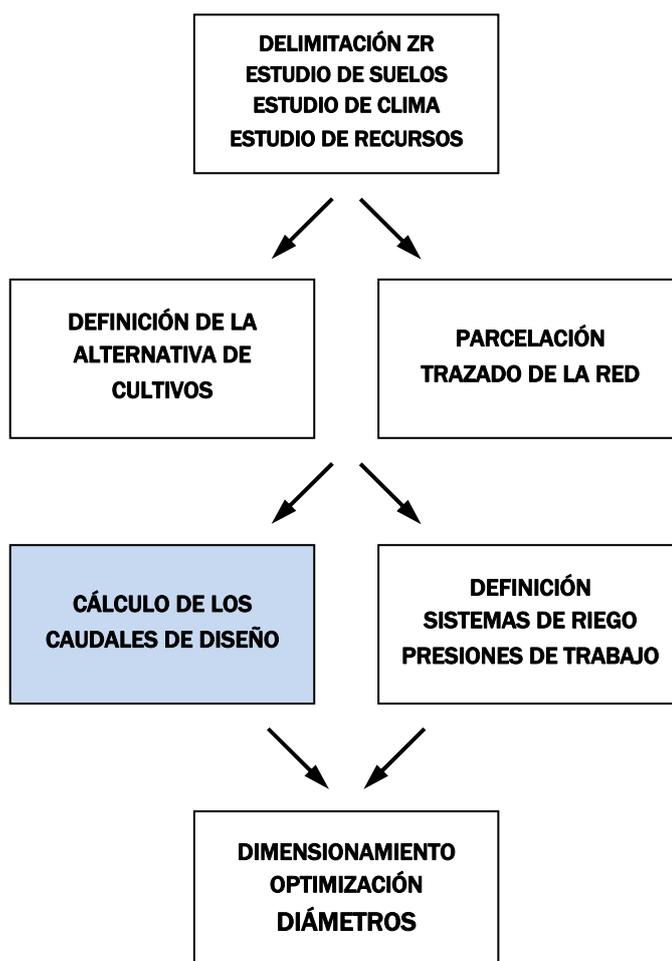


Figura 2.1. Esquema del proceso básico de diseño de una red de riego

El proceso de diseño y dimensionamiento de una zona regable se compone, en líneas generales, de las siguientes etapas (ver figura 2.1):

- Comienza con los estudios previos y de planeamiento. En los mismos se analiza la parte del territorio que es apta para el cultivo y se delimita su área. En los estudios previos se analizan las propiedades del suelo, las características climáticas de la zona y los recursos hídricos disponibles.
- Conocidas las características del suelo, la climatología, y los recursos disponibles, se define la alternativa de cultivo que se considera más adecuada para la zona regable. En la alternativa de cultivos se fija el tipo de cultivo y el orden (rotación) en el que se deben ir sucediendo éstos para obtener los mejores rendimientos posibles.
- A la par que se define la alternativa de cultivos se revisa y, en su caso, se reajusta la parcelación de la zona regable y se proyecta el trazado de la red de riego desde la cabecera hasta cada una de las hojas o parcelas de cultivo.
- Definidas las parcelas y la alternativa de cultivos se establecen los caudales circulantes por la red. Estos caudales se determinan partiendo de las necesidades hídricas de las plantas (función directa de la alternativa de cultivos fijada), de la forma de aplicación del agua (sistema de riego) y de la parcelación y topología de la red proyectada, estableciendo una serie de parámetros que caracterizan el riego y aplicando una serie de fórmulas de cálculo que ajustan a leyes de frecuencia estadísticas el consumo de agua de los regantes (redes de riego a la demanda).
- A partir de la alternativa de cultivos y de la parcelación y topología de la red, y en función de la forma de aplicación del agua a las plantas, se establecen los elementos y sistemas de riego a emplear en cada parcela; con ello se fija la otra variable necesaria para fijar la red, que son las presiones de servicio en los terminales.
- Finalmente se procede al dimensionamiento y optimización de la red, en el cual conocida su geometría, los caudales de diseño de cada uno de los tramos y las presiones mínimas que se precisan en cada punto, se fija el

tipo de tubería a emplear y los diámetros y timbrajes en cada uno de los tramos.

- Como hay muchas combinaciones de tuberías que podrían satisfacer los requerimientos de caudal y presión mínimos, en el dimensionamiento de la red se emplean algoritmos de optimización que permiten identificar las soluciones más favorables económicamente.
- El proyectista necesita disponer de una cartografía adecuada para el diseño de la red (los planos 1:50.000 y 1:25.000 se utilizan en los estudios previos y de planeamiento de la infraestructura) y los planos a escala 1:5.000 y 1:2000 para definir las obras de la zona que se va a poner en riego, junto con una buena fotografía aérea. En los planos se deben delimitar todos los condicionantes que puedan afectar al diseño del trazado de la red. Para ello se precisa que la topología esté detallada y actualizada, es decir debe tener una buena planimetría que incluya todos los elementos existentes, caminos, casas de campo, naves, etc., los límites de las parcelas con la distribución catastral de los terrenos, y zonas con regímenes especiales de planeamiento o con protección medioambiental, etc.

Todos estos pasos del proceso de diseño no siguen una secuencia nítida, sino que están en cierto modo entremezclados y en muchas ocasiones hay que retornar a decisiones precedentes para someterlas a reajuste a fin de completar satisfactoriamente el diseño. Por ello los especialistas experimentados, al señalar el camino a seguir, lo acompañan de recomendaciones y consejos prácticos, resultado de su experiencia en este campo del conocimiento.

Así Jesús Rodrigo y otros<sup>(\*)</sup>, al indicar cuál es el proceso de diseño de una red destacan la importancia de consensuar la solución del proyecto con los usuarios del riego, señalando que “el diseño de una instalación de red de riego es el primer eslabón de una cadena, que continúa con la ejecución de la instalación y posteriormente con las prácticas de manejo y conservación. La clave de un buen diseño consiste en establecer de la forma más precisa posible las prestaciones que posteriormente se le exigirán a la

---

(\*) *Riego localizado*. (Rodrigo et al. 1992).

instalación. Es evidente que cuanto más se ajuste a la realidad el programa de necesidades y requisitos con el que el diseñador trabaja, más sencillo será el posterior manejo de la instalación y mejores sus resultados. Por otra parte cuanto mayor sea el número de situaciones y posibilidades que esta contemple, mayor será la polivalencia de la instalación, así como su coste. Por esto es tan importante, para obtener una buena relación calidad-precio, que los objetivos y los llamados parámetros opcionales se fijen tras informar minuciosamente a los usuarios de las posibilidades y discutir detalladamente las ventajas e inconvenientes para las condiciones en que deben operar los equipos”.

Indican también estos especialistas que en el proceso de diseño de una zona regable hay una serie de datos de partida fijos, que responden a características que el proyectista solamente recaba, pero que no puede actuar sobre ellas, ya que no son susceptibles de cambio, como son las cualidades del suelo, la calidad del agua, el clima local, la topografía de la zona o las características específicas del cultivo.

Sin embargo hay otros parámetros para los que existe un campo de elección más o menos amplio y exigen que el proyectista decida la opción más conveniente atendiendo a “criterios técnico-económicos y a las preferencias del usuario”. Entre éstos citan a la eficiencia teórica de aplicación, a las prácticas de cultivo, al tipo de emisor y equipamiento de la parcela, al tiempo disponible de riego y al grado de automatización. Esta relación no es exhaustiva, sino que hay otros parámetros intermedios que han de irse definiendo conforme se va realizando el proyecto de la zona regable.

Evidentemente lo indicado por los autores citados responde a un tratado de riego localizado, pero la esencia del proceso siempre es la misma, existiendo en el diseño de una red de riego dos grandes bloques interconexiónados de actuación, que son el diseño agronómico del riego y el diseño hidráulico de la instalación.

- El objetivo del diseño agronómico del riego es determinar la cantidad de agua que se debe suministrar para satisfacer las necesidades de los cultivos. Para ello han de evaluarse las necesidades totales de riego, caudal y número de emisores por planta o unidad de superficie y tiempo de aplicación del riego.
- El diseño hidráulico se centra en el dimensionamiento de la instalación para satisfacer las exigencias establecidas en el diseño agronómico.

La capacidad de la instalación debe ser suficiente para atender las necesidades de los cultivos durante el periodo de máxima demanda. Por tanto, el caudal a suministrar a los usuarios en este periodo será el parámetro básico determinante del proyecto de la red de conducciones, el cual depende de la alternativa de cultivo y de los factores climáticos. A nivel de parcela, la dosis de riego fija el volumen de suelo que ha de mojarse en cada aplicación para garantizar una eficiente nutrición hídrica y mineral del cultivo.

Otros autores consultados dan directrices similares, señalando que una red de riego bien proyectada debe satisfacer las necesidades de los regantes (caudal y presión) de la manera más eficiente posible en términos de coste, tanto de inversión como de explotación. A título ilustrativo señala Lamaddalena<sup>(\*)</sup> que en la concepción de un proyecto de transformación de una zona regable “se emplean múltiples parámetros, los cuales se pueden clasificar en dos categorías: los condicionantes naturales (externos) y los de diseño. Los condicionantes naturales (externos) son parámetros que no se pueden modificar o son difícilmente modificables, son característicos del lugar para el que se está diseñando la zona regable y se utilizan como datos de entrada en el proceso. Los parámetros de diseño los fija el proyectista con unos criterios determinados”.

Esta distinción entre datos fijos característicos de la zona no susceptibles de cambio y otros específicos del proyecto seleccionados durante la fase de diseño, se repite en todos los tratados sobre proyecto de redes de riego.

Los condicionantes naturales que más influencia tienen en el diseño de la red son evidentemente la climatología, la edafología, la morfología del terreno y los recursos hídricos existentes. Otros condicionantes de este tipo, también influyentes en el diseño, son la estructura parcelaria existente, las condiciones del mercado, y la situación socio-económica de los agricultores. Todos estos parámetros tienen una gran influencia en la selección de la alternativa de cultivos.

- El estudio de las características climatológicas de la zona es necesario para el cálculo de la evapotranspiración, y la pluviometría es fundamental para evaluar la cantidad de agua que es necesario aportar mediante el riego.

---

(\*) *Performance analysis of on demand pressurized irrigation systems.* (Lamaddalena y Sagardoy 2000).

- Las características edafológicas del suelo (coeficiente de infiltración, capacidad de campo, textura, etc.) también son fundamentales para seleccionar la dosis y el sistema de riego a emplear.
- Los recursos hidráulicos suelen ser el factor que limita las zonas regables. De hecho, el agua disponible en las épocas de punta de demanda, es muchas veces menor que las necesidades a satisfacer y es necesaria la construcción de infraestructuras de almacenamiento, presas y balsas para regularla. La localización de estos recursos con respecto a la ubicación de la zona regable es otro condicionante que también tiene que ser tenido en cuenta de cara al diseño de la red de transporte y distribución.

Los parámetros de diseño más representativos son: la alternativa de cultivos, el grado de libertad de los regantes, el rendimiento o coeficiente de seguridad de la red, la garantía de suministro y la modulación y densidad de los hidrantes. Otros parámetros de diseño son el grado de satisfacción total o parcial de los requerimientos del cultivo, la forma de servir el riego (por turnos o a la demanda) y el sistema de riego a emplear.

Tal y como se ha indicado, la selección de la alternativa de cultivo se hace a partir de los condicionantes naturales (externos): datos climáticos, características del suelo, calidad del agua, condiciones del mercado y nivel socio-económico de los agricultores. Con la alternativa de cultivos se determinan las necesidades de agua. Las aportaciones naturales del agua se determinan realizando un estudio estadístico de la pluviometría en la zona, y la dotación de riego se establece como la diferencia entre las necesidades del cultivo y las aportaciones naturales.

Las necesidades de agua a satisfacer son básicas de cara al cálculo de los caudales punta que pueden circular por la red, lo cual es un dato fundamental para dimensionar los diámetros de las conducciones.

La determinación de los caudales circulantes por la red es una de las partes más importantes del diseño, al ser uno de los datos fundamentales para fijar el diámetro de las conducciones que componen la red (el otro es la presión requerida). Por ello, los métodos de cálculo para la determinación de caudales han sido una línea de investigación tradicional dentro del campo de los regadíos. Los caudales circulantes varían mucho a lo largo del tiempo y dependen, entre otros factores, de la alternativa de

cultivos, de la climatología de la zona, de la eficiencia del sistema de riego y de las costumbres del regante.

La experiencia muestra que durante las fases de construcción, puesta en marcha y explotación de la red se detectan problemas y limitaciones en el funcionamiento de la misma. Algunos de estos problemas se deben a que el proyectista no ha tenido en cuenta, o ha valorado de forma muy distinta las costumbres y formas de actuar de los agricultores. Es por ello que en el proceso de diseño de una red de riego, además utilizarse como datos de entrada los condicionantes naturales (datos externos) y los parámetros de diseño comentados, se debe contar también con la experiencia y conocimiento generados en la explotación de otras zonas regables, de forma que, aunque el establecimiento de una zona de riego se realice siguiendo la secuencia lógica: diseño - construcción - explotación, la fase de diseño se retroalimenta con el conocimiento adquirido en la implantación y explotación de otras zonas regables.

## **2.2 – ESTABLECIMIENTO DE LA ALTERNATIVA DE CULTIVOS**

El establecimiento de la alternativa de cultivos, aspecto incluido en muchos proyectos dentro del epígrafe de los estudios agronómicos, es un factor fundamental de cara a la estimación de las necesidades de agua a satisfacer. En el proyecto debe tenerse en cuenta que la demanda de agua variará si la alternativa de cultivos real difiere de la prevista. La probabilidad de que ésta sufra cambios durante la explotación puede ser alta, por lo que es muy importante conocer los factores que influyen en su determinación.

Establecer la alternativa de cultivos consiste en definir las especies de plantas que se van a cultivar en la zona regable y en fijar un orden en el cultivo de dichas especies y una rotación entre las parcelas que componen la zona, de forma que se optimice la producción dentro de un análisis real aceptado por los agricultores. El conocimiento y establecimiento de una rotación de cultivos es propio de los países desarrollados, frente a los monocultivos característicos de los países en vías de desarrollo.

La selección de especies se realiza buscando las más adecuadas para la zona, teniendo en cuenta los factores físicos: las propiedades del suelo (textura, estructura, densidad, porosidad, permeabilidad, composición química, etc.), la climatología y la

disponibilidad de recursos; y los factores socioeconómicos: costumbres y tradiciones locales, tecnología disponible y evolución del mercado.

### 2.2.1 – Características físicas del suelo

El suelo es uno de los condicionantes naturales cuyas características se pueden considerar fijas. Su evolución, sin la intervención humana, es muy lenta, se produce en una escala prácticamente al borde del tiempo geológico, por lo que sus propiedades son cuasi-fijas. Se pueden establecer medidas para la mejora de las mismas si la deficiencia no es generalizada, pero en general estas medidas son costosas y difíciles de implantar.

El suelo constituye el sustrato alimentador de agua y nutrientes para las raíces de las plantas; siendo sus características físicas de gran interés, puesto que van a definir las relaciones entre los elementos que lo conforman: partículas sólidas (minerales y orgánicas), agua y aire. Los tratados escritos por especialistas en riegos (Granados y Pimentel 2000) (Fuentes 2003) (Losada 2005) (Tarjuelo 2005) y en edafología (Porta et al. 2003) describen en detalle las variables de mayor interés de cara al establecimiento de una zona regable, que son aquellas que determinan sus cualidades en relación a la retención y absorción del agua de riego (textura, estructura, densidad, porosidad, y velocidad de filtración), y las investigaciones de campo (reconocimientos in situ, calicatas, sondeos, etc.) y ensayos de laboratorio necesarios para su caracterización.

#### Textura

La textura o composición granulométrica de un suelo es la caracterización del tamaño de las partículas que lo componen. Tiene una influencia fundamental sobre sus peculiaridades hidráulicas: porosidad, permeabilidad, capacidad de almacenamiento de agua, etc. También guarda una relación directa con las restantes características físicas del suelo. La fracción más fina de éste interviene en las reacciones químicas que se producen en relación con la nutrición de las plantas.

Las partículas del suelo, en función de sus dimensiones, se pueden clasificar en los grupos de materiales definidos en el cuadro 2.1 adjunto.

Partículas	Diámetros medios (mm)
Arcilla	< 0,002
Limo	0,002 - 0,05

<b>Partículas</b>	<b>Diámetros medios (mm)</b>
<b>Arena fina</b>	<b>0,05 - 0,2</b>
<b>Arena gruesa</b>	<b>0,2 - 2,0</b>
<b>Elementos gruesos (*)</b>	<b>&gt; 2,0</b>

*Cuadro 2.1 Clasificación de las partículas de un suelo según su tamaño*

De acuerdo con la proporción de arcilla, limo, y arena, en la composición del suelo, la textura admite una clasificación muy precisa. Ésta se suele realizar por medio del *triángulo de texturas* que es una forma gráfica de representación de empleo universal que fue propuesta en su día por el Servicio de Conservación de Suelos (SCS) de los Estados Unidos.

Los suelos ubicados en la parte intermedia del triángulo, son los que presentan mejores condiciones para el cultivo, se denominan *suelos francos*. Su composición es una mezcla más o menos proporcionada de arcilla, limo y arena, lo que se traduce en comportamiento equilibrado en lo relativo a infiltración, retención y drenaje del agua.

## **Estructura**

La estructura de un suelo caracteriza la forma de agregación de sus partículas. Suelos de texturas iguales pueden tener estructuras diferentes, que presentan mayores o menores dificultades a la penetración o circulación del agua, del aire, y de las raíces de las plantas. Así, las micelas arcillosas que conforman los coloides tienden por floculación a disponerse unas sobre otras dando origen a estructuras muy variadas, más o menos compactas, que dejan espacios vacíos y zonas de aglomeración (estructuras granulares, prismáticas, etc.). La presencia moderada de cal en el suelo mejora y estabiliza la estructura de éste, mientras que los elementos dispersantes como el sodio la destruyen. La estructura de los suelos, al contrario de lo que ocurre con la textura, es difícil de cuantificar e incluso de catalogar. Sin embargo, tiene una fuerte influencia sobre la porosidad y la permeabilidad de éstos.

---

(\*) En el campo de la ingeniería civil se considera como arena la fracción comprendida entre 5 y 0,05 mm (aproximadamente el material que pasa por el tamiz n° 4 y es retenido por el n° 200 de la serie ASTM).

## Densidad aparente

La densidad aparente de un suelo  $d_a$  es la relación entre el peso seco del mismo y su volumen aparente (incluyendo el volumen de los poros) en su estructura natural. En términos orientativos la densidad aparente puede variar desde un mínimo de  $1,2 \text{ g/cm}^3$ , para los suelos arcillosos, hasta un máximo de  $1,6 \text{ g/cm}^3$ , para suelos arenosos<sup>(\*)</sup>.

Se suelen denominar, en términos prácticos, los suelos arcillosos como *suelos pesados* y los suelos arenosos como *suelos ligeros*. Sin embargo, estas denominaciones no se refieren a las densidades de los suelos sino a la dificultad de laboreo que presentan los mismos. Los suelos arcillosos o pesados tienen siempre mayores dificultades de laboreo que los suelos arenosos o ligeros.

## Porosidad

La porosidad de un suelo es la relación entre el volumen de huecos o poros existentes entre las partículas sólidas (ocupados por aire y agua) y el volumen total del suelo. La porosidad del suelo, que habitualmente se expresa en porcentaje, depende de su textura y de su estructura, y su valor suele oscilar desde un 35% para un suelo arenoso hasta un 55% para un suelo arcilloso<sup>(\*\*)</sup>.

En los suelos pesados (de textura fina) predominan los poros pequeños o microporos (reellenos de agua capilar) sobre los grandes o macroporos (reellenos de aire), por lo que retienen más agua que los suelos de textura gruesa. En estos últimos el agua se drena con mayor facilidad, ya que el espacio poroso es muy abierto, y por consiguiente almacenan menor cantidad de agua que los suelos arcillosos. Como consecuencia de ello los suelos de texturas gruesas requieren riegos más frecuentes, aunque como contrapartida su aireación es muy buena.

Los suelos de texturas medias (francos), que poseen proporciones equilibradas de arena, limo, y arcilla, disponen de las condiciones más adecuadas para el desarrollo de

---

(\*) Algunos suelos poco frecuentes sobrepasan estos umbrales, como las turbas y las cenizas volcánicas cuya densidad aparente baja hasta  $0,7 \text{ g/cm}^3$ , o como algunos terrenos arenosos que sobrepasan la densidad señalada de  $1,6 \text{ g/cm}^3$ , llegando hasta  $1,8 \text{ g/cm}^3$ .

(\*\*) En suelos con alto contenido de materia orgánica se pueden superar los porcentajes de porosidad señalados, alcanzando en algunos casos valores superiores al 80%.

las raíces de las plantas, ya que presentan condiciones muy satisfactorias de drenaje, aireación y retención de agua.

### **Permeabilidad. Velocidad de infiltración**

La permeabilidad, o característica del suelo de permitir la circulación de agua por su interior, tiene una influencia fundamental en la práctica del riego, ya que con ella se cuantifica la capacidad que tiene el suelo para absorber una determinada aportación de agua en un tiempo dado.

La permeabilidad (dada generalmente en mm/h) representa la altura de columna de agua (mm) que pasa a través de un suelo saturado, en la unidad de tiempo que se considere (h) y con gradiente hidráulico igual a la unidad. En laboratorio se mide con el *permeámetro*, que es un recipiente en el que se deposita la muestra del suelo a ensayar y una vez saturada se somete al paso del agua, obteniéndose el valor de la permeabilidad  $K$  mediante la expresión de Darcy:

$$K = \frac{q/A}{H/L}$$

en donde:

$K$  es la conductividad hidráulica o permeabilidad del suelo

$q$  es el caudal que pasa a través del suelo saturado

$A$  es la sección de la muestra del suelo

$H/L$  es el gradiente hidráulico

Sin embargo, la permeabilidad de los suelos agrícolas está muy influenciada por la estructura de estos, por lo que es práctica habitual que el ensayo se realice in situ. Es clásico el método de Muntz para determinar la permeabilidad en el campo, utilizando dos cilindros concéntricos, ligeramente clavados en el suelo, que se mantienen a una carga constante de agua de aproximadamente 3 cm de espesor. Las alturas de agua infiltradas por la base del cilindro interior, medidas en determinados intervalos de tiempo, permiten obtener la permeabilidad del terreno. El cilindro externo solo tiene como misión evitar la difusión lateral del agua que percola por el cilindro interior.

En función de la textura y estructura del suelo, el agua proveniente de la lluvia o del riego se infiltra con velocidades distintas. Al estar el suelo seco cuando se aplica el riego, el agua se infiltra inicialmente a más velocidad, pero ésta disminuye gradualmente a medida que el aire contenido en los poros va siendo sustituido por agua. Cuando todos los poros se llenan completamente de agua el suelo está saturado y en ese estado la velocidad de infiltración se estabiliza en un límite inferior (ver figura 2.2). En tal límite el suelo alcanza su *velocidad final* o *constante de infiltración*.

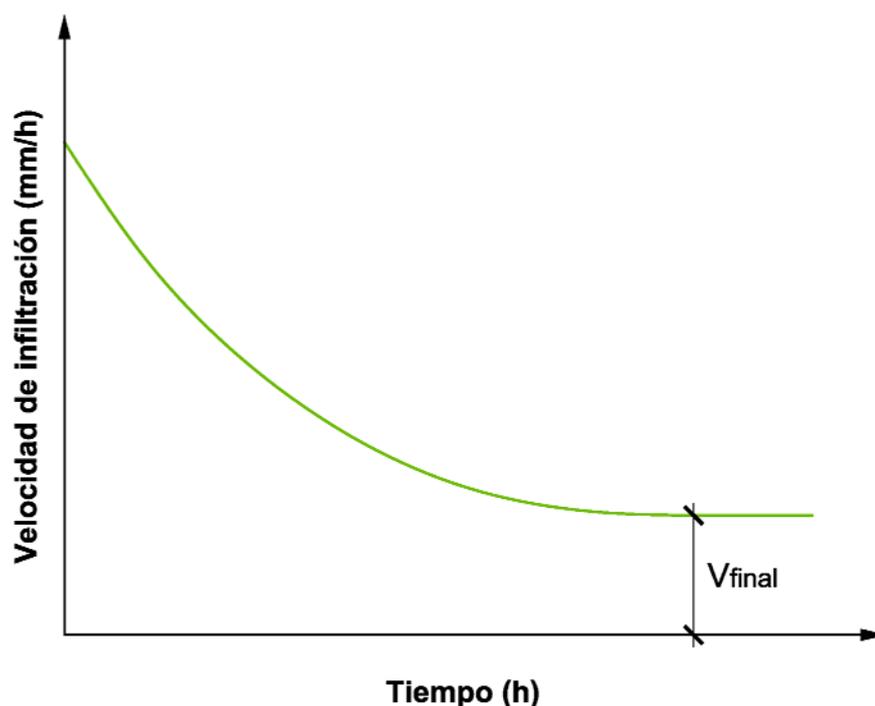


Figura 2.2 Evolución de la velocidad de infiltración del agua en el terreno

El cuadro 2.2 recoge los rangos de variación de las velocidades de infiltración para suelos agrícolas de diferentes texturas.

Textura del suelo	Velocidad de infiltración (mm/h)		
	Intervalo	Valor medio	Catalogación
Arcillo-limoso	1 - 5	2,5	---
Arcilloso	1 - 10	5	Muy baja
Franco-arcilloso	3 - 15	8	Baja
Franco	8 - 20	12	Media
Franco-arenoso	15 - 75	25	Alta
Arenoso	25 - 250	50	Muy alta

Cuadro 2.2 Velocidad final de infiltración en función de la textura del suelo

### 2.2.2 – Estudio de suelos

Dentro de los estudios agronómicos básicos de un proyecto de transformación en regadío se encuentra el estudio de suelos o edafológico. En el mismo, además de las características físicas del suelo, se analizan también las relaciones causa-efecto entre los principales agentes que intervienen en su formación, y la composición y propiedades de los estratos que configuran el perfil. Como resultado de este estudio se obtiene una clasificación (estructura, composición, cualidades y limitaciones) de los distintos suelos de la zona analizada, que sirve para seleccionar las especies más adecuadas.

Las características físicas del suelo tienen una intervención directa en el proceso de almacenamiento del agua y en el de su cesión a las plantas, pero no son las únicas variables que intervienen. También la composición, estratificación, calidad del agua de riego y desarrollo radicular tienen una influencia directa sobre la cantidad de agua útil existente en el suelo para el sustento del cultivo, ya que las plantas solo pueden coger el agua de las zonas a las que llegan sus raíces.

El proceso de captación del agua, y de los nutrientes que la acompañan, no solamente está condicionado por el suelo y desarrollo radicular sino también por la diferencia de salinidad existente a uno y otro lado de la membrana semipermeable de la raíz. El agua pasa al xilema (torrente circulatorio de las plantas) por ósmosis a través de las membranas de las raíces. La calidad del agua de riego, con independencia de sus posibles efectos tóxicos sobre la planta y también a veces de los efectos degradatorios de la estructura del suelo, ejerce una influencia notoria en el proceso mencionado. Una concentración excesiva de sales en el suelo incrementa el potencial osmótico, afectando a la posibilidad física de que la planta pueda alimentarse satisfactoriamente.

Así pues, para absorber el agua y los nutrientes del suelo las plantas tienen que realizar un esfuerzo igual a la suma conjunta de las tensiones mátrica y osmótica. Para que el cultivo crezca con vigor y se tenga un buen rendimiento agrícola es necesario que este esfuerzo que realiza la planta para alimentarse sea siempre pequeño, por lo que el empleo de aguas con salinidad alta solo es posible si se tienen tensiones mátricas reducidas y viceversa.

Por estas razones, el estudio edafológico es fundamental, no solo para determinar la aptitud del suelo para el regadío, sino también para la selección de las especies a

cultivar ya que, en igualdad de condiciones, el volumen de agua disponible será diferente dependiendo del tipo de cultivo.

La metodología de trabajo comienza estudiando los factores relacionados con la génesis de los suelos y los procesos que se desarrollan como consecuencia de la misma, acotando los distintos horizontes (estratos) existentes en el perfil y determinando si sus características físicas son favorables, o no, para el riego. Los factores que intervienen en los procesos formadores del suelo se agrupan tradicionalmente en cinco apartados: clima, litología, geomorfología, vegetación, y duración del proceso de formación.

El análisis del clima se limita a su acción en el proceso de diferenciación del perfil del suelo y en consecuencia a su repercusión sobre las propiedades de éste que puedan afectar a los cultivos en regadío (evolución cíclica de la temperatura, heladas, carácter de las precipitaciones, evapotranspiración, balance hídrico del suelo, periodo seco o deficitario, periodo húmedo e intensidad de lavado del perfil, horizontes cálcicos, etc.). El tratamiento de esta información permite establecer la clasificación climática del área de riego, según criterios diversos propuestos por especialistas de este campo.

La génesis litológica del suelo es otro factor importante, ya que la ascendencia del material es la que le confiere parte de sus características, modificadas posteriormente en el proceso de edafización (meteorización y transformación de los componentes). Frecuentemente el suelo tiene un origen coluvionar o aluvionar, con poligenismo y edafización, que dificultan el reconocimiento de su origen litológico, sobre todo si hay ausencia de elementos gruesos.

La geomorfología analiza el proceso de evolución del relieve en el tiempo y su influencia sobre el drenaje superficial (pendientes del terreno, vaguadas y cursos de agua, colmatación de los fondos de valle, problemas de hidromorfismo o de salinización o de alcalinización, etc.).

La vegetación autóctona (actual e histórica) tiene una clara influencia en el desarrollo del suelo, ya que está directamente ligada a la formación de materia orgánica y a la presencia y ausencia de nutrientes en el suelo, condicionando su uso para el cultivo de determinadas especies.

La duración del proceso de formación del suelo da lugar a la diferenciación de horizontes de cualidades distintas. Los horizontes superiores, son los que presentan en

principio mayor interés, al ser los que conforman el sustrato de los cultivos, se denominan horizontes de diagnóstico y son los que se deben definir en el estudio con la mayor precisión posible (Porta et al. 2003). La parte superior de estos horizontes de diagnóstico, denominada epipedión, se suele caracterizar por presentar un color oscuro debido a que es la parte más rica en materia orgánica. El lavado provoca el descenso y migración de los compuestos solubles y puede dar lugar a la acidificación del horizonte superior y a la creación de horizontes calcáreos más o menos profundos, que se denominan empopediones. Los procesos formadores del perfil del suelo requieren periodos de tiempo largos para hacerse significativos. Por lo tanto la diferenciación de un material litológico original en horizontes será más o menos acentuada dependiendo del tiempo en que han permanecido estables los factores que generan dicha diferenciación. Por tanto, según la duración del proceso de formación, el suelo puede estar más o menos evolucionado y tener características muy distintas, tanto en su textura como en su estructura, o tener un contraste mayor o menor en cuanto al proceso de eluviación-iluviación<sup>(\*)</sup>, o desarrollar zonalmente otros efectos nocivos como la salinización (alta concentración de sales, generalmente de sodio) si el drenaje es deficiente.

### 2.2.3 – Climatología local y recursos disponibles

En el apartado anterior se ha hablado del clima como factor interviniente en la génesis del suelo. Ese es un proceso de larga duración en la cual se estudia la evolución del clima en una escala temporal cercana al tempo geológico. Otro estudio distinto, pero igualmente importante de cara al establecimiento de la alternativa de cultivos, al consumo de agua y a la necesidad de aplicación de riegos es el análisis del clima actual.

En el estudio del clima se analizan las siguientes variables meteorológicas:

- Entre los elementos climáticos externos figuran los siguientes factores: la radiación solar, la evolución anual de las temperaturas, el régimen de

---

(\*) Este proceso se produce por la migración de la arcilla, descendiendo las partículas dispersas de ésta a niveles inferiores del seno del perfil durante la humectación, generando un horizonte superior con textura predominante franco-arenosa y otro inferior arcilloso. La frontera entre ambos puede ser muy abrupta en suelos evolucionados, dificultando la circulación del agua y el paso de las raíces de los cultivos.

heladas, la estación de crecimiento<sup>(\*)</sup>, la estación libre de heladas, y las características térmicas estacionales (primavera, verano, otoño e invierno).

- Entre los elementos climáticos hídricos figuran: el régimen de precipitaciones (distribución media mensual de las lluvias); la intensidad y duración de los aguaceros; los problemas de drenaje del agua de lluvia (análisis de las escorrentías superficiales, evacuación del agua en exceso caída sobre la zona regable y riesgo de erosión y pérdida de suelo); los días de lluvia, los de nieve, los despejados, nubosos o cubiertos; los días con rocío o escarcha, los de niebla, y también de tormenta, con o sin granizo; así como humedad relativa media mensual.
- Se tienen en cuenta también otros elementos climáticos como las horas mensuales de insolación y las características del viento (intensidad, orientación y duración, con análisis de la dirección dominante).

Directamente asociado al estudio del clima se encuentra el análisis de los recursos hídricos disponibles (ubicación de las fuentes de agua, volumen y calidad disponible, necesidad de regulación y posible valor añadido del agua). Se trata de un estudio fundamental ya que puede condicionar la alternativa de cultivos y la extensión de la zona regable y, evidentemente, la viabilidad de la transformación en tanto en que una parte de la infraestructura hidráulica consiste en las obras de regulación, captación y transporte del recurso hídrico hasta la zona regable.

Para analizar la viabilidad en relación a los recursos se compara el consumo total de agua; compuesto por el consumo propio de las plantas (fundamentalmente la empleada en la transpiración), más las pérdidas que se producen en el suelo (por evaporación y percolación), más las pérdidas que se producen en el sistema de aplicación; con los recursos totales disponibles, comprobándose que pueden servirse con una garantía determinada.

Existen modelos para el análisis de las demandas totales de una zona regable

---

<sup>(\*)</sup> La evolución de las temperaturas en la estación de crecimiento varía para cada cultivo, ya que no todas las plantas se desarrollan a partir de los mismos umbrales de temperatura. En algunos estudios agronómicos se denomina así al periodo libre de heladas, en cuyo caso este intervalo no estaría directamente relacionado con el crecimiento de las plantas.

desde el punto de vista de los recursos hídricos aplicables al planeamiento de una determinada cuenca, que son útiles para el proyecto de las infraestructuras de regulación y transporte necesarias (presas y canales) y para la explotación del sistema (Maidment y Hutchinson 1983).

El modelo propuesto por Maidment y Hutchinson se desarrolla en dos fases:

- En la primera se identifican y calculan los perfiles unitarios de demanda de agua. Estos perfiles unitarios de demanda son las necesidades netas de riego de un cultivo en un suelo y con un sistema de riego determinado. El perfil se desarrolla en el tiempo conforme a una serie de datos climáticos de pluviometría y evaporación, y se establece a partir del balance hídrico en el suelo:

$$I(t) = S(t) - S(t-1) + E(t) - R(t) + D(t)$$

en donde:

$I$  es la necesidad de agua del cultivo.

$S$  es la cantidad de agua presente en el suelo.

$E$  es la evaporación.

$R$  es la precipitación.

$D$  es la percolación o el drenaje.

- En la segunda fase se agregan diferentes perfiles unitarios, conformando las alternativas de cultivo precisas para crear el modelo de demanda de agua que represente a la zona regable:

$$W(t) = c \sum_{n=1}^N \frac{A_n}{\eta_n} I_n(t)$$

en donde:

$W$  es la demanda de agua de la zona regable.

$c$  es un coeficiente de calibración del modelo.

$A$  es el área puesta en riego con un perfil unitario concreto.

$\eta$  es la eficiencia del sistema de riego, para un perfil unitario determinado.

$I$  es la necesidad de agua del cultivo, para un perfil unitario concreto.

En el desarrollo de este modelo se pueden tener en cuenta los siguientes factores:

- Área de la zona puesta en riego. Se considera constante para una campaña de riego determinada, aunque podría variar con una secuencia de tiempo programada en la alternativa de cultivos. No se trata de acometer una ampliación de una zona regable, para lo cual habría que realizar prácticamente todos los estudios y seguir todas las fases necesarias para el establecimiento de una zona regable nueva.
- Tipo de suelo. Es un factor constante.
- Alternativa de cultivos. También se considera constante a lo largo de una campaña de riegos. Puede variar a lo largo del tiempo, dependiendo de los precios del mercado, tecnología disponible en la explotación, disponibilidad de agua u otros factores.
- Sistema de riego. Es también un factor constante para una campaña determinada, pero que puede variar a lo largo del tiempo.
- Climatología. Es un factor variable día a día dentro de una campaña, y de campaña a campaña. Es el parámetro que más influencia tiene en la variación de la demanda para una alternativa de cultivos concreta.

Estos modelos agronómicos permiten realizar un análisis detallado del consumo global de agua de la zona regable. La debilidad de los mismos radica en el desconocimiento de la evolución de la alternativa de cultivos, ya que es una variable susceptible de cambiar en el tiempo. El resto de los factores del modelo pueden ser evaluados en el proyecto con mucha más verosimilitud.

#### **2.2.4 – Factores socioeconómicos**

Dentro de este epígrafe se incluye un vasto campo de factores diversos que influyen sobre la concepción, el diseño, la ejecución de las obras, la explotación y finalmente el éxito de la transformación. Entre ellos figura la topología de la zona

(grado de parcelación, población, situación topográfica y vías de comunicación); las costumbres, experiencia y tradición de los agricultores en el riego; los servicios, la industrialización y la comercialización de los productos agrícolas; y la evolución de la demanda del mercado, de la legislación vigente, y las ayudas y subvenciones agrícolas.

Todos estos factores, agrupados bajo la denominación *socioeconómicos*, intervienen en la selección de los cultivos, estando presentes en toda la vida de la zona regable desde que comienza a planificarse la transformación. Que se mantenga la alternativa de cultivos establecida en los estudios agronómicos de proyecto depende su rentabilidad. Lo cual está ligado muy directamente a este grupo de factores, en especial a aquellos de índole económica. El problema de cara a la determinación de la alternativa de cultivos es que estas variables son susceptibles de cambiar en el tiempo y no solo eso sino que la evolución de algunas de ellas es difícilmente predecible. Por ejemplo, a nivel Unión Europea, el factor que mayor influencia ha tenido en los últimos años en el sector agrícola es la Política Agraria Común (PAC), en la que se fijan las subvenciones agrícolas de cara a establecer los tipos de cultivos y cantidades producidas en los países miembros, cuyos objetivos han ido variando desde sus orígenes, en que se pretendía de favorecer el desarrollo regional y la seguridad en el abastecimiento de productos agrícolas, hasta la actualidad, en que predomina la preocupación medioambiental y presupuestaria (Lamo de Espinosa 2001) (Berbel y Gutiérrez 2006).

Los estudios desde el punto de vista económico de la agricultura de regadío son modernos en comparación a los dedicados a otras variables y procesos. En los mismos se pone de manifiesto la importancia del agua como recurso escaso y principal factor productivo, y se analiza la repercusión de las políticas referentes a sus usos, así como el impacto que ello supondría en las explotaciones (Sumpsi et al. 1998). Desde los primeros trabajos efectuados bajo este enfoque hasta las publicaciones más recientes (Gómez Limón et al. 2009) se aprecia la gran influencia que pueden tener las directrices, agrarias e hidráulicas, en este tipo de agricultura.

La concepción de la alternativa de cultivos, el establecimiento de la demanda de agua, y el diseño de la red deben contemplar estos factores, ya que el agricultor siempre intentará adaptar sus cultivos a la situación cambiante del mercado y a la innovación tecnológica (tipo de plantaciones y forma de aplicación del agua al suelo). Actualmente existen modelos multicriterio (Berbel y Gutiérrez 2006) que permiten simular y evaluar el impacto de los factores socioeconómicos. Aunque estos modelos son de gran ayuda

de cara a la toma de decisiones en la planificación, ya que permiten entender mejor los enlaces entre los distintos factores productivos, los mercados y los reguladores; no dejan de estar apoyados en proyecciones de variables de gran influencia y difícil predicción, como la PAC, cuyo futuro depende a su vez de múltiples factores y actores con intereses contrapuestos.

Por ello, es necesario que la infraestructura de la zona regable sea lo más versátil posible, dentro de un rango óptimo de viabilidad técnico-económica, de manera que admita nuevas situaciones en las que se demanden volúmenes de agua distintos de los inicialmente previstos o se cambie el escenario supuesto para el riego.

### **2.2.5 – Rotación de los cultivos**

La ordenación en el tiempo, denominada rotación de cultivos, es debida a que el crecimiento de cada una de las especies modifica las características físicas, químicas y biológicas del suelo que las sustenta (Diehl 1988) (Urbano 1992). Cuando el cultivo de una única especie se prolonga durante varias campañas consecutivas (monocultivo) da lugar al cansancio o fatiga del suelo y a una merma continuada de la producción. Conocidas las alteraciones que puede producir cada cultivo y estudiada la influencia que pueden tener en el desarrollo de la especie que se cultive a continuación, se puede fijar un orden (sucesión de cultivos en el tiempo) buscando las mejores influencias posibles entre cultivos que optimice la producción.

La fatiga del suelo producida por los monocultivos se caracteriza por:

- El agotamiento de los nutrientes en la zona de alcance de las raíces del cultivo. Puede solucionarse mediante la fertilización y el laboreo profundo, lo cual precisa medios y gastos adicionales. Si se introduce una rotación de cultivos se puede mitigar este problema alternando especies con un desarrollo radicular superficial con otras que lo tengan más profundo.
- El agotamiento selectivo de nutrientes en función de la especie cultivada. Cada cultivo precisa de alguno de los nutrientes principales en mayor cuantía. Así pues las leguminosas consumen mayor cantidad de calcio y fósforo, las gramíneas de nitrógeno y las crucíferas de azufre. Del mismo modo que en caso anterior la carencia se puede suplir mediante la

aportación de un abono con los nutrientes necesarios, implicando un gasto adicional. La sucesión de cultivos de distintas especies en un orden adecuado puede ayudar a paliar este efecto y limitar los gastos en fertilización.

- El agotamiento de las reservas de humedad del suelo que se produce en las zonas con escasez de agua. Es un factor determinante de cara al establecimiento de la alternativa de cultivos, ya que determinadas especies como la alfalfa, el maíz, el girasol, o la patata, son capaces de desecar los horizontes superficial y profundo del suelo. La selección de estas especies en zonas áridas puede ser un factor limitante de cara a la realización de cultivos intercalares, que no dispondrían de humedad suficiente ni permitirían la recuperación de la humedad del suelo.

Además de la pérdida de fertilidad o fatiga del suelo, el monocultivo puede producir efectos biológicos nocivos, que pueden paliarse como se ha dicho mediante una rotación adecuada. Estos efectos son:

- El desarrollo de malas hierbas, que emplean parte de los nutrientes para su crecimiento y merman la producción. La eliminación de las especies adventicias se realiza hoy en día mediante la aplicación de herbicidas, pero con una adecuada selección de la sucesión de cultivos se puede reducir su uso, disponiendo especies limpiadoras de rápido crecimiento y alta densidad que sean capaces de ahogar a las adventicias.
- La proliferación de parásitos y enfermedades de las plantas pueden obligar a cambiar de cultivo o incluso a desecharlo por largos periodos de tiempo. Algunos ejemplos representativos son: el mal de pie de los cereales producido por el hongo *Ophiobolus graminis* Sacc., la viruela de la patata causada por el hongo *Rhizoctonia solani* Kühn o el hopo de las habas debido a la proliferación de malas hierbas parásitas de la especie *Orobanche crenata* Forsk. También el caso particular del cansancio de los alfalfares causado por la presencia de bacteriófagos que eliminan a las bacterias del tipo *Rhizobium* spp. y limitan la alimentación nitrogenada de la leguminosa. Al igual que con las malas hierbas, estas enfermedades y

parásitos se pueden tratar con fungicidas o herbicidas, y su uso se puede limitar estableciendo una rotación de cultivos adecuada.

- La intoxicación progresiva del suelo. Algunas especies aprovechan su sistema radicular para eliminar sustancias que son tóxicas para ellas mismas, pero no para otras especies. El cultivo continuado de una misma especie daría lugar a una saturación de toxinas en el sustrato que limitaría su crecimiento y producción.

Por otro lado está la ordenación en el espacio, que es debida a que al agricultor puede no interesarle tener todas sus parcelas u hojas cultivadas con una misma especie (o incluso en barbecho si estuviera programado dentro de la rotación) en un mismo momento. Por lo que es habitual que el agricultor dedique distintas parcelas u hojas en las que divide las parcelas a cultivos diferentes. Las razones que conducen a esta ordenación de los cultivos en el espacio responden a condicionantes del tipo económico y social, ya que:

- Es más seguro: el cultivo de distintas especies reduce los riesgos de sufrir pérdidas importantes de toda la producción a causa de la climatología adversa, plagas o enfermedades.
- Es más racional: al disponer de más de un cultivo los ingresos y los gastos de explotación se pueden distribuir a lo largo de la campaña.
- Es más sostenible: permite un mejor aprovechamiento de los recursos que componen la explotación (terreno, maquinaria agrícola y personal), reduciéndose las fuertes puntas de trabajo de unas épocas del año y dando ocupación en los periodos de inactividad de otras.

### **2.2.6 – Alternativa de cultivos**

Los tres factores antedichos: selección de especies, rotación en el espacio y rotación en el tiempo son los que caracterizan la alternativa de cultivos. En función de que se modifique uno o varios de ellos se obtienen distintas alternativas. Las posibles variantes se pueden encuadrar en las clasificaciones siguientes (Urbano 1992):

- En función de la superficie de la parcela u hojas de cultivo: si los terrenos a cultivar tienen superficies similares la alternativa se denomina *regular*, mientras que si se trabajan superficies distintas se denomina *irregular*.
- En función del tipo de rotación. Cuando la sucesión de cultivos respeta siempre el mismo orden son alternativas *cíclicas*, mientras que si el orden de los cultivos se altera se denominan *acíclicas*.
- Según la duración de la rotación pueden ser: *cortas*, si duran menos de cuatro años; *medias* si están entre los cuatro y los ocho años; y *largas* si superan los ocho años.
- En función de su continuidad en el tiempo, conociéndose por *continuas* aquellas en las que el terreno se encuentra permanente cultivado (o se están realizando las labores de preparación del suelo para el siguiente cultivo); o *discontinuas* aquellas en las que el terreno permanece sin cultivar durante un periodo relativamente largo de tiempo.
- En función de la dificultad que entrañen pueden ser: *simples*, cuando en cada parcela se cultiva una única especie; o *complejas* si la sucesión permite efectuar varios cultivos en la misma parcela bien en la misma campaña (cultivos principales e intercalares) o bien al mismo tiempo (cultivos asociados).
- En función de si la programación está *abierta*, cuando se prevé la posibilidad de introducir algún cambio o cultivo nuevo como consecuencia de la evolución de los mercados agrícolas; o *cerrada* si se mantienen las especies, orden de los cultivos y superficies de parcelas conforme a un programa preestablecido.

El proceso de establecimiento de la alternativa de cultivos sigue una secuencia en la que se van determinando cada uno de los tres factores que la caracterizan: en primer lugar se realiza la elección de los cultivos, seguidamente se establece la rotación de cultivos y finalmente se ajusta esta rotación a las diferentes parcelas u hojas, quedando configurada la alternativa.

La selección de las especies a cultivar se hace teniendo en cuenta los siguientes criterios:

- El primer conjunto de especies posibles debe incluir aquellas que sean compatibles con el medio físico en el que se van a cultivar. Se realiza comparando las necesidades de las plantas en relación al suelo y clima disponibles.
- La evaluación de los recursos hídricos y tecnología disponibles puede permitir descartar algunas especies de ese primer conjunto. En función de si la zona es de secano o regadío o de si se precisan medios específicos (maquinaria, mano de obra, fertilizantes, pesticidas, etc.) que no estén a disposición de los agricultores.
- En la selección de especies debe tenerse en cuenta la influencia que tiene cada una sobre el suelo. En función de si la influencia es positiva, e incrementa su fertilidad, o negativa, las especies se pueden clasificar en dos grandes grupos: mejorantes o esquilmanes. El carácter mejorante de las especies puede manifestarse en que:
  - Incrementan el contenido de nutrientes del suelo, como por ejemplo las leguminosas que fijan el nitrógeno en su desarrollo.
  - Ayudan a solubilizar reservas de nutrientes poco solubles, para que puedan ser asimiladas por otras especies.
  - Dejan muchos residuos tras su cultivo, aumentando el contenido de materia orgánica del suelo.
- En la selección de especies debe tenerse en cuenta también la capacidad que tienen cada una para luchar contra las malas hierbas, bien porque tienen un crecimiento rápido y compacto e impiden su desarrollo o bien porque se cultivan en líneas y permiten eliminar fácilmente las adventicias no deseadas.
- También ha de tenerse en cuenta, de cara al establecimiento de la alternativa, la cantidad y tipo de residuos (raíces, tallo, hojas, etc.) que se integran al suelo una vez realizada la cosecha. Los restos de determinadas especies son muy pequeños y no contribuyen a elevar la cantidad de materia orgánica en el suelo, mientras que otras pueden dejar un residuo mayor y mejorar la fertilidad del suelo.

- Para seleccionar los cultivos principales se debe valorar su rendimiento económico. Se evalúa la variación de los precios y las especies más demandadas por el mercado. Se deben considerar también otros factores que pueden determinar la selección: como las tradiciones regionales, la presencia de determinadas industrias de transformación (proceso del tomate, producción de mermeladas o zumos, elaboración de tabaco, etc.) o el posible aprovechamiento de los cultivos dentro de la misma explotación.
- Finalmente, se tiene que tener en cuenta que el cultivo de las especies más rentables debe ser compatible con mantener en las mejores condiciones posibles el terreno. Por lo que en la selección se estudian las características del sistema radicular: profundidad y tipo de enraizamiento, carácter mejorante o esquilante y limpiador o ensuciador; y se establecen también otras especies complementarias al cultivo principal, que permiten conservar lo mejor posible la fertilidad del suelo.

Efectuada la selección de especies, se procede a ordenarlas en el tiempo, es decir establecer la rotación de cultivos, para lo cual se siguen los pasos siguientes:

- Se tiene que conocer la duración de los ciclos de cultivo y las fechas de siembra y recolección de cada una de las especies seleccionadas. En este estudio se debe tener en cuenta la posibilidad de que existan distintas variedades de una misma especie, con duraciones más o menos largas o que admitan cierta variación en las fechas de siembra y recolección.
- Se establecen los cultivos denominados cabeza de la alternativa, que son los primeros en efectuarse dentro de la rotación ya que necesitan que el suelo esté en las mejores condiciones posibles de fertilidad y preparación (laboreo, fertilización, desinfección, etc.). Son los cultivos más exigentes y tienen una producción elevada o un crecimiento rápido.
- Fijado el cultivo cabeza de la alternativa se establecen los siguientes, siempre con la idea de no agotar el suelo y por tanto se procura ir alternando especies de raíces profundas con otras de enraizamiento superficial, mejorantes con esquilantes y limpiadoras con ensuciadoras. En este punto se debe de considerar además si existe la posibilidad de

repetición de alguno de los cultivos principales, tanto por producción como por tolerancia.

- La rotación se puede completar introduciendo cultivos intercalares de corta duración en los periodos de tiempo entre cultivos principales.

La última etapa del establecimiento de la alternativa de cultivos es asignar la rotación establecida a una serie de parcelas u hojas de cultivo. En la asignación debe tenerse en cuenta la importancia relativa de cada uno de los cultivos que componen la rotación y los medios de producción disponibles, de forma que se optimice el uso de los recursos económicos y materiales de que se dispone. Además de los cultivos programados en la rotación, y en función de la variabilidad del mercado y de las posibilidades de la explotación, puede ser interesante tener alguna de las hojas libres para el cultivo de alguna especie no programada.

El proceso de asignación de parcelas puede hacerse empleando distintos modelos de optimización (Singh 2012). Prácticamente en todos los trabajos se utilizan las herramientas de la programación lineal, si bien se observa una clara evolución desde los primeros modelos (Hall y Dracup 1970) (Matanga y Mariño 1979), en los cuales solo se contemplaba como objetivo maximizar el beneficio económico de la venta de los productos; hasta los más recientes, en los que se aplican técnicas multiobjetivo bien convencionales (Mainuddin et al. 1997) o bien difusas (Zeng et al. 2010) para buscar, además de la máxima renta, otros objetivos como el mayor área cultivada posible, la creación de empleo o el uso eficiente de los recursos hídricos.

La alternativa de cultivos puede cambiar a lo largo del tiempo, trastocando las condiciones de demanda de agua por los usuarios. Es importante señalar a este respecto que los factores edáficos y climáticos son más o menos constantes en el tiempo, siendo los factores socioeconómicos los que pueden hacer que en un momento determinado se modifique la alternativa de cultivo hacia otra. Este cambio se efectuará con la red en explotación y esta deberá estar capacitada para absorber lo mejor posible dicho cambio.

## 2.3 – NECESIDADES HÍDRICAS DE LOS CULTIVOS

Una vez establecida la alternativa de cultivos y con los datos del resto de estudios agronómicos previos (fundamentalmente los relativos a suelo y clima) se determinan las necesidades brutas de agua. Por otro lado se calculan también las aportaciones naturales, realizando un estudio estadístico de la pluviometría en la zona. Obteniéndose finalmente las necesidades netas de riego como la diferencia entre las brutas del cultivo y las aportaciones naturales.

El estudio y la determinación de las necesidades hídricas de los cultivos se aborda bajo dos enfoques distintos: los modelos de simulación del proceso físico, en los cuales se intenta reproducir la mecánica del sistema agua-suelo-planta-clima con objeto de deducir la cantidad y el tiempo de riego necesario para que los cultivos se reproduzcan adecuadamente; y los modelos de optimización económica, en los que se relaciona el coste del riego con el beneficio derivado de su aplicación para determinar la alternativa de cultivos y dosis de riego óptimas.

Las plantas, y los cultivos como un caso particular de estos seres vivos, necesitan agua durante su ciclo vegetativo. El agua es un recurso esencial que emplean tanto en su constitución como para el transporte de nutrientes y para la realización de la fotosíntesis. Las plantas, en un régimen natural, reciben el agua de la lluvia y de la infiltración a través del suelo. Estas aportaciones naturales no siempre son suficientes para cubrir todas las necesidades hídricas del cultivo, y en esos casos las plantas pueden no desarrollarse completamente y producir menos fruto, o bien no llegar a producir fruto o incluso marchitarse y secarse.

En los cultivos, realizados desde antaño por el hombre de forma artificial con objeto de producir un bien determinado, se busca un desarrollo óptimo de las especies, utilizándose el riego para cubrir el déficit entre las necesidades y las aportaciones. El estudio de las necesidades hídricas de los cultivos es por tanto importante para la determinación de las dotaciones de riego.

El agua suministrada mediante el riego a una zona de cultivo se reparte de la manera siguiente:

- Una parte se incorpora a la masa de las plantas, aumentando el tamaño de las mismas.

- Otra parte la utiliza la planta como vehículo para el transporte de nutrientes y realización de la fotosíntesis (la toma en las raíces, sube por el tronco y las ramas, y se pierde por transpiración en las hojas).
- Hay una parte que se pierde directamente por evaporación en el proceso de aplicación, y posteriormente por ascensión hasta la superficie a través de los capilares del suelo.
- Finalmente otra parte se pierde por percolación profunda, y su cuantía depende de la forma en que se riega y de las dosis de agua que se aplica.

El ciclo agrohidrológico que transcurre entre dos riegos consecutivos, comienza en el momento en que el agua de riego entra en contacto con el terreno. Por percolación, avanzando desde superficie hacia los niveles más inferiores, el agua va rellenando los poros del suelo hasta saturarlo, expulsando el aire existente en los espacios vacíos. En la fase inmediata, el agua libre de los macroporos continúa descendiendo por gravedad y éstos se llenan nuevamente con aire renovado, mientras que los microporos permanecen saturados de humedad. Finalmente, con el transcurso del tiempo, las raíces de los cultivos van absorbiendo la humedad del suelo y reduciendo así la cantidad de agua retenida en los microporos, por lo que gradualmente éstos se van rellenando con aire renovado.

Todo este fenómeno cíclico tiene una gran importancia para el desarrollo de las plantas, ya que además de suministrar a las raíces el agua y el oxígeno, cumple una función reguladora de los procesos químicos y microbiológicos que se producen en el suelo. Así pues los procesos aerobios y anaerobios se suceden en un ciclo alternativo continuo, cuya secuencia debe guardar un correcto equilibrio con objeto de que siempre se tengan las condiciones más favorables para la vida de las plantas.

Las plantas tienen un alto porcentaje de agua en su constitución (del 60% al 95% en peso), por lo que desde el punto de vista biológico ésta es fundamental, ya que es el componente mayoritario de los tejidos vegetales. Sin embargo, su función básica como vehículo de los nutrientes del suelo y su importante intervención en las reacciones químicas que se producen en las hojas, son las que determinan las necesidades hídricas de los cultivos. Esta agua vegetativa, tomada por succión del suelo a través de las raíces, es devuelta a la atmósfera mediante la transpiración.

El consumo de agua del conjunto suelo-planta, conocido como uso consuntivo de la planta o necesidad hídrica del cultivo, corresponde a la cantidad de agua que pasa a la atmósfera en forma de vapor, por la evaporación del suelo y la transpiración de las plantas, más la cantidad de agua que se incorpora a la masa del cultivo. La cantidad que se incorpora a la masa del cultivo, que se denomina agua de constitución, es muy pequeña con relación a la que se evapora y transpira (agua vegetativa), y por ello se considera que la necesidad de agua del conjunto suelo-planta es igual a la que pasa a la atmósfera por la evaporación del suelo y la transpiración de las plantas. Al conjunto de los dos fenómenos (evaporación más transpiración) se le denomina evapotranspiración del cultivo.

En la práctica se utilizan tres definiciones diferentes para expresar la evapotranspiración del cultivo, las cuales son conceptualmente distintas ya que expresan facetas diferentes del fenómeno. Son las siguientes:

- *Evapotranspiración real del cultivo (ET)*: Cantidad de agua realmente consumida por un cultivo determinado (conjunto suelo-cultivo) en un intervalo de tiempo considerado. La tasa de evapotranspiración real depende, entre otros factores, del contenido de humedad existente en el suelo.
- *Evapotranspiración máxima del cultivo (ETC)*: Cantidad de agua consumida, en un determinado intervalo de tiempo, por el cultivo en su plena actividad vegetativa, libre de enfermedades, en un suelo cuyo contenido de humedad se encuentra próximo a la capacidad de campo.
- *Evapotranspiración potencial (ETP)*: Es la tasa de evapotranspiración de una superficie de hierba verde uniforme, de crecimiento activo, de 8 a 15 centímetros de altura, que sombrea totalmente el terreno cultivado, en un suelo provisto de suficiente cantidad de agua. *La evapotranspiración potencial* representa la demanda de evaporación o el poder evaporador del aire con relación a las plantas.

Para obtener el máximo rendimiento del cultivo regado es necesario que la cantidad de agua realmente consumida por las plantas (evapotranspiración real) se aproxime a la cantidad que consumiría el cultivo considerado en sus condiciones más favorables (evapotranspiración máxima). Por ello, la obtención de las necesidades

hídricas de los cultivos se basa en la determinación de la evapotranspiración máxima del cultivo (*ETC*), que se suele llamar solamente evapotranspiración del cultivo.

Las necesidades hídricas de los cultivos o las tasas de evapotranspiración máximas (*ETC*) dependen principalmente del clima y del cultivo, con predominio del primero sobre el segundo:

- *Clima*: El aumento de la insolación, de la temperatura, o de la velocidad del viento contribuyen para que haya una mayor *ETC*, mientras que el aumento de la humedad atmosférica atenúa la tasa de la evapotranspiración del cultivo.
- *Tipo de cultivo y su estado de desarrollo*: Cuanto mayor sea la densidad de las partes aéreas (número y forma de las hojas) y de la zona radicular de las plantas, mayor será la tasa de evapotranspiración máxima del cultivo. Durante el ciclo vegetativo la planta aumenta su consumo progresivamente desde el inicio del mismo hasta la floración y fructificación, punto a partir del cual empieza a bajar, estabilizándose a su término.

Para cada periodo vegetativo del cultivo se cumple la siguiente relación:

$$K_c = \frac{ETC}{ETP}$$

en donde:

$K_c$  es el coeficiente del cultivo

*ETC* es la evapotranspiración máxima del cultivo

*ETP* es la evapotranspiración potencial, medida en el lugar que se considera

El coeficiente  $K_c$ , para cada tipo de cultivo, asume valores distintos según el periodo de su crecimiento vegetativo como muestra la figura 2.3. El cuadro 2.3 recoge los valores medios del coeficiente  $K_c$ , dados en función del tipo de cultivo y de su periodo vegetativo. Para cada tipo de cultivo, dicho cuadro proporciona cuatro valores de  $K_c$ , correspondientes a los siguientes periodos de desarrollo de las plantas:

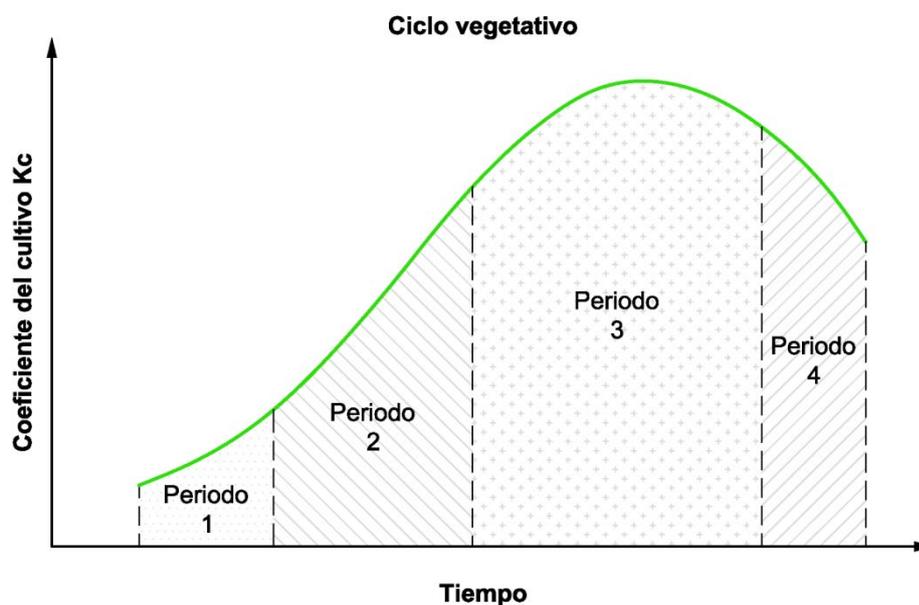


Figura 2.3 Variación del coeficiente del cultivo  $K_c$  a lo largo del ciclo vegetativo de la planta

- *Periodo 1*: Desde la siembra hasta que el cultivo ocupe aproximadamente un 15% de la superficie del suelo.
- *Periodo 2*: Fase que comprende desde el final del periodo 1 hasta el momento inmediatamente antes de la floración.
- *Periodo 3*: Fase de floración y formación del fruto.
- *Periodo 4*: Fase de maduración, que comprende desde el final del periodo 3 hasta la recolección.

Cultivo	Periodo 1	Periodo 2	Periodo 3	Periodo 4
Alfalfa	0,60	0,90	1,15	0,90
Algodón	0,45	0,75	1,15	0,75
Arroz	1,10	1,10	1,10	1,10
Berenjena	0,45	0,75	1,15	0,80
Caña de azúcar	0,50	1,00	1,10	0,65
Cebada	0,35	0,75	1,15	0,45
Cebolla verde	0,50	0,70	1,00	1,00
Cebolla seca	0,50	0,75	1,05	0,85
Cítricos	0,65	0,70	0,70	0,65
Espinaca	0,45	0,60	1,00	0,90
Girasol	0,35	0,75	1,15	0,55

<b>Cultivo</b>	<b>Periodo 1</b>	<b>Periodo 2</b>	<b>Periodo 3</b>	<b>Periodo 4</b>
Judía verde	0,35	0,70	1,10	0,90
Judía seca	0,35	0,70	1,10	0,30
Lechuga	0,45	0,60	1,00	0,90
Lenteja	0,45	0,75	1,10	0,50
Maíz dulce	0,40	0,80	1,15	1,00
Maíz grano	0,40	0,80	1,15	0,70
Melón	0,45	0,75	1,00	0,75
Patata	0,45	0,75	1,15	0,85
Pepino	0,45	0,70	0,90	0,75
Pimiento	0,35	0,70	1,05	0,90
Plátano	0,70	0,90	1,10	1,10
Remolacha azucarera	0,45	0,80	1,15	0,80
Soja	0,35	0,75	1,10	0,60
Sorgo	0,35	0,75	1,10	0,65
Tabaco	0,35	0,75	1,10	0,90
Tomate	0,45	0,75	1,15	0,80
Trigo	0,35	0,75	1,15	0,45
Viñedo	0,25	0,60	0,90	0,30
Zanahoria	0,45	0,75	1,05	0,90

*Cuadro 2.3 Valores del coeficiente del cultivo  $K_c$  según el periodo del ciclo vegetativo*

Una parte fundamental en la determinación de las necesidades de agua de los cultivos es el cálculo de la evapotranspiración. En los manuales de la FAO dedicados al cómputo de este parámetro (Doorenbos y Pruitt 1977) (Allen et al. 1998) se recomienda el uso de método de Penman modificado (Penman-Monteith) o el cálculo a partir de series de medidas en tanque evaporímetro.

Las necesidades netas de riego, para cada intervalo de tiempo del ciclo vegetativo del cultivo, dependerá de la demanda de agua del cultivo o evapotranspiración máxima del cultivo  $ETC$  y de las posibles aportaciones naturales de agua al suelo. Para cada intervalo de tiempo (se suele considerar de una semana, diez días, o un mes) las necesidades netas de riego  $N_n$  se determinan a partir del balance hídrico de las reservas de agua del suelo regable:

$$N_n = ETC - P_e - G - W$$

en donde:

$N_n$  son las necesidades netas de riego, en mm o m<sup>3</sup>/ha por unidad de tiempo

$ETC$  es la evapotranspiración del cultivo, en mm o m<sup>3</sup>/ha por unidad de tiempo

$P_e$  es la precipitación o lluvia efectiva, en mm o m<sup>3</sup>/ha por unidad de tiempo

$G$  es la aportación de agua por capilaridad a la zona radicular del cultivo, en mm o m<sup>3</sup>/ha por unidad de tiempo

$W$  es la reserva de agua del suelo existente al principio del intervalo de tiempo considerado, en mm o m<sup>3</sup>/ha por unidad de tiempo

La precipitación efectiva  $P_e$  es la fracción de lluvia que efectivamente queda a disposición de las raíces de las plantas. Se obtiene descontando, de la precipitación total caída, el agua que escurre sobre la superficie del terreno y la que se pierde por percolación profunda. La evaluación de  $P_e$  se suele hacer de forma aproximada, basada en el análisis estadístico de las precipitaciones registradas en la zona y en la capacidad de almacenamiento del terreno.

La aportación de agua por capilaridad  $G$  sólo se debe considerar en el cálculo cuando el nivel freático queda muy próximo a la zona radicular del cultivo. La reserva  $W$  se estima en función de la capacidad de almacenamiento de agua del suelo.

El cuadro 2.4 adjunto recoge un ejemplo elemental de un balance hídrico mensual para un cultivo de tomates, cuyo ciclo vegetativo empieza en abril y termina en agosto. No existe aportación de agua por capilaridad a la zona radicular  $G$  y las reservas de agua  $W$  al principio de cada mes son despreciables.

<b>1 Meses</b>	<b>Abril</b>	<b>Mayo</b>	<b>Junio</b>	<b>Julio</b>	<b>Agosto</b>	<b>Total</b>
<b>Evaporación del tanque clase A</b> 2 - $E_{\text{tanque}}$ (mm)	178	213	226	251	249	1.117
<b>Coefficiente del tanque</b> 3 - $K_p$	0,7	0,7	0,7	0,7	0,7	
<b>Evapotranspiración potencial</b> 4 - $ETP$ (mm) = 2 x 3	125	149	158	176	174	782
<b>Coefficiente de cultivo</b> 5 - $K_c$	0,45	0,75	0,75	1,15	0,80	
<b>Evapotranspiración máxima del cultivo</b> 6 - $ETC$ (mm) = 4 x 5	56	112	119	202	139	628

<b>1 Meses</b>	<b>Abril</b>	<b>Mayo</b>	<b>Junio</b>	<b>Julio</b>	<b>Agosto</b>	<b>Total</b>
<b>Precipitación efectiva</b> 7 - $P_e$ (mm)	32	65	36	4	14	151
<b>Necesidades netas de riego</b> 8 - $N_n$ (mm) = 6 - 7	24	47	83	198	125	477
9 - $N_n$ (m <sup>3</sup> /ha)	240	470	830	1980	1250	4.770
10 - $N_n$ (mm/día)	0,8	1,5	2,8	6,4	4,2	

Cuadro 2.4 Ejemplo de un balance hídrico mensual para un cultivo de tomates

El esquema del balance hídrico presentado en el cuadro 2.4 sirve para estimar, de forma aproximada, las necesidades netas de riego  $N_n$  a lo largo de la campaña. Con base en esas necesidades, se puede evaluar si el potencial hídrico de la región (río, canal, pozo, o embalse) dispone de recursos suficientes para atender las demandas de agua de la zona regable. Las necesidades de riego acumuladas a lo largo del año y la situación de las fuentes de agua permiten realizar las previsiones referentes al consumo energético anual de las estaciones de bombeo de los sistemas de riego a presión.

El dimensionamiento de las instalaciones del sistema se hace en función de la necesidad de riego en el intervalo de máximo déficit hídrico de la campaña de riego. En ese intervalo punta, que suele ser de una semana, diez días, o un mes, no se consideran eventuales aportaciones de agua al suelo regable (precipitación, capilaridad, etc.). Por lo tanto, la necesidad de riego en ese periodo punta, que se denomina *necesidad neta punta de riego*  $N_{np}$  (también se llama *consumo punta*) coincide con la evapotranspiración máxima del cultivo  $ETC$  para el periodo punta:

$$N_{np} = ETC$$

Para el ejemplo del balance hídrico del cuadro 2.4, la *necesidad neta punta de riego* será igual a la  $ETC$  del mes de julio ( $N_{np} = 198 \text{ mm/mes} = 6,4 \text{ mm/día}$ ).

A título ilustrativo se adjunta el cuadro 2.5, dado por Keller y Bliesner. Contiene valores aproximados de las necesidades netas punta de riego ( $ETC$  en el periodo punta), en milímetros por día, para algunos cultivos, según el tipo de clima de la región. Se recomienda la utilización de estos valores, en los diseños de los sistemas de riego, solamente cuando no se disponga de otra forma más precisa de estimar los valores de las necesidades de riego durante el periodo punta.

Cultivo	Tipo de clima				
	Frío	Templado	Caliente	Semi-árido	Árido
Alfalfa	5,1	6,4	7,6	8,9	10,2
Algodón	-	6,4	7,6	-	10,2
Cítricos	4,1	4,6	5,1	-	5,6
Fresa	4,6	5,14	5,6	6,1	6,6
Frutales	3,8	4,8	5,8	6,6	7,6
Granos	3,8	5,1	5,8	6,6	-
Guisante	4,6	4,8	5,1	5,6	-
Judías	4,6	5,1	6,1	7,1	7,6
Maíz	5,1	6,4	7,6	8,9	10,2
Melón	4,1	4,6	5,1	5,6	6,4
Pastos	4,6	5,6	6,6	7,6	8,9
Patata	4,6	5,8	6,9	8,1	-
Remolacha	4,6	5,8	6,9	8,1	9,1
Tomate	4,6	5,1	5,6	6,4	7,1
Viñedo	3,6	4,1	4,8	5,6	6,4

*Cuadro 2.5 Necesidades hídricas en punta (ETC en punta), en mm/día, en función del cultivo y del tipo de clima*

En el cuadro 2.4 se ha recogido, como ejemplo ilustrativo, un balance hídrico elemental. A la vista del cuadro anterior se ve la importancia que en el diseño de la red tiene el cambio de cultivo, ya que al sustituir la plantación supuesta de tomates (con consumo de 6,4 mm/día) por otra de maíz (con 8,9 mm/día) el gasto de agua se incrementa en casi un 40%, que es un porcentaje muy alto. Posiblemente la red a la que se refería el ejemplo, si no se había realizado ninguna previsión al respecto en el dimensionamiento de la misma, no podría dar los caudales demandados por el nuevo cultivo. Pero no queremos adelantar resultados, en la exposición que se hace, sino resaltar la importancia que tiene en el consumo cualquier modificación de la alternativa de cultivos en una zona regable.

En los cuadros precedentes se puede observar también la influencia del clima en la ETC en el periodo de punta (cuadro 2.5) y en la determinación de las necesidades de riego (cuadro 2.4). Por ejemplo, para un cultivo de maíz la ETC en punta puede variar entre los 5,1 mm/día correspondientes a un clima frío y los 8,9 mm/día de uno árido. Por ello, y aunque el clima se haya considerado tradicionalmente una variable estable dentro de la escala temporal en la que se desarrolla la vida útil de una red de riego, no se

pueden pasar por alto los resultados de las investigaciones actuales sobre la variación del cambio climático por acumulación de gases de efecto invernadero en la atmósfera.

En los estudios realizados para el Sector 8 de la ZR de la margen izquierda del río Ofanto (Italia) (Daccache et al. 2010b) se aprecia la influencia directa que puede tener el cambio climático sobre las necesidades de los cultivos. Comprobándose que para algunos de los escenarios previstos por el IPCC (Panel Intergubernamental para el Cambio Climático) se producirá un incremento de las demandas derivado del cambio hacia un clima más árido. En otros estudios, como los realizados para la ZR de Fuente Palmera (Córdoba) (Pérez Urrestarazu et al. 2010) se aprecia también el efecto indirecto que puede tener el cambio climático sobre las demandas al influir en la alternativa de cultivos seleccionada.

La incertidumbre asociada al cambio climático y el efecto que produce deben estar contemplados también en la redacción de los proyectos de transformación y modernización de zonas regables, cuyas redes se deben dimensionar para poder atender posibles incrementos (directos o indirectos) en el consumo.

## **2.4 – LOS PARÁMETROS DE RIEGO**

Los parámetros de riego son los coeficientes básicos, fijados por el proyectista, a partir de los cuales se dimensionan las redes colectivas de distribución a la demanda. Dichos coeficientes definen las características en que se ha de producir el suministro de agua a los regantes. Son las cuatro siguientes:

### **2.4.1 – Caudal continuo unitario**

El caudal continuo unitario ( $q$ ) es el caudal estricto que habría que suministrar para hacer frente a las necesidades de agua de las plantas, si se regase de manera continua durante la totalidad del tiempo disponible. Este valor está siempre referido al periodo de punta de consumo de la campaña de riegos y a los valores medios de la alternativa de cultivos prevista. Se da habitualmente en l/s y ha.

Para su determinación se parte del volumen de agua ( $V$ ) preciso para cubrir, durante el periodo punta de consumo, las necesidades de la alternativa de cultivos

prevista en la zona regable teniendo en cuenta la eficiencia del riego<sup>(\*)</sup>, el cual se habrá obtenido previamente a partir de los estudios agronómicos realizados al efecto. Conocido el volumen ( $V$ ) preciso de agua por hectárea en el mes, quincena o semana punta de la campaña de riegos, se determina la parte de tiempo ( $T$ ), disponible para el riego, del total del periodo anteriormente señalado. A estos efectos la posición más rígida es aquella en la que se hace coincidir el tiempo ( $T$ ) con el total del periodo de punta, lo que implica que se riegue todos los días de la semana. Otra postura en la determinación del valor de  $q$  es la que excluye, del tiempo disponible para el riego, a los días festivos. Sin embargo, este criterio conduce a un sobredimensionamiento de la red posiblemente no justificable en las condiciones actuales, en las que la automatización del regadío no impide en modo alguno regar en festivos (la adopción de criterios de este tipo incrementa las holguras de diseño de la red, puesto que tienden a mayorar los caudales de cálculo).

El caudal continuo viene dado por la expresión:

$$q = \frac{V}{T}$$

#### 2.4.2 – Grado de libertad

El grado de libertad ( $GL$ ) se define como el cociente entre el caudal que se da realmente en la toma al agricultor (caudal de tarado del limitador) y el caudal continuo. También se puede definir como el cociente entre ( $t$ ) el número de horas diarias disponibles para el riego (lo habitual en las redes colectivas de riego a presión es que el agua esté a disposición del usuario las 24 horas del día) y ( $t'$ ) el número de horas que el agricultor tendría que tener abierta su toma, en el periodo de máximo consumo, para atender la dotación diaria que precisan, es decir:

$$GL = \frac{t}{t'}$$

---

(\*) Este criterio coincide con lo indicado por otros autores y especialistas que señalan que el caudal continuo depende de los datos climáticos el tipo de cultivo y la eficiencia del sistema de riego (FAO 1977) (Monserrat et al. 2004).

Este parámetro representa el nivel de confort dado al regante para pueda organizar sus riegos durante el periodo de punta de campaña, referido siempre a las 24 horas del día. Se puede decir que es el coeficiente de seguridad del caudal concedido al agricultor para que pueda regar su parcela (Granados 1986). Es un parámetro que establece el proyectista en función del tamaño de las explotaciones (conforme va aumentando la superficie va disminuyendo el grado de libertad), la tecnología de riego disponible (las parcelas mejor equipadas y automatizadas requieren un menor grado de libertad) y las condiciones y costumbres locales de la zona (Labye et al. 1988). Su valor mínimo no debe ser inferior a 1,5 (riego en 16 horas sobre las 24 de referencia) y el máximo está entre 4 y 6 (riego entre 6 y 4 horas respectivamente (Granados 1986). El valor de 8 (riego en 3 horas) se considera un valor límite superior por encima del cual se distorsionan los resultados del modelo estadístico (Labye et al. 1988) (Lamaddalena y Sagardoy 2000).

Algunos autores no consideran que la red esté disponible las 24 horas del día y referencian el grado de libertad a la jornada efectiva de riego (*JER*), que consideran es el tiempo real en el cual los agricultores efectúan las labores de riego (excluyendo en principio las horas nocturnas) por lo que obtienen valores distintos de los recomendados habitualmente (Planells et al. 1999). Ello lo justifican señalando que es lógico pensar que con determinadas tecnologías de riego, aunque se disponga del agua las 24 horas hay algún intervalo de tiempo en que no se puede regar. Sin embargo, una de las ventajas del riego presurizado a la demanda es precisamente esa, que el agua está disponible las 24 horas y permite al agricultor usarla cuando le interese. Cada vez hay más agricultores que eligen el horario nocturno por diversas razones: porque sea más barata la energía, o porque tenga más presión, o porque la evaporación sea menor o porque mejora la eficiencia. En los trabajos de contraste con redes en explotación (Lamaddalena y Ciollaro 1993) (Monserrat et al. 2004) (Rodríguez Díaz et al. 2007) se ha comprobado que conforme se van automatizando las instalaciones los agricultores tienden a regar durante las horas nocturnas, si bien todavía hay muchos usuarios que riegan de forma mayoritaria por las mañanas. En resumen, aunque este es un aspecto discutido, en general los especialistas coinciden en que de cara al futuro lo adecuado es mantener como periodo de riego aquel en el cual la red está disponible en punta de campaña para su uso, es decir las 24 horas del día.

### 2.4.3 – Rendimiento de la red

Este parámetro es el coeficiente de seguridad que se adopta en el cálculo de caudales de la red colectiva, conocido bajo la denominación de rendimiento de la red ( $r$ ), el cual fue propuesto por Clément (1966) en el desarrollo de su primera fórmula de cálculo de caudales, definiéndose como el cociente entre el número de horas ( $t''$ ) en el que la red está capacitada para transportar la dotación diaria en el periodo punta de consumo y el número de horas ( $t$ ) disponibles para el riego en el periodo punta de consumo, es decir:

$$r = \frac{t''}{t}$$

En las *Normas para proyectos de riego por aspersión* publicadas por el IRYDA en 1985 se denomina a este coeficiente “Rendimiento de utilización de la red” y se definió como el cociente entre las horas útiles de la jornada de riego respecto a las 24 horas del día (como ya se ha señalado al definir el grado de libertad, lo habitual en las redes colectivas de riego a presión es que el agua esté a disposición del usuario las 24 horas del día).

Mientras que el grado de libertad es el parámetro que establece la comodidad del agricultor en el uso del agua, el coeficiente  $r$  es el parámetro que delimita la seguridad de la red colectiva para responder a demandas superiores a la prevista en el cálculo (Granados 1986). Esta holgura en la capacidad de transporte de la red permitirá cubrir puntas de demanda mayores a las previstas motivadas por cambios en la alternativa de cultivos, discriminación horaria de la tarifa de riego, días de climatología adversa, mayor comodidad en las costumbres de los regantes y en general, mayor porcentaje de coincidencia de la demanda respecto a la supuesta en el cálculo, además de atender a las posibles fugas de las conducciones o al incremento de las pérdidas de carga por envejecimiento de las tuberías de la red colectiva.

El rendimiento de la red ( $r$ ) supone que, por la causa que fuese, hay unas horas del día en que la red no funciona, lo cual en la práctica equivale a suponer que el agua no puede ser utilizada por el regante las 24 horas, sino  $t''$  horas (que en su momento se denominó, como se ha dicho, jornada de riego). En definitiva, y a efectos prácticos, es como si el día tuviese sólo  $t''$  horas y en este número virtual de horas del día la red ha de estar capacitada para atender el riego. Como en la realidad la red está capacitada para

regar en cualquier momento del día, las horas detraídas ( $t-t''$ ) suponen un margen de seguridad para cubrir necesidades superiores a las previstas.

Clément y Galand (1979) definen también el rendimiento como el cociente entre el tiempo de funcionamiento de la red durante el periodo de punta y el tiempo del periodo de punta, e indican que un valor habitual empleado en el cálculo es 0,75 (lo que referenciado a las 24 horas del día equivaldría a regar en 18 horas). En trabajos posteriores proponen valores superiores del rendimiento y así algunos autores (Granados 1986) (Camacho et al. 1998) recomiendan que cuando el rendimiento se especifica en función de las horas en las que está disponible la red se puede tomar un valor:

$$r = \frac{t - 2}{t}$$

Actualmente, se acepta que el valor de  $t''$  no debe ser superior a 22 horas, lo que supone mayorar aproximadamente los caudales en un 10%, siendo la tendencia a tomar valores más altos de este parámetro de riego sin rebasar el umbral de 18 horas, equivalente a mayorar los caudales en un 25%.

En otras publicaciones (Labye et al. 1990) (Lamaddalena y Sagardoy 2000) se indica que los valores habituales del coeficiente  $r$  varían entre 0,67 (16/24) y 0,93 (22/24), y que para establecerlo es conveniente tener en cuenta el estudio del funcionamiento de redes existentes, atendiendo principalmente a las características y evolución en el tiempo de la explotación y los cultivos.

Hay que tener en cuenta que se puede estar disponiendo en el cálculo un segundo coeficiente de seguridad adicional en el caudal continuo unitario, si al fijarlo se eliminan en el cómputo del tiempo los días festivos. Parece lógico que se deben unificar todos estos coeficientes para conocer con claridad cuál es el margen de seguridad del que se dispone realmente en el diseño de los caudales punta circulantes por una red de riego. De ello nos ocuparemos en apartados posteriores de este trabajo de investigación.

Otra forma de introducir el coeficiente de seguridad de la red en sustitución del parámetro  $r$  consiste en establecer otro parámetro de valor  $k$  con el que se mayoran directamente los caudales obtenidos por aplicación estricta de los métodos estadísticos. El parámetro  $k$  tiene conceptualmente el sentido de coeficiente de seguridad lineal, ya que se aplica al valor resultante del caudal estadístico de todos los tramos de la red, y difiere por

lo tanto del concepto de rendimiento de la red y también de la mayoración del caudal continuo unitario.

El parámetro  $k$  no es el inverso de  $r$  (ya que  $k$  es un coeficiente de aplicación lineal sobre el resultado estadístico del cálculo de caudales, y el rendimiento  $r$  no lo es). Tampoco coincide con la mayoración del caudal continuo unitario  $q$ , ya que  $k$  no se aplica a la dotación de las parcelas y  $q$  sí. El análisis comparativo de estos parámetros se realiza en el capítulo 4 del presente trabajo de investigación.

#### **2.4.4 – Garantía de suministro**

La garantía de suministro o calidad operacional ( $GS$ ) es el valor en tanto por ciento de la probabilidad estática de que los caudales demandados por los usuarios de la red, durante el periodo punta de consumo, no superen a los de diseño. La garantía de suministro la fija siempre el proyectista por encima del 95% y es variable en función del nivel de calidad que se quiera dar al dimensionamiento de la red (generalmente los valores más frecuentemente adoptados están en torno al 97-99%).

Estos datos se ven contrastados por los resultados de investigaciones recientes sobre el ajuste de la primera fórmula de Clément a las demandas de redes en explotación, como la comparación efectuada para el sector VIII de la ZR del Genil-Cabra en Córdoba (Rodríguez Díaz et al. 2007) en la que se verifica que la fórmula ofrece resultados apropiados cuando se adoptan valores de la garantía de suministro por encima del 95%, recomendando adoptar valores cerca del 99%.

La garantía de suministro es un parámetro de riesgo fundamental, ya que con él se regula la posibilidad de coincidencia de los usuarios, aumentando el caudal de los ramales en mayor proporción que el de las grandes arterias de distribución. Por ello esta operación es de bajo costo y sin embargo mejora notablemente la seguridad de la red para hacer frente a mayores dotaciones de los cultivos. Hoy en día se tiende a adoptar valores de la garantía de suministro muy altos, como más adelante se justifica.

En el manual nº 59 de la FAO (Lamaddalena y Sagardoy 2000) se señala, como criterio de calidad del diseño, que la red debe dar un grado de satisfacción al usuario equivalente a cumplir con las necesidades totales del cultivo en cuatro de cada cinco años, porcentaje que en las redes españolas no sería admisible. No obstante hay que

señalar que el fallo de la garantía se produce siempre en el periodo de punta de consumo (el diseño de la red siempre queda sobredimensionado durante el resto de la campaña de riego).

## 2.5 – DOTACIÓN EN PARCELA

Se entiende por dotación asignada al usuario al caudal de tarado del limitador del hidrante dispuesto a la entrada de cada parcela de riego. Viene dada por la expresión:

$$d = q \cdot S \cdot GL$$

en donde:

- $d$  es la dotación (dada habitualmente en l/s)
- $q$  es el caudal continuo unitario (en l/s y ha)
- $S$  es la superficie (en ha)
- $GL$  es el grado de libertad

El valor de la dotación se redondea siempre (generalmente por exceso) a l/s completos. A veces, para reducir la gama a emplear de limitadores de caudal este redondeo se efectúa escalonando las dotaciones a múltiplos de 2 l/s, de 5 l/s, o de más, con lo que se establece una especie de modulación de los caudales servidos en las tomas que guarda una cierta semejanza con los módulos de riego habituales en los sistemas de turno. El redondeo de la dotación implica la modificación sistemática del grado de libertad teórico concedido a cada usuario. Como normalmente  $d$  se redondea por exceso el grado de libertad real dado a cada agricultor es mayor que el inicialmente previsto.

Algunos países o grandes explotadores tienen normalizados por clases los hidrantes a emplear, como por ejemplo los indicados en el cuadro 2.6:

<b>Clase del hidrante</b>	<b>0</b>	<b>1</b>	<b>2</b>	<b>3</b>	<b>4</b>	<b>5</b>
<b>Francia (Sudeste) Caudal (l/s)</b>	2,1	4,2	8,3	13,9	20,8	27,8
<b>Italia Caudal (l/s)</b>	2,5	5	10	15	20	25

*Cuadro 2.6. Clases normalizadas de hidrantes en el Sudeste de Francia y en Italia  
(Lamaddalena y Sagardoy 2000)*

En el manual de la FAO anteriormente referenciado (Lamaddalena y Sagardoy 2000) se hace hincapié en la conveniencia de poner un número generoso de hidrantes en las redes colectivas, ya que con ello se facilita a los agricultores las condiciones de explotación aunque evidentemente se encarezcan los costes de construcción. Como orden de magnitud, para un buen funcionamiento del sistema y proporcionando a los regantes buenas condiciones de explotación, recomienda disponer como mínimo un hidrante de 5 l/s para cubrir una superficie de 2,5 ha; y en zonas regables en las que la propiedad está muy atomizada, con parcelas muy pequeñas, en las que varios regantes deben compartir un mismo hidrante, se recomienda disponer como mínimo un hidrante para cada tres o cuatro propietarios.

Otros autores proponen sin embargo otras formas de determinación de la dotación, relacionándola directamente con los sistemas de riego y la sectorización de la parcela (Planells et al. 1999) (Tarjuelo 2005).

## **2.6 – FÓRMULAS ESTADÍSTICAS. MÉTODOS DE CÁLCULO DE LOS CAUDALES**

### **2.6.1 – Introducción. Concepción y desarrollo de las fórmulas**

Los sistemas de riego a presión empiezan a desarrollarse a finales del siglo XIX, con la aparición de los primeros modelos de aspersores. En los años treinta del siglo XX esta técnica adquiere un primer impulso y comienza a generalizarse debido a las mejoras en el diseño y funcionamiento de los componentes y al abaratamiento de su producción; y es en la segunda mitad del siglo cuando se producen los grandes saltos tecnológicos (sistemas de tuberías ligeras con uniones simples en primer lugar y sistemas de riego autopulsados en segundo lugar) y empieza el gran desarrollo y la implantación de este tipo de regadíos.

En este contexto de fuerte expansión de las técnicas de riego a presión se comienza a analizar en detalle todos los procesos y elementos con el objeto de diseñar sistemas más funcionales, seguros y económicos. Las teorías, que en un primer momento se basaban en el bagaje de los diseñadores y en aproximaciones empíricas, pasan a apoyarse en el conocimiento de los procesos físicos, los modelos matemáticos y los datos reales de explotación.

La determinación de los caudales circulantes es una fase muy importante del proceso de diseño de una red de riego. Si se asumen demandas inferiores a la reales no se podrán satisfacer las demandas adecuadamente, lo cual dará lugar a mermas en la producción y a conflictos entre los usuarios. Mientras que si se adoptan demandas superiores se tendrá que construir un sistema sobredimensionado, lo que implica el despilfarro de recursos y la puesta en peligro de la viabilidad del proyecto.

En una red de riego a la demanda cada usuario puede abrir su toma cuando estime conveniente, si bien con unos ciertos condicionantes derivados del cultivo (necesidades de riego) y del hidrante de que disponga (umbral máximo de caudal y presión). El caudal circulante por un tramo de la red será una función aleatoria, dependiente directamente del número de tomas abiertas y del caudal que se derive por cada una de ellas. Evidentemente el valor que aseguraría el suministro de agua en cualquier circunstancia sería el correspondiente a la suma de todas las demandas, lo que supondría que todas las tomas de la red deberían estar abiertas al mismo tiempo. Ésta es una situación altamente improbable, que conduciría a una red muy cara por estar sobredimensionada. Por ello, el enfoque tradicional de las fórmulas de cálculo de caudales de punta en redes de riego a la demanda ha consistido en caracterizar el comportamiento de los agricultores ajustándolo a un método o distribución estadística, mediante el cual se estima con una determinada probabilidad el número de agricultores que pueden tener abiertas sus tomas simultáneamente.

Entre los distintos métodos de cálculo propuestos por los especialistas destaca la primera fórmula establecida por René Clément en el año 1955, y perfeccionada y generalizada en 1966, en el artículo *Calcul des débits dans les réseaux d'irrigation fonctionnant a la demande* de La Houille Blanche.

En el auge de la transformación del regadío en Francia, en los años sesenta, otros especialistas (Boissezon y Haït en 1965) y el propio Clément (segunda fórmula generalizada en 1966) propusieron otros métodos introduciendo modificaciones en las bases estadísticas de cálculo, que perseguían un ajuste más preciso al comportamiento de los usuarios, pero no supusieron un gran avance ni fueron adoptados en la práctica general.

La publicación de la primera fórmula de Clément (básica y generalizada) se puede considerar como un salto definitivo en la definición del procedimiento de cálculo de

caudales que ha permanecido vigente hasta la actualidad. Con esta fórmula se dimensionaron la mayor parte de las zonas regables construidas en los años sesenta, setenta y ochenta, en los que se produjo la gran expansión de los sistemas del riego a presión (especialmente en los países del arco mediterráneo: Francia, España, Italia y Grecia), así como las modernizaciones realizadas posteriormente. En adelante, no hubo grandes investigaciones hasta bien entrados los años noventa en los que se retoma el tema con zonas regables maduras y datos reales de explotación, que permiten el análisis y ajuste a nuevas leyes estadísticas como la fórmula de Mavropoulos, de 1997. Se efectúan análisis comparativos sobre los resultados de la fórmula de Clément y se proponen variaciones con objeto de tener en cuenta cambios en la conducta de los regantes, como los debidos a la discriminación horaria de las tarifas eléctricas (Pulido et al. 1998) o a la aplicación del riego en cultivos intensivos (Reca et al. 1999).

Varios autores (Granados 1986) (Labye et al. 1988) (Lamaddalena y Sagardoy 2000) (Monserrat et al. 2004) (Martínez Alonso 2004) (Rodríguez Díaz et al. 2007) indican las razones de que el escaso avance que se ha tenido en este tema se deba posiblemente a que el algoritmo de cálculo ideado por Clément era muy bueno, fácil de manejar y con buen ajuste a la realidad.

Para facilitar el entendimiento y alcance de las fórmulas de cálculo de caudales y los parámetros que intervienen en cada una de ellas se procede a continuación a la descripción detallada de las principales por orden cronológico: primera fórmula de Clément (1955), fórmula de Boissezon y Haït (1965), primera fórmula generalizada de Clément (1966), segunda fórmula generalizada de Clément (1966) y fórmula de Mavropoulos (1997).

### **2.6.2 – Primera fórmula de Clément**

En el año 1955 Clément presentó el artículo *Le calcul des débits dans les canalisations d'irrigation*, en el cual establecía la primera fórmula para el cálculo de los caudales circulantes en una red de riego a la demanda. Esta fórmula, en origen simplificada porque asume que las tomas a abastecer son iguales y tienen la misma probabilidad de funcionamiento, es la base de la mayor parte los métodos de cálculo propuestos y empleados hasta la actualidad.

Clément establece la fórmula en dos etapas. En la primera se analiza comportamiento de un usuario, que se caracteriza como un ensayo de Bernoulli. Un usuario puede tener su toma abierta o cerrada. La probabilidad de que esté en uno u otro estado está directamente relacionada con las características del hidrante de que disponga. En la segunda se estudia el comportamiento conjunto de todos los usuarios, que se caracteriza como una suma estadística de ensayos de Bernoulli. En una red de riego a la demanda cada usuario puede realizar el riego cuando le convenga, es decir, cada una de las tomas puede estar abierta o cerrada de forma independiente a las otras. Clément supone que el comportamiento conjunto todos los usuarios se puede aproximar mediante una variable aleatoria de distribución binomial y extenderse, cuando el número de usuarios es suficientemente grande, a una distribución normal.

### **Ensayo de Bernoulli**

El hecho de que una toma esté abierta o cerrada se puede aproximar estadísticamente mediante el ensayo o distribución de Bernoulli. Esta distribución caracteriza los sucesos o experimentos que pueden tener dos resultados, como por ejemplo: éxito o fracaso, defectuoso o correcto, o en el caso de una toma de riego, abierta o cerrada.

Que una toma de riego se encuentre abierta o cerrada se puede representar mediante un ensayo de Bernoulli de probabilidad  $p$ . Lo cual, matemáticamente se caracteriza como una variable aleatoria discreta  $X$  con una función de masa de probabilidad:

- $X=1$  (*toma abierta*) con una probabilidad  $p$ .
- $X=0$  (*toma cerrada*) con una probabilidad  $o=1-p$ .

La media y la varianza de una variable aleatoria de Bernoulli, son:

$$m_X = p$$

$$\sigma_X^2 = p o = p(1 - p)$$

La probabilidad  $p$  de que la toma este abierta se puede calcular como el cociente entre el número de horas/día ( $t'$ ) que el agricultor tendría que tener abierta su toma en el periodo de máximo consumo para dar a las plantas la dotación diaria precisa y el número de horas/día ( $t''$ ) en que la red está capacitada para transportar la dotación diaria.

$$p = \frac{t'}{t''}$$

### Distribución binomial

La distribución de probabilidad de una variable aleatoria  $X$  que represente el número de éxitos, en una secuencia de  $n$  ensayos de Bernoulli independientes entre sí, se denomina distribución binomial,  $\text{Bin}(n,p)$ , y tiene la siguiente función de masa de probabilidad:

$$p(x) = P(X = x) = \binom{n}{x} p^x o^{(n-x)} \quad x=0,1,2,\dots,n$$

En donde  $p$  es la probabilidad de éxito en el ensayo,  $o=1-p$  es la de fracaso, y

$$\binom{n}{x} = \frac{n!}{x!(n-x)!}$$

el número de combinaciones de  $x$  elementos tomados de un conjunto  $n$ .

Aplicado al caso de una red de riego de  $n$  usuarios, con tomas iguales e independientes (cada toma puede estar abierta o cerrada de manera independiente al estado en que se encuentren el resto de tomas) y teniendo en cuenta que las tomas se maniobran para dar el caudal establecido por el hidrante, es decir, que el fenómeno aleatorio del riego sólo admite que la toma esté totalmente abierta (probabilidad  $p$ ) o totalmente cerrada (probabilidad  $o=1-p$ ); entonces la probabilidad de que en un instante determinado haya un número  $x$  de tomas abiertas vendrá dado por la expresión:

$$p(x) = \binom{n}{x} p^x o^{(n-x)}$$

que es la función de masa de probabilidad de una función de distribución binomial dada por:

$$F(x) = \sum_{i \leq x} \binom{n}{i} p^i o^{(n-i)}$$

cuya media y varianza son:

$$m_X = np$$

$$\sigma_X^2 = npo = np(1-p)$$

El valor  $F(x)$  representa la probabilidad acumulada de ocurrencia de que en una muestra de  $n$  tomas no estén nunca abiertas más de  $x$ . Así pues, si un tramo debe abastecer a  $n$  tomas y se calcula para que circule el caudal correspondiente a  $x$  tomas, el valor  $F(x)$  estará representando la garantía que tiene dicho tramo para cubrir la demanda.

### Distribución normal o de Gauss

Cuando el número de sucesos  $n$  que conforman la distribución binomial es suficientemente grande se puede aplicar el teorema del límite central y tipificar la variable  $X$  en otra variable  $U$ , que converge en una distribución normal o de Gauss de media cero y varianza unidad,  $N(0,1)$ :

$$U = \frac{X - m_x}{\sqrt{\sigma_x^2}} = \frac{X - np}{\sqrt{np(1-p)}}$$

de tal forma que la función de distribución de probabilidad de  $U$  será:

$$F(U) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^U e^{-\frac{(z^2-m)}{2\sigma^2}} dz = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^U e^{-\frac{z^2}{2}} dz$$

$F(U)$  representa la probabilidad de que la variable  $U$  sea igual o menor a un valor dado. Si  $F(U)$  se expresa en tanto por ciento:

$$F(U) = \frac{100}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^U e^{-\frac{z^2}{2}} dz$$

Siendo  $U$  la variable tipificada de  $X$  (que representa el número de tomas que pueden estar abiertas en un momento dado) el valor de  $F(U)$  en tanto por ciento será la probabilidad de que un número igual o menor de tomas esté abierto en un momento dado, que es en definitiva la garantía de suministro ( $GS$ ).

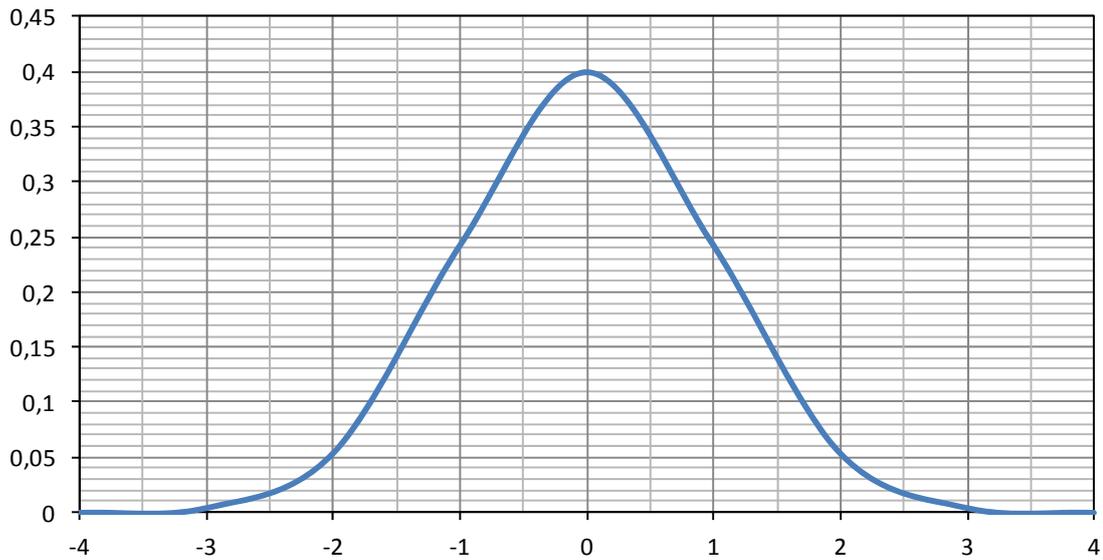


Figura 2.4 Función de densidad de probabilidad para una distribución normal  $N(0,1)$

A partir de los datos tabulados (Navidi 2006) de una distribución normal estándar  $N(0,1)$  se puede preparar una tabla (ver cuadro 2.7) que relacione la garantía de suministro con la variable  $U$ :

<b>GS (%)</b>	<b>U</b>
<b>90</b>	<b>1,28</b>
<b>91</b>	<b>1,34</b>
<b>92</b>	<b>1,41</b>
<b>93</b>	<b>1,48</b>
<b>94</b>	<b>1,56</b>
<b>95</b>	<b>1,65</b>
<b>96</b>	<b>1,75</b>
<b>97</b>	<b>1,88</b>
<b>98</b>	<b>2,05</b>
<b>99</b>	<b>2,33</b>
<b>99,5</b>	<b>2,58</b>

Cuadro 2.7 Valor de  $U$  (variable tipificada) en función de  $GS$  (garantía de suministro - probabilidad)

Así pues, a una garantía de suministro  $GS$  dada le corresponde un valor de  $U$  y un número máximo de tomas abiertas  $X$ :

$$X = np + U\sqrt{np(1-p)}$$

El caudal circulante por el tramo será igual al número de tomas abiertas por la dotación:

$$Q = Xd = npd + U\sqrt{npd^2(1-p)}$$

que es la primera fórmula de Clément.

### 2.6.3 – Fórmula de Boissezon y Haït

En el año 1965 los ingenieros franceses Boissezon y Haït, publican en *La Houille Blanche* el artículo *Calcul des débits dans les réseaux d'irrigation*, en el cual presentan una primera generalización de la fórmula desarrollada por Clément en 1955.

$$Q = npd + U\sqrt{npd^2(1-p)}$$

La fórmula de Clément, consistente en una suma estadística de los caudales demandados para una probabilidad determinada de que fueran satisfechos, era muy útil, ya que se podían calcular con facilidad diversos supuestos y preparar ábacos con los que determinar los caudales circulantes por los distintos tramos de la red; pero tenía algunas limitaciones importantes derivadas de las simplificaciones asumidas en su concepción inicial: suponer que todas las tomas son iguales y suponer que todas tienen la misma probabilidad de estar abiertas o cerradas. Estas dos simplificaciones no se corresponden con la realidad porque las parcelas y fincas que componen una zona regable tienen superficies diferentes, lo cual implica que tengan dotaciones y grados de libertad distintos. Además, los autores identifican otras limitaciones como situaciones en las que el número de tomas servidas es reducido y la estadística no se ajusta bien cuando se emplean muestras pequeñas, o que las tomas no funcionan de manera completamente independiente sino que puede existir cierta relación entre ellas.

Los proyectistas de la época aplicaban la fórmula de Clément y posteriormente efectuaban algunos ajustes correctores basándose en observaciones y datos empíricos de explotación de las redes existentes, tales como:

- Adoptar una probabilidad de satisfacción más alta en los terminales que en las conducciones de cabecera.

- Mayorar los caudales resultantes aplicando un coeficiente corrector, siendo este coeficiente decreciente desde los terminales a la cabecera de la red.
- Emplear una ley de acumulación directa de caudales en los terminales.
- Tener en cuenta posibles acumulaciones en puntos determinados de la red. Si bien, muchos autores consideraban que estas acumulaciones locales estaban bien recogidas en la expresión estadística de Clément.

Boissezon y Haït introdujeron una serie de modificaciones en la expresión inicial de Clément con objeto de superar las limitaciones antedichas y de tener en cuenta los ajustes que se efectuaban en la práctica. Los cambios que realizaron son básicamente los siguientes:

- La diferenciación en distintos grupos de tomas y probabilidades de apertura, de forma que el cálculo se realiza agrupando en subconjuntos las tomas que siendo iguales (mismo limitador de caudal) tienen una probabilidad de funcionamiento similar.
- La aplicación de la ley estadística se realiza solamente para la determinación de los caudales de los ramales principales de la red, que son aquellos en los que se ajusta bien, ya que la muestra es grande. En los terminales, que sirven a un número pequeño de tomas, el caudal se determina sumando directamente los particulares de cada toma, es decir, se supone que todas pueden estar funcionando simultáneamente.

### **Caracterización de parcelas y tomas**

La caracterización para el agrupamiento de parcelas y tomas se realiza en función de dos parámetros: la tasa de regadío y la posibilidad de uso del regadío.

- La tasa de regadío ( $\tau$ ) es el ratio entre la superficie regada y la superficie equipada.

$$\tau = \frac{S_R}{S_E}$$

Es un parámetro que varía en función de la distribución en hojas de la parcela y de la rotación de cultivos. Es habitual considerar que la superficie equipada coincide con la superficie agrícola útil.

- La posibilidad de uso del regadío ( $\alpha$ ) es el ratio entre el número de años en los que se riega en una determinada parcela y el número de años total del periodo considerado.

En función de estos dos parámetros las parcelas se dividen en dos grupos: las de categoría *A* y las de categoría *R*.

Las parcelas de categoría *A* se caracterizan porque tienen una tasa de regadío constante y porque se riegan todos los años. Son por ejemplo pequeños huertos que se cultivan en su totalidad o parcelas independientes, divididas en hojas, tal que todos los años se cultivan y se dejan en barbecho superficies similares.

Las parcelas de categoría *R* se caracterizan porque unos años se riegan en su totalidad y otros no, en función del tipo de cultivo y de la rotación, en general serán subparcelas de una explotación de gran tamaño.

En el cuadro 2.8 se resumen las características de las dos categorías de parcelas:

<b>Categoría parcela</b>	<b>Tasa de regadío</b>	<b>Posibilidad de uso</b>
<b>A</b>	$\tau = \text{constante}$	$\alpha = 1$ (se riega todos los años)
<b>R</b>	$\tau = 0$ (no se riega) $\tau = 1$ (se riega entera)	$\alpha \leq 1$ (unos años se riega y otros no)

*Cuadro 2.8 Definición de parámetros para la caracterización agrupación de las parcelas de riego (Boissezon y Haït 1965)*

Se define también una tercera categoría de parcela, que podría usarse en el cálculo en caso de considerarse necesario y que agruparía aquellas parcelas que no se riegan completamente ( $\tau < 1$ ) y no se riegan todos los años ( $\alpha \leq 1$ ).

### **Parámetros básicos**

Para generalizar la expresión primitiva de Clément, en el método de Boissezon y Haït se definen los siguientes parámetros: el caudal de equipo y la probabilidad de funcionamiento de cada toma.

El caudal de equipo es básicamente la dotación normalizada, es decir ajustada a los módulos de los hidrantes empleados.

La probabilidad de funcionamiento es el cociente entre el tiempo necesario para servir el volumen de agua demandado y el tiempo total que está disponible la red. En las redes a la demanda el tiempo que está disponible la red será en general las 24 horas del día, salvo en circunstancias muy concretas en las que por alguna causa se impida el riego a alguna hora del día.

Respecto a la determinación de estos parámetros Boissezon y Haït incluyen en su artículo las siguientes consideraciones:

- El cálculo de la dotación debe realizarse teniendo en cuenta la alternativa de cultivos a la que se considere va a tender la zona regable. Esta elección es a priori la que conducirá a una red más económica, aunque en un futuro podría comprometer la libertad del usuario para el cultivo de otras alternativas más exigentes, ya que la red puede no estar capacitada para servir demandas más altas.
- El computo de la probabilidad de funcionamiento de cada toma teniendo en cuenta tiempos de disponibilidad de la red inferiores a 24 horas, supone la introducción de un coeficiente de seguridad.

### **Desarrollo estadístico de la fórmula de cálculo**

La fórmula de Boissezon y Haït se desarrolla de forma similar a la original de Clément, en dos etapas. En la primera se establecen las bases, realizándose un análisis de la probabilidad de que una determinada toma esté en funcionamiento; y en la segunda se agrupan estadísticamente los tramos que conforman la red, suponiendo que el comportamiento agregado se aproxima a una ley de distribución normal.

Cada toma  $i$  se caracteriza por la frecuencia media de la demanda ( $\lambda_i$ ), la frecuencia media de funcionamiento ( $\mu_i$ ) y el caudal de equipo ( $d_i$ ).

Suponiendo que cada toma funciona de manera independiente del resto, se tiene que:

- La probabilidad de que una toma  $i$  esté en funcionamiento en un intervalo  $(t, t+dt)$  es:  $\lambda_i \cdot dt$

- La probabilidad de que se cierre una toma  $i$ , que estaba en funcionamiento, durante un intervalo  $(t, t+dt)$  es:  $\mu_i \cdot dt$

Denominando  $p_i(t)$  a la probabilidad de que una toma  $i$  se encuentre abierta en un instante  $t$ , y  $o_i(t)$  a la probabilidad de que se encuentre cerrada en dicho instante, se pueden escribir las ecuaciones diferenciales que caracterizan su funcionamiento:

$$p_i(t + dt) = (1 - \mu_i dt)p_i(t) + \lambda_i dt o_i(t)$$

$$o_i(t + dt) = \mu_i dt p_i(t) + (1 - \lambda_i dt)o_i(t)$$

operando:

$$\frac{p_i(t + dt) - p_i(t)}{dt} = -\mu_i p_i(t) + \lambda_i o_i(t)$$

$$\frac{o_i(t + dt) - o_i(t)}{dt} = \mu_i p_i(t) - \lambda_i o_i(t)$$

cuando  $dt \rightarrow 0$ :

$$\frac{dp_i(t)}{dt} = -\mu_i p_i(t) + \lambda_i o_i(t)$$

$$\frac{do_i(t)}{dt} = \mu_i p_i(t) - \lambda_i o_i(t)$$

En régimen permanente:

$$\mu_i p_i = \lambda_i o_i$$

y con la condición de que:

$$p_i + o_i = 1$$

se obtienen las probabilidades:

$$p_i = \frac{\lambda_i}{\lambda_i + \mu_i}$$

$$o_i = \frac{\mu_i}{\mu_i + \lambda_i}$$

Por otro lado, se define una variable aleatoria  $X$ , tal que:

- X es igual a  $\Delta t$  con una probabilidad  $p_i$ .
- X es igual a 0 con una probabilidad  $o_i$ .

La media de X es  $m_X = p_i \Delta t$

El tiempo de funcionamiento de la red es:  $\sum_{T'} X$ , siendo  $T'$  la duración efectiva de funcionamiento de la red en punta.

Si  $t_i$  es la duración media de funcionamiento de la toma  $i$ , entonces:

$$t_i = m(\sum_{T'} X) = \sum_{T'} m_X = \sum_{T'} p_i \Delta t = p_i \sum_{T'} \Delta t = p_i T'$$

por tanto:

$$p_i = \frac{t_i}{T'}$$

De manera que la probabilidad de que una toma  $i$  esté en funcionamiento se puede escribir como:

$$p_i = \frac{t_i}{T'} = \frac{\lambda_i}{\lambda_i + \mu_i}$$

Conocida la probabilidad de funcionamiento de una toma, el cálculo del caudal que debe circular por la conducción para satisfacer la demanda de dicha toma con una garantía determinada se puede hacer de forma directa. Esto solo es viable cuando el número de tomas es muy reducido. Cuando el número de tomas aumenta el cálculo directo se complica, puesto que se precisa analizar todas las alternativas posibles y estas aumentan de forma exponencial en relación al número de tomas.

Los autores, consideran que en vez de realizar un cálculo directo cuando el número de tomas es suficientemente grande, el comportamiento se puede aproximar a una distribución normal, tal y como había sido propuesto por Clément. Para ello, se define la variable aleatoria  $Q$ , que representa el caudal circulante por una conducción que abastece a  $n$  tomas:

$$Q = Q_1 + Q_2 + Q_3 + \dots + Q_n = \sum Q_i$$

Siendo  $Q_i$  otra variable aleatoria, que represente el caudal demandado por cada toma, tal que:

- $Q_i$  es igual a  $q_i$  con una probabilidad  $p_i$ .
- $Q_i$  es igual a 0 con una probabilidad  $o_i$ .

La media de  $Q_i$  es:

$$m_{Q_i} = p_i q_i$$

La varianza de  $Q_i$  es:

$$\sigma_{Q_i}^2 = p_i q_i^2 - p_i^2 q_i^2 = p_i o_i q_i^2$$

Supuesto que el funcionamiento de las distintas tomas es independiente, la media y la varianza de la variable  $Q$  serán:

$$m_Q = \sum_{i=1}^n p_i q_i$$

$$\sigma_Q^2 = \sum_{i=1}^n p_i o_i q_i^2$$

Cuando el número de tomas  $n$  es suficientemente grande la variable se puede ajustar a una distribución normal. Para ello, aplicando el teorema del límite central, se define la variable tipificada  $U$ , que sigue una distribución normal de media cero y varianza unidad,  $N(0,1)$ .

$$U = \frac{Q - m_Q}{\sqrt{\sigma_Q^2}}$$

Una vez ajustada a la distribución normal, el valor esperable de  $Q$  vendrá dado por:

$$Q = m_Q + U \sigma_Q$$

$$Q = \sum_{i=1}^n p_i q_i + U \sqrt{\sum_{i=1}^n p_i (1 - p_i) q_i^2}$$

### Influencia de la posibilidad de uso del regadío

Según Boissezon y Haït las probabilidades de funcionamiento de cada toma no dependen únicamente de la dotación que deben servir y del hidrante instalado sino que debe tenerse en cuenta también la posibilidad de que vayan a ser utilizadas o no durante una determinada campaña de riego. Esta posibilidad, que variará en función de la rotación de los cultivos, se ha caracterizado mediante el parámetro  $\alpha$ .

Para tener en cuenta la influencia de la posibilidad de uso del regadío se define la variable aleatoria  $Q'_i$ , que representa el caudal demandado por una determinada toma  $i$ ; siendo  $p_i$  la probabilidad de funcionamiento y  $o_i$  la probabilidad de no funcionamiento.

- Si la toma  $i$  es utilizada durante el año (probabilidad  $\alpha_i$ ):
  - $Q'_i$  es igual a  $q_i$  con una probabilidad  $p_i$ .
  - $Q'_i$  es igual a 0 con una probabilidad  $o_i$ .
- Si la toma  $i$  no es utilizada durante el año (probabilidad  $1-\alpha_i$ ):
  - $Q'_i$  es igual a  $q_i$  con una probabilidad 0.
  - $Q'_i$  es igual a 0 con una probabilidad 1.

De donde:

$$\Pr(Q'_i = q_i) = \alpha_i p_i = p'_i$$

$$\Pr(Q'_i = 0) = \alpha_i o_i + (1 - \alpha_i) = 1 - p'_i = o'_i$$

Por lo que la variable  $Q'_i$  será:

- $Q'_i$  es igual a  $q_i$  con una probabilidad  $p'_i = \alpha_i p_i$ .
- $Q'_i$  es igual a 0 con la probabilidad  $o'_i = 1 - p'_i$ .

En un tramo que abastezca a  $n$  tomas, la función aleatoria  $Q'$  será:

$$Q' = Q'_1 + Q'_2 + Q'_3 + \dots + Q'_n = \sum Q'_i$$

Reemplazando los valores de  $Q$  obtenidos en la expresión anterior, por los de  $Q'$  se obtiene:

$$Q = \sum_{i=1}^n p'_i q_i + U \sqrt{\sum_{i=1}^n p'_i (1 - p'_i) q_i^2}$$

que es la fórmula de Boissezon y Haït.

#### 2.6.4 – Primera fórmula generalizada de Clément

En 1966 Clément presenta en el artículo *Calcul des débits dans les réseaux d'irrigation fonctionnant a la demande* una generalización de la fórmula básica de 1955. Esta generalización se conoce como la primera fórmula generalizada de Clément y es el procedimiento de cálculo de caudales para el diseño de redes de riego más utilizado y estudiado hasta la actualidad. Tal y como se ha indicado anteriormente la fórmula primigenia estaba desarrollada bajo la hipótesis de que todas las tomas servidas eran iguales, lo cual no se ajusta a la realidad ya que las parcelas no son iguales y tienen dotaciones y grados de libertad diferentes.

Para generalizar la fórmula Clément utiliza la misma idea de separación por clases, aplicación independiente y suma de resultados que un año antes habían publicado Boissezon y Haït, si bien la separación que establece es mucho más simple y directa radicando ahí gran parte de su éxito posterior.

La fórmula para determinar el caudal  $Q$  necesario para atender las necesidades de un conjunto de  $n$  tomas iguales es:

$$Q = npd + U\sqrt{npd^2(1 - p)}$$

Para su aplicación a un conjunto de tomas heterogéneas Clément propone aplicar la fórmula de manera individual a cada una de las tomas y luego agregar los resultados obtenidos. de forma que la primera fórmula generalizada se puede escribir como:

$$Q = \sum p_i d_i + U \sqrt{\sum p_i d_i^2 (1 - p_i)}$$

en donde:

- $Q$  es el caudal del tramo en estudio.

- $p_i$  es la probabilidad de que el hidrante esté funcionando. Se define como el cociente entre el número de horas/día ( $t'$ ) que el agricultor tendría que tener abierta su toma en el periodo de máximo consumo para dar a las plantas la dotación diaria precisa y el número de horas/día ( $t''$ ) en que la red está capacitada para transportar la dotación diaria.

$$p_i = \frac{t'}{t''}$$

- $d_i$  es la dotación de cada uno de los hidrantes situados aguas abajo de este tramo. Se calcula para cada hidrante, de la forma expuesta en el epígrafe 2.5 y se redondea a la modulación de los limitadores de caudal que se establezca.
- $U$  es la variable tipificada de una distribución normal  $N(0,1)$ , su valor es variable en función de la garantía de suministro seleccionada (probabilidad de que un número máximo determinado de tomas estén funcionando en un momento dado).

La expresión de Clément, como todo ajuste estadístico, no es válida para muestras reducidas. Si se aplica en tramos terminales de la red que sirven a un número pequeño de tomas se pueden obtener valores superiores a los que resultarían de la acumulación directa de las dotaciones de cada toma. Como esta suma directa implica ya una garantía de suministro del 100%, adoptar valores superiores supone sobredimensionar la red. Por ello, en el cálculo se adopta el criterio de fijar como caudal de diseño de cada tramo el correspondiente al menor absoluto entre el valor  $Q$  obtenido por aplicación de la fórmula y el valor  $\sum d_i$ , quedando además cubierta de esta forma la posibilidad de coincidencia total de la demanda en los terminales (Granados 1986).

### 2.6.5 – Segunda fórmula generalizada de Clément

La segunda fórmula generalizada de Clément fue también publicada en 1966, en el mismo artículo en el que se recoge la generalización de la primera. Con esta segunda fórmula Clément pretende conseguir un mejor ajuste estadístico, para lo que basa la concepción del problema en un modelo matemático distinto. Considera que el funcionamiento de la red se asimila a una sucesión de demandas en el tiempo: aparecen (apertura de la toma), tienen una duración determinada (tiempo de riego) y desaparecen

(cierre de la toma); que se puede caracterizar como un proceso estocástico de Markov de nacimiento y muerte.

### **Procesos de nacimiento y muerte**

Los procesos estocásticos son aquellos en los que un conjunto de variables evolucionan de forma aleatoria con respecto a otra variable de referencia, que suele ser el tiempo. Existen numerosos fenómenos representativos de este tipo de procesos, como por ejemplo la evolución de las variables meteorológicas, de la demografía de una población o de los índices bursátiles.

Los procesos estocásticos se clasifican en función de si el cambio de un estado a otro se puede producir en cualquier instante de tiempo, denominándose procesos continuos; o de si el cambio solo puede producirse en instantes determinados, denominándose procesos discretos.

Los procesos en los cuales la evolución solo depende del estado en el que se encuentra el sistema y no de la historia previa se conocen como procesos de Markov. En un proceso de Markov la evaluación del comportamiento futuro se realiza únicamente a partir de su situación actual. Un caso particular de los procesos de Markov son los procesos de nacimiento y muerte, en los cuales se hace un balance probabilístico de los nacimientos (entradas o llegadas) y las muertes (salidas) que se producen en un sistema con objeto de dimensionar su capacidad. Son procesos que sirven para modelar multitud de fenómenos cotidianos, si bien han sido ampliamente estudiados dentro de la teoría de colas y utilizados en el análisis de sistemas informáticos y de telecomunicaciones (Puigjaner 2001).

Las ecuaciones de un proceso de nacimiento y muerte se determinan a partir de la suma de las probabilidades de los eventos que se pueden producir para que un sistema cuente con un número  $j$  de elementos en un instante  $t$  determinado. Si se denomina  $P(j,t)$  a la probabilidad de que haya  $j$  elementos en el instante  $t$  y se considera un intervalo de cambio  $\Delta t$  suficientemente pequeño, el sistema solo puede variar en un elemento más (nacimiento) o un elemento menos (muerte) o quedarse como está. Por tanto, para que en el instante  $t+\Delta t$  haya  $j$  elementos en el sistema solo pueden producirse tres eventos distintos, posibles e incompatibles entre sí:

- Evento 1. En un instante  $t$  determinado el sistema contiene  $j-1$  elementos y se produce un nacimiento:

$$P_1 = P(j-1, t)\lambda_{j-1}\Delta t$$

siendo  $\lambda_j$  la tasa de nacimientos.

- Evento 2. En un instante  $t$  determinado el sistema contiene  $j+1$  elementos y se produce una muerte:

$$P_2 = P(j+1, t)\mu_{j+1}\Delta t$$

siendo  $\mu_j$  la tasa de muertes.

- Evento 3. En un instante  $t$  determinado el sistema contiene  $j$  elementos y no se produce ni un nacimiento ni una muerte:

$$P_3 = P(j, t)(1 - \lambda_j\Delta t - \mu_j\Delta t)$$

La suma de estas probabilidades es igual a:

$$P = P_1 + P_2 + P_3 = P(j, t + \Delta t/i)$$

Para una variable aleatoria discreta  $X(t)$  que pueda tomar valores de 0 a  $N$ . Las ecuaciones de estado de un proceso de nacimiento y muerte se obtienen cuando  $\Delta t$  tiende a cero:

$$\frac{dP(0, t)}{dt} = -\lambda_0 P(0, t) + \mu_1 P(1, t)$$

$$\frac{dP(j, t)}{dt} = \lambda_{j-1} P(j-1, t) - (\lambda_j + \mu_j) P(j, t) + \mu_{j+1} P(j+1, t)$$

$$\frac{dP(N, t)}{dt} = \lambda_{N-1} P(N-1, t) + \mu_N P(N, t)$$

Si el proceso de nacimiento y muerte se produce en un sistema ergódico evoluciona en el tiempo hacia un equilibrio estadístico de manera que las ecuaciones de estado se pueden representar como:

$$P_j = P_0 \frac{\lambda_0 \lambda_1 \lambda_2 \dots \lambda_{j-1}}{\mu_1 \mu_2 \dots \mu_j}$$

$$\sum_{j=0}^N P_j = 1$$

o lo que es lo mismo:

$$P_j = P_0 \frac{\lambda_0 \lambda_1 \lambda_2 \dots \lambda_{j-1} / \mu_1 \mu_2 \dots \mu_j}{1 + (\lambda_0 / \mu_1) + (\lambda_0 \lambda_1 / \mu_1 \mu_2) + \dots + (\lambda_0 \lambda_1 \lambda_2 \dots \lambda_{N-1} / \mu_1 \mu_2 \dots \mu_{jN})}$$

Que se ajusta a una distribución de Erlang (caso particular de la función de distribución Gamma  $\Gamma(r, \lambda)$  cuando el parámetro  $r$  es un entero positivo).

### Aplicación a una red de riego. Probabilidad de saturación

Clément aplicó este proceso para modelar el funcionamiento de apertura (nacimiento) y cierre (muerte) de las tomas servidas por una red de riego, establecer el número de tomas que pueden estar funcionando simultáneamente y determinar así los caudales de diseño de la misma.

Como punto de partida se considera una red de riego que alimenta a un número  $R$  de tomas iguales. La red, por otra parte, no puede satisfacer simultáneamente toda la demanda, pues no está dimensionada nada más que para abastecer a un número menor  $N$  de tomas.

La duración media del riego de la parcela, o uso de la red por parte de una toma, se supone igual a:

$$\theta = \frac{1}{\mu}$$

Si en un instante dado la red se encuentra en un estado  $j$ , es decir que  $j$  tomas están en funcionamiento, la probabilidad de pasar al estado  $j + 1$  en el intervalo de tiempo  $(t, t + dt)$  es de la forma  $\lambda_j dt$ , y la de pasar al estado  $j - 1$  de la forma  $\mu_j dt$ .

Por otro lado es razonable pensar que la probabilidad de que se produzca una nueva demanda es tanto más grande en cuanto el número de tomas cerradas sea mayor. Una buena aproximación puede consistir en suponer que esta probabilidad sea proporcional a  $R - j$ . Por tanto:

$$\lambda_j = \lambda (R - j) \text{ siendo } \lambda_N = 0$$

Se puede considerar igualmente que todas las duraciones del riego obedecen a la misma función de distribución, por lo que:

$$\mu_j = j\mu \text{ siendo } \mu = \frac{1}{\theta}$$

Se definen las siguientes variables en situación de equilibrio estadístico:

- Sea  $A$  el número medio de aperturas que se producen en el sistema durante un periodo medio de riego  $\theta$  y  $a=A/R$  el número medio de aperturas por toma.
- Sea  $A_I$  el número medio de tomas abiertas durante un instante  $t$  y  $a_I=A_I/R$  el ratio de tomas abiertas en dicho instante.
- Sea  $q$  el caudal ficticio continuo correspondiente a las necesidades de agua de la zona atendida por la red.
- Sea  $T$  la duración de un periodo cualquiera elegido durante el mes punta de la campaña de riego.
- Sea  $r$  el rendimiento de la red, que en tiempo viene dado por  $T'=rT$

Cada toma debe abastecer durante el periodo  $T$  un volumen medio:

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

El número medio de aperturas por toma durante el periodo  $T'$  es:

$$a = \frac{qT}{Rd\theta}$$

siendo  $d$  el caudal medio de una toma.

El número medio de aperturas durante el tiempo  $\theta$  será:

$$a = \frac{qT}{Rd\theta} \cdot \frac{\theta}{rT} = \frac{q}{Rdr}$$

La probabilidad de saturación de entradas o llamadas ( $P_a$ ), es decir la probabilidad de que para una nueva demanda la red se encuentre saturada, es:

$$P_a = \frac{a - a_1}{a}$$

$$a_1 = a(1 - P_a)$$

La saturación indica también el número relativo medio de demandas rechazadas.

Operando en las ecuaciones de estado del proceso y sustituyendo  $\lambda_j$  por  $\lambda (R - j)$  y  $\mu_j$  por  $j\mu$  se obtiene que la probabilidad de saturación:

$$P_j = \frac{\frac{\lambda_j}{\mu_j} \frac{R(R-1) \dots (R-j+1)}{1,2 \dots j}}{\sum_{k=0}^N \frac{\lambda_k}{\mu_k} \frac{R(R-1) \dots (R-k+1)}{1,2 \dots k}}$$

Seguidamente, si se introducen los términos  $p$  y  $o$ :

$$p = \frac{\lambda}{\lambda + \mu} \quad o = 1 - p = \frac{\mu}{\lambda + \mu}$$

donde  $p$  es la probabilidad de que se produzca un nacimiento durante el intervalo y  $o$  la de que se produzca una muerte, y dividiendo el numerador y el denominador por:

$$\frac{\mu^R}{(\lambda + \mu)^R}$$

se obtiene:

$$P_j = \frac{\binom{R}{j} p_j o_{R-j}}{\sum_{k=0}^N \binom{R}{k} p_k o_{R-k}}$$

De donde se deduce la expresión de la probabilidad de saturación en el tiempo, es decir la proporción de tiempo durante la cual la red está saturada, que es:

$$P_N = \frac{\binom{R}{N} p_N o_{R-N}}{\sum_{k=0}^N \binom{R}{k} p_k o_{R-k}}$$

Por otro lado, la probabilidad de saturación de aperturas  $P_a$  se deduce a partir de  $P_N$  sustituyendo  $R-1$  en  $R$ , ya que es igual a la saturación en el tiempo para una red que alimenta a  $R-1$  tomas:

$$P_a = \frac{\binom{R-1}{N} p_N o_{R-1-N}}{\sum_{k=0}^N \binom{R-1}{k} p_k o_{R-1-k}}$$

La tasa media de apertura de tomas será:

$$\Lambda_a = \sum_{j=0}^N \lambda (R - j) P_j = \lambda (R - A_1)$$

La tasa media de riegos atendidos será:

$$\Lambda_m = \Lambda_a (1 - P_a)$$

La tasa media de cierre de tomas será:

$$\Lambda_c = \sum_{j=0}^N \mu j P_j = \mu A_1$$

En situación de equilibrio estadístico  $\Lambda_m = \Lambda_c$ , por lo que:

$$\lambda (R - A_1) (1 - P_a) = \mu A_1$$

$$\frac{\lambda}{\mu} = \frac{A_1}{(R - A_1) (1 - P_a)}$$

Que puesto en función del número medio de aperturas  $a$  y del ratio de tomas abiertas  $a_1$ , da:

$$\frac{\lambda}{\mu} = \frac{a_1}{(1 - a_1)(a_1/a)} = \frac{a}{(1 - a_1)}$$

de donde:

$$\lambda \theta = \frac{a}{1 - a(1 - P_a)}$$

y:

$$p = \frac{\lambda}{\lambda + \mu} = \frac{a}{1 + aP_a}$$

De manera que una vez que establecida la saturación de la demanda (o el número medio de demandas rechazadas) se pueden determinar las probabilidades  $p$  y  $o$  de funcionamiento y cierre de una toma.

### Determinación del número de tomas que pueden funcionar simultáneamente

En la expresión que define la probabilidad de saturación el numerador representa la función de densidad de la distribución binomial y el denominador la función de distribución de probabilidad de dicha distribución. De igual manera que en el desarrollo de la primera fórmula, si se aplica el teorema del límite central, cuando  $R$  es suficientemente grande, la distribución binomial converge hacia una distribución normal o de Gauss.

Si se denomina  $\psi(U')$  a la función de densidad de la ley normal y  $\Pi(U')$  a la función de distribución de dicha ley, se tiene que:

$$\binom{R-1}{N} p_N o_{R-1-N} = \frac{1}{\sqrt{(R-1)po}} \psi(U')$$

$$\sum_{k=0}^N \binom{R-1}{k} p_k o_{R-1-k} = \Pi(U')$$

$$U' = \frac{N - (R-1)p}{\sqrt{(R-1)po}}$$

siendo  $U'$  la variable tipificada de la distribución normal:

De manera que la probabilidad de saturación se puede definir como:

$$P_a = \frac{1}{\sqrt{(R-1)po}} \frac{\psi(U')}{\Pi(U')} = \frac{1}{\sqrt{(R-1)po}} H(U')$$

Estas dos últimas expresiones se pueden reescribir de la forma siguiente:

$$N = (R-1)p + U' \sqrt{(R-1)po}$$

$$H(U') = P_a \sqrt{(R-1)po}$$

y combinarlas para obtener:

$$N = (R - 1)p + \frac{U'H(U')}{P_a}$$

que es la segunda fórmula de Clément, e indica el número de tomas que pueden funcionar simultáneamente para una determinada probabilidad de saturación de la red.

La fórmula adopta una expresión similar a la de la primera, si bien en este caso la variable tipificada de la distribución normal ( $U'$ ) ya no es un parámetro dependiente de la garantía de suministro ( $GS$ ) sino que es función de los valores de  $H(U')$ . Para la aplicación práctica de la fórmula Clément facilita en su artículo un gráfico y una tabla (ver cuadro 2.9) en la que se relacionan los valores de  $H(U')$  con los de  $U'$  y con los productos  $U'H(U')$ .

H(U')	U'	U'H(U')
0,798	0,00	0,000
0,735	0,10	0,074
0,675	0,20	0,135
0,562	0,40	0,225
0,459	0,60	0,275
0,367	0,80	0,294
0,287	1,00	0,287
0,219	1,20	0,263
0,163	1,40	0,228
0,117	1,60	0,188
0,082	1,80	0,147
0,054	2,00	0,108
0,0176	2,50	0,044
0,0044	3,00	0,013

*Cuadro 2.9 Relación de los valores de  $U'$ ,  $H(U')$  y  $U'H(U')$  para aplicación de la segunda fórmula generalizada (Clément 1966)*

### **Generalización de la segunda fórmula de Clément**

Como los valores de la probabilidad de saturación que se fijan suelen ser muy bajos (Clément indica que suelen ser del 1%). El valor de la probabilidad de funcionamiento se puede aproximar a:

$$p = \frac{a}{1 + aP_a} \approx a = \frac{q}{Rdr}$$

Por otra parte si la red es suficientemente grande:

$$R - 1 \approx R$$

$$P_a \approx P_N$$

De lo que resulta que:

$$\lambda\theta \approx \frac{a}{1-a} = \frac{p}{1-p} = \frac{p}{o}$$

Como:

$$\mu = \frac{1}{\theta}$$

$$\lambda = \frac{1}{\theta} \frac{p}{o}$$

entonces:

$$\lambda + \mu = \frac{1}{\theta} \left(1 + \frac{p}{o}\right)$$

Conocido que  $p+o=1$ , la expresión se puede escribir como:

$$\lambda + \mu = \frac{1}{\theta o}$$

Sustituyendo estos valores en las expresiones de la fórmula inicial se obtiene:

$$H(U') = P_a \sqrt{Rpo}$$

$$N = Rp + U' \sqrt{Rpo}$$

que es la expresión aproximada de la segunda fórmula de Clément.

Esta segunda fórmula de la demanda es susceptible de la misma generalización que la primera (Martínez Alonso 2004). La razón está en que el proceso descrito que conduce al establecimiento de la fórmula puede ser descompuesto en una suma de procesos independientes regidos todos ellos por leyes semejantes. Con este criterio se llega a una función similar a la de la primera fórmula de Clément, en donde el coeficiente  $U'$  es un parámetro que depende de la probabilidad de saturación de la demanda.

La expresión que resulta tras la generalización es:

$$H(U') = P_a \sqrt{\sum p_i o_i}$$

$$Q = \sum p_i d_i + U' \sqrt{\sum p_i o_i d_i^2}$$

### 2.6.6 – Fórmula de Mavropoulos

La publicación de la primera fórmula generalizada de Clément en 1966 supuso un salto fundamental en el análisis de los caudales de diseño de las redes de riego. En los años setenta y ochenta hubo un gran desarrollo de proyectos de riego en muchos países del mundo. En esos años el modelo de Clément fue ampliamente utilizado, mucho más que estudiado. Al final de la década de los noventa, con zonas regables maduras y datos reales de explotación, se reactivan los análisis sobre la fórmula de Clément y su ajuste a las demandas reales. En este contexto Mavropoulos propone en su artículo de 1997, *Sviluppo di una nuova formula per il calcolo delle portate di punta nelle reti irrigue con esercizio alla domanda*, una fórmula alternativa para el cálculo de caudales de punta en redes de riego a la demanda. Esta fórmula se distingue porque modela el proceso de apertura y cierre de las tomas como una variable aleatoria con distribución exponencial y el comportamiento agregado de los usuarios mediante una distribución de Weibull.

#### Tiempo de espera entre aperturas. Distribución exponencial

El estudio del tiempo entre dos eventos consecutivos (bien de apertura o de cierre de alguna toma) se realiza mediante la distribución exponencial, a la que se llega partiendo de la distribución o proceso de Poisson.

El proceso de Poisson se utiliza en múltiples modelos físicos y matemáticos para describir el número de sucesos o eventos que se pueden producir en un determinado periodo de tiempo. Como extensión de la misma y también utilizada ampliamente se define la distribución exponencial, que representa el tiempo de espera entre dos eventos consecutivos.

Se define una variable aleatoria discreta  $X(t)$ , que representa el número de eventos (apertura de tomas) que se producen en un intervalo de tiempo  $[0, t)$ . La distribución de probabilidad de la variable  $X$  seguirá un proceso de Poisson si:

- El número de eventos que se puede producir en un intervalo es independiente del número de eventos que se pueden producir en otro intervalo distinto (siempre y cuando los intervalos no se solapen):  $(t_1, t_2)$ ,  $(t_2, t_3)$ , ..  $(t_{n-1}, t_n)$  para  $t_1 < t_2 < t_3 < \dots < t_{n-1} < t_n$
- En un intervalo de tiempo  $(t, t + \Delta t)$  suficientemente pequeño, puede ocurrir como máximo un evento. De modo que las probabilidades de ocurrencia de cada caso son las siguientes:
  - La probabilidad de que se produzca la apertura de alguna toma en el intervalo es  $p = \lambda \Delta t + o(\Delta t)$ .
  - La probabilidad de que se no se abra ninguna toma en el intervalo es  $p = (1 - \lambda) \Delta t + o(\Delta t)$ .
  - La probabilidad de que se produzcan dos o más aperturas en el intervalo  $(t, t + \Delta t)$  es 0.

El parámetro  $\lambda$  representa la tasa media de aperturas por unidad de tiempo y  $o(\Delta t)$  es una función de  $\Delta t$ , que se define tal que:

$$\lim_{\Delta t \rightarrow 0} \frac{o(\Delta t)}{\Delta t} = 0$$

- En periodos de tiempo iguales, la probabilidad de que se produzca un número determinado de aperturas es la misma.

La función de masa de probabilidad de la variable  $X(t)$  será:

$$P(x, t) = e^{-\lambda t} \frac{(\lambda t)^x}{x!} \quad x = 0, 1, 2, \dots, n$$

cuya media y varianza son:

$$m_x = \lambda t$$

$$\sigma_x^2 = \lambda t$$

Se denomina  $T_\lambda$  a la variable aleatoria continua que representa el tiempo de espera entre una apertura y otra. Para fijar la distribución de probabilidad de  $T_\lambda$  se parte de la

premisa siguiente:  $T_\lambda$  es mayor que un valor  $t$  cuando en un intervalo  $[0, t)$  no se abre ninguna toma, es decir:

$$[T_\lambda > t] = [X(t) = 0]$$

por tanto:

$$P[T_\lambda > t] = P[X(t) = 0] = P(0, t) = e^{-\lambda t}$$

siendo la función de distribución de probabilidad de  $T_\lambda$ :

$$F_{T_\lambda}(t) = P[T_\lambda \leq t] = 1 - P[T_\lambda > t] = 1 - e^{-\lambda t} \quad t \geq 0$$

que es una distribución exponencial, con función de densidad de probabilidad:

$$f_{T_\lambda}(t) = \lambda e^{-\lambda t} \quad t \geq 0$$

y media y varianza:

$$m_{T_\lambda} = \frac{1}{\lambda}$$

$$\sigma_{T_\lambda}^2 = \frac{1}{\lambda^2}$$

Siguiendo un razonamiento análogo se obtiene el tiempo de espera cuando el evento en vez de la apertura una toma es el cierre ( $T_\mu$ ). La variable aleatoria  $T_\mu$  tiene también una distribución exponencial:

$$F_{T_\mu}(t) = 1 - e^{-\mu t} \quad t \geq 0$$

con función de densidad de probabilidad:

$$f_{T_\mu}(t) = \mu e^{-\mu t} \quad t \geq 0$$

donde  $\mu$  es el parámetro que representa la tasa media de cierres por unidad de tiempo.

Las variables  $T_\lambda$  y  $T_\mu$  definen los tiempos de espera entre eventos de apertura y cierre de tomas en la red. Se puede definir otra variable  $T_j$ , que represente el comportamiento conjunto, o tiempo de espera de la red. Esta variable tendrá una distribución de probabilidad exponencial bidimensional, es decir:

$$T_j = T_\lambda T_\mu$$

$$F_{T_j}(t) = F_{T_\lambda}(t)F_{T_\mu}(t) = (1 - e^{-\lambda t})(1 - e^{-\mu t}) \quad t \geq 0$$

con función de densidad de probabilidad:

$$f_{T_j}(t) = \lambda\mu e^{-(\lambda+\mu)t} \quad t \geq 0$$

### Caudal requerido. Distribución de Weibull

El caudal requerido por una red de riego es función directa del número de tomas que estén abiertas en un instante dado. El comportamiento de las demandas de una toma (tiempo de espera entre dos aperturas o cierres consecutivos) se ha estudiado y ajustado a una variable con distribución exponencial de probabilidad. En una red destinada a servir a un número  $n$ , suficientemente grande de tomas, el comportamiento agregado se puede caracterizar generalizando la función exponencial. Esta generalización se puede realizar hacia una distribución Gamma o hacia una distribución de Weibull.

Mavropoulos extiende el funcionamiento de una toma al de la red empleando la distribución de Weibull. Se trata de un modelo muy flexible, capaz de generar curvas de distribución muy diferentes y de ajustarse a una gran variedad de conjuntos de datos. Su uso está muy extendido en ingeniería, especialmente en el estudio de la fiabilidad y durabilidad de materiales, componentes o equipos.

La función de densidad de probabilidad de una variable aleatoria  $X$  con distribución de Weibull es:

$$f_X(x) = \frac{\alpha}{\gamma} \left( \frac{x - \beta}{\gamma} \right)^{\alpha-1} e^{-\left( \frac{x - \beta}{\gamma} \right)^\alpha} \quad x - \beta > 0$$

y la función de distribución de probabilidad es:

$$F_X(x) = P[X \leq x] = 1 - e^{-\left( \frac{x - \beta}{\gamma} \right)^\alpha} \quad x - \beta > 0$$

en donde:

- $\alpha$  es el parámetro de forma. Define la simetría de la distribución y hacia donde está sesgada. Para valores de  $\alpha$  menores de 3,6 la función de densidad tiene una asimetría positiva, estando sesgada hacia la izquierda; cuando  $\alpha$  es igual a 3,6 la función es simétrica y se asemeja a una

distribución normal; y cuando toma valores superiores a 3,6 es también asimétrica, pero la asimetría es negativa estando sesgada hacia la derecha. En el caso particular de  $\alpha=1$  la distribución de Weibull es igual a una exponencial.

- $\beta$  es el parámetro de posición o de localización. Determina el punto de partida u origen de la distribución, en el caso de una red de riego representa el caudal mínimo considerado.
- $\gamma$  es el parámetro de escala (o vida característica cuando el parámetro de localización es igual a cero). Determina el rango de distribución de la variable aleatoria, en el caso una red de riego representa la dispersión de la distribución de caudales.

La generalización de una variable con distribución exponencial a otra con distribución de Weibull, puede realizarse partiendo de la relación siguiente: la variable aleatoria  $X$  tendrá una distribución de Weibull con parámetro de forma  $\alpha$ , parámetro de posición  $\beta$  y parámetro de escala  $\gamma$ , si la variable aleatoria  $Y$  tiene una distribución de probabilidad exponencial, siendo  $Y$ :

$$Y = \left( \frac{x - \beta}{\gamma} \right)^\alpha \quad \alpha > 0 \quad \gamma > 0$$

Si esta generalización se aplica a una red de riego, en la que la variable  $Y$  es  $t$ , el tiempo de espera entre aperturas y la variable  $x$  es  $Q$ , el caudal requerido en un instante dado, se obtiene la expresión siguiente:

$$Q = \beta + \gamma t^{1/\alpha}$$

Cuando  $t \rightarrow 0$  la probabilidad  $p \rightarrow 1$ . Es decir, que cuando el periodo de tiempo entre dos aperturas consecutivas de una toma es muy pequeño es razonable pensar que el hidrante está funcionando casi continuamente. En este caso, con los hidrantes abiertos de forma permanente, el caudal requerido por la red será el máximo.

$$t \rightarrow 0 \quad Q = Q_{m\acute{a}x} = nd$$

supuesto una conducción que alimenta a un número  $n$  de tomas iguales con una dotación establecida  $d$ .

En el extremo opuesto, cuando  $t \rightarrow \infty$  la probabilidad  $p \rightarrow 0$ . En este caso el periodo de tiempo entre dos aperturas consecutivas es muy alto, lo que significa que el hidrante está prácticamente siempre cerrado, por lo que el caudal requerido será mínimo.

$$t \rightarrow \infty \quad Q = Q_{min} = 0$$

Otro caso concreto es cuando  $t=1$ , entonces:

$$t = 1 \quad Q = \beta + \gamma$$

y sustituyendo este valor en la función de distribución de probabilidad, se obtiene:

$$F_Q(Q) = 1 - e^{-\left(\frac{Q-\beta}{\gamma}\right)^\alpha} = 1 - e^{-1} = 0,6321$$

Esto significa que la probabilidad de que la variable aleatoria  $Q$  sea igual o menor a la suma  $\beta+\gamma$  es igual a 0,6321, o lo que es lo mismo que  $\beta+\gamma$  representa el 63,21% del caudal requerido. Si se considera que el parámetro de posición  $\beta$  representa el 50% del caudal requerido (porque en los casos extremos  $t \rightarrow 0$  y  $t \rightarrow \infty$  se identifica con la capacidad requerida  $Q_{MAX}$  y  $Q_{MIN}$ ) y que el 13,21% restante corresponde al parámetro de escala  $\gamma$ , se tiene:

$$Q = 0,5Q_{m\acute{a}x} + 0,1321Q_{m\acute{a}x} = 0,5npd + 0,1321npd \quad p = 1$$

$$Q = 0,5npd + \frac{1}{1,8925} \frac{0,5}{2} npd \quad p = 1$$

o bien:

$$Q = npd + \frac{1}{1,8925} npod \quad p = 0,5 \quad o = (1 - p) = 0,5$$

A partir de lo cual, Mavropoulos iguala el parámetro de posición  $\beta$  al valor medio de la distribución binomial y aproxima el parámetro de escala  $\gamma$  a la mitad de su varianza:

$$\beta = npd$$

$$\gamma = \frac{1}{1,8925} npod$$

De modo que el caudal requerido se puede expresar de la forma siguiente:

$$Q = \beta + \gamma t^{1/\alpha}$$

$$Q = npd + 0,5284np(1 - p)d^\alpha \sqrt[\alpha]{t}$$

Por otra parte, la probabilidad de funcionamiento está directamente relacionada con el tiempo  $t$  que transcurre entre dos aperturas, lo cual se ha caracterizado empleando una distribución exponencial:

$$p = e^{-\lambda t}$$

siendo el tiempo  $t$ :

$$t = -\frac{1}{\lambda} \ln p$$

Sustituyendo este valor en la expresión anterior resulta:

$$Q = npd + 0,5284np(1 - p)d^\alpha \sqrt[\alpha]{\ln p^{-1/\lambda}}$$

En el caso de que las tomas no sean homogéneas, se puede generalizar la fórmula del mismo modo que se generaliza la primera fórmula de Clément. El caudal requerido  $Q$  será la suma de los caudales requeridos  $Q_i$  que se calculan individualmente para cada una de las tomas (con su dotación y probabilidad de funcionamiento), resultando:

$$Q = \sum_{i=1}^n p_i d_i + 0,5284 \sum_{i=1}^n p_i (1 - p_i) d_i^\alpha \sqrt[\alpha]{\ln p_i^{-1/\lambda}}$$

que es la fórmula de Mavropoulos.

El valor del parámetro  $\alpha$ , que determina la forma de la distribución de Weibull, está relacionado con el tiempo que se prevé utilizar la red sobre el total que está disponible (habitualmente las 24 horas del día). Cuando se prevé utilizar la red durante las 24 horas Mavropoulos recomienda utilizar un valor  $\alpha=4$ , si se prevé utilizar la red menos de las 24 horas que estará disponible recomienda emplear  $\alpha=2$  y si se quiere comparar los resultados con los de la fórmula de Clément (distribución normal) entonces indica que se debe usar  $\alpha=3,6$ . Si se comparan los resultados de caudales obtenidos con los distintos valores de  $\alpha$  se comprueba que para valores menores de  $\alpha$  se obtienen caudales mayores, lo cual puede explicar el hecho de que si la red se va a utilizar menos horas que las 24 disponibles la demanda se concentrará más y los caudales requeridos serán mayores (Martínez Alonso 2004).

### Coeficiente de corrección. Fórmula de Mavropoulos

Para la aplicación práctica de la fórmula Mavropoulos introduce un coeficiente de corrección ( $\lambda_M$ ), que pretende tener en cuenta que el comportamiento individual de los agricultores no es completamente independiente y que la probabilidad de uso de las tomas no es constante. Estas variaciones pueden ser debidas a múltiples factores difíciles de controlar, tales como: la pertenencia de varias parcelas a un mismo agricultor, las normas particulares que pueda establecer una comunidad de regantes, los sistemas de riego disponibles, las costumbres locales, etc.

El coeficiente de corrección se aplica al segundo término de la fórmula, de forma que queda de la siguiente manera:

$$Q = \sum_{i=1}^n p_i d_i + \lambda_M 0,5284 \sum_{i=1}^n p_i (1 - p_i) d_i \sqrt{\ln p_i^{-1/\lambda}}$$

En lo relativo al valor de  $\lambda_M$ , Mavropoulos indica que debe ser mayor de 1 (su objeto es mayorar los valores resultantes de la fórmula) y que cada proyectista lo puede ajustar en función de su experiencia; si bien, recomienda el uso de  $\lambda_M = 1,5$  cuando el tiempo de funcionamiento de la red sea de 24 horas y  $\lambda_M = 2$  cuando el tiempo de funcionamiento previsto sea menor de 24 horas; otra posibilidad en este último caso sería el uso de  $\lambda_M = 1,8925$  que sirva para tiempos de funcionamiento menores de 24 horas y simplifica la expresión aritmética ( $1,8925/0,5284=1$ ).

Finalmente y también de cara a la aplicación práctica de la fórmula, Mavropoulos recomienda no utilizarla en tramos que sirvan a un número inferior o igual a cuatro tomas, y propone fijar directamente el caudal de estos tramos mediante la acumulación directa de los caudales de los hidrantes atendidos.

## 2.7 – ANÁLISIS REALIZADOS SOBRE LOS MÉTODOS DE CÁLCULO

La primera fórmula de Clément se ha mostrado como el modelo más completo (en la relación calidad de resultados/sencillez) y ha sido por tanto el modelo más empleado para el cálculo de caudales en el diseño de redes de riego a la demanda. Por ello ha sido analizado en diversos estudios, contrastándose tanto los resultados que ofrece en su

comparación con los otros modelos como con datos reales de caudales de redes en explotación. Se resumen a continuación los resultados y conclusiones obtenidas en los principales trabajos de investigación sobre métodos de cálculo de caudales.

Respecto a los resultados de las distintas investigaciones, y aunque pueda parecer evidente, es importante indicar que para efectuar comparaciones se tienen que comparar cosas iguales. Si no son iguales se deben analizar las diferencias y para poder valorar su influencia en los resultados y por consiguiente en las conclusiones de la comparación. Por ello, en los epígrafes previos se han descrito las fórmulas y los parámetros de diseño. Estos parámetros de diseño tienen una influencia significativa en los resultados obtenidos, como se muestra a lo largo de todo este trabajo de investigación. Esta influencia se pone de manifiesto también en los estudios que han efectuado distintos autores y distintos centros especializados de investigación y en los que a veces se llega a conclusiones distintas, pero que se deben valorar convenientemente ponderadas a la vista de las condiciones empleadas en cada uno de ellos.

### **2.7.1 – Comparación de los resultados de las distintas fórmulas**

#### **Evaluación de caudales de punta en redes de riego a la demanda (Martínez Alonso 2004)**

En la tesis doctoral de Rafael Martínez Alonso, *Evaluación de caudales punta en redes de riego a la demanda* (2004), se analizan y comparan los distintos métodos para el cálculo de caudales en estas infraestructuras. El trabajo de investigación realizado se centra en el estudio de la primera fórmula de Clément, al ser el método que ha alcanzado mayor difusión y ha sido mayormente aceptado y empleado. Se estudia la sensibilidad de los caudales resultantes a las variaciones en la garantía del suministro, en el número de tomas a alimentar y en la alternativa de cultivos y realiza un análisis comparativo de las principales fórmulas estadísticas: 1ª Clément, Boissezon y Haït, 2ª Clément y Mavropoulos.

Con objeto de tener una idea global sobre los resultados que se obtienen al aplicar una u otra fórmula a redes que sirven a tomas heterogéneas, Martínez Alonso realiza un estudio detallado sobre la red de ejemplo (ver figura 2.5) que se incluía en el libro *Infraestructura de regadíos: redes colectivas de riego a presión* para mostrar el modo de aplicación de la primera fórmula generalizada de Clément (Granados 1986).

Se trata de una pequeña red colectiva de riego, de sólo 20 tramos, dispuestos según se indica en el esquema adjunto, en el se muestra también su numeración (ordenadamente de cola a cabecera de la red) y las superficies útiles alimentadas por cada uno de ellos (todos excepto el tramo número 12 alimentan un lote de riego).

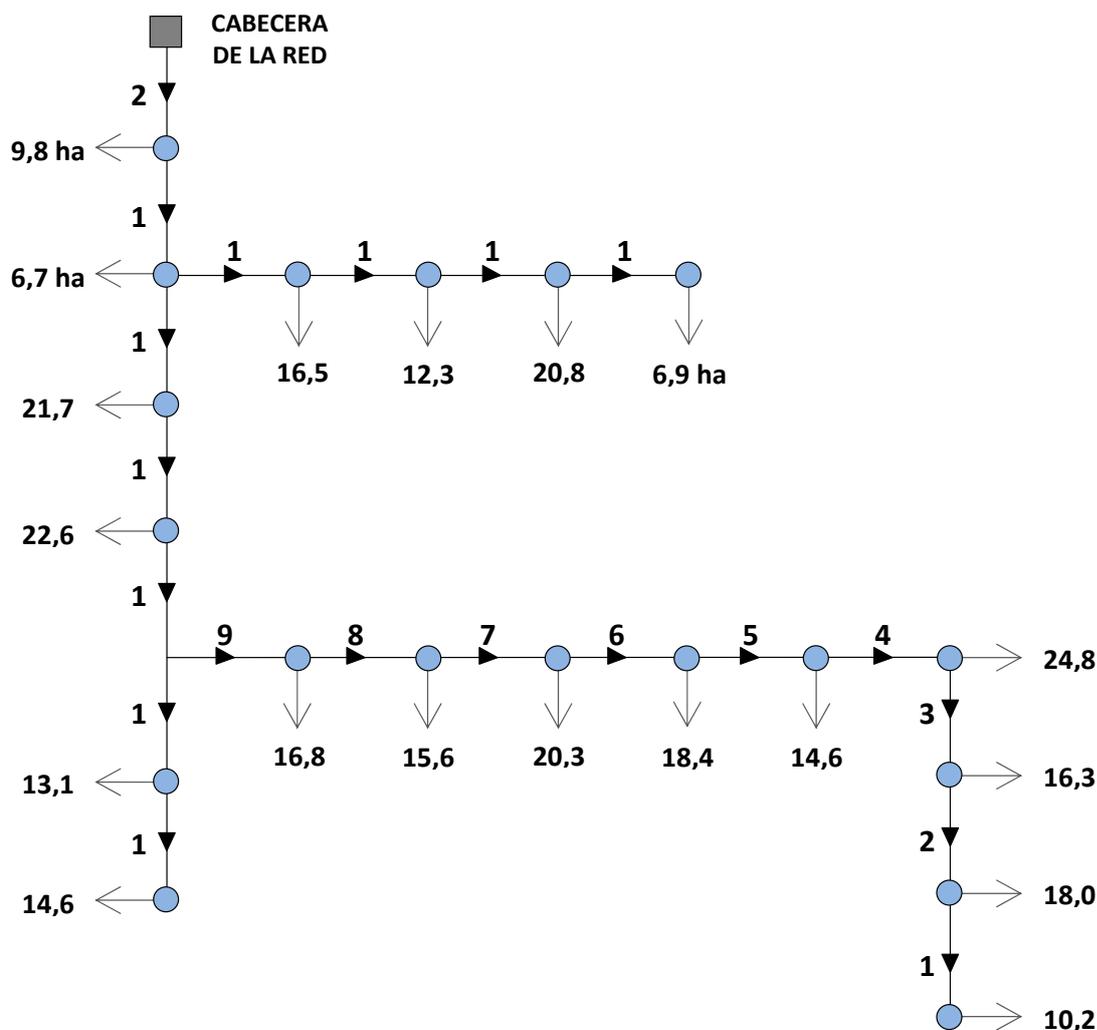


Figura 2.5 Esquema de la red de riego analizada (Martínez Alonso 2004)

En el enunciado del ejemplo propuesto se indican también cuales son las necesidades de agua de la alternativa de cultivos establecida y las condiciones en las que está previsto deba realizarse el suministro:

- Una vez efectuados los estudios agronómicos, se sabe que el periodo de punta de la campaña de riegos coincide con el mes de julio y que el consumo en este mes para la alternativa de cultivos prevista, teniendo en cuenta la eficacia del riego en la parcela, es de  $1.950 \text{ m}^3/\text{ha}$ .

- El caudal ficticio continuo se establece suponiendo que se va a regar todos los días de la semana excepto los domingos y que el agua va a estar a disposición del usuario permanentemente, es decir las 24 horas del día.
- El grado de libertad se fija conforme a lo indicado en el cuadro 2.10, que relaciona el grado de libertad teórico mínimo con la superficie alimentada por cada hidrante. Para establecer las relaciones se considera que las parcelas grandes (aquellas con una superficie igual o superior a 20 ha) deben tener una jornada mínima de riego de 16 h diarias, y que ésta se va reduciendo de forma progresiva hasta las 12 h diarias que precisan las parcelas pequeñas (superficie inferior a 8 ha):

<b>GL teórico</b>	<b>Superficie (ha)</b>
<b>1,5</b>	<b>S ≥ 20</b>
<b>1,6</b>	<b>20 &gt; S ≥ 17</b>
<b>1,7</b>	<b>17 &gt; S ≥ 14</b>
<b>1,8</b>	<b>14 &gt; S ≥ 11</b>
<b>1,9</b>	<b>11 &gt; S ≥ 8</b>
<b>2</b>	<b>S &lt; 8</b>

*Cuadro 2.10 Definición del grado de libertad en función del tamaño de la parcela*

- El rendimiento de la red se establece en  $r = 22/24$ .
- La garantía de suministro se fija en el 96%.
- Los limitadores de caudal de los hidrantes se modulan redondeando por exceso la dotación a múltiplos enteros de 2 l/s.

Se incluye en primer lugar, por su interés, el desarrollo del cálculo para la primera fórmula de Clément. Como se puede observar se trata de un procedimiento muy simple, en el cual el cálculo se puede tabular y resolver de forma mecánica manualmente (como era habitual en los años sesenta a ochenta) o bien programar y resolver mediante el uso de un ordenador (uso actual de la fórmula).

$$Q = \sum p_i d_i + U \sqrt{\sum p_i d_i^2 (1 - p_i)}$$

- Caudal unitario continuo ( $q$ ):

$$q = \frac{1.950 \cdot 10^3}{31 \cdot 86.400 \cdot (6/7)} = 0,85 \text{ l/s y ha}$$

- Dotación ( $d$ ):

$$d_i = q S_i G L_i = 0,85 \cdot S_i G L_i$$

el valor resultante será redondeado por exceso a múltiplos enteros de 2 l/s.

- Valor del producto  $p_i d_i$ :

$$p_i d_i = \frac{q}{r} S_i = \frac{0,85}{22/24} S_i = 0,93 \cdot S_i$$

- Valor de  $U$  (variable tipificada de la distribución normal  $N(0,1)$ ). Para una garantía de suministro del 96%,  $U$  tiene un valor de 1,75.

En el cuadro 2.11 se muestra el proceso operativo completo para la determinación de los caudales conforme a la primera fórmula de Clément. Los caudales de diseño serán los menores entre los valores  $Q$  resultantes de aplicar la fórmula y los valores  $\sum d_i$ , resultantes de la suma directa de todas las demandas a cubrir por un tramo  $i$ .

Tramo	$S_i$	$\sum S_i$	GL	$d_i$	$\sum d_i$	$d_i \cdot p_i$	$\sum d_i \cdot p_i$	$d_i^2 p_i (1-p_i)$	$\sum d_i^2 p_i (1-p_i)$	Q	Caudal diseño (l/s)
1	10,20	10,20	1,9	18	18	9,46	9,46	80,79	80,79	25,2	18,0
2	18,00	28,20	1,6	26	44	16,69	26,15	155,38	236,17	53,0	44,0
3	16,30	44,50	1,7	24	68	15,11	41,26	134,30	370,47	74,9	68,0
4	24,80	69,30	1,5	32	100	23,00	64,26	207,05	557,52	106,3	100,0
5	14,60	83,90	1,7	22	122	13,54	77,80	114,56	692,08	123,8	122,0
6	18,40	102,30	1,6	26	148	17,06	94,86	152,50	844,58	145,7	145,7
7	20,30	122,60	1,5	26	174	18,82	113,68	135,09	979,67	168,5	168,5
8	15,60	138,20	1,7	24	198	14,47	128,15	137,92	1.117,59	186,7	186,7
9	16,80	155,00	1,7	26	224	15,58	143,73	162,35	1.279,94	206,3	206,3
10	14,60	14,60	1,7	22	22	13,54	13,54	114,56	114,56	32,3	22,0
11	13,10	27,70	1,8	22	44	12,15	25,69	119,68	234,24	52,5	44,0
9+11	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
12	0	182,70	0	0	268	0	169,42	0	1.514,78	237,5	237,5
13	22,60	205,30	1,5	30	298	20,96	190,38	189,52	1.703,70	262,6	262,6

Tramo	$S_i$	$\sum S_i$	GL	$d_i$	$\sum d_i$	$d_i \cdot p_i$	$\sum d_i \cdot p_i$	$d_i^2 p_i (1-p_i)$	$\sum d_i^2 p_i (1-p_i)$	Q	Caudal diseño (l/s)
14	21,70	227,00	1,5	28	326	20,12	210,50	158,52	1.862,22	286,0	286,0
15	6,90	6,90	2,0	12	12	6,40	6,40	35,84	35,84	16,9	12,0
16	20,80	27,70	1,5	28	40	19,29	25,69	168,04	203,88	50,7	40,0
17	12,30	40,00	1,8	20	60	11,40	37,09	98,02	301,90	67,5	60,0
18	16,50	56,50	1,7	24	84	15,30	52,39	133,11	435,01	88,9	84,0
14+18	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
19	6,70	290,20	2,0	12	422	6,21	269,10	35,95	2.333,18	353,6	353,6
20	9,80	300,00	1,9	16	438	9,09	278,18	62,81	2.396,99	363,8	363,8

Cuadro 2.11 Aplicación de la primera fórmula generalizada de Clément ( $GS=96\%$ )

A pesar de que la red del ejemplo consta de un número muy pequeño de tramos, se puede ya comprobar cómo la dotación unitaria se va reduciendo paulatinamente conforme aumenta la muestra, resultando los siguientes valores:

Tramo	Número parcelas servidas	S servida (ha)	Dotación unitaria (l/s y ha)
5	5	83,90	1,45
9	9	155,00	1,33
14	13	227,00	1,26
20	19	300,00	1,21

Cuadro 2.12 Evolución de la dotación unitaria en función del número de parcelas servidas

El valor asintótico de la dotación unitaria, al cual se aproximarían los caudales de cabecera de las grandes arterias en el caso de que la red alimentase a un número enorme de hidrantes, sería:

$$\frac{p_i d_i}{S_i} = 0,93 \text{ l/s y ha}$$

en el que las arterias de cabecera de la red suministrarían exactamente el caudal ficticio continuo, es decir habría un reparto perfectamente uniforme de la demanda.

En el cuadro 2.13 tomado de la tesis de Martínez Alonso, se recogen los valores comparativos de los caudales resultantes al aplicar al ejemplo propuesto las fórmulas de cálculo referenciadas. Los cálculos con la fórmula de Mavropoulos se han efectuado empleando los parámetros siguientes:  $\alpha = 3,6$  (distribución de Weibull simétrica) y  $\lambda_M = 2$  (tiempo de funcionamiento de la red menor de 24h).

Tramo	Nº tomas	Caudal acumulado	1ª Clément (GS=96%)	Boissezon y Haït	2ª Clément	Mavropoulos
1	1	18	18	18	18	18
2	2	44	44	44	44	44
3	3	68	68	68	68	68
4	4	100	100	100	100	100
5	5	122	122	122	122	104,8
6	6	148	145,7	148	148	127,4
7	7	174	168,5	174	174	150,8
8	8	198	186,7	180	195,3	171,1
9	9	224	206,3	202	214,6	192,9
10	1	22	22	22	22	22
11	2	44	44	44	44	44
12	11	268	237,5	242	244,5	229,5
13	12	298	262,6	256	270,2	256,2
14	13	326	286	282	292,1	281,3
15	1	12	12	12	12	12
16	2	40	40	40	40	40
17	3	60	60	60	60	60
18	4	84	84	84	84	84
19	18	422	353,6	350	356,2	362,3
20	19	438	363,8	362	365,8	375,4

Cuadro 2.13 Caudales del diseño (l/s) en función de las distintas fórmulas de cálculo (Martínez Alonso 2004)

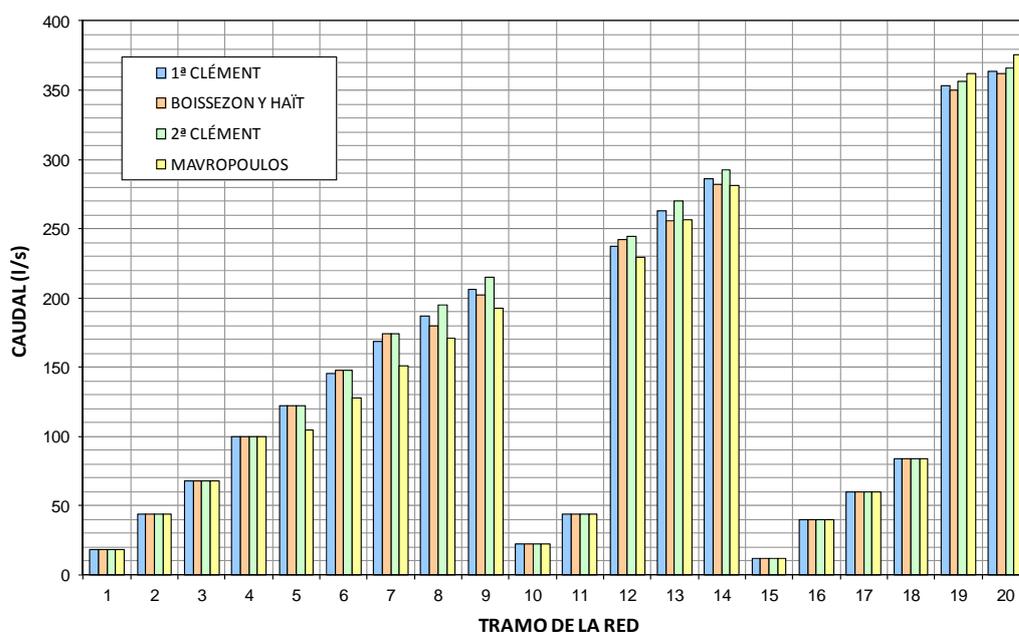


Figura 2.6 Comparación de los caudales de diseño resultantes para las distintas fórmulas de cálculo (Martínez Alonso 2004)

Un examen de los resultados obtenidos al aplicar las distintas fórmulas de cálculo (ver figura 2.6) muestra que los caudales obtenidos son muy similares. Lo cual explica el éxito y la difusión de la primera fórmula de Clément, mucho más empleada que los otros modelos, más complejos y cuya mayor laboriosidad no aporta más verosimilitud ni seguridad de cara a satisfacer las demandas adecuadamente.

Como complemento a los resultados de las distintas fórmulas se incluyen también, en el cuadro 2.14, los caudales correspondientes a la aplicación de la primera fórmula de Clément con valores superiores de la garantía de suministro, desde el 96% al 99% (Granados García 2004). En el mismo se comprueba como al aumentar la garantía se produce un aumento gradual de los caudales. Este aumento es porcentualmente mayor en los tramos intermedios que en los de cabecera. Sin embargo no hay incremento de caudal en los ramales de cola (ya que los mismos están dimensionados suponiendo que hay coincidencia en el riego).

<b>Tramo</b>	<b>1ª Clément (GS=96%)</b>	<b>1ª Clément (GS=97%)</b>	<b>1ª Clément (GS=98%)</b>	<b>1ª Clément (GS=99%)</b>
1	18	18	18	18
2	44	44	44	44
3	68	68	68	68
4	100	100	100	100
5	122	122	122	122
6	145,7	148	148	148
7	168,5	172,5	174	174
8	186,7	191	196,7	198
9	206,3	211	217,1	224
10	22	22	22	22
11	44	44	44	44
12	237,5	242,6	249,2	260,1
13	262,6	268	275	286,5
14	286	291,6	299	311
15	12	12	12	12
16	40	40	40	40
17	60	60	60	60
18	84	84	84	84
19	353,6	359,9	368,1	381,6
20	363,8	370,2	378,5	392,2

*Cuadro 2.14 Caudales del diseño (l/s) para la 1ª fórmula de Clément con distintos valores de la garantía de suministro (Granados García 2004)*

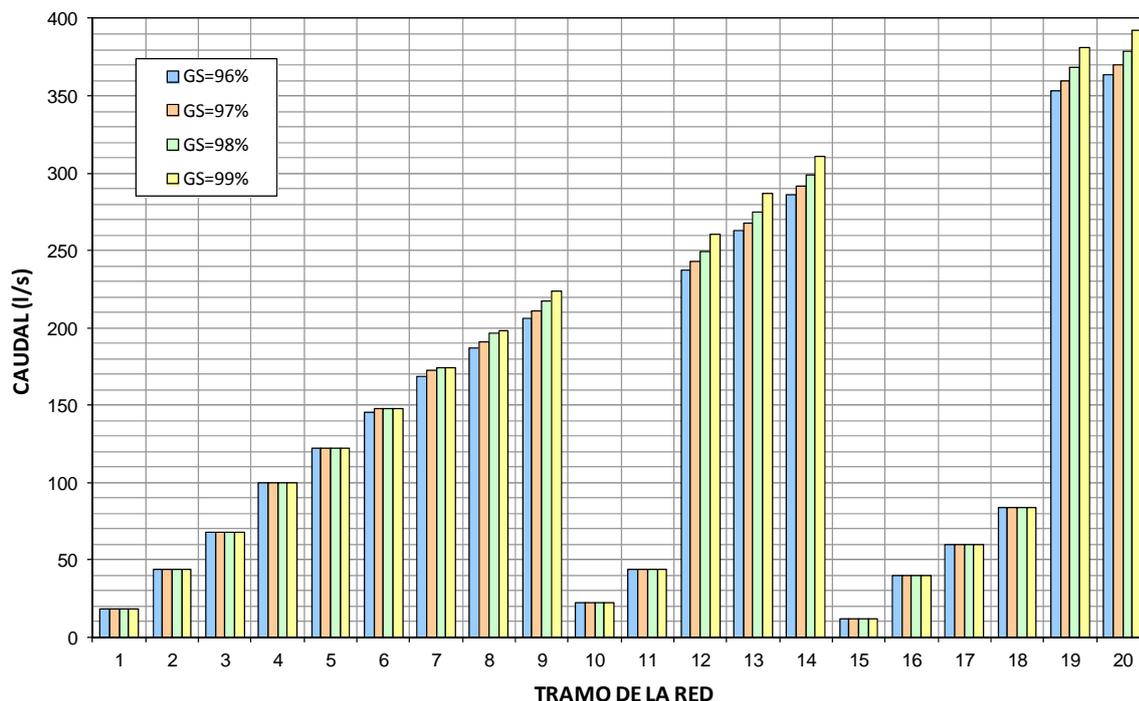


Figura 2.7 Comparación de los caudales de diseño resultantes. 1ª fórmula de Clément con distintos valores de la garantía de suministro (Granados García 2004)

Si se observan los resultados obtenidos al variar la garantía de suministro en la aplicación de la primera fórmula de Clément (ver figura 2.7) se comprueba que, salvo en los ramales de cola en los que el caudal de diseño coincide con la suma directa de las dotaciones servidas, se obtienen diferencias mayores que aquellas derivadas de emplear una u otra fórmula estadística.

Por tanto, a la vista de los resultados, se puede deducir que la utilización de una u otra fórmula para el cálculo de los caudales no ofrece mayor certidumbre, ni tampoco garantiza una mayor robustez de cara a atender las demandas. Se comprueba también que la obtención de los caudales circulantes por la red es muy sensible a la variación de los parámetros del riego (en este estudio en concreto, a la garantía de suministro), más incluso que ante el cambio de la fórmula de trabajo; de lo que se puede concluir afirmando que, en el diseño de una red de riego, es mucho más efectivo utilizar los parámetros adecuados que el empleo de una u otra fórmula de cálculo de caudales.

### Comparación de la primera y la segunda fórmula de Clément (Clément 1966)

En 1966, en el artículo de presentación de la primera y la segunda fórmula, el propio Clément realiza un primer análisis en el que contrasta los resultados que arrojan

ambas fórmulas con objeto de establecer una relación entre la garantía de suministro ( $GS$ ), que es el parámetro que caracteriza el grado de satisfacción de la demanda en su primera expresión, y la probabilidad de saturación ( $P_a$ ), que es el parámetro que hace lo propio en la segunda.

Para ello, aplica ambas fórmulas a redes homogéneas de 25, 100, 400 y 900 tomas y determina cuántas pueden estar abiertas simultáneamente en un instante dado. Para la realización del cálculo supone que cada toma suministra agua a una superficie de 1 ha, que el hidrante está tarado a un caudal de 3 l/s, que el caudal ficticio continuo es de 0,5 l/s y ha, y que el rendimiento de la red es de 0,67. Los resultados obtenidos se muestran en el cuadro 2.15 y la figura 2.8 adjuntos.

Número de tomas (homogéneas)	1ª Clément (GS=95%)	1ª Clément (GS=99%)	2ª Clément ( $P_a=1\%$ )
25	9,8	11,3	11,5
100	32,1	35,0	34,3
400	114,3	120,2	115,2
900	246,4	255,3	245,0

Cuadro 2.15 Comparación de resultados: primera y segunda fórmula (Clément 1966)

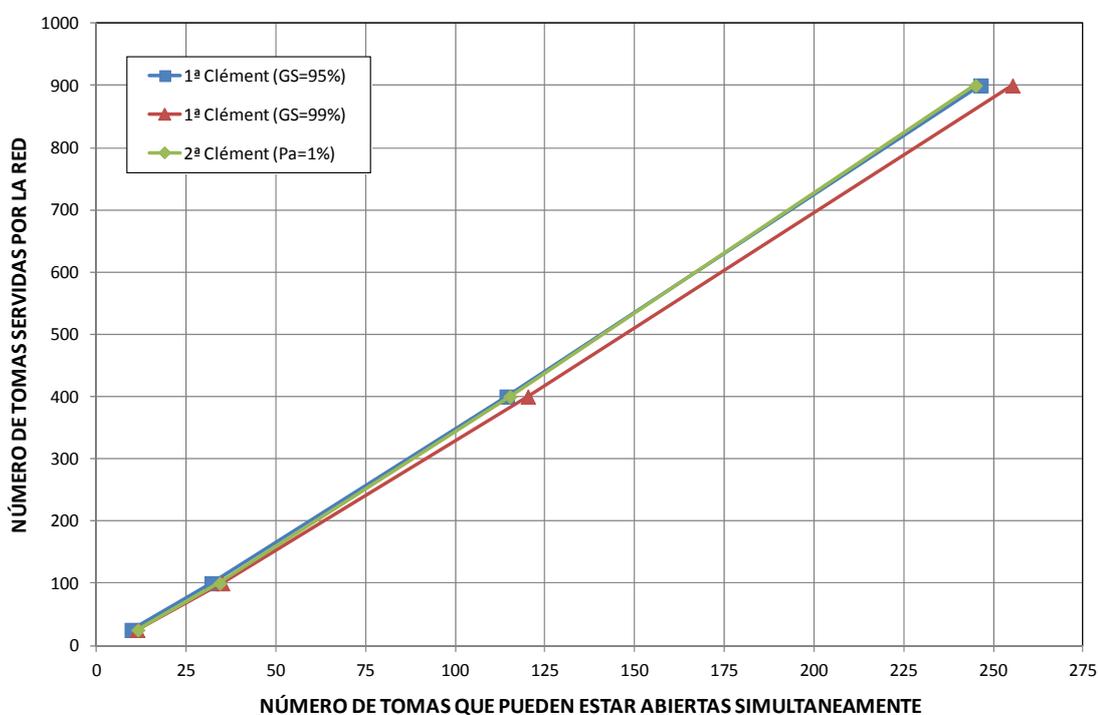


Figura 2.8 Comparación de resultados: primera y segunda fórmula (Clément 1966)

A la vista de estos resultados Clément estima que si se aplica la primera fórmula de la demanda y se persigue obtener una probabilidad de saturación del 1%, en redes pequeñas (hasta 100 tomas) se debe adoptar un valor de la garantía de suministro del 99%; que puede ir disminuyendo conforme aumenta el número de tomas de la red hasta el 95% que recomienda para redes grandes (más de 400 tomas).

### **Aplicabilidad de las fórmulas de Clément a redes de riego por superficie (Clemmens 1986)**

Clemmens, en 1986, desarrolla un modelo específico para la determinación de caudales de circulación en redes de distribución compuestas por canales y acequias, empleadas habitualmente para el riego por superficie. Una vez desarrollado el modelo lo emplea para simular patrones de demanda para una zona regable ubicada en Phoenix, Arizona (Estados Unidos), y compara los resultados obtenidos con los de la aplicación de la primera y segunda fórmula de Clément. Tras cuyo análisis concluye que las fórmulas de Clément no son adecuadas para estimar los caudales de cálculo de este tipo de redes de distribución.

Los valores resultantes de la aplicación de las fórmulas de Clément no se ajustan a las redes estudiadas por Clemmens, que tienen singularidades y características de funcionamiento propias, muy diferentes a las de las redes presurizadas de riego a la demanda. En las redes de riego por superficie analizadas, el número de usuarios servido es menor y se atienden fincas de gran extensión a las que se sirve el agua en un régimen similar al del riego por turnos, en el que los agricultores solicitan el uso con antelación (entre uno y tres días) y la mancomunidad ajusta un calendario de riegos. De esta manera se puede dimensionar una infraestructura de distribución eficiente, pero más pequeña y por tanto más barata que si el riego fuera a la demanda, para cuyas redes se precisan caudales de diseño entre 2 y 3 veces superiores.

### **Comparación de las fórmulas de Clément y Mavropoulos (Camacho et al. 1998) (Rodríguez Díaz et al. 2001) (Rodríguez Díaz et al. 2007)**

Uno de los centros de investigación que ha analizado en detalle todo el proceso de determinación de caudales en redes de riego es la Escuela Técnica Superior de Ingenieros Agrónomos y de Montes (ETSIAM) de la Universidad de Córdoba (UCO). Entre los trabajos realizados en la misma se encuentra una línea relativa a la

comparación y ajuste de las fórmulas existentes (Camacho et al. 1998) (Rodríguez Díaz et al. 2001) (Rodríguez Díaz et al. 2007).

Camacho y otros presentan en 1998 una primera comparación de la fórmula de Clément (la primera), al ser la ecuación estadística más utilizada hasta la fecha, con la fórmula de Mavropoulos, publicada en 1997, en la que se presentaba una caracterización estadística del comportamiento de los usuarios basada en la distribución de Weibull. En este trabajo contrastan los resultados de la aplicación de ambas fórmulas a redes de distintos tamaños. Calculan redes de 10, 30, 50, 100, 200 y 200 tomas, iguales, con una dotación asignada de 12 l/s y con una garantía de suministro del 96%.

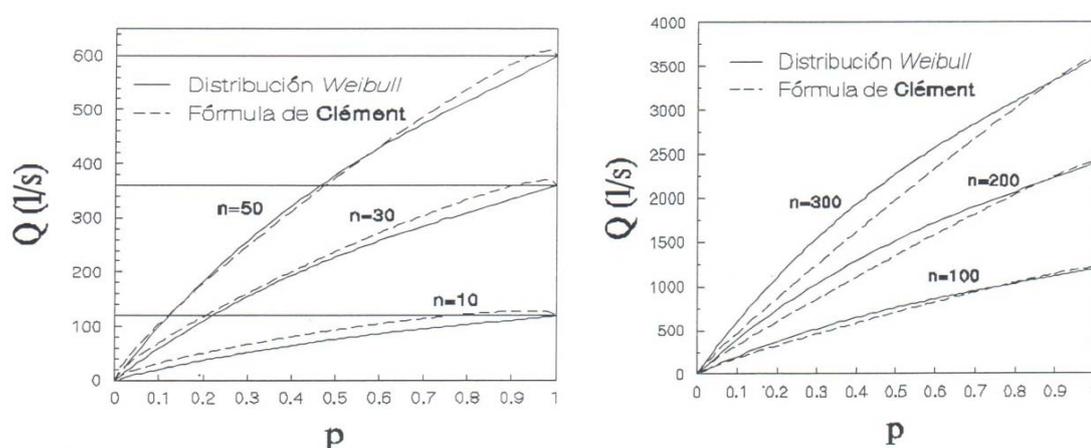


Figura 2.9 Comparación de los caudales resultantes: Clément y Mavropoulos (Weibull)  
(Camacho et al. 1998)

A la vista de los resultados obtenidos (ver figura 2.9) indican las siguientes conclusiones:

- En el caso de redes que sirven a un número pequeño tomas (estudio de 10, 30 y 50 tomas) la fórmula de Clément da valores del caudal superiores a los que arroja la de Mavropoulos. Estos valores llegan incluso a ser incongruentes para probabilidades de funcionamiento altas, ya que son superiores a la suma directa de los caudales demandados con todas las tomas abiertas.

Este hecho ya había sido puesto de manifiesto por diversos autores (Boissezon y Haït 1965) (Clément 1966) (Clément y Galand 1979) (Granados 1986) que proponen distintas medidas para tenerlo en cuenta,

como no aplicar la expresión en los ramales de cola (los que atienden a un número de tomas inferior a un número determinado, que puede ser entre 4 y 10) y sumar sus demandas directamente o tomar como caudal de diseño el menor valor entre el resultante de emplear la fórmula y el de sumar directamente todas las dotaciones.

- En el caso de redes que abastecen a un número elevado de tomas (estudio de 100, 200 y 300 tomas) los caudales resultantes de aplicar la fórmula de Mavropoulos son mayores que los que se obtienen con la expresión de Clément, si bien cuando la probabilidad de funcionamiento de las tomas es elevada los resultados obtenidos son prácticamente iguales (ligeramente superiores con el modelo de Clément).

Los autores indican que en este primer trabajo de comparación únicamente se han estudiado redes con tomas homogéneas y que es conveniente el análisis y el contraste de los resultados en redes reales en explotación.

En trabajos posteriores se efectuaron estudios específicos de caracterización de la demanda aplicados a un caso de estudio real, el sector VIII de la ZR del Genil-Cabra, en Santaella, provincia de Córdoba (Rodríguez Díaz et al. 2001, Rodríguez Díaz et al. 2007). En estos trabajos se desarrolla un modelo de simulación basado en los datos de explotación de dicho sector: topología de la red, parcelas y sistemas de riego, hidrantes instalados, alternativa y fechas de cultivo, precipitación registrada, etc.; que reproduce el funcionamiento de la red y permite obtener las curvas de demanda horarias a lo largo de toda una campaña, de octubre a septiembre del año siguiente. Los resultados de la demanda obtenidos mediante el modelo de simulación se comparan con los resultados que ofrecen las fórmulas estadísticas de Clément y Mavropoulos, con el objeto de determinar qué grado de ajuste ofrecen éstas y de verificar el grado de cumplimiento de las hipótesis en que se basan.

Los resultados del modelo muestran que la demanda real tiende a concentrarse a determinadas horas del día, con dos puntas en el consumo, una por la mañana y otra por la tarde (ver figura 2.10).

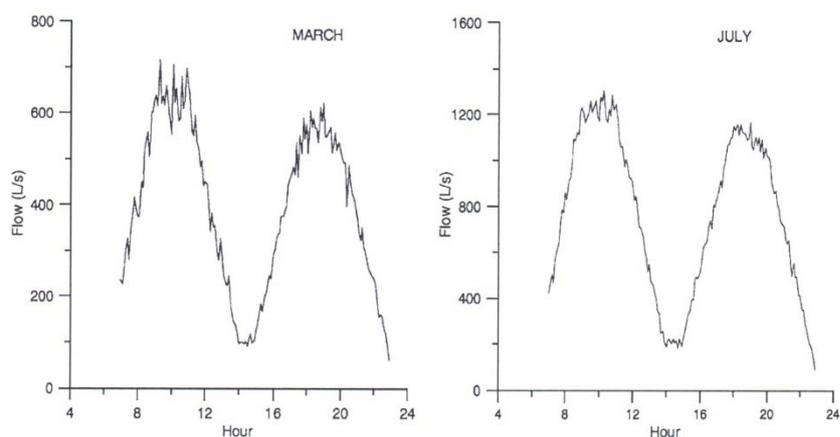


Figura 2.10 Evolución horaria de la demanda durante un día medio (mes de marzo, a la izquierda) y uno de punta (mes de julio, a la derecha) (Rodríguez Díaz et al. 2007)

Los caudales de correspondientes a las demandas reales son inferiores a los caudales de diseño obtenidos mediante las fórmulas de cálculo durante la mayor parte del tiempo de funcionamiento, aunque durante las puntas intradía pueden ser superados (ver figura 2.11). No obstante, si se analiza la probabilidad de fallo del sistema y se compara con la garantía de suministro adoptada, se comprueba que las fórmulas estadísticas ofrecen un buen ajuste, especialmente la de Clément, por lo que los autores concluyen que son un método apropiado para el diseño de redes de riego a la demanda.

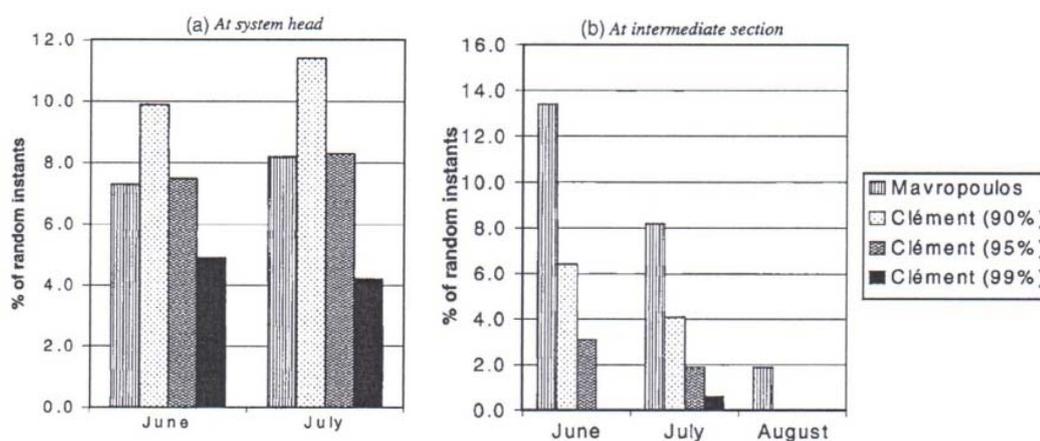


Figura 2.11 Porcentaje de tiempo en el cual la demanda supera el caudal de diseño. Tramo en cabecera de la red (98 tomas, a la izquierda) y tramo intermedio (20 tomas, a la derecha) (Rodríguez Díaz et al. 2007)

En cuanto a la comparación de resultados de las distintas fórmulas el estudio concluye que para redes o tramos de la red que sirven a un número pequeño de tomas la fórmula de Clément, con garantías de suministro superiores al 95% (preferiblemente del

99%) se ajusta mejor al comportamiento real de los usuarios que la de Mavropoulos. Esta última no es apropiada para diseñar estos tramos, ya que ofrece valores de caudal que no cumplen con las garantías establecidas en el diseño. Mientras que para redes que atienden a un número elevado de usuarios ambas fórmulas arrojan resultados muy similares y pueden ser apropiadas para el cálculo de caudales.

Fórmula	Tramo en cabecera (98 tomas) q (l/s)	Tramo intermedio (20 tomas) q (l/s)	Ratio con Mavropoulos Cabecera	Ratio con Mavropoulos Intermedio
<b>1ª Clément (GS=90%)</b>	<b>1.331,89</b>	<b>362,13</b>	<b>0,94</b>	<b>1,14</b>
<b>1ª Clément (GS=95%)</b>	<b>1.401,16</b>	<b>397,56</b>	<b>0,99</b>	<b>1,25</b>
<b>1ª Clément (GS=99%)</b>	<b>1.528,46</b>	<b>462,66</b>	<b>1,08</b>	<b>1,45</b>
<b>Mavropoulos</b>	<b>1.411,86</b>	<b>317,84</b>	<b>1,00</b>	<b>1,00</b>

*Cuadro 2.16 Caudales del diseño para las fórmulas de Clément y Mavropoulos. Caso de estudio: sector VIII ZR Genil-Cabra (Rodríguez Díaz et al. 2007)*

Finalmente, estos autores indican como alternativa para la caracterización estadística del comportamiento de los usuarios el uso de la función Gamma, y comprueban su buen ajuste al caso de estudio presentado.

$$f_x(x) = \frac{\lambda^r x^{r-1} e^{-\lambda x}}{\Gamma(r)} \quad x > 0$$

La distribución Gamma es (al igual que la de Weibull) una extensión de la distribución exponencial, cuyo uso se ha extendido en el modelado de los tiempos de espera entre sucesos. Su función de densidad de probabilidad se define a partir de dos parámetros: el factor de forma ( $r$ ) y el factor de escala ( $\lambda$ ), por lo que es más flexible que otras distribuciones (como la normal) y se puede ajustar bien a distintas poblaciones (Soong 2004), en este caso a los distintos patrones de demanda en una red colectiva de riego.

### 2.7.2 – Análisis realizados sobre la primera fórmula de Clément

Se describen en este punto los trabajos de contraste con datos reales de caudal que se han efectuado desde la publicación de la primera fórmula de Clément hasta la actualidad.

Los estudios realizados se agrupan temporalmente en dos etapas: la primera comprende el periodo de expansión de los sistemas de riego a la demanda, con

investigaciones sobre redes relativamente nuevas, con pocos años en explotación, en la cual destacan los estudios realizados por el Centre Technique du Génie Rural des Eaux et des Forêts (CTGREF 1974 y 1977); y la segunda abarca desde los noventa, en que se retoman las investigaciones sobre el tema, hasta nuestros días, los trabajos se realizan fundamentalmente en los países del Sur de Europa (España, Italia y Portugal) y analizándose redes de riego maduras de las que se cuenta con gran experiencia en la explotación.

Es de resaltar que en los resultados obtenidos existe un consenso general sobre que la fórmula de Clément es un método sencillo, que ofrece resultados adecuados a pesar de que algunas de las hipótesis en las que se basa no se verifiquen en la práctica y que es apropiado para la determinación de caudales en redes de riego a la demanda.

### **Verificación y ajuste de la fórmula de Clément a partir de datos reales de explotación (CTGREF 1974 y 1977)**

Los trabajos efectuados por el CTGREF en los años setenta supusieron un paso importante en la consolidación de la fórmula de Clément, ya que fueron las primeras investigaciones en las que se contrastaba en profundidad los resultados de la fórmula con datos reales de explotación. Se efectuaron estudios para zonas regables situadas en Aix-en-Provence (Sureste de Francia) y en el Loira (Noroeste de Francia), determinándose que la fórmula ofrecía un buen ajuste y que el cumplimiento las condiciones de suministro era adecuado (CTGREF 1974).

En los trabajos se propone también una metodología de calibración de la fórmula (CTGREF 1977) que ha sido estudiada y utilizada en estudios posteriores (Lamaddadela y Ciollaro 1993) y que ofrece resultados interesantes relativos a la evolución del rendimiento de la red ( $r$ ), ya que permite estimarlo en condiciones de servicio y observar cómo puede intervenir como parámetro de ajuste.

De forma resumida, el proceso de calibración propuesto es el siguiente:

- Se analiza la serie de datos y se identifica el periodo de punta, que es para el cual se efectuará la calibración puesto que la red se dimensiona con objeto de atender las puntas (al ser estas las que determinan las condiciones pésimas de trabajo).

- Se calcula el caudal continuo unitario, la media y la desviación típica para dicho periodo (eliminando los días atípicos que pueda haber en el mismo: festivos, domingos, etc.). El cálculo de estos valores se efectúa con todos los datos del periodo y suponiendo que la red se utiliza las 24 horas del día, por lo que si se despejara  $r$  a partir de los mismos se obtendría que su valor es igual a 1.
- Seguidamente se tienen que identificar las conductas de los agricultores para determinar la duración de la jornada de riego real. Una vez re-establecida la duración de la jornada de riego, se vuelven a determinar los valores de la media, la varianza y el rendimiento de la red.
- El proceso se repite, reduciendo progresivamente la duración de la jornada de riego y comparando los valores teóricos y experimentales de la desviación típica hasta que se igualan. En dicho punto el modelo estaría calibrado.

Al igual que otros trabajos de ajuste, la utilidad de esta metodología de cara al diseño es pequeña, puesto que la calibración se efectúa a posteriori con la red ya ejecutada y en explotación. No obstante, es útil para determinar el valor del rendimiento de la red en unas condiciones de funcionamiento concretas, de forma que se puedan comparar con los valores que se emplearon en proyecto y ver su evolución e influencia en el funcionamiento de la red.

En las redes analizadas por el CTGREF se observa como el parámetro  $r$  realiza un efecto de ajuste, variable en función de las características y desarrollo de cada red. Siendo los valores obtenidos de 0,76 para la red ubicada en Aix-en-Provence y de 0,93 para la situada en el Loira.

### **Valoración del ajuste y resultados de la fórmula de Clément (Granados 1986)**

En la publicación *Infraestructura de regadíos: redes colectivas de riego a presión*, de 1986, Granados analiza la adecuación y ajuste de la fórmula de Clément para el cálculo de los caudales de diseño en las redes de riego. En su análisis identifica una serie suposiciones, de base del método, que pueden sugerir diferencias con respecto al fenómeno real e inexactitud de los resultados, y resume las correcciones llevadas a

cabo por los distintos diseñadores y los factores del proceso de riego que colaboran a evitar u amortiguar estas diferencias.

Entre las simplificaciones llevadas a cabo en el establecimiento de la fórmula, expone las tres siguientes:

- Que el caudal ficticio continuo (caudal continuo unitario) se deduce a partir de la alternativa media de cultivos y que se supone constante en todo el proceso de cálculo.
- Que la totalidad de la superficie útil transformada en regadío demanda agua de la red durante el periodo de punta de consumo.
- Que la probabilidad de que se esté regando es igual a todas horas a lo largo del día y durante todos los días de la semana.

Explica que a fin de evitar las posibles desviaciones entre los resultados del cálculo y las demandas reales, los proyectistas deben evaluar, en base a las características de cada zona concreta, la conveniencia de introducir medidas correctoras. Una de las medidas seguidas habitualmente es suponer variable el caudal continuo unitario, tomando en los terminales de la red el correspondiente al cultivo más exigente y reduciéndolo gradualmente, de cola a cabecera, para llegar a ésta con el caudal continuo unitario correspondiente a las necesidades de la alternativa media.

Señala también que, aunque el comportamiento real de toda la red colectiva se va a apartar siempre del modelo de cálculo (bien desde el principio por falta de ajuste de algunas de las simplificaciones o bien a lo largo del tiempo con la evolución de cultivos y tecnologías de riego) se debe tener presente que existen una serie de efectos correctores, provenientes de los mismos usuarios, que tienden a compensar las desviaciones. Entre los cuales expone los siguientes:

- Que en el cálculo se introducen dos coeficientes de seguridad, superpuestos, que facultan a la red para dar una respuesta adecuada frente a incrementos de demanda no previstos. Estos coeficientes son el rendimiento de la red y la mayoración del caudal ficticio continuo al adoptarse tiempos de riego inferiores al tiempo disponible total. Entre ambos originan una mayoración global de caudales en torno al 25% ó 30% sobre el valor estricto.

Así, si se produce una demanda superior a la de diseño en una zona determinada, el fenómeno se traduce en una caída de presión en algunos hidrantes. Los usuarios de estas tomas con presiones deficitarias tendrán dificultades en la aplicación del riego, motivo por el cual buscarán otro horario más propicio, redistribuyéndose de esta forma las demandas.

- Que siempre hay una parte de la superficie útil de la zona que queda de baldío durante cada campaña de riegos, en un porcentaje no inferior al 15% del total.
- Que el cálculo de caudales se realiza para las condiciones de punta de consumo, periodo corto en comparación con la duración de toda la campaña de riegos. Por ello, el agricultor suele estar predispuesto a efectuar medidas correctoras del tipo descrito en los párrafos precedentes durante el periodo de punta, si las características lo exigen y siempre que la deficiencia no sea consecuencia de un defecto sistemático de diseño.

A la vista de las limitaciones y factores correctores y autocorrectores existentes, Granados considera que, para el diseño de la mayoría de los sectores de riego es suficiente la aplicación de la primera fórmula de Clément. Incide en la importancia de seleccionar de forma adecuada los parámetros de riego y considera que, si se ajustan convenientemente los valores de estos, en la mayor parte de las redes no es necesario tomar medidas correctoras adicionales.

#### **Contraste y ajuste de la fórmula de Clément. Sector 4 de la ZR de la margen izquierda del río Ofanto (Italia) (Lamaddalena y Ciollaro 1993)**

Otro de los trabajos de contraste y calibración de parámetros de la primera fórmula de Clément, es el efectuado por Lamaddalena y Ciollaro en 1993. En el mismo se analiza el sector 4 de la ZR de la margen izquierda del río Ofanto, situada en la provincia de Foggia, en el Sureste de Italia.

El sector 4 abarca una superficie total de 3.256 ha, de las cuales 2.703 estaban puestas en riego y 2.092 se cultivaron en la campaña de estudio (1991). En el cuadro siguiente se muestran las alternativas de cultivo y superficies cultivadas en la fecha de realización del proyecto (1975) y en la de realización del estudio (1991):

Alternativa de cultivo	Proyecto (1975)		Campaña de estudio (1991)	
	Superficie cultivada (ha)	Superficie puesta en riego (ha)	Superficie cultivada (ha)	Superficie puesta en riego (ha)
Viñas	444,0	444,0	1.325,9	1.325,9
Olivos	1.149,0	1.149,0	424,9	424,9
Almendros	0,0	0,0	5,0	5,0
Tomates	0,0	0,0	118,3	118,3
Patatas	0,0	0,0	15,0	15,0
Espárragos	0,0	0,0	116,1	116,1
Otras hortalizas	21,0	21,0	87,3	87,3
Trigo	416,0	925,0	0,0	610,6
<b>Total</b>	<b>2.030,0</b>	<b>2.539,0</b>	<b>2.092,5</b>	<b>2.703,1</b>

*Cuadro 2.17 Sector 4 ZR margen izquierda del río Ofanto. Evolución de la alternativa de cultivos entre 1975 (proyecto) y 1991 (estudio) (Lamaddalena y Ciollaro 1993)*

El estudio se efectuó para el tramo de cabecera de la red, del cual se disponía de un registro continuo de los caudales circulantes tomados mediante un caudalímetro calibrado ubicado a la salida de la balsa de regulación. En la campaña de estudio se identificaron dos periodos de punta: el primero del 24 de junio al 3 de julio y el segundo del 3 al 12 de agosto. A su vez, dentro de cada uno de estos ciclos, se analizaron las distintas poblaciones (subgrupos de datos que no tienen un comportamiento totalmente aleatorio), diferenciándose dos: la correspondiente a los riegos efectuados durante el día y la correspondiente a los riegos realizados por la noche.

Se prepararon los histogramas de frecuencia de caudales y se comparó su grado de ajuste a una distribución normal de probabilidad, comprobándose que se obtenía un buen ajuste para la muestra de los riegos diurnos y un ajuste regular para los nocturnos, cuya población era sensiblemente más reducida. A la vista de los resultados obtenidos, del tamaño de las poblaciones (mucho mayor y representativa la diurna) y del grado de cumplimiento de la red, los autores indican que la fórmula de Clément es un método apropiado para la determinación de caudales en redes de riego a la demanda.

En la segunda parte de la investigación los autores analizaron, apoyándose en la metodología establecida por el CTGREF (1977), los valores reales del rendimiento de la red ( $r$ ) y la garantía de suministro ( $GS$ ) en la campaña de 1991 y los compararon con los empleados para el cálculo de proyecto (1975), obteniendo interesantes resultados:

- El valor de  $r$  deducido para la campaña de 1991 es de 0,86 (22,6/24) durante el primer ciclo de punta (24 junio - 3 julio) y de 0,90 (21,6/24) para el segundo (3 agosto - 12 agosto). Mientras que el valor que se utilizó en el proyecto era de 0,67 (16,1/24). Se observa que el valor efectivo de  $r$  es mayor que el dispuesto en el diseño, es decir los regantes están utilizando la red durante más horas que las previstas inicialmente. Lo cual, indica que  $r$  ha actuado como un colchón de seguridad, absorbiendo los cambios que se han producido en la alternativa de cultivos (ver cuadro 2.17) y en el comportamiento de los agricultores.

Este funcionamiento del parámetro  $r$  se ajusta a los comentarios efectuados por Clément en la introducción de la fórmula en 1966, y en otros estudios y tratados (CTGREF 1977) (Clément y Galand 1979); en los que se indicaba que el rendimiento de la red podría considerarse como un coeficiente de ajuste del modelo al comportamiento real de los agricultores.

- La variación de  $r$  contrasta con el cambio registrado por  $GS$  cuyo valor aumenta del 95% que se empleó en los cálculos de proyecto al 97,6% obtenido para la campaña de estudio.
- Según los autores la evolución en sentido opuesto de ambos parámetros se puede explicar porque los cambios, que se han ido producido desde la puesta en explotación de la red, causan efectos contrapuestos. Por un lado, la variación en la alternativa de cultivos hacia especies más exigentes, supone mayores necesidades de agua y por tanto mayores tiempos de apertura de las tomas; y por otro lado, la adaptación progresiva de la tecnología y técnicas de riego (automatización de las explotaciones y paso del riego por aspersión al localizado) conlleva una mayor flexibilidad y eficiencia en el uso del agua.

### **Caracterización horaria y estacional de la demanda en una red de riego. Efectos de las tarifas eléctricas. Aplicación a la ZR de Fuente-Palmera (Pulido Calvo et al. 1998) (Pulido Calvo et al. 2003a)**

Una de las hipótesis de base de la primera fórmula de Clément es que las tomas alimentadas por la red tienen una determinada probabilidad de estar abiertas que considera uniforme a lo largo del tiempo en que ésta está disponible. La probabilidad

depende, como se ha explicado anteriormente, del grado de libertad que se le otorgue al usuario. Esta hipótesis ha sido ampliamente analizada por la mayoría de los autores que han estudiado el funcionamiento de la fórmula de Clément, coincidiendo la mayor parte de ellos en que las demandas no tienen un comportamiento completamente aleatorio, sino que están condicionadas por factores externos como el nivel de automatización, el tipo de explotación, las costumbres locales, o las tarifas eléctricas.

La influencia de las tarifas eléctricas en las redes de distribución presurizadas en cabecera ha sido uno de primeros factores analizados en detalle. Los trabajos en los que se investiga este efecto fueron desarrollados por los profesores de las universidades de Córdoba y Huelva, en colaboración. Consistieron en la caracterización horaria y estacional de las demandas de riego de una red presurizada, comprobándose la influencia del coste de la energía sobre la simultaneidad de la demanda (Pulido Calvo et al 1998) y estableciéndose una metodología para considerar dicho efecto y modelar el funcionamiento de la red (Pulido Calvo et al. 2003a).

Los estudios se han realizado tomando como modelo la ZR de Fuente Palmera, situada en la provincia de Córdoba. La zona ocupa una superficie de 5.193 ha de las cuales se riegan anualmente una media de 4.822 ha. El sistema de riego predominante es por aspersión. La red principal de distribución tiene una disposición ramificada que atiende a un total de 78 tomas colectivas. La superficie media atendida por cada toma colectiva es de 67,4 ha y varía entre un mínimo de 21,6 ha y un máximo de 218,3 ha.

La alternativa media de cultivos de las campañas estudiadas (1984-1985 a 1997-1998) se muestra en el cuadro 2.18 incluido a continuación:

<b>Cultivo</b>	<b>Superficie (%)</b>	<b>Variación (%)</b>
<b>Algodón</b>	<b>43,31</b>	<b>18,68</b>
<b>Girasol</b>	<b>23,78</b>	<b>11,60</b>
<b>Trigo</b>	<b>14,30</b>	<b>8,30</b>
<b>Remolacha</b>	<b>3,37</b>	<b>2,79</b>
<b>Olivos</b>	<b>2,81</b>	<b>3,47</b>
<b>Maíz</b>	<b>2,61</b>	<b>3,39</b>
<b>Sorgo</b>	<b>1,41</b>	<b>2,52</b>
<b>Cítricos</b>	<b>1,23</b>	<b>1,07</b>
<b>Melón/Sandía</b>	<b>1,12</b>	<b>0,99</b>

*Cuadro 2.18 Alternativa de cultivos. Media y variación de los datos de las campañas 1984-1985 a 1997-1998 (Pulido Calvo et al. 2003a)*

Se han analizado los consumos de agua en distintos periodos del día definidos en función de la tarifa eléctrica contratada. En el caso de estudio se trataba de una tarifa en tres tramos diarios (8 horas de valle, 12 de llano y 4 de punta), en la que no se efectuaba distinción entre días laborales y festivos. Las proporciones medias obtenidas para cada uno de los tres tramos son: 42% de consumo en valle, 55% de consumo en llano y 3 % de consumo en punta; siendo más o menos constantes a lo largo del año y también a lo largo de las campañas estudiadas, como se puede observar en el cuadro 2.19 adjunto.

Campaña	Consumos (hm <sup>3</sup> ) / Duración tramo (h)			Consumos (%)		
	Valle	Llano	Punta	Valle	Llano	Punta
1984-85	9,0	12,1	0,7	41	56	3
1985-86	9,1	10,2	0,6	46	51	3
1986-87	8,3	11,5	0,8	40	56	4
1987-88	8,8	13,1	1,6	37	56	7
1988-89	5,3	5,7	0,2	47	52	1
1989-90	9,2	11,8	0,3	43	55	2
1990-91	9,5	12,0	0,5	43	55	2
1991-92	3,6	5,1	0,2	40	58	2

*Cuadro 2.19 Distribución de los consumos de agua en función de los tramos de las tarifas eléctricas (Pulido Calvo et al. 1998)*

La influencia de la tarifas sobre el comportamiento de los usuarios se aprecia claramente. Se observa que se intentan efectuar los riegos aprovechando los tramos más baratos de la tarifa. Los riegos se acumulan en primer lugar durante las horas de valle y completan sus necesidades durante las de llano, evitando en lo posible las de punta. Como consecuencia, los riegos se concentran entre las horas de valle y llano (un 97% de media). Por tanto, la probabilidad de que las tomas estén abiertas en determinados momentos del día es variable en función de los distintos tramos de la tarifa.

Para corregir este efecto los autores proponen aplicar probabilidades diferenciadas a cada uno de los tramos. En la aplicación al caso de estudio, en el cual se tienen tres tramos las probabilidades, se establecerían de la siguiente manera:

$$p_{jv} = \frac{t'_{jv}}{t_{jv}} \quad p_{jll} = \frac{t'_{jll}}{t_{jll}} \quad p_{jvp} = \frac{t'_{jvp}}{t_{jvp}}$$

siendo:

- $t'_{jv}$ ,  $t'_{jll}$  y  $t'_{jp}$  los tiempos medios de riego en el periodo  $j$ , para los intervalos de valle, llano y punta respectivamente. Conocidos los porcentajes de distribución de los riegos en los tres tramos del día, estos tres tiempos se pueden determinar como la fracción correspondiente del tiempo medio de riego total del periodo considerado.

Los tiempos medios de riego para cada intervalo se definen a partir del tiempo medio de riego total ( $t'_j$ ), que se reparte para cada tramo en función de un coeficiente ponderador, denominado coeficiente de uso del tramo (CU), que es la relación entre el volumen consumido durante el tramo y el volumen total consumido. Así pues:

$$CU_v = \frac{V_v}{V_{total}} \quad CU_{ll} = \frac{V_{ll}}{V_{total}} \quad CU_p = \frac{V_p}{V_{total}}$$

$$t'_{jv} = CU_v t'_j \quad t'_{jll} = CU_{ll} t'_j \quad t'_{jp} = CU_p t'_j$$

- $t_{jv}$ ,  $t_{jll}$  y  $t_{jp}$  son los tiempos disponibles para efectuar el riego en el periodo  $j$ , para los intervalos de valle, llano y punta respectivamente.

En el cuadro 2.20 se muestran los resultados de las probabilidades medias de funcionamiento para periodos de 10 en 10 días a lo largo de la campaña de riego, diferenciándose los cálculos efectuados con la probabilidad variable ajustada a los tramos de la tarifa eléctrica y la calculada de manera uniforme suponiendo un rendimiento de la red de 0,83 (20/24).

Periodo	Probabilidad variable por tramos			Probabilidad uniforme
	En valle	En llano	En punta	
1-10 abril	0,005	0,005	0,001	0,004
11-20 abril	0,069	0,059	0,010	0,054
21-30 abril	0,082	0,070	0,012	0,064
1-10 mayo	0,287	0,247	0,041	0,226
11-20 mayo	0,419	0,361	0,060	0,330
21-31 mayo	0,434	0,374	0,063	0,342
1-10 junio	0,591	0,510	0,085	0,466
11-20 junio	0,772	0,665	0,111	0,608
21-30 junio	0,960	0,827	0,138	0,756
1-10 julio	0,998	0,860	0,144	0,786
11-20 julio	0,995	0,857	0,143	0,784
21-31 julio	0,874	0,753	0,126	0,689

Periodo	Probabilidad variable por tramos			Probabilidad uniforme
	En valle	En llano	En punta	
1-10 agosto	0,739	0,637	0,107	0,582
11-20 agosto	0,685	0,590	0,099	0,540
21-31 agosto	0,497	0,428	0,072	0,392
1-10 septiembre	0,316	0,273	0,046	0,249
11-20 septiembre	0,188	0,162	0,027	0,148
21-30 septiembre	0,068	0,058	0,010	0,053

*Cuadro 2.20 Probabilidades medias de funcionamiento de las tomas en función del periodo del año (Pulido Calvo et al. 2003a)*

A la vista de los resultados obtenidos, los autores concluyen que en la determinación de los caudales se debe tener en cuenta el aumento de la probabilidad de apertura en determinados momentos del día que pueden inducir las tarifas eléctricas; ya que la mayor coincidencia de usuarios tomando agua de la red supone el que se demanden caudales superiores a los estimados a partir de una probabilidad uniforme de la apertura de las tomas.

A partir de los datos obtenidos de las probabilidades de apertura (y conjuntamente con los registros disponibles sobre cultivos, temperaturas, precipitaciones y consumos) los autores han creado y calibrado un modelo de simulación para reproducir el funcionamiento de la red. Estos modelos son, como se indica en el punto siguiente, una herramienta de gran utilidad para el estudio de las redes y la mejora de la gestión de los recursos hídricos y las infraestructuras. En el caso de estudio, las aplicaciones desarrolladas a partir de modelo se centran en la caracterización de los caudales bombeados y la energía requerida en cabecera, para el establecimiento de un algoritmo de selección de los equipos de bombeo que mejor se adapten a dicho funcionamiento.

El efecto estudiado en estas investigaciones, al igual que otros que pueden interferir en la conducta de los regantes, se debe considerar al fijar los parámetros de diseño de la red; si bien es importante indicar que de cara al diseño no es suficiente que los modelos o fórmulas reproduzcan fielmente una conducta determinada, sino que deben aportar una cierta fiabilidad ante posibles variaciones en la citada alternativa.

### **Caracterización de la demanda en redes de distribución para cultivos intensivos (Martínez et al. 1999) (Reca et al. 1999)**

Los investigadores del Departamento de Ingeniería Rural de la Universidad de Almería han realizado interesantes investigaciones sobre la caracterización de las demandas en redes destinadas a los cultivos intensivos bajo plástico (Martínez et al. 1999) y a los efectos que puede provocar un aumento de la simultaneidad y su relación con el cálculo de caudales circulantes mediante la fórmula de Clément (Reca et al. 1999). La ubicación del centro de investigación ha influido en la orientación de los trabajos hacia las explotaciones de cultivos intensivos en invernadero. Este tipo de agricultura es una de las principales actividades económicas de la región, en la que se aprovecha la climatología benigna de la zona para cultivar especies de alto valor añadido de cara a su comercialización en el mercado europeo.

Las zonas regables destinadas a los cultivos intensivos en el Sudeste español tienen características propias, singulares, que derivan de una transformación relativamente rápida desde del regadío tradicional (con escasez de agua, derechos y turnos de riego) al intensivo en invernaderos. Se trata de comunidades de regantes que agrupan a un gran número de usuarios con explotaciones pequeñas, siendo los tamaños más frecuentes los comprendidos entre 0,2 y 0,5 ha. La configuración de las redes responde a la integración en el tiempo de los usuarios y los recursos, por lo cual muchas de ellas son redes malladas y se abastecen de diversas fuentes, tanto de recursos superficiales como de recursos subterráneos. Los sistemas de riego empleados también son muy característicos y responden a las necesidades de los sustratos (enarenados e inertes), por lo cual predominan los riegos por goteo de alta frecuencia y la fertirrigación, mediante los cuales es posible mantener un grado de humedad óptima y aportar los nutrientes necesarios a los cultivos. Todas estas particularidades influyen (del mismo modo que las tarifas eléctricas comentadas en el punto precedente) en el comportamiento de los regantes, pudiendo provocar la concentración de las demandas en determinados momentos del día. Este hecho ha sido comprobado por los autores en trabajos de campo mediante encuestas; constatándose (ver figura 2.12), para la Comunidad de Regantes de Sol-Poniente, situada en El Ejido (Almería), la preferencia de los regantes por comenzar sus riegos a ciertas horas de la mañana y de la tarde.

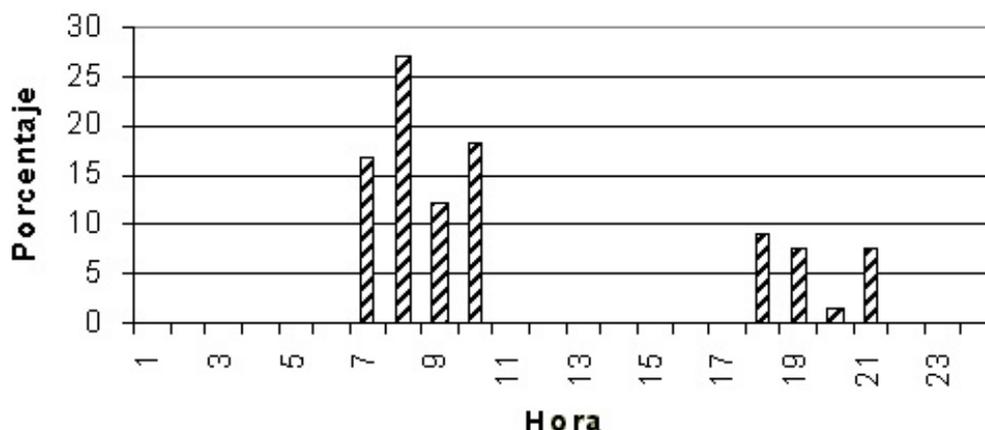


Figura 2.12 Distribución de las horas de inicio de los riegos. Comunidad de Regantes Sol-Poniente (Martínez et al. 1999)

El aumento de la simultaneidad en momentos determinados repercute en la probabilidad de apertura de las tomas, que no es uniforme tal y como se presupone en el modelo de Clément, y que puede dar lugar a demandas superiores a las estimadas. Para modelar este efecto, los autores proponen introducir probabilidades diferentes ( $p_i^{kt}$ ) en la aplicación de la fórmula de Clément. La variabilidad horaria de la probabilidad de riego se ha caracterizado a partir de la probabilidad de inicio del riego a una hora determinada ( $t$ ) y de su duración. A su vez, la duración del riego depende del cultivo y sus necesidades en cada época del año ( $k$ ), y de las características de la red de riego de la parcela ( $i$ ) (número de sectores y tiempo de riego de los sectores). Con estos criterios, el caudal medio y la varianza de caudal se pueden expresar de la manera siguiente:

$$\mu^{kt} = \sum_{ij} n_{ij} p_i^{kt} d_j$$

$$\sigma^{kt} = \sum_{ij} n_{ij} p_i^{kt} d_j^2 (1 - p_i^{kt})$$

siendo los caudales de diseño de la red:

$$Q^{kt} = \mu^{kt} + U \sigma^{kt}$$

$$Q^{kt} = \sum_{ij} n_{ij} p_i^{kt} d_j + U \sum_{ij} n_{ij} p_i^{kt} d_j^2 (1 - p_i^{kt})$$

Los autores han aplicado la metodología descrita para evaluar el efecto de la simultaneidad en la cabecera de una red sintética, con las características típicas de las redes para cultivos intensivos propias del Sudeste español, destinada al abastecimiento de una superficie de 100 ha. Los datos empleados en la simulación se han obtenido de los citados trabajos de campo, en los cuales se ha comprobado que existe gran homogeneidad en cuanto a los sistemas de riego instalados (separación de ramales, tipo de emisores y caudales nominales) pero no en cuanto al número y tamaño de los sectores.

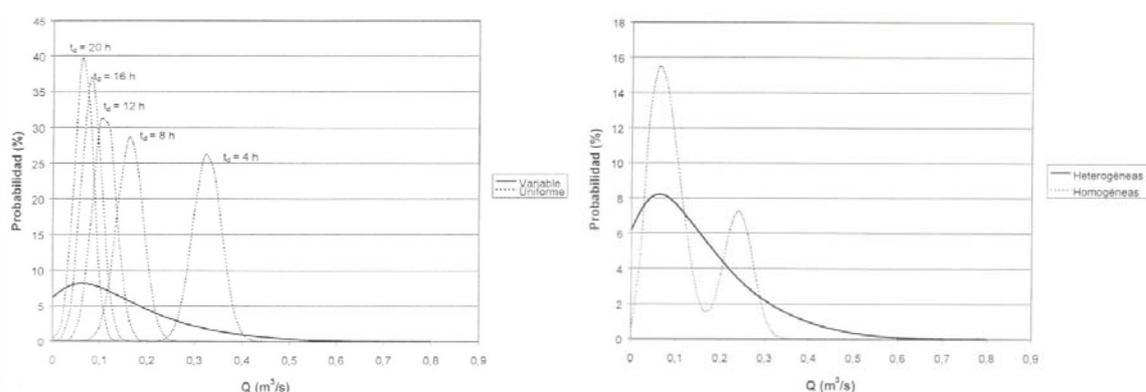


Figura 2.13 Comparación de las distribuciones de caudal con probabilidades uniformes y variable (izquierda) y explotaciones heterogéneas u homogéneas (derecha) (Reca et al. 1999)

En los resultados obtenidos se aprecian los efectos de la simultaneidad de caudales y de la heterogeneidad de las parcelas (ver figura 2.13). En la comparación de los caudales resultantes empleando distintas probabilidades se observa que existen más posibilidades de que se demanden caudales más altos en caso de que se consideren las variaciones de la probabilidad a lo largo del día; del mismo modo, y en lo relativo a la influencia de la heterogeneidad de las explotaciones, también se obtienen caudales mayores si se consideran las características propias individualizadas de cada explotación que si se emplean valores medios (homogéneos) de las mismas.

### **Aplicación del método de Clément para el cálculo de los caudales de línea. Red de distribución para el riego por goteo de cultivos leñosos. Sector 1A de la ZR de Mula (Abadía 2003)**

En la tesis doctoral de Ricardo Abadía Sánchez, *Optimización del diseño y gestión de redes colectivas de distribución de agua para el riego por goteo de cultivos leñosos. Aplicación al regadío de Mula (Murcia)* (2003), se analizan en detalle los distintos

factores que determinan la organización y la utilización del agua en sistemas de riego por goteo con objeto de establecer criterios y estrategias óptimas para el diseño y la explotación de redes de riego.

Los trabajos se han efectuado para cinco campañas de riego, entre los años 1995 y 2001, y se ha tomado como red de estudio la correspondiente al sector 1A de la ZR de Mula, en la provincia de Murcia. Se trata de una zona regable caracterizada por la escasez de los recursos, en la que la práctica totalidad de las parcelas está equipada con sistemas de riego localizado, siendo los cultivos predominantes los árboles frutales: albaricoquero, limonero, naranjo y melocotonero.

El sector 1A tiene una superficie total de 308 ha, de las cuales en el último año de la campaña de estudio, 223,3 (el 80%) estaban equipadas y 195,2 ha (el 69,9%) fueron regadas. La alternativa de cultivos ha sido estable a lo largo de los cinco años de estudio, siendo la distribución en el sector 1A la indicada en el cuadro 2.21.

<b>Cultivo</b>	<b>Superficie (ha)</b>	<b>Superficie (%)</b>
Albaricoquero	91,62	46,9
Limonero	48,64	24,9
Naranjo	40,85	20,9
Mixto (Albaricoquero + Naranjo)	11,06	5,7
Melocotonero	0,86	0,4
Hortalizas	2,16	1,1
<b>Total</b>	<b>195,21</b>	<b>100</b>

*Cuadro 2.21 Alternativa de cultivos. Sector 1A ZR de Mula (Abadía 2003)*

Se trata de una red de riego a la demanda con singularidades reseñables. Por un lado, por la configuración de las tomas e hidrantes, ya que la red abastece un total de 31 hidrantes que son multiusuario, es decir cada hidrante abastece una superficie máxima de 9 ha y hasta 20 subparcelas de tamaño muy pequeño. Por otro lado, la red no funciona en un régimen puro a la demanda sino en un régimen a la demanda restringida en dos turnos. Es decir, se divide la jornada de riegos en tres periodos de 8 horas: en el primero, de 00:00 h a 8:00 h la red no está disponible para el riego; en el segundo, de 8:00 h a 16:00 h se permite el riego a la mitad de los hidrantes; y en el tercero, de 16:00 h a 24:00 h en el que se permite a la otra mitad de los hidrantes. Los hidrantes se reparten en dos mitades (denominadas configuración par e impar respectivamente) que abastecen a aéreas similares y se distribuyen de forma homogénea en el espacio.

Al igual que en otras investigaciones se analizan las hipótesis de partida de la fórmula de Clément. Es decir, el ajuste a una distribución normal de los caudales demandados en los tramos que atienden a un número suficientemente alto de usuarios y la aleatoriedad en la apertura de las tomas.

Respecto a la hipótesis de normalidad, se ha analizado el ajuste tanto del número de tomas abiertas simultáneamente (hipótesis inicial de Clément) como de los caudales acumulados en línea. El estudio se ha llevado a cabo mediante un test de Kolmogorov-Smirnov, para las dos configuraciones de hidrantes establecidas (par e impar) obteniéndose en todos los casos p-valores por encima de 0,05; lo cual, indica que las muestras estudiadas tienen un ajuste aceptable a una distribución normal de probabilidad (ver figura 2.14).

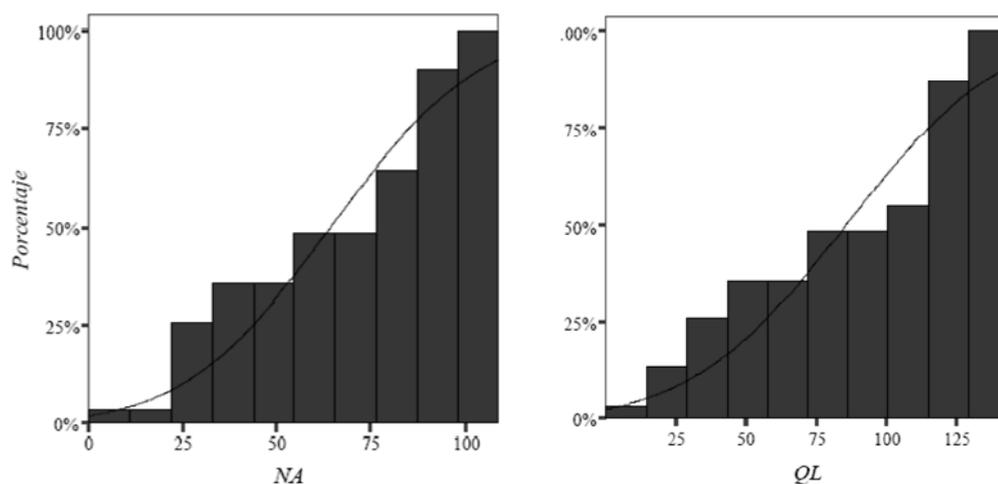


Figura 2.14 Histogramas de frecuencias (Configuración impar). Número de tomas abiertas (izquierda) y caudal acumulado en línea (derecha) (Abadía 2003)

En lo relativo la probabilidad de apertura de las tomas no se aprecian diferencias significativas entre unos otros días de la semana (ver figura 2.15), pero sí entre algunas horas determinadas del día. Este efecto se nota especialmente en los riegos del turno de tarde que se concentran en las primeras horas con objeto de aprovechar las horas de luz natural tal y como se aprecia en la figura 2.16 y se refleja en los coeficientes de simultaneidad (ratio entre el caudal máximo y el caudal total suma directa de todas las demandas) obtenidos en el mes de julio del año 2000: 61,1% para el turno de mañana y 74,2% para el de tarde.

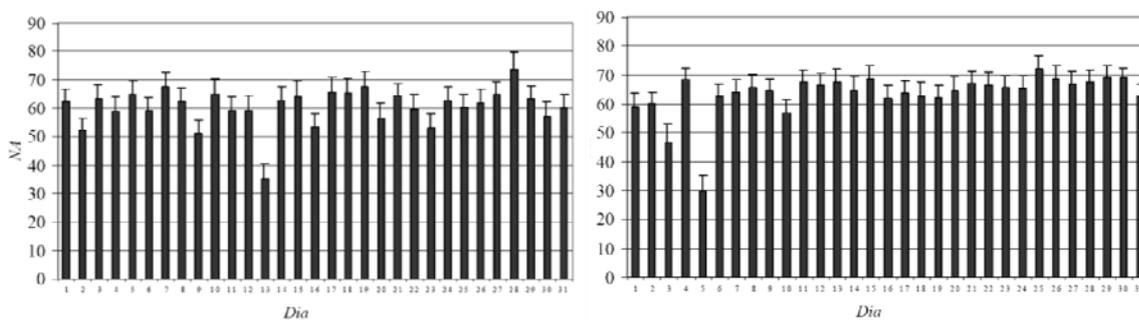


Figura 2.15 Número medio diario de tomas abiertas simultáneamente en mes punta. resultados para la configuración impar (izquierda) y la par (derecha) (Abadía 2003)

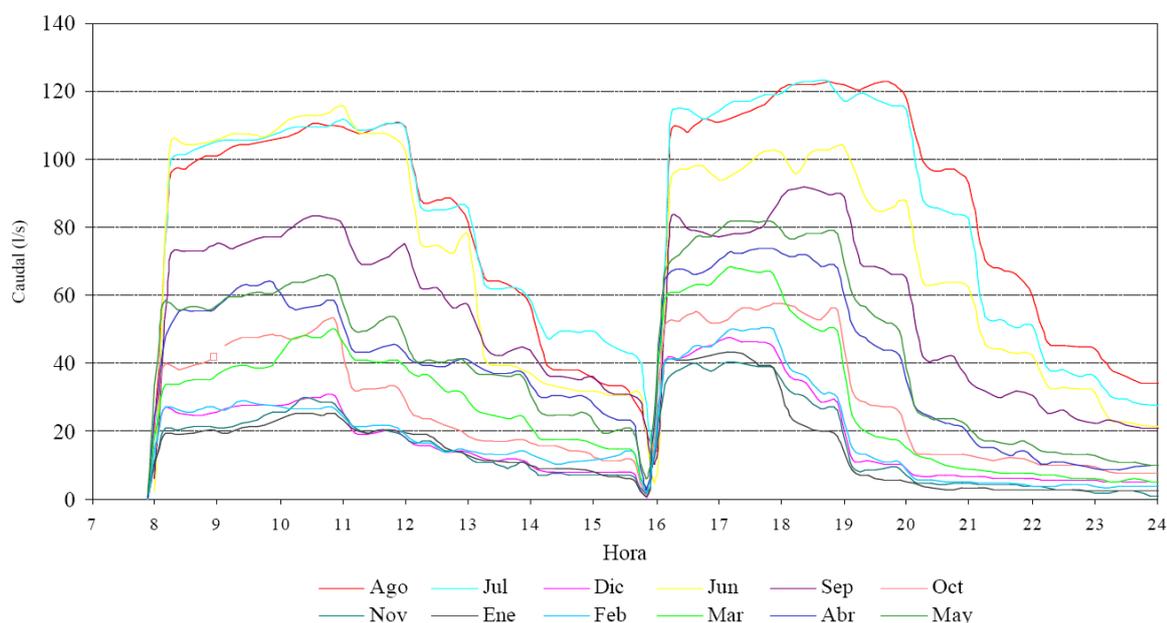


Figura 2.16 Caudales medios horarios en el periodo de junio de 2000 a mayo de 2001. (Abadía 2003)

Entre los resultados obtenidos es interesante también la comparación efectuada entre los valores obtenidos por aplicación de la fórmula de Clément y los medidos en la red. En este caso de estudio, se verifica que los caudales arrojados por la fórmula de Clément son claramente superiores a los registrados cuando la fórmula se aplica con los valores de la dotación máxima medida en las tomas, que son ligeramente superiores cuando se determinan a partir de la dotación teórica que le corresponde según la alternativa; y que resultan inferiores si se computan a partir las dotaciones medias registradas en las tomas. Es interesante indicar que entre las comparaciones efectuadas, Abadía distingue también entre los caudales máximos registrados y los extraídos estadísticamente con los mismos criterios con los que se fija la garantía de suministro

para aplicar Clément. En el cuadro 2.22 incluido a continuación se muestran los caudales obtenidos en cabecera de la red y de media.

Turno de riego	Q Registrado (l/s)	Q Máximo (l/s)	Q Clément (máximo) (l/s)	Q Clément (teórico) (l/s)	Q Clément (medio) (l/s)
Mañana	117,8	128,1	146,2	133,8	123,5
Tarde	135,7	148,6	136,4	126,1	116,0

Turno de riego	Comparación en tanto por ciento respecto a Q Registrado				
Mañana	0,0	-8,7	-24,1	-13,6	-4,8
Tarde	0,0	-9,5	-0,5	7,1	14,6

*Cuadro 2.22 Comparación de caudales registrados y calculados mediante la fórmula de Clément. Mes de julio de 2000 (Abadía 2003)*

A la vista de los resultados obtenidos, Abadía considera que la primera fórmula de Clément es un método adecuado para la determinación de los caudales en línea en redes de riego a la demanda, aplicable también en redes con estrategias de explotación restringida a dos turnos. Recomienda que la probabilidad considerada en los cálculos sea la correspondiente a los cultivos más exigentes entre los previsibles para la zona regable en estudio.

En las conclusiones de este trabajo, se expone también que las estrategias de riego a la demanda, restringida a turnos determinados, es una opción a considerar en el diseño, ya que, si bien limita la libertad de los usuarios, permite también abaratar el costo de la infraestructura necesaria. Entre las estrategias de explotación analizadas, la alternativa óptima es la estrategia de riego en dos turnos en los cuales la partición en grupos se realiza permitiendo el riego de todos los hidrantes de la red, pero asignando la mitad de las tomas de cada hidrante a cada uno de los dos turnos de riego.

Es interesante observar como en una red con ciertas singularidades, como la estudiada en detalle por Abadía, la fórmula de Clément ofrece un buen ajuste. En la discusión de los resultados se indica que esto puede ser debido a que el establecimiento de dos turnos de riego de 8 horas de duración y la necesidad diaria de aplicación de ciertas dosis de agua a los cultivos, hacen que el grado de libertad de los usuarios sea más pequeño que en otras zonas regables compuestas de parcelas de pequeño tamaño (en el entorno de 1 ha).

Se debe comentar que el hecho de tener dos turnos de demanda permite distinguir bien los conceptos de caudal unitario continuo y rendimiento de la red, y la influencia que pueden tener sobre los resultados del cálculo y el funcionamiento de la red. La comparación de los coeficientes de simultaneidad de los turnos de mañana y tarde (61,1% y 74,2% respectivamente), y el gráfico de distribución horaria de las demandas pone de manifiesto que en las primeras horas del turno de tarde existe una mayor concentración. Hecho que el autor explica en base a las costumbres locales, en las que los agricultores prefieren aprovechar las horas de luz natural.

Los dos turnos de riego tienen la misma duración, ocho horas. Estas ocho horas deben ser en este caso la referencia para el cálculo del caudal continuo unitario, puesto que es el tiempo durante el cual la red está disponible para efectuar el riego. A su vez, es evidente que en el turno de tarde el cálculo se debe efectuar teniendo en cuenta que la jornada de riego real es menor que esas ocho horas (16:00 h a 24:00 h), debido a que los usuarios evitan las últimas del día al no disponer de luz natural. Esta distinción entre jornada de riego real y jornada total (tiempo en el que está disponible la red) se efectúa mediante el rendimiento de la red.

Se aprecia muy bien la doble función del rendimiento: en primer lugar como parámetro de ajuste a las costumbres locales (en este caso, en otros puede ser a condicionantes externos como las tarifas eléctricas) y en segundo lugar como colchón de seguridad, ya que la red puede en momentos puntuales aprovechar la diferencia de tiempo entre la jornada real y la total para cubrir demandas superiores a las previstas.

### **Contraste de la fórmula de Clément. Sector VII de la ZR del Canal de Aragón y Cataluña y Sector IV de la ZR de Monegros II (Mora et al. 2000) (Poch et al. 2001) (Montserrat et al. 2004)**

Entre los trabajos realizados por los investigadores de la Escuela Técnica Superior de Ingeniería Agraria de la Universidad de Lleida destacan los estudios de contraste del modelo de Clément con datos reales de redes de riego en servicio. Estos estudios son muy interesantes por el grado de detalle en que se realizan, que permite conocer mejor el comportamiento real de las redes, y porque se extienden a dos redes completamente diferentes e independientes, por lo que permiten no solo un contraste con la fórmula de Clément, sino también una comprobación de las conclusiones obtenidas. Las redes estudiadas son las correspondientes al sector VII de la ZR del Canal de Aragón y

Cataluña, situada en la localidad de Alcarrás, provincia de Lérida (Mora et al. 2000); y al sector IV de la ZR de Monegros II, en Bujalaroz, Zaragoza (Poch et al. 2001).

La red de Alcarrás cubre una superficie de 189 ha atendidas por 40 hidrantes, que sirven a parcelas de entre 0,5 y 22 ha, siendo la superficie media atendida entre 0 y 2 ha. Las especies cultivadas son alfalfa, trigo y árboles frutales, y el riego se realiza por aspersión para los cultivos extensivos y por goteo para los frutales, siendo el grado de automatización de un 35%. Por otro lado, la red de Bujalaroz cuenta con un total de 135 hidrantes para atender una superficie de unas 800 ha, siendo el tamaño de las parcelas entre 0,5 y 27 ha y la superficie media de las mismas entre 6 y 8 ha. Los cultivos son básicamente maíz, alfalfa y girasol, y el riego se efectúa por aspersión, estando automatizado un 70% del mismo.

El estudio se centra en analizar los datos registrados de consumo de ambas redes durante el periodo de punta de campaña, para verificar el grado de ajuste de las hipótesis y la validez de los resultados que ofrece el modelo de Clément (Montserrat et al. 2004).

Se resumen en primer lugar los análisis, resultados y conclusiones obtenidos respecto al grado de ajuste de tres hipótesis de base del modelo:

- Hipótesis 1. Los hidrantes tienen dos posiciones: o se encuentran abiertos, sirviendo un caudal fijo, o están cerrados.

El estudio de esta hipótesis se realizó para la red de Alcarrás, para la que se disponía de registros de caudales servidos en todos los hidrantes. En los resultados obtenidos se aprecia que la demanda es variable a lo largo del periodo de estudio, con un coeficiente medio de variación del 25%.

- Hipótesis 2. Los hidrantes tienen un comportamiento aleatorio.

Se efectuaron sendos estudios mediante un test de comparación de medias de Duncan, de la distribución del riego a lo largo de la semana y a lo largo del día. Para la red de Bujalaroz (ver figura 2.17) no se producen variaciones importantes entre los días de la semana, aunque se aprecia una ligera preferencia por regar los jueves y una menor por hacerlo los lunes, siendo el coeficiente medio de variación del 2,7%; si se aprecian mayores diferencias en la distribución intradía, prefiriendo los regantes las últimas

horas de la tarde, de 20:00 a 24:00, a las primeras de mañana, entre 5:00 y 8:00, y siendo el coeficiente medio de variación en este caso del 5,7 %. En la red de Alcarrás, analizada de igual forma, existe una menor uniformidad en ambas distribuciones, siendo el coeficiente medio de variación en el periodo semanal del 7,4% y en el periodo diario del 13%.

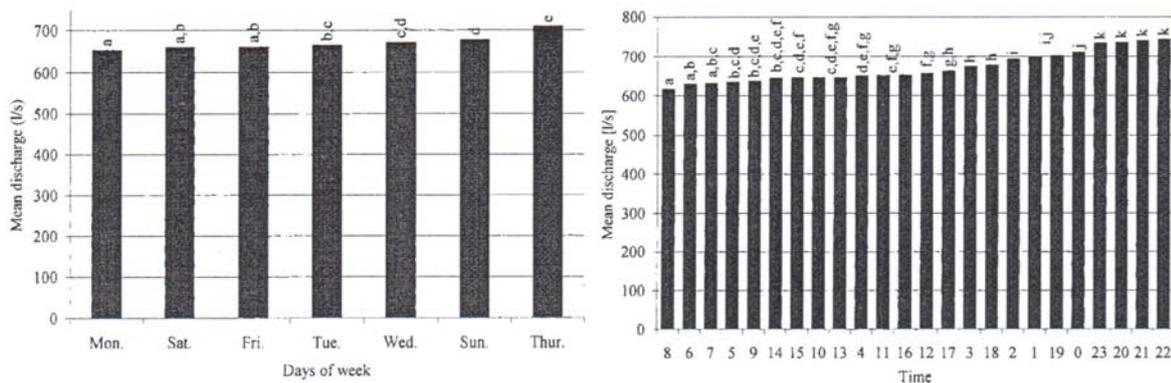


Figura 2.17 Test de comparación de medias de Duncan. Sector VII ZR Canal de Aragón y Cataluña. Periodo semanal (izquierda) y periodo diario (derecha) (Monserrat et al. 2004)

Los autores concluyen que los agricultores no tienen un comportamiento completamente aleatorio. Su comportamiento varía por algunos factores (días festivos, costumbres locales, coste de la energía, tecnología de riego, grado de automatización, etc.) que pueden provocar una mayor acumulación de demandas en determinados momentos de la semana y del día.

En relación al comportamiento de los agricultores es interesante comentar que los resultados obtenidos (mayor variación en las distribuciones diaria y semanal en la red de Alcarrás que en la de Bujalaroz) son lógicos a la vista de las características de las redes estudiadas, dado que la red de Alcarrás cubre una superficie significativamente menor y está conformada por parcelas de menor tamaño, por lo que es de suponer que los regantes tienen la posibilidad de atender las necesidades en un tiempo muy inferior al total del día, lo cual puede dar lugar a la concentración en ciertos días y horas de mayor confort.

- Hipótesis 3. Los hidrantes tienen un comportamiento independiente.

Los test de Duncan evidencian que los agricultores tienen algunas preferencias para regar en momentos determinados, pero no que estén condicionados por lo que efectúan otros agricultores, por lo que se considera que el comportamiento de cada regante es independiente al del resto.

Para estimar el grado de ajuste de la distribución normal de probabilidad a las demandas reales, se analizan los histogramas de frecuencia de caudales (ver figura 2.18) y se efectúa un test de Kolmogorov-Smirnov. Según los resultados del test las muestras no se ajustan a una distribución normal (tienen un nivel de significación muy por debajo del 5%).

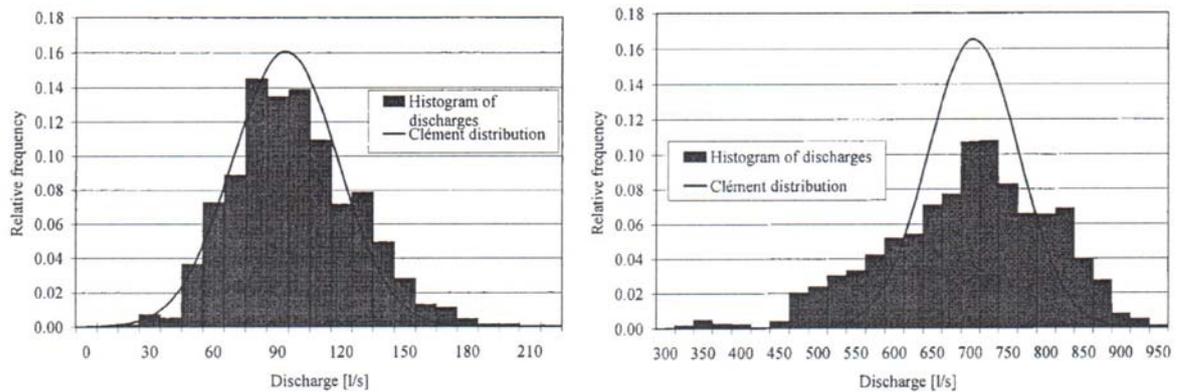


Figura 2.18 Contraste de los histogramas de frecuencias de caudales con la distribución normal. Red de Alcarrás (izquierda) y red de Bujalaroz (derecha) (Montserrat et al. 2004)

Los autores llaman la atención sobre el hecho de que la fórmula de Clément se emplea para determinar los caudales con una probabilidad acumulada superior al 90%, y que para analizar el ajuste se debe comparar el resultado de aplicación de la fórmula con los datos reales, centrándose en dicho rango de probabilidad.

En el cuadro siguiente (cuadro 2.23) se muestran los valores reales y los calculados mediante la fórmula de Clément para el tramo de cabecera de la red. Es importante reseñar que la fórmula de Clément se ha aplicado tomando como dotación de diseño de los hidrante el valor medio registrado para cada uno de ellos, en el caso de la red de Alcarrás. Sin embargo para la red de Bujalaroz el cálculo se ha efectuado utilizando los caudales nominales de cada hidrante y un rendimiento de la red  $r = 1$ .

Garantía de suministro (%)	Red de Alcarrás			Red de Bujalaroz		
	Q <sub>REAL</sub>	Q <sub>CLÉMENT</sub>	$\Delta Q/Q_{REAL}$	Q <sub>REAL</sub>	Q <sub>CLÉMENT</sub>	$\Delta Q/Q_{REAL}$
90	131,4	125,3	-4,6	805,0	781,4	-2,9
92	135,8	128,3	-5,5	813,0	789,2	-2,9
94	140,5	132,0	-6,0	826,0	798,2	-3,4
95	142,0	134,3	-5,4	833,0	803,7	-3,6
96	146,1	136,9	-6,3	839,0	809,7	-3,5
97	151,4	140,1	-7,5	845,0	817,5	-3,3
98	158,2	144,4	-8,7	855,0	827,7	-3,2
99	166,7	151,1	-9,4	870,0	844,6	-2,9

*Cuadro 2.23 Comparación de caudales reales y calculados mediante la fórmula de Clément en cabecera de las redes de Alcarrás y Bujalaroz (Monserrat et al. 2004)*

En las conclusiones del estudio, los autores explican que los valores fruto de la fórmula de Clément son inferiores a los registrados, aunque las diferencias entre ambos son relativamente pequeñas, por lo que indican que la primera fórmula de Clément es un modelo robusto y recomendable para el diseño de redes presurizadas para riego a la demanda y que no es necesario recurrir a modelos más complejos.

Sobre estas conclusiones, es conveniente matizar que la fórmula de Clément se ha aplicado sin introducir prácticamente ningún coeficiente de ajuste, ya que en el primer caso se han empleado registros medios de caudal en hidrantes (en vez de caudal nominal máximo) y en el segundo caso se ha tomado un rendimiento de la red  $r = 1$ , lo que es equivalente a no contar con ningún margen de seguridad.

### **Evaluación de la fórmula de Clément. Aplicación a ZR en Tarazona de La Mancha (Moreno 2005) (Moreno et al. 2007) (Moreno et al. 2008)**

En el Centro de Estudios del Agua de la Universidad de Castilla-La Mancha (CREA-UCLM) también se han efectuado interesantes análisis sobre redes de riego. Entre los mismos destaca la línea de investigación relativa a la determinación de caudales mediante un modelo estocástico de generación de curvas de demanda (Planells et al. 2001) (Tarjuelo 2005) (Planells et al. 2006). En el marco de estos trabajos, se han analizado algunos casos concretos de redes de riego a la demanda, comparándose los resultados obtenidos en el modelo estocástico, con los datos reales de explotación y con los resultantes de la fórmula de Clément (Moreno 2005) (Moreno et al. 2007).

Para esta comparación, se estudia una red de riego situada en Tarazona de La Mancha (Albacete). La red cubre una superficie de 550 ha abastecidas por un total de 389 hidrantes. El rango de caudales servido en las tomas varía entre los 2 y los 60 l/s. Los hidrantes están dotados de un limitador de caudal, tarado de manera que el caudal servido sea proporcional a la superficie de la parcela. De esta forma todos los agricultores cuentan con la misma disponibilidad de agua en relación al área servida. La mayor parte de las parcelas (95%) se riega por medio de sistemas fijos de aspersión y el resto (5%) mediante instalaciones de riego localizado.

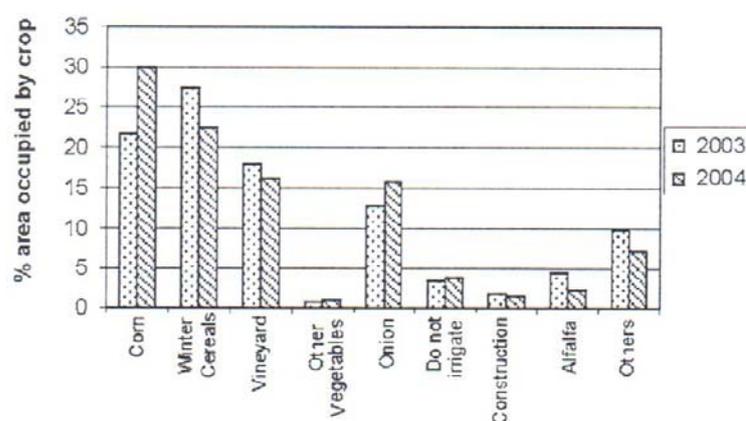


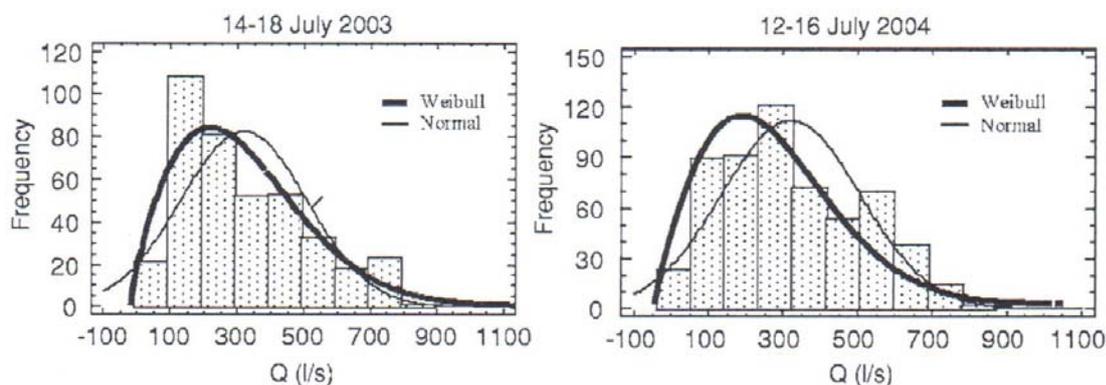
Figura 2.19 Alternativas de cultivo en las campañas 2003 y 2004. ZR en Tarazona de La Mancha (Moreno et al. 2007)

En las investigaciones realizadas se analizaron los datos de las campañas 2003 y 2004. Durante estas campañas las alternativas de cultivo se compusieron básicamente de maíz, cereal, vid, cebolla y alfalfa. En la figura 2.19 se observan las proporciones de dichos cultivos para sendas campañas. A la vista de esta distribución es de resaltar la variabilidad existente, incluso entre dos años consecutivos.

Para la comparación de las distintas metodologías se emplearon los datos de caudal a nivel de toma. La red de estudio está equipada con un sistema automático para el registro de los volúmenes servidos en cada uno de los hidrantes. El sistema toma y registra ocho medidas del volumen servido acumulado a lo largo del día. El caudal se computa, para cada uno de estos ocho periodos, como la diferencia entre los volúmenes servidos al inicio y final de cada periodo dividida entre la duración del mismo; registrándose, por tanto, ocho valores medios de caudal por hidrante y día. Respecto a los datos disponibles es conveniente indicar que en la red analizada no se efectuaban

riegos entre las 19:00 h y las 9:00 h, por lo que los ocho periodos de medida se reparten entre las horas restantes, de las 9:00 h hasta las 19:00 h (Moreno et al. 2008).

En primer lugar se evalúan dos de las hipótesis de base del método de Clément. La primera, que el comportamiento agregado de un número suficientemente alto de usuarios se puede aproximar a una distribución normal, y la segunda que la probabilidad de apertura de las tomas se mantiene constante a lo largo de las distintas horas del día y días de la semana.



*Figura 2.20 Contraste de los histogramas de frecuencia de caudales medios con las distribuciones normal y Weibull. ZR en Tarazona de La Mancha. Campaña 2003 (izquierda) y campaña 2004 (derecha) (Moreno et al. 2007)*

El contraste de la primera hipótesis lo han efectuado mediante un test de Kolmogorov-Smirnov, de normalidad, utilizando los valores medios diarios del caudal servido durante los periodos de punta de las campañas analizadas. El resultado obtenido, que coincide con el de las investigaciones llevadas a cabo por otros autores (Monserrat et al. 2004) (Rodríguez Díaz et al. 2007), muestra como los histogramas de frecuencia de los datos reales no se ajustan a la distribución normal de probabilidad (ver figura 2.20), siendo el p-valor resultante inferior al 0,05. Los autores han extendido el test para contrastar también el ajuste de los datos a otras distribuciones de probabilidad más flexibles (Weibull, Gamma) y han obtenido mejores resultados, pero siempre con p-valores inferiores al nivel de significación de 0,05.

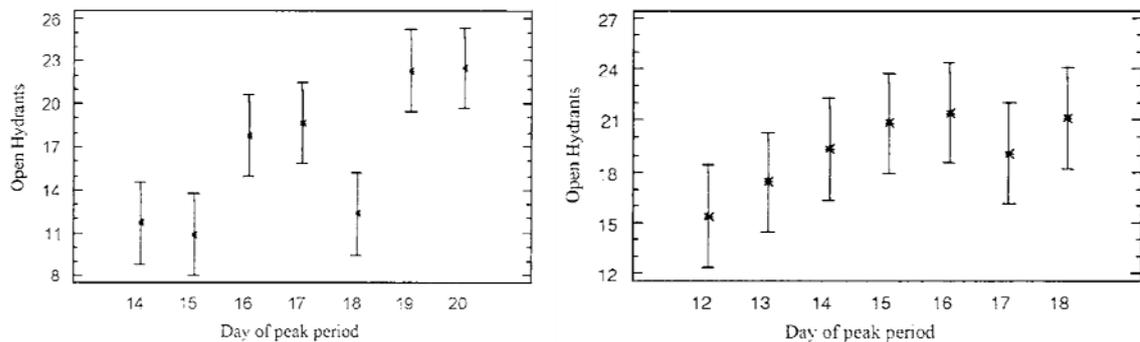


Figura 2.21 Resultados del test LSD de Fisher. Comparación de hidrantes abiertos en relación al día de la semana. ZR en Tarazona de La Mancha. Punta campaña 2003 (izquierda) y campaña 2004 (derecha) (Moreno et al. 2007)

El estudio de la segunda hipótesis lo realizaron mediante técnicas de análisis de la varianza (ANOVA) y comparaciones graficas a partir del test LSD de Fisher. A la vista de los resultados del mismo los autores concluyen que existen diferencias significativas entre los días de riego en la semana de punta (ver figura 2.21), y que existen a su vez diferencias significativas entre las horas de riego dentro de los días del periodo de punta (ver figura 2.22).

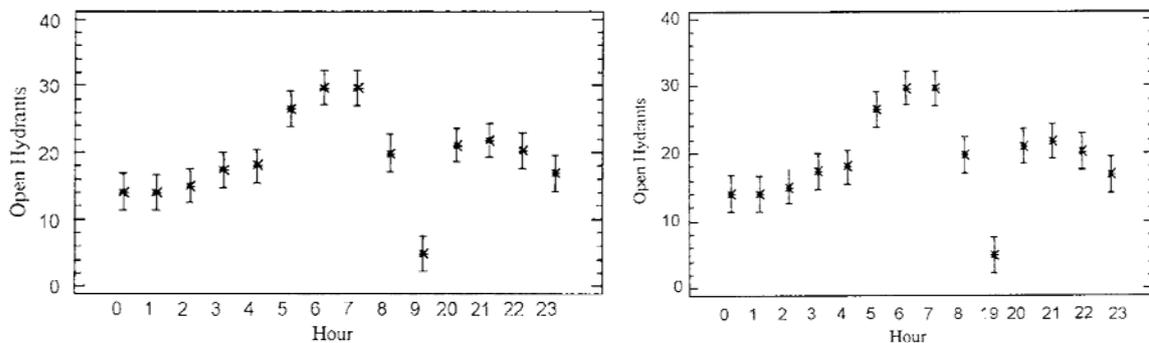


Figura 2.22 Resultados del test LSD de Fisher. Comparación de hidrantes abiertos en relación a la hora del día. ZR en Tarazona de La Mancha. Punta campaña 2003 (izquierda) y campaña 2004 (derecha) (Moreno et al. 2007)

Respecto a los valores resultantes de la aplicación de la fórmula de Clément es de resaltar que los autores obtienen para este caso de estudio valores claramente inferiores a los registrados. La red quedaría infradimensionada entre un 17% y un 27% (ver cuadro 2.23). Como conclusión de este trabajo los autores llaman la atención sobre el caso e indican que una posible causa del desajuste puede estar en el uso de una probabilidad media de funcionamiento.

<b>Campaña de estudio</b>	<b>Q Clément (l/s)</b>	<b>Q Registrado (l/s)</b>	<b>Ratio entre Clément y registrado</b>
2003	600,0	817,7	0,73
2004	704,7	848,7	0,83

*Cuadro 2.23 Comparación de los caudales según Clément y registrados en cabecera de la red. ZR en Tarazona de La Mancha (Moreno et al. 2007)*

A la vista de las características de esta red y de los resultados obtenidos se deben efectuar, de cara a los análisis que se efectúan en los capítulos posteriores de la presente tesis, los siguientes comentarios:

- En primer lugar, que cuando en una red de riego a la demanda se pueden servir caudales variables en las tomas (y esto no es debido a una disminución de la presión de servicio) se produce un efecto que distorsiona los resultados del cálculo mediante la fórmula de Clément, la cual está concebida para la hipótesis de que en las tomas se deriva un caudal fijo y que tienen, por tanto, una probabilidad de funcionamiento determinada en función de las necesidades del cultivo y de la jornada de riego establecida. De esta manera se desvirtúa el concepto de grado de libertad, tal y como se entiende en el desarrollo de Clément.
- A este primer concepto de empleo de hidrantes en las tomas, va unida la forma de tarado de los mismos. En este caso, se expone que la selección de los limitadores se efectúa de manera que todos los regantes cuenten con una misma disponibilidad de agua, proporcional al área de sus parcelas. El grado de libertad existente será el mismo para todas las explotaciones, aunque estas pueden tener características diferentes.
- Finalmente, se debe indicar también que, el hecho de que no se efectúen riegos entre las 9:00 h y las 19:00 h (es decir durante 10 horas del día) obliga a que los riegos se efectúen durante las otras 14 horas del día. La determinación del caudal continuo unitario debe hacerse en este caso respecto a las 14 horas en las que realmente está disponible la red, al igual que el rendimiento estará referido a estas 14 horas y no a las 24 horas a las que están vinculados estos parámetros habitualmente. De otro modo se estaría desfigurando los parámetros del caudal continuo unitario y

rendimiento de la red, e introduciendo otra distorsión en la aplicación de la fórmula de Clément.

## 2.8 – TENDENCIAS ACTUALES

La determinación de los caudales de diseño es, tal y como se ha ido detallando a lo largo del epígrafe, una de las principales líneas de investigación en el ámbito de las redes de riego a la demanda, extendiéndose durante los últimos 60 años en los que se han alternado distintas etapas de mayor y menor actividad.

En una primera etapa los trabajos se enfocaron a establecer los métodos de cálculo de caudales buscando las fórmulas estadísticas que mejor se ajustaban al comportamiento de los usuarios. En la segunda, los estudios se centraron en la comparación de los resultados de las distintas fórmulas y en la comprobación de las hipótesis y resultados de la primera fórmula de Clément (la más extendida, debido a su sencillez y al buen ajuste de sus resultados). En la actualidad, se continúa indagando sobre los caudales de riego mediante modelos que intentan reproducir la conducta de los regantes y el funcionamiento hidráulico de la red. Estos modelos se apoyan en las posibilidades de simulación, potencia de cálculo y capacidad de tratamiento de datos que ofrecen los ordenadores hoy día.

El empleo de los modelos de simulación es una técnica consolidada en el ámbito de la investigación que está siendo también implantada progresivamente en la aplicación práctica de diversas disciplinas: desde las ingenierías a la medicina, pasando por la economía o las ciencias básicas como la física, la química o las matemáticas. El progreso de estas técnicas se fundamenta en dos razones: que los modelos de simulación son cada vez más rápidos y económicos, y que son también más comprensibles y fiables. Los ordenadores son más potentes y están disponibles a costes más reducidos, lo que permite que un público relativamente elevado tenga acceso a los mismos; y la ciencia, a su vez, ha tenido un gran desarrollo, existen mejores herramientas de cálculo y análisis (matemáticas y estadísticas) y se conocen mejor los procesos (físicos, químicos, económicos, etc.) que intervienen en un problema concreto. Por ello, en el estudio de las redes de riego el uso de estos modelos también ha tenido un importante avance en los últimos años.

De cara a la exposición de las líneas de investigación y tendencias seguidas en la actualidad es conveniente distinguir entre la herramienta en sí (modelos de simulación para la experimentación numérica) y las aplicaciones de la misma, es decir, cómo se usa esta herramienta y con qué finalidad. En el Boletín nº 59 de la FAO, *Performance analysis of on-demand pressurized irrigation systems*, de Lamaddalena y Sagardoy, se incluye una interesante revisión e introducción de las técnicas de simulación para el análisis de redes de riego, detallándose cuatro aplicaciones concretas llevadas a cabo por los autores. A la vista de las mismas y de la evolución posterior que han seguido los trabajos efectuados con esta potente herramienta, las tendencias actuales en este campo se pueden encuadrar en los dos grandes grupos que se indican a continuación:

- El primero es el relativo al establecimiento de los caudales de punta a partir de un número elevado de simulaciones del funcionamiento de la red bajo diferentes estados de demanda que se definen de forma aleatoria; y sus aplicaciones al diseño y a la definición de los equipos de bombeo y las estrategias para el ahorro de energía en redes presurizadas (Planells et al. 2001) (Tarjuelo 2005) (Planells et al. 2006) (Khadra y Lamaddalena 2006) (Moreno et al. 2007) (Calejo et al. 2007) (Rodríguez Díaz et al. 2009).
- El segundo es el relativo a la evaluación de la capacidad de la red para satisfacer unas demandas determinadas, para lo cual siguen los pasos y toman algunos de los conceptos sobre fiabilidad y robustez de trabajos precedentes efectuados en redes de distribución de agua para abastecimiento (Lansey et al. 1989) (Duan et al. 1990) (Xu y Goulter 1999). Dentro de esta línea los análisis efectuados han evolucionado notablemente: desde los estudios globales de fiabilidad de la red en los que se analizaba la probabilidad de que la red no tuviera fallos (definiéndose como fallo la bajada de presión por debajo de un valor mínimo establecido en cualquiera de los hidrantes servidos), hasta el análisis del alcance de dichos fallos, con objeto de disponer de un mejor conocimiento de la ubicación de los hidrantes afectados y del déficit de presión en los mismos (Reca et al. 2002) (Pereira et al. 2003) (Calejo et al. 2008) (Juana et al. 2009) (Pérez Urrestarazu et al. 2009) (Khadra y Lamaddalena 2010) (Rodríguez Díaz et al. 2012).

- Recientemente, y dentro de la evolución de la investigación, se han efectuado trabajos en los cuales se estudian conjuntamente los caudales de diseño con el análisis del comportamiento y la fiabilidad de la red, con objeto de establecer un dimensionamiento funcional y económico de la misma. (Lamaddalena et al. 2012).

Además de los temas reseñados, de gran predominancia en el panorama actual de las redes de riego a la demanda, existen otras líneas de investigación y enfoques de estudio de los caudales de punta que deben ser reseñados:

- El uso de nuevos algoritmos y técnicas estadísticas para predecir los consumos en tiempo cuasi-real y servir como herramientas de ayuda a la toma de decisiones, en lo concerniente a la gestión de los volúmenes almacenados en las balsas de regulación y la programación de los tiempos de bombeo, con el objeto de minimizar los costes de explotación. Entre estos trabajos destacan los efectuados por los profesores de las universidades de Huelva y Córdoba, en los cuales han introducido la aplicación de las redes neuronales para la estimación de caudales (Pulido Calvo et al. 2003b) (Pulido Calvo et al. 2008).
- Los enfoques relativos a la gestión del riego a la demanda y a la posibilidad del establecimiento de turnos para obtener redes más económicas o mejorar el funcionamiento de las existentes (Farmani et al. 2007) (Montserrat et al. 2012).
- Destacan también los temas relativos a la repercusión que puede tener el cambio climático sobre el regadío: los recursos hídricos disponibles, la influencia en la selección de la alternativa de cultivos y los impactos en las necesidades de riego y en el funcionamiento de las zonas regables existentes (Daccache et al. 2010b) (Pérez Urrestarazu et al. 2010) (Tarjuelo et al. 2010).
- Finalmente, se deben señalar las investigaciones sobre asignación óptima de diámetros (Babayán et al. 2005) (Theocharis et al. 2006), las referentes al dimensionamiento conjunto caudales-trazado (Planells et al. 2007), las que analizan la influencia de la rugosidad y las pérdidas de carga de cara a la calibración de los modelos (Moreno et al. 2008), las relativas al diseño

interior de la red en parcela (Montserrat 2009) y las que estudian determinados sistemas de riego en relación a los caudales demandados por la red (Daccache et al. 2010a).

### **2.8.1 – Uso de modelos de simulación para la determinación de caudales de diseño en redes de riego**

Esta línea de investigación consiste en establecer un modelo de la red y simular su funcionamiento en un elevado número de escenarios de trabajo posibles que se generan de manera estocástica (obviamente con las limitaciones derivadas del servicio que se desea prestar). La idea básica es generar configuraciones aleatorias de apertura de los hidrantes, y obtener los caudales circulantes para cada una de ellas agregando los caudales demandados en cada tramo. Los resultados de estas simulaciones permiten caracterizar estadísticamente los caudales circulantes, y determinar así el de diseño para una garantía determinada. Entre estos trabajos se deben destacar los modelos establecidos en el Centro Regional de Estudios del Agua de la Universidad de Castilla - La Mancha (CREA-UCLM) y en el Centre International de Hautes Études Agronomiques Méditerranéennes (CIHEAM) de Bari.

#### **Determinación de los caudales circulantes en una red de riego a partir de curvas de demanda aleatoria (Planells et al. 2001) (Tarjuelo 2005) (Planells et al. 2006) (Moreno et al. 2007)**

Los investigadores del CREA de la Universidad de de Castilla-La Mancha, han dedicado una parte importante de sus trabajos a la determinación de los caudales circulantes y al análisis de su influencia en los procesos de dimensionamiento y regulación de redes en proyecto o explotación, centrándose especialmente en la relación existente entre caudales demandados con los bombeos de cabecera. Han desarrollado una metodología para la determinación de caudales circulantes a partir de curvas de demanda aleatorias.

Aunque el proceso sigue la idea general explicada con anterioridad, se considera interesante detallar los pasos para el establecimiento de curvas de demanda aleatorias seguido por estos autores:

- En primer lugar se determinan las probabilidades de apertura de los hidrantes y los tiempos de riego de cada hidrante. Es la etapa fundamental del proceso, ya que estas probabilidades fijan límites a la aleatoriedad de la apertura, ya se deben adaptar a las condiciones de servicio que se hayan establecido.
- En cabecera se fija, también como condición, que se tiene que servir el volumen de agua necesario para satisfacer los requerimientos de la alternativa de cultivos. Se toman solo aquellas configuraciones de hidrantes que satisfacen el volumen requerido.
- Se asignan aleatoriamente los tiempos de inicio del riego de cada toma en intervalos fijos en los que se divide el periodo simulación y se procede a simular el funcionamiento de la red.
- Para cada una de las simulaciones efectuadas e intervalos de tiempo en los que haya fraccionado el periodo, se pueden calcular los caudales circulantes como suma de los caudales servidos por los hidrantes abiertos. Estos caudales se pueden determinar para cualquier tramo de la red.
- Una vez calculados los caudales en todos los escenarios aleatorios, se pueden clasificar estadísticamente para seleccionar como caudal de diseño aquellos que satisfacen una garantía determinada.

### **2.8.2 – Uso de modelos de simulación para el análisis del comportamiento y fiabilidad de las redes de riego**

El estudio de la fiabilidad y comportamiento de las redes es un tema de gran relevancia tanto para la mejora de las redes existentes como para el proyecto de nuevas zonas regables. El interés por el mismo surge como continuación natural del de los métodos de cálculo, tras la puesta en explotación de las primeras zonas regables. En la discusión del conocido artículo de La Houille Blanche, de 1966, *Calcul des débits dans les reseaux d'irrigation fonctionnant a la demande*, Clément era interpelado sobre este aspecto: se le preguntaba cómo se comportaría la red en caso de tener que atender demandas superiores. En su respuesta ya indicaba que se trata de un tema sobre el cual

era necesario ampliar el conocimiento, señalando que los medios y datos de que se disponía eran escasos; añadía también, que el fallo de la red no supone una paralización total de la misma (como si se tratara del fallo de un puente), sino de una pérdida temporal de los estándares establecidos de caudal y presión; y que a su vez éste no es un fallo global sino local, que afecta a unos usuarios determinados (todos acusarán una pérdida de presión en sus terminales, pero sólo en algunos la pérdida supondrá el bajar de los mínimos requeridos).

En los organismos franceses de investigación sobre el riego se percibió la importancia de analizar distintas configuraciones de hidrantes para conocer el funcionamiento global de la red y se desarrollaron las primeras metodologías y programas informáticos para su análisis a nivel global (Béthery 1990). El análisis del funcionamiento conjunto de la red es de gran interés, pero en algunos casos en los que se observa que los requerimientos de presión establecidos solo se satisfacen bajo un porcentaje muy bajo de las configuraciones de riego posibles puede ser insuficiente. Por ejemplo, en el estudio de la ZR de Lecce, en Italia, se comprobó que solamente el 25% no presentaba fallos (Lamaddalena y Sagardoy 2000); su análisis requiere mayor profundidad para cuantificar la magnitud real de los fallos, ya que la red puede ser viable estableciendo una serie factible de medidas correctoras o puede ser un claro despropósito como se podría pensar si solo se ven los resultados del estudio conjunto de toda la red.

El desarrollo de la informática y de los métodos de experimentación numérica, en la cual es posible calcular los resultados de múltiples escenarios de explotación de manera rápida y accesible, han permitido que está sea una de las líneas de investigación de gran desarrollo actual. Dentro de la misma se deben nombrar los trabajos llevados a cabo por los profesores de las Universidades de Almería y Córdoba en colaboración y los del Centre International de Hautes Études Agronomiques Méditerranéennes (CIHEAM) de Bari.

### **Análisis de la fiabilidad de una red de riego en función de simultaneidad de la demanda (Reca et al. 2002)**

Los investigadores de la Universidad de Almería, dentro de su línea de investigación centrada en el estudio de los caudales de riego en las zonas de cultivos intensivos (Martínez et al. 1999) y de los efectos causados por la simultaneidad en las

demandas (Reca et al. 1999) han desarrollado, en colaboración con los profesores de la Universidad de Córdoba, una metodología para el estudio del comportamiento hidráulico de las redes de riego bajo distintos estados de demanda y han establecido una serie de índices y ratios que permiten analizar su fiabilidad y detectar sus puntos débiles (Reca et al. 2002).

Los trabajos realizados se dividen en tres partes: la preparación de un modelo de simulación del funcionamiento de la red, el establecimiento de una metodología para el análisis del funcionamiento de la red y la determinación de unos parámetros para el análisis de los resultados. El trabajo desarrollado es muy importante, al ser uno de los primeros en emplear los modelos de simulación para el análisis del comportamiento y de la fiabilidad de las redes de riego, línea de gran desarrollo en la actualidad.

Los autores definen un modelo de simulación del funcionamiento de la red que, a partir de unos estados de demanda determinados, permite conocer los parámetros hidráulicos básicos de funcionamiento del sistema. Como base del modelo para simular el comportamiento de la red ante demandas determinadas se ha utilizado el programa EPANET, desarrollado por la Environmental Protection Agency de los Estados Unidos, que permite simular el comportamiento de una red de distribución de agua a lo largo de un periodo de tiempo determinado y conocer la evolución de los parámetros hidráulicos y de calidad fundamentales (Rossman 2000). Dicho programa se ha complementado con sendos módulos de entrada de datos (los distintos estados de carga estudiados) y de salida (parámetros hidráulicos y cálculo de índices para estudio del comportamiento de la red).

La metodología empleada en el estudio ha consistido en el análisis del comportamiento de la red bajo distintos estados de servicio dependientes de la simultaneidad de las demandas. Estos estados se han caracterizado por el número de usuarios que demandan agua en un momento dado. Se parte de un estado inicial en el cual está tomando agua de la red sólo un 5% de los usuarios y se va aumentando progresivamente (en escalones del 5%) hasta que todos los usuarios tienen su hidrante abierto (simultaneidad del 100%). La distribución espacial de los usuarios abiertos es aleatoria, por lo que para obtener resultados representativos para cada estado de servicio se han analizado 100 sub-casos en los cuales la determinación de hidrantes abiertos se ha hecho mediante sorteo.

Los resultados obtenidos de la aplicación del programa EPANET son los caudales circulantes y las presiones de trabajo en los distintos puntos de la red. Estos parámetros ya dan de por sí una información importante sobre el funcionamiento de la red, pero los autores proponen y emplean otros índices para, además de detectar los fallos, poder cuantificar la garantía de servicio y la fiabilidad de la red. Estos índices son:

- Probabilidad de fallo de la red. Se define como el número de veces que se produce un fallo (caída en la presión en la toma por debajo de una mínima determinada) en relación al número de simulaciones efectuadas.
- Promedio de fallos de la red. Definido como el porcentaje medio de hidrantes que fallan.
- Desviación típica de fallos de la red.
- Probabilidad de fallo por toma.
- Presión media por toma.
- Desviación típica de la presión por toma.

Con la metodología descrita los autores han evaluado la fiabilidad de la red de la Comunidad de Regantes de Sol-Poniente (El Ejido, Almería), de 1.520 ha de superficie, situada en El Ejido (Almería). Tal y como se ha dicho en apartados anteriores, la red de distribución y la configuración de este tipo de zonas regables del Sudeste español es bastante singular. Se trata de una red mallada con múltiples fuentes de abastecimiento y gran cantidad de pequeños usuarios. No obstante, los autores resaltan que la metodología empleada (modelo de simulación, ensayo e índices para el análisis) es aplicable a todo tipo de redes, sean más o menos convencionales.

Entre los resultados obtenidos se indica que en el análisis de la fiabilidad no se debe considerar únicamente la probabilidad de fallo, sino que se deben tomar más parámetros de estudio para cuantificar la magnitud del mismo. Es decir, que para evaluar el comportamiento de la red no solo interesa saber si falla o no, sino también cómo de grande es el fallo. Para ello, estos investigadores combinan los índices de probabilidad de fallo de la red con el de promedio de fallos.

En el caso de la red analizada (ver figura 2.23) se comprueba que aunque la probabilidad de que se produzcan fallos con grados de simultaneidad bajos es

relativamente alta, la red tiene un comportamiento que se puede considerar aceptable ya que estos fallos se limitan a un número muy pequeño de tomas<sup>(\*)</sup>; y solamente se ven afectadas un número alto de tomas cuando el grado de simultaneidad se eleva significativamente.

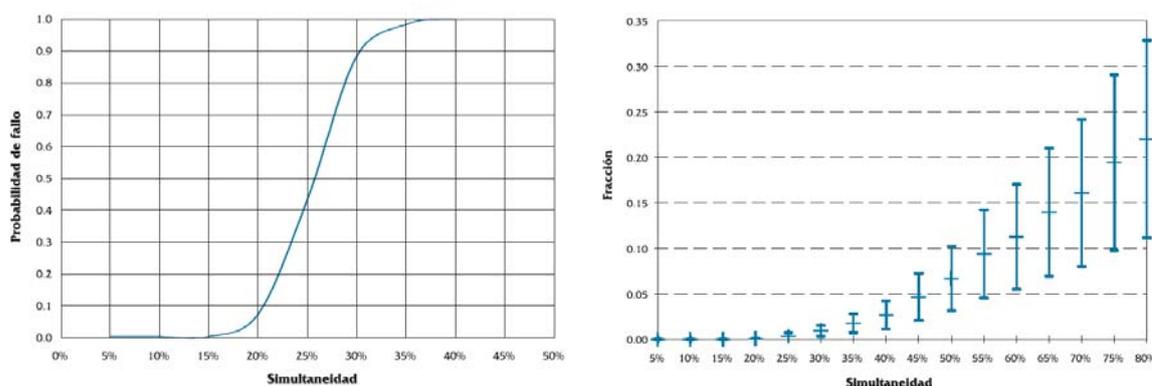


Figura 2.23 Índices de funcionamiento de la red. Comunidad de regantes de Sol-Poniente. Probabilidad de fallos (izquierda) y promedio de fallos de la red (derecha) (Reca et al. 2002)

Los índices empleados se muestran eficaces de cara a caracterizar la fiabilidad de la red. No obstante, en sus conclusiones estos autores recomiendan extender la investigación y establecer otros casos más complejos que analicen el tiempo y la reiteración de las interrupciones del servicio, y que ligen los fallos al impacto que pueden producir sobre la producción.

### **Estudio de caudales circulantes y fiabilidad de una red de riego mediante modelos de simulación (Pereira et al. 2003) (Khadra y Lamaddalena 2006) (Calejo et al. 2008) (Khadra y Lamaddalena 2010) (Lamaddalena et al. 2012)**

Una de las líneas de investigación que destacan en lo relativo a las aplicaciones de los modelos de simulación y la experimentación numérica, para la definición de caudales punta de diseño y el análisis de la fiabilidad de redes de riego, es la desarrollada en el Centre International de Hautes Études Agronomiques Méditerranéennes (CIHEAM) de Bari, en colaboración con el Instituto Superior de

(\*) Se comprueba que la tomas afectadas son habitualmente las mismas, ya que existen zonas de la red más desfavorables. Se trata de un efecto que se produce en general en las zonas ubicadas a cotas más altas o en las más alejadas de cabecera. (IRYDA 1985).

Agronomía de la Universidade Técnica de Lisboa (ISA-UTL). Dicha línea de investigación tiene como base la tesis doctoral de Nicola Lamaddalena, *Integrated simulation modeling for design and performance analysis of on-demand pressurized irrigation systems*, leída en 1997. En la misma se prepara un modelo de simulación (denominado AKLA) para analizar el comportamiento de la red bajo distintas configuraciones de funcionamiento.

El modelo desarrollado por este equipo de investigadores está formado por dos módulos que se aplican de forma coordinada. El primero es determinista, sirve para obtener las necesidades netas de riego. Utiliza la metodología recomendada por la FAO (Doorenbos y Pruitt 1977) (Allen et al. 1998), en la cual básicamente se efectúa un balance de agua en el suelo a partir del estado inicial de humedad, de los datos climáticos y de lluvia y de la alternativa de cultivos seleccionada. Mientras que el segundo es estocástico, calcula los caudales circulantes para distintas configuraciones de apertura de hidrantes en la red. Estas configuraciones de hidrantes se establecen de forma aleatoria, conforme a una distribución uniforme de probabilidad y con la condición de que satisfagan el volumen diario de riego resultante del módulo de cálculo de las necesidades.

La aplicación fundamental de este modelo ha sido para el análisis de la fiabilidad de redes en explotación. En concreto, se han estudiado en detalle las redes de la ZR de la margen izquierda del río Ofanto en Italia, y la de la ZR de Lucefecit en Portugal. En ambas se dispone de las series de datos de los caudales servidos durante varias campañas de riego. Mediante estas series se puede calibrar el modelo para que los caudales servidos se correspondan con los registrados y las horas de inicio del riego se ajusten al comportamiento observado. En otras redes de nuevo diseño este ajuste no es posible y el análisis debe hacerse solo en base a las condiciones para atender las demandas que estime el proyectista.<sup>(\*)</sup>

El análisis global de fiabilidad de la red se estudia comprobando si en todos los hidrantes se puede satisfacer la presión mínima de diseño. Cuando este análisis se efectúa para varias (o muchas) configuraciones de funcionamiento distintas, la condición se puede escribir como:

---

<sup>(\*)</sup> Los autores indican que si las necesidades hídricas diarias totales no se puedan transformar con garantía en caudales de cabecera para efectuar la calibración, se puede utilizar el caudal obtenido mediante la primera fórmula generalizada de Clément para este cometido (Lamaddalena y Sagardoy 2000).

$$Z_{jk} \geq Z_{\min}$$

en donde  $Z_{jk}$  es la presión en el hidrante  $j$  para una determinada configuración  $k$  y  $Z_{\min}$  es la presión mínima requerida en el hidrante. En este caso, la fiabilidad de la red ( $\varphi$ ) se define como la probabilidad de que una determinada configuración  $k$  de hidrantes ( $Z_{redk}$ ) satisfaga las condiciones de funcionamiento de la red ( $Z_{red\min}$ ).

$$\varphi = p(Z_{redk} \in Z_{red\min})$$

En los casos que interese efectuar una caracterización del funcionamiento a nivel de hidrante, para cuantificar la magnitud de los fallos de la red, los autores proponen analizar otros dos parámetros: el déficit relativo de presión en hidrante ( $\Delta Z_{jr}$ ), que es un indicador de la proximidad al umbral mínimo de presión requerido; y la fiabilidad del hidrante ( $\varphi_j$ ), que representa la probabilidad de éste que pueda satisfacer la presión mínima de trabajo que tenga establecida.

$$\Delta Z_{jk} = \frac{Z_{jk} - Z_{\min}}{Z_{\min}}$$

$$\varphi_j = \frac{\sum_{k=1}^K IH_{jk} IP_{jk}}{IH_{jk}}$$

siendo:

- $IH_{jk}$  el índice de estado del hidrante  $j$ , cuyo valor es igual a 1 si el hidrante está abierto en la configuración  $k$  e igual a 0 en caso de que esté cerrado.
- $IP_{jk}$  el índice de servicio en el hidrante  $j$ , cuyo valor es igual a 1 si la presión disponible en el mismo, en la configuración  $k$ , es superior a la presión requerida e igual a 0 en caso contrario.
- $K$  es el número de configuraciones analizadas.

## 2.9 – CONSIDERACIONES FINALES

El hecho de que el funcionamiento de la fórmula de Clément sea aceptado globalmente es debido a que, además de ser un método sencillo, cuenta con una serie de elementos flexibles que actúan como coeficientes de seguridad susceptibles de ser ajustados, los cuales son capaces de absorber las desviaciones y cambios en las

demandas. Por ello es necesario conocer cuáles son y cómo actúa cada uno de estos elementos. Especialistas reconocidos recomiendan el uso de la fórmula de Clément, e indican que es conveniente realizar un estudio del funcionamiento de la red para conocer cuál será su comportamiento y resaltan la importancia de seleccionar bien los parámetros de riego.

Respecto a la cuestión sobre si la distribución de Weibull o la distribución Gamma se ajustan mejor al funcionamiento real de una red en explotación que una distribución normal, hay que señalar que éstas son distribuciones ajustables en función de una serie de parámetros (como, por ejemplo, los parámetros de forma, escala y posición para la distribución de Weibull) y que la verosimilitud de éstas depende de cómo se haga este ajuste. El tema es que los autores en general, salvo Mavropoulos, no indican el valor de los parámetros a adoptar sino que los ajustan a posteriori, a modo de calibración del modelo. Es obvio que si el ajuste se efectúa de esta manera (a posteriori) estas distribuciones ofrecerán mejores resultados que la normal. Pero en el diseño a priori, en el cual se desconoce el funcionamiento de la red y cómo puede evolucionar en el tiempo, el uso de estas otras distribuciones no asegura un mejor diseño ni aporta más verosimilitud que la fórmula de Clément (la cual es mucho más simple, y he ahí su grandeza).

En lo relativo a los modelos de simulación se debe resaltar su gran utilidad como herramientas de apoyo a la toma de decisión de redes en explotación y de cara a la evaluación de su fiabilidad. Se debe indicar también que, en su aplicación a nuevos diseños, el buen ajuste de los resultados de estos modelos depende en gran medida del establecimiento de las condiciones de contorno que limitan la aleatoriedad de la apertura y cierre de los hidrantes; y que representan al fin y al cabo los requisitos y limitaciones a los que está sujeto el servicio. Estas condiciones se fijan, tal y como se ha detallado a lo largo del capítulo, mediante los parámetros de riego.

Por tanto, la clave del éxito en el diseño está en seleccionar bien los parámetros de riego, para que la red sea robusta y tenga capacidad de adaptarse a los cambios que se produzcan en el tiempo, y eso es lo que se analiza en este trabajo de investigación.

## CAPÍTULO 3 – METODOLOGÍA

### 3.1 – PLANTEAMIENTO GENERAL

El objetivo de este trabajo de investigación es determinar los criterios con que deben dimensionarse las redes colectivas para que puedan afrontar con éxito incrementos del consumo de agua sobre las previsiones de proyecto. Es evidente que falta añadir que dicho objetivo ha de alcanzarse con el mínimo costo posible, ya que si no se introduce el condicionante económico valdría cualquier solución que sobredimensionase suficientemente la red (en cuanto más, mejor). Por lo tanto el objetivo queda acotado y consiste en fijar unos criterios para dotar al diseño de la red de la fortaleza precisa para que pudiese, si se precisara, hacer frente a mayores consumos de agua que los que se hayan considerado en proyecto, con el mínimo sobrecosto posible. Para ello, ha sido preciso establecer un procedimiento práctico que permite evaluar la fortaleza de la red y detectar los puntos en cuales las presiones no son adecuadas y precisan medidas correctoras.

El número de variables que intervienen en el dimensionamiento de las redes colectivas es muy amplio y algunas de ellas, como es normal en la ingeniería, arrastran incertidumbre en su evaluación. Es más, el propio objetivo de esta tesis doctoral tampoco está perfectamente definido, ya que no precisa con exactitud cuál puede ser la cuantía del exceso de agua solicitado, ni tampoco indica la ubicación topográfica en el sector de riego de las parcelas que puedan precisar esta agua adicional ni cuál puede ser la distribución en el tiempo de este incremento de demanda. Pero lo más importante es que son las propias bases con las que se definen los caudales punta, que intervienen en el diseño del proyecto, las que pueden cambiar en el transcurso del tiempo, por lo que el proceso de análisis que se aborda es de una gran complejidad.

Para plantear correctamente el problema es de suma importancia establecer el orden que se ha de seguir en la investigación, es decir la metodología de trabajo. Evidentemente hay que iniciar la andadura sobre la base ya aportada por otros investigadores que han tratado campos afines. Con este bagaje de conocimiento lo primero que hay que estudiar es la influencia que ejerce, sobre el dimensionamiento de

las redes colectivas de riego, cada una de las variables que intervienen en la determinación de los parámetros de riego (los que se manejan en el proceso de cálculo). A partir de ello se debe pasar a estudiar la eficiencia que tienen dichos parámetros para la consecución del objetivo de la tesis. La consecuencia de toda esta labor de investigación ha de ser la definición de un procedimiento operativo práctico que permita evaluar o, en su caso, dotar a la red de riego de la fortaleza precisa para hacer frente al incremento del consumo de agua sobre la previsión de proyecto. Finalmente conviene aplicar, sobre una red de riego existente, el procedimiento propuesto, verificando la funcionalidad y eficacia del mismo.

En líneas generales, la metodología de trabajo ha seguido por lo tanto la siguiente secuencia investigadora:

- Revisión bibliográfica de las publicaciones sobre los temas afines al objetivo de esta tesis, que permita llevar a cabo una exploración general del estado actual del conocimiento, realizándose una síntesis global de ello.
- Acotación del campo de estudio, centrando la investigación sobre la línea concreta que constituye el objetivo de esta tesis doctoral.
- Estudio de los parámetros que intervienen en el dimensionamiento de las redes; de las variables con las que éstos se evalúan; y análisis de la función que desarrollan, de su forma de actuar, y de su eficacia para solventar el esfuerzo que ha de realizar la red para atender el incremento de la demanda de agua.
- Selección del algoritmo de cálculo y desarrollo del modelo que permita calcular los caudales circulantes y el dimensionamiento de la red colectiva de riego, en los distintos escenarios que precisen ser analizados.
- Análisis de la eficiencia y determinación de las combinaciones óptimas del conjunto de parámetros de riego que intervienen en el diseño de redes colectivas robustas.
- Establecimiento de los criterios de dimensionamiento que permiten dotar a las redes colectivas de riego de fortaleza suficiente para satisfacer mayores

consumos de agua en parcela, producidos por cambios en la alternativa de cultivos.

- Establecimiento de un procedimiento práctico de cálculo que permita conocer la robustez de una red y, en su caso, estimar las medidas necesarias para dotarla de la fortaleza requerida.
- Aplicación a una red de riego existente del procedimiento práctico propuesto, para verificación de la fortaleza que tiene (análisis de un caso real) y señalar, en consecuencia, cuáles habrían sido las actuaciones que la habrían mejorado a costo reducido.

### **3.2 – REVISIÓN BIBLIOGRÁFICA Y ACOTACIÓN DEL CAMPO DE ESTUDIO**

En el capítulo 2 (Estado del arte) se ha acometido la revisión bibliográfica detallada de los artículos que versan sobre los temas directamente relacionados con el objetivo de esta tesis publicados en las revistas especializadas, así como de los libros que específicamente abordan este tema, es decir se ha realizado una prospección global del conocimiento que se tiene en el momento actual sobre este campo específico.

En la exploración realizada se ha observado que buena parte de las publicaciones recientes que tratan el tema del dimensionamiento de redes de riego tienen un sesgo orientado hacia el abastecimiento de sectores dedicados al cultivo de primor (los invernaderos y los minifundios), que marcan un camino de distinto recorrido al de esta tesis. Ello ha obligado a que en el inicio del desarrollo del trabajo de investigación se haya acotado claramente el campo de estudio, excluyéndose del análisis las redes en las que se entrega el agua al usuario sin interponer en el hidrante un limitador de caudal, y también las redes de pequeños sectores minifundistas que dotan al agricultor de grados de libertad muy grandes. En estos casos los caudales de punta, es decir aquellos con los que habría que dimensionar la red colectiva, pueden rebasar con amplitud a los que resultarían por aplicación de una formulación estadística, ya que pueden coincidir mayoritariamente los usuarios en la práctica del riego al no tener una limitación acusada en la dotación. En estos supuestos el cálculo de la red ha de hacerse con planteamientos diferentes al de las grandes zonas regables.

También se excluyen, por ser casos muy singulares y excepcionales, las redes malladas y las redes que disponen de varias fuentes de alimentación (pozos) distribuidas en el área del sector de riego.

En consecuencia, las redes analizadas en esta investigación son aquellas redes ramificadas en las que los terminales son los hidrantes de entrega a las parcelas, en donde indefectiblemente ha de haber un limitador de caudal que condicione el caudal máximo que pueden derivar los usuarios (separando con nitidez lo que es red colectiva y red privada); y que además tengan asignado un grado de libertad moderado a cada agricultor que obligue a que haya un reparto equilibrado del caudal en el tiempo, durante la punta de campaña<sup>(\*)</sup>. Hay que tener presente a este respecto que el limitador de caudal dispuesto en el hidrante de entrega del agua a los usuarios actúa de manera semejante al limitador de potencia que se coloca en la acometida de la energía eléctrica a las viviendas. En este simil se entiende que el propietario de una vivienda puede instalar en su casa todos los electrodomésticos que quiera, pero los que ponga en funcionamiento simultáneamente no pueden rebasar la potencia que tiene contratada. Se entiende que este limitador de potencia constituye una pieza fundamental en el consumo equilibrado de energía.

### **3.3 – ESTUDIO DE LOS PARÁMETROS QUE INTERVIENEN EN EL CÁLCULO DE LOS CAUDALES DE PUNTA**

El conocimiento de los parámetros de riego constituye una de las bases iniciales de la investigación realizada. Se han analizado bajo distintos aspectos: cómo se evalúan, qué coeficientes de seguridad encubiertos contienen, cuál es su intervención en el proceso de dimensionamiento de las redes colectivas, cuál es la función específica que desarrollan, y qué eficacia tienen frente al aumento del consumo de agua en punta de campaña.

---

<sup>(\*)</sup> Algunas redes minifundistas se dimensionan con grados de libertad tan altos que el agricultor puede concentrar el riego en pocos días de la semana, lo cual suele generar puntas de demanda en la red muy altas, que exceden sobre las previsiones de cálculo estadístico que resulta de la aplicación de la ley de distribución normal.

La evaluación de algunos de los parámetros de riego que dependen de variables sujetas a incertidumbre puede inducir a disponer holguras superpuestas. Resulta obligado incluir el estudio de cuáles son dichas variables y cuál es la procedencia de adoptar en su determinación coeficientes de seguridad añadidos. Este análisis se ha llevado a cabo, ya que la mayoración de dichas variables puede no ser demasiado eficiente para conseguir el objetivo buscado en esta tesis y sin embargo encarecerá indudablemente la red colectiva.

Otro aspecto importante es conocer cuál es la función específica que desarrolla cada parámetro y en qué forman mayoran el dimensionamiento de la red. En esta parte del trabajo se ha advertido que cualquier mayoración de los parámetros de riego incrementa la fortaleza de la red, pero el precio al que la consiguen es distinto en cada caso. El conocimiento de su función específica y de su intervención en el proceso de cálculo de la red, permite optimizar su empleo y asignar a cada parámetro el valor adecuado.

La consecuencia de estos estudios permite catalogar los parámetros y recomendar cómo han de ser evaluados. A estos efectos es importante conocer qué variables han de fijarse en el rango del equilibrio estricto, cuáles conviene que dispongan de un pequeño margen de holgura, y cuáles han de albergar el coeficiente de seguridad que da efectivamente la robustez de la red frente al incremento del consumo.

Todos estos estudios parten del nivel de conocimiento actual que figura en la bibliografía consultada, de la que se ha hecho amplia referencia en el capítulo 2; y han constituido el primer tramo de los trabajos que se han abarcado en el proceso de investigación seguido en esta tesis doctoral.

### **3.4 – PREPARACIÓN DEL MODELO DE CÁLCULO**

Para el desarrollo de los trabajos se precisa disponer de un modelo que permita conocer la sensibilidad de la red frente a cada parámetro de riego, es decir disponer de herramientas de cálculo de caudales y de dimensionamiento de redes colectivas.

Los caudales se han calculado en todos los escenarios mediante aplicación de la fórmula generalizada de Clément. En la síntesis realizada sobre el estado del arte, se ha

hecho una extensa referencia sobre los distintos procedimientos en boga para calcular los caudales circulantes por las redes colectivas en punta de campaña de riegos. Es un tema ampliamente investigado en el que se ha llegado a la conclusión de que, en las redes colectivas que cumplen los condicionantes con los que se ha acotado el campo de estudio de esta tesis, es indiferente el empleo de una u otra metodología, siempre que los parámetros de riego se hayan seleccionado adecuadamente.

En la optimización de redes se ha utilizado un modelo de cálculo basado en el método Granados, que utiliza un algoritmo de programación dinámica. Este método está difundido en el mercado y es conocido por los especialistas del ramo.

En el desarrollo de esta tesis se ha procedido a adaptar dichos programas de cálculo a las necesidades específicas que se tenían en cada uno de los escenarios e hipótesis que se han contemplado en el proceso de análisis.

La referencia sobre los programas antedichos puede verse en la publicación *Redes colectivas de riego a presión* de Alfredo Granados (2007) que figura entre las referencias de esta tesis doctoral. Entre los trabajos desarrollados, la selección y preparación de los modelos de cálculo es la más simple y la actuación realizada sólo ha precisado la adaptación de los programas existentes a las condiciones de los escenarios que se han estudiado durante el transcurso de la investigación, y posteriormente para la aplicación a un caso real.

### **3.5 – ANÁLISIS DE LA EFICIENCIA DE LOS PARÁMETROS DE RIEGO**

Como se ha comentado anteriormente todos los parámetros de riego colaboran en la seguridad de las redes colectivas, pero cada uno ejerce una función específica distinta. La interconexión existente entre ellos puede hacer que no se utilicen correctamente, razón por la que en el apartado 3.3 de este capítulo se ha indicado la necesidad de conocer la función que desarrollan, cómo intervienen en el proceso de cálculo de la red y cuál es su eficacia.

El hecho de que todos ellos tengan efectos interconectados obliga a analizar cuáles son las combinaciones óptimas que aportan mayor fortaleza a la red con el

mínimo sobrecosto; y cuáles deben ser consideradas como poco recomendables, ya que pueden dar valores de los caudales circulantes de escasa verosimilitud.

Uno de los puntos sobre los que se ha centrado el proceso de investigación ha sido la influencia que tiene cada uno de los parámetros de riego sobre la coincidencia, en el uso del agua, de las parcelas de los terminales de la red. Sobre esta cuestión se ha señalado que la primera referencia sobre la fortaleza que dispone una red colectiva, frente al incremento del consumo de agua, la proporciona el número de parcelas de los terminales para las que el caudal de diseño de la conducción que las alimenta coincide con la suma de las dotaciones asignadas en hidrante. Este indicador varía con la combinación que se establezca para los parámetros de riego, y en ello radica la importancia de que se estudie con detalle este campo.

El estudio de las combinaciones de valores recomendables de los parámetros de riego permite discernir entre aquellas que pueden considerarse como óptimas para conseguir el objetivo que se busca, entre aquellas otras menos recomendables en las que el resultado puede ser menos verosímil y requieren estudios específicos, y aquellas no recomendables cuyos resultados sobre los caudales circulantes en punta de la campaña de riegos pueden alejarse de la realidad dejando la red infradimensionada.

### **3.6 – ESTABLECIMIENTO DE CRITERIOS PARA EL DIMENSIONAMIENTO DE REDES ROBUSTAS**

El conocimiento de la eficiencia de cada uno de los parámetros de riego permite que estos puedan ser catalogados, y que se puedan recomendar los rangos en que ha de fluctuar cada uno de ellos si se quiere conseguir un diseño robusto de la red. Se parte del conocimiento aportado por las combinaciones óptimas de algunos de ellos (según se ha indicado en el apartado anterior) pero con ello no finaliza el proceso de análisis, ya que hay dos coeficientes de seguridad (el parámetro  $r$  y el parámetro  $k$ ) que siempre se ha supuesto que son similares, por lo que se viene empleando indistintamente uno u otro, sin que nunca se haya tomado decisión alguna al respecto. Sin embargo en los estudios realizados en esta tesis se ha mostrado que son radicalmente distintos.

El proceso de investigación que se ha llevado a cabo en esta etapa se centra por lo tanto, fundamentalmente, en determinar cuál de estos dos parámetros, que actúan

específicamente como coeficientes de seguridad con que se dota el dimensionamiento de la red colectiva, es el más adecuado para prestar la ayuda que precisa la red cuando los agricultores derivan por su toma mayor volumen de agua que el previsto en proyecto.

Dichos coeficientes de seguridad, como se ha dicho, siempre se han empleado en alternativa, bien uno o bien el otro, pero nunca en combinación, lo cual inicialmente es posible ya que no son incompatibles entre sí.

Por ello el problema básico se reduce al estudio comparado de los efectos que, sobre el dimensionamiento de la red, ejercen ambos parámetros (el rendimiento de la red  $r$  y el coeficiente de seguridad  $k$ ). Los dos actúan exclusivamente como coeficientes de seguridad, mayorando los caudales circulantes por la red, pero la forma en que realizan esta mayoración, uno y otro, es como se ha dicho muy diferente.

El análisis comparativo de estos dos parámetros ha resultado ser trascendente para el objetivo de esta tesis (no se tiene conocimiento de que se haya hecho un estudio anterior sobre ello). En la aplicación práctica realizada también se ha realizado un estudio comparativo de ambos y se ha constatado claramente su eficiencia. En consecuencia se ha llegado a la conclusión de que el parámetro  $r$  ejerce un cometido que se amolda perfectamente al funcionamiento de la red cuando se produce un incremento del consumo de agua, con el planteamiento y la acotación del campo de investigación de esta tesis, mientras que el parámetro  $k$  tiene otras cualidades distintas.

### **3.7 – ESTABLECIMIENTO DE UN PROCEDIMIENTO PRÁCTICO PARA LA COMPROBACIÓN DE LA FORTALEZA DE LA RED**

El establecimiento de criterios para dimensionamiento de redes colectivas, referido en el apartado anterior, se traduce en recomendaciones a seguir en la redacción de los proyectos de transformación, o modernización, de zonas regables. Ello será indefectiblemente una ayuda importante, pero lo idóneo es llegar a definir un procedimiento práctico de cálculo, es decir unas reglas sencillas cuya aplicación conduzca al conocimiento de la fortaleza que dispone la red en las condiciones de proyecto y, en su caso, realizar las actuaciones que la mejoran con el mínimo sobrecosto posible.

Para conocer la fortaleza de la red es necesario determinar su respuesta frente a situaciones extremas de consumo, por lo que la metodología de trabajo consiste en definir cuáles son los escenarios extremos que proporcionan más información al respecto. Tras las distintas pruebas realizadas, en las que se han analizado diferentes situaciones extremas de consumo de agua, ha sido posible establecer los escenarios de cálculo. En todos ellos se simulan situaciones extremas.

En el proceso de investigación se ha tenido en cuenta que el incremento de consumo de agua puede producirse en cualquier parcela del sector de riego, pero lo pésimo es que ocurra en el terminal (ya que genera pérdida de carga en todo el recorrido de la red). Por lo tanto los escenarios que se analicen siempre han de concentrar las parcelas de mayor consumo en los ramales terminales.

Este razonamiento ha confluído en la propuesta de simulación de dos escenarios extremos. Con ello el camino a seguir ya está definido y cada proyectista podrá, en su obra, analizar todos aquellos escenarios de esta índole que complementariamente considere oportunos. En esta tesis se han seleccionado, como se ha dicho, solamente dos, que en principio se consideran suficientes para el objetivo buscado. Se han denominado escenarios 1 y 2.

El primero supone aproximadamente que el 50% de la superficie del sector de riego ha plantado el cultivo que más agua consume en punta de campaña (siempre concentrada la demanda en las parcelas de los terminales y con agotamiento del coeficiente de seguridad de la red).

En el segundo el incremento de consumo se lleva a la totalidad de la red, evidentemente con agotamiento de los márgenes de seguridad, analizándose las áreas en que se produce la caída de presión sobre la mínima de entrega a los hidrantes de las parcelas.

### **3.8 – APLICACIÓN A UNA RED DE RIEGO EXISTENTE**

La aplicación a una red de riego existente (Sector I de la ZR de Villoria, en la provincia de Salamanca), del procedimiento propuesto, es el colofón con que se termina el trabajo de investigación. Lo ideal es que el sector de riego que se elija no tenga

ninguna singularidad importante, que pueda dar un sesgo al resultado que lo aparte de lo común.

Esta aplicación a un caso real se incluye como apéndice a la tesis. En dicha aplicación se hacen distintas hipótesis, algunas evidentemente innecesarias realizadas solamente a efectos comparativos para constatar que hay un camino claro a seguir. Se ha omitido en el texto todo lo que no es necesario mostrar, pero sí se incluyen cuadros comparativos de los resultados a los que se llega.

Dentro del proceso de revisión, al que se ha sometido a esa red existente, no se ha querido pasar por alto el estudio de la influencia que puede tener, sobre la fortaleza de la red, la elección del umbral de velocidad máxima que se consideró en el cálculo de optimización de las conducciones. Asimismo, también para el caso real analizado, se ha estudiado como extensión del procedimiento el posible ajuste del coeficiente de seguridad de la red, para hallar el más idóneo, a cuyos efectos se realiza un minucioso análisis comparativo de los resultados a los que se llega en distintas hipótesis de trabajo.

Al final del apéndice se adjuntan las conclusiones específicas sobre los resultados obtenidos en esta aplicación práctica, que son totalmente concordantes con las recogidas en el capítulo 5 referentes al conjunto de la investigación llevada a cabo en esta tesis doctoral.

## **CAPÍTULO 4 – DESARROLLO DE LA INVESTIGACIÓN**

### **4.1 – INTRODUCCIÓN**

En los estudios de planeamiento se utiliza la expresión robusta, sinónimo de fuerte, sólida o resistente, para designar una actuación que está poco afectada ante cualquier cambio posible de escenario, es decir que su comportamiento es poco sensible (o poco vulnerable) frente a la fluctuación de las variables de estado (las que constituyen la base en que se fundamenta la solución) (Hashimoto et al. 1982) (Martín Carrasco 1992).

También hay procedimientos (o algoritmos de cálculo) robustos que conducen indefectiblemente a la solución, como ocurre con los métodos de optimización mediante programación dinámica en los que tras la modificación de alguna de las variables de estado durante el transcurso del tiempo, o incluso tras algún error inadvertido cometido en el camino, el proceso se reconduce nuevamente en la búsqueda del óptimo, razón por la que este procedimiento de optimización se acomoda tan bien a la programación de obra o a la explotación de sistemas productivos (ya que la terquedad en la reconducción hacia el óptimo es una cualidad inherente a la filosofía del principio de Bellman).

La fortaleza de la solución adoptada en un proyecto no precisa, en la mayoría de los casos, que la solidez se extienda globalmente por igual a todas las variables que intervienen, sino que atienda específicamente en mayor medida a alguna de ellas, por lo que habitualmente se especifica frente a qué cambio de escenario se está buscando la estabilidad de la solución.

Ello es muy importante porque en todo proyecto hay que considerar multitud de factores, se manejan muchos datos, se fijan muchos parámetros, se establecen muchas hipótesis, y en el transcurso del proceso se adoptan muchas decisiones, por lo que hay que tener claro cuál es el objetivo que se persigue y cuál es la función de cada uno de los parámetros que se fijan y de las hipótesis que se establecen.

El objetivo de esta tesis es dictar unas normas de actuación que permitan realizar un dimensionamiento robusto de una red colectiva de riego a la demanda frente a los

incrementos del consumo de agua sobre las previsiones del proyecto. Ello tiene las siguientes connotaciones:

- Para el análisis del problema hay que dar por sentado que la red ha sido proyectada en base a unos estudios previos correctamente realizados, que han utilizado toda la información disponible en el momento de redacción del proyecto. Entre estos estudios previos que constituyen la base del diseño se encuentra toda la información sobre los suelos, las características físicas del entorno de la zona regable, las costumbres y preferencias de los agricultores, la prospección del mercado de los productos agrícolas, los estudios agronómicos, la elección del sistema de riego, la distribución de la propiedad y en general toda la información previa básica en la que se fundamenta el proyecto de transformación en regadío.
- Asimismo hay que dar por sentado que el estudio del riego en la parcela permite la aplicación correcta del agua a los cultivos programados en el estudio agronómico, todo ello acorde con los requerimientos de los agricultores.
- También hay que suponer que se ha realizado correctamente la determinación de los caudales circulantes para las condiciones de proyecto, y que el proceso de dimensionamiento de las conducciones o el de estimación de las pérdidas de carga de las tuberías está bien hecho, sin defectos ni excesos, es decir con el equilibrio resultante de la combinación de la funcionalidad y la economía de la infraestructura y la explotación.
- Finalmente, también hay que aceptar que la red ha sido construida según el proyecto (no hay fallos achacables a defectos de obra).

En resumen, en el trabajo de investigación que se realiza se toma como premisa de partida que todo ha sido correctamente proyectado y ejecutado, por lo que una vez puesta en explotación la zona regable la red funciona satisfactoriamente con los márgenes de seguridad establecidos en proyecto.

El escenario nuevo que se analiza es cómo se comporta la red construida si, en el devenir del tiempo, los agricultores cambian el tipo de cultivo de proyecto por otro que consume más agua, o dicho de otra forma cómo responden los márgenes de seguridad

establecidos en el diseño frente a esta eventualidad. Se contraponen por lo tanto los coeficientes de seguridad del diseño frente al incremento de demanda de los usuarios.

Si se quisiese conocer la fortaleza estructural de una viga de hormigón armado frente al incremento de la sobrecarga, hay que partir evidentemente de que el diseño de la viga, en todo su conjunto, se ha hecho de acuerdo con la normativa vigente y con los coeficientes ajustados a lo establecido en ella, y también que se ha construido respetando íntegramente el proyecto. En esas condiciones el incremento de la sobrecarga lo soportará la estructura utilizando los márgenes de seguridad de que dispone y el proyecto tendrá más o menos fortaleza según sea el comportamiento de la viga en ese nuevo escenario de carga (evidentemente entre distintos diseños de la viga que cumplan la normativa unos tendrán mejor comportamiento que otros frente al mismo exceso de carga, en eso radica la robustez del proyecto, no en que se haya puesto más acero del preciso).

Con este ejemplo ilustrativo se quiere señalar que la fortaleza de un proyecto no consiste en que esté bien hecho, -que se supone-, sino en que el diseño realizado pueda hacer frente, sin mayor costo de la infraestructura, a un posible escenario nuevo que pueda presentarse en la explotación. En el caso concreto de esta tesis **se investiga cuáles son las actuaciones (o estudios) que se deben introducir en el proyecto de una red de riego para que ésta pueda hacer frente al incremento de la demanda de agua de los agricultores sobre la prevista en los estudios agronómicos, sacando el mejor provecho a los márgenes de seguridad específicamente establecidos para ello; y no con otros elementos no específicos<sup>(\*)</sup> cuyo sobredimensionamiento da un incremento encubierto de la seguridad (como puede ser aumentar en el cálculo la rugosidad de los tubos).**

## 4.2 – CONDICIONANTES DE PARTIDA

En el preámbulo de este capítulo se ha hecho hincapié en que una premisa de partida de este trabajo de investigación es que todos los estudios que conducen al

---

<sup>(\*)</sup> También se hace en este capítulo una mención específica sobre los coeficientes de seguridad encubiertos, que tienen algunos proyectos de transformación en regadío.

desarrollo de la solución de proyecto están correctamente realizados y las decisiones son equilibradas (sin excesos ni defectos). Ello es obvio pero importante, ya que permite centrar el trabajo en la respuesta de la red frente a un posible incremento de la demanda por encima de la de diseño (fundamentalmente se investiga el agotamiento que sufren los márgenes de seguridad de la red en este escenario, y como consecuencia de este análisis recomendar en qué parámetros de riego se deben introducir estos coeficientes de seguridad para que sean más efectivos).

También es importante, aunque es otra obviedad, señalar que la red colectiva comienza en su propia cabecera (si precisa presurización el inicio será la central de bombeo y si no la precisa será la obra de acometida de la arteria maestra). Asimismo, el punto final de la red colectiva está en el hidrante de entrega del agua a cada una de las parcelas.

Existe una infraestructura general, más o menos potente, situada aguas arriba de la red desde la que aporta el agua a la zona regable. A partir de ella se suministra el caudal necesario para atender las demandas de los regantes (con una presión en cabecera de la red siempre igual o superior al umbral mínimo que se precise para realizar el transporte por las tuberías, según se haya fijado en proyecto). Al igual que la infraestructura general de cabecera no forma parte de la red, tampoco es parte de ella lo que queda aguas abajo de los hidrantes, ya dentro de las parcelas. El hidrante, como punto terminal de la red colectiva, ha de estar capacitado para entregar la dotación al agricultor a una presión no inferior a la garantizada en proyecto (ello quiere decir que durante la explotación los agricultores pueden abrir su toma a voluntad, pero no pueden derivar un caudal superior a la dotación que se le haya asignado en proyecto, recibéndola evidentemente a una presión mínima garantizada que le permite el riego, en la forma en que fue concebido en el proyecto).

De acuerdo con lo dicho en el párrafo anterior toda la infraestructura construida para abastecer a la red de riego (los embalses de regulación, los canales de transporte, las balsas y el resto del equipamiento que permite llegar con el agua desde su origen hasta la acometida de la red) no forma parte de ésta, aunque debe estar capacitada para dar el servicio requerido (volumen global del agua de riego, caudal variable acorde con la demanda de la red y presión mínima garantizada en cabecera de la arteria maestra).

Asimismo la red colectiva termina en las tomas de las parcelas y sólo está obligada a servir el caudal que requiera el usuario a cualquier hora del día (hasta el

máximo fijado por la dotación asignada) manteniendo siempre la presión mínima garantizada en proyecto. Para ello la toma ha de disponer del equipamiento preciso (limitador de caudal y regulador de presión). La red privada del interior de la parcela no forma parte de la red colectiva y el agricultor puede hacer en el interior de su parcela lo que le convenga, siempre que acepte como barrera infranqueable la no afección a terceros (por ejemplo podría modificar a su antojo las instalaciones interiores de la parcela, cambiar de cultivo o el sistema de aplicación del agua de riego, variar la programación o el horario o incluso si quiere puede dejar la tierra de baldío).

El agricultor puede gastar toda el agua que precise, siempre con la limitación del caudal (la dotación asignada no la puede rebasar) y con la obligación de pagar la tarifa. Es evidente que si gasta más agua de la prevista en proyecto, el efecto lo transmite a la red y ésta a la infraestructura general con la que se transporta el agua hasta la zona regable. Tanto la red como la infraestructura de aguas arriba deben disponer de los resortes adecuados para asegurar el servicio.

En redes minifundistas, con parcelas pequeñas y superficie total del sector de riego reducida, a veces se suprime el control de caudal del hidrante, con lo que la red interior pasa a integrarse en la red colectiva. En esos casos singulares se trastoca todo el procedimiento de cálculo, la coincidencia en el riego puede ser muy alta y por ello los valores de los caudales circulantes obtenidos a partir de la fórmula de Clément -o de cualquier otra fundamentada en la probabilidad estadística de coincidencia en el riego-, pueden no ser verosímiles, ya que es posible que den resultados inferiores a la realidad (es decir, caudales menores a la punta de demanda que realmente se produce en esas redes colectivas).

Otra característica de las zonas regables, que debe tenerse presente en el curso de esta investigación, es que la red se dimensiona para su funcionamiento en la punta de la campaña de riego. El periodo de punta es corto en comparación con la duración de la campaña, por lo que en el resto del tiempo la red queda sobredimensionada y las holguras disponibles en la práctica del riego serán muy superiores a las de diseño. Por ello debe sopesarse el valor a asignar a cada dato, parámetro o coeficiente que intervenga en el proyecto, buscando siempre el equilibrio, de manera que no se introduzcan márgenes de holgura innecesarios, ni tampoco que éstos queden faltos y que produzcan el fallo de la red en el periodo álgido de la campaña de riego.

A estos efectos en el proyecto se debe considerar que en punta de campaña el agricultor tiene que entender que sus cultivos se encuentran en el periodo de mayor consumo de agua y asumir que en ese periodo de tiempo se le reduce la comodidad que tenía en el uso del agua durante el resto de la campaña, lo que permitirá abaratar toda la infraestructura de la red.

### **4.3 – ANÁLISIS DE LA PERTINENCIA DE INTRODUCIR DETERMINADAS HOLGURAS SUPERPUESTAS EN EL PROYECTO**

#### **4.3.1 – Cuantificación de las holguras de proyecto**

Es habitual que en la redacción de los proyectos se dispongan en muchas ocasiones coeficientes de seguridad superpuestos, de manera que la holgura total que se alcanza puede llegar a ser muy superior a la requerida. Aunque es bueno que en los pasos sucesivos del diseño se vaya quedando razonablemente siempre del lado de la seguridad, es importante conocer dónde conviene subir el nivel de garantía y en cuánto conviene aumentarlo, de forma que se controle el margen de holgura global que se tiene, con objeto de que el resultado final no quede excesivamente sobredimensionado.

En el cálculo de los caudales circulantes en punta por una red colectiva de riego, también ocurre lo mismo: a lo largo del proceso se van acumulando en cada decisión pequeños coeficientes de seguridad que al final pueden suponer una holgura importante. Es pues muy necesario el cuantificar cuál es el montante de esta holgura, en dónde se ha colocado, y cuál es su nivel de utilidad, ya que conociéndolo se puede dar respuesta al objetivo de este trabajo de investigación, con el que se pretende conocer las normas de actuación que permitan proyectar una red colectiva de riego que responda con fortaleza frente a los incrementos de la demanda sobre los inicialmente previstos, con el menor costo posible. No basta por lo tanto con que se pueda responder afirmativamente a la pregunta: ¿será capaz la red colectiva de distribución de una zona regable de poder atender la demanda de un cultivo que consuma más agua que el previsto en el proyecto?, sino que ello ha de ser posible con un incremento reducido de la inversión, ya que en ello radica la calidad del proyecto.

Parece pues muy importante que los proyectistas de las zonas de riego realicen una evaluación detallada sobre la utilidad de cada una de las holguras que potencialmente se pueden ir añadiendo conforme avanza el proceso de diseño de la red, de manera que les permitan decidir sobre su conveniencia. A continuación se indican, a título ilustrativo, algunos de los conceptos que introducen coeficientes de seguridad adicionales en el cómputo del caudal:

- Agua de lavado para reducir la salinidad del suelo.
- Eficiencia del sistema de distribución del usuario (pérdidas de agua en la red interna de la parcela).
- Eliminación de los festivos en la contabilización de los tiempos efectivos de riego.

Estos tres conceptos no son los únicos, ni los más importantes. Realmente los que más repercusión tienen sobre las holguras introducidas en el dimensionamiento de la red son los parámetros de riego, los cuales por su transcendencia no se tratan en este apartado sino que se les dedican varios otros de esta tesis, en donde se analizan en detalle.

Pueden existir además otras posibles holguras que se introducen en el proyecto que, por su evidencia y por quedar fuera del objetivo de esta tesis doctoral, no se analizan aquí sino solamente se indican. Entre ellas habría que incluir a los coeficientes de mayoración de las pérdidas de carga (o de la rugosidad) de las conducciones, los coeficientes de mayoración que se aplican al fijar en los estudios agronómicos el valor de la evapotranspiración del cultivo (la *ETC*) sobre los umbrales conocidos tabulados experimentalmente, o la costumbre de despreciar los valores de la lluvia efectiva que pueda caer en punta de campaña o la de la reserva preexistente de agua en el suelo (despreciar estos dos efectos es una práctica razonable dado que se trata de hallar la demanda en punta de campaña de riego, la cual se produce en la mayoría de las zonas regables en el mes más seco y caluroso del año; en caso de que no sea así, se debería contar también con estas holguras).

Lo razonable es ser cauto en la aplicación de cualquiera de estas mayoraciones. Lo recomendable es que cada uno de estos valores se fije en su justo término, y que se haga un uso adecuado de cada coeficiente de acuerdo con su función, como más adelante se explica.

#### **4.3.2 – Lavado de los suelos para evitar su salinización**

El agua utilizada para los riegos contiene sales en disolución. La proporción de estas es variable, puesto que depende de la ruta seguida por el agua desde que cae en forma de lluvia hasta que entra en la red de riego (variará en función del contenido de sales solubles que tienen los terrenos atravesados por el flujo en su recorrido y del tiempo que permanece en contacto con estos). Por la misma razón también el tipo de sales disueltas es distinto de unas aguas a otras, pero en general la salinización se produce con cloruros ( $\text{NaCl}$  y  $\text{Mg}_2\text{Cl}$ ), con sulfatos ( $\text{Na}_2\text{SO}_4$ ,  $\text{MgSO}_4$  y  $\text{CaSO}_4$ ), o con carbonatos ( $\text{Na}_2\text{CO}_3$ ,  $\text{NaHCO}_3$  y  $\text{MgCO}_3$ ). En general se puede decir que todos estos compuestos son los más solubles dentro del grupo de los más abundantes de la corteza terrestre<sup>(\*)</sup>.

En el proceso de evapotranspiración se consume gran cantidad de agua prácticamente sin sales, por lo que éstas se van concentrando paulatinamente en el suelo. Solo los lavados, bien por agua de lluvia o aportada por los propios riegos, pueden eliminar por percolación las sales excedentes, manteniendo el suelo de esta manera con una concentración adecuada. Si no se lograra este equilibrio, entre las sales aportadas por el agua y las eliminadas por el lavado, aumentaría la salinidad de la solución del suelo, afectando gravemente al desarrollo de los cultivos y a las propiedades del terreno. Por ello, es muy importante (ya que queda comprometido el resultado del propio regadío) el análisis de la cantidad y calidad de las sales aportadas por el agua de riego y el estudio de las afecciones que estas pueden crear sobre el suelo a medio y largo plazo. De esta forma se pueden prever las correcciones y tomar las medidas que al efecto se precisen, y que podrían llegar incluso a desaconsejar la puesta en riego de la zona.

---

<sup>(\*)</sup> Los elementos Ca, Na, Mg, K, Cl, S y C constituyen aproximadamente el 10% de la masa de las rocas y minerales, esencialmente compuestos casi en un 90% por Si, Al, Fe y O.

La concentración excesiva de sales en el suelo provoca sistemáticamente un empeoramiento de las condiciones de absorción del agua por las raíces al aumentar el potencial osmótico. Este efecto puede llegar en ocasiones asociado a un proceso de degradación de la estructura del suelo, y casi siempre viene acompañado por acciones tóxicas sobre los cultivos.

El aumento del potencial osmótico reduce, como se ha dicho, la disponibilidad de agua vegetativa, por lo que los síntomas de salinidad excesiva son semejantes a los de sequía. La salinidad se evalúa midiendo la conductividad eléctrica *CE* del agua o de la solución acuosa del suelo, en milimhos por centímetro (mmhos/cm). El ensayo normalizado se realiza a 25°C.

Se considera que el agua tiene una calidad aceptable, con riesgo salino bajo o moderado, cuando la *CE* es menor que 0,75 mmhos/cm. Valores crecientes comprendidos entre 0,75 y 2,25 mmhos/cm van paulatinamente implicando un mayor riesgo de salinización<sup>(\*)</sup>. Un contenido de sales superior al umbral anterior ( $CE > 2,25$  mmhos/cm) puede acarrear graves problemas de salinidad, requiriendo estos casos estudios específicos realizados por especialistas en la materia. Otra cuestión a tener en cuenta en la toma de decisión es el tipo de cultivo que se quiere plantar, ya que la resistencia a la salinidad es muy diferente de unos a otros. Así, sin que prácticamente se detecten pérdidas de producción, la cebada y el algodón admiten concentraciones salinas de hasta 8 mmhos/cm, 6 el trigo, 4 el sorgo y 2 el maíz.

La degradación de la estructura del suelo es una consecuencia negativa del intercambio de cationes que se produce entre las partículas de arcilla y las aguas salinas con exceso de sodio.

Los coloides de arcilla y también los de los ácidos húmicos, ambos con carga electronegativa, están rodeados por una corte heterogénea de cationes adsorbidos que les

---

<sup>(\*)</sup> La salinidad de las aguas puede variar entre 0,15 mmhos/cm (agua de lluvia) y 60 mmhos/cm (agua de mar). Normalmente el agua empleada en los riegos, derivada directamente de los ríos, tiene una conductividad eléctrica comprendida entre 0,2 y 0,4 mmhos/cm. El agua de pozos y manantiales suele tener contenidos de sales mayores a éstos.

acompañan de forma no permanente, ya que constantemente se está produciendo un intercambio entre estos y los de la solución acuosa del suelo. Los cationes retenidos en la superficie de estos coloides son el *complejo de cambio*. Son fundamentalmente  $\text{Ca}^{++}$ ,  $\text{Mg}^{++}$ ,  $\text{K}^+$  y  $\text{Na}^+$  (cationes alcalinos), conjuntamente con  $\text{H}^+$ ,  $\text{Al}^{+++}$  y otros. No todos los cationes son retenidos con la misma energía, sino que los de mayor valencia son directa y fuertemente adsorbidos (Al, Ca, Mg), desplazando si lo precisan a los más ligeros (K, Na). A su vez los cationes del complejo de cambio van acompañados por un cortejo de aniones retenidos débilmente, por lo que son propensos a su pérdida por lixiviación.

La capacidad de intercambio catiónico *CIC* se define como la máxima cantidad de iones susceptibles de ser liberados del suelo. Es un indicador que está directamente asociado a la riqueza agrícola del sustrato. Sin embargo, si existiera un alto porcentaje de sodio en el complejo de cambio podría afectar gravemente a la estructura del suelo. Por ello interesa conocer en los suelos salinos cual es el porcentaje de sodio intercambiable *PSI*, o alternativamente la relación de absorción de sodio *SAR*.

El agua del riego, como se ha señalado al comienzo de este apartado, contiene sales disueltas que se acumulan en el suelo y pueden perjudicar la capacidad de absorción del agua por parte de las raíces de las plantas. Por lo tanto, el riego tiene que aportar una cantidad suplementaria de agua al terreno para drenar el exceso de sales, trasladándolas hasta las capas inferiores del suelo no alcanzadas por las raíces del cultivo.

La fracción del agua del riego que debe percolar para lavar las sales acumuladas en el suelo se determina, para cada sistema de riego, mediante las ecuaciones:

- Para el riego por gravedad y por aspersión de baja frecuencia:

$$LR = \frac{CE_a}{5CE_e - CE_a}$$

- Para los riegos de alta frecuencia (goteo y microaspersión):

$$LR = \frac{CE_a}{2CE_e}$$

en donde:

$LR$  = fracción de agua destinada a lavar las sales acumuladas en el suelo.

$CE_a$  = conductividad eléctrica del agua de riego, en mmhos/cm, medida a 25°C.

$CE_e$  = valor estimado de la conductividad eléctrica del extracto de suelo saturado, en mmhos/cm, que conlleva a una determinada reducción en el rendimiento del cultivo considerado.

Para el riego por gravedad y por aspersion se recomienda que el valor de la  $CE_e$  a utilizar en las expresiones anteriores sea el valor estimado de la conductividad eléctrica del extracto de saturación del suelo que conlleva a una reducción de un 10% en el rendimiento del cultivo considerado. Para el riego por goteo o microaspersión, se recomienda el valor estimado límite de la  $CE_e$  que anula el rendimiento del cultivo (reducción de un 100%). Los valores de la  $CE_e$  en mmhos/cm, están tabulados (en función del tipo de cultivo y de la reducción esperada en su rendimiento) en los textos especializados<sup>(\*)</sup>.

El agua de riego requerida para atender a la necesidad del cultivo y al lavado de las sales se obtiene por medio del cociente entre la necesidad neta de riego  $N_n$  y el factor  $(1-LR)$ . Si el valor calculado de  $LR$  es menor que 0,1, se admite que las pérdidas por percolación profunda, que ocurren habitualmente en el riego, son suficientes para lavar las sales. En tal caso no será necesario aumentar la dosis neta de riego para atender al lavado de las mismas. Se considera también que, en zonas regables donde existen estaciones del año con lluvias significativas no es necesario el lavado de las sales con agua del riego, puesto que las lluvias que caen se encargan de este cometido.

El lavado no tiene por qué hacerse en punta de consumo de la zona regable y en consecuencia no se debe tener en cuenta en el dimensionamiento de la red colectiva. Por lo tanto si se ha incrementado la dotación para producir el lavado del suelo, ello constituye claramente una holgura añadida del proyecto.

---

<sup>(\*)</sup> En la publicación *Sistemas de riego* de A. Granados y H. Pimentel, Colección Escuelas del Colegio de Ingenieros de Caminos (2000) se recoge la tabla de valores de  $CE_e$  recomendados por Ayers y Westcott.

### 4.3.3 – Eficiencia del riego

La precipitación arrojada por los aspersores al terreno no es aprovechada en su integridad por las raíces de las plantas. Una parte se pierde debido a la evaporación y al arrastre de las gotas por el viento, y otra parte se pierde por percolación profunda debido a la falta de uniformidad en la distribución del agua sobre el terreno.

Las pérdidas producidas por la evaporación y por el viento dependen de muchos factores, que pueden variar constantemente durante el ciclo vegetativo del cultivo. Tales factores son: temperatura, humedad relativa del aire, radiación solar, velocidad del viento, cobertura vegetal, y tamaño de las gotas. La valoración de estas pérdidas es excesivamente complicada y, por este motivo, se estiman de forma aproximada, generalmente para el periodo de máxima demanda de agua del cultivo.

La falta de uniformidad del riego por aspersión repercute también sobre el porcentaje de agua aprovechada por las plantas con respecto al total distribuido. Así, cuando se aplica una determinada dosis de riego al terreno y parte del área regada recibe más agua de la necesaria, el exceso correspondiente se pierde por percolación o escorrentía, en detrimento de otras partes de la superficie regada que no reciben la dosis de riego suficiente. Además, en el cómputo general también hay que considerar las pérdidas de agua que se producen al mojarse parcialmente el terreno adyacente a la linde, fuera de la parcela cultivada.

La relación entre la cantidad de agua que se retiene en el suelo a disposición de las raíces de las plantas y la cantidad de agua aplicada, se define como eficiencia de aplicación. Se expresa en porcentaje e indica el grado de efectividad con que se utiliza el sistema de riego.

En general, la eficiencia de aplicación  $E_a$  (%) del riego por aspersión varía durante el día entre el 65% en zonas semi-áridas y el 75% en zonas templadas. Sin embargo, en el riego durante la noche, la eficiencia puede alcanzar hasta el 90% o más. En las publicaciones especializadas figuran tablas con valores orientativos de la eficiencia de aplicación en función de la modalidad y características del equipamiento de riego, de la dosis neta de riego, de la evapotranspiración máxima del cultivo, y en su caso de la velocidad del viento (Rodrigo et al. 1992) (Tarjuelo 2005) (Pereira et al. 2010).

En el riego localizado la eficiencia de aplicación es mucho mejor que en la aspersión. Las pérdidas se producen fundamentalmente en el suelo mojado por percolación profunda, siendo de escasa importancia las pérdidas por evaporación y por escorrentía superficial. Generalmente las mayores pérdidas por percolación se producen en los goteros que suministran caudales excesivos no acordes con la textura del suelo y con la profundidad de las raíces de las plantas.

Las pérdidas de agua en la red interna de la parcela, desde la toma de derivación de la red colectiva hasta los aparatos emisores, se producen por fugas a través de las juntas en las conexiones de las tuberías y por escape del agua de llenado de los tubos, o a través del equipamiento, o por deficiencias de estanqueidad en general. Estas pérdidas pueden variar desde menos de un 1% en instalaciones bien conservadas y con una operación correcta, hasta un 10% en sistemas altamente deficientes.

La relación entre la cantidad de agua a disposición de los emisores y la cantidad de agua suministrada en el hidrante al sistema de distribución interior de la parcela se define como *eficiencia de distribución*  $E_d$  (%).

La *eficiencia del sistema de riego*  $E_f$  (%) es la que resulta del producto de la eficiencia de distribución por la eficiencia de aplicación:

$$E_f = E_a \cdot E_d$$

A partir de los valores estimados de la eficiencia del sistema de riego  $E_f$  y de la fracción de agua destinada a lavar las sales acumuladas en el suelo  $LR$ , se obtienen la *dosis bruta de riego*  $D_b$  y la *necesidad bruta de riego*  $N_b$  necesarias para el dimensionamiento de los equipos y de la infraestructura de riego. Si el valor del agua de lavado es como se ha dicho menor que 0,1 (10% de la dosis de riego), las pérdidas inevitables que se producen por percolación profunda son suficientes para lavar las sales acumuladas en el suelo.

En el dimensionamiento de la red colectiva de todo proyecto de transformación en regadío no se debe considerar incremento de caudal alguno para agua de lavado (puesto que el lavado, si se precisa, se realizará fuera de la punta de la campaña de riego); también hay que suponer en el proyecto que la red privada de la parcela está bien conservada, por lo que en ningún caso se deben considerar pérdidas por este motivo superiores al 1%;

asimismo para la eficiencia de aplicación se debe utilizar un valor promedio entre el riego durante el día y durante la noche, según las características del clima local y de la modalidad de aplicación del agua al suelo. En resumen, lo recomendable es que se adopten valores promedios razonables sin margen de holgura añadido.

#### **4.3.4 – Tiempo efectivo de riego**

En otras épocas, cuando sólo existía el riego tradicional, podría haberse considerado al agricultor un esclavo de la azada. Inexcusablemente tenía que atender de manera continuada, y a veces en horas intempestivas, a la aplicación del agua durante todo el tiempo en que duraba el riego de su parcela, reconduciendo el agua de uno a otro sitio para que ésta alcanzase con uniformidad a todo el cultivo.

El riego a presión (inicialmente el riego por aspersión clásico) fue una liberación, ya que exige menos mano de obra y menos ocupación durante el riego. Además, la conducción del agua por tubería eliminó los turnos de riego, dando mucha más libertad al agricultor al permitir que éste programe el momento y la duración del riego, lo cual hasta entonces había sido una cuestión imposible (puesto que los turnos de riego condicionaban seriamente el uso del agua).

La liberación que produjo el riego a la demanda dio al agricultor más bienestar en su trabajo y, en general, se dejó de regar en los días festivos. También hubo una tendencia generalizada a regar en horas diurnas, aprovechando la jornada laboral. En cualquier caso estas tendencias no las seguían la totalidad de los usuarios, ya que algunos agricultores, por conveniencia o porque tenían otra actividad laboral prioritaria, atendían el riego de sus parcelas en momentos distintos. Pero estos últimos eran un sector minoritario, por lo que en los proyectos de regadíos empezó a suponerse que el domingo, a efectos de cálculo de caudales, era un día inhábil. Esto supuso una mayoración del caudal continuo de  $1/6$  (el caudal se multiplicó con el factor  $7/6$ ).

Entrados en los años 70, con mayor nivel de vida del país, se empezó a pensar que no se iba a regar tampoco los sábados, y que el caudal continuo se debía mayorar multiplicándolo por  $7/5$  (5 días hábiles de riego).

No prosperó esta idea, que suponía incrementar el caudal continuo en  $2/5$  (es decir, un 40% más) porque, al mismo tiempo que los que trabajaban en la agricultura exigían el descanso del fin de semana, se procedió a incrementar el nivel de mecanización del riego, pasando en la aspersión clásica a niveles altos de cobertura (evitando tener que mover los equipos de riego), en los cultivos extensivos se difundió el empleo de las grandes máquinas de riego, y en los cultivos de primor, en la huerta y en el cultivo de frutales se extendió el empleo del riego por goteo. Todos estos sistemas de riego eliminan mucha mano de obra y posibilitan que se pueda regar con muy poca atención del personal. Ante estas circunstancias pareció exagerado un incremento tan alto del caudal continuo, que generaba un sobredimensionamiento excesivo de la red.

El paso del tiempo ha venido a dar la razón a estas expectativas ya que, además de la mecanización del riego, en los años 80 se inició otro proceso revolucionario: la automatización del regadío.

Hoy en día está totalmente asumido que los nuevos regadíos deben estar automatizados, de manera que el acto de regar esté programado, en el tiempo y en la dosis de agua aplicada. Esta completa liberalización permite al agricultor elegir el momento más adecuado para regar su parcela.

Por otro lado, en el apartado 4.3.3, se ha señalado que la eficiencia del riego es mucho mayor en las horas nocturnas, en las cuales la energía además suele ser también más barata.

Todas estas circunstancias han venido a trastocar las costumbres, diversificando los momentos de riego según los intereses de cada agricultor. De esta manera se ha llegado a una mayor uniformidad en los caudales servidos por la red, atenuando las puntas al eliminarse algunas de las causas que hace años daban lugar a una mayor coincidencia en los días y horarios de riego.

En resumen, actualmente la eliminación de festivos para determinar el caudal continuo debe considerarse como un coeficiente de seguridad de la red, mediante el cual se mayor el caudal continuo.

#### **4.3.5 – Consideraciones finales**

La adopción indiscriminada de holguras en cada una de las decisiones que se van tomando sucesivamente en el desarrollo del proyecto de transformación en regadío, conduce indefectiblemente a un sobredimensionamiento de la red ejecutado a mayor costo que el que resulta del uso adecuado de los coeficientes de seguridad disponibles.

Hay que señalar en primer lugar que el lavado de los suelos para evitar su salinización debe hacerse en otro momento distinto del de la punta de campaña de riego, evitando con ello incrementar la demanda en la época menos propicia y, además, realizar un lavado del suelo en ese periodo es pernicioso para el cultivo, ya que provoca el arrastre de los fertilizantes cuando las plantaciones se hallan en su máxima actividad vegetativa (cuando están dando el fruto). Por ello lo habitual es que no se den riegos de lavado en ese periodo. Si el proyecto lo incluye habrá que tomarlo como un margen de seguridad en la determinación del caudal ficticio continuo.

También hay que señalar que la eficiencia del riego no constituye en sí misma un margen de seguridad, puesto que se trata de evaluar las pérdidas que se van a tener en la aplicación del agua. Si la evaluación que se ha hecho en proyecto es correcta, no hay nada que añadir ni quitar. Pero si se ha quedado corta faltará agua, y si se ha hecho en demasía sobraré. Por lo tanto hay que considerar que en el proyecto se ha hecho el estudio adecuado en función de las características propias de la técnica de riego elegida y de las condiciones climáticas de la zona regable, y que en la explotación se sigue un programa correcto de conservación y mantenimiento de las conducciones de distribución del agua y de su infraestructura anexa.

De lo anteriormente expuesto se deduce que en ningún caso se debe mayorar la red de riego para poder hacer frente a los problemas derivados del mal estado de las instalaciones (pérdidas de agua en la red colectiva o en la red privada, por no haberse ejecutado adecuadamente la obra o por no realizarse las necesarias operaciones de conservación y mantenimiento), o a los derivados de una mala práctica del riego (altas pérdidas por percolación, disposición incorrecta del marco de riego, lavado en época inadecuada).

En general en aquellas variables cuyos valores estén ampliamente sancionados por la experiencia no se debe añadir ningún margen de holgura (la evapotranspiración del cultivo, la rugosidad de la pared de los tubos, las pérdidas de carga en hidrantes) y adoptar valores promedios razonables para aquellas variables cuyo valor puede oscilar dentro de un rango determinado (la eficiencia del riego, las pérdidas de carga localizadas de la red).

En cuanto al tiempo efectivo de riego se recomienda extenderlo a la totalidad del tiempo en que el agua está a disposición de los regantes, es decir 24 h al día y 7 días a la semana, sin distinción entre ellos, siempre con las salvaguardas indicadas en este capítulo respecto al uso adecuado de los parámetros de riego. Hoy en día los sistemas de riego, el equipamiento y la automatización y programación del horario de aplicación del agua, permiten a los agricultores regar en cualquier momento del día, atendiendo más a la eficiencia y a la productividad de los cultivos que a la comodidad del horario de riego.

En resumen, todas las variables que se manejan en la redacción del proyecto deben tener valores aquilatados, dentro de lo que el sentido común considera como razonablemente del lado de la seguridad. Los parámetros de riego, de los que se trata en el apartado siguiente y en otros posteriores, son los que realmente recogen los márgenes de holgura dados al dimensionamiento de la red colectiva.

## **4.4 – USO ADECUADO DE LOS PARÁMETROS DE RIEGO**

### **4.4.1 – Conceptos generales**

Cada uno de los parámetros de riego descritos en el capítulo 2 tiene una función específica que debe ser respetada si se quiere hacer un uso adecuado de ellos. Hay que señalar al respecto que, incluso para los especialistas del riego, puede ser fácil confundir el efecto de unos y otros, ya que en general todos actúan sobre el servicio que se presta (mejorándolo o empeorándolo, según el valor que se les asigne). Así por ejemplo la red funciona con más holgura si se mayor el caudal continuo unitario, o si se reduce el rendimiento de la red, o si se aumenta la garantía de suministro; o este otro ejemplo, el usuario riega con mayor comodidad si se aumenta el grado de libertad y también si se mayor el caudal continuo unitario. Pero aunque se pueda conseguir un determinado

objetivo actuando sobre distintos parámetros, se debe tener presente que sólo uno de ellos es el adecuado, aunque el resto evidentemente puedan hacer algo parecido, pero siempre será a mayor costo.

El **caudal continuo unitario ( $q$ )** es el caudal que habría que servir por unidad de superficie, de manera continuada durante las 24 h del día para poder derivar por la toma de la parcela el volumen de agua que precisa el cultivo en punta de la campaña de riego. También se denomina caudal ficticio continuo. Habitualmente se da en l/s y ha y corresponde a la alternativa media de cultivos de la zona regable. En su determinación se supone que el caudal se deriva de manera ininterrumpida durante todo el periodo de punta, y se le aplica un coeficiente corrector con el que se tiene en cuenta la eficiencia del riego.

Si el cálculo del caudal continuo unitario  $q$  se realiza con los criterios indicados en el párrafo anterior, el valor obtenido es el estricto y no contiene ningún tipo de holgura.

Las holguras de mayoración que introducen algunos proyectistas consisten en suponer que el domingo no se riega (se quita un día a la semana), o que no se riega durante un número determinado de horas del día (por ejemplo las 4 h de punta de la tarifa eléctrica), o se considera un cultivo de mayor consumo que el correspondiente a la alternativa media, o simplemente se mayor el valor obtenido multiplicándolo por un coeficiente.

El **grado de libertad ( $GL$ )** es el parámetro que recoge la holgura que se le da al agricultor para regar en punta de campaña, referido siempre a la alternativa media de cultivos y a las 24 h del día. Por lo tanto, el grado de libertad viene dado por el cociente entre el caudal máximo que el agricultor puede derivar en la toma de su parcela (coincidente con el umbral de tarado del limitador de caudal colocado en su hidrante) y el que habría podido derivar si sólo se le hubiese dado el caudal continuo. Físicamente representa el número de horas al día que el regante tiene que tener abierta su toma para poder derivar el volumen de agua que precisaría en punta de campaña si toda su parcela estuviese plantada con la alternativa media de cultivos. En consecuencia, es el indicador del nivel de confort concedido al usuario para la práctica del riego.

Habitualmente su valor se establece en el entorno de 1,50 (valor estricto), pero puede ser mayor si el tamaño de las parcelas, o los condicionantes locales, lo aconsejan. Se recomienda no pasar del valor 2, pero puede llegar en parcelaciones minifundistas a

alcanzar valores muy altos (hasta 6). Hay que advertir al respecto que los valores altos del grado de libertad pueden tener efectos perversos sobre la fluctuación de caudales circulantes por la red, ya que los agricultores haciendo uso de la libertad concedida tienden a coincidir en el horario que eligen para regar su parcela y crean una distorsión en la red que no la recogen las fórmulas estadísticas de cálculo de caudales.

La **garantía de suministro (GS)** es el parámetro que recoge la probabilidad estadística de que los caudales demandados por el conjunto de los usuarios de la red no superen a los de diseño. Se expresa en tanto por ciento y está referido evidentemente al periodo de máximo consumo y a la alternativa media de cultivos, es decir a los mismos condicionantes supuestos para los otros parámetros. Los valores habituales adoptados para la garantía de suministro están en el intervalo 97-99%. Es el indicador de la calidad funcional de la red.

En el análisis estadístico conforme aumenta el tamaño de la muestra se reduce la dispersión, por lo que la posibilidad de fallo en las condiciones de proyecto es siempre mayor en los ramales y en los terminales de las arterias, que en cabecera de éstas. Por ello cuando se incrementa la garantía de suministro de una red se fortalece en mayor medida a los terminales, como se indica más adelante en otros apartados de este capítulo.

El **rendimiento de la red ( $r$ )** es el coeficiente de seguridad aplicado al dimensionamiento de las conducciones de la red. Actúa de una forma muy singular, ya que obliga a la red a que esté capacitada para dar la dotación de punta de campaña en menos horas de las 24 h disponibles del día. El cálculo de los caudales circulantes por la red se realiza con el artificio de reducir virtualmente el número de horas del día, lo cual repercute directamente sobre la probabilidad de que la toma de cada parcela esté o no abierta. Si no se hiciese este artificio la probabilidad de que una toma esté abierta, referida siempre a la punta de la campaña de riego y a la alternativa media de cultivos, sería el inverso del grado de libertad. Sin embargo, al empequeñecer el número de horas que tiene el día, la probabilidad hay que referirla a ese día virtual, es decir que si el grado de libertad exige al agricultor tener abierta su toma 16 h/día y el día sólo tuviese 22 h, entonces la probabilidad de que la toma esté abierta es 16/22 (en lugar de 16/24, que es el inverso del grado de libertad y que coincide con el valor real de la probabilidad).

El valor de este parámetro se suele dar en forma de cociente entre el número de horas virtuales supuestas para el día y las 24 h reales de éste, por lo que siempre es  $r \leq 1$ , y de ahí proviene la denominación de rendimiento. En el diseño de redes el rango en que se mueve habitualmente el rendimiento varía entre 22/24 (catalogable como mínimo estricto) y 20/24 (catalogable como conservador).

La aplicación del parámetro  $r$  afecta directamente a la capacidad estadística de transporte de la red, por lo que está indicado específicamente para hacer frente a demandas superiores a la prevista en proyecto, motivadas por ejemplo por cambios en la alternativa de cultivos u otros efectos en los que se genere mayor coincidencia en la demanda respecto a la supuesta en el cálculo.

Como alternativa al empleo del rendimiento de la red puede utilizarse el **coeficiente de seguridad ( $k$ )**. Aunque ambos tienen un objetivo común, su efecto no es el mismo. El coeficiente  $k$  mayor linealmente el caudal de las arterias de la red, resultante del cálculo estadístico. En este caso, el día mantiene sus 24 horas, por lo que la probabilidad de que se esté regando en una parcela, en las condiciones de proyecto, es el inverso del grado de libertad. La aplicación del coeficiente  $k$  equivale a mayorar las pérdidas de carga de las arterias en  $k^2$  (sólo las arterias, no los terminales, como más adelante se explica).

Tanto el rendimiento de la red ( $r$ ) como el coeficiente de seguridad ( $k$ ) tienen como función exclusiva sobredimensionar la red de tuberías con objeto de que ésta pueda transportar caudales superiores a los previstos en proyecto. El objetivo de ambos es el mismo, pero actúan de forma distinta y el resultado que se obtiene al aplicar uno u otro es diferente. En el apartado anterior se ha dicho que uno puede ser la alternativa del otro, lo cual puede inducir a error puesto que sus efectos no son los mismos, hasta el punto de que, en alguna red concreta, podrían también ser complementarios, utilizándose una combinación conjunta de los dos.

#### **4.4.2 – Avance comparativo de la función desempeñada por los parámetros de riego**

El problema que plantea la elección del valor que ha de darse a cada uno de los parámetros de riego se deriva del hecho de que todos intervienen, directa o indirectamente, sobre todas las características del dimensionamiento de la red colectiva,

es decir hay una importante interconexión entre ellos. Aunque en el apartado anterior se ha dicho con contundencia que cada parámetro de riego tiene una función específica que debe ser respetada, siempre habrá otro parámetro distinto que también puede contribuir a fortalecer o minorar esa cualidad específica, lo que hace que algunos proyectistas confundan la función de cada parámetro y equivocadamente, o no, consigan un efecto similar con otro de ellos pero siempre a mayor costo.

Resulta por lo tanto de suma importancia, ante la falta de exclusividad de los parámetros en la función que desempeñan en el dimensionamiento de la red colectiva, que se fijen atendiendo al cometido específico que se les encomienda, de manera que se consiga la máxima eficiencia del diseño. Si no fuese así, y se hiciese otro manejo de los parámetros de riego, se puede conseguir también una red colectiva igual de efectiva pero menos eficiente.

En este apartado se adjunta un avance sobre la eficiencia de los parámetros de riego aplicados a un ejemplo elemental que escenifica el proceso seguido en la búsqueda del objetivo de este trabajo de investigación, es decir la fortaleza de una red ya construida para hacer frente a incrementos de la demanda de agua sobre la prevista en proyecto. Este avance previo del trabajo de investigación permite comprobar que todos los parámetros de riego pueden contribuir en la fortaleza de la red pero no lo hacen con la misma eficiencia, llegando a la conclusión que para la consecución del objetivo propuesto en esta tesis doctoral el parámetro que mejor se comporta es el rendimiento de la red. Así pues, los resultados del estudio comparativo que se ha realizado en este apartado son muy esclarecedores, y han marcado la ruta a seguir en el curso de esta investigación, la cual a su vez ha culminado con la aplicación del procedimiento a un caso real que ha venido a ratificar las conclusiones a las que se ha llegado sobre el camino que debe emplearse para conocer la fortaleza de la red frente a los posibles incrementos de la demanda respecto a los contemplados en proyecto.

El rendimiento de la red es un coeficiente de seguridad específico que mayor los caudales circulantes por la red al obligar a que ésta sea capaz de transportar en punta de campaña de riego todo el consumo diario en un número de horas inferior a las 24 disponibles. Así se ha precisado al definir los parámetros de riego. Esta misma función de sobredimensionamiento de las conducciones, pero hecha de forma conceptualmente distinta, la ejerce el coeficiente  $k$  (si se opta por ello). Por añadidura, y como ya se ha

comentado, ambos no son los únicos que producen el efecto de mayoración de los caudales de la red, sino que hay otros que también consiguen resultados parecidos (todos los que promueven la mayoración del caudal continuo unitario). En el apartado 4.3 de este capítulo, por ejemplo, se ha señalado que la consideración de los festivos como días inhábiles para el riego supone, hoy en día, un coeficiente de seguridad enmascarado con el que evidentemente se mayoría el caudal continuo unitario, y también se ha señalado en ese mismo apartado la existencia de otras variables que afectan a la magnitud del parámetro  $q$ , dándose allí consignas sobre los márgenes de holgura que razonablemente deben introducirse en el cálculo a través de cada uno de esos factores.

El grado de libertad es otro de los parámetros con influencia sobre el caudal circulante por la red. Realmente este parámetro lo que mide es el nivel de confort dado al agricultor en el uso del agua, ya que afecta directamente a la dotación asignada a su parcela. En la toma de cada una de las parcelas (en el hidrante) es fundamental que se instale un limitador de caudal que impida al agricultor derivar un flujo mayor del asignado (es decir que el caudal máximo que puede derivar de la red el propietario de cada parcela se fija de antemano en el proyecto). Por ello si, una vez construida la red de riego, un agricultor quiere extraer un volumen mayor de agua no tiene más remedio que aumentar la duración del riego, reduciendo el grado de libertad que se le había asignado. Al regar durante más horas aumenta la probabilidad de que en un momento dado tenga abierta su toma, y ello repercute a su vez sobre el caudal circulante por la red.

Parece por lo tanto evidente que todos los parámetros de riego afectan, de un modo u otro, al caudal de diseño de la red. Su forma de actuar es distinta, ya que modifican cualidades específicas del sistema diferentes: el parámetro  $q$  aumenta el caudal unitario de la red, el rendimiento  $r$  aumenta la capacidad de las arterias para cubrir las necesidades diarias en menos de las 24 horas disponibles, el coeficiente de seguridad  $k$  mayoría linealmente el caudal de las arterias colectoras de la red, el grado de libertad mejora la comodidad de los usuarios del riego, y la garantía de suministro controla el porcentaje de fallo de la red cuando ésta funciona según las condiciones establecidas en proyecto.

Un ejemplo puede aclarar lo dicho anteriormente: un agricultor tiene colocado a la entrada de su parcela un hidrante con un limitador de caudal tarado para que de, como máximo, la dotación que le ha sido asignada (10 l/s). Esta dotación se ha calculado para que disponga de un grado de libertad 3, es decir que, en punta de campaña, tiene que tener abierta su toma 8 horas diarias para extraer de la red el volumen de agua que precisan sus cultivos (que se supone son los correspondientes a la alternativa prevista en el estudio agronómico). Pero este agricultor cambia, porque le interesa, de cultivo, plantando otro más exigente que aquellos. Supóngase que consume este nuevo cultivo un 40% más de agua.

El agricultor resuelve el problema de la única manera que puede, que es aumentando en un 40% la duración del riego: se pasaría de las 8 horas diarias a  $8 \times 1,40 = 11,2$  horas. De esta forma el agricultor reduce su grado de libertad en ese 40%, pasando de 3 a  $24/11,2 = 2,14$ .

Veamos la influencia que tiene esta reducción del grado de libertad en el cálculo de caudales.

La expresión de la primera fórmula generalizada de Clément, poniéndola de manera simplificada (es decir, eliminando los subíndices y los sumatorios), sería la siguiente:

$$Q = dp + U(d^2p(1 - p))^{1/2}$$

en donde  $d$  es la dotación,  $p$  es la probabilidad de que cada agricultor esté regando en un momento dado,  $U$  es el coeficiente estadístico que fija la garantía de suministro,  $GL$  es el grado de libertad, y  $S$  es la superficie de riego. La dotación  $d$ , la probabilidad  $p$  y el producto  $dp$  vienen dados por las expresiones:

$$d = q S GL$$

$$p = \frac{1}{GL r}$$

$$dp = \frac{S q}{r}$$

Sustituyendo se obtiene:

$$Q = \frac{S q}{r} + U \left( \frac{S^2 q^2 GL}{r} \left( 1 - \frac{1}{GL r} \right) \right)^{1/2}$$

$$Q = \frac{S q}{r} + U \left( \frac{S^2 q^2}{r^2} (GL r - 1) \right)^{1/2}$$

que queda finalmente de la forma:

$$Q = \frac{S q}{r} (1 + U (GL r - 1)^{1/2})$$

aplicable a la red en las condiciones de proyecto.

El primer factor  $Sq/r$  tiene englobados los coeficientes de seguridad correspondientes al caudal continuo y al rendimiento de la red.

El segundo factor es una cantidad positiva, mayor que la unidad, dependiente de tres variables: la garantía de suministro  $U$ , el grado de libertad  $GL$  y el rendimiento de la red  $r$ . Hay que hacer notar que  $GLr$  siempre es mayor que la unidad, ya que es el inverso de la probabilidad de que la toma esté abierta en un momento determinado del día.

En el estudio comparativo que se realiza se parte, como condición inicial, de que la red se ha construido evidentemente de acuerdo con el proyecto, es decir para los parámetros de riego determinados en aquel. En consecuencia la dotación  $d$  viene fijada por el proyecto y de acuerdo con ella se instala en el hidrante el limitador de caudal. Así pues la dotación, una vez construida la obra, es un condicionante fijo del servicio dado a cada parcela.

Si el agricultor posteriormente cambia el cultivo previsto en proyecto (el que dio lugar a la determinación del caudal continuo unitario  $q$ ) por otro más exigente, está obligado a regar más horas. Si el incremento de consumo de agua se representa por el factor  $\Delta$  entonces el nuevo grado de libertad de que dispone es  $GL/\Delta$ , lo cual afecta a la

probabilidad  $p$  de apertura en su toma, que pasa a ser:

$$p = \frac{\Delta}{GL r}$$

Partiendo de nuevo de la expresión generalizada de la primera fórmula de Clément (quitando subíndices y sumatorios):

$$Q = dp + U(d^2 p(1 - p))^{1/2}$$

y sustituyendo  $d$  y  $p$  por sus respectivos valores nuevos (los correspondientes al funcionamiento de la red en la nueva situación en la que los agricultores demandan un mayor volumen de agua, representado por el factor  $\Delta$ ), el valor del producto  $dp$  vale:

$$dp = \frac{GL S q \Delta}{GL r} = \frac{S q \Delta}{r}$$

y la fórmula de Clément adoptaría la forma:

$$Q = \frac{S q \Delta}{r} + U \left( \frac{GL^2 S^2 q^2 \Delta}{GL r} \left( 1 - \frac{\Delta}{GL r} \right) \right)^{1/2}$$

simplificando se obtiene:

$$Q = \frac{S q \Delta}{r} + U \left( \frac{S^2 q^2 \Delta}{r^2} (GL r - \Delta) \right)^{1/2}$$

$$Q = \frac{S q \Delta}{r} + U \left( \frac{S^2 q^2 \Delta^2}{r^2} \left( \frac{GL}{\Delta} r - 1 \right) \right)^{1/2}$$

con lo que se llega finalmente a la expresión:

$$Q = \frac{S q \Delta}{r} \left( 1 + U \left( \frac{GL}{\Delta} r - 1 \right) \right)^{1/2}$$

que representa el caudal nuevo que demandaría la red en la nueva situación (con la demanda de los usuarios incrementada en el factor  $\Delta$ ), lo que equivale a sustituir en la

expresión general obtenida para las condiciones de proyecto el valor  $q$  por  $q\Delta$  y el de  $GL$  por  $GL/\Delta$ .

Se recuerdan de nuevo las hipótesis del ejemplo propuesto, en el que el consumo de agua en la parcela aumentaba en un 40%, la superficie  $S$  es evidentemente constante, la dotación asignada es fija (la de tarado del limitador de caudal del hidrante), la garantía  $U$  seguirá siendo siempre la misma (por ejemplo  $U = 1,75$ ), y el valor de  $GL$  se reduce en un 29% (pasa de 3 a 2,14). Para que la fórmula estadística de Clément pueda aplicarse se precisa tener una muestra grande por lo que, manteniendo la simplicidad del ejemplo, se supone que hay 100 parcelas exactamente iguales y con la misma situación antedicha de mayor consumo de agua.

Con estas hipótesis generales de partida se analizan las cuatro situaciones descritas a continuación.

### **Caso 1 – Incremento de la demanda en un 40% y red construida sin márgenes de holgura**

Se parte del supuesto más pesimista posible, consistente en que en proyecto el valor del rendimiento de la red  $r$  no encierra ningún margen de seguridad, es decir que  $r$  es igual a 1. Entonces el caudal servido por la red vendría dado por la expresión:

$$Q = Sq(n + U(n(GL - 1))^{1/2})$$

que para los valores antedichos de incremento de la demanda en un 40%, en todas las parcelas de sector de riego ( $q = 1,40 q$ ;  $U = 1,75$ ;  $r = 1$ ;  $n = 100$ ;  $GL = 2,14$ ) el caudal que habría de servirse en cabecera de la red sería:

$$Q = 166,16 Sq$$

Si no se hubiese considerado la variación del grado de libertad, es decir si se hubiese mantenido  $GL = 3$  se habría requerido un caudal en cabecera de la red más alto. Aunque físicamente esto no sería posible si no se cambia el limitador de caudal instalado en el hidrante, el caudal resultante para esta situación hipotética sería:

$$Q = 174,65 Sq$$

Sin embargo para la situación de proyecto se tenía (para  $q = q$ ;  $U = 1,75$ ;  $r = 1$ ;  $n = 100$ ;  $GL = 3$ ) el valor siguiente para el caudal de cabecera de la red:

$$Q = 124,75 Sq$$

que es bastante menor que los dos anteriores (ello es lógico, ya que se ha supuesto que la red se ha construido para suministrar el caudal  $q$  correspondiente a la alternativa de cultivos de proyecto sin dejar ningún coeficiente de seguridad, es decir que se ha supuesto  $r = 1$ ).

Aunque estos valores son sólo índices ilustrativos, muestran que la red precisa disponer de algún coeficiente de seguridad para hacer frente a modificaciones al alza de la demanda de agua. Pero ese coeficiente no es el total del incremento de demanda del agricultor (en este ejemplo era del 40%), sino que la necesidad de los agricultores de regar durante más horas (reduciendo el grado de libertad que tenían asignado) colabora activamente en el reajuste de caudales.

De acuerdo con lo indicado, en este caso se tiene el siguiente coeficiente de incremento del caudal total  $Q$ :

- Con el reajuste del grado de libertad (con  $GL = 2,14$ ) el déficit es del 33%

$$\Delta = \frac{166,16}{124,75} = 1,33$$

- Sin reajuste del grado de libertad (con  $GL = 3$ ) el déficit es del 40%

$$\Delta = \frac{174,65}{124,75} = 1,40$$

El resultado indica que, en el ejemplo propuesto, la reducción del grado de libertad, es decir la pérdida obligada de confort del usuario (que tendría que regar durante más horas) colaboraría en un 7% para atender la nueva demanda de caudal. Esta colaboración tiene una importante intervención en la fortaleza de la red para hacer frente a incrementos de consumo superiores a los de diseño.

## Caso 2 – Incremento de la demanda en un 40% y $r$ mayorado en proyecto en un 20%

Se supone que el parámetro  $r$  del proyecto contiene un margen de seguridad del 20%, es decir  $r = 1/1,20 = 20/24$ , aplicado a la expresión general:

$$Q = \frac{Sq}{r} (n + U(n (GL r - 1))^{1/2})$$

En las condiciones de proyecto, con el margen de seguridad adoptado para el rendimiento  $r$  ( $q = q$ ;  $U = 1,75$ ;  $r = 1/1,20$ ;  $n = 100$ ;  $GL = 3$ ) se obtiene el siguiente caudal en cabecera de la red:

$$Q = 145,72 Sq$$

lo que supone un incremento del caudal de cabecera del 16,8% con respecto al valor obtenido en el caso 1º para  $r = 1$

$$\Delta = \frac{145,72}{124,75} = 1,168$$

El resultado indica que el margen de seguridad (en este caso del 20%) fijado en el rendimiento de la red no se transmite íntegramente al caudal  $Q$  de cabecera, ya que se incrementa también la probabilidad de que la toma de cada parcela esté abierta en un momento determinado del día, reduciendo la dispersión en el riego (su varianza estadística) igual que ocurría en el caso 1 al reducir el grado de libertad. Ambos efectos (la reducción del grado de libertad y la reducción del rendimiento de la red) son favorables, y ayudan a que el incremento de demanda en las tomas de riego se diluya conforme aumenta el número de parcelas servidas por las arterias de la red colectiva.

Con respecto a la nueva situación, en la que el caudal demandado aumenta un 40%, agotando los márgenes de seguridad disponibles (es decir con  $r = 1$ ) se tendría todavía un déficit del 14%

$$\Delta = \frac{166,16}{145,72} = 1,14$$

$$\Delta = \frac{166,16}{145,72} = 1,14$$

### Caso 3 – Incremento de la demanda en un 40% y $q$ mayorado en proyecto en un 20%

Se supone que el parámetro  $q$  del proyecto contiene un margen de seguridad del 20% (es decir que se ha mayorado sobre el valor que realmente había de tener), y que no hay margen de seguridad alguno en el parámetro  $r$ .

El aumento del caudal continuo unitario  $q$  en un 20% sobre el teórico necesario, conlleva a su vez a dar un grado de libertad mayor al usuario, puesto que se aumenta la dotación  $d$  de la parcela, según la expresión dada por la fórmula:

$$d = q S GL$$

de donde se deduce que con el valor  $q$  real sería  $GL = 1,20 GL$ .

Aplicando los valores establecidos en proyecto a la expresión general simplificada de la fórmula de Clément ( $q = 1,20 q$ ;  $U = 1,75$ ;  $r = 1$ ;  $n = 100$ ;  $GL = 3 \times 1,20 = 3,60$ ) se obtiene:

$$Q = 153,86 S q$$

y la relación de caudales con respecto al caso 1º estudiado sería del 23,3%

$$\Delta = \frac{153,86}{124,75} = 1,233$$

En el resultado anterior ocurre justo lo contrario que el caso 2, es decir se incrementa en mayor porcentaje el valor del caudal circulante (un 23%) que el del caudal continuo unitario (un 20%). Ello es debido a que el aumento de  $q$  implica el aumento de la dotación en parcela  $d$  y, por lo tanto, del grado de libertad del usuario  $GL$ , reduciéndose la probabilidad de que una toma esté abierta en un momento determinado (se riega la parcela en menos tiempo).

En la nueva situación, en la que el caudal demandado aumenta el 40%, el agricultor

sacrificaría una parte del grado de libertad realmente asignado (todo con el mismo criterio aplicado en el caso 1°), resultando un valor de caudal total  $Q$  (para  $q = 1,40 q$ ;  $U = 1,75$ ;  $r = 1$ ;  $n = 100$ ;  $GL = 3 \times 1,20 / 1,40 = 2,57$ ) de:

$$Q = 170,71 Sq$$

Agotando los márgenes de seguridad disponibles, se tiene todavía un déficit del 11% a pesar de haber aumentado en proyecto el caudal continuo unitario en un 20%

$$\Delta = \frac{170,71}{153,86} = 1,11$$

#### **Caso 4 – Incremento de la demanda en un 40% y $q$ mayorado en proyecto en un 14,5%**

En este caso la mayoración del caudal continuo unitario  $q$  se reduce respecto a la dispuesta en el caso 3, ajustada en el 14,5% con objeto de que el caudal servido por la red colectiva coincida con el obtenido en el caso 2 (en el que se incrementaba el margen de seguridad dado por el rendimiento de la red en un 20%, con el cual el caudal de cabecera de la red es de  $145,72 Sq$ ).

En este supuesto, para las condiciones de proyecto y con el margen de seguridad disponible ( $q = 1,145 q$ ;  $U = 1,75$ ;  $r = 1$ ;  $n = 100$ ;  $GL = 3 \times 1,145 = 3,435$ ) se obtiene:

$$Q = 145,77 Sq$$

que es prácticamente coincidente con el resultante para el caso 2. La relación de caudales con respecto al caso 1 es por lo tanto la misma entonces obtenida para el caso 2, es decir del 16,8%

$$\Delta = \frac{145,77}{124,75} = 1,168$$

En la nueva situación, con el caudal demandado por los usuarios incrementado en un 40%, el caudal que debe servirse en cabecera de la red (para  $q = 1,40 q$ ;  $U = 1,75$ ;  $r = 1$ ;  $n = 100$ ;  $GL = 3 \times 1,145 / 1,40 = 2,45$ ) sería:

$$Q = 1,40 Sq \left( 100 + 1,75 \sqrt{100 (2,45 - 1)} \right) = 169,50 Sq$$

Agotando los márgenes de seguridad disponibles, se tiene en este caso un déficit del 16,3%

$$\Delta = \frac{169,50}{145,77} = 1,163$$

#### 4.3.3 – Consideraciones sobre la eficiencia de los parámetros de riego

La comparación de los resultados obtenidos para las simulaciones realizadas en el apartado 4.2 denominados como caso 2 (con  $r = 20/24$ ) y caso 3 (con  $q = 1,20 q$ ), es decir con un incremento del 20% del coeficiente de seguridad asignado a uno y otro parámetro de riego, junto con los del caso 4 (con  $q = 1,145 q$ ), es la siguiente:

Caso	Caudal de cabecera	Incremento respecto a proyecto	Déficit para cubrir la nueva demanda
<b>Caso 2</b> ( $r = 20/24$ )	145,72 Sq	16,8%	14%
<b>Caso 3</b> ( $q = 1,20 q$ )	153,86 Sq	23,3%	11%
<b>Caso 4</b> ( $q = 1,145 q$ )	145,77 Sq	16,8%	16,3%

La conclusión primera que puede sacarse del estudio de estos casos simplificados es que, a igualdad de costo, se consigue un mayor margen de seguridad mayorando  $r$  en lugar de  $q$ , aunque de los resultados se deduce que ambos podrían llegar a cumplir el objetivo (es decir proyectar una red que en una situación extrema fuese capaz de suministrar, agotando los márgenes de holgura, un caudal que supere al de diseño en un porcentaje prefijado). La diferencia estriba evidentemente en la eficiencia.

La interconexión de los efectos generados con el manejo de coeficientes de seguridad que actúan sobre las distintas variables del proyecto se produce también en otros campos del conocimiento. Sirva para ello este ejemplo: para dimensionar correctamente una viga de hormigón armado hay que disponer los coeficientes de seguridad (sobre los materiales y sobre las cargas) que establece la normativa vigente. Con ello la viga se comportará perfectamente en el escenario de proyecto. También es posible lograr que la viga se comporte con un margen de seguridad parecido

disponiendo mayores coeficientes de seguridad sobre los materiales y menores en las cargas, o viceversa. Pero en este supuesto se estaría haciendo un mal uso de los coeficientes de seguridad y, aunque se alcance el objetivo propuesto, la eficiencia de los materiales de la viga será peor y el costo será mayor.

En el proyecto de las redes de riego la decisión sobre las márgenes de seguridad que han de tomarse no es tan clara como en el ejemplo precedente, ya que no se tiene una normativa legal específica para ello y la interconexión entre los parámetros de riego es posiblemente mayor que la de las variables que intervienen en la resistencia de una viga. Por ello, aunque cada parámetro tiene una función precisa e inequívoca, las diferencias en el resultado comparativo entre el aumento de  $q$  o el de  $r$ , aunque existen, serían en todo caso moderadas si el uso de ambos parámetros se ha hecho de manera adecuada, pero si se desvían en exceso del valor idóneo pueden llegar a tener un efecto distorsionante no buscado.

Si se opta, por ejemplo, por fijar un caudal unitario excesivo evidentemente se sobredimensiona la red colectiva, pero también se aumenta la dotación en hidrante y la libertad en el horario de riego. Todo ello es bueno para la calidad del servicio que presta la red, pero una mejora excesiva en el confort del agricultor puede dar lugar a que mayoritariamente éstos tiendan a utilizar la misma franja horaria del día para regar su parcela, con lo cual la ley de distribución normal supuesta en la aplicación de la fórmula de Clément no se ajustaría bien a la demanda real de agua que se produce en la red debido a un excesivo grado de libertad de los usuarios.

Parece por lo tanto obvio que si se quiere dar mayor comodidad en el riego a los agricultores, lo idóneo es aumentar el grado de libertad en su justa proporción (no el caudal continuo unitario). Asimismo si se quiere que el porcentaje estadístico de fallo de la red sea reducido, lo correcto es aumentar la garantía de suministro dada por la ley de distribución aplicada (no los otros parámetros de riego). Es decir ni el grado de libertad dado a los regantes, ni la calidad operacional de la red, se pueden considerar como márgenes de holgura de la red colectiva.

Al caudal continuo unitario le ocurre algo parecido. Lo correcto es que tenga el valor ajustado que indiquen los estudios agronómicos, pero es un parámetro sujeto a incertidumbres. Su definición es muy distinta a la del grado de libertad o a la garantía de suministro, ya que en su valoración intervienen un conjunto de factores difíciles de

evaluar (qué es lo que se va a cultivar, su consumo de agua, la eficiencia del riego, la evolución de los hábitos de los agricultores y también la del mercado). No puede por ello extrañar que el proyectista, ante ese cúmulo de incertidumbres, opte por disponer sobre este parámetro básico algún margen de seguridad.

En cada decisión el ingeniero siempre toma un margen de holgura, pero ésta ha de ser moderada y acorde al grado de incertidumbre que advierte en la información que se maneja. Si el quedar del lado de la seguridad en las decisiones se hace con sensatez, ello no puede tener nunca la consideración de coeficiente de seguridad. Por ejemplo, el hormigón de una presa de gravedad tiene una densidad que está normalmente entre 2,40 y 2,45 t/m<sup>3</sup>, pero en la comprobación de estabilidad el especialista supone un peso de 2,35 t/m<sup>3</sup> y para el cálculo mecánico de las ménsulas de coronación supone un peso de 2,50 t/m<sup>3</sup>. Estos posibles márgenes de holgura no tienen la consideración de coeficiente de seguridad. Tampoco la deben tener los que se introduzcan en la determinación del caudal continuo unitario, salvo que se incluyan a sabiendas de que son innecesarios y que se introducen como un margen de holgura adicional.

En definitiva, el margen de seguridad efectivo existente en el cálculo de caudales de las redes colectivas puede provenir de la mayoración adrede del caudal continuo unitario, o bien del valor adoptado para el rendimiento de la red y, en su caso, del coeficiente de seguridad  $k$  si se ha elegido como opción (en alternativa o combinado con el empleo del rendimiento de la red), pero nunca de los otros dos parámetros de riego restantes.

También se señala que no es recomendable incluir, ni siquiera con consideración de margen de holgura, la mayoración del caudal fundamentada por ejemplo en la necesidad de disponer de caudal para lavado o bien argumentar que se ha tomado en el cálculo una ineficiencia abusiva como margen de holgura, o cualquier otro motivo de esta índole. Si es así y no se aclara bien la razón en que lo fundamenta el proyectista pueden ser suprimidos antes o en la obra, al considerarlos defectos de redacción del proyecto, por lo que no procede incorporarlos al análisis que aquí se realiza.

Tampoco debe considerarse como margen de seguridad el reajuste favorable que se produce, al aumentar el consumo de los cultivos, en los caudales circulantes, motivado por la disminución del grado de libertad de los usuarios. Éste es un aspecto

automático del proceso de cálculo, es decir es una consecuencia (igual que la laminación de avenidas en los embalses) generada por los condicionantes del equipamiento con que está dotada la zona regable. Se ha indicado con claridad en el apartado anterior: el agricultor decide plantar en su parcela otro tipo de cultivo diferente al previsto en el proyecto, que necesita mayor dosis de agua, cuando la red ya está en explotación. No se trata por lo tanto de proyectar una red nueva que satisfaga la nueva demanda, sino de comprobar que con la existente (con sus conducciones, sus hidrantes y el equipamiento general de la red colectiva) se puede hacer frente a este incremento de consumo. El camino por lo tanto es único, lógico y no discutido por el agricultor: éste mantendrá más tiempo abierta su toma para derivar de la red más volumen de agua sin incrementar el caudal que tiene asignado.

En el análisis realizado en el apartado 4.4.2 de los dos parámetros de riego ( $q$ ,  $r$ ), para discernir sobre los márgenes de seguridad que establece cada uno de ellos frente al incremento del consumo de agua, se ha demostrado que son conceptualmente distintos y actúan de forma diferente. También en el apartado 4.4.1 se ha hecho mención al parámetro  $k$ , que es un coeficiente de seguridad diferente de los anteriores y que puede actuar como alternativa o en combinación con ellos.

Al mayorar en el proyecto el caudal continuo unitario ( $q$ ) se sobredimensiona todo el sistema hidráulico de la red (no sólo las conducciones de transporte, sino también el caudal suministrado a cada usuario en el hidrante y con ello el grado de libertad disponible). Por lo tanto esta mayoración repercute económicamente sobre la totalidad de la red (conducciones, hidrantes y equipamiento de la parcela).

Al mayorar en el proyecto el rendimiento de la red ( $r$ ) sólo se actúa sobre las arterias de la red, pero no sobre los ramales de ésta<sup>(\*)</sup>, ni sobre los hidrantes, ni sobre el equipamiento interior de la parcela. La dotación en hidrante no depende de  $r$ , ni tampoco el caudal de las conducciones que alimentan a un número reducido de

---

<sup>(\*)</sup> El rendimiento de la red ( $r$ ), al igual que el coeficiente de seguridad ( $k$ ), tiene una clara influencia sobre el número de parcelas, abastecidas por los ramales o por los terminales de las arterias de la red, en que hay coincidencia en la demanda (ver apartado 4.7 de este capítulo).

usuarios, en donde el procedimiento de cálculo supone que hay coincidencia en el uso del agua por parte de todos los que demandan agua del ramal, y por lo tanto el caudal máximo circulante será la suma de las dotaciones de todas las tomas que derivan de éste ( $Q = \sum d$ ).

Así pues, desde el punto de vista técnico es siempre más barato y efectivo disponer los márgenes de seguridad de la red colectiva en el rendimiento ( $r$ ), pero desde el punto de vista del bienestar del usuario puede ser justo al revés aunque sea más caro: resulta más satisfactorio para el agricultor disponer los márgenes de seguridad en el caudal continuo unitario ( $q$ ) ya que se aumenta la dotación en parcela y con ello indirectamente el grado de libertad disponible. En la decisión sobre cuál de ambas opciones ha de tomarse entran en consideración muchas veces aspectos distintos del puramente técnico, tan dispares como pueden ser el nivel de vida de los agricultores, la rentabilidad del regadío, o la forma de financiación de las obras.

Conviene aclarar, respecto a lo dicho en el párrafo precedente, que la decisión técnica correcta es muy clara: cada parámetro de riego debe utilizarse exclusivamente para cumplir la función específica asignada, y no para que indirectamente acometa objetivos encomendados a los otros parámetros. Sin embargo hoy en día, a pesar de lo dicho, en algunos proyectos de zonas regables, se sigue actuando sobre los dos parámetros de riego ( $q$  y  $r$ ), disponiendo los márgenes de seguridad de la red en una combinación de ambos.

También es posible la acción combinada de los parámetros  $r$  y  $k$ , lo cual permite dar el margen de seguridad que se desee a la red sin afectar a la dotación de las parcelas (como ocurre si se mayora  $q$ ).

Se adjunta a continuación una ampliación del análisis del ejemplo propuesto en el apartado 4.4.2, singularizado para dos nuevos casos de estudio en los que se combinan las acciones de  $q$  y  $r$ , y las de  $r$  y  $k$ .

### **Caso 5 – Mayoración combinada de los parámetros $q$ y $r$**

La influencia conjunta de ambos parámetros es en líneas generales semejante a la expuesta anteriormente para los casos 2 y 3 analizados en el apartado 4.4.2. La

combinación más habitual, todavía empleada en algunos proyectos de zonas regables, es que el caudal continuo unitario se haya calculado en base a 6 días hábiles por semana (contiene un margen de holgura de  $1/6$ , equivalente al 17%) y que el rendimiento de la red se haya supuesto igual a  $22/24$  (equivalente a un margen de seguridad del 9%).

En este escenario el caudal servido en cabecera de la red, con los datos del ejemplo planteado en el apartado 4.4.2 y los nuevos márgenes de holgura establecidos (es decir con  $q = 1,17 q$ ;  $U = 1,75$ ;  $r = 22/24$ ;  $n = 100$ ;  $GL = 3 \times 1,17 = 3,50$ ) sería el siguiente:

$$Q = 160,83 Sq$$

Si una vez construida la red se produce el mismo incremento de la demanda planteado en dicho ejemplo, es decir los agricultores necesitan un 40% más de agua para sus cultivos que la prevista en las condiciones de proyecto, el agricultor utilizará parte del grado de libertad asignado:

$$GL = \frac{3 \times 1,17}{1,40} = 2,50$$

resultando un valor del caudal total  $Q$  demandado en punta de consumo, necesario para atender este incremento de la demanda (con  $q = 1,40 q$ ;  $U = 1,75$ ;  $r = 1$ ;  $n = 100$ ;  $GL = 2,50$ ) de:

$$Q = 170 Sq$$

lo que muestra que la red proyectada, agotando los márgenes de seguridad con los que había sido dotada, no sería tampoco capaz de atender la nueva demanda, aunque evidentemente la reducción del grado de libertad de los usuarios es menor que la que resulta si el margen de holgura aplicado sólo hubiese sido el supuesto para el rendimiento de la red (como ocurría en el caso 2 del apartado 4.4.2).

Sin embargo, como es lógico, esta menor reducción del grado de libertad no es gratis sino que la red con la acción combinada de  $q$  y  $r$  es más cara, ya que el caudal servido en cabecera no precisa ser mayor que  $166,16 Sq$  (obtenido en la situación del caso 1º para  $r = 1$ ).

Para poder atender la demanda en el escenario del caso 5 se debería haber dimensionado la red con un valor del parámetro  $r$  algo mayor que el indicado al inicio (que era  $r = 22/24$ ) bastando que se hubiese calculado con un rendimiento de la red de 0,85. En este supuesto (con  $q = 1,17 q$ ;  $U = 1,75$ ;  $r = 0,85$ ;  $n = 100$ ;  $GL = 3,50$ ) se obtiene:

$$Q = 171,50 Sq$$

### Caso 6 – Mayoración combinada de los parámetros $r$ y $k$

En este caso la expresión general simplificada de la fórmula de Clément vendría dada por:

$$Q = \frac{Sqk}{r} (n + U(n (GL r - 1))^{1/2})$$

Si se supone que en proyecto se hubiese tomado  $r = 20/24$ , que es un valor considerado como el umbral conservador que no suele rebasarse (es el mismo supuesto para el caso 2), se precisaría que el valor de  $k$  fuese 1,14 para llegar al caudal que se necesita servir en cabecera de la red para poder atender el incremento de la demanda en un 40%, tal como se ha determinado en el antedicho caso 2.

Para estas condiciones de funcionamiento de la red (es decir con  $q = q$ ;  $U = 1,75$ ;  $r = 20/24$ ;  $k = 1,14$ ;  $n = 100$ ;  $GL = 3$ ) se obtiene:

$$Q = 166,12 Sq$$

que coincide con el que se precisaría para atender el riego si aumentase el caudal de la demanda en un 40% utilizando íntegramente los márgenes de seguridad introducidos en el cálculo de la red de proyecto (es decir con  $q = 1,40 q$ ;  $U = 1,75$ ;  $r = 1$ ;  $k = 1$ ;  $n = 100$ ;  $GL = 3/1,40 = 2,14$ ).

Se observa que los parámetros  $r$  y  $k$  son los apropiados para mayorar el dimensionamiento de las conducciones de la red (actuando solos o con una combinación de ambos), dando la fortaleza necesaria a menor costo, es decir la solución más eficiente para hacer frente a incrementos de demanda durante la explotación, no previstos en el diseño de proyecto.

Más adelante, en el curso de esta investigación, se muestra que si se quiere hacer frente específicamente a incrementos de la demanda sobre los previstos en proyecto resulta además más favorable utilizar el parámetro  $r$  en lugar de  $k$ .

A la vista de lo cual se vuelve otra vez a concluir con el mismo aserto: cada parámetro de riego tiene su función específica y por lo tanto no debe utilizarse para conseguir objetivos encomendados a otros, si no se quiere falsear su utilidad y perder eficiencia en el diseño.

Fijar los parámetros de riego adecuados es muy importante para que la red disponga de márgenes de seguridad suficientes que puedan hacer frente a incrementos futuros de caudal obligados por cambios en la alternativa de cultivos. Para este objetivo específico el parámetro adecuado sobre el que se debe actuar es el rendimiento de la red ( $r$ ), ya que permite coger seguridad a bajo costo.

Hay que tener en cuenta al respecto que, en las nuevas redes de riego, en las que prima la automatización completa para conseguir el máximo ahorro posible en mano de obra, la necesidad de aumentar el grado de libertad es cada vez menos importante (siempre que esté dentro de límites razonables). A pesar de ello los agricultores, como clientes del proyecto que se redacta, exigen en ocasiones disponer de dotaciones altas en parcela, lo que obliga a tomar valores altos del caudal continuo unitario o del grado de libertad.

Ante este dilema es recomendable siempre mantener el caudal continuo unitario en el valor real estimado para la alternativa media de cultivo y complementar en lo que se precise, para llegar a la dotación pedida por los usuarios, aumentando el grado de libertad.

Los márgenes de seguridad que se establezcan en la red, una vez fijados los parámetros antedichos, se tomarán mayorando el valor del rendimiento  $r$  de la red (con objeto de conseguir el margen de seguridad adecuado al mínimo costo posible).

## 4.5 – REPERCUSIÓN DE LOS PARÁMETROS $q$ , $k$ y $r$ SOBRE LA SEGURIDAD EFECTIVA DE LA RED

### 4.5.1 – Acción específica de cada parámetro sobre los caudales de diseño de la red

La acción que ejercen los parámetros de riego sobre los caudales de diseño de la red difiere claramente de unos a otros, como se indica a continuación. El valor del caudal continuo unitario ( $q$ ) afecta linealmente a las dotaciones de las parcelas y a los caudales circulantes por toda la red, mientras que el coeficiente de seguridad ( $k$ ) y el rendimiento de la red ( $r$ ) afectan exclusivamente al caudal circulante por la red colectiva.

#### Caudal continuo unitario ( $q$ )

Repercute directamente de manera lineal sobre la dotación de las parcelas y sobre el cálculo estadístico de caudales.

La dotación  $d$  es función directa de  $q$ , tal que:

$$d = q S GL$$

El cálculo estadístico también es función directa de  $q$ , como se deduce de la expresión:

$$Q = \sum dp + U \sqrt{\sum d^2 p(1-p)}$$

en la que  $d = q S GL$  resultando:

$$Q = q \left( \sum S GL p + U \sqrt{\sum S^2 GL^2 p(1-p)} \right)$$

Por lo tanto la mayoración del caudal unitario implica la mayoración, en esa misma cuantía porcentual, de la dotación asignada a los agricultores y de la de todos los tramos de la red.

El caudal continuo unitario es un parámetro que define el volumen de agua que necesita derivar el agricultor en punta de campaña de riego para poder atender las

necesidades del cultivo que previsiblemente, según el estudio agronómico, va a plantar en su parcela. Cuando en todo el sector se va a plantar un cultivo único (por ejemplo, cítricos) el consumo de agua está perfectamente definido, pero lo más habitual es que no sea así y lo que se propone es una o varias alternativas con diversos cultivos, algunos en rotación, en cuyo caso se elige un valor promedio del conjunto. También interviene en la definición del caudal continuo la eficiencia del riego, que varía con las características del equipamiento dispuesto en la parcela, con el horario en que se riega y con las condiciones climáticas del momento, por lo que también para la eficiencia hay que tomar un valor medio razonable. Por lo demás se debe suponer que se riega durante las 24 h del día y los 7 días de la semana, si no hay una razón clara de que no vaya a ser así.

Una vez adoptados estos criterios no es recomendable añadir ningún coeficiente de mayoración, ya que en ese caso si el agricultor no precisa el caudal mayorado lo que se hace, de manera indirecta, es mayorar el grado de libertad que es otro parámetro de riego diferente.

### **Coefficiente de seguridad ( $k$ )**

Este coeficiente sólo repercute sobre el cálculo estadístico de caudales (factor multiplicador lineal del resultado del cálculo), al ser:

$$Q = k \left( \sum dp + U \sqrt{\sum d^2 p(1-p)} \right)$$

No tiene repercusión alguna sobre la dotación  $d$  dada a los usuarios, ni sobre el caudal  $\sum d$  asignado a aquellos ramales terminales de la red en los que  $\sum d$  es inferior al valor estadístico de  $Q$  (aunque evidentemente si interviene directamente en el número de tramos terminales en los que se admite que hay coincidencia en el horario de riego, para los cuales se verifica que  $\sum d < Q$ , al ser  $Q$  función lineal de  $k$ ).

El parámetro  $k$  es un coeficiente de seguridad específico de la red de riego, ya que al aplicarlo no se afecta a la dotación dada a cada usuario (que es independiente de  $k$ ), ni a la probabilidad de que se esté o no regando en un momento dado. Su efecto se asemeja al que se consigue actuando sobre el coeficiente de rugosidad de los tubos, pero no es exactamente lo mismo ya que el coeficiente  $k$  sólo actúa sobre las arterias colectoras de la red.

### **Rendimiento de la red ( $r$ )**

Este coeficiente sólo repercute sobre el cálculo estadístico de caudales, pero no lo hace linealmente como el coeficiente de seguridad  $k$  puesto que atañe a la probabilidad de uso de las tomas (que estén abiertas o cerradas en el transcurso del día) al reducir virtualmente el número de horas de funcionamiento de la red (equivalente a suponer que se reducen las horas del día).

Mientras que en la aplicación del coeficiente  $k$  la probabilidad de que un usuario tenga abierta su toma es el inverso del grado de libertad ( $p = 1/GL$ ) al suponer que no hay diferenciación entre las 24 horas del día (que es la base con la que se ha establecido el valor de  $GL$ ), en la aplicación del parámetro  $r$  la probabilidad de que un agricultor esté regando es función del número de horas virtuales del día, es decir  $p = 1/GL r$  (el parámetro  $r$  se convierte por lo tanto en un corrector de la probabilidad).

Sin embargo el grado de libertad  $GL$  sigue estando referido a las 24 horas del día, por lo que el valor de  $r$  no afecta a la dotación en parcela (exactamente igual que con el coeficiente  $k$ ).

#### **4.5.2 – Resumen de los rasgos distintivos básicos de cada parámetro**

El sobredimensionamiento del caudal continuo unitario incrementa linealmente tanto la dotación en parcela como el caudal de la red. Actúa por lo tanto como un coeficiente de mayoración global, que da seguridad a la red (y comodidad al usuario) a costa de aumentar la inversión. La holgura del diseño permite al regante tener cultivos con mayor consumo sin alterar su confort del riego, es decir sin necesidad de reducir la comodidad en el uso del agua dada por el grado de libertad asignado. Supone, en resumen, incrementar la robustez de la red sólo a base de mayor costo de infraestructura, por lo que nunca puede ser ésta la mejor solución.

El coeficiente de seguridad  $k$  incrementa el caudal de diseño de la red, pero no el de las tomas. Un cultivo de mayor consumo que el de proyecto obliga al usuario a regar durante más horas en el periodo de punta de consumo, es decir a reducir el grado de libertad. El incremento de caudal es lineal, es decir en todos los tramos aumenta el caudal en la misma proporción. En los ramales terminales aumenta, en relación con el

parámetro  $r$ , el número de tomas en que el caudal es  $\sum d$  (coincidencia de todos los usuarios en el riego).

El rendimiento de la red  $r$  actúa de manera parecida al coeficiente de seguridad  $k$ , pero no es exactamente igual. El parámetro  $r$  incrementa el caudal de diseño de la red pero no lo hace mayorando linealmente el resultado como  $k$ , aunque sus efectos tienden a aproximarse tanto más en cuanto mayor es el número de la muestra y en cuanto más se asemeja el parámetro  $k$  con el inverso de  $r$ , como se representa en el gráfico adjunto (figura 4.1) en donde se observa que el coeficiente  $k$  siempre da más caudal que su homólogo  $1/r$  y la diferencia entre ambos se diluye, como se ha dicho, conforme aumenta el número de parcelas servidas por las arterias colectoras.

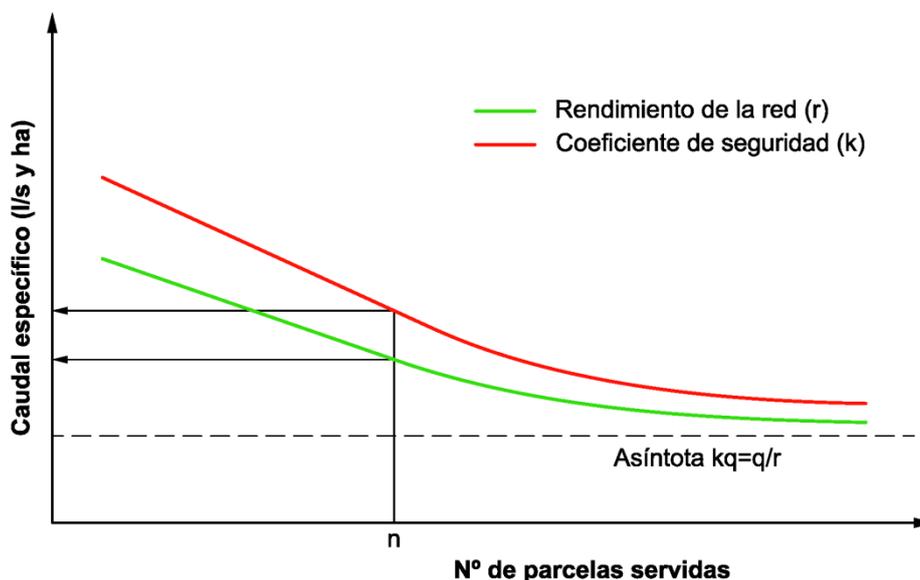


Figura 4.1. Valor del caudal específico ( $Q/S$ ) de una arteria, al emplear  $k$  o  $r$

En la figura 4.2 las curvas de  $k$  y  $r$  se han dibujado cruzándose adrede para representar el caso en que  $k < 1/r$ , en cuyo caso la asíntota  $kq$  del gráfico queda por debajo de la asíntota  $q/r$ .

Sin embargo, como regla general un valor del parámetro  $k$  igual o superior al de  $1/r$  da siempre en toda la red, si se utiliza el parámetro  $k$ , caudales circulantes superiores a los que resultan con el parámetro  $r$ .

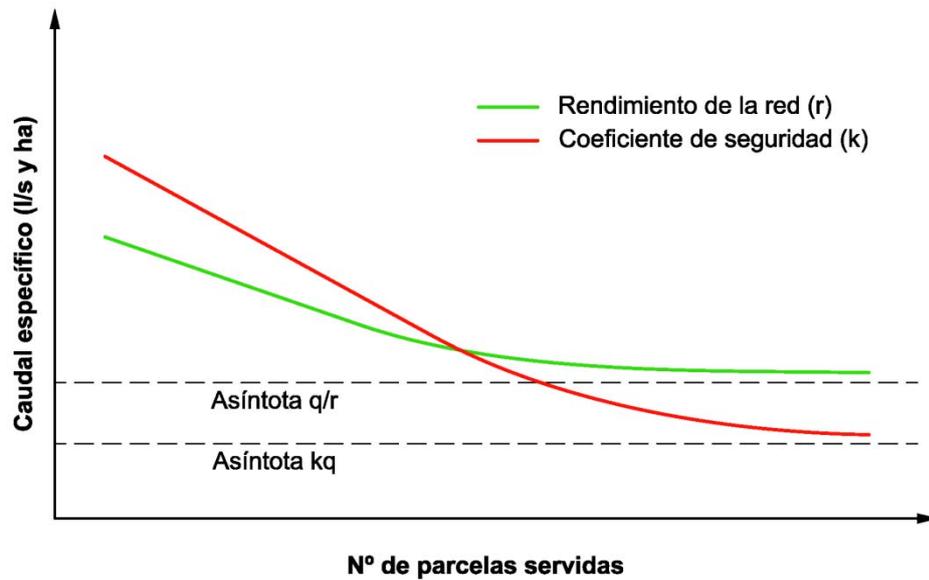


Figura 4.2. Valor del caudal específico ( $Q/S$ ) de una arteria, al emplear  $k$  o  $r$

Por lo demás este parámetro  $r$ , al igual que  $k$ , tampoco afecta a la dotación de las tomas, cuyo cálculo sólo depende del caudal continuo y del grado de libertad asignado a la parcela.

Si a efectos simplificadorios se supone que todas las parcelas abastecidas por la red tienen asignadas dotaciones  $d$  iguales, el análisis comparativo entre el empleo de los parámetros  $k$  y  $r$  sería el siguiente.

Aplicación del coeficiente de seguridad  $k$ :

$$Q = k \left( \sum d p_1 + U \sqrt{\sum d^2 p_1 (1 - p_1)} \right) = d \left( \sum k p_1 + U \sqrt{\sum k p_1 (k - k p_1)} \right)$$

en donde:

$$p_1 = \frac{1}{GL}$$

Aplicación del rendimiento de la red  $r$ :

$$Q = \sum d p_2 + U \sqrt{\sum d^2 p_2 (1 - p_2)} = d \left( \sum p_2 + U \sqrt{\sum p_2 (1 - p_2)} \right)$$

siendo:

$$p_2 = \frac{1}{GLr}$$

Si se supusiese que ambos coeficientes son equivalentes, es decir que  $k = 1/r$ , la expresión obtenida anteriormente para  $k$  podría transformarse en la siguiente:

$$Q = d \left( \sum \frac{1}{GLr} + U \sqrt{\sum \frac{1}{GLr} \left( \frac{1}{r} - \frac{1}{GLr} \right)} \right) = d \left( \sum p_2 + U \sqrt{\sum p_2 \left( \frac{1}{r} - p_2 \right)} \right)$$

donde se comprueba que, aunque hay un gran parecido entre ambas, siempre la utilización del coeficiente de seguridad  $k$  (con valor equivalente a  $1/r$ ) da más caudal en todos los tramos de la red (ya que siempre  $1/r > 1$ ) y que la diferencia entre ambas se diluye al aumentar el número de parcelas servidas. Si se sustituye el sumatorio  $\sum$  por  $n$  la expresión anterior queda de la forma:

$$Q = d \left( np_2 + U \sqrt{np_2 \left( \frac{1}{r} - p_2 \right)} \right)$$

en donde queda patente que el segundo término de la expresión (lo que está bajo la raíz, que representa a la varianza) pierde progresivamente repercusión sobre el cómputo del caudal al aumentar el valor de  $n$ .

#### 4.6 – HABILIDADES DE LOS COEFICIENTES DE SEGURIDAD

Los coeficientes de seguridad empleados en todas las actividades de la ingeniería son los márgenes de holgura adoptados frente a la incertidumbre de que el medio utilizado no responda conforme a lo previsto, asegurando con ello que el comportamiento de la actividad va a ser en todo caso el adecuado. Por lo tanto el coeficiente de seguridad va siempre asociado a la incertidumbre del proceso, y si ésta no existiese no se precisaría margen de holgura alguno.

A ello hay que añadir que la magnitud de los coeficientes de seguridad que se apliquen debe estar siempre en consonancia con el grado de incertidumbre al que cada cual pretende hacer frente. Por ejemplo, en el cálculo resistente de cualquier estructura a

unos y otros materiales se les aplican coeficientes de seguridad diferentes (según el tipo y el nivel de control que se ejerce sobre sus características mecánicas) y lo mismo se hace con las cargas (según su efecto y su probabilidad de ocurrencia). Ocurre algo similar en el diseño hidráulico: por ejemplo en el coeficiente de seguridad que ha de darse al nivel de llenado de una presa para evitar el sobrevertido, en donde los márgenes de holgura que se toman son diferentes para cada variable que interviene en el proceso (la probabilidad de ocurrencia de la sobreelevación del embalse, los daños previsibles, o la magnitud de determinadas acciones combinadas como el viento y el sismo).

A lo largo del texto se ha indicado, en repetidas ocasiones, que el objeto de este trabajo de investigación es dictar unas normas de actuación que permitan realizar un dimensionamiento robusto de la red colectiva de riego a la demanda frente a los incrementos del consumo de agua que se pudiesen producir durante la explotación sobre las previsiones de proyecto. Se trata por lo tanto de analizar cuál sería el comportamiento de la red de riego si, durante la explotación, aumentase el consumo de agua sobre el valor de proyecto y si cabría otro diseño que a igualdad de costo tuviese más fortaleza frente a los cambios de demanda. En definitiva, se trata de verificar como responden los márgenes de seguridad introducidos en el proyecto para hacer frente a esta contingencia.

Cada uno de los parámetros de riego tiene reservada su propia función, aunque exista una cierta interconexión en los resultados que consiguen. En el apartado 4.4 de este capítulo se ha llegado al convencimiento de que siempre ha de primar la eficiencia y si lo que se pretende es disponer de una red colectiva robusta, frente a los incrementos de la demanda, habrá que actuar sobre los coeficientes de seguridad  $r$  y  $k$ , solos o en combinación, que son los que específicamente se ocupan de sobredimensionar las conducciones de la red colectiva.

Ambos coeficientes de seguridad tienen su propia forma de actuar, por lo que es preciso estudiar las habilidades de uno y otro, con el fin de saber en cada caso cuál de ellos es el que interesa aplicar.

El rendimiento de la red  $r$  tiene una forma sutil de sobredimensionar la capacidad de transporte de las conducciones de la red colectiva, al fijar en términos estadísticos el número de horas en el que la red está capacitada para servir todo el volumen de agua correspondiente al consumo diario de la zona regable en punta de campaña. Esta forma

de concebir el margen de holgura de la red ha llevado al equívoco a algún técnico, al confundir la jornada de riego de los agricultores con este parámetro de riego. Se expresa como cociente entre el número de horas en que la red podría suministrar todo el volumen de agua del consumo diario y las 24 h del día, por lo que siempre es menor o igual que la unidad, y de ahí su designación como rendimiento (verdaderamente su nombre no es muy afortunado, ya que la red es tanto más segura en cuanto menor es el valor de este parámetro).

La acción del parámetro  $r$  consiste en acortar virtualmente la duración del día, es decir supone que a efectos estadísticos éste tiene  $D$  horas en lugar de 24 h (el rendimiento es  $D/24$ ). Si ello fuese así la probabilidad de que, a lo largo de un día de punta, un agricultor esté regando sería el cociente entre el número de horas  $N$  que éste precisa tener abierta a diario su toma y la duración virtual  $D$  del día, o lo que es lo mismo  $p = N/D = 1/GL r$ . La fórmula simplificada de Clément dada por la expresión:

$$Q = ndp + U(nd^2p(1 - p))^{1/2}$$

puede transformarse en:

$$Q = \frac{qS}{r} (n + U(n (GL r - 1))^{1/2})$$

o también en:

$$Q = \frac{24qS}{D} \left( n + U \left( n \left( \frac{D}{N} - 1 \right) \right)^{1/2} \right)$$

en donde se observa que la corrección realizada sobre el caudal al aplicar el rendimiento  $r$  es inmediata puesto que se multiplica el caudal medio diario de la zona regable ( $n q S$ ) por el factor  $24/D$  correspondiente al acortamiento virtual del día. También se observa que obviamente  $D/N$  tiene que ser mayor que uno para que el radicando sea positivo, ya que la duración  $D$  del día no se puede acortar por debajo del número de horas  $N$  del grado de libertad de los usuarios. Asimismo se comprueba que al tener el día virtual menos horas que las reales ( $D < 24$ ), la dispersión virtual de los agricultores en el horario de riego es menor ( $N/D$  es mayor que  $N/24$ ) y en consecuencia la varianza disminuye conforme aumenta el número de parcelas servidas por una arteria.

Esta forma de introducir el coeficiente de seguridad le da una fortaleza especial a la red para hacer frente a los incrementos de consumo sobre el de diseño. El razonamiento de la cadena de efectos es muy simple: si un agricultor precisa mayor volumen de agua para sus cultivos, que el correspondiente a la dotación asignada, lo resuelve aumentando la duración del tiempo de riego (manteniendo su toma abierta durante más horas al día, es decir sacrificando parte del grado de libertad que dispone); a su vez la red construida suministra el volumen de agua adicional requerido por estos agricultores utilizando, en lo que precise, las horas extras del día que exceden de la duración virtual  $D$  supuesta en el cálculo estadístico del proyecto. Esta es una habilidad que únicamente la posee este parámetro de riego.

Quizás un ejemplo sencillo permita entender mejor este proceso de reajuste del funcionamiento de la red cuando se produce durante la explotación un incremento del consumo sobre el de proyecto. Para ello se parte de una red que ha sido calculada con un coeficiente de seguridad dado por  $r = 20/24$ . El caudal de diseño de la misma sería el resultante de la expresión:

$$Q = \frac{24}{20} qS \left( n + U \left( n \left( \frac{20}{24} GL - 1 \right) \right)^{1/2} \right)$$

pero realmente el que precisan los usuarios en las condiciones de proyecto (es decir, plantando los cultivos previstos en el estudio agronómico) sería:

$$Q = qS(n + U(n (GL - 1))^{1/2})$$

siendo el factor  $24/20$  el margen de holgura que se ha introducido para sobredimensionamiento de la red.

Si en esa situación los agricultores cambiasen de cultivo y precisasen un 9% más de agua (o por comodidad del ejemplo el consumo aumentase en el factor  $\Delta = 24/22 = 1,09$  más de agua) los caudales demandados por la red serían:

$$Q = qS\Delta \left( n + U \left( n \left( \frac{GL}{\Delta} - 1 \right) \right)^{1/2} \right)$$

es decir:

$$Q = \frac{24}{22} qS \left( n + U \left( n \left( \frac{22}{24} GL - 1 \right) \right)^{1/2} \right)$$

La red daría el nuevo caudal demandado utilizando parte del coeficiente de seguridad con que se diseñó, es decir el rendimiento  $r = 20/24$  que se aplicó en el cálculo y que en la nueva situación se reduce a  $22/24$ . El margen de holgura se agota para  $\Delta = 24/20 = 1,20$  en cuyo caso el caudal demandado coincide con el de diseño de la red.

El parámetro de riego  $k$  no tiene esta habilidad tan específica, exclusiva del rendimiento  $r$ . Su acción consiste en mayorar linealmente el caudal de las arterias de la red, afectando el factor multiplicador tanto a la media como a la varianza, con independencia del número de parcelas servidas por la conducción:

$$Q = kqS(n + U(n (GL - 1))^{1/2})$$

Siguiendo el mismo ejemplo, suponiendo  $k = 24/20 = 1,20$  y  $\Delta = 24/20$  (valor límite del incremento de la demanda en el caso de empleo del parámetro  $r$ ), la red estaría diseñada para:

$$Q = 1,20 qS(n + U(n (GL - 1))^{1/2})$$

y el caudal demandado sería en este caso menor al de diseño, y vendría dado por la expresión:

$$Q = \frac{24}{20} qS \left( n + U \left( n \left( \frac{20}{24} GL - 1 \right) \right)^{1/2} \right)$$

De ello se pueden deducir algunas enseñanzas, tales como las siguientes:

- El parámetro  $k$ , al mayorar la varianza al mismo tiempo que la media, produce desajuste en la distribución estadística de caudales de la red colectiva.
- Su forma de actuar, para el objetivo que se busca en esta tesis doctoral, no es la más adecuada, ya que la varianza de la fórmula de Clément se

continúa mayorando linealmente conforme aumenta el número de parcelas servidas por la red, cuando debería ocurrir justo lo contrario.

- La red dimensionada con el parámetro  $k$ , a igualdad de prestaciones, será siempre más cara que la dimensionada aplicando el rendimiento  $r$ , si lo que se quiere es conseguir fortaleza para hacer frente a incrementos de la demanda sobre los previstos en proyecto.

Como se ha dicho al comienzo de este apartado cada coeficiente de seguridad tiene su propia forma de actuar, lo que le puede conferir habilidades específicas. Aunque el coeficiente de seguridad  $k$  se coloca en desventaja frente al rendimiento de la red  $r$  para satisfacer el objetivo que se investiga en esta tesis doctoral, no quiere decir que no sea capaz de conseguirlo sino que la eficiencia es peor (se construiría una red más cara para cumplir el mismo objetivo, lo cual no parece adecuado). El parámetro  $k$  tiene un modo peculiar de actuar, ya que la manera de introducir el margen de seguridad en el sobredimensionamiento de las conducciones es semejante al que se consigue mayorando las pérdidas de carga de las arterias colectoras de la red.

Evidentemente el efecto físico que supone multiplicar por  $k$  al caudal  $Q$  de la arteria es lo mismo que suponer en el cálculo que la pérdida de carga es  $\Delta H = f(kQ)^2$ , puesto que ésta varía con el cuadrado del caudal para un  $\phi$  dado. En consecuencia, el uso del parámetro  $k$  se inmiscuye en el oficio de otra variable interviniente en el proceso de cálculo (que es la pérdida de carga), es decir invade un campo que ya estaba ocupado por las pérdidas de carga de los tubos, aunque con la singularidad de que sólo lo hace sobre las arterias colectoras, y no sobre los ramales terminales (en donde  $Q = \sum d$ ). La pregunta que hay que formularse es si esta habilidad puede ser útil. Para el objetivo de esta tesis la respuesta sería negativa, y no se estima necesario extenderse más en esta disquisición, ya que en la aplicación que se realiza a un caso real se ha realizado un estudio detallado del tema, por lo que se remite a lo dicho en el apéndice de esta tesis.

#### **4.7 – INFLUENCIA DE LOS PARÁMETROS DE RIEGO SOBRE LA COINCIDENCIA EN EL USO DEL AGUA DE LAS PARCELAS DE LOS TERMINALES**

En el dimensionamiento de las redes de riego a la demanda es obligado suponer que se va a producir coincidencia en la demanda de las parcelas de los terminales, lo

cual es inevitable si no se ponen turnos entre los usuarios. En el cálculo estadístico de caudales siempre resulta que, para los tramos que alimentan a un número reducido de parcelas, el valor de diseño de  $Q$  es la suma de las dotaciones asignadas al conjunto de las parcelas que abastece. Este número de parcelas en las que se supone coincidencia en el riego no es el mismo para todas las zonas regables, ya que varía en función de los parámetros siguientes: garantía de suministro  $U$ , grado de libertad  $GL$  y coeficiente de seguridad  $k$  de la red (o bien rendimiento  $r$  de la red).

En este apartado se analiza la influencia que tiene cada uno de estos parámetros sobre el número  $n$  de parcelas con coincidencia en el riego. A efectos simplificadorios del desarrollo de este estudio se supone que la superficie de las parcelas y el grado de libertad asignado a cada una de ellas son similares.

#### 4.7.1 – Utilización del coeficiente de seguridad $k$

El objetivo, como se ha dicho, es determinar cuál es el grado de influencia de cada uno de los parámetros de cálculo de caudales sobre el número  $n$  de parcelas en las que puede haber coincidencia en el riego, dentro del nivel de garantía estadística que se establezca.

Para ello basta con igualar la dotación acumulada de las  $n$  parcelas con el caudal resultante de la aplicación de la fórmula estadística de Clément, es decir:

$$\sum_1^n d_i = k \left( \sum_1^n d_i p_i + U \left( \sum_1^n d_i^2 p_i (1 - p_i) \right)^{1/2} \right)$$

o lo que es lo mismo:

$$n = k (np + U(np(1 - p))^{1/2})$$

en la que se procede a despejar  $n$  mediante la siguiente secuencia de operaciones:

$$n \left( \frac{1}{k} - p \right) = U(np(1 - p))^{1/2}$$

elevando al cuadrado:

$$n^2 \left( \frac{1}{k} - p \right)^2 = U^2 np(1 - p)$$

quedando finalmente:

$$n = \frac{U^2 k^2 p(1 - p)}{(1 - kp)^2} = \frac{U^2 k^2 (GL - 1)}{(GL - k)^2}$$

en donde:

$U$  es la garantía de suministro

$k$  es el coeficiente de seguridad

$p$  es la probabilidad de que esté abierta la toma, que en este caso es igual al inverso del grado de libertad  $GL$

A continuación se adjuntan las tablas 4.1 a 4.5 que, para distintos valores del coeficiente de seguridad  $k$ , indican el número de parcelas en las que se produce coincidencia en el riego durante algún intervalo del día, dadas en función de la garantía de suministro y del grado de libertad.

GS		Grado de libertad (GL)							
%	$U$	24/18	24/16	24/15	24/14	24/12	24/10	24/8	24/6
95	1,65	9	6	5	4	3	2	2	1
96	1,75	10	7	6	5	4	3	2	2
97	1,88	11	8	6	5	4	3	2	2
98	2,05	13	9	7	6	5	3	3	2
99	2,33	17	11	10	8	6	4	3	2
99 1/2	2,58	21	14	12	10	7	5	4	3

Tabla 4.1. Número de parcelas  $n$  de los terminales de la red coincidentes en la demanda de agua, para  $k = 1$

GS		Grado de libertad (GL)							
%	$U$	24/18	24/16	24/15	24/14	24/12	24/10	24/8	24/6
95	1,65	19	10	8	6	4	3	2	2
96	1,75	22	11	9	7	5	3	2	2
97	1,88	25	13	10	8	6	4	3	2
98	2,05	29	15	12	10	7	5	3	2
99	2,33	38	20	15	12	8	6	4	3
99 1/2	2,58	46	24	19	15	10	7	5	3

Tabla 4.2. Número de parcelas  $n$  de los terminales de la red coincidentes en la demanda de agua, para  $k = 24/22$

GS		Grado de libertad (GL)							
%	U	24/18	24/16	24/15	24/14	24/12	24/10	24/8	24/6
95	1,65	21	11	8	7	5	3	2	2
96	1,75	23	12	9	7	5	4	3	2
97	1,88	27	14	11	9	6	4	3	2
98	2,05	32	16	13	10	7	5	3	2
99	2,33	41	21	16	13	9	6	4	3
99 1/2	2,58	51	26	20	16	10	7	5	3

Tabla 4.3. Número de parcelas  $n$  de los terminales de la red coincidentes en la demanda de agua, para  $k = 1,10$

GS		Grado de libertad (GL)							
%	U	24/18	24/16	24/15	24/14	24/12	24/10	24/8	24/6
95	1,65	37	15	11	9	5	4	3	2
96	1,75	42	17	12	10	6	4	3	2
97	1,88	48	20	14	11	7	5	3	2
98	2,05	57	23	17	13	8	5	4	3
99	2,33	74	30	22	17	10	7	5	3
99 1/2	2,58	90	36	27	20	13	8	6	4

Tabla 4.4. Número de parcelas  $n$  de los terminales de la red coincidentes en la demanda de agua, para  $k = 1,15$

GS		Grado de libertad (GL)							
%	U	24/18	24/16	24/15	24/14	24/12	24/10	24/8	24/6
95	1,65	77	22	15	11	7	4	3	2
96	1,75	87	25	17	13	7	5	3	2
97	1,88	100	29	20	14	8	5	4	2
98	2,05	119	34	23	17	10	6	4	3
99	2,33	153	44	30	22	13	8	5	3
99 1/2	2,58	188	54	36	27	15	10	6	4

Tabla 4.5. Número de parcelas  $n$  de los terminales de la red coincidentes en la demanda de agua, para  $k = 1,20$

#### 4.7.2 – Utilización del rendimiento de la red $r$

Siguiendo el mismo proceso de cálculo utilizado en el caso de empleo del coeficiente de seguridad  $k$ , se deduce la fórmula que permite conocer el número de parcelas en las que puede haber coincidencia en el riego:

$$\sum_1^n d_i = \sum_1^n d_i p_i + U \left( \sum_1^n d_i^2 p_i (1 - p_i) \right)^{1/2}$$

Para parcelas de superficie similar, y dotaciones con el mismo grado de libertad, la expresión anterior puede ponerse de la forma:

$$nd = ndp + U(nd^2p(1 - p))^{1/2}$$

que simplificada queda:

$$n = np + U(np(1 - p))^{1/2}$$

en la que se procede a despejar  $n$ :

$$n - np = U(np(1 - p))^{1/2}$$

$$n^2(1 - p)^2 = U^2np(1 - p)$$

simplificando queda finalmente:

$$n = \frac{U^2p}{1 - p} = \frac{U^2}{GLr - 1}$$

en donde:

$U$  es la garantía de suministro

$k$  es el rendimiento de la red

$GL$  es el grado de libertad

$p$  es la probabilidad de que esté abierta la toma, que en este caso es  $p = 1/GLr$

Cuando no se adopta ningún margen de seguridad en el cálculo de la red, es decir cuando  $r = 1$ , el número de parcelas  $n$  de los terminales coincidente en el uso del agua viene dado por la expresión:

$$n = \frac{U^2}{GL - 1}$$

que es evidentemente la misma que resulta para  $k = 1$ . Por lo tanto la tabla 4.1 de valores dada para  $k = 1$  es aplicable también a  $r = 1$ .

A continuación se adjuntan las tablas 4.6 a 4.8 que, para distintos valores del rendimiento de la red  $r$ , indican el número de parcelas en las que se produce coincidencia en el riego durante algún intervalo del día, dadas en función de la garantía de suministro y del grado de libertad.

GS		Grado de libertad (GL)							
%	$U$	24/18	24/16	24/15	24/14	24/12	24/10	24/8	24/6
95	1,65	13	8	6	5	4	3	2	2
96	1,75	14	9	7	6	4	3	2	2
97	1,88	17	10	8	7	5	3	3	2
98	2,05	20	12	10	8	6	4	3	2
99	2,33	25	15	12	10	7	5	4	3
99 1/2	2,58	31	18	15	12	8	6	4	3

Tabla 4.6. Número de parcelas  $n$  de los terminales de la red coincidentes en la demanda de agua, para  $r = 22/24$

GS		Grado de libertad (GL)							
%	$U$	24/18	24/16	24/15	24/14	24/12	24/10	24/8	24/6
95	1,65	17	9	7	6	4	3	2	2
96	1,75	19	10	8	7	5	3	2	2
97	1,88	22	12	9	8	5	4	3	2
98	2,05	26	14	11	9	6	4	3	2
99	2,33	34	18	14	11	8	5	4	3
99 1/2	2,58	41	22	17	14	9	7	5	3

Tabla 4.7. Número de parcelas  $n$  de los terminales de la red coincidentes en la demanda de agua, para  $r = 21/24$

GS		Grado de libertad (GL)							
%	$U$	24/18	24/16	24/15	24/14	24/12	24/10	24/8	24/6
95	1,65	26	11	9	7	5	3	2	2
96	1,75	29	13	10	8	5	4	3	2
97	1,88	33	15	11	9	6	4	3	2
98	2,05	39	17	13	10	7	5	3	2
99	2,33	51	22	17	13	9	6	4	3
99 1/2	2,58	62	27	20	16	10	7	5	3

Tabla 4.8. Número de parcelas  $n$  de los terminales de la red coincidentes en la demanda de agua, para  $r = 20/24$

### 4.7.3 – Comentarios sobre los resultados obtenidos

Los resultados de los cuadros precedentes (tablas 4.1 a 4.8) muestran la gran influencia que tiene el grado de libertad sobre la coincidencia, en el uso del agua, de las parcelas situadas en los terminales de la red. Ello es debido a que el campo de variación de este parámetro es muy grande en comparación con el de los otros dos (la garantía de suministro y el coeficiente de seguridad de la red). Tiene además el grado de libertad la competencia específica de establecer el excedente de caudal que se concede al agricultor respecto a lo que sería estrictamente necesario, por lo que en las consultas que normalmente realizan los proyectistas a los regantes sobre sus preferencias, estos señalan siempre su interés en que la dotación de las parcelas sea la mayor posible (en definitiva quieren tener grados de libertad altos). Este lógico deseo de los agricultores puede tener un efecto pernicioso para el funcionamiento de la red colectiva, por lo que es imprescindible limitar su campo de variación, so pena de encarecer notoriamente las conducciones. Esto, y otros temas afines, se explican en los párrafos siguientes, en los cuales se indican algunas observaciones interesantes para el diseño de las redes colectivas.

La primera idea que ha de prevalecer es que un grado de libertad muy pequeño (con el que el agricultor necesitase tener su toma abierta, en punta de campaña, bastantes horas al día) implica lógicamente que en punta de consumo coincidan en el riego muchas parcelas de cada sector. Si el sector no es muy grande todos los caudales de los tramos se obtendrían por acumulación de las dotaciones, como en las redes de abastecimiento a poblaciones. El cambio de cultivo por otro con mayor consumo de agua lo resuelve el agricultor regando más horas, es decir reduciendo el grado de libertad que tiene asignado, y puede que el margen de holgura que le resta del grado de libertad de que dispone no sea suficiente para recibir la dotación diaria.

Con las técnicas modernas de riego el grado de libertad puede ser reducido pero evidentemente tiene un límite dado por la relación que hay entre el consumo del cultivo más exigente y el consumo medio de la alternativa prevista, con su correspondiente margen de seguridad (ya que no se puede obligar a los usuarios de la red a que rieguen de manera ininterrumpida durante todo el periodo de punta). Por lo tanto 18 horas diarias de riego con la dotación resultante para el consumo medio de la alternativa de cultivos puede ya ser desaconsejable, sobre todo en las zonas en que el tipo de cultivo

propuesto en el estudio agronómico del proyecto no está bien arraigado y por lo tanto la probabilidad de que evolucione en el tiempo puede ser alta.

Con un grado de libertad muy grande la coincidencia de las parcelas contiguas, en el uso del agua, teóricamente se reduce, pero es muy posible que en la realidad no sea así. Los valores que figuran en los cuadros precedentes se han obtenido a partir de la fórmula de Clément, la cual supone que el ejercicio del riego en el conjunto de las parcelas sigue una ley de distribución normal. Para que ello se cumpla es necesario que todas las horas del día sean iguales a efectos de su utilización en el riego, es decir que todas tienen la misma probabilidad de ser usadas.

Cuando el grado de libertad de los agricultores es moderado, o bajo, obliga a estos a regar en punta de campaña todos los días durante un número de horas importante, evitando que se produzca entre ellos una marcada preferencia por una franja horaria concreta (o incluso la preferencia por días concretos de la semana). En este caso se produce un reparto bastante uniforme a lo largo del curso de la semana de los intervalos de riego utilizados por cada usuario. Para este supuesto la fórmula de Clément se ajusta bien a la realidad, tal como se ha comprobado en las grandes zonas regables que disponen de parcelas extensas ( $> 15$  ha) y grados de libertad asignados dentro del entorno de 1,5 (equivalente a 16 h de riego en punta de campaña).

Sin embargo en zonas regables con parcelas de pequeña extensión ( $< 5$  ha), a las que es obligado asignarles grados de libertad altos, es muy probable que los usuarios adquieran hábitos preferentes por determinadas horas, e incluso por determinados días de la semana, para regar su parcela. La ley con la que los agricultores demandan el agua de riego puede, en este caso, apartarse seriamente de la campana de Gauss (ley de distribución normal).

Estudios realizados para zonas regables de este tipo indican que para dicho escenario las redes colectivas hay que calcularlas con procedimientos que tengan en cuenta la enorme distorsión que se produce en la demanda. La infraestructura de la red resultante para estos casos puede ser muy cara. En las zonas regables de minifundio se presenta siempre dicha situación. A las parcelas se les dota de altos grados de libertad acompañado de coeficientes de seguridad de la red también elevados, ya que será necesario atender los hábitos de los usuarios (que tendrán preferencia para regar en unas horas determinadas del día, o en unos días determinados de la semana). En

consecuencia, los valores de coincidencia en el riego señalados en los cuadros precedentes pueden ser ampliamente sobrepasados.

No hace falta realizar un análisis profundo para darse cuenta de la endeblez que tiene la fórmula de Clément para establecer el caudal de los terminales de la red cuando se dota a los agricultores de grados de libertad muy altos. Para este escenario el número de parcelas del terminal en las que se superpone la demanda (por coincidencia en el riego durante alguna franja horaria del día) no puede ser un número exiguo, aunque los usuarios dispongan de dotaciones tan altas que sólo precisen derivar agua de sus hidrantes durante muy pocas horas.

Las razones que justifican lo antedicho son obvias:

- Un grado de libertad muy grande permite a los regantes utilizar las horas de riego más favorables del día (o concentrar el riego en determinados días de la semana), con lo que aumentará la coincidencia en unos intervalos de tiempo determinados.
- Un grado de libertad muy grande deja el campo estadístico muy vacío si la muestra que se contempla es pequeña, quedando el resultado con una falta absoluta de precisión. Por ejemplo, si se fija un grado de libertad que exija regar 6 h diarias teóricamente las 4 parcelas de cola podrían no coincidir en el riego si se turnasen, pero en el riego a la demanda siempre habrá al menos 2 que coincidan, y si con ese grado de libertad tan alto no utilizan la noche para regar tienen que coincidir al menos 3 y si además hubiese preferencia por regar durante la mañana o la tarde del día, coincidirán posiblemente las 4. En zonas regables minifundistas es inevitable que se creen estos hábitos.

En consecuencia lo que falla es la probabilidad estadística, por lo que incidiendo sobre lo dicho en los párrafos precedentes, hay que recordar que la ley de distribución normal sólo es aplicable cuando se supone que todas las horas del día, y que todos los días de la semana, son aproximadamente similares a efectos del uso del agua. Si no fuese así deberá procederse a ajustar los parámetros del riego para que respondan lo más fielmente posible a la realidad.

En la década de 1970, cuando se iniciaba el desarrollo en España de las grandes transformaciones en regadío por aspersión, el IRYDA redactó unas normas<sup>(\*)</sup> en las que se recomendaba que en los terminales de las redes colectivas se supusiese que las 10 últimas parcelas podían coincidir en la demanda (es decir que se calculasen las conducciones que habían de darles servicio para el caudal  $\Sigma d$ ).

En los cuadros precedentes (tablas 4.1 a 4.8) se han marcado en verde las áreas en las que el número de parcelas de los terminales coincidentes en la demanda es igual o superior a 10, para las distintas combinaciones del valor de la garantía de suministro ( $GS$ ) y del grado de libertad ( $GL$ ), dadas en función del coeficiente de seguridad ( $k$ ) y del rendimiento de la red ( $r$ ). Puede observarse que el grado de libertad 2 delimita el umbral máximo que debe asignarse a este parámetro de riego para que se cumpla dicho requisito.

También se han retintado en color amarillo las casillas en las que la coincidencia en la demanda es igual o superior a 5 parcelas situadas en cola de los terminales de la red. Para estos valores el grado de libertad 3 define el umbral límite que puede asignarse a este parámetro de riego. Las combinaciones de los valores de los parámetros situadas en esta área amarilla entendemos que son las extremas en que puede aplicarse con verosimilitud la fórmula de Clément.

En el resto de las combinaciones de los parámetros de riego, cuyas casillas se han retintado en rojo, los caudales de diseño de la red deben calcularse con otros métodos que contemplen una mayor probabilidad de coincidencia en el riego.

#### **4.8 – PROCEDIMIENTO Y CRITERIOS DE ACTUACIÓN PARA ESTABLECER LA FORTALEZA DE LA RED COLECTIVA**

Para asegurar la fortaleza de la red colectiva frente a los incrementos de consumo que puedan producirse a posteriori durante la explotación, por cambio en los cultivos programados para la zona regable y sin que ello implique un encarecimiento notorio de

---

<sup>(\*)</sup> Las *Normas para Redacción de Proyectos de Riego por Aspersión* fueron redactadas por una comisión de expertos entre los que estaba D. Antonio Garrote, profesor de esta Escuela, junto con otros cinco ingenieros agrónomos destacados especialistas en la materia.

las obras de transformación, es necesario ser riguroso en todo el proceso de elaboración del proyecto, dando a cada variable un valor ajustado a lo que indiquen los estudios específicos que se hayan realizado para ello o bien asignándole un valor razonable acorde a la información recabada sobre la franja en que habitualmente se mueve dicha variable. Es muy importante a estos efectos, además, no olvidar que cada uno de los parámetros de riego debe utilizarse exclusivamente para la función específica que tiene.

#### **4.8.1 – Caudal continuo unitario**

Los estudios agronómicos son la base en que se fundamenta la determinación del caudal continuo unitario. Éste debe ajustarse al consumo de la alternativa media de cultivos y si hubiese varias propuestas se recomienda adoptar la de mayor consumo.

Salvo que exista alguna singularidad manifiesta en el uso del agua, se debe suponer que se riega las 24 h de todos los días de la semana, sin distinción de horario. Hay algunas zonas regables alimentadas con bombeos importantes, en las que se hace caer adrede la presión de la red durante el horario con tarifa eléctrica de punta o bien se aplica una penalización en el costo del agua al agricultor que utiliza esa franja horaria para regar; en este supuesto esas horas deben descontarse del tiempo útil disponible al fijar el caudal continuo unitario, ya que es la propia red la que impide el uso. Pero estos son casos contados, por lo que la norma general es suponer que todo el tiempo es útil para el riego.

Otro factor importante a tener en cuenta es la eficiencia del riego. A estos efectos siempre hay que suponer que el equipamiento interior de la parcela tiene un buen mantenimiento y no pierde agua por deficiencias de la instalación. Sin embargo hay un porcentaje de pérdidas de agua, por evaporación y por percolación fuera del alcance de las raíces, que son inevitables y es obligado tenerlas en cuenta.

En el riego por aspersión las condiciones climáticas del momento de la aplicación del agua tienen gran importancia sobre el porcentaje que representan las pérdidas por evaporación (hay que tener en consideración la temperatura y humedad ambiente, la velocidad del viento, el regar durante el día o por la noche, e incluso la intensidad de la lluvia; todo ello influye sobre el porcentaje de pérdidas por evaporación). La franja habitual en que se mueve la eficiencia puede ser grande, a título ilustrativo entre un 65% en condiciones muy desfavorables y hasta un 90% en las mejores condiciones.

Esta variación tan alta de la eficiencia del riego por aspersión hace que intervengan otros aspectos, diferentes a los condicionantes físicos antes mencionados, en la determinación de valor medio que debe considerarse en el cálculo del caudal continuo unitario, como son el precio o la escasez del agua, que inducirán al agricultor al ahorro de agua. También la automatización del sistema de aplicación del agua permite reducir la sujeción que ha de prestarse al intervalo de riego (que puede ser programado liberando al agricultor de esta dependencia). En consecuencia podría resultar más atractivo regar durante la noche mejorando la eficiencia, con lo que se ahorraría agua pero se puede incrementar la coincidencia del riego en las horas nocturnas.

En el riego localizado la pérdida de agua se produce básicamente por percolación profunda y en su evaluación interviene la textura del suelo, la profundidad de las raíces de las plantas y la uniformidad del caudal aportado por los goteros. Anteriormente se ha indicado que la eficiencia en la distribución del agua en el interior de la parcela no debería ser considerada, ya que los problemas derivados del mantenimiento defectuoso del equipamiento de los usuarios no deben repercutir sobre el caudal que ha de asignarse a la parcela. Parece que debe tener el mismo tratamiento la calidad y disposición de los goteros, que es la que influye fundamentalmente sobre la uniformidad del riego localizado.

La uniformidad de distribución de los caudales de los goteros depende de las características hidráulicas de funcionamiento del aparato, de la calidad de fabricación del mismo, del número de emisores por planta, de las variaciones de presión originadas por las pérdidas de carga de las tuberías de la red interior de la parcela o por los desniveles existentes en cada línea de goteros, así como por las posibles obstrucciones e incluso por la variación de la temperatura del agua. Entre todo ello prima la calidad de fabricación que los goteros y en general la calidad de toda la instalación de riego del agricultor (tubos, válvulas reguladoras de presión y espaciamiento de los emisores).

La franja normal en que se mueve la eficiencia del riego localizado es del 80 al 90%. Como ya se ha dicho anteriormente, en su determinación hay que partir siempre de la hipótesis de que la calidad del equipamiento, y la del mantenimiento que tienen las instalaciones de la red privada, es la adecuada. Sin embargo no se puede olvidar que el gotero es un aparato de bajo costo por lo que, aunque todos sean del mismo tipo y modelo, no serán exactamente iguales y habrá algunos con deficiencias que producirán

tanta más dispersión en la uniformidad en cuanto mayor sea el espaciamiento con que estén colocados.

En resumen, la eficiencia del riego (pérdida de agua en el sistema de aplicación de ésta a los cultivos) repercute directamente sobre el valor del caudal continuo unitario. En el proyecto debe asignársele el promedio resultante para los distintos escenarios de riego que se prevean, quedando siempre ligeramente del lado de la seguridad. Si durante la explotación un agricultor tiene una eficiencia más desfavorable que la prevista en proyecto tendrá que optar entre mejorar el sistema de distribución y el equipamiento que tiene instalado en su parcela (incluida la praxis del riego) o bien regar durante más horas (es decir consumir más agua reduciendo parcialmente su grado de libertad; la repercusión sobre la red colectiva es equivalente a la que se presentaría si el usuario hubiese plantado un cultivo que gastase más agua que la prevista en proyecto).

Por último se señala que no es recomendable incrementar el caudal continuo unitario por otras razones distintas de las expuestas, siempre que no respondan claramente a la función específica que tiene asignada este parámetro de riego.

#### **4.8.2 – Grado de libertad**

El grado de libertad es el indicador que establece el número de horas diarias que habrá que regar en punta de campaña para derivar el volumen de agua que precisa la alternativa media de cultivos prevista en proyecto. En este indicador hay dos aspectos que conviene resaltar:

- El primero es que está referido a la alternativa media de cultivos, lo cual quiere decir que realmente nunca va a coincidir el grado de libertad, que realmente se tiene, con el valor asignado, sino que va a fluctuar en su entorno según el cultivo que se haya plantado en cada campaña.
- El segundo es que está referido a la punta de la campaña, es decir a la época de mayor consumo, por lo que en el resto del año el agricultor dispondrá de mucha más holgura para regar.

Los dos aspectos reseñados permiten establecer los umbrales extremos en los que ha de moverse generalmente el grado de libertad, tanto por arriba como por abajo.

- El valor mínimo que debe adoptarse para el grado de libertad debe ser el menos restrictivo de los dos siguientes:  
 $GL \geq 24/16 = 1,50$  para el consumo en punta de la alternativa media de cultivos.  
 $GL \geq 24/20 = 1,20$  para el cultivo, de entre los previstos en los estudios agronómicos, de mayor consumo de agua en punta de la campaña de riego.
- El valor máximo recomendable que debe emplearse en la asignación de la dotación en parcela es  $GL = 2$ , valor con el cual se asegura un reparto de los intervalos de riego de los usuarios suficientemente uniforme a lo largo del día. La distribución del agua y el consumo de la red se ajusta muy bien en este escenario a la ley de distribución normal y puede aplicarse con garantía la fórmula de Clément.
- En zonas regables con parcelas de pequeña extensión (en el entorno de las 5 ha) el grado de libertad podría aumentarse hasta  $GL = 3$ , pero ello debe venir acompañado por la adopción de valores altos de la garantía de suministro ( $GS \sim 99\%$ ) para asegurar la coincidencia en el riego de las parcelas de los terminales en número suficiente.
- En zonas de minifundio o en aquellas en las que, por exigencia de los agricultores, se establezcan dotaciones en parcela superiores a la que correspondería para  $GL = 3$ , la coincidencia de usuarios en la práctica del riego (que resulta por aplicación de la fórmula de Clément) puede ser ampliamente sobrepasada, por lo que se recomienda que en los procedimientos al cálculo de caudales se adopten coeficientes de seguridad supletorios.

#### **4.8.3 – Garantía de suministro**

La garantía de suministro condiciona la probabilidad estadística de que el caudal de diseño de la red no será superado durante el periodo de punta de consumo. En las directrices que se dieron en el inicio de las grandes transformaciones de riego

presurizado<sup>(\*)</sup> se indicaba que la garantía estadística no debe ser inferior al 95%, pero todos los especialistas aceptan y recomiendan que la calidad operacional de la red sea como mínimo del 97%.

Este parámetro actúa, en la ley de distribución normal, directamente sobre la varianza, es decir sobre la dispersión potencial de funcionamiento de la muestra estadística; y por esta razón su acción es tanto mayor en cuanto más reducido es el número de parcelas servidas, repercutiendo en mayor grado sobre las pequeñas arterias de la red. Su incidencia sobre el costo total de la red no es grande por lo que siempre es aconsejable fijar valores altos para el mismo, sobre todo cuando la parcelación es profusa y se dota a los agricultores de grados de libertad grandes.

En consecuencia, se recomienda que en zonas regables con parcelas de pequeña extensión ( $S < 10 \text{ ha}$ ) y grado de libertad alto ( $GL = 2$ ) la garantía tenga valores muy altos ( $GS > 99\%$ ), mientras que si la parcelación aumenta de tamaño ( $S > 15 \text{ ha}$ ) y se reduce el grado de libertad hasta valores próximos a 16 h de riego ( $GL \sim 1,5$ ) la garantía de suministro puede ser del 97 al 99%.

Al fijar los parámetros de riego no se puede olvidar que la garantía de suministro es el indicador de la calidad estadística del servicio que presta la red en las condiciones de proyecto, es decir señala la probabilidad con que se garantiza el suministro de agua a los usuarios, para un consumo y unas condiciones fijadas de antemano. Las zonas más vulnerables para asegurar el suministro de agua en unas condiciones de garantía determinadas, dentro del conjunto de la red, son los tramos en que se presta servicio a un número reducido de parcelas (es decir, en las zonas en las que la muestra estadística es pequeña). En estas zonas la forma de asegurar esas garantías tan altas del servicio es obligando a que el caudal en punta coincida con la suma de las dotaciones de las parcelas ( $Q = \sum d$ ). Por ello, al aumentar el valor de la garantía de suministro, aumenta a su vez el número de parcelas en las que coincide la demanda de ellas durante alguna franja horaria del día.

---

<sup>(\*)</sup> Véase Bonnal *Manual de riego colectivo por aspersión OCDE* o bien Clément y Galand *El riego por aspersión y las redes colectivas de distribución a presión*, recogidos en la bibliografía de esta tesis.

Este hecho, de manera indirecta, le da una gran fortaleza (a los terminales de la red) para hacer frente a los incrementos de consumo de agua sobre las previsiones de proyecto. En este posible escenario, con la red ya construida y en explotación, las dotaciones de las parcelas serán las correspondientes al limitador de caudal instalado en su hidrante y no pueden ser rebasadas (sea cual sea el consumo de agua de la parcela). Por lo tanto tampoco puede cambiar el valor  $\sum d$  de los terminales de las arterias, por lo que en cuanto mayor sea el número de parcelas de estos terminales que se hayan dimensionado para el caudal  $\sum d$  mayor será la fortaleza de estos terminales para hacer frente a incrementos de la demanda sobre las previsiones de proyecto.

Sin embargo, la garantía de suministro tiene poca repercusión sobre las grandes arterias colectoras ya que, como se ha dicho, la varianza estadística se va reduciendo proporcionalmente conforme aumenta el tamaño de la muestra, es decir el número de parcelas servidas por cada tramo. En estas arterias colectoras la fortaleza frente al incremento de consumo de agua la da el coeficiente de seguridad de la red.

#### **4.8.4 – Coeficiente de seguridad de la red**

En apartados anteriores de este capítulo se ha indicado que para este menester puede utilizarse el parámetro  $k$  o bien el rendimiento de la red  $r$ . También se ha señalado que **el comportamiento del rendimiento de la red es más favorable, si lo que se quiere atender son los posibles incrementos de consumo de agua** en las parcelas (en el título de la tesis se ha indicado que ello puede provenir del cambio de cultivo por otro más exigente, pero también podría deberse a otras causas como la caída de la eficiencia del riego sobre la prevista en proyecto o el aumento de las necesidades hídricas de los cultivos derivadas de un hipotético escenario de cambio climático).

El rendimiento de la red es, como se sabe, el coeficiente de seguridad con el que se dimensionan las conducciones de la red colectiva para que sean capaces de dar el consumo diario en un número de horas inferior a las 24 h disponibles, expresado obviamente en términos estadísticos. La forma de introducir este coeficiente de seguridad es muy singular, ya que se introduce en la ley de distribución corrigiendo el concepto de la probabilidad de maniobra de los hidrantes.

A este respecto hay que señalar que el parámetro que condiciona el valor de la dotación en parcela es el grado de libertad y que por ello, una vez fijada dicha dotación,

la probabilidad real de que un agricultor esté regando en un momento determinado del día (referida al periodo de punta y a la alternativa media de cultivos) es el inverso de dicho parámetro ( $p=1/GL$ ), si se supone que la toma sólo puede estar totalmente abierta o cerrada.

La aplicación del parámetro  $r$  trastoca el concepto antedicho de la probabilidad real de que una toma se encuentre abierta en un momento del día, ya que actúa empequeñeciendo virtualmente el número de horas que tiene el día, con lo cual aumenta la probabilidad de que una toma esté abierta. Efectivamente, en esta situación virtual si un agricultor necesita derivar agua por su toma durante  $A$  horas del día (condicionado por la dotación dada a su parcela) y el día sólo tiene  $B$  horas (condicionado por el parámetro  $r$ ), la probabilidad virtual de que esté regando es  $A/B$  (en lugar de  $A/24$ , que sería la probabilidad real referida a las 24 h del día).

La consecuencia de este artilugio de cálculo es que la red, para asegurar el suministro del volumen diario de agua en menos horas, tiene que corregir el caudal medio servido (que pasa de  $qS$  a ser  $qS/r$ ), al tiempo que se reduce la dispersión estadística de la demanda (al tener que servirse en un número de horas inferior a las 24 h del día). En resumen, en la ley de distribución normal, base de la fórmula de Clément, la introducción del parámetro  $r$  mayoriza la media y reduce progresivamente la varianza.

Cuando un agricultor consume más agua de la que se había previsto en proyecto, se producen los siguientes efectos concatenados: el agricultor mantiene su toma abierta durante más horas, con lo que se priva de parte del grado de libertad que tenía asignado; la red responde a esta prolongación del tiempo de riego del agricultor incrementando el número de horas del día virtual (es decir utiliza parte de la holgura que proporciona al cálculo de caudales el parámetro  $r$ ).

El parámetro  $r$  es por lo tanto un hábil coeficiente de seguridad que permite dar una ágil respuesta a los incrementos de consumo que puedan producirse durante la explotación sobre lo contemplado en proyecto. Sin embargo el otro posible coeficiente de seguridad de la red, -el parámetro  $k$ -, no tiene esta virtud y, por lo tanto, uno y otro no son equiparables.

Desde el punto de vista de la eficiencia de la red, la propuesta es utilizar el parámetro  $r$  en detrimento de  $k$ , ya que mejora la fortaleza de la red a menor costo. Los efectos del parámetro  $k$  no se ajustan bien a la respuesta que ha de dar la red cuando

aumenta el consumo de agua, puesto que opera mayorando linealmente los caudales de todos los tramos de la red, con independencia del número de parcelas a las que sirve cada uno de ellos (es decir, en la ley estadística aplicada en el cálculo el factor  $k$  mayorará por igual a la media y a la varianza, lo cual para cumplir el objetivo de esta tesis es un contrasentido, ya que en la realidad los caudales de cola no guardan esa linealidad con los de cabecera de la red).

El campo de valores habituales del parámetro  $r$  se mueve entre 22/24 (que es el más estricto) y 20/24 (situado ya entre los valores conservadores). En una red robusta frente a los cambios de demanda el parámetro  $r$  debe tener un valor próximo a 20/24.

#### **4.8.5 – Comprobaciones adicionales que deben realizarse durante la redacción del proyecto**

El primer indicador de la fortaleza dada al dimensionamiento de la red de riego frente al incremento de consumo de agua es el número de parcelas de los terminales para las que el caudal de diseño de la conducción que las alimenta coincide con la suma de las dotaciones dadas en hidrante. Hay que tener en cuenta que este número de parcelas varía en función del grado de libertad del usuario, de la garantía de suministro y del coeficiente de seguridad de la red; es decir, de la combinación de estos tres parámetros de riego.

En el apartado 4.7 de este capítulo se han calculado un conjunto de cuadros (tablas 4.1 a 4.8) que dan aproximadamente el número de parcelas que pueden coincidir en la demanda, en función de estos 3 parámetros. El área retintada en verde en dichas tablas se considera que es la de las combinaciones óptimas a las que se debe tender en el proyecto de las grandes zonas regables, mientras que el área amarilla posiblemente precisará reajustes si se quiere dotar a la red de fortaleza suficiente frente al incremento de la demanda. El área retintada de rojo se considera que precisa estudios específicos para fijar los caudales circulantes por la red colectiva.

Es evidente que la concentración en los terminales de la red de parcelas en las que se planten cultivos de alto consumo fallaría de inmediato si estos no estuviesen dimensionados para el caudal  $\sum d$ , que es el máximo que pueden derivar todos los usuarios conjuntamente. En consecuencia los terminales de la red no tienen problema frente a esta contingencia, pero la mayor demanda de caudal la transmiten a las arterias

colectoras. Para que éstas dispongan de fortaleza suficiente para hacer frente a este incremento de caudal, deben disponer del coeficiente de seguridad adecuado. Si el objetivo del proyecto es construir una red robusta frente al aumento del consumo de agua en punta de campaña, el coeficiente de seguridad a utilizar ha de ser el rendimiento de la red.

Durante la redacción del proyecto debe evaluarse cuál es el valor que debe asignarse al rendimiento de la red, bien para conseguir la fortaleza que se haya marcado como objetivo previo o bien, alternativamente, para determinar cuál es el nivel de fortaleza que se consigue en la red para un sobrecosto dado. Es obvio que proyectar una red robusta no se puede hacer a costo cero, pero sí se puede conseguir con un ligero sobrecosto si se ajustan adecuadamente los parámetros de riego, según los criterios que se vienen indicando en este capítulo.

Asimismo es importante tener presente en el dimensionamiento de la red que el umbral de velocidad máxima que se establezca para los grandes diámetros de las conducciones va a ser sobrepasado si se incrementa la demanda de agua, durante la explotación, sobre las previsiones de proyecto. La velocidad máxima de circulación del agua por los ramales terminales de la red no puede ser superior a la de diseño, ya que estos se han dimensionado para  $Q = \sum d$ , pero sí sucederá en las arterias colectoras. No conviene por ello que, en el proceso de optimización de la red, se admitan velocidades excesivamente altas para los tubos si se quiere asegurar la fortaleza de ésta frente a los incrementos de consumo.

Una vez dimensionada la red con los valores razonablemente estrictos (según lo indicado en 4.8.1 a 4.8.4) fijados para los distintos parámetros de riego, será necesario simular el funcionamiento de ésta (suponiendo que ya se hubiese construido con ese dimensionamiento) ante situaciones extremas en las que se agoten, total o parcialmente, los coeficientes de seguridad que se hayan establecido.

Estos escenarios extremos son los que permiten realizar pequeños reajustes en el dimensionamiento de la red, corrigiendo los fallos detectados, con lo que puede conseguirse una mejora sustancial en la fortaleza del diseño. Además de las distintas simulaciones que el proyectista estime conveniente realizar, se deben analizar al menos las dos que se indican a continuación.

### Primer escenario

Consiste en suponer que aproximadamente en el 50% de la superficie del sector de riego se ha plantado el cultivo que más agua consume en punta de campaña, mientras que en el resto de las parcelas del sector se riega de acuerdo con lo previsto en proyecto.

Tal como se ha dicho en repetidas ocasiones la dotación en hidrante tiene un tope que no puede ser rebasado, por lo que si un agricultor precisa más agua para sus cultivos necesita regar durante más horas al día, utilizando parte de la holgura que en el uso de su toma le proporcione el grado de libertad.

La distribución de este 50% de parcelas de mayor consumo puede ser aleatoria dentro del sector de riego, pero entre todas las combinaciones que pueden darse la más desfavorable es que las parcelas se concentren en los terminales de la red. Cualquier otra situación produce un reparto del agua más uniforme, puesto que la cola de la red es la más alejada de la cabecera y además algunas áreas de éstas suelen ser las de más altitud topográfica.

La concentración de las parcelas de mayor consumo de agua en las zonas de cola del sector de riego obliga, si no se quiere que falle la red, a que el caudal de diseño de éstas sea igual a la suma de las dotaciones ( $Q = \sum d$ ). De ahí la importancia de que en los terminales haya un número holgado de parcelas que puedan coincidir en la demanda (ya se ha dicho al comienzo de este apartado que ello constituye el primer indicador de la fortaleza de la red). Por lo tanto, si la agrupación de parcelas de los terminales ha sido dimensionada para el caudal  $\sum d$ , la diferencia que se tiene en esta área entre la situación de proyecto (en la que se sirve la demanda media de la alternativa de cultivos) y la real de este escenario 1 (en que se ha plantado un cultivo que necesita más agua) sólo será la derivada del número de horas de utilización del caudal.

La comprobación de la red en la situación del escenario 1 ha de hacerse por consiguiente reduciendo el grado de libertad de los usuarios que gastan más agua en la proporción en que se produce el incremento de consumo, suponiendo además que con ello se agota en la totalidad de la red el margen de holgura dado por el parámetro  $r$ . Si con los condicionantes antedichos las holguras de presión de todos los terminales son positivos, la red dimensionada tiene robustez suficiente para hacer frente con éxito a cualquier contingencia de este tipo. Si por el contrario, en algún área del sector las

holguras de presión resultasen negativas se deberá proceder a ampliar el diámetro de alguno de los tramos de la red que dan servicio a esa zona concreta. Con ello se consigue mejorar notoriamente la fortaleza de la red con un pequeño sobrecosto.

Evidentemente, cuando aparecen holguras de presión negativas en la entrega del agua en algunos hidrantes, el arreglo de la red debe realizarse volviendo a reoptimizar el dimensionamiento de las conducciones para los caudales circulantes en este escenario 1, con lo que se consigue la mejora buscada al menor costo posible.

En este escenario 1 se exige a la red que haga frente a un cambio sustancial en el tipo de cultivo, por lo que si los consumos establecidos en los estudios agronómicos están correctamente evaluados y se cumple este escenario, se puede considerar que la red colectiva tiene una gran fortaleza frente a un posible aumento del consumo de agua durante la explotación.

### **Segundo escenario**

El escenario 2 que se recomienda simular corresponde a la situación extrema que se presentaría si en todas las parcelas del sector se plantase el cultivo de mayor consumo en punta de la campaña de riego, de entre los previstos en la alternativa propuesta en el estudio agronómico del proyecto. Esta hipótesis aunque no tiene prácticamente probabilidad alguna de ocurrencia, ya que es muy pesimista, se recomienda analizarla por considerar que es un buen indicador de la fortaleza que dispone la red colectiva.

En este caso, igual que ocurría en el escenario 1, el grado de libertad de los usuarios se reduce proporcionalmente al incremento del volumen de agua que, sobre la prevista en proyecto, precisa cada uno de ellos. La red en este caso agotaría el margen de seguridad que tiene. Se produce con ello un reajuste en la circulación del agua por la red.

La comprobación de la piezométrica para los nuevos caudales resultantes indica las parcelas (o las zonas) a las que se llega con presión insuficiente y la magnitud del déficit (la holgura de presión negativa); y a la vista de ello el proyectista tiene que tomar la decisión sobre si procede modificar algún diámetro de las conducciones o dejarlas como estaban. A estos efectos es conveniente reoptimizar el dimensionamiento de las tuberías con la nueva distribución de caudales circulantes, lo cual supone una ayuda a la toma de decisión ya que permite conocer los sobrecostos que supondría realizar

cualquier tipo de mejora en la red. En las decisiones que se tomen conviene no olvidar que este escenario 2 es un caso extremo y por ello es razonable que se admita alguna caída de presión, siempre que ello no impida la práctica del riego.

#### **4.9 – APLICACIÓN DEL PROCEDIMIENTO A UN CASO REAL**

Se ha realizado al análisis de la fortaleza de la red colectiva de un sector de riego en explotación, siguiendo el procedimiento y los criterios de actuación formulados en este capítulo. Debido a la gran extensión, y detalle de su contenido, se adjunta como apéndice de esta tesis. En este apartado se recoge la reseña general del trabajo realizado y de los resultados a los que se llega, junto con las recomendaciones y observaciones que de ello se deducen.

La red colectiva elegida para aplicación del procedimiento propuesto en esta tesis doctoral, es la del Sector I de la zona regable de Villoria (Salamanca). Este sector de riego se dimensionó siguiendo las pautas habituales de la época, y en su selección ha primado el hecho de que no reúne ninguna característica singular que pudiera distorsionar el resultado del análisis. A este respecto se indica que cualquier otra zona regable existente podría haber cumplido el mismo objetivo, ya que lo que se ha comprobado es la idoneidad del procedimiento propuesto (con el que se determina la fortaleza que tiene el dimensionamiento realizado para atender un posible incremento del consumo de agua sobre la previsión de proyecto y la idoneidad de los parámetros de riego aplicados en el cálculo de los caudales de diseño de la red).

Los datos agronómicos que sirvieron de base al proyecto en modo alguno se someten a juicio crítico, ya que éste no es el objeto del presente trabajo de investigación. Es más, se supone que toda esta información fue correctamente realizada, al igual que el análisis y el diseño del riego en la parcela, así como la determinación del caudal continuo unitario (establecido para la alternativa media de cultivos). También se acepta, sin entrar en discusión alguna, el grado de libertad dado a los usuarios del riego, el cual condujo a fijar la dotación en parcela.

En el procedimiento propuesto en el apartado 4.8 de este capítulo se establece la conveniencia de realizar simulaciones de la red, partiendo de la base de que ésta ya ha sido construida. Ello se debe a que la construcción de la infraestructura de las redes

colectivas de riego marca un hito diferencial importante entre la fase de proyecto (en la cual todo es susceptible de cambio) y la fase de explotación (en la que los cambios que pueden realizarse están muy condicionados por la obra construida).

En consecuencia, es obligado dar por supuesto que determinadas variables del diseño no pueden cambiarse en el proceso de simulación. La razón es que durante la explotación no cambia la infraestructura general (captación, sistema de presurización del agua, y red colectiva de distribución desde cabecera hasta las tomas de las parcelas). Los hidrantes de entrega del agua a cada usuario son los elementos terminales de la red colectiva, y en ellos se disponen los dispositivos de control del caudal y de la presión de servicio, y también el control del consumo a efectos de facturación. Por lo tanto las actuaciones mancomunadas que se realizan en la red durante la explotación son exclusivamente las labores de mantenimiento, y si se realiza alguna modificación es para corregir defectos detectados del diseño.

Por el contrario cada agricultor en su parcela si puede introducir todos los cambios que desee, siempre que sean compatibles con la dotación asignada en hidrante y con la presión que se garantiza en la entrega. Es decir, a nivel de parcela el usuario puede introducir durante la explotación todos los cambios que le convengan respecto al tipo de cultivo, uso del caudal dado en la toma, grado de automatización del riego y sistema de aplicación del agua. La libertad que se concede al agricultor en el riego a la demanda sólo está condicionada por la limitación del caudal disponible en la toma, la presión garantizada a la que se entrega el agua a la parcela, y el sistema de facturación del consumo.

Con estas premisas se ha procedido al análisis de esta red, aplicando el procedimiento establecido en este capítulo con el fin de determinar la fortaleza de la misma frente a los incrementos de consumo durante la explotación.

#### **4.9.1 – Datos del proyecto**

La información sobre los parámetros de riego adoptados para el cálculo de los caudales de diseño de la red del Sector I de la zona regable de Villoria fueron los siguientes:

- El caudal continuo unitario ( $q = 0,68 \text{ l/s y ha}$ ) se fijó para el mes de julio, al ser el de máximo consumo de la alternativa media de cultivos propuesta para los suelos de la clase II. Ello reporta un pequeño margen de holgura, ya que las otras alternativas de cultivos programadas para el resto de suelos del sector (clases III y IV) consumen algo menos de agua en punta (aunque el periodo de máximo consumo de todas ellas coincide). En la determinación de  $q$  se supuso que se utilizan todos los días de la semana, sin distinción entre ellos.
- El grado de libertad se fijó para todo el conjunto del sector de riego en 1,5 (16 h de riego al día durante el periodo de punta). Con este valor se determinó la dotación en parcela, redondeándola a l/s completos, por lo que el grado de libertad que realmente dispone cada parcela es variable al quedar ligeramente afectado por el redondeo aplicado. Con la información del estudio agronómico se puede comprobar que, en las parcelas en las que se planten los cultivos más exigentes previstos en la alternativa, la jornada de riego en punta de campaña pasaría de 16 h a 19 h. Estos valores de  $GL$  son altos para la época de diseño de dicha red (en la que se utilizaban alas móviles de riego), pero se considera que hoy en día son asequibles debido a la mejora de la automatización y del equipamiento a nivel de parcela. Como se ha comentado en el apartado 4.8.2 la utilización de grados de libertad reducidos (por debajo de 2) da mayor uniformidad a la distribución del agua y el consumo de la red se ajusta muy bien a la ley de distribución normal (base de la fórmula de Clément).
- La garantía de suministro se fijó en el 99%, que es un valor alto incluso en el momento actual (condiciona la probabilidad estadística de que el caudal de diseño no sea superado durante el periodo de punta de consumo). Para las características de este sector de riego queda en el umbral superior del rango de valores indicado en el apartado 4.8.3.
- El rendimiento de la red se fijó en  $r = 22/24$ . Este parámetro proporciona el margen de holgura de la red que permite que ésta pueda dar caudales superiores a los de diseño. Representa el número de horas en las que la red está capacitada para dar el consumo. Desde el punto de vista de la

seguridad de la red colectiva queda en el umbral inferior del rango indicado en el apartado 4.8.4.

Con estos parámetros el caudal resultante en cabecera de la red es de 1.244 l/s y el número de parcelas de los terminales en las que hay coincidencia en la demanda en alguna franja horaria del día es de 15. Según las tablas insertas en el apartado 4.7 de este capítulo (ver tabla 4.6) la combinación que se ha fijado para los parámetros  $r$ ,  $GL$  y  $GS$  queda en las áreas de normalidad (marcadas en verde) en la que la fórmula de Clément es aplicable. Además es un buen indicador de la fortaleza de la red, como se indica al inicio del apartado 4.8.5.

#### **4.9.2 – Ajuste del modelo de cálculo**

Previamente al inicio de los trabajos de simulación ha sido preciso ajustar un nuevo modelo de dimensionamiento de la red partiendo de los criterios que se aplicaron en proyecto, los cuales se han actualizado para que pueda realizarse el análisis comparativo de los distintos escenarios que se contemplan en el procedimiento aplicado. En este proceso de ajuste se ha respetado íntegramente el esquema topológico de la red, la piezométrica mínima exigida en los terminales, la presión de cabecera, los diámetros y el umbral de velocidad máxima admisible, y se ha actualizado la fórmula de cálculo de las pérdidas de carga (sustituyendo Scimemi con mayoración del 15% por Darcy-Colebrook con  $k = 0,08 \text{ mm}$  y pérdidas localizadas del 10%) y los costos de las tuberías. El cálculo se ha realizado con optimización mediante programación dinámica (método Granados).

La red de proyecto (la construida) tiene un costo con los precios actualizados de 2.617.723 euros. Con dichos precios la reoptimización da un costo de 2.581.039 euros, es decir un 1,4% menos. Esto no tiene significado alguno respecto a la calidad del proceso de optimización que se hizo en proyecto, ya que se han actualizado los precios de las tuberías y la forma de determinar sus pérdidas de carga, siendo solamente un valor de referencia para el análisis comparativo de los distintos escenarios de simulación que se realizan.

Una vez ajustado el modelo de la red se han estudiado en detalle los dos escenarios nuevos indicados en el apartado 4.8.5 de este capítulo, en los que se pide a la

red que atienda un mayor consumo en punta, con objeto de verificar su fortaleza frente a los incrementos de la demanda.

#### **4.9.3 – Simulación del escenario 1**

En el escenario 1 se contempla una situación en la cual aproximadamente la mitad de las parcelas del sector plantan el cultivo que consume más agua en el periodo de punta, mientras el resto continúan cultivando la alternativa media. El caso más desfavorable es que todas estas parcelas de alto consumo de agua se concentren en las áreas terminales de la red, es decir aquellas que se encuentran más alejadas de la fuente y parte de ellas a la cota más alta del sector.

De acuerdo con lo indicado en el apartado 4.8.5 de este capítulo se ha supuesto para este escenario que en las 14-15 últimas parcelas de todos los terminales de las arterias de distribución se ha plantado el cultivo de mayor consumo de agua de los de las alternativas programadas en el estudio agronómico. Ello afecta aproximadamente al 65% de la superficie del sector. En esta área los agricultores necesitan regar durante el periodo de punta más horas de las previstas en proyecto, con objeto de conseguir el volumen de agua diario que precisan sus cultivos. Sacrificarán por lo tanto parte del grado de libertad asignado, ya que el caudal que pueden derivar por su toma es el de la dotación de proyecto (es decir el del limitador de caudal que hay colocado en su hidrante, el cual no puede ser rebasado). El resto de los agricultores del sector se supone que riegan de acuerdo con lo previsto en proyecto.

Ello supone para los agricultores que gastan más agua la reducción del grado de libertad, que en este caso real pasaría de 1,50 a 1,27. La red daría el caudal de demanda utilizando el margen de holgura proporcionado por el rendimiento  $r$  de la red. Si fuese posible atender esta nueva demanda sin que caiga la presión en la red se consideraría que es una red robusta, con gran fortaleza para atender estos incrementos de caudal.

Se ha realizado el reajuste de caudales a que daría lugar este escenario 1, incrementándose el caudal de cabecera en un 3% (pasaría de 1.244 l/s a 1.282 l/s). Con estos nuevos caudales y los diámetros de la red existente, se ha recalculado la línea piezométrica, observando que se produce una pequeña caída de presión en las parcelas geográficamente más desfavorecidas.

Si durante la redacción del proyecto se hubiese contemplado este escenario se podría haber puesto solución con un pequeño sobrecosto de la red. Para ello, en el apartado A.5.1 del apéndice se ha procedido a optimizar la red para los caudales del escenario 1, de manera que se atendiese este mayor consumo de agua sin pérdida de presión en los terminales, es decir con la presión de servicio establecida en el proyecto. El costo de la red que se precisaría para ello es de 2.604.903 euros, lo que supone un encarecimiento de 23.824 euros, es decir el 0,92% respecto al costo de la red optimizada de proyecto (con costo de 2.581.039 euros). La conclusión a la que se llega es que el análisis de estos escenarios, de mayor consumo de agua en punta, habría permitido proyectar una red más robusta con un pequeño sobrecosto.

#### **4.9.4 – Simulación del escenario 2**

El escenario 2 analiza la hipótesis extrema correspondiente a la situación en que todas las parcelas del sector de riego se plantasen con el cultivo más exigente, el de mayor consumo en el periodo de punta. Tal como se indica en el apartado 4.8.5 de este capítulo esta hipótesis no tiene prácticamente probabilidad alguna de ocurrencia, pero no conviene soslayarla enteramente, ya que hay zonas regables en las que se ha producido algo parecido, y que habiendo sido concebidas inicialmente para una alternativa de cultivos diversificada han acabado con una plantación extensiva de maíz o de forrajeras que ha trastocado fuertemente la demanda de agua.

Aunque esta hipótesis extrema tenga muy escasas probabilidades de ocurrencia sirve como un indicador de la fortaleza con que se ha dotado a la red. En este análisis extremo se supone que en todas las parcelas se sacrifica parte del nivel de confort durante el periodo de punta (reducción del grado de libertad de los usuarios) y que la red intenta atender esta mayor demanda de agua utilizando el margen de seguridad con que había sido dotada (es decir el rendimiento de la red pasa a ser  $r = 1$ ).

Con estas condiciones se han recalculado los caudales demandados por la red, incrementándose el caudal que ha de servirse en cabecera en un 8,2% (pasaría de los 1.244 l/s de proyecto a 1.346 l/s). Se llama la atención sobre el hecho de que el incremento diferencial de caudal se va haciendo mayor conforme aumenta el número de parcelas a las que se da servicio; y también sobre la mayor coincidencia en la demanda de las parcelas de los terminales (que pasan de 14-15 en el diseño de proyecto, a unas 18-19 en el escenario 1, y a unas 21-22 en el escenario 2).

Se ha procedido en este escenario 2 a recomprobar la línea piezométrica de la red existente, resultando, como era de prever, que la caída de presión es más acentuada que la que se obtuvo para el escenario 1 y que las parcelas en las que se produce esta falta de presión vuelven a ser las mismas.

Si se hubiese querido durante la elaboración del proyecto diseñar una red tan robusta que pudiese atender este caso extremo, la red habría costado 2.647.124 euros en lugar de los 2.581.039 euros de referencia de la red construida, lo que supone un encarecimiento del 2,56% que no parece desorbitado. La conclusión a la que se llega es reincidente con lo ya dicho para el escenario 1, es decir que el análisis de estas situaciones de mayor consumo de agua en punta puede permitir una mejora sustancial de la fortaleza de la red con un sobrecosto moderado.

#### **4.9.5 – Ajuste del umbral de velocidad máxima**

Entre los estudios llevados a cabo para aplicación del procedimiento a un caso real, se ha analizado adicionalmente la influencia que tiene, sobre las características de la red, el umbral de velocidad máxima que se establece en el proceso de dimensionamiento de las tuberías. Ello ha surgido al detectar que, en el proyecto del sector de riego elegido, se fijó inicialmente este umbral en 2 m/s pero no se respetó en el proceso de dimensionamiento en el que se llegaron a admitir velocidades próximas a los 2,5 m/s. Es evidente que en cuanto mayor es este umbral de velocidad más se abarata la red, ya que se permite reducir el diámetro de los ramales que tienen carga excedente. A cambio se empeoran las condiciones de trabajo de las conducciones.

El estudio realizado tiene un matiz diferenciador respecto a otros trabajos en los que la investigación se centra en cuál es la velocidad máxima recomendable con la que debe circular el agua por las tuberías. Aquí lo que se analiza es cuál es el umbral de velocidad máxima que debe fijarse en el dimensionamiento de la red colectiva de riego, teniendo presente que ésta va a ser superada si se incrementa la demanda de agua durante la explotación.

La conclusión a la que se llega al respecto es importante, recomendando que en el dimensionamiento de las conducciones de las redes colectivas (el que se realiza para el caudal de diseño) conviene tener presente que el incremento del consumo de agua de los cultivos (sobre la alternativa prevista) no afectará al caudal circulante por los ramales,

repercutiendo sólo sobre las arterias colectoras. La razón es que la velocidad de circulación del agua por los ramales no puede aumentar, ya que a cada parcela se le ha dado su dotación  $d$  (que no puede ser superada) y en el conjunto de las parcelas de los terminales circulará el caudal  $\sum d$  (coincidencia en el riego). Sin embargo en las arterias colectoras (en donde el caudal se ha obtenido mediante una ley estadística que estima la coincidencia en el riego) sí aumenta progresivamente el caudal, lo que se traduce en una mayor velocidad del agua superando a la de diseño.

Conviene por ello fijar un tope máximo para el valor del umbral de velocidad admisible en los tubos de gran calibre, teniendo en cuenta que ésta va a ser sobrepasada durante la explotación si en el transcurso del tiempo los agricultores plantan cultivos que exijan más agua. El procedimiento recomendable sería adoptar los umbrales de velocidad máximos admisibles en los tubos grandes para el cálculo de los escenarios extremos (con los que se evalúa la fortaleza de la red) teniendo en cuenta que estas situaciones tienen menor probabilidad de ocurrencia y después adaptarlos en concordancia para las condiciones normales de diseño.

#### **4.9.6 – Ajuste del coeficiente de seguridad de la red**

En el dimensionamiento de la red colectiva del Sector I de la zona regable de Villoria se adoptaron valores de los parámetros de riego que se encuentran dentro de los rangos que se han catalogado en este capítulo como normales. Sin embargo el coeficiente de seguridad de la red (el parámetro  $r$ ) se encuentra en el umbral mínimo de la gama de valores recomendados (en el apartado 4.8.4 de este capítulo se indica en concreto que la adopción del valor  $r = 22/24$  queda en el umbral estricto, mientras que una red robusta precisa adoptar valores más conservadores y fijar el valor de este parámetro en el entorno de  $r = 20/24$ ).

En los estudios que se adjuntan en el apéndice a esta tesis se ha comprobado que si se hubiese adoptado un coeficiente de seguridad algo más conservador, aplicado a las condiciones normales de proyecto, se habrían obtenido unos caudales circulantes en punta semejantes a los que resultan para los escenarios 1 y 2, lo cual corrobora lo dicho en esta tesis respecto a la eficiencia de este parámetro de riego.

En las simulaciones realizadas se comprueba que se obtendrían caudales semejantes a los del escenario 1 si se hubiese utilizado el valor  $r = 21/24$  (no iguales

sino parecidos, ya que en el escenario 1 el incremento de caudal se ha concentrado en áreas concretas y hay más distorsión en el reparto de la demanda). Sin embargo los caudales son iguales a los del escenario 2 para  $r = 20/24$  (en este caso el incremento de la demanda sí se produce uniformemente en todo el sector de riego). Los caudales de proyecto, como se ha dicho, se obtuvieron en su día para la alternativa media de cultivos, con rendimiento de la red  $r = 22/24$  que es un valor estricto que se viene adoptando habitualmente en el cálculo de redes de riego.

También se ha comprobado que hubiese pasado si en lugar de utilizar el parámetro  $r$  se hubiese adoptado  $k$ , corroborando también lo dicho en esta tesis al señalar que el parámetro  $k$  no tiene la habilidad de  $r$  y, en las situaciones de incremento de la demanda sobre la prevista en proyecto, cuando ajusta los caudales de cola se desvía en el cómputo de los de cabeza y viceversa. En la aplicación al caso real, que se adjunta en el apéndice a este trabajo de investigación, se ha determinado la distribución de los caudales, en las condiciones de proyecto, para  $k = 1,10$  y  $k = 1,14$ . Con el coeficiente  $k = 1,10$  los caudales de cola se aproximan a los del escenario 2 (coincidencia de la demanda en 21-22 parcelas de los terminales) y el caudal de cabecera (1.293 l/s) al del escenario 1 (1.282 l/s). Con el coeficiente  $k = 1,14$  se ajusta el caudal de cabecera (1.340 l/s) al del escenario 2 (1.346 l/s), pero quedan sobredimensionadas las colas (coincidencia en la demanda de 29-30 parcelas), no habiéndose logrado en ningún caso un ajuste adecuado.

En consecuencia las redes dimensionadas con el parámetro  $k$  no son más baratas ni tienen más fortaleza que las dimensionadas en términos equivalentes con el parámetro  $r$ .

## **CAPÍTULO 5 – CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES**

### **5.1 – CUMPLIMIENTO DEL OBJETIVO PROPUESTO**

El propósito de este trabajo de investigación ha sido, desde su inicio, mejorar el conocimiento que se tiene sobre los coeficientes de seguridad con los que se dota a las redes colectivas de riego y, a partir de ello, establecer unos criterios de actuación que ayuden al dimensionamiento de redes de riego robustas frente a cambios en la alternativa de cultivos. El desarrollo del trabajo ha exigido profundizar en la investigación del amplio conjunto de variables y parámetros que intervienen en el proceso de diseño de las redes colectivas de riego y que, con mayor o menor efectividad, inciden sobre su seguridad.

Aunque la mayoración de cualquier variable (o parámetro) interviniente en el dimensionamiento de la red colectiva de riego introduce siempre un factor adicional de seguridad, todas difieren entre sí y cada una tiene asignada su propia función específica. El éxito del proceso que se siga en el dimensionamiento radica en utilizar cada una de dichas variables exclusivamente para la función para la que se concibieron. Por ello, lo primero que se ha abordado en esta tesis ha sido el análisis de cada parámetro de riego, su función específica, y su efectividad.

Con el conocimiento de las características de cada variable se ha estudiado el rango de valores que da la máxima eficiencia cuando aumenta el consumo de agua de la red sobre lo previsto en proyecto, lo que ha permitido a su vez establecer el procedimiento de actuación con el que se determina la fortaleza que tiene la red proyectada para conseguir dicho objetivo. Este procedimiento se ha aplicado satisfactoriamente a una red de riego existente, constatando su efectividad sobre un caso real.

Una vez cumplido el propósito con el que se inició esta tesis, se procede en este capítulo a indicar las conclusiones del trabajo realizado, haciendo al final mención expresa de las aportaciones originales más sobresalientes y de la línea futura de investigación que puede dar continuidad al mismo.

## **5.2 – CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES**

El objetivo de esta tesis doctoral es establecer un procedimiento de análisis que permita conocer la fortaleza de una red colectiva de riego frente a los potenciales incrementos de consumo que puedan producirse, durante la explotación, sobre las previsiones de la alternativa de cultivos y, en su caso, determinar las actuaciones que permitirían mejorarla durante la fase de proyecto.

Se extractan a continuación las conclusiones y recomendaciones fruto de los trabajos de investigación desarrollados. Para su fácil comprensión se han agrupado por campos dispuestos según el orden secuencial seguido en esta tesis doctoral.

### **5.2.1 – Acotación del dominio investigado**

En esta tesis se ha estudiado exclusivamente la red colectiva de riego. Ésta comienza en el inicio de la arteria maestra del sector de riego y finaliza en la entrega al hidrante de cada una de las parcelas. Por lo tanto se excluye todo lo que atañe a la infraestructura general con la que se aporta el agua presurizada al sector de riego y también la red privada que dispone cada agricultor en su parcela. Esta acotación del dominio investigado tiene las siguientes connotaciones:

- La infraestructura general con la que se suministra el agua presurizada a la red colectiva (las obras de regulación, captación y transporte hasta la zona regable) forma parte normalmente de otros proyectos más extensos (ya dentro del ámbito de la planificación territorial) que exigen importantes inversiones. Queda fuera del campo investigado en esta tesis.
- El hidrante es el punto terminal de la red colectiva y comienzo de la privada. En el mismo se dispone el equipo que regula la presión con que se sirve el agua a cada parcela, se limita el caudal de entrega y se controla el consumo para su facturación al agricultor. Queda fuera del campo investigado en esta tesis.
- El conjunto de las conducciones de distribución de la red colectiva de riego, y la infraestructura anexa a las mismas, tiene, una vez construida, una enorme rigidez frente a cualquier tipo de modificación (sólo admite las operaciones necesarias de mantenimiento).

- Sin embargo cada agricultor, en el interior de su parcela, sí puede introducir todos los cambios que le convengan, los cuales forzosamente han de ser compatibles con la dotación asignada en hidrante. Estos cambios pueden afectar al tipo y forma de cultivo, uso del caudal asignado en su toma, tipo y grado de automatización de su instalación de riego, etc. De todos estos cambios, el único que siendo compatible con la dotación asignada puede afectar al funcionamiento de la red, es el incremento del consumo (la plantación de cultivos que exijan más agua en punta de campaña de riego que los previstos en la alternativa de proyecto).

### **5.2.2 – Recomendaciones para fijar el valor del caudal continuo unitario**

Se define el caudal continuo unitario como aquel que habría que servir por unidad de superficie, de manera ininterrumpida, para poder derivar por la toma de la parcela el volumen de agua que precisa el cultivo en punta de la campaña de riego. Es el parámetro de riego en el que intervienen, en su determinación, muchos factores sujetos a incertidumbre, por lo que tiene propensión a que se introduzcan en el proceso de evaluación márgenes de holgura concatenados que habría que evitar. Para lograrlo se deben tener en cuenta las siguientes recomendaciones:

- En una red correctamente dimensionada lo normal es fijar el caudal continuo unitario para cubrir la alternativa media de cultivos durante el periodo de máximo consumo de la campaña de riego. Este parámetro en sí mismo no debería contener ningún margen de seguridad que afecte directamente al dimensionamiento de la red colectiva, y es consecuencia de los estudios agronómicos del proyecto.
- Es fundamental resaltar la transcendencia que tienen los estudios agronómicos en el éxito de todo proyecto de transformación en regadío. En ellos debe contemplarse la probable evolución de las alternativas de cultivos en el transcurso del tiempo, atendiendo a los nuevos escenarios del mercado agrario derivados de los avances tecnológicos y de su creciente globalización (alentada por el abaratamiento del transporte), sobre todo si estos pudiesen consumir más agua.

- Si el estudio agronómico no es realista, los agricultores no seguirán la alternativa de cultivos que indique. Para conseguir una red robusta, frente al incremento del consumo, el proyectista estudiará en detalle las necesidades de agua de las plantaciones tradicionales de la comarca en que se ubica la zona regable, establecerá una secuencia de rotación idónea de cultivos acordes con las condiciones locales de clima y suelo e incluirá un estudio de prospección de las tendencias evolutivas del mercado agrícola.
- Salvo que exista alguna singularidad manifiesta en el uso del agua, se debe suponer que se riega las 24 h de todos los días de la semana, sin distinción de horario. Hay algunas zonas regables alimentadas con bombeos importantes, en las que se hace caer adrede la presión de la red durante el horario con tarifa eléctrica de punta o bien se aplica una penalización en el costo del agua al agricultor que utiliza esa franja horaria para regar; en este supuesto esas horas deben descontarse del tiempo útil disponible al fijar el caudal continuo unitario, ya que es la propia red la que impide el uso. Pero estos son casos contados, por lo que la norma general es suponer que todo el tiempo es útil para el riego.
- Un factor importante a tener en cuenta es la eficiencia del riego. A estos efectos siempre hay que suponer que el equipamiento interior de la parcela tiene un buen mantenimiento y no pierde agua por deficiencias de la instalación. Sin embargo hay un porcentaje de pérdidas de agua, por evaporación y por percolación fuera del alcance de las raíces, que son inevitables y es obligado tenerlas en cuenta.
- En el proyecto debe asignársele a la eficiencia el promedio resultante para los distintos escenarios razonables de riego que se prevean, quedando siempre ligeramente del lado de la seguridad. Si durante la explotación un agricultor tuviese una eficiencia más desfavorable que la prevista en proyecto tendrá que optar entre mejorar el sistema de distribución y el equipamiento que tiene instalado en su parcela (incluida la praxis del riego) o bien regar durante más horas (es decir consumir más agua, reduciendo parcialmente su grado de libertad; la repercusión sobre la red colectiva es equivalente a la que se presentaría si el usuario hubiese plantado un cultivo que gastase más agua que la prevista en proyecto).

### 5.2.3 – Criterios para asignar el grado de libertad

Este parámetro recoge la holgura que se le da al agricultor para regar en punta de campaña. En su asignación deben tenerse en consideración los siguientes criterios:

- El grado de libertad que se concede a las tomas de riego es un indicador del nivel de confort que tiene el usuario en la derivación del agua precisa para el riego de su parcela. Siempre está referido al periodo de punta (en el resto del año el agricultor dispondrá de mucha más holgura para regar) y a la alternativa de cultivos con la que se fijó el caudal continuo unitario. El valor asignado a cada parcela puede ser variable en función de sus peculiaridades.
- En su determinación es importante comprobar que el agricultor puede plantar en su parcela el cultivo de mayor consumo, de todos los previsibles en el estudio agronómico, disponiendo aún de un grado de libertad aceptable.
- El valor mínimo que debe adoptarse para el grado de libertad debe ser el menos restrictivo de los dos siguientes:

$GL \geq 24/16 = 1,50$  para el consumo en punta de la alternativa media de cultivos.

$GL \geq 24/20 = 1,20$  para el cultivo, de entre los previstos en los estudios agronómicos, de mayor consumo de agua en punta de la campaña de riegos.

- El valor máximo recomendable del grado de libertad es  $GL = 2$ , valor con el cual se asegura un reparto de los intervalos de riego de los usuarios suficientemente uniforme a lo largo del día. La distribución del agua y el consumo de la red se ajusta aceptablemente bien, en este escenario, a la ley de distribución normal y puede aplicarse con garantía la fórmula de Clément.
- En zonas regables con parcelas de pequeña extensión (en el entorno de las 5 ha) el grado de libertad podría aumentarse hasta  $GL = 3$ , pero ello debe venir acompañado por la adopción de valores altos de la garantía de

suministro ( $GS \sim 99\%$ ) para asegurar la coincidencia en el riego de las parcelas de los terminales en número suficiente.

- En zonas de minifundio o en aquellas en las que, por exigencia de los agricultores, se establezcan dotaciones en parcela superiores a la que correspondería para  $GL=3$ , la coincidencia de usuarios en la práctica del riego (que resulta por aplicación de la fórmula de Clément) puede ser ampliamente sobrepasada, por lo que se recomienda que en los procedimientos al cálculo de caudales se adopten coeficientes de seguridad supletorios.

#### **5.2.4 – Criterios para fijar la garantía de suministro**

La garantía de suministro es el parámetro que condiciona la probabilidad estadística de que el caudal de diseño de la red no será superado durante el periodo de punta de la campaña de riego. Se recomienda que se fije atendiendo a los siguientes criterios:

- La garantía de suministro es el indicador de la calidad estadística del servicio que presta la red en las condiciones de proyecto, es decir señala la probabilidad con que se garantiza el suministro de agua a los usuarios, para un consumo y unas condiciones fijadas de antemano.
- El incremento de consumo de agua, sobre las previsiones de proyecto, no puede solucionarse reduciendo la garantía de suministro (es decir, aumentando la probabilidad de fallo), sino dotando a la red colectiva del nivel de fortaleza suficiente.
- En la ley de distribución normal este parámetro actúa directamente sobre la varianza, es decir sobre la dispersión potencial de funcionamiento de la muestra estadística; por esta razón su acción es tanto mayor en cuanto más reducido es el número de parcelas servidas, repercutiendo en mayor grado sobre las pequeñas arterias de la red.
- Su incidencia sobre el costo total de la red no es grande por lo que siempre es aconsejable fijar valores altos para el mismo, sobre todo cuando la

parcelación es profusa y se dota a los agricultores de grados de libertad grandes.

- Se recomienda que en zonas regables con parcelas de pequeña extensión ( $S < 10$  ha) y grado de libertad alto ( $GL=2$ ) la garantía sea muy alta ( $GS > 99\%$ ), mientras que si la parcelación aumenta de tamaño ( $S > 15$  ha) y se reduce el grado de libertad hasta valores próximos a 16 h de riego ( $GL \sim 1,5$ ) la garantía de suministro puede ser del 97 al 99%.

### 5.2.5 – Recomendaciones para la adopción del coeficiente de seguridad de la red

El margen de holgura con que se dota al dimensionamiento de la red puede realizarse mediante aplicación del rendimiento  $r$  o del parámetro  $k$ . En la elección de uno u otro se recomienda tener presente lo siguiente:

- Tanto el rendimiento de la red  $r$  como el coeficiente de seguridad  $k$  tienen como función exclusiva sobredimensionar la red de tuberías con objeto de que ésta pueda transportar caudales superiores a los previstos en proyecto. El objetivo de ambos es el mismo, pero actúan de forma distinta y el resultado que se obtiene al aplicar uno u otro es diferente.
- El rendimiento de la red  $r$  es un coeficiente de seguridad, aplicado al dimensionamiento de las conducciones de la red, que actúa de una forma muy singular, ya que obliga a la red a que esté capacitada para dar el consumo de punta de campaña en menos horas de las 24 h disponibles del día. El cálculo de los caudales circulantes por la red se realiza con el artificio de reducir virtualmente el número de horas del día, lo cual repercute directamente sobre la probabilidad de que la toma de cada parcela esté o no abierta.
- La aplicación del parámetro  $r$  trastoca el concepto de la probabilidad real de que una toma se encuentre abierta en un momento del día, ya que actúa empequeñeciendo virtualmente el número de horas que tiene el día, con lo cual aumenta la probabilidad de que una toma esté abierta. La consecuencia de este artilugio de cálculo es que la red, para asegurar el suministro del volumen diario de agua en menos horas, tiene que corregir

el caudal medio servido (que pasa de  $qS$  a ser  $qS/r$ ), al tiempo que se reduce la dispersión estadística de la demanda (al tener que servirse en un número de horas inferior a las 24 h del día). En resumen, en la ley de distribución normal, base de la fórmula de Clément, la introducción del parámetro  $r$  mayoría la media y reduce progresivamente la varianza.

- El coeficiente de seguridad  $k$  mayoría linealmente el caudal resultante del cálculo estadístico. La aplicación del coeficiente  $k$  equivale a mayorar las pérdidas de carga de las arterias en  $k^2$ .
- La aplicación del parámetro  $k$  mayoría linealmente los caudales de todos los tramos de la red, con independencia del número de parcelas a las que sirve cada uno de ellos, es decir que en la ley estadística aplicada en el cálculo el factor  $k$  mayoría por igual a la media y a la varianza (lo cual para cumplir el objetivo de esta tesis es un contrasentido, ya que en la realidad los caudales de cola no guardan esa linealidad con los de cabecera de la red).
- El parámetro  $r$  es un hábil coeficiente de seguridad que permite dar una ágil respuesta a los incrementos de consumo que puedan producirse durante la explotación sobre lo contemplado en proyecto. Sin embargo el otro posible coeficiente de seguridad de la red, -el parámetro  $k$ -, no tiene esta virtud y, por lo tanto, desde el punto de vista de la eficiencia de la red, la propuesta es utilizar el parámetro  $r$  en detrimento de  $k$ , ya que mejora la fortaleza de la red a menor costo.
- El campo de valores habituales del parámetro  $r$  se mueve entre 22/24 (que es el más estricto) y 20/24 (situado ya entre los valores conservadores). En una red robusta frente a los cambios de demanda el parámetro  $r$  debe tener un valor próximo a 20/24.

### **5.2.6 – Recomendaciones para disponer de una red robusta frente a los incrementos del consumo de agua**

El resultado de los trabajos de investigación realizados, además del estudio de la función específica de cada uno de los parámetros de riego (conocer su eficacia y recomendar las actuaciones a seguir para asignarles el valor más favorable), ha

permitido establecer un procedimiento para dotar a las redes colectivas de la fortaleza necesaria para hacer frente a los incrementos de consumo de agua, sobre las previsiones de proyecto, con la mínima inversión posible. Las conclusiones más destacadas a las que se ha llegado en este campo, son las siguientes:

- Los estudios encaminados a determinar el comportamiento de la red colectiva frente a incrementos del consumo tienen que partir de la hipótesis de que el sector de riego ya está en explotación, por lo que la dotación asignada en hidrante y el diámetro de las conducciones es inamovible (es el de la obra construida).
- El establecimiento de las características del hidrante y de las condiciones exigidas al servicio que ha de dar durante la explotación (básicamente la presión mínima de entrega y la dotación) se fijan en la fase de redacción del proyecto de transformación en función de los estudios agronómicos, de las exigencias previsibles del riego en la parcela y del nivel de bienestar que se da al agricultor al asignar la dotación. En cualquier estudio que se realice, referente a la fortaleza de la red colectiva para atender la demanda, hay que partir de la premisa de que todos estos estudios previos (con los que se han determinado las condiciones de servicio de los hidrantes) fueron correctamente realizados.
- El primer indicador de la fortaleza dada al dimensionamiento de la red de riego, frente al incremento del consumo de agua, es el número de parcelas de los terminales para las que el caudal de diseño de la conducción que las alimenta coincide con la suma de las dotaciones dadas en hidrante. Hay que tener en cuenta que este número de parcelas varía en función del grado de libertad del usuario, de la garantía de suministro y del coeficiente de seguridad de la red; es decir, de la combinación de estos tres parámetros de riego. En este trabajo se han obtenido las tablas que permiten conocer las combinaciones adecuadas de estos parámetros.
- La concentración en los terminales de la red de parcelas en las que se planten cultivos de alto consumo fallaría de inmediato si estos no estuviesen dimensionados para el caudal  $\Sigma d$ , que es el máximo que pueden derivar todos los usuarios conjuntamente. En consecuencia los terminales

de la red no tienen problema frente a esta contingencia, pero la mayor demanda de caudal la transmiten a las arterias colectoras. Para que éstas dispongan de fortaleza suficiente para hacer frente a este incremento de caudal, deben haber sido dimensionadas con el coeficiente de seguridad adecuado.

- Si el objetivo del proyecto es construir una red robusta frente al aumento del consumo de agua en punta de campaña, el coeficiente de seguridad a utilizar ha de ser el rendimiento de la red.
- Cuando un agricultor consume más agua de la que se había previsto en proyecto, se producen los siguientes efectos concatenados: el agricultor mantiene su toma abierta durante más horas, con lo que se priva de parte del grado de libertad que tenía asignado; la red responde a esta prolongación del tiempo de riego del agricultor incrementando el número de horas del día virtual (es decir utiliza parte de la holgura que proporciona al cálculo de caudales el parámetro  $r$ ).
- Durante la redacción del proyecto debe evaluarse cuál es el valor que debe asignarse al rendimiento de la red, bien para conseguir la fortaleza que se haya marcado como objetivo previo o bien, alternativamente, para determinar cuál es el nivel de fortaleza que se consigue en la red para un sobrecosto dado.
- En el proceso de dimensionamiento de las conducciones (para los caudales de diseño) se recomienda tener presente que el umbral de velocidad máxima que se establezca para los grandes diámetros de las arterias de cabecera va a ser sobrepasado si se incrementa durante la explotación la demanda de agua, sobre las previsiones de proyecto. La velocidad máxima de circulación del agua por los ramales terminales de la red no puede ser superior a la de diseño, ya que estos se han dimensionado para  $Q = \sum d$ , pero sí sucederá en las arterias colectoras. No conviene por ello que, en el proceso de optimización de la red, se admitan velocidades excesivamente altas para los tubos si se quiere asegurar la fortaleza de ésta frente a los incrementos de consumo.

### 5.2.7 – Procedimiento para el análisis de la fortaleza de la red colectiva

Dimensionada la red con los valores establecidos en proyecto para los distintos parámetros de riego, es necesario simular el funcionamiento de ésta (suponiendo que ya se hubiese construido con ese dimensionamiento) ante situaciones extremas en las que se agoten, total o parcialmente, los coeficientes de seguridad que se hayan establecido. Estos escenarios extremos son los que permiten realizar pequeños reajustes en el dimensionamiento de la red, corrigiendo los fallos detectados, con lo que puede conseguirse una mejora sustancial en la fortaleza del diseño. Se deben simular al menos los dos escenarios siguientes:

- El escenario 1 consiste en suponer que aproximadamente en el 50% de la superficie del sector de riego se ha plantado el cultivo que más agua consume en punta de campaña, mientras que en el resto de las parcelas del sector se riega de acuerdo con lo previsto en proyecto.
- La distribución de este 50% de parcelas de mayor consumo puede ser aleatoria dentro del sector de riego, pero entre todas las combinaciones que pueden darse la más desfavorable es que las parcelas se concentren en los terminales de la red.
- Si la agrupación de parcelas de los terminales ha sido dimensionada para el caudal  $\Sigma d$ , la diferencia que existe en esta área entre la situación de proyecto (en la que se sirve la demanda media de la alternativa de cultivos) y la real de este escenario 1 (en que se ha plantado un cultivo que necesita más agua) sólo será la derivada del número de horas de utilización del caudal.
- La comprobación de la red en la situación del escenario 1 ha de hacerse reduciendo el grado de libertad de los usuarios que gastan más agua en la proporción en que se produce el incremento de consumo, suponiendo además que con ello se agota en la totalidad de la red el margen de holgura dado por el parámetro  $r$ . Si con los condicionantes antedichos las holguras de presión de algún área del sector resultasen negativas se deberá proceder a ampliar el diámetro de alguno de los tramos de la red que dan servicio a esa zona concreta. Con ello se consigue mejorar notoriamente la fortaleza de la red con un pequeño sobrecosto.

- En el escenario 1 se exige a la red que haga frente a un cambio sustancial en el tipo de cultivo, por lo que si los consumos establecidos en los estudios agronómicos están correctamente evaluados y se cumple este escenario, se puede considerar que la red colectiva tiene una gran fortaleza frente a un posible aumento del consumo de agua durante la explotación.
- El escenario 2 corresponde a la situación extrema que se presentaría si en todas las parcelas del sector se plantase el cultivo de mayor consumo en punta de la campaña de riego, de entre los previstos en la alternativa propuesta en el estudio agronómico del proyecto.
- En el escenario 2, igual que ocurre en el escenario 1, el grado de libertad de los usuarios se reduce proporcionalmente al incremento del volumen de agua que, sobre la prevista en proyecto, precisa cada uno de ellos, y la red en este caso agotaría el margen de seguridad que tiene.
- La comprobación de la piezométrica para los nuevos caudales resultantes indica las parcelas (o las zonas) a las que se llega con presión insuficiente y la magnitud del déficit (la holgura de presión negativa); y a la vista de ello el proyectista tiene que tomar la decisión sobre la procedencia de modificar algún diámetro de las conducciones.
- Este procedimiento se ha aplicado en esta tesis doctoral a un sector de riego en explotación, comprobándose la fortaleza que tiene la red existente frente al incremento de consumo, y las modificaciones que deberían haberse hecho en el proyecto para mejorarla.

### **5.3 – APORTACIONES ORIGINALES**

Como consecuencia de la investigación realizada en esta tesis doctoral se aporta a la ingeniería práctica de los riegos las siguientes aportaciones originales:

- Una clara catalogación de las funciones específicas que desempeñan cada uno de los parámetros de riego (caudal continuo unitario, grado de libertad, garantía de suministro y coeficiente de seguridad de la red) y el rango de valores recomendables que deben adoptarse para ellos, según

actúen solos o en combinación con otras de las variables que intervienen en el diseño.

- La diferenciación práctica de los dos coeficientes de seguridad (los parámetros  $k$  y  $r$ ) que se vienen aplicando habitualmente en el dimensionamiento de la red, recomendando como más ventajoso para el diseño de redes robustas el empleo del parámetro  $r$  (rendimiento de la red).
- Los valores de las combinaciones óptimas que han de utilizarse, para el diseño de redes colectivas robustas frente al incremento del consumo, de los tres parámetros de riego que condicionan el número estadístico de parcelas de los terminales que pueden coincidir simultáneamente en la derivación del agua durante algún intervalo del día (grado de libertad, garantía de suministro y rendimiento de la red).
- El ámbito de aplicación con verosimilitud aceptable de la fórmula de Clément.
- El procedimiento de actuación para determinar la fortaleza de la red colectiva frente a los potenciales incrementos de consumo que puedan producirse, durante la explotación, sobre las previsiones de la alternativa de cultivos del proyecto; y las actuaciones que habría que llevar a cabo para mejorarla en caso necesario.

#### **5.4 – LÍNEA FUTURA DE INVESTIGACIÓN**

El trabajo de investigación realizado se ha constreñido al análisis de redes colectivas de riego en las que los hidrantes están equipados con limitadores de caudal. Hay redes de riego (básicamente la mayoría de las de cultivos en invernaderos que se riegan con goteros o con cintas de exudación) que no disponen de este equipamiento en el hidrante. También hay zonas regables de minifundio que les ocurre lo mismo, u otras en las que se establecen un amplio grado de libertad a los usuarios. Todo ello ha sido excluido del presente trabajo de investigación.

Sin embargo, en el capítulo 2 de esta tesis doctoral se ha constatado que en estos campos singulares (hoy en expansión) están trabajando equipos de investigadores

españoles que estudian problemas locales. Sería muy interesante para la ingeniería realizar un análisis integrado de todo este grupo de casos aislados, que permita canalizar el conjunto en un procedimiento de actuación generalizado.

## REFERENCIAS

- Abadía R. (2003) *Optimización del diseño y gestión de redes colectivas de distribución de agua para riego por goteo de cultivos leñosos. Aplicación al regadío de Mula (Murcia)* Tesis Doctoral. Escuela Politécnica Superior de Orihuela. Universidad Miguel Hernández.
- Allen R.G., Pereira L.S., Raes D. y Smith M. (1998) *Crop evapotranspiration: Guidelines for computing crop water requirements* FAO. Irrigation and Drainage Paper 56. Roma.
- Alperovits E. y Shamir U. (1977) *Design of optimal water distribution systems* Water Resources Research. 13(6) 885-900.
- Babayan A.V., Kapelan Z., Savic D.A. y Walters G.A. (2005) *Least-cost design of robust water distribution networks under demand uncertainty* Journal of Water Resources Planning and Management. ASCE. 131(5) 375-382.
- Berbel J. y Gutiérrez C. (Coords.) (2006) *Sostenibilidad de la agricultura de regadío europea. La Directiva Marco de Aguas* Editorial Almuzara. Córdoba.
- Béthery J. (1990) *Réseaux collectifs ramifiés sous pression: calcul et fonctionnement. Études. Hydraulique agricole n° 6.* CEMAGREF. Aix en Provence.
- Boissezon J. y Haït J.R. (1965) *Calcul des débits dans les réseaux d'irrigation* La Houille Blanche. 2: 159-164.
- Bonnal C. (1963) *Manuel d'irrigation collective par aspersion (traducido al español: Manual de riego colectivo por aspersion)* OCDE. París. Versión en español editada por el MOPU. Madrid. 1983.
- Cabrera E., Espert V. García-Serra J. y Martínez F. (Eds.) (1996) *Ingeniería hidráulica aplicada a los sistemas de distribución de agua* Universidad Politécnica de Valencia. Valencia.
- Calejo M.J., Lamaddalena N., Teixeira J.L. y Pereira L.S. (2008) *Performance analysis of pressurized irrigation systems operating on-demand using flow-driven simulation models* Agricultural Water Management. 95: 154-162.

- Calejo M.J., Teixeira J.L., Pereira L.S. y Lamaddalena N. (2007) *Simulação da procura numa rede de rega operando a pedido: o modelo IRDEMAND* Ingeniería del Agua. 14(3) 153-167.
- Camacho E., Reza J., López R. y Roldán J. (1998) *Caudales de proyecto en una red de riego* IV Congreso Internacional de Ingeniería de Proyectos. AEIPRO. Córdoba. 1629-1637.
- Clément R. (1955) *Le calcul des débits dans les réseaux d'irrigation fonctionnant à la demande* Journées d'études sur l'irrigation. 27-30 juin. Association Amicale des Anciens Élèves de l'Ecole National.
- Clément R. (1966) *Calcul des débits dans les réseaux d'irrigation fonctionnant à la demande* La Houille Blanche. 5: 553-575.
- Clément R. y Galand A. (1979) *Irrigation par aspersion et réseaux collectifs de distribution sous pression* Eyrolles. París.
- Clemmens A.J. (1986) *Canal capacities for demand under surface irrigation* Journal of Irrigation and Drainage Engineering. ASCE. 112(4) 331-347.
- CTGREF (1974) *Lois de probabilité des débits de pointe d'un réseau d'irrigation collectif par aspersion. Loi de Clément. Vérification à partir d'enregistrements* Note Technique n° 2. Centre Technique du Génie Rural des Eaux et des Forêts.
- CTGREF (1977) *Ajustement expérimental de la formule de Clément pour un réseau collectif d'irrigation par aspersion* Note Technique n° 4. Centre Technique du Génie Rural des Eaux et des Forêts.
- Daccache A., Lamaddalena N. y Fratino U. (2010a) *On-demand pressurized water distribution system impacts on sprinkler network design and performance* Irrigation Science. 28: 331-339.
- Daccache A., Weatherhead K. y Lamaddalena N. (2010b) *Climate change and the performance of pressurized irrigation water distribution networks under Mediterranean conditions. Impacts and adaptations* Outlook on agriculture. 39(4): 277-283.
- Diehl R. (1988) *Fitotecnica General* Mundi-Prensa. Madrid.

- 
- Doorenbos J. y Pruitt W.O. (1977) *Crop water requirements* FAO. Irrigation and Drainage Paper 24. Roma.
  - Duan N., Mays L.W. y Lansey K.E. (1990) *Optimal reliability-based design of pumping and distribution systems* Journal of Hydraulic Engineering. ASCE. 116(2) 249-268.
  - Farmani R., Abadía R. y Savic D. (2007) *Optimum design and management of pressurized branched irrigation networks* Journal of Irrigation and Drainage Engineering. ASCE. 133(6) 528-537.
  - Fernández Bassa A. y Delgado García F. (Dirs.) (1975) *Proyecto de puesta en riego de la subzona dominada por el canal de Villoria (Salamanca)* Dirección General de Obras Hidráulicas. Confederación Hidrográfica del Duero. IRYDA. Salamanca.
  - Fuentes J.L. (2003) *Técnicas de riego (4ª edición) (1ª edición 1992)* Mundi-Prensa. Ministerio de Agricultura, Pesca y Alimentación. Madrid.
  - Gómez-Limón J.A., Calatrava J., Garrido A., Sáez F.J. y Xabadía Á. (Eds.) (2009) *La economía del agua de riego en España* Cajamar Caja Rural, Sociedad Cooperativa de Crédito. El Ejido. Almería.
  - Goulter I.C. (1992) *Systems analysis in water distribution network design: from theory to practice* Journal of Water Resources Planning and Management. ASCE. 118(3) 238-248.
  - Granados A. (2007) *Redes colectivas de riego a presión (3ª edición) (1ª edición 1986)* Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Colección Escuelas. Madrid.
  - Granados A. y Pimentel H. (2000) *Sistemas de riego* Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Colección Escuelas. Madrid.
  - Granados García A. (2004) *Sensibilidad de las redes de riego para atender la demanda de los cultivos* Trabajo de investigación. ETSI Caminos, Canales y Puertos. Universidad Politécnica de Madrid. Madrid.
  - Hall W.A. y Dracup J.A. (1970) *Water resources systems engineering* McGraw-Hill. Nueva York.

- Hashimoto T., Stedinger J.R. y Loucks D.P. (1982) *Reliability, resiliency, and vulnerability criteria for water resource system performance evaluation* Water Resources Research. 18(1) 14-20.
- IRYDA (1985) *Normas para proyectos de riego por aspersión. Manual Técnico n° 3* Ministerio de Agricultura, Pesca y Alimentación. Instituto Nacional de Reforma y Desarrollo Agrario (IRYDA). Madrid.
- Juana L., Sánchez R., Rodríguez-Sinobas L. y Laguna F. (2009) *Probability of pressure deficit in on-demand branched networks and incorporation into design decisions* Journal of Irrigation and Drainage Engineering. ASCE. 135(2) 186-199.
- Khadra R. y Lamaddalena N. (2006) *A simulation model to generate the demand hydrographs in large scale irrigation systems* Biosystems Engineering. 93(3) 335-346.
- Khadra R. y Lamaddalena N. (2010) *Development of a decision support system for irrigation systems analysis* Water Resources Management. 24: 3279-3297.
- Labye Y. (1966) *Étude des procédés de calcul ayant pour but de rendre minimal le cout d'un réseau de distribution d'eau sous pression* La Houille Blanche. 5: 577-583.
- Labye Y., Olson M.A., Galand A. y Tsitouris N. (1988) *Design and optimization of irrigation distribution networks* FAO. Irrigation and Drainage Paper 44. Roma.
- Lamaddalena N. (1997) *Integrated simulation modeling for design and performance analysis of on-demand pressurized irrigation systems* Tesis Doctoral. Instituto Superior de Agronomía. Universidad Técnica de Lisboa. Lisboa.
- Lamaddalena N. y Ciollaro G. (1993) *Taratura della formula di Clément in un distretto irriguo dell'Italia meridionale* V Convegno Nazionale AIGR. Il ruolo dell'ingegneria per l'agricoltura del 2000.
- Lamaddalena N. y Sagardoy J.A. (2000) *Performance analysis of on-demand pressurized irrigation systems* FAO. Irrigation and Drainage Paper 59. Roma.
- Lamaddalena N., Khadra R. y Tlili Y. (2012) *Reliability-based pipe size computation of on-demand irrigation systems* Water Resources Management. 26: 307-328.
- Lamo de Espinosa J. (2001) *El regadío español en un mundo globalizado* II Symposium Nacional sobre los regadíos españoles. CEDEX. Madrid. 2000. p. 23-38.

- 
- Lansey K.E., Duan N., Mays L.W. y Tung Y.K. (1989) *Water distribution system design under uncertainties* Journal of Water Resources Planning and Management. ASCE. 115(5) 630-645.
  - Losada A. (2005) *El riego II. Fundamentos de su hidrología y de su práctica* Mundi-Prensa. Madrid.
  - Maidment D.R. y Hutchinson P.D. (1983) *Modeling water demands of irrigation projects* Journal of Irrigation and Drainage Engineering. ASCE. 109(4) 405-418.
  - Mainuddin M., Gupta A.D. y Onta P.R. (1997) *Optimal crop planning model for an existing groundwater irrigation project in Thailand* Agricultural Water Management. 33(1997) 43-62.
  - Martín Carrasco F.J. (1992) *Identificación de alternativas robustas en el planeamiento de los recursos hidráulicos* Tesis Doctoral. ETSI Caminos, Canales y Puertos. Universidad Politécnica de Madrid. Madrid.
  - Martínez Alonso R. (2004) *Evaluación de los caudales de punta en redes colectivas de riego a la demanda* Tesis Doctoral. ETSI Caminos, Canales y Puertos. Universidad Politécnica de Madrid. Madrid.
  - Martínez J., Reca J., Zapata A., Arriola C. y Callejón J.L. (1999) *Manejo del agua de riego en cultivos intensivos en invernadero del Sudeste español* XVII Congreso Nacional de Riegos. AERYD. Murcia.
  - Matanga G.B. y Mariño M.A. (1979) *Irrigation planning I. Cropping pattern* Water Resources Research. 15(3) 672-678.
  - Mavropoulos T.I. (1997) *Sviluppo di una nuova formula per il calcolo delle portate di punta nelle reti irrigue con esercizio alla domanda* Rivista di Irrigazione e Drenagio. 44(2): 27-35.
  - Monserrat J. (2009) *Allocation of flow to plots in pressurized irrigation distribution networks: analysis of the Clément and Galand method and new proposal* Journal of Irrigation and Drainage Engineering. ASCE. 135(1) 1-6.
  - Monserrat J. Alduán A. Cots L. y Barragán J. (2012) *¿Turnos o demanda? En el proyecto de redes de distribución de riego a presión* XXV Congreso Latinoamericano de Hidráulica (IAHR). San José. Costa Rica.

- Monserrat J., Poch R., Colomer M.A. y Mora F. (2004) *Analysis of Clément's first formula for irrigation distribution networks* Journal of Irrigation and Drainage Engineering. ASCE. 130(2) 99-105.
- Mora F., Monserrat J., Cots L. y Colomer M.A. (2000) *Contraste de la metodología de Clément en una red de distribución a la demanda en Alcarrás* XVIII Congreso Nacional de Riegos. AERYD. Huelva.
- Moreno M.A., Planells P., Ortega J.F. y Tarjuelo J.M. (2007) *New methodology to evaluate flow rates in on-demand irrigation networks* Journal of Irrigation and Drainage Engineering. ASCE. 133(4) 298-306.
- Navidi W. (2006) *Estadística para ingenieros y científicos* McGraw-Hill. Méjico D.F.
- Pereira L.S., Calejo M.J., Lamaddalena N., Douieb A. y Bounoua R. (2003) *Design and performance analysis of low pressure irrigation distribution systems* Irrigation Drainage Systems 17(4): 305-324.
- Pereira L.S., de Juan J.A., Picornell M.R. y Tarjuelo J.M. (2010) *El riego y su tecnología* Centro Regional de Estudios del Agua (CREA). Universidad de Castilla-La Mancha (UCLM). Albacete.
- Pérez Urrestarazu L., Rodríguez Díaz J.A., Camacho E. y López R. (2009) *Quality of service in irrigation distribution networks: Case of Palos de la Frontera irrigation district (Spain)* Journal of Irrigation and Drainage Engineering. ASCE. 135(6) 755-762.
- Pérez Urrestarazu L., Smout I.K., Rodríguez Díaz J.A. y Carrillo M.T. (2010) *Irrigation distribution networks vulnerability to climate change* Journal of Irrigation and Drainage Engineering. ASCE. 136(7) 486-493.
- Planells P., Carrión P., Ortega J.F., Moreno M.A. y Tarjuelo J.M. (2006) *Selección de bombas en redes de riego a presión* Ingeniería del Agua. 13(1): 47-57.
- Planells P., Ortega J.F. y Tarjuelo J.M. (2007) *Optimization of irrigation water distribution networks, layout included* Agricultural Water Management. 88: 110-118.
- Planells P., Ortega J.F., Valiente M., Montero J. y Tarjuelo J.M. (1999) *Criterios para el diseño de redes colectivas de riego* Ingeniería del Agua. 6(1): 27-36.

- 
- Planells P., Tarjuelo J.M., Ortega J.F. y Casanova M.I. (2001) *Design of water distribution networks for on-demand irrigation* Irrigation Science. 20: 189-201.
  - Poch R., Monserrat J. y Colomer M.A. (2001) *Estudio de la demanda de caudales en cabecera en la red de riego a presión, ramificada y a la demanda del sector IV de Monegros II, en el T.M. de Bujalaroz, Zaragoza* XIX Congreso Nacional de Riegos. AERYD. Zaragoza.
  - Porta J., López-Acevedo M. y Roquero C. (2003) *Edafología para la agricultura y el medio ambiente (3ª edición) (1ª edición 1994)* Mundi-Prensa. Madrid.
  - Puigjaner R. (2001) *Modelado del comportamiento de sistemas informáticos y de comunicaciones* Material docente. Universidad Miguel Hernández. Elche.
  - Pulido Calvo I. y Gutiérrez J.C. (2008) *Improved irrigation water demand forecasting using a soft-computing hybrid model* Biosystems Engineering. 102: 202-218.
  - Pulido Calvo I., López R. y Roldán J. (1998) *Caracterización horaria y estacional de la demanda en una red de distribución de agua para riego* XVI Congreso Nacional de Riegos. AERYD. Palma de Mallorca. 286-295.
  - Pulido Calvo I., Roldán J., López R. y Gutiérrez J.C. (2003a) *Water delivery system planning considering irrigation simultaneity* Journal of Irrigation and Drainage Engineering. ASCE. 129(4) 247-255.
  - Pulido Calvo I., Roldán J., López R. y Gutiérrez J.C. (2003b) *Demand forecasting for irrigation water distribution systems* Journal of Irrigation and Drainage Engineering. ASCE. 129(6) 422-431.
  - Reca J., Martínez J., Roldán J. y Callejón J.L. (2002) *Análisis de la fiabilidad de una red de riego en función de la simultaneidad de la demanda* Ingeniería del Agua. 9(2) 157-162.
  - Reca J., Martínez J., Zapata A., López J.G. y Callejón J.L. (1999) *Estimación de caudales circulantes en redes de distribución de agua a presión, ramificadas y a la demanda para sistemas de cultivos intensivos* XVII Congreso Nacional de Riegos. AERYD. Murcia.

- Rodrigo J., Hernández J.M., Pérez A. y González J.E. (1992) *Riego localizado* Mundi-Prensa. IRYDA. Madrid.
- Rodríguez Díaz J.A., Montesinos P. y Camacho E. (2012) *Detecting critical points in on-demand irrigation pressurized networks - A new methodology* Water Resources Management. 26: 1693-1713.
- Rodríguez Díaz J.A., Camacho E. y López R. (2001) *Caracterización de la demanda para el cálculo hidráulico de una red de riego. Aplicación al sector VII de la zona regable del Genil-Cabra* XIX Congreso Nacional de Riegos. AERYD. Zaragoza.
- Rodríguez Díaz J.A., Camacho E. y López R. (2007) *Model to forecast maximum flows in on-demand irrigation distribution networks* Journal of Irrigation and Drainage Engineering. ASCE. 133(3) 222-231.
- Rodríguez Díaz J.A., López R. y Carrillo M.T., Montesinos P. y Camacho E. (2009) *Exploring energy saving scenarios for on-demand pressurized irrigation networks* Biosystems Engineering. 104: 552-561.
- Rossman L.A. (2000) *EPANET 2. Users Manual (1ª versión EPANET 1997)* US Environmental Protection Agency. National Risk Management Research Laboratory. Cincinnati. Ohio. Traducido al español en 2010, por el Grupo Multidisciplinar de Modelización de Fluidos (GMMF) de la Universidad Politécnica de Valencia (UPV). Valencia.
- Singh A. (2012) *An overview of the optimization modelling applications* Journal of Hydrology. 466-467(2012): 167-182.
- Soong T.T. (2004) *Fundamentals of probability and statistics for engineers* John Wiley & Sons, Ltd. West Sussex. England.
- Sumpsi J.M., Garrido A., Blanco M., Varela-Ortega C. e Iglesias, E. (1998) *Economía y Política de gestión del agua en la agricultura* Mundi-Prensa. Ministerio de Agricultura, Pesca y Alimentación. Madrid.
- Tarjuelo J.M. (2005) *El riego por aspersión y su tecnología (3ª edición) (1ª edición 1995)* Mundi-Prensa. Madrid.

- 
- Tarjuelo J.M., de Juan J.A., Moreno M.A. y Ortega J.F. (2010) *Review. Water resources deficit and water engineering* Spanish Journal of Agricultural Research. 2010 8: 102-121.
  - Theocharis M.E., Tzimopoulos C.D., Yannopoulos S.I y Sakellariou-Makantonaki M.A. (2006) *Design of optimal irrigation networks* Irrigation and Drainage. 55(1) 21-32.
  - Urbano P. (1992) *Tratado de fitotecnia general (2ª edición) (1ª edición 1988)* Mundi-Prensa. Madrid.
  - Walski T.M., Brill E.D., Gessler J., Goulter I.C. y otros (1987) *Battle of the network models: Epilogue* Journal of Water Resources Planning and Management. ASCE. 113(2) 191-203.
  - Xu C. y Goulter I.C. (1999) *Reliability-based optimal design of water distribution networks* Journal of Water Resources Planning and Management. ASCE. 125(6) 352-362.
  - Zeng X., Kang S., Li F., Zhang L. y Guo P. (2010) *Fuzzy multi-objective linear programming applying to crop area planning* Agricultural Water Management. 98(2010): 134-142.

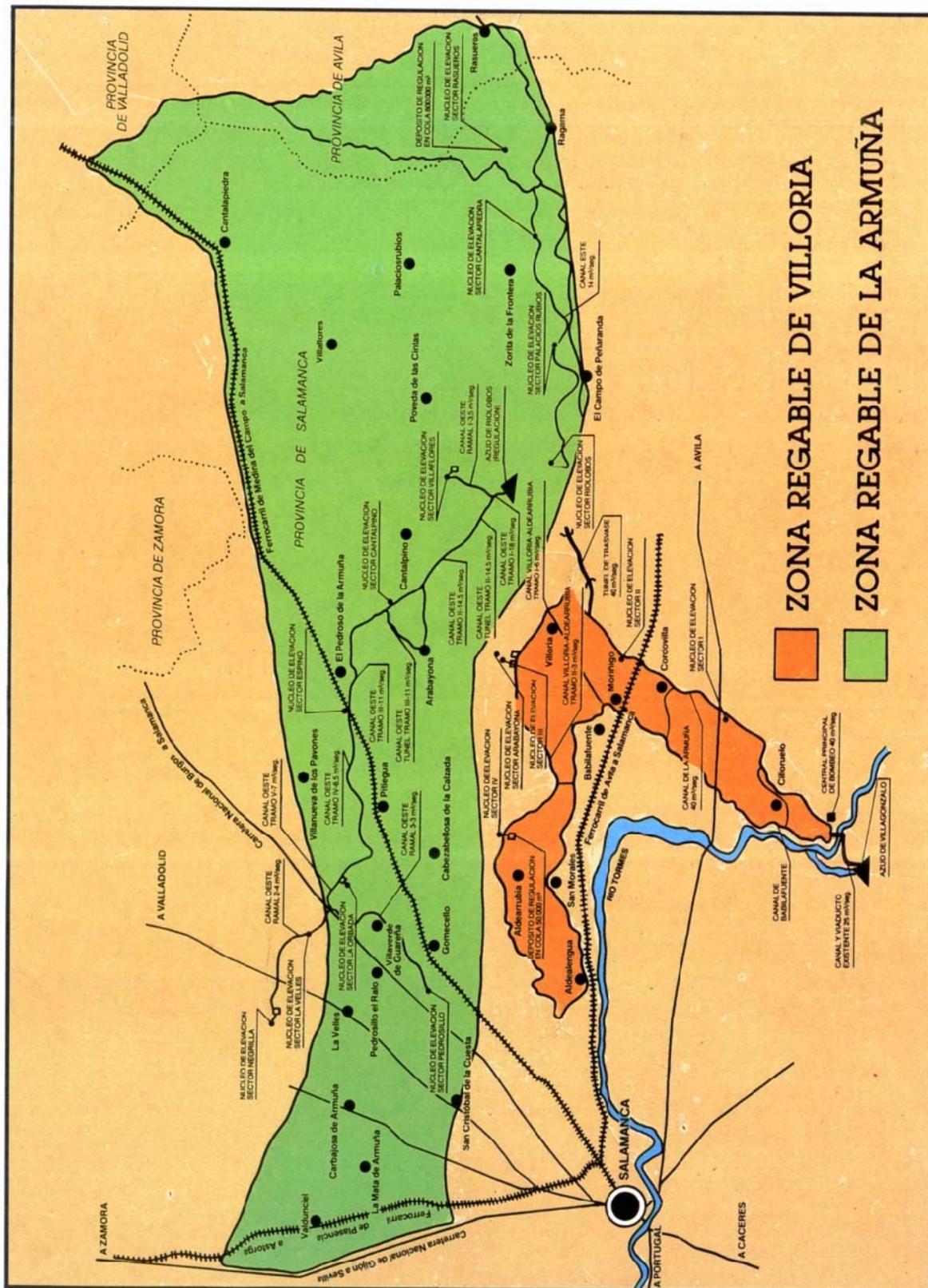


## **APÉNDICE – APLICACIÓN A UN CASO REAL DEL PROCEDIMIENTO PARA DETERMINAR LA FORTALEZA DE LA RED COLECTIVA**

### **A.1 – ZONA SELECCIONADA**

Las redes colectivas de riego presurizado se empezaron a construir en España en el entorno del año 1970. Unos años antes se había puesto en riego la finca del Torviscal, en Sevilla, pero realmente las grandes redes comenzaron con la puesta en riego del Sector E1 de Montijo, en margen derecha del Guadiana, en Badajoz, cuya puesta en explotación coincidió con el inicio de la década de 1970. No fue un caso aislado sino el detonante que cambiaba la idea tradicional del riego, sustituyendo las redes de acequias por tuberías en presión. En los años siguientes se acometió la transformación de muchas otras zonas regables españolas con redes presurizadas, entre las que figuran Lobón, Villamayor de la Armuña, Guadalete, Zújar, Bullaque, Guadalhorce, Villoria, Valdecañas, Alange, El Vicario, Ambroz, Quinto de Ebro, Guadalmena, Cinca, Bárdenas, Fuente Palmera, Campo de Cartagena, Calasparra, Genil-Cabra, Chanza, etc. De ellas algunas tuvieron un desarrollo precario que, por unos u otros motivos, las llevó al fracaso posterior a su construcción como ocurrió con Ribera Fresnedosa, Valdecañas, y El Vicario. La mayoría, sin embargo, han tenido un desarrollo normal y llevan en explotación más de 30 años. Cualquiera de ellas podría haber servido para el análisis que se realiza en esta investigación, ya que se trata de comprobar el comportamiento de la red al incrementarse el consumo durante la explotación y si cabría otro diseño que a igualdad de costo fuese más robusto frente a los cambios de demanda (y también al contrario, si se sobrepasaron los proyectistas en la adopción de coeficientes de seguridad construyendo una red sobredimensionada).

Por lo tanto teniendo en cuenta lo dicho respecto a que no se trata de analizar ninguna singularidad, sino establecer un procedimiento aplicable a cualquier red, se ha seleccionado el Sector I de la zona regable de Villoria (Salamanca), que es una zona regable de tipo medio, con una superficie de 1.466 ha y una red colectiva de 148 tramos



Plano de las zonas regables de Villoria y La Armuña, según fueron concebidas en el proyecto primigenio (año 1975)

para riego presurizado por aspersión, que se puso en explotación a finales de la década de 1970. Está situado en margen derecha del río Tormes, en TTMM de Babilafuente, Cordobilla y Encinas de Abajo. Se adjunta plano esquemático con la ubicación de esta zona regable.

Las condiciones de diseño de esta red eran las habituales de la época (tipo de tubería, trazado de la red, estudios agronómicos, selección de la alternativa de cultivos, selección de los parámetros de riego, y cálculo de la red), sin que se haya apreciado en la misma la adopción de algún dato con valor extremo que pueda distorsionar el resultado de este estudio.

## **A.2 – DATOS AGRONÓMICOS DEL PROYECTO**

Desde el punto de vista agronómico se trata de una zona bastante uniforme en cuanto a posibles factores limitantes edafológicos. El suelo tiene en general una textura demasiado arcillosa en profundidad que dificulta el movimiento del agua en el seno del perfil, con un contraste abrupto entre el horizonte superficial (franco arenoso) y el subsuperficial (franco arcilloso o franco arcillo-arenoso). Esta uniformidad general del sector simplificó el tratamiento dado en el proyecto a la elección de cultivos y a su integración en las alternativas, por lo que no existen tendencias marcadas de cambio debidas a las características del suelo, sino a la evolución del mercado, es decir a priori no hay ninguna razón técnica que condicione la evolución del consumo de agua de cada usuario, sino que ésta, de producirse, lo va a hacer por motivos que en el momento del diseño de la red pueden considerarse aleatorios. Por ello esta red se ajusta perfectamente al objetivo que se persigue con esta investigación.

A igual que en otras zonas agrícolas, en ésta también se ha venido produciendo en el transcurso del tiempo el cambio de cultivos condicionado por la evolución del mercado. Aquí en concreto por la caída del precio del azúcar (cultivo de remolacha) y por la fluctuación de la subvención del maíz.

### **A.2.1 – Cultivos recomendados en el proyecto de transformación**

En el estudio agronómico del proyecto se realizó un análisis de los diferentes cultivos que podrían plantarse en esta zona regable. En el mismo se advierte, a su inicio,

que no se trata de un análisis exhaustivo, ya que existe la experiencia de las zonas regables próximas donde los cultivos se reducen a unos pocos y no sería realista suponer que se van a producir alternativas un tanto ajenas a la región, a no ser que la diferencia de rentabilidad fuese notable o la conveniencia de su adopción por otras circunstancias (técnicas, edafológicas, etc.) fuese evidente, ya que en ese caso los agricultores no seguirían las propuestas de proyecto.

Este criterio se ve reforzado por una de las finalidades principales del estudio agronómico que, al estar dentro del marco de un proyecto de riego, va a ser el que defina las dotaciones de riego necesarias, y por tanto los caudales y el dimensionamiento de la red de distribución. Por ello es importante que las alternativas recomendadas se ajusten correctamente a los condicionantes locales y que sean adoptadas en plazo no demasiado largo por una mayoría de los agricultores, ya que de lo contrario, si en el futuro se utilizaran alternativas muy diferentes con otros consumos de agua, ocurriría que las obras y conducciones serían insuficientes o excesivas, según los casos.

Con este criterio la selección de cultivos se hizo basándose en los tradicionales de la zona, teniendo en cuenta también los que podrían convenir para adaptarse y aún mejorar los defectos del suelo y los que por su interés económico parecían más viables en el futuro.

- a) Cultivos tradicionales: son los que ya están aceptados por los resultados de muchos años en los pequeños regadíos de la zona y áreas de riego limítrofes, aparte de la experiencia técnica que poseen los agricultores acerca de los mismos. Tales eran la remolacha azucarera, que ocupaba a la fecha del proyecto las mayores superficies de riego en la región, maíz para grano, patatas y en menor grado girasol, relativamente nuevo, y alguna leguminosa como la judía común. A éstos se pueden añadir los cereales de invierno cultivados desde siempre en secano.
- b) Cultivos regeneradores: son los mejorantes de las características físicas del suelo, idóneos con la orientación ganadera de la zona. Este capítulo cobra importancia al considerar la clasificación para riego de los perfiles estudiados y observar que la mayor parte de las deficiencias de los suelos corresponden a sus propiedades físicas (textura-estructura y

permeabilidad). Incluso en los perfiles que se han calificado en proyecto con defecto de profundidad efectiva, existe una deficiencia física, límite textural abrupto, desfavorable a la penetración de las raíces y del agua. Todos estos caracteres se pueden resumir prácticamente en lo mismo: la estructura del suelo (un perfil bien estructurado es permeable, está bien aireado y permite una buena exploración a las raíces).

En relación con los cultivos regeneradores se señalaba en el proyecto de transformación de la zona que, bajo el riego, se pueden acentuar los defectos del suelo o aparecer otros que no los tenía, ya que la estructura de los secanos la han adquirido a base de sucesivas retracciones y expansiones de la arcilla en periodos secos y húmedos, y si se mantiene el perfil permanentemente húmedo estas alternativas se cortan. En este sentido el mejor cultivo regenerador es la pradera polifita, pudiéndose considerar su intervención mejorante en un triple aspecto:

- En primer lugar, no se conoce estabilizador de la estructura del suelo comparable a las raíces de las gramíneas, y como estas praderas se implantan para varios años es de esperar que profundicen y extiendan su beneficiosa acción a los horizontes argílicos que normalmente son los que causan los problemas.
- En segundo lugar por el probable aporte de materia orgánica por parte de la ganadería sustentada por la pradera, aporte necesario para equilibrar la textura del epipedión (demasiado arenosa) y para aumentar la capacidad de intercambio catiónico del mismo, sin contar los elementos fertilizantes contenidos en el estiércol. En los análisis que se realizaron durante los estudios de suelos de la fase de proyecto quedó patente la pobreza en materia orgánica de los horizontes superficiales.
- En tercer lugar por el enriquecimiento en nitrógeno provocado por las raíces de las leguminosas.

Por alguna o varias de estas razones se puede tomar como cultivo regenerador a las pratenses y también, aunque en menor grado, a las forrajeras. Como mezcla de pradera polifita de gramíneas y leguminosas se recomendaba en el proyecto la del *Dactylis glomerata* con *Trifolium repens* ladino. A estas dos especies se les podría añadir el *Lolium perenne*, o bien éste y *Medicago sativa*. Para praderas monofitas de siega

sirven la alfalfa y el trébol blanco ladino, éste ensayado en Salamanca con buenos resultados. En general de todas las especies de pratenses se disponía de ensayos efectuados por el IOATO\* durante varios años, concretamente en 1974 fueron ensayadas cerca de 300 especies y variedades. En el estudio agronómico del proyecto se añade que sería interesante comparar los tipos de suelo sobre los que se están haciendo las experiencias con los de la zona de Villoria, para así poder generalizar con mayor seguridad los resultados.

Otros cultivos regeneradores propuestos fueron las praderas anuales, mezclas de gramínea y leguminosa, concretamente las de veza y avena o cebada, principalmente la primera por el mayor acompasamiento en la maduración. También se proponía incluir el maíz forrajero, si bien su efecto mejorante es menor.

Y por último se citaban en la propuesta de las alternativas de cultivos a los cereales de invierno, por el efecto beneficioso que tendría para la estructura el hecho de que el perfil se secase completamente un verano cada cinco o seis años en los suelos de las clases III<sub>t</sub>, III<sub>d</sub> y IV.

- c) Cultivos de interés económico, capaces de sustituir importaciones por ser deficitario el país en ellos o que, por estar sus niveles de consumo actuales muy por debajo de los de países más desarrollados, sea de esperar que a medio o a largo plazo aumente su demanda, esto a pesar de que los precios de alguno de ellos puedan, en determinados momentos, no ofrecer aliciente a los agricultores para sembrarlos.

Dentro de este grupo de cultivos se destacaba el maíz para grano, eludiendo incluir también como cultivos convenientes al sorgo y a la soja (debido a la limitación climática de falta de temperatura durante un periodo suficientemente largo, así como a las heladas, tanto tardías como tempranas, que limitan radicalmente ese periodo). No obstante señalaba el proyecto que en un futuro es probable que se experimenten variedades de ciclo corto posibles de incluir con éxito en los regadíos de la zona.

---

\* Instituto de Orientación y Asistencia Técnica del Oeste (IOATO), actualmente forma parte del Instituto de Recursos Naturales y Agrobiología de Salamanca (IRNASA-CSIC).

Como productos con niveles de consumo susceptibles de aumentar y de posible producción de sus materias primas en el área de Villoria, se destacaban el azúcar, los aceites vegetales y la carne, y por tanto como cultivos convenientes la remolacha azucarera, el girasol y los forrajes y piensos en general.

Por su interés económico se insistía en el proyecto en los cultivos capaces de sustentar la ganadería, ya que una de las formas de aumentar el producto bruto de las explotaciones, y con él la renta de los agricultores, es la de crear explotaciones mixtas agropecuarias en las que toda o parte de la producción agrícola se reinvierta en la alimentación del ganado, añadiendo así valor a aquella. No obstante se señalaba al respecto que tal orientación entraña no pocas dificultades, debido principalmente a la inexperiencia de los agricultores, falta de créditos a interés moderado, asistencia técnica, etc., factores todos ellos ajenos al ámbito del proyecto. Concluía esta cuestión recalcando una vez más la conveniencia de los cultivos forrajeros.

En el proyecto se daban razones sobre la exclusión de otras plantaciones, como el tabaco y el lúpulo, factibles climáticamente de producirse, pero que se hallaban contingentados sus cultivos y no parecía que tal situación fuese a cambiar en el futuro. Asimismo se desechaban los frutales de pepita, incluso algunos de hueso (ciruelo, por ejemplo) por ser sus producciones de difícil competencia con las de las regiones frutícolas tradicionales.

Por todos los razonamientos anteriormente expuestos se adoptaron en el proyecto, como cultivos básicos para las alternativas de la zona regable, los siguientes:

- Cereales de invierno (trigo y cebada).
- Maíz grano y maíz forrajero.
- Remolacha azucarera.
- Girasol.
- Patata.
- Veza con avena, para forraje.
- Praderas monofitas de alfalfa o tréboles.
- Praderas polifitas.

A estos cultivos principales se les podrían añadir otros que ocuparían porcentajes menores de superficie, como:

- Leguminosas de grano (yero, lenteja, guisante, haba, judía común y veza para grano).
- Otras forrajeras (trébol violeta, trébol de Alejandría, Lolium Westherbold, guisante, remolacha y nabo).
- Hortalizas varias (coliflor, lechuga, acelga, espinaca, alcachofa tardía, fresa tardía, cebolla tardía, melón y sandía).

### **A.2.2 – Distribución de los cultivos en las distintas calidades de suelo**

La distribución de los cultivos en la zona regable se hizo en el proyecto, teniendo en cuenta las consideraciones que se indican en este apartado.

La clase II es la que prácticamente no ofrece limitaciones. La alfalfa es el cultivo que necesita los terrenos de mayor profundidad efectiva a causa del enraizamiento profundo para durar cinco o más años en el terreno. Parece lógico que se decidiese que la alfalfa ocupe una proporción apreciable de esta clase de suelos, pudiendo dejar los tréboles y las praderas polifitas para terrenos de inferior calidad.

Una alternativa aconsejable para los terrenos de esta clase sería haber dejado una cuarta parte para alfalfa fuera de la misma y sobre el resto rotar la remolacha con maíz y patata. También se podría haber dejado un pequeño porcentaje de superficie para huerta, destinado al consumo en la zona y al abastecimiento de la capital.

Sobre gran parte de la clase III no parece posible cultivar la alfalfa con buenas producciones, por lo que se consideró conveniente sustituirla, al menos parcialmente por otras forrajeras menos exigentes, como trébol o praderas polifitas. Asimismo se tuvo en cuenta que sobre esta clase puede cultivarse una proporción apreciable de cereales, sobre todo cebada que, si no diese tiempo tras la recogida de la remolacha, se podría sembrar tremesina, de primavera, y tanto en un caso como en otro cosecharla a final de junio dejando sitio para plantar veza-avena que se aprovecharía de forma mixta, siega-pastoreo, la que permanecería en el terreno hasta que se enterrase en primavera antes de la siembra del maíz.

La distribución de cultivos en las distintas clases de suelos, expresada como porcentajes de superficie, se recoge en la tabla A.1 adjunta. Para la clase III resulta una intensidad del 120%, mayor que para la clase II, lo cual no es de extrañar, ya que ese 20% de exceso es debido a la veza-avena que se siembra tras el cereal de invierno, por lo que en modo alguno ello quiere decir que sea una clase de terreno más productiva. La clase IV, con un mayor número de defectos, debe forzosamente dar entrada a cultivos menos exigentes y también a cultivos mejorantes. Por ello, en esta clase de suelos, se ha considerado una distribución de cultivos con un 30% de pradera polifita y un 10% de tréboles fuera de alternativa, y en el resto de la superficie (el 60%), una rotación de 5 años encabezada por remolacha, tras ella patata, después girasol, maíz para grano y por último cereal de invierno que deje al suelo secarse y estructurarse en verano. La tabla adjunta refleja los porcentajes adoptados para cada cultivo y clase de riego.

Cultivo	Clase para riego		
	II	III	IV
Remolacha	35	20	12
Maíz grano	17,5	20	12
Patata	17,5	10	12
Alfalfa	25	10	-
Tréboles	-	5	10
Veza-avena	-	20	-
Maíz forrajero	*	*	*
Girasol	-	5	12
Huerta	5	-	-
Cebada-trigo	-	20	12
Nabos-coles forrajeras	**	**	**
Pradera polifita	-	10	30
Intensidad de la alternativa	100	120	100

*Tabla A.1. Distribución de cultivos en las distintas clases de suelo (%)*

---

\* Sustituyente del maíz en grano.

\*\* Sustituyente en pequeños porcentajes de la remolacha azucarera.

### A.2.3 – Necesidades hídricas de los cultivos

Para el cálculo de las necesidades mensuales de agua de riego se utilizó en el proyecto la fórmula de Blaney-Criddle que da el consumo de agua en función de la temperatura media mensual, de las horas de luz y de un coeficiente empírico  $K$ , que depende del cultivo, clima, fase de desarrollo, etc.

Este método es muy parecido al de Thornthwaite, puesto que utiliza las mismas variables y la correlación de los resultados de uno y otro, para un  $K$  cualquiera, es muy alta para toda España. Ahora bien, el de Blaney Criddle tiene la cualidad de no suponer el mismo consumo para todos los cultivos ni en todos los meses, utilizando coeficientes que han sido hallados experimentalmente para unas zonas tipo y que pueden ser modificados a tenor de la experiencia local.

En este caso el cálculo se basó en los coeficientes dados por F. Elías para Santa Cristina de la Polvorosa (Zamora), si bien fueron modificados ligeramente por exceso en base a razones expuestas en el proyecto y que no atañen al campo que se investiga en esta tesis doctoral.

De acuerdo con esto, los valores del coeficiente del cultivo  $K$  que se adoptaron fueron los de la tabla A.2 siguiente:

<b>Cultivo</b>	<b>Abr</b>	<b>May</b>	<b>Jun</b>	<b>Jul</b>	<b>Ago</b>	<b>Sep</b>	<b>Oct</b>
Alfalfa y praderas	0,60	0,70	0,85	0,95	0,90	0,85	0,50
Remolacha azucarera	0,35	0,50	0,60	0,80	0,85	0,80	0,50
Patata	-	-	0,60	0,80	0,75	0,50	-
Maíz	-	0,15	0,40	0,75	0,70	0,60	0,40
Cereal de invierno	0,65	0,75	0,85	-	-	-	-
Huerta	-	0,35	0,50	0,65	0,70	0,45	-
Girasol	-	0,15	0,40	0,75	0,70	0,50	-
Veza-avena	-	-	-	0,40	0,90	0,75	0,40

*Tabla A.2. Coeficientes del cultivo adoptados en el estudio agronómico*

En el estudio agronómico también se puntualiza que aunque la temperatura mensual tenga una cierta variación de unos años a otros, alejándose de la media, y más acusado todavía sea este hecho en la temperatura diaria, traduciéndose en un aumento del consumo en ciertos momentos, no hay realmente peligro para las cosechas puesto que el almacenamiento de agua en el suelo durante dos riegos consecutivos actúa como

regulador, pudiendo hacer frente en un momento dado a un aumento del consumo de agua sin otra consecuencia que un acortamiento en el intervalo hasta el riego siguiente.

Con los valores anteriores de  $K$  (ver tabla A.2) fueron calculados los consumos de agua. Los volúmenes necesarios resultantes por cultivo y mes, durante la campaña de riego, en  $m^3/ha$ , son:

Cultivo	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct
Alfalfa y praderas	524	932	1.645	2.135	1.916	1.092	185
Remolacha azucarera	139	445	974	1.762	1.802	1.001	185
Patata	-	-	974	1.762	1.577	453	-
Maíz	-	-	528	1.638	1.464	636	40
Cereal de invierno	600	932	1.533	-	-	-	-
Huerta	-	153	750	1.362	1.464	363	-
Girasol	-	-	528	1.638	1.464	453	-
Veza-avena	-	-	-	768	1.916	909	40

Tabla A.3. Consumo de agua de los cultivos previstos en el estudio agronómico

Los consumos mensuales y anuales, en  $m^3/ha$ , para las alternativas supuestas en cada clase de suelo son:

Cultivo	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct
Alfalfa y praderas (25%)	131	233	411	534	479	273	46
Remolacha (35%)	49	156	341	617	631	350	65
Patata (17,5%)	-	-	170	308	276	79	-
Maíz (17,5%)	-	-	92	287	256	111	7
Huerta (5%)	-	8	38	68	73	18	-
<b>Totales (<math>m^3/ha</math>)</b>	<b>180</b>	<b>397</b>	<b>1.052</b>	<b>1.814</b>	<b>1.715</b>	<b>831</b>	<b>118</b>

Tabla A.4. Consumo de la alternativa de cultivos prevista para los suelos de la clase de riego II

Cultivo	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct
Alfalfa + praderas (25%)	131	233	411	534	479	273	46
Remolacha (20%)	28	89	195	352	360	200	37
Maíz (20%)	-	-	106	328	293	127	8
Cereal invierno (20%)	120	186	307	-	-	-	-
Veza-avena (20%)	-	-	-	154	383	182	8
Patata (10%)	-	-	97	176	158	45	-
Girasol (5%)	-	-	26	82	73	23	-
<b>Totales (<math>m^3/ha</math>)</b>	<b>279</b>	<b>508</b>	<b>1.142</b>	<b>1.626</b>	<b>1.746</b>	<b>850</b>	<b>99</b>

Tabla A.5. Consumo de la alternativa de cultivos prevista para los suelos de la clase de riego III

<b>Cultivo</b>	<b>Abr</b>	<b>May</b>	<b>Jun</b>	<b>Jul</b>	<b>Ago</b>	<b>Sep</b>	<b>Oct</b>
<b>Praderas (40%)</b>	<b>210</b>	<b>373</b>	<b>658</b>	<b>854</b>	<b>766</b>	<b>437</b>	<b>74</b>
<b>Remolacha (12%)</b>	<b>17</b>	<b>53</b>	<b>117</b>	<b>211</b>	<b>216</b>	<b>120</b>	<b>22</b>
<b>Patata (12%)</b>	<b>-</b>	<b>-</b>	<b>117</b>	<b>211</b>	<b>189</b>	<b>54</b>	<b>-</b>
<b>Maíz (12%)</b>	<b>-</b>	<b>-</b>	<b>63</b>	<b>197</b>	<b>176</b>	<b>76</b>	<b>5</b>
<b>Girasol (12%)</b>	<b>-</b>	<b>-</b>	<b>63</b>	<b>197</b>	<b>176</b>	<b>54</b>	<b>-</b>
<b>Cereal invierno (12%)</b>	<b>72</b>	<b>112</b>	<b>184</b>	<b>-</b>	<b>-</b>	<b>-</b>	<b>-</b>
<b>Totales (m<sup>3</sup>/ha)</b>	<b>299</b>	<b>538</b>	<b>1.202</b>	<b>1.670</b>	<b>1.523</b>	<b>741</b>	<b>101</b>

Tabla A.6. Consumo de la alternativa de cultivos prevista para los suelos de la clase de riego IV

<b>Mes</b>	<b>Clase II</b>	<b>Clase III</b>	<b>Clase IV</b>
<b>Abril</b>	<b>180</b>	<b>279</b>	<b>299</b>
<b>Mayo</b>	<b>397</b>	<b>508</b>	<b>538</b>
<b>Junio</b>	<b>1.052</b>	<b>1.142</b>	<b>1.202</b>
<b>Julio</b>	<b>1.814</b>	<b>1.626</b>	<b>1.670</b>
<b>Agosto</b>	<b>1.715</b>	<b>1.746</b>	<b>1.523</b>
<b>Septiembre</b>	<b>831</b>	<b>850</b>	<b>741</b>
<b>Octubre</b>	<b>118</b>	<b>99</b>	<b>101</b>
<b>Total</b>	<b>6.107</b>	<b>6.250</b>	<b>6.074</b>

Tabla A.7. Resumen general del consumo de agua (m<sup>3</sup>/s/ha) de la zona regable previstos en el estudio agronómico

Como se puede observar la diferencia entre los consumos anuales de las tres alternativas es inferior al 3% por lo cual, a efectos de cálculo del proyecto, no tiene sentido mantener la anterior diferenciación de caudales para cada zona, adoptándose como dotación anual 6.250 m<sup>3</sup>/ha (previsión para la clase III de riego) y para la punta de consumo 1.814 m<sup>3</sup>/ha (correspondiente a la previsión de consumo, para la clase II de riego, durante el mes de julio).

Para este consumo del mes punta de riego resulta un caudal continuo unitario de:

$$q = \frac{1.814 \times 10^3}{31 \times 24 \times 60 \times 60} = 0,68 \text{ l/s y ha}$$

#### **A.2.4 – Comentario sobre el estudio agronómico**

El caudal continuo de 0,68 l/s y ha, utilizado como base del cálculo de la red de tuberías de distribución del agua, se determinó en base a las alternativas de cultivos y de los consumos anteriormente indicados. En el análisis del proceso seguido se observa que los valores adoptados son la envolvente de los más desfavorables resultantes para el conjunto de las alternativas de cultivo propuestas, lo cual implica que se fueron englobando coeficientes de seguridad en cada decisión. Así, a efectos del consumo de agua se supuso que en todo el sector de riego los suelos son de la clase III, pero sin embargo a efectos de establecer el caudal continuo de diseño se toma la punta correspondiente a la alternativa propuesta para los suelos de la clase II. Sin embargo los suelos de la clase II son sólo el 24% del total, los de la clase III el 51%, y el resto son clase IV. En la consideración anterior hay que tener también en cuenta que los suelos de cada clase quedan en general en áreas compactas, es decir que hay una distribución zonal de las distintas clases de suelo.

La determinación de los consumos de agua se hizo en proyecto, por lo tanto, sobre unas hipótesis muy seguras. Como se indica más adelante, al fijar en el cálculo de la red en 1,5 el grado de libertad se aseguraba que los usuarios pudiesen derivar el agua para el cultivo de mayor consumo con cierta holgura (el cultivo de alfalfa necesita en punta casi un 20% más de agua que la alternativa media, por lo que un agricultor que plantase este cultivo debe aumentar en julio su jornada de riego de 16 a 19 horas, lo cual, aunque es un valor límite, se considera asequible).

También es interesante resaltar que en el cómputo del caudal continuo unitario se supuso que se utilizarían para la práctica del riego todos los días de la semana, sin distinción entre ellos, criterio que ha evolucionado a lo largo del tiempo pero que hoy en día ha vuelto de nuevo a sus orígenes iniciales (no porque los agricultores hayan vuelto ahora a trabajar más, sino porque ha mejorado la mecanización y el automatismo de los sistemas de riego). En la actualidad el diseño de redes de riego presurizadas se realiza partiendo de la base de que el agua puede ser utilizada por los usuarios en todo momento durante las 24 horas día y durante los 7 días de la semana, salvo que existan circunstancias singulares de la zona regable que obliguen a suspender el riego durante un tiempo prefijado del día o de la semana, en cuyo caso esta situación debe repercutirse sobre el valor del caudal continuo unitario.

### A.3 – CAUDALES DE DISEÑO DE LA RED

#### A.3.1 – Criterios de cálculo

El sistema de riego por aspersión a la demanda permite al regante abrir su toma en el momento que estime oportuno, sin tener más limitación relativa a esta libertad que las derivadas de la modulación del caudal disponible. Ello obliga a regar durante un número de horas determinado cada día para conseguir la dotación que precisan las plantas. Es claro que en un sistema concebido de esta manera no se puede determinar la demanda de cau

dales si no es basándose en leyes estadístico-matemáticas que indiquen la probabilidad de coincidencia en el riego de las parcelas a las cuales abastece el tramo en estudio.

Para el cálculo de los caudales de diseño de la red, además del caudal continuo unitario de 0,68 l/s y ha, se fijaron los siguientes parámetros generales de riego:

- Grado de libertad ( $GL=1,50 = 24/16$  horas de riego en la parcela sobre las 24 diarias disponibles).
- Rendimiento de la red ( $r = 22/24$ ). Este parámetro mayor los caudales estadísticos de la red, fue propuesto en su día por Clément y se utiliza habitualmente en el cálculo de las redes de riego.

La ley de distribución estadística de caudales aplicada fue la fórmula de Clément generalizada, individualizada parcela a parcela. La calidad operacional (garantía de suministro) se fijó en el 99%, que es un valor muy alto para aquella época (Bonnal\*, entonces en boga, recomendaba el 95%).

La dotación  $d$  en hidrante, o toma general de la unidad de riego, viene dada por:

$$d = q S GL$$

---

\* Bonnal C. *Manual de riego por aspersión* OCDE (1963). Editado en español por el Servicio de Publicaciones del MOPU (2ª edición 1993).

El valor de la dotación resultante del cálculo se redondeó a l/s completos, con lo cual el grado de libertad real concedido a cada parcela es un valor no coincidente con las 16 horas de riego fijadas de antemano. El redondeo por exceso aumenta ligeramente el grado de libertad pasando a valores próximos a las 15 horas, mientras que si se redondea por defecto aquel se acerca a las 17 horas, aunque manteniéndose en conjunto todos los valores en el entorno de las 16 horas.

La probabilidad de que una toma cualquiera se halle abierta en un momento determinado viene dada por la expresión:

$$p = \frac{1}{r GL}$$

siendo:

- $r = 22/24$  el rendimiento de la red
- $GL = d / Sq$  el grado de libertad

resulta:

$$p = \frac{24 Sq}{22 d}$$

El caudal de cada uno de los tramos de la red viene dado por:

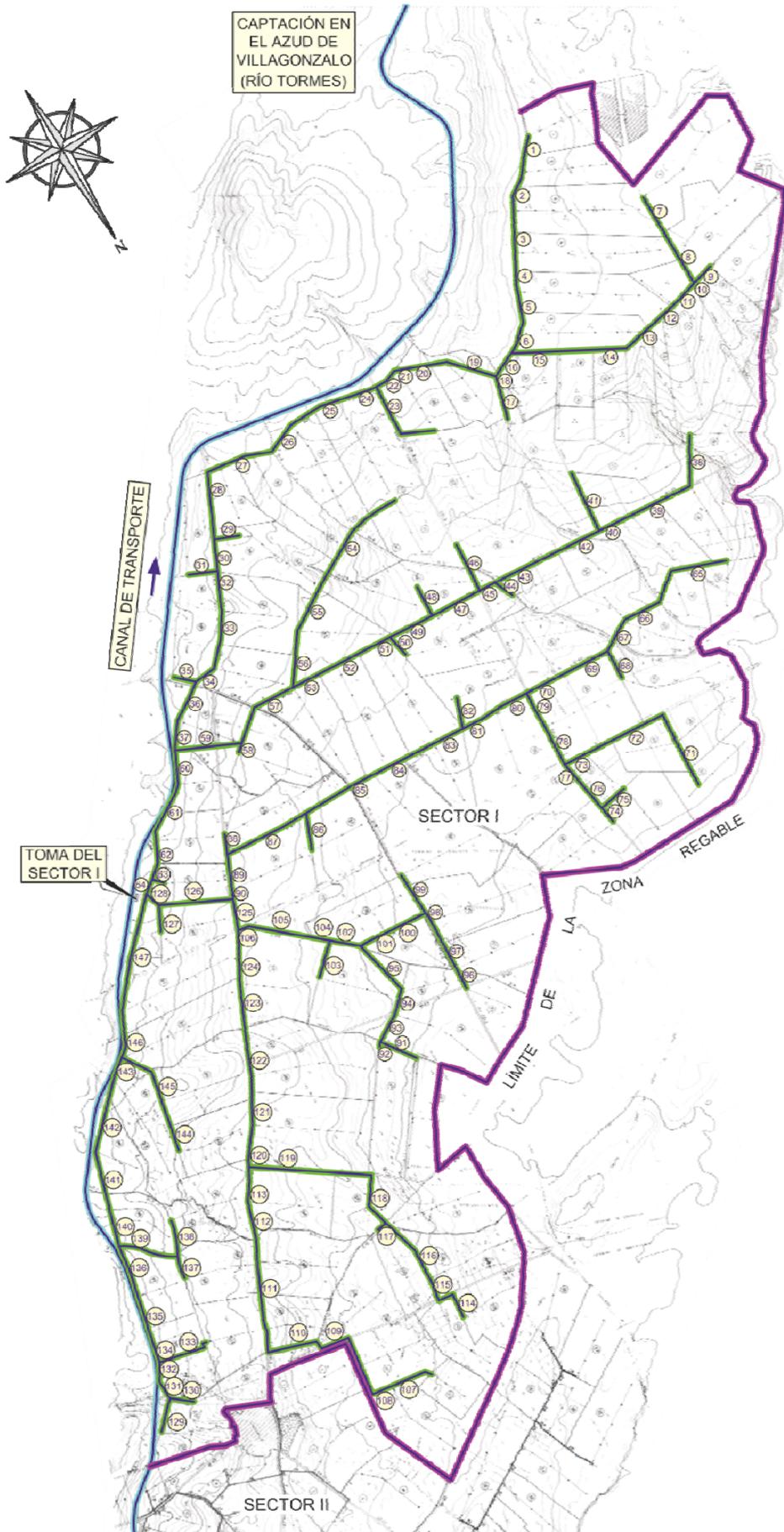
$$Q = \sum dp + U \sqrt{\sum d^2 p(1 - p)}$$

siendo:

$$dp = \frac{24}{22} Sq$$

$$d^2 p(1 - p) = dp(d - dp)$$

y  $U$  el coeficiente de la ley de distribución de Gauss correspondiente a una garantía del 99% ( $U=2,33$ ).



Para el cálculo de los caudales máximos circulantes por los ramales terminales que alimentan aproximadamente a unas 15 parcelas, se considera que puede haber coincidencia en el riego de la totalidad de los usuarios demandando su caudal máximo.

Este número de parcelas es el resultante por aplicación de la expresión:

$$n = \frac{U^2}{r GL - 1}$$

que para  $U = 2,33$ ;  $GL = 1,5$ ; y  $r = 22/24$  resulta  $n = 14,5$ .

Se comprueba que ello se verifica en el cuadro de cálculo de caudales del apartado siguiente, en donde se tiene:

- En el terminal entre los tramos 1 a 16 hay 14 parcelas.
- En el terminal entre los tramos 38 a 57 hay 15 parcelas.
- En el terminal entre los tramos 65 a 83 hay 15 parcelas.
- En el terminal entre los tramos 107 a 122 hay 15 parcelas.
- En el terminal entre los tramos 129 a 146 hay 14 parcelas.

El caudal resultante para cada tramo de estos ramales terminales viene dado por:

$$Q = \sum d$$

lo que supone para los mismos, como se ha dicho, una coincidencia temporal del 100%.

### A.3.2 – Caudales de diseño

En el cuadro A.1 adjunto se recoge la designación de los tramos de la red dada en el proyecto, así como la superficie de la parcela a la que suministran agua, junto con la dotación asignada y el caudal del tramo.

Tramo	Precedente	S (ha)	ΣS (ha)	d (l/s)	Σd (l/s)	Q (l/s)
1	2	11,10	11,10	12	12	12
2	3	9,60	20,70	10	22	22
3	4	18,40	39,10	19	41	41
4	5	15,70	54,80	16	57	57

Tramo	Precedente	S (ha)	ΣS (ha)	d (l/s)	Σd (l/s)	Q (l/s)
5	6	14,70	69,50	15	72	72
6	16	12,70	82,20	13	85	85
7	8	16,20	16,20	17	17	17
8	11	21,60	37,80	22	39	39
9	10	10,20	10,20	11	11	11
10	11	9,10	19,30	10	21	21
8+10						
11	12	-	57,10	-	60	60
12	13	17,80	74,90	18	78	78
13	14	11,90	86,80	12	90	90
14	15	17,20	104,00	18	108	108
15	16	9,10	113,10	10	118	118
6+15						
16	19	-	195,30	-	203	203
17	18	17,90	17,90	18	18	18
18	19	10,10	28,00	11	29	29
16+18						
19	20	-	223,30	-	232	228
20	22	10,70	234,00	11	243	237
21	22	12,20	12,20	13	13	13
20+21						
22	24	-	246,20	-	256	248
23	24	19,20	19,20	20	20	20
22+23						
24	25	-	265,40	-	276	266
25	26	20,00	285,40	20	296	283
26	27	15,90	301,30	16	312	297
27	28	14,20	315,50	15	327	309
28	30	7,60	323,10	8	335	316
29	30	15,50	15,50	16	16	16
28+29						
30	32	-	338,60	-	351	329
31	32	8,60	8,60	9	9	9

<b>Tramo</b>	<b>Precedente</b>	<b>S (ha)</b>	<b>ΣS (ha)</b>	<b>d (l/s)</b>	<b>Σd (l/s)</b>	<b>Q (l/s)</b>
30+31						
32	33	-	347,20	-	360	336
33	34	15,50	362,70	16	376	349
34	36	10,30	373,00	11	387	358
35	36	14,80	14,80	15	15	15
34+35						
36	37	-	387,80	-	402	370
37	60	13,80	401,60	14	416	382
38	39	11,50	11,50	12	12	12
39	40	15,50	27,00	16	28	28
40	42	12,10	39,10	13	41	41
41	42	22,60	22,60	23	23	23
40+41						
42	43	-	61,70	-	64	64
43	45	7,80	69,50	8	72	72
44	45	7,90	7,90	8	8	8
43+44						
45	47	-	77,40	-	80	80
46	47	18,40	18,40	19	19	19
45+46						
47	49	-	95,80	-	99	99
48	49	6,00	6,00	6	6	6
47+48						
49	51	-	101,80	-	105	105
50	51	16,40	16,40	17	17	
49+50						
51	52	-	118,20	-	122	122
52	53	14,80	133,00	15	137	137
53	57	14,00	147,00	14	151	151
54	55	12,10	12,10	13	13	13
55	56	16,90	29,00	17	30	30
56	57	13,60	42,60	14	44	44

<b>Tramo</b>	<b>Precedente</b>	<b>S (ha)</b>	<b>ΣS (ha)</b>	<b>d (l/s)</b>	<b>Σd (l/s)</b>	<b>Q (l/s)</b>
53+56						
57	59	13,00	202,60	13	208	208
58	59	13,40	13,40	14	14	14
57+58						
59	60	-	216,00	-	222	221
37+59						
60	61	-	617,60	-	638	561
61	62	9,30	626,90	10	648	569
62	64	9,60	636,50	10	658	576
63	64	7,00	7,00	7	7	7
62+63						
64	148	-	643,50	-	665	582
65	66	6,40	6,40	7	7	7
66	67	7,70	14,10	8	15	15
67	69	17,60	31,70	18	33	33
68	69	14,10	14,10	15	15	15
67+68						
69	70	-	45,80	-	48	48
70	80	14,90	60,70	15	63	63
71	72	11,70	11,70	12	12	12
72	-	11,40	-	12		-
	73	7,60	30,70	8	32	32
73	78	6,50	37,20	7	39	39
74	76	13,90	13,90	14	14	14
75	76	12,10	12,10	13	13	13
74+75						
76	77	-	26,00	-	27	27
77	78	15,70	41,70	16	43	43
73+77						
78	79	-	78,90	-	82	82
79	80	19,80	98,70	20	102	102
70+79						
80	81	-	159,40	-	165	165

<b>Tramo</b>	<b>Precedente</b>	<b>S (ha)</b>	<b>ΣS (ha)</b>	<b>d (l/s)</b>	<b>Σd (l/s)</b>	<b>Q (l/s)</b>
81	83	18,70	178,10	19	184	184
82	83	11,20	11,20	12	12	12
81+82						
83	84	-	189,30	-	196	196
84	85	9,00	198,30	9	205	203
85	87	14,00	212,30	14	219	216
86	87	13,70	13,70	14	14	14
85+86						
87	89	-	226,00	-	233	228
88	89	11,20	11,20	12	12	12
87+88						
89	90	-	237,20	-	245	237
90	126	18,00	255,20	18	263	253
91	93	17,00	17,00	17	17	17
92	93	12,80	12,80	13	13	13
91+92						
93	94	-	29,80	-	30	30
94	95	19,20	49,00	20	50	50
95	102	4,90	53,90	5	55	55
96	97	8,40	8,40	9	9	9
97	98	12,50	20,90	13	22	22
98	100	19,20	40,10	20	42	42
99	100	14,50	14,50	15	15	15
98+99						
100	101	-	54,60	-	57	57
101	102	7,20	61,80	8	65	65
95+101						
102	104	-	115,70	-	120	120
103	104	17,30	17,30	18	18	18
102+103						
104	105	-	133,00	-	138	138
105	106	12,00	145,00	12	150	150

<b>Tramo</b>	<b>Precedente</b>	<b>S (ha)</b>	<b>ΣS (ha)</b>	<b>d (l/s)</b>	<b>Σd (l/s)</b>	<b>Q (l/s)</b>
106	125	10,20	155,20	11	161	161
107	108	6,20	6,20	7	7	7
108	109	16,20	22,40	17	24	24
109	110	12,70	35,10	13	37	37
110	111	13,40	48,50	14	51	51
111	112	8,20	56,70	9	60	60
112	113	15,80	72,50	16	76	76
113	120	14,50	87,00	15	91	91
114	115	10,50	10,50	11	11	11
115	116	9,60	20,10	10	21	21
116	118	15,00	35,10	15	36	36
117	118	8,70	8,70	9	9	9
116+117						
118	119	15,90	59,70	16	61	61
119	120	11,20	70,90	12	73	73
113+119						
120	121	-	157,90	-	164	164
121	122	24,60	182,50	25	189	189
122	123	17,70	200,20	18	207	207
123	124	6,30	206,50	7	214	212
124	125	19,30	225,80	20	234	230
106+124						
125	126	-	381,00	-	395	364
90+125						
126	128	-	636,20	-	658	575
127	128	9,00	9,00	9	9	9
126+127						
128	148	-	645,20	-	667	582
129	131	10,00	10,00	10	10	10
130	131	7,20	7,20	8	8	8
129+130						
131	132	-	17,20	-	18	18
132	134	7,00	24,20	7	25	25

Tramo	Precedente	S (ha)	ΣS (ha)	d (l/s)	Σd (l/s)	Q (l/s)
133	134	11,10	11,10	12	12	12
132+133						
134	135	-	35,30	-	37	37
135	136	5,40	40,70	6	43	43
136	144	10,00	50,70	10	53	53
137	139	12,00	12,00	12	12	12
138	139	15,90	15,90	16	16	16
137+138						
139	140	-	27,90	-	28	28
136+139						
140	141	-	78,60	-	81	81
141	142	11,20	89,80	13	94	94
142	143	10,20	100,00	11	105	105
143	146	14,30	114,30	15	120	120
144	145	11,40	11,40	12	12	12
145	146	16,60	28,00	17	29	29
143+145						
146	147	18,40	160,70	19	168	168
147	148	16,90	177,60	17	185	184
IMPULSIÓN						
64+128+147						
148	0	1.466,30	-	-	1.517	1.244

Cuadro A.1. Caudales de diseño de la red (Proyecto de la zona regable 1975)

### A.3.3 – Comentario al cálculo de caudales

En los terminales de la red, cuando se alimenta a un número reducido de tomas, el caudal de diseño es la suma de las dotaciones de las parcelas de riego, es decir en el cálculo se supone que va a haber coincidencia de todos ellos en la demanda (al menos durante algún momento del día). En todo este grupo de parcelas terminales, los usuarios pueden plantar cultivos más exigentes reduciendo su grado de libertad, es decir regando durante más horas del día. Por lo tanto el caudal del terminal nunca puede ser superior al establecido por  $\Sigma d$ .

En estas muestras reducidas (alimentación desde el mismo ramal a un número pequeño de usuarios) la fórmula estadística de Clément daría valores del caudal más altos y, con los parámetros de riego adoptados, no lo reduce hasta que el número de parcelas abastecidas supera las 15 unidades (el número de unidades coincidentes aumenta con la garantía de suministro y disminuye al aumentar el grado de libertad o el rendimiento de la red). En el caso de este sector la garantía fijada (99%) es muy grande (en los textos clásicos del riego, como el antes citado de Bonnal, se considera que basta con que sea mayor del 95%; en la época de este proyecto no era usual adoptar valores tan altos como los fijados aquí).

Esta coincidencia en la demanda de todas las parcelas de los terminales da una gran fortaleza a la respuesta de la red frente al incremento de consumo zonal de las transformaciones en explotación, en las que como se ha dicho el mayor consumo de agua de una parcela lo consigue el agricultor reduciendo su grado de libertad, es decir regando durante más horas del día (hay que tener en cuenta que la dotación es fija y está condicionada por el limitador de caudal de la toma que no permite al usuario derivar mayor caudal).

La dotación unitaria asignada (en l/s y ha) es el producto del caudal unitario continuo (0,68 l/s y ha) por el grado de libertad (1,5, equivalente a 16 horas de riego), con lo que resulta un valor de 1,02 l/s y ha. Con esta dotación se tiene que poder dar el caudal necesario para el riego del monocultivo más exigente, que en el caso que se estudia corresponde al cultivo de la alfalfa, durante el mes de julio (2.135 m<sup>3</sup>/ha). El cálculo del caudal unitario continuo se ha hecho para la punta del valor promedio de la alternativa de cultivos, también para el mes de julio, resultando un consumo de 1.814 m<sup>3</sup>/ha. El cociente entre ambos valores es de 1,18, que sería la reducción del grado de libertad que tendría que afrontar el agricultor para el riego del monocultivo de alfalfa (es decir  $GL = 1,5/1,18 = 1,27$  equivalente a 16 h x 1,18 = 19 h/día incluidos festivos).

Este valor resultante del grado de libertad se considera hoy en día asumible por el usuario. Sin embargo en la época en que se construyó esta red de riego por aspersión, todo estaba concebido para utilizar alas móviles de aspersores. Con un grado de libertad tan ajustado los agricultores prácticamente no tendrían tiempo material para cambiar las alas de riego. En la actualidad el riego está más automatizado, en las parcelas hay instalaciones semifijas o fijas con cobertura total, u otros dispositivos mecánicos que permiten la aplicación del agua de manera continua sin necesidad de realizar

operaciones de larga duración para posicionamiento de los equipos. En cualquier caso, un grado de libertad 1,2 para el monocultivo más exigente (es decir 20 horas de riego al día) hay que considerarlo como un valor límite, que no conviene sobrepasar.

## **A.4 – DIMENSIONAMIENTO DE LA RED**

### **A.4.1 – Criterios de cálculo**

Una vez efectuado el trazado en planta de la red de distribución, en el que se siguió el criterio de que la tubería siga, siempre que sea posible, lindes de parcelas y que como tal resulte lo más económico y funcional posible, se procedió al cálculo de los diámetros óptimos de cada tramo por medio de un programa basado en el método discontinuo de Labye.

Entre los datos de entrada suministrados al ordenador figuraban los siguientes:

- Toda la red se construyó con tubería de fibrocemento, lo cual era usual en la época en que se realizó esta transformación en regadío.
- Precios de toda la gama de tuberías para los distintos diámetros, incluido el costo de apertura y cierre de la zanja correspondiente. De acuerdo con los estudios de Lechapt referentes a la magnitud del golpe de ariete máximo previsible en redes colectivas para riego por aspersión, y con los coeficientes de seguridad especificados por las Normas UNE, se fijó la presión nominal prevista inicialmente para cada diámetro, en función de la cota del terreno de ubicación de cada ramal.
- Longitud de cada uno de los tramos de la red y esquema topológico de la misma.
- Pérdidas de carga obtenidas a partir de las fórmulas de Scimemi, incrementadas en un 15% con el fin de cubrir las pérdidas localizadas en codos, bifurcaciones, reducciones, válvulas, etc.
- Limitación de los tubos de posible elección atendiendo a los umbrales de velocidades extremas admisibles. Como límite inferior de la velocidad se fijaron valores próximos a 0,5 m/s y como superior 1,50 a 2 m/s para tubos

de diámetro inferior a 300 mm y de 2 a 2,20 m/s para tubos de diámetro mayor que 400 mm. Sin embargo en los tramos en que sobraba carga hidrostática se admitieron velocidades de hasta 2,50 m/s, con independencia del diámetro seleccionado.

- Cota piezométrica mínima de llegada del agua a cada uno de los terminales (punto de ubicación de la toma o hidrante de la parcela). Para la determinación de esta cota piezométrica mínima de aguas arriba de la borna se estableció previamente la presión en boquilla de los aspersores, fijándose como presión de base del diseño 25 m. Sin embargo, para aprovechar los excedentes de presión con que se llega a muchas parcelas del sector se contempló también la posibilidad de instalar, donde la presión lo permitiese, aspersores con 35 m en boquilla. Con este fin el conjunto del sector se ha desdoblado en dos grupos de parcelas: en las áreas más desfavorables para el riego, bien sea por cota topográfica o por lejanía de la central de elevación (las zonas que fuerzan la presión de la red, influyendo directamente sobre la altura de elevación) se eligió un aspersor con presión en boquilla de unos 25 m y en las zonas más favorables de cada sector, en las cuales se dispone en cualquier caso un excedente de altura piezométrica, se previó la utilización de aspersores para presión de 3,5 atmósferas (en el proyecto se indica que en su parcela el agricultor puede utilizar aspersores de menos presión que la garantizada, reglando adecuadamente el regulador de presión del hidrante). A estos efectos se estudió también la red interior (la del agricultor) para incorporar al estudio las pérdidas de carga que tiene. Otra de las cuestiones analizadas en el proyecto fue la magnitud de las pérdidas de carga en la borna o hidrante, las cuales se tuvieron también en cuenta para fijar la cota piezométrica mínima de entrega del agua en las tomas.
- A partir de estos valores, la cota piezométrica mínima de entrada al hidrante vendrá dada por la suma de la cota del terreno en el punto de ubicación del hidrante, de las pérdidas de carga en éste, de la carga media precisa para el transporte interno de la parcela (red fija y móvil de acuerdo con la orografía y dimensiones de la parcela) y de la presión óptima de funcionamiento de los aspersores.

- Cota piezométrica en cabeza de la red (cota 886,50). Coincide con el nivel mínimo del agua en el depósito elevado con el que se regula la orden de marcha de los grupos. El nivel máximo del depósito queda a la cota 891.

En el cálculo de la red se utilizó el método discontinuo de Labye, que era el utilizado en aquella época y que permite, con sus limitaciones propias, obtener el diámetro óptimo de cada tramo, las pérdidas de carga y la cota piezométrica mínima de llegada, con la condición de que el costo total sea mínimo comparativamente con respecto a cualquier otra combinación posible (Labye 1966).

#### **A.4.2 – Diámetros de la red y presiones disponibles en las tomas**

El método discontinuo de Labye es un algoritmo de optimización de redes de tuberías, ingenioso y rápido, que en su momento constituyó una innovación fundamental en el dimensionamiento de redes, siendo ampliamente aceptado por la técnica desde el momento de su publicación (en la década de 1960) hasta la entrada de la década de 1980, en la que tuvo su declive, siendo sustituido por procedimientos de cálculo más fiables: métodos de programación lineal (Alperovits y Shamir 1977) (Cabrera et al. 1996) y de programación dinámica (Granados 1986). El método de Labye fue una buena aproximación al óptimo, pero exigía que se adoptaran simplificaciones tan importantes en el proceso como el hecho de no considerar la variación del timbraje de las tuberías (lo equivalente a suponer que el terreno fuese horizontal y que no hubiese transitorios posicionales). No obstante, como se ha dicho, la aproximación al óptimo conseguida con este método era lo mejor que había. Hay que tener en cuenta además que la zona de óptimos es una banda amplia, en la que las combinaciones de diámetros tienen poca variación en el costo global de la red (Walski et al. 1987) (Goulter 1992), lo que favorece al método de Labye en tanto en que aunque no sea un método de optimización exacto su aproximación es muy buena.

Se adjunta el cuadro A.2 con los resultados obtenidos del ordenador en el que aparecen algunos tramos compartidos por dos diámetros consecutivos. Aquí se ha transcrito tal como figuraba en los listados de salida del proceso de optimización.

En este cuadro A.2 hay espacios en blanco (referentes a la piezométrica mínima exigida en las tomas y por lo tanto también quedan en blanco los que indican la holgura de presión que hay en cada una de ellas) correspondientes a falta de información del

proceso de cálculo del método de Labye, en el que sólo se tuvo en cuenta la presión a la que había que llegar en cola de cada ramal, dando por supuesto que a los intermedios se llegaba bien.

La notación utilizada en el cuadro es la siguiente:

- Tramo = trayecto de la red en el que se mantiene constante el caudal. Los tramos se numeran correlativamente de cola a cabeza de la red
- Precedente = el tramo inmediato de aguas arriba
- $L$  = longitud del tramo en metros
- $Q$  = caudal circulante por el tramo en l/s
- $PM$  = piezométrica mínima exigida en el terminal del tramo (es la suma de la cota del terreno, más la presión en boquilla de los aspersores, más las pérdidas de carga de la red interior de las parcelas, más las pérdidas del hidrante)
- $\phi$  = diámetro seleccionado, en mm
- $CP$  = cota piezométrica existente en el terminal del tramo
- $HP$  = holgura de presión (presión excedente en el terminal del tramo, igual a la diferencia entre los valores del  $CP$  y  $PM$ ).

Tramo	Precedente	Longitud (m)	Q (l/s)	PM	$\phi$ (mm)	CP	HP (m)
1	2	210	12	858,55	125	858,55	0
2	3	220	22		150	860,38	
3	4	230	41		200	862,81	
4	5	215	57		200/250	864,77	
5	6	220	72		250	866,93	
6	16	110	85		250	868,70	
7	8	370	17	862,63	175	862,63	0
8	11	170	39		250	863,86	
9	10	90	11	861,75	100/125	861,75	0
10	11	50	21		125	863,15	
11	12	160	60		250	864,31	
12	13	80	78		300	865,23	
13	14	270	90		300	865,54	
14	15	350	108		300/350	866,38	
15	16	260	118		350	868,89	

Tramo	Precedente	Longitud (m)	Q (l/s)	PM	φ (mm)	CP	HP (m)
16	19	150	203		450	869,88	
17	18	210	18	867,40	150	867,40	0
18	19	80	29		150/175	869,01	
19	20	260	228		450	870,33	
20	22	290	237		450	871,29	
21	22	20	13	872,00	175	872,00	0
22	24	140	248		450	872,04	
23	24	460	20	869,60	150/175	869,60	0
24	25	210	266		450	873,03	
25	26	260	283		450	874,05	
26	27	300	297		500	875,46	
27	28	190	309		500	876,53	
28	30	440	316		500	877,26	
29	30	140	16	875,40	100/125	875,40	0
30	32	180	329		500	879,00	
31	32	160	9	874,50	100	877,43	2,93
32	33	210	336		600	879,78	
33	34	320	349		600	880,21	
34	36	120	358		600	880,24	
35	36	130	15	879,45	125	879,45	0
36	37	230	370		600	881,09	
37	60	160	382		600	881,60	
38	39	290	12	855,55	125	855,55	0
39	40	340	28		150/175	858,08	
40	42	190	41		200	862,29	
41	42	350	23	861,90	175	861,90	0
42	43	160	64		250	863,91	
43	45	450	72		250	864,94	
44	45	110	8	855,00	100		
45	47	90	80		250	868,56	
46	47	280	19	861,60	100/125	861,60	0
47	49	300	99		300	869,42	
48	49	180	6	858,50	100	869,89	11,39
49	51	250	105		300	871,22	
50	51	110	17	861,13	100	867,77	6,64
51	52	100	122		300	872,86	
52	53	220	137		300	873,71	
53	57	250	151		350	876,01	
54	55	540	13	865,40	125	865,40	0
55	56	330	30		150/175	870,86	
56	57	300	44		200	874,55	

Tramo	Precedente	Longitud (m)	Q (l/s)	PM	φ (mm)	CP	HP (m)
57	59	420	208		350/400	877,48	
58	59	40	14	871,95	100	879,35	7,40
59	60	350	221		450	880,73	
60	61	180	561		600	881,97	
61	62	330	569		600	882,80	
62	64	230	576		600	884,38	
63	64	50	7		100	885,01	
64	148	100	582	873,00	600	885,50	12,50
65	66	300	7	849,50	100	849,50	0
66	67	370	15		125	852,43	
67	69	190	33		150/175	857,11	
68	69	170	15	853,00	100	853,00	0
69	70	290	48		200	859,45	
70	80	190	63		200/250	862,71	
71	72	250	12	851,05	150	851,05	0
72	73	610	32		175	852,01	
73	78	130	39		200	853,32	
74	76	100	14	852,45	100/125	852,45	0
75	76	160	13	852,40	100/125	852,40	0
76	77	200	27		150	854,22	
77	78	110	43		175	857,44	
78	79	220	82		250	859,34	
79	80	210	102		250	861,51	
80	81	210	165		350	864,53	
81	83	190	184		350	865,98	
82	83	170	12	857,55	100	863,32	5,77
83	84	170	196		350	867,62	
84	85	360	203		350	869,21	
85	87	410	216		350	872,77	
86	87	190	14	862,95	100	870,79	7,84
87	89	470	228		350/400	877,34	
88	89	110	12	869,55	100	879,94	10,39
89	90	180	237		450	882,72	
90	126	60	253		450	883,44	
91	93	220	17	850,50	100/125	850,50	0
92	93	40	13	854,50	100	856,93	2,43
93	94	160	30		150	858,12	
94	95	130	50		175	861,21	
95	102	330	55		175	864,20	
96	97	120	9	848,00	100	852,45	4,45
97	98	290	22		125	854,21	

Tramo	Precedente	Longitud (m)	Q (l/s)	PM	φ (mm)	CP	HP (m)
98	100	50	42		150	861,88	
99	100	250	15	855,45	100/125	855,45	0
100	101	200	57		175	863,66	
101	102	190	65		200	869,41	
102	104	160	120		250	873,12	
103	104	200	18	860,40	100	865,67	5,27
104	105	80	138		300	876,25	
105	106	350	150		300	877,10	
106	125	70	161		300	881,28	
107	108	240	7	849,00	125	849,00	0
108	109	290	24		150	849,82	
109	110	310	37		200	853,56	
110	111	400	51		200	855,77	
111	112	360	60		200/250	860,83	
112	113	330	76		250	863,10	
113	120	190	91		250	865,95	
114	115	230	11	847,50	125	847,50	0
115	116	140	21		150	849,94	
116	118	380	36		175	851,42	
117	118	60	9	851,50	100	855,35	3,85
118	119	460	61		200	856,23	
119	120	500	73		250	864,16	
120	121	210	164		300/350	868,25	
121	122	270	189		350	871,10	
122	123	140	207		350	873,51	
123	124	360	212		350	874,95	
124	125	280	230		350	878,79	
125	126	170	364		450	882,26	
126	128	380	575		600	883,70	
127	128	150	9	871,00	100	883,35	12,35
128	148	90	582		600	885,55	
129	131	190	10	875,00	150	875,00	0
130	131	130	8	872,00	100	873,87	1,87
131	132	130	18		175	875,52	
132	134	60	25		200	876,00	
133	134	200	12	871,05	100/125	871,05	0
134	135	80	37		250	876,22	
135	136	290	43		250	876,41	
136	140	280	53		250	877,33	
137	139	120	12	870,05	100	871,04	0,99
138	139	190	16	872,90	150	872,90	0

Tramo	Precedente	Longitud (m)	Q (l/s)	PM	$\phi$ (mm)	CP	HP (m)
139	140	300	28		150/175	874,07	
140	141	140	81		300	878,62	
141	142	400	94		300	879,20	
142	143	380	105		350	881,36	
143	146	120	120		350	882,52	
144	145	280	12	869,50	100/125	869,50	0
145	146	350	29		150	876,67	
146	147	240	168		350/400	882,99	
147	148	620	184		450	884,39	
148	0	50	1.244		1.000		

*Cuadro A.2. Red construida, dimensionada por el método de Labye (Proyecto de la zona regable 1975)*

En el resultado del cálculo aparecen, como se ha dicho, tramos compartidos por dos diámetros consecutivos. Esto es normal en los programas de optimización, ya que es la única forma con la que consigue el aprovechamiento de toda la energía disponible. Sin embargo no es habitual en la construcción partir tramos, ni tampoco es siempre la mejor solución de la ingeniería práctica, por lo que en algunos de los programas de cálculo se les impone la condición de que reajusten el resultado aunque quede en algún terminal un pequeño excedente de presión sobre la asignada.

Se desconoce el tratamiento que se dio a estos tramos compartidos por dos diámetros consecutivos. En el desarrollo global de este trabajo de investigación se ha supuesto que en estos tramos se colocó siempre un único diámetro.

#### **A.4.3 – Ajuste del modelo**

Para poder disponer de la herramienta de cálculo que permita simular escenarios distintos del primigenio, se ha procedido al ajuste del modelo con las bases de partida siguientes:

- El esquema topológico, longitudes de los tramos y caudales circulantes son los de la red existente (cuadro del apartado A.4.2 precedente).
- También se respeta íntegramente la piezométrica mínima (PM) exigida en los terminales de la red (cuadro del apartado A.4.2). Se ha extendido el valor del terminal a todos los tramos del ramal (tal como daba por hecho el cálculo con el método de Labye) y se ha supuesto que la rasante de la

tubería está 30 m por debajo de la piezométrica (esta hipótesis se hace con objeto de tener una referencia común en la asignación de timbrajes que permita comparar los costos de posibles modificaciones de diámetros de la red), cuando se analicen posibles soluciones alternativas a la existente.

- El diámetro de cada tramo es el del cuadro del apartado A.4.2, disponiendo generalmente el mayor en los casos de tramo compartido por dos diámetros consecutivos (salvo cuando la holgura de presión resultante ha permitido realizar el ajuste con el diámetro más pequeño).
- La red se construyó con tubería de fibrocemento y, según el proyecto, se calculó con la fórmula de Scimemi mayorando las pérdidas en un 15%. En el modelo realizado se han obtenido las pérdidas de carga continuas de la tubería mediante la fórmula de Darcy-Colebrook, y la rugosidad absoluta de la pared que mejor se ajusta al modelo es  $K = 0,08 \text{ mm}$ , considerando que las pérdidas localizadas son un 10% de las continuas.
- El umbral de velocidad máxima que se dispuso era variable en función del diámetro, quedando generalmente por debajo de los 2 m/s, pero cuando sobraba carga se admitieron velocidades de hasta 2,5 m/s (este umbral de velocidad se considera, hoy en día, excesivo para tubos de pequeño calibre). Véase a este respecto lo indicado en el apartado A.5.3, en donde se incluye un análisis específico sobre la influencia de este umbral.
- Se ha utilizado un cuadro de precios de tuberías actualizado. Su único objeto es poder comparar los costos de posibles soluciones alternativas a la construida.

Para la comprobación del dimensionamiento de la red, así como para el análisis de los escenarios alternativos, se ha utilizado el paquete de cálculo del sistema Granados, descrito en el texto *Redes colectivas de riego a presión*<sup>(\*)</sup>. Una de las innovaciones importantes de este método de cálculo es la utilización de la variable denominada “holgura de presión” en sustitución de la cota piezométrica de los nudos y terminales de la red. Esta variable mide el excedente de presión que existe en cada punto de entrega

---

(\*) Alfredo Granados. *Redes colectivas de riego a presión*. Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Colección Escuelas. (2007).

con respecto a la exigida por el usuario para el funcionamiento de la instalación. Indica, por lo tanto, el valor de la energía excedente de la red. En el ajuste realizado, que se adjunta a continuación, hay algún valor negativo que señala que la presión del terminal es menor que la requerida. Estos valores son pequeños, pocos y siempre por debajo del cuarto de metro, por lo que se ha optado por mantenerlos dando por bueno el ajuste. Los resultados obtenidos en este ajuste son los que servirán de referencia en el análisis de los diferentes escenarios de demanda de agua.

Los datos de la red se introducen al programa mediante dos tablas:

- La primera denominada “tabla de diámetros” (ver tabla A.8) facilita la información referente a los tubos que pueden constituir la red, dando para cada uno de ellos, de manera individualizada, los siguientes datos: el precio de los mismos en función del componente y de la presión máxima de diseño, el umbral de velocidad máxima admisible, la fórmula a utilizar para el cálculo de las pérdidas de carga y el coeficiente de rugosidad, y la sobrepresión estimada que puede producirse al cerrar las válvulas de las tomas.
- La segunda denominada “tabla de tramos” (ver tabla A.9) facilita la información referente a las características de la red, dando para cada uno de los tramos los siguientes datos: el precedente que lo alimenta, la longitud, el caudal circulante, la presión mínima con la que tiene que llegar el agua y la cota de la rasante del extremo de aguas abajo del tramo, y también, en su caso, el diámetro asignado si por algún motivo está prefijado de antemano. Referente a esta tabla hay que aclarar lo que se entiende por tramo (trayecto de la red por el que circula un caudal constante, es decir no existe alimentación ni derivación de agua en ningún punto intermedio de éste), así como lo indicado respecto a la asignación de diámetros a los tramos (éste es un aspecto no usual en el diseño de redes en las que se deja libertad completa de elección en el proceso de optimización; sin embargo al prefijar el diámetro de un tramo se le excluye del proceso de optimización; se fijan tramos cuando hay conveniencia de colocar una tubería determinada en ese lugar o cuando ya está construido, como es el caso presente).

### Tabla de diámetros

Se ha asignado a cada tubo un precio en euros con objeto de poder comparar el costo de la red con otros escenarios diferentes al de la red construida. La sobrepresión asignada corresponde al valor estimado sobre la estática generado por el cierre de las válvulas de corte de la red. El umbral de velocidad máxima se ha establecido en la tabla en 2,5 m/s, a fin de que los resultados que se obtengan en cualquiera de los escenarios analizados en este caso real puedan ser comparables entre sí (anteriormente se ha comentado que actualmente se considera esta velocidad excesiva en tuberías de pequeño calibre, como son la mayoría de las de este sector de riego).

<b>Diám. (mm)</b>	<b>Precio1 (€/m)</b>	<b>Precio2 (€/m)</b>	<b>Precio3 (€/m)</b>	<b>Precio4 (€/m)</b>	<b>Precio5 (€/m)</b>	<b>V<sub>máx</sub> (m/s)</b>	<b>Rugos (mm)</b>	<b>Sobrep (m)</b>
100	20,15	21,42	24,30	27,60	33,00	2,50	0,08	30
125	24,04	25,24	28,15	33,06	47,00	2,50	0,08	30
150	27,05	33,06	37,86	47,49	57,00	2,50	0,08	30
175	35,20	41,47	47,88	57,10	67,00	2,50	0,08	30
200	43,50	50,49	57,50	67,91	83,00	2,50	0,08	30
250	52,60	60,10	69,50	83,40	95,00	2,50	0,08	25
300	61,20	70,32	84,14	95,56	118,00	2,50	0,08	20
350	72,12	85,74	99,20	118,40	148,50	2,50	0,08	15
400	93,80	114,35	135,84	149,00	163,00	2,50	0,08	10
450	118,54	138,78	150,00	163,38	208,00	2,50	0,08	10
500	141,97	164,97	196,68	208,77	263,00	2,50	0,08	10
600	179,37	205,88	227,34	263,17	323,00	2,50	0,08	10
700	208,56	235,77	266,53	323,68	382,00	2,50	0,08	10
800	245,12	278,00	330,82	382,38	451,00	2,50	0,08	10
900	290,20	337,81	387,62	451,60	510,00	2,50	0,08	10
1.000	341,05	392,03	453,07	510,16	647,00	2,50	0,08	10
1.100	417,12	471,54	533,06	647,36	764,00	2,50	0,08	10
1.200	490,24	556,00	661,64	764,76	902,00	2,50	0,08	10

*Tabla A.8. Tabla de diámetros utilizada en el modelo de cálculo*

### Tabla de tramos

En el ajuste realizado se ha obligado a que la cota piezométrica de los terminales de los ramales (entendiendo como ramal a toda agrupación de tramos en serie) coincida con la establecida en el proyecto de la zona regable (la resultante en el

dimensionamiento de la red por el método de Labye). En la tabla la cota piezométrica mínima exigida en el punto final de cada tramo es la suma de la presión mínima más la cota del terreno. La numeración de los tramos es la misma que se utilizó en el proyecto de construcción de la red.

<b>Tramo</b>	<b>Precedente</b>	<b>Longitud (m)</b>	<b>Caudal (l/s)</b>	<b>Presión mínima (m)</b>	<b>Cota terreno</b>	<b>Diámetro (mm)</b>
1	2	210	12	30	828,5	125
2	3	220	22	30	828,5	150
3	4	230	41	30	828,5	200
4	5	215	57	30	828,5	250
5	6	220	72	30	828,5	250
6	16	110	85	30	828,5	250
7	8	370	17	30	832,6	175
8	11	170	39	30	832,6	250
9	10	90	11	30	831,8	125
10	11	50	21	30	831,8	125
11	12	160	60	30	831,8	250
12	13	80	78	30	831,8	300
13	14	270	90	30	831,8	300
14	15	350	108	30	831,8	350
15	16	260	118	30	831,8	350
16	19	150	203	30	831,8	450
17	18	210	18	30	837,4	150
18	19	80	29	30	837,4	175
19	20	260	228	30	837,4	450
20	22	290	237	30	837,4	450
21	22	20	13	30	842,0	175
22	24	140	248	30	842,0	450
23	24	460	20	30	839,6	175
24	25	210	266	30	839,6	450
25	26	260	283	30	839,6	450
26	27	300	297	30	839,6	500
27	28	190	309	30	839,6	500
28	30	440	316	30	839,6	500
29	30	140	16	30	845,4	125
30	32	180	329	30	845,4	500
31	32	160	9	30	844,5	100
32	33	210	336	30	844,5	600
33	34	320	349	30	844,5	600
34	36	120	358	30	844,5	600

<b>Tramo</b>	<b>Precedente</b>	<b>Longitud (m)</b>	<b>Caudal (l/s)</b>	<b>Presión mínima (m)</b>	<b>Cota terreno</b>	<b>Diámetro (mm)</b>
35	36	130	15	30	849,5	125
36	37	230	370	30	849,5	600
37	60	160	382	30	849,5	600
38	39	290	12	30	825,5	125
39	40	340	28	30	825,5	175
40	42	190	41	30	825,5	200
41	42	350	23	30	831,9	175
42	43	160	64	30	831,9	250
43	45	450	72	30	831,9	250
44	45	110	8	30	825,0	100
45	47	90	80	30	825,0	250
46	47	280	19	30	831,6	125
47	49	300	99	30	831,6	300
48	49	180	6	30	828,5	100
49	51	250	105	30	828,5	300
50	51	110	17	30	831,1	100
51	52	100	122	30	831,1	300
52	53	220	137	30	831,1	300
53	57	250	151	30	831,1	350
54	55	540	13	30	835,4	125
55	56	330	30	30	835,4	175
56	57	300	44	30	835,4	200
57	59	420	208	30	835,4	400
58	59	40	14	30	842,0	100
59	60	350	221	30	842,0	450
60	61	180	561	30	842,0	600
61	62	330	569	30	842,0	600
62	64	230	576	30	842,0	600
63	64	50	7	30	842,0	100
64	148	100	582	30	843,0	600
65	66	300	7	30	819,5	100
66	67	370	15	30	819,5	125
67	69	190	33	30	819,5	175
68	69	170	15	30	823,0	100
69	70	290	48	30	823,0	200
70	80	190	63	30	823,0	250
71	72	250	12	30	821,0	150
72	73	610	32	30	821,0	175
73	78	130	39	30	821,0	200
74	76	100	14	30	822,5	125

<b>Tramo</b>	<b>Precedente</b>	<b>Longitud (m)</b>	<b>Caudal (l/s)</b>	<b>Presión mínima (m)</b>	<b>Cota terreno</b>	<b>Diámetro (mm)</b>
75	76	160	13	30	822,4	125
76	77	200	27	30	822,4	150
77	78	110	43	30	822,4	175
78	79	220	82	30	822,4	250
79	80	210	102	30	822,4	250
80	81	210	165	30	822,4	350
81	83	190	184	30	822,4	350
82	83	170	12	30	827,5	100
83	84	170	196	30	827,5	350
84	85	360	203	30	827,5	350
85	87	410	216	30	827,5	350
86	87	190	14	30	833,0	100
87	89	470	228	30	833,0	400
88	89	110	12	30	839,5	100
89	90	180	237	30	839,5	450
90	126	60	253	30	839,5	450
91	93	220	17	30	820,5	125
92	93	40	13	30	824,5	100
93	94	160	30	30	825,9	150
94	95	130	50	30	825,9	175
95	102	330	55	30	825,9	175
96	97	120	9	30	818,0	100
97	98	290	22	30	818,0	125
98	100	50	42	30	818,0	150
99	100	250	15	30	825,5	125
100	101	200	57	30	825,5	175
101	102	190	65	30	825,5	200
102	104	160	120	30	825,5	250
103	104	200	18	30	830,4	100
104	105	80	138	30	830,4	300
105	106	350	150	30	830,4	300
106	125	70	161	30	830,4	300
107	108	240	7	30	819,0	125
108	109	290	24	30	819,0	150
109	110	310	37	30	819,0	200
110	111	400	51	30	819,0	200
111	112	360	60	30	819,0	250
112	113	330	76	30	819,0	250
113	120	190	91	30	819,0	250
114	115	230	11	30	817,5	125

Tramo	Precedente	Longitud (m)	Caudal (l/s)	Presión mínima (m)	Cota terreno	Diámetro (mm)
115	116	140	21	30	818,3	150
116	118	380	36	30	818,3	175
117	118	60	9	30	821,5	100
118	119	460	61	30	821,5	200
119	120	500	73	30	821,5	250
120	121	210	164	30	821,5	350
121	122	270	189	30	821,5	350
122	123	140	207	30	821,5	350
123	124	360	212	30	821,5	350
124	125	280	230	30	821,5	350
125	126	170	364	30	821,5	450
126	128	380	575	30	821,5	600
127	128	150	9	30	841,0	100
128	148	90	582	30	841,0	600
129	131	190	10	30	845,0	150
130	131	130	8	30	842,0	100
131	132	130	18	30	842,0	175
132	134	60	25	30	842,0	200
133	134	200	12	30	841,0	100
134	135	80	37	30	841,0	250
135	136	290	43	30	841,0	250
136	140	280	53	30	841,0	250
137	139	120	12	30	840,0	100
138	139	190	16	30	842,9	150
139	140	300	28	30	842,9	150
140	141	140	81	30	842,9	300
141	142	400	94	30	842,9	300
142	143	380	105	30	842,9	350
143	146	120	120	30	842,9	350
144	145	280	12	30	839,5	100
145	146	350	29	30	840,0	150
146	147	240	168	30	840,0	400
147	148	620	184	30	840,0	450
148	0	50	1.244	30	840,0	1.000
<b>COSTO DE LA RED 2.617.723 euros</b>						

*Tabla A.9. Tabla de tramos utilizada en el modelo de cálculo, en la que figuran los diámetros con los que construyó la red*

## Resultados del modelo

Se adjunta el listado de valores con los resultados del modelo de la red, una vez ajustado (cuadro A.3). Con la tabla de precios propuesta (la tabla A.8) la red cuesta 2.617.723 euros. Se han retintado de color verde todos los tramos terminales y las holguras de presión de éstos cuando son menores de 1 m, y en rojo las holguras de presión negativas. La calidad del ajuste es bastante buena, con aprovechamiento óptimo de la carga disponible. Los terminales a los que se llega con presión excedente son aquellos que por su situación siempre tienen energía de sobra (en los mismos se colocó la tubería que tenía el mínimo diámetro posible compatible con la condición de no rebasar el umbral de velocidad de 2,5 m/s establecido realmente en el proyecto).

Tramo	Caudal (l/s)	Diámetro (mm)	Velocidad (m/s)	H.presión (m)	Longitud (m)	Cota piezom.	Presión disponible
1	12	125	0,98	0,18	210	858,73	30,18
2	22	150	1,24	2,04	220	860,59	32,04
3	41	200	1,31	4,51	230	863,06	34,51
4	57	250	1,16	6,50	215	865,05	36,50
5	72	250	1,47	7,63	220	866,18	37,63
6	85	250	1,73	9,44	110	867,99	39,44
7	17	175	0,71	0,23	370	862,86	30,23
8	39	250	0,79	1,41	170	864,04	31,41
9	11	125	0,90	0,76	90	862,51	30,76
10	21	125	1,71	1,44	50	863,19	31,44
11	60	250	1,22	2,73	160	864,48	32,73
12	78	300	1,10	3,66	80	865,41	33,66
13	90	300	1,27	3,96	270	865,71	33,96
14	108	350	1,12	5,32	350	867,07	35,32
15	118	350	1,23	6,47	260	868,22	36,47
16	203	450	1,28	7,48	150	869,23	37,48
17	18	150	1,02	- 0,02	210	867,38	29,98
18	29	175	1,21	1,59	80	868,99	31,59
19	228	450	1,43	2,29	260	869,69	32,29
20	237	450	1,49	3,30	290	870,70	33,30
21	13	175	0,54	- 0,14	20	871,86	29,86
22	248	450	1,56	- 0,10	140	871,90	29,90
23	20	175	0,83	0,94	460	870,54	30,94
24	266	450	1,67	2,94	210	872,54	32,94
25	283	450	1,78	4,03	260	873,63	34,03
26	297	500	1,51	5,55	300	875,15	35,55
27	309	500	1,57	6,68	190	876,28	36,68

Tramo	Caudal (l/s)	Diámetro (mm)	Velocidad (m/s)	H.presión (m)	Longitud (m)	Cota piezom.	Presión disponible
28	316	500	1,61	7,45	440	877,05	37,45
29	16	125	1,30	1,37	140	876,77	31,37
30	329	500	1,68	3,52	180	878,92	33,52
31	9	100	1,15	2,71	160	877,21	32,71
32	336	600	1,19	5,24	210	879,74	35,24
33	349	600	1,23	5,64	320	880,14	35,64
34	358	600	1,27	6,30	120	880,80	36,30
35	15	125	1,22	- 0,15	130	879,30	29,85
36	370	600	1,31	1,61	230	881,06	31,61
37	382	600	1,35	2,14	160	881,59	32,14
38	12	125	0,98	1,62	290	857,17	31,62
39	28	175	1,16	4,20	340	859,75	34,20
40	41	200	1,31	6,98	190	862,53	36,98
41	23	175	0,96	0,30	350	862,20	30,30
42	64	250	1,30	2,27	160	864,17	32,27
43	72	250	1,47	3,32	450	865,22	33,32
44	8	100	1,02	12,53	110	867,53	42,53
45	80	250	1,63	13,92	90	868,92	43,92
46	19	125	1,55	2,26	280	863,86	32,26
47	99	300	1,40	8,22	300	869,82	38,22
48	6	100	0,76	11,80	180	870,30	41,80
49	105	300	1,49	13,13	250	871,63	43,13
50	17	100	2,16	6,32	110	867,45	36,32
51	122	300	1,73	12,19	100	873,32	42,19
52	137	300	1,94	13,09	220	874,22	43,09
53	151	350	1,57	15,56	250	876,69	45,56
54	13	125	1,06	1,22	540	866,62	31,22
55	30	175	1,25	6,81	330	872,21	36,81
56	44	200	1,40	9,88	300	875,28	39,88
57	208	400	1,66	12,84	420	878,24	42,84
58	14	100	1,78	7,29	40	879,24	37,29
59	221	450	1,39	8,76	350	880,71	38,76
60	561	600	1,98	10,03	180	881,98	40,03
61	569	600	2,01	10,95	330	882,90	40,95
62	576	600	2,04	12,68	230	884,63	42,68
63	7	100	0,89	13,42	50	885,37	43,42
64	582	600	2,06	12,86	100	885,86	42,86
65	7	100	0,89	1,33	300	850,83	31,33
66	15	125	1,22	4,28	370	853,78	34,28
67	33	175	1,37	9,30	190	858,80	39,30
68	15	100	1,91	0,80	170	853,80	30,80

Tramo	Caudal (l/s)	Diámetro (mm)	Velocidad (m/s)	H.presión (m)	Longitud (m)	Cota piezom.	Presión disponible
69	48	200	1,53	7,93	290	860,93	37,93
70	63	250	1,28	11,31	190	864,31	41,31
71	12	150	0,68	0,44	250	851,49	30,44
72	32	175	1,33	1,33	610	852,38	31,33
73	39	200	1,24	7,76	130	858,81	37,76
74	14	125	1,14	0,84	100	853,29	30,84
75	13	125	1,06	0,42	160	852,82	30,42
76	27	150	1,53	2,08	200	854,48	32,08
77	43	175	1,79	5,39	110	857,79	35,39
78	82	250	1,67	7,43	220	859,83	37,43
79	102	250	2,08	9,75	210	862,15	39,75
80	165	350	1,71	13,12	210	865,52	43,12
81	184	350	1,91	14,67	190	867,07	44,67
82	12	100	1,53	6,59	170	864,14	36,59
83	196	350	2,04	11,24	170	868,79	41,24
84	203	350	2,11	12,99	360	870,54	42,99
85	216	350	2,25	16,94	410	874,49	46,94
86	14	100	1,78	9,64	190	872,59	39,64
87	228	400	1,81	16,62	470	879,57	46,62
88	12	100	1,53	10,29	110	879,84	40,29
89	237	450	1,49	13,30	180	882,85	43,30
90	253	450	1,59	14,05	60	883,60	44,05
91	17	125	1,39	1,50	220	852,00	31,50
92	13	100	1,66	0,02	40	854,52	30,02
93	30	150	1,70	- 0,11	160	855,79	29,89
94	50	175	2,08	3,14	130	859,04	33,14
95	55	175	2,29	6,36	330	862,26	36,36
96	9	100	1,15	1,73	120	849,73	31,73
97	22	125	1,79	3,63	290	851,63	33,63
98	42	150	2,38	11,80	50	859,80	41,80
99	15	125	1,22	2,90	250	858,35	32,90
100	57	175	2,37	6,29	200	861,74	36,29
101	65	200	2,07	12,68	190	868,13	42,68
102	120	250	2,44	16,64	160	872,09	46,64
103	18	100	2,29	3,28	200	863,68	33,28
104	138	300	1,95	15,20	80	875,60	45,20
105	150	300	2,12	16,11	350	876,51	46,11
106	161	300	2,28	20,80	70	881,20	50,80
107	7	125	0,57	- 0,25	240	848,75	29,75
108	24	150	1,36	0,53	290	849,53	30,53
109	37	200	1,18	4,37	310	853,37	34,37

Tramo	Caudal (l/s)	Diámetro (mm)	Velocidad (m/s)	H.presión (m)	Longitud (m)	Cota piezom.	Presión disponible
110	51	200	1,62	6,57	400	855,57	36,57
111	60	250	1,22	11,81	360	860,81	41,81
112	76	250	1,55	13,89	330	862,89	43,89
113	91	250	1,85	16,90	190	865,90	46,90
114	11	125	0,90	- 0,05	230	847,45	29,95
115	21	150	1,19	0,93	140	849,18	30,93
116	36	175	1,50	2,37	380	850,62	32,37
117	9	100	1,15	3,19	60	854,69	33,19
118	61	200	1,94	4,14	460	855,64	34,14
119	73	250	1,49	12,63	500	864,13	42,63
120	164	350	1,70	16,85	210	868,35	46,85
121	189	350	1,96	18,38	270	869,88	48,38
122	207	350	2,15	20,96	140	872,46	50,96
123	212	350	2,20	22,56	360	874,06	52,56
124	230	350	2,39	26,86	280	878,36	56,86
125	364	450	2,29	30,77	170	882,27	60,77
126	575	600	2,03	32,38	380	883,88	62,38
127	9	100	1,15	12,54	150	883,54	42,54
128	582	600	2,06	14,92	90	885,92	44,92
129	10	150	0,57	0,94	190	875,94	30,94
130	8	100	1,02	2,78	130	874,78	32,78
131	18	175	0,75	4,43	130	876,43	34,43
132	25	200	0,80	4,89	60	876,89	34,89
133	12	100	1,53	0,63	200	871,63	30,63
134	37	250	0,75	6,05	80	877,10	36,05
135	43	250	0,88	6,23	290	877,28	36,23
136	53	250	1,08	7,13	280	878,18	37,13
137	12	100	1,53	0,80	120	870,85	30,80
138	16	150	0,91	0,06	190	872,96	30,06
139	28	150	1,58	1,23	300	874,13	31,23
140	81	300	1,15	6,56	140	879,46	36,56
141	94	300	1,33	7,14	400	880,04	37,14
142	105	350	1,09	9,32	380	882,22	39,32
143	120	350	1,25	10,50	120	883,40	40,50
144	12	100	1,53	0,07	280	869,57	30,07
145	29	150	1,64	7,18	350	877,23	37,18
146	168	400	1,34	13,83	240	883,88	43,83
147	184	450	1,16	14,77	620	884,82	44,77
148	1.244	1.000	1,58	16,36	50	886,41	46,36

Cuadro A.3. Ajuste del modelo de cálculo a las condiciones de la red construida

## Reoptimización de la red

Sólo a efectos comparativos con los otros escenarios alternativos de funcionamiento de la red (que se llevan a cabo en epígrafes posteriores a éste) se ha procedido a reoptimizar la red con la tabla de diámetros empleada en el ajuste del modelo (con la actualización de los precios y de la rugosidad de los tubos) mediante el método de programación dinámica. Se adjunta el listado de diámetros resultantes del nuevo dimensionamiento (en la misma columna del listado se han transcrito, a continuación de los diámetros resultantes del cálculo, los de proyecto cuando son distintos de los obtenidos en el proceso de reoptimización). Además, se han coloreado todos estos pares de valores en los que no coinciden los diámetros obtenidos en la reoptimización con los de proyecto, para que puedan verse fácilmente las diferencias entre ambos cálculos (ver cuadro A.4).

El costo de la red reoptimizada es de 2.581.039 euros, que representa un abaratamiento de – 36.684 euros respecto al costo de 2.617.723 euros de la de proyecto (equivalente a un porcentaje del 1,40%). Ello no tiene significado alguno respecto a la calidad del proceso de optimización y sólo indica que con los nuevos precios supuestos (los de la tabla A.8) el óptimo no coincide exactamente con el que en su día se obtuvo con otros costos de tubería diferentes (además, como puede comprobarse, la diferencia de costo no es en absoluto significativa).

Tramo	Caudal (l/s)	Diámetro (mm)	Velocidad (m/s)	H.presión (m)	Longitud (m)	Cota piezom.	Presión disponible
1	12	125	0,98	0,34	210	858,84	30,34
2	22	150	1,24	2,21	220	860,71	32,21
3	41	200	1,31	4,68	230	863,18	34,68
4	57	250	1,16	6,66	215	865,16	36,66
5	72	300/250	1,02	7,79	220	866,29	37,79
6	85	350/250	0,88	8,52	110	867,02	38,52
7	17	175	0,71	- 0,07	370	862,53	29,93
8	39	250	0,79	1,11	170	863,71	31,11
9	11	125	0,90	0,38	90	862,18	30,38
10	21	125	1,71	1,06	50	862,86	31,06
11	60	350/250	0,62	2,35	160	864,15	32,35
12	78	350/300	0,81	2,52	80	864,32	32,52
13	90	350/300	0,94	2,66	270	864,46	32,66
14	108	350	1,12	3,29	350	865,09	33,29
15	118	350	1,23	4,44	260	866,24	34,44

Tramo	Caudal (l/s)	Diámetro (mm)	Velocidad (m/s)	H.presión (m)	Longitud (m)	Cota piezom.	Presión disponible
16	203	400/450	1,62	5,45	150	867,25	35,45
17	18	175/150	0,75	- 0,11	210	867,29	29,89
18	29	300/175	0,41	0,64	80	868,04	30,64
19	228	400/450	1,81	0,69	260	868,09	30,69
20	237	400/450	1,89	2,50	290	869,90	32,50
21	13	150/175	0,74	0,00	20	872,00	30,00
22	248	450	1,56	0,09	140	872,09	30,09
23	20	175	0,83	1,13	460	870,73	31,13
24	266	450	1,67	3,12	210	872,72	33,12
25	283	500/450	1,44	4,21	260	873,81	34,21
26	297	500	1,51	5,11	300	874,71	35,11
27	309	500	1,57	6,24	190	875,84	36,24
28	316	500	1,61	7,01	440	876,61	37,01
29	16	125	1,30	0,93	140	876,33	30,93
30	329	500	1,68	3,08	180	878,48	33,08
31	9	100	1,15	2,27	160	876,77	32,27
32	336	500/600	1,71	4,80	210	879,30	34,80
33	349	500/600	1,78	5,81	320	880,31	35,81
34	358	500/600	1,82	7,45	120	881,95	37,45
35	15	125	1,22	1,33	130	880,83	31,33
36	370	500/600	1,88	3,10	230	882,60	33,10
37	382	600	1,35	4,42	160	883,92	34,42
38	12	125	0,98	1,24	290	856,74	31,24
39	28	175	1,16	3,82	340	859,32	33,82
40	41	175/200	1,70	6,60	190	862,10	36,60
41	23	175	0,96	1,44	350	863,34	31,44
42	64	250	1,30	3,42	160	865,32	33,42
43	72	250	1,47	4,46	450	866,36	34,46
44	8	100	1,02	13,67	110	868,67	43,67
45	80	350/250	0,83	15,06	90	870,06	45,06
46	19	125	1,55	2,67	280	864,27	32,67
47	99	350/300	1,03	8,63	300	870,23	38,63
48	6	100	0,76	11,23	180	869,73	41,23
49	105	350/300	1,09	12,56	250	871,06	42,56
50	17	100	2,16	4,87	110	865,97	34,87
51	122	350/300	1,27	10,74	100	871,84	40,74
52	137	350/300	1,42	11,16	220	872,26	41,16
53	151	350	1,57	12,29	250	873,39	42,29
54	13	150/125	0,74	1,26	540	866,66	31,26
55	30	175	1,25	3,51	330	868,91	33,51

Tramo	Caudal (l/s)	Diámetro (mm)	Velocidad (m/s)	H.presión (m)	Longitud (m)	Cota piezom.	Presión disponible
56	44	200	1,40	6,58	300	871,98	36,58
57	208	350/400	2,16	9,55	420	874,95	39,55
58	14	100	1,78	6,31	40	878,31	36,31
59	221	350/450	2,30	7,78	350	879,78	37,78
60	561	700/600	1,46	12,31	180	884,31	42,31
61	569	700/600	1,48	12,73	330	884,73	42,73
62	576	700/600	1,50	13,53	230	885,53	43,53
63	7	100	0,89	13,60	50	885,60	43,60
64	582	700/600	1,51	13,10	100	886,10	43,10
65	7	125/100	0,57	2,47	300	851,97	32,47
66	15	150/125	0,85	3,44	370	852,94	33,44
67	33	175	1,37	5,46	190	854,96	35,46
68	15	125/100	1,22	1,77	170	854,77	31,77
69	48	200	1,53	4,08	290	857,08	34,08
70	63	250	1,28	7,46	190	860,46	37,46
71	12	150	0,68	0,06	250	851,06	30,06
72	32	175	1,33	0,96	610	851,96	30,96
73	39	200	1,24	7,39	130	858,39	37,39
74	14	125	1,14	0,36	100	852,86	30,36
75	13	125	1,06	- 0,01	160	852,39	29,99
76	27	150	1,53	1,65	200	854,05	31,65
77	43	175	1,79	4,97	110	857,37	34,97
78	82	300/250	1,16	7,01	220	859,41	37,01
79	102	300/250	1,44	7,93	210	860,33	37,93
80	165	350	1,71	9,27	210	861,67	39,27
81	184	350	1,91	10,82	190	863,22	40,82
82	12	100	1,53	2,80	170	860,30	32,80
83	196	350	2,04	7,45	170	864,95	37,45
84	203	350	2,11	9,19	360	866,69	39,19
85	216	350	2,25	13,15	410	870,65	43,15
86	14	100	1,78	5,74	190	868,74	35,74
87	228	350/400	2,37	12,72	470	875,72	42,72
88	12	100	1,53	9,67	110	879,17	39,67
89	237	400/450	1,89	12,68	180	882,18	42,68
90	253	450	1,59	14,04	60	883,54	44,04
91	17	125	1,39	1,44	220	851,94	31,44
92	13	100	1,66	- 0,05	40	854,45	29,95
93	30	150	1,70	- 0,17	160	855,73	29,83
94	50	175	2,08	3,07	130	858,97	33,07
95	55	175	2,29	6,30	330	862,20	36,30

Tramo	Caudal (l/s)	Diámetro (mm)	Velocidad (m/s)	H.presión (m)	Longitud (m)	Cota piezom.	Presión disponible
96	9	100	1,15	1,67	120	849,67	31,67
97	22	125	1,79	3,56	290	851,56	33,56
98	42	150	2,38	11,74	50	859,74	41,74
99	15	125	1,22	2,79	250	858,29	32,79
100	57	175	2,37	6,18	200	861,68	36,18
101	65	200	2,07	12,56	190	868,06	42,56
102	120	250	2,44	16,53	160	872,03	46,53
103	18	100	2,29	3,22	200	863,62	33,22
104	138	300	1,95	15,14	80	875,54	45,14
105	150	300	2,12	16,05	350	876,45	46,05
106	161	300	2,28	20,73	70	881,13	50,73
107	7	125	0,57	0,85	240	849,85	30,85
108	24	150	1,36	1,63	290	850,63	31,63
109	37	175/200	1,54	5,47	310	854,47	35,47
110	51	200	1,62	9,78	400	858,78	39,78
111	60	250	1,22	15,02	360	864,02	45,02
112	76	300/250	1,08	17,10	330	866,10	47,10
113	91	300/250	1,29	18,31	190	867,31	48,31
114	11	125	0,90	- 0,12	230	847,38	29,88
115	21	150	1,19	0,82	140	849,12	30,82
116	36	175	1,50	2,26	380	850,56	32,26
117	9	100	1,15	3,12	60	854,62	33,12
118	61	200	1,94	4,07	460	855,57	34,07
119	73	250	1,49	12,57	500	864,07	42,57
120	164	350	1,70	16,78	210	868,28	46,78
121	189	350	1,96	18,31	270	869,81	48,31
122	207	350	2,15	20,90	140	872,40	50,90
123	212	350	2,20	22,49	360	873,99	52,49
124	230	350	2,39	26,79	280	878,29	56,79
125	364	450	2,29	30,71	170	882,21	60,71
126	575	600	2,03	32,32	380	883,82	62,32
127	9	100	1,15	12,48	150	883,48	42,48
128	582	600	2,06	14,85	90	885,85	44,85
129	10	150	0,57	1,31	190	876,31	31,31
130	8	100	1,02	3,15	130	875,15	33,15
131	18	175	0,75	4,80	130	876,80	34,80
132	25	250/200	0,51	5,26	60	877,26	35,26
133	12	100	1,53	0,86	200	871,86	30,86
134	37	250	0,75	6,33	80	877,33	36,33
135	43	300/250	0,61	6,52	290	877,52	36,52

Tramo	Caudal (l/s)	Diámetro (mm)	Velocidad (m/s)	H.presión (m)	Longitud (m)	Cota piezom.	Presión disponible
136	53	300/250	0,75	6,88	280	877,88	36,88
137	12	100	1,53	2,66	120	872,66	32,66
138	16	150	0,91	1,87	190	874,77	31,87
139	28	175/150	1,16	3,04	300	875,94	33,04
140	81	300	1,15	5,50	140	878,40	35,50
141	94	350/300	0,98	6,07	400	878,97	36,07
142	105	350	1,09	7,08	380	879,98	37,08
143	120	350	1,25	8,26	120	881,16	38,26
144	12	125/100	0,98	3,00	280	872,50	33,00
145	29	150	1,64	4,99	350	874,99	34,99
146	168	350/400	1,75	11,64	240	881,64	41,64
147	184	400/450	1,46	13,47	620	883,47	43,47
148	1.244	900/1.000	1,96	16,35	50	886,35	46,35

*Cuadro A.4. Resultados del cálculo de reoptimización de la red con los nuevos precios adoptados en la tabla A.8 para las tuberías*

## A.5 – NUEVOS ESCENARIOS DE CÁLCULO

Los parámetros de riego adoptados para el dimensionamiento de esta red quedan dentro de la normalidad (sólo la garantía de suministro del 99% puede quizás tildarse de conservadora). El hecho de adoptar los parámetros de riego dentro de los rangos usuales no implica que la red haya de responder satisfactoriamente frente a los cambios generalizados de cultivo, si no se ha analizado adecuadamente el alcance que ello puede tener en la respuesta de la red.

En este apartado se procede al análisis de los nuevos escenarios de cálculo del procedimiento propuesto en el capítulo 4 de esta tesis, para estimar la robustez del diseño ante incrementos en el consumo de agua. La comprobación de estos escenarios permite caracterizar el funcionamiento de la red y estudiar posibles reajustes en su dimensionamiento de la red, ya que en algunos casos, con un pequeño sobrecosto, es posible añadir un gran margen de seguridad frente a dicha contingencia.

### **A.5.1 – Coincidencia del cultivo más exigente en las parcelas de los terminales (escenario 1)**

Una de las situaciones más desfavorables de funcionamiento de la red se produce cuando la coincidencia en la demanda del monocultivo más exigente se concentra en las zonas terminales de la red (esta hipótesis se ha denominado escenario 1). En este caso los agricultores de estas zonas regarán durante el periodo de punta más horas de las previstas en proyecto, con objeto de conseguir el volumen de agua diario que precisan sus cultivos, es decir sacrificarán parte del grado de libertad asignado puesto que el caudal máximo derivable por la toma está limitado y no pueden rebasarlo.

Por ello, si la parte de la red que alimenta a este grupo de parcelas de dicha área terminal hubiese sido dimensionada para el caudal  $\Sigma d$  de todas las parcelas a las que sirve, la diferencia entre la situación de proyecto (con la demanda media de la alternativa de cálculo) y la real (con una plantación que exige más agua) sólo será la derivada del número de horas de utilización del caudal (que evidentemente aumentará en la proporción que corresponda al mayor incremento del volumen de agua a derivar), mientras que el caudal de servicio  $\Sigma d$  de esta zona se estará suministrando durante un mayor porcentaje de horas.

Ello equivale al reajuste global del funcionamiento de la red de riego construida (en la que el caudal máximo derivable por cada toma es fijo) de la forma siguiente:

- En la zona A en que hay coincidencia de los agricultores, plantando el cultivo que exige más agua, se reduce su grado de libertad (más horas de riego). El grado de libertad pasa de 1,50 a 1,27.
- Este mayor uso del caudal asignado en la zona A, se ha de poder compensar con el reajuste del rendimiento  $r$  de la red (o en su caso con el coeficiente  $k$  de seguridad), pero nunca con la garantía de suministro  $GS$  (ya que la reducción de este parámetro implica un incremento de la probabilidad de fallo en el suministro de agua al conjunto de los regantes). En ello radica la fortaleza de la red frente a los cambios de cultivo de los usuarios.

Si se supone en este escenario 1 que la coincidencia en la plantación del cultivo más exigente se produce en las 15 parcelas finales de todos los terminales (en aquellas

en las que el caudal asignado en proyecto es  $\Sigma d$ ) el reajuste que se produce en el rendimiento de la red para esta nueva situación vendría dado por la expresión:

$$r = \frac{I}{GL} \left( \frac{U^2}{n} + 1 \right)$$

en donde:

$GL = 1,27$  (el de las parcelas del terminal)

$U = 2,33$  (se mantiene el valor de  $GS$  del 99%)

$n = 15$  (número máximo de parcelas con coincidencia del 100% en el riego)

resultando  $r = 1,07$  (pero  $r$  no puede ser mayor que 1, lo que indica que la red no puede dar el servicio que corresponde a los anteriores parámetros de riego). El agua llegaría indefectiblemente con menos presión a las parcelas más desfavorecidas de los terminales. En la situación límite, es decir para los parámetros:

$GL = 1,27$  (el de las parcelas del terminal)

$r = 1$  (agotamiento del coeficiente de seguridad)

$U = 2,33$  (mantenimiento de la garantía de suministro)

coincidirán en el tiempo de riego más de 15 parcelas, por lo que se incrementará el caudal de demanda y con ello las pérdidas de carga de la red, con la consiguiente caída de presión. También hay que considerar la influencia favorable del resto de las parcelas del sector, que continuarían derivando el volumen de agua correspondiente a la alternativa media de cultivos utilizando el grado de libertad asignado en el proyecto, que por simplificación aquí se supone constante (es decir las 16 horas de riego en punta;  $GL = 1,50$ ), ello agotando evidentemente el coeficiente de seguridad (rendimiento de la red  $r = 1$ ), por lo que se compensa parcialmente el efecto de la mayor demanda de los terminales.

Con estos criterios se han recalculado los caudales circulantes por la red, en la situación del escenario 1, con los siguientes criterios:

- En todas las tomas se respeta la dotación de proyecto.

- En los terminales con coincidencia en el riego (tramos 1 a 16; 38 a 57; 65 a 83; 107 a 122; y 129 a 146) y cultivo de mayor consumo de agua, los parámetros de riego son  $GL = 1,27$ ;  $r = 1$ ;  $U = 2,33$ .
- En el resto de las tomas de la red los parámetros de riego considerados en el cálculo son  $GL = 1,50$ ;  $r = 1$ ;  $U = 2,33$ .

En el cálculo se supone por lo tanto que se está en una situación límite en la que el coeficiente de seguridad se ha agotado (rendimiento de la red igual a la unidad). En el cuadro A.5 adjunto figura el cálculo de caudales para el escenario 1. En el mismo se ha añadido una columna con los caudales de proyecto y se han retintado en color las casillas con diferencias entre ambos supuestos. El caudal de cabecera de la red se incrementa en un 3% (pasa de 1.244 l/s a 1.282 l/s en punta).

Tramo	d (l/s)	dp	Σ dp	d <sup>2</sup> p (1-p)	Σ d <sup>2</sup> p (1-p)	Σd (l/s)	Q nuevo (l/s)	Q Proyecto (l/s)
1	12	9,45	9,45	24,11	24,11	12	12	12
2	10	7,87	17,32	16,74	40,85	22	22	22
3	19	14,96	32,28	60,43	101,28	41	41	41
4	16	12,60	44,88	42,85	144,13	57	57	57
5	15	11,81	56,69	37,67	181,80	72	72	72
6	13	10,24	66,93	28,29	210,09	85	85	85
7	17	13,39	13,39	48,38	48,38	17	17	17
8	22	17,32	30,71	81,02	129,40	39	39	39
9	11	8,66	8,66	20,26	20,26	11	11	11
10	10	7,87	16,54	16,74	37,00	21	21	21
8+10								
11	-	-	47,24	-	166,40	60	60	60
12	18	14,17	61,42	54,24	220,63	78	78	78
13	12	9,45	70,87	24,11	244,74	90	90	90
14	18	14,17	85,04	54,24	298,98	108	108	108
15	10	7,87	92,91	16,74	315,72	118	118	118
6+15								
16	-	-	159,84	-	525,80	203	203	203
17	18	12,00	12,00	72,00	72,00	18	18	18
18	11	7,33	19,33	26,89	98,89	29	29	29
16+18								
19	-	-	179,17	-	624,69	232	232	228

Tramo	d (l/s)	dp	Σ dp	d <sup>2</sup> p (1-p)	Σ d <sup>2</sup> p (1-p)	Σd (l/s)	Q nuevo (l/s)	Q Proyecto (l/s)
20	11	7,33	186,51	26,89	651,58	243	243	237
21	13	8,67	8,67	37,56	37,56	13	13	13
20+21								
22	-	-	195,17	-	689,13	256	256	248
23	20	13,33	13,33	88,89	88,89	20	20	20
22+23								
24	-	-	208,51	-	778,02	276	274	266
25	20	13,33	221,84	88,89	866,91	296	291	283
26	16	10,67	232,51	56,89	923,80	312	304	297
27	15	10,00	242,51	50,00	973,80	327	316	309
28	8	5,33	247,84	14,22	988,02	335	321	316
29	16	10,67	10,67	56,89	56,89	16	16	16
28+29								
30	-	-	258,51	-	1.044,91	351	334	329
31	9	6,00	6,00	18,00	18,00	9	9	9
30+31								
32	-	-	264,51	-	1.062,91	360	341	336
33	16	10,67	275,17	56,89	1.119,80	376	354	349
34	11	7,33	282,51	26,89	1.146,69	387	362	358
35	15	10,00	10,00	50,00	50,00	15	15	15
34+35								
36	-	-	292,51	-	1.196,69	402	374	370
37	14	9,33	301,84	43,56	1.240,24	416	384	382
38	12	9,45	9,45	24,11	24,11	12	12	12
39	16	12,60	22,05	42,85	66,96	28	28	28
40	13	10,24	32,28	28,29	95,25	41	41	41
41	23	18,11	18,11	88,55	88,55	23	23	23
40+41								
42	-	-	50,39	-	183,81	64	64	64
43	8	6,30	56,69	10,71	194,52	72	72	72
44	8	6,30	6,30	10,71	10,71	8	8	8
43+44								
45	-	-	52,99	-	205,23	80	80	80

Tramo	d (l/s)	dp	∑ dp	d <sup>2</sup> p (1-p)	∑ d <sup>2</sup> p (1-p)	∑d (l/s)	Q nuevo (l/s)	Q Proyecto (l/s)
46	19	14,96	14,96	60,43	60,43	19	19	19
45+46								
47	-	-	77,95	-	265,66	99	99	99
48	6	4,72	4,72	6,03	6,03	6	6	6
47+48								
49	-	-	82,78	-	271,69	105	105	105
50	17	13,99	13,99	48,38	48,38	17	17	17
49+50								
51	-	-	96,06	-	320,07	122	122	122
52	15	11,81	107,87	37,67	357,73	137	137	137
53	14	11,02	118,90	32,81	390,54	151	151	151
54	13	10,24	10,24	28,29	28,29	13	13	13
55	17	13,39	23,62	48,38	76,67	30	30	30
56	14	11,02	34,65	32,81	109,48	44	44	44
53+56								
57	13	10,24	163,78	28,29	528,32	208	208	208
58	14	9,33	9,33	43,56	43,56	14	14	14
57+58								
59	-	-	173,11	-	571,87	222	222	221
37+59								
60	-	-	474,95	-	1.812,12	638	575	561
61	10	6,67	481,62	22,22	1.834,34	648	582	569
62	10	6,67	488,29	22,22	1.856,56	658	589	576
63	7	4,67	4,67	10,89	10,89	7	7	7
62+63								
64	-	-	492,95	-	1.867,45	665	594	582
65	7	5,51	5,51	8,20	8,20	7	7	7
66	8	6,30	11,81	10,71	18,92	15	15	15
67	18	14,17	25,98	54,24	73,15	33	33	33
68	15	11,81	11,81	37,67	37,67	15	15	15
67+68								
69	-	-	37,80	-	110,82	48	48	48
70	15	11,81	49,61	37,67	148,48	63	63	63

Tramo	d (l/s)	dp	Σ dp	d <sup>2</sup> p (1-p)	Σ d <sup>2</sup> p (1-p)	Σd (l/s)	Q nuevo (l/s)	Q Proyecto (l/s)
71	12	9,45	9,45	24,11	24,11	12	12	12
72	12	9,45		24,11			-	-
	8	6,30	25,20	10,71	58,92	32	32	32
73	7	5,51	30,71	8,20	67,13	39	39	39
74	14	11,02	11,02	32,81	32,81	14	14	14
75	13	10,24	10,24	28,29	28,29	13	13	13
74+75								
76	-	-	21,26	-	61,10	27	27	27
77	16	12,60	33,86	42,85	103,95	43	43	43
73+77								
78	-	-	64,57	-	171,08	82	82	82
79	20	15,75	80,31	66,96	238,04	102	102	102
70+79								
80	-	-	129,92	-	386,53	165	165	165
81	19	14,96	144,88	60,43	446,96	184	184	184
82	12	9,45	9,45	24,11	24,11	12	12	12
81+82								
83	-	-	154,33	-	471,06	196	196	196
84	9	6,00	160,33	18,00	489,06	205	205	203
85	14	9,33	169,66	43,56	532,62	219	219	216
86	14	9,33	9,33	43,56	43,56	14	14	14
85+86								
87	-	-	179,00	-	576,18	233	233	228
88	12	8,00	8,00	32,00	32,00	12	12	12
87+88								
89	-	-	187,00	-	608,18	245	245	237
90	18	12,00	199,00	72,00	680,18	263	260	253
91	17	11,33	11,33	64,22	64,22	17	17	17
92	13	8,67	8,67	37,56	37,56	13	13	13
91+92								
93	-	-	20,00	-	101,78	30	30	30
94	20	13,33	33,33	88,89	190,67	50	50	50
95	5	3,33	36,67	5,56	196,22	55	55	55

Tramo	d (l/s)	dp	Σ dp	d <sup>2</sup> p (1-p)	Σ d <sup>2</sup> p (1-p)	Σd (l/s)	Q nuevo (l/s)	Q Proyecto (l/s)
96	9	6,00	6,00	18,00	18,00	9	9	9
97	13	8,67	14,67	37,56	55,56	22	22	22
98	20	13,33	28,00	88,89	144,44	42	42	42
99	15	10,00	10,00	50,00	50,00	15	15	15
98+99								
100	-	-	38,00	-	194,44	57	57	57
101	8	5,33	43,33	14,22	208,67	65	65	65
95+101								
102	-	-	80,00	-	404,89	120	120	120
103	18	12,00	12,00	72,00	72,00	18	18	18
102+103								
104	-	-	92,00	-	476,89	138	138	138
105	12	8,00	100,00	32,00	508,89	150	150	150
106	11	7,33	107,33	26,89	535,78	161	161	161
107	7	5,51	5,51	8,20	8,20	7	7	7
108	17	13,39	18,90	48,38	56,58	24	24	24
109	13	10,24	29,13	28,29	84,87	37	37	37
110	14	11,02	40,16	32,81	117,68	51	51	51
111	9	7,09	47,24	13,56	131,24	60	60	60
112	16	12,60	59,84	42,85	174,10	76	76	76
113	15	11,81	71,65	37,67	211,76	91	91	91
114	11	8,66	8,66	20,26	20,26	11	11	11
115	10	7,87	16,54	16,74	37,00	21	21	21
116	15	11,81	28,35	37,67	74,66	36	36	36
117	9	7,09	7,09	13,56	13,56	9	9	9
116+117								
118	16	12,60	48,03	42,85	131,07	61	61	61
119	12	9,45	57,48	24,11	155,18	73	73	73
113+119								
120	-	-	129,13	-	366,94	164	164	164
121	25	19,69	148,82	104,63	471,57	189	189	189
122	18	14,17	162,99	54,24	525,80	207	207	207
123	7	4,67	167,66	10,89	536,69	214	214	212
124	20	13,33	180,99	88,89	625,58	234	234	230
106+124								

Tramo	d (l/s)	dp	$\Sigma dp$	$d^2 p$ (1-p)	$\Sigma d^2 p$ (1-p)	$\Sigma d$ (l/s)	Q nuevo (l/s)	Q Proyecto (l/s)
125	-	-	288,32	-	1.161,36	395	368	364
90+125								
126	-	-	487,32	-	1.841,54	658	588	575
127	9	6,00	6,00	18,00	18,00	9	9	9
126+127								
128	-	-	493,32	-	1.859,54	667	594	582
129	10	7,87	7,87	16,74	16,74	10	10	10
130	8	6,30	6,30	10,71	10,71	8	8	8
129+130								
131	-	-	14,17	-	27,45	18	18	18
132	7	5,51	19,69	8,20	35,66	25	25	25
133	12	9,45	9,45	24,11	24,11	12	12	12
132+133								
134	-	-	29,13	-	59,76	37	37	37
135	6	4,72	33,86	6,03	65,79	43	43	43
136	10	7,87	41,73	16,74	82,53	53	53	53
137	12	9,45	9,45	24,11	24,11	12	12	12
138	16	12,60	12,60	42,85	42,85	16	16	16
137+138								
139	-	-	22,05	-	66,96	28	28	28
136+139								
140	-	-	63,78	-	149,49	81	81	81
141	13	10,24	74,02	28,29	177,78	94	94	94
142	11	8,66	82,68	20,26	198,03	105	105	105
143	15	11,81	94,49	37,67	235,70	120	120	120
144	12	9,45	9,45	24,11	24,11	12	12	12
145	17	13,39	22,84	48,38	72,49	29	29	29
143+145								
146	19	14,96	132,28	60,43	368,62	168	168	168
147	17	13,39	145,67	48,38	416,99	185	185	184
IMPULSIÓN								
64+128+147								
148	-	-	1.131,94	-	4.143,98	1.517	1.282	1.244

Cuadro A.5. Caudales de punta circulantes en la situación del escenario 1

Con los caudales circulantes en punta de consumo y los diámetros con que se ha construido la red (los establecidos en proyecto), se ha recalculado la línea piezométrica de ésta, con objeto de determinar la presión disponible en los terminales y su diferencia con los valores resultantes en el ajuste del modelo.

En el cuadro A.6 adjunto se indican las nuevas holguras de presión de la red (retintadas en color las negativas) y a efectos comparativos también se indican en una columna adyacente las de proyecto. La caída de presión en la red se produce de manera generalizada, con valores comprendidos entre 0,50 y 0,70 m, que se podrían considerar asumibles (la red seguiría funcionando adecuadamente, ya que la caída de presión representa un porcentaje reducido respecto al nominal de las tomas).

Tramo	Caudal (l/s)	Diámetro (mm)	Velocidad (m/s)	Holgura presión (m)		Longitud (m)	Presión disponible
				Nueva	Proyecto		
1	12	125	0,98	- 0,53	0,18	210	29,47
2	22	150	1,24	1,34	2,04	220	31,34
3	41	200	1,31	3,81	4,51	230	33,81
4	57	250	1,16	5,80	6,50	215	35,80
5	72	250	1,47	6,93	7,63	220	36,93
6	85	250	1,73	8,74	9,44	110	38,74
7	17	175	0,71	- 0,47	0,23	370	29,53
8	39	250	0,79	0,71	1,41	170	30,71
9	11	125	0,90	0,06	0,76	90	30,06
10	21	125	1,71	0,74	1,44	50	30,74
11	60	250	1,22	2,03	2,73	160	32,03
12	78	300	1,10	2,96	3,66	80	32,96
13	90	300	1,27	3,26	3,96	270	33,26
14	108	350	1,12	4,62	5,32	350	34,62
15	118	350	1,23	5,77	6,47	260	35,77
16	203	450	1,28	6,78	7,48	150	36,78
17	18	150	1,02	- 0,72	- 0,02	210	29,28
18	29	175	1,21	0,89	1,59	80	30,89
19	232	450	1,46	1,59	2,29	260	31,59
20	243	450	1,53	2,63	3,30	290	32,63
21	13	175	0,54	- 0,74	- 0,14	20	29,26
22	256	450	1,61	- 0,70	- 0,10	140	29,30
23	20	175	0,83	0,38	0,94	460	30,38
24	274	450	1,72	2,37	2,94	210	32,37
25	291	450	1,83	3,52	4,03	260	33,52

Tramo	Caudal (l/s)	Diámetro (mm)	Velocidad (m/s)	Holgura presión (m)		Longitud (m)	Presión disponible
				Nueva	Proyecto		
26	304	500	1,55	5,13	5,55	300	35,13
27	316	500	1,61	6,31	6,68	190	36,31
28	321	500	1,63	7,11	7,45	440	37,11
29	16	125	1,30	1,09	1,37	140	31,09
30	334	500	1,70	3,24	3,52	180	33,24
31	9	100	1,15	2,46	2,71	160	32,46
32	341	600	1,21	4,99	5,24	210	34,99
33	354	600	1,25	5,40	5,64	320	35,40
34	362	600	1,28	6,08	6,30	120	36,08
35	15	125	1,22	- 0,37	- 0,15	130	29,63
36	374	600	1,32	1,34	1,61	230	31,34
37	384	600	1,36	1,88	2,14	160	31,88
38	12	125	0,98	1,41	1,62	290	31,41
39	28	175	1,16	3,99	4,20	340	33,99
40	41	200	1,31	6,77	6,98	190	36,77
41	23	175	0,96	0,09	0,30	350	30,09
42	64	250	1,30	2,06	2,27	160	32,06
43	72	250	1,47	3,11	3,32	450	33,11
44	8	100	1,02	12,31	12,53	110	42,31
45	80	250	1,63	13,71	13,92	90	43,71
46	19	125	1,55	2,05	2,26	280	32,05
47	99	300	1,40	8,01	8,22	300	38,01
48	6	100	0,76	11,59	11,80	180	41,59
49	105	300	1,49	12,92	13,13	250	42,92
50	17	100	2,16	6,10	6,32	110	36,10
51	122	300	1,73	11,97	12,19	100	41,97
52	137	300	1,94	12,87	13,09	220	42,87
53	151	350	1,57	15,35	15,56	250	45,35
54	13	125	1,06	1,00	1,22	540	31,00
55	30	175	1,25	6,59	6,81	330	36,59
56	44	200	1,40	9,67	9,88	300	39,67
57	208	400	1,66	12,63	12,84	420	42,63
58	14	100	1,78	7,07	7,29	40	37,07
59	222	450	1,40	8,49	8,76	350	38,49
60	575	600	2,03	9,78	10,03	180	39,78
61	582	600	2,06	10,74	10,95	330	40,74
62	589	600	2,08	12,55	12,68	230	42,55
63	7	100	0,89	13,39	13,42	50	43,39
64	594	600	2,10	12,84	12,86	100	42,84

Tramo	Caudal (l/s)	Diámetro (mm)	Velocidad (m/s)	Holgura presión (m)		Longitud (m)	Presión disponible
				Nueva	Proyecto		
65	7	100	0,89	0,79	1,33	300	30,79
66	15	125	1,22	3,75	4,28	370	33,75
67	33	175	1,37	8,77	9,30	190	38,77
68	15	100	1,91	0,27	0,80	170	30,27
69	48	200	1,53	7,39	7,93	290	37,39
70	63	250	1,28	10,78	11,31	190	40,78
71	12	150	0,68	- 0,10	0,44	250	29,90
72	32	175	1,33	0,80	1,33	610	30,80
73	39	200	1,24	7,23	7,76	130	37,23
74	14	125	1,14	0,30	0,84	100	30,30
75	13	125	1,06	- 0,11	0,42	160	29,89
76	27	150	1,53	1,54	2,08	200	31,54
77	43	175	1,79	4,86	5,39	110	34,86
78	82	250	1,67	6,90	7,43	220	36,90
79	102	250	2,08	9,22	9,75	210	39,22
80	165	350	1,71	12,59	13,12	210	42,59
81	184	350	1,91	14,13	14,67	190	44,13
82	12	100	1,53	6,06	6,59	170	36,06
83	196	350	2,04	10,71	11,24	170	40,71
84	205	350	2,13	12,50	12,99	360	42,50
85	219	350	2,28	16,53	16,94	410	46,53
86	14	100	1,78	9,27	9,64	190	39,27
87	233	400	1,85	16,25	16,62	470	46,25
88	12	100	1,53	10,11	10,29	110	40,11
89	245	450	1,54	13,17	13,30	180	43,17
90	260	450	1,63	13,97	14,05	60	43,97
91	17	125	1,39	1,35	1,50	220	31,35
92	13	100	1,66	- 0,13	0,02	40	29,87
93	30	150	1,70	- 0,26	0,11	160	29,74
94	50	175	2,08	2,99	3,14	130	32,99
95	55	175	2,29	6,21	6,36	330	36,21
96	9	100	1,15	1,58	1,73	120	31,58
97	22	125	1,79	3,48	3,63	290	33,48
98	42	150	2,38	11,65	11,80	50	41,65
99	15	125	1,22	2,75	2,90	250	32,75
100	57	175	2,37	6,14	6,29	200	36,14
101	65	200	2,07	12,53	12,68	190	42,53
102	120	250	2,44	16,49	16,64	160	46,49
103	18	100	2,29	3,13	3,28	200	33,13

Tramo	Caudal (l/s)	Diámetro (mm)	Velocidad (m/s)	Holgura presión (m)		Longitud (m)	Presión disponible
				Nueva	Proyecto		
104	138	300	1,95	15,05	15,20	80	45,05
105	150	300	2,12	15,96	16,11	350	45,96
106	161	300	2,28	20,65	20,80	70	50,65
107	7	125	0,57	- 0,61	- 0,25	240	29,39
108	24	150	1,36	0,17	0,53	290	30,17
109	37	200	1,18	4,01	4,37	310	34,01
110	51	200	1,62	6,21	6,57	400	36,21
111	60	250	1,22	11,44	11,81	360	41,44
112	76	250	1,55	13,53	13,89	330	43,53
113	91	250	1,85	16,54	16,90	190	46,54
114	11	125	0,90	- 0,42	- 0,05	230	29,58
115	21	150	1,19	0,57	0,93	140	30,57
116	36	175	1,50	2,01	2,37	380	32,01
117	9	100	1,15	2,83	3,19	60	32,83
118	61	200	1,94	3,78	4,14	460	33,78
119	73	250	1,49	12,27	12,63	500	42,27
120	164	350	1,70	16,48	16,85	210	46,48
121	189	350	1,96	18,01	18,38	270	48,01
122	207	350	2,15	20,60	20,96	140	50,60
123	214	350	2,22	22,20	22,56	360	52,20
124	234	350	2,43	26,57	26,86	280	56,57
125	368	450	2,31	30,62	30,77	170	60,62
126	588	600	2,08	32,27	32,38	380	62,27
127	9	100	1,15	12,52	12,54	150	42,52
128	594	600	2,10	14,89	14,92	90	44,89
129	10	150	0,57	0,92	0,94	190	30,92
130	8	100	1,02	2,76	2,78	130	32,76
131	18	175	0,75	4,41	4,43	130	34,41
132	25	200	0,80	4,87	4,89	60	34,87
133	12	100	1,53	0,60	0,63	200	30,60
134	37	250	0,75	6,02	6,05	80	36,02
135	43	250	0,88	6,21	6,23	290	36,21
136	53	250	1,08	7,11	7,13	280	37,11
137	12	100	1,53	0,77	0,80	120	30,77
138	16	150	0,91	0,04	0,06	190	30,04
139	28	150	1,58	1,21	1,23	300	31,21
140	81	300	1,15	6,54	6,56	140	36,54
141	94	300	1,33	7,12	7,14	400	37,12
142	105	350	1,09	9,30	9,32	380	39,30

Tramo	Caudal (l/s)	Diámetro (mm)	Velocidad (m/s)	Holgura presión (m)		Longitud (m)	Presión disponible
				Nueva	Proyecto		
143	120	350	1,25	10,48	10,50	120	40,48
144	12	100	1,53	0,05	0,07	280	30,05
145	29	150	1,64	7,16	7,18	350	37,16
146	168	400	1,34	13,81	13,83	240	43,81
147	185	450	1,16	14,80	14,77	620	44,80
148	1.282	1.000	1,63	16,40	16,36	50	46,40

*Cuadro A.6. Comprobación de la caída de presión que sufre la red de proyecto en la situación del escenario 1*

También se ha procedido a optimizar la red para los caudales circulantes en el escenario 1. En el listado adjunto (ver cuadro A.7) se indican los diámetros que se precisarían disponer en la red para suministrar dichos caudales sin pérdida de presión en los terminales, es decir con la presión de servicio establecida en el proyecto. La velocidad se limita a  $v < 2,5$  m/s. Se adjunta a efectos comparativos la relación de diámetros resultantes en el proceso de reoptimización de la red de proyecto, dispuestos a continuación del diámetro resultante en el proceso de optimización (sólo cuando hay diferencias entre ambos, los cuales se han retintado en color). El costo de esta red optimizada es de 2.604.903 euros, es decir supone un encarecimiento de sólo 23.824 euros (0,92%) respecto a la solución optimizada de proyecto (2.581.039 euros).

Tramo	Caudal (l/s)	Diámetro (mm)	Velocidad (m/s)	H.presión (m)	Longitud (m)	Cota piezom.	Presión disponible
1	12	125	0,98	0,44	210	858,94	30,44
2	22	150	1,24	2,31	220	860,81	32,31
3	41	200	1,31	4,78	230	863,28	34,78
4	57	250	1,16	6,76	215	865,26	36,76
5	72	300	1,02	7,90	220	866,40	37,90
6	85	350	0,88	8,62	110	867,12	38,62
7	17	175	0,71	0,03	370	862,63	30,03
8	39	250	0,79	1,21	170	863,81	31,21
9	11	125	0,90	0,48	90	862,28	30,48
10	21	125	1,71	1,16	50	862,96	31,16
11	60	350	0,62	2,75	160	864,25	32,75
12	78	350	0,81	2,62	80	864,42	32,62
13	90	350	0,94	2,76	270	864,56	32,76
14	108	350	1,12	3,39	350	865,19	33,39
15	118	350	1,23	4,54	260	866,34	34,54

Tramo	Caudal (l/s)	Diámetro (mm)	Velocidad (m/s)	H.presión (m)	Longitud (m)	Cota piezom.	Presión disponible
16	203	400	1,62	5,55	150	867,35	35,55
17	18	175	0,75	-0,01	210	867,39	29,99
18	29	300	0,41	0,74	80	868,14	30,74
19	232	400	1,85	0,79	260	868,19	30,79
20	243	400	1,93	2,67	290	870,07	32,67
21	13	150	0,74	0,28	20	872,28	30,28
22	256	450	1,61	0,36	140	872,36	30,36
23	20	175	0,83	1,44	460	871,04	31,44
24	274	450	1,72	3,43	210	873,03	33,43
25	291	500	1,48	4,59	260	874,19	34,59
26	304	500	1,55	5,53	300	875,13	35,53
27	316	500	1,61	6,71	190	876,31	36,71
28	321	500	1,63	7,52	440	877,12	37,52
29	16	125	1,30	1,50	140	876,90	31,50
30	334	500	1,70	3,64	180	879,04	33,64
31	9	100	1,15	2,86	160	877,36	32,86
32	341	500	1,74	5,39	210	879,89	35,39
33	354	500	1,80	6,43	320	880,93	36,43
34	362	500	1,84	8,12	120	882,62	38,12
35	15	125	1,22	2,01	130	881,51	32,01
36	374	600/500	1,32	3,78	230	883,28	33,78
37	384	600	1,36	4,32	160	883,82	34,32
38	12	125	0,98	1,10	290	856,60	31,10
39	28	175	1,16	3,68	340	859,18	33,68
40	41	175	1,70	6,46	190	861,96	36,46
41	23	175	0,96	1,30	350	863,20	31,30
42	64	250	1,30	3,28	160	865,18	33,28
43	72	250	1,47	4,33	450	866,23	34,33
44	8	100	1,02	13,53	110	868,53	43,53
45	80	350	0,83	14,92	90	869,92	44,92
46	19	125	1,55	2,53	280	864,13	32,53
47	99	350	1,03	8,49	300	870,09	38,49
48	6	100	0,76	11,10	180	869,60	41,10
49	105	350	1,09	12,42	250	870,92	42,42
50	17	100	2,16	4,73	110	865,83	34,73
51	122	350	1,27	10,60	100	871,70	40,60
52	137	350	1,42	11,02	220	872,12	41,02
53	151	350	1,57	12,15	250	873,25	42,15
54	13	150	0,74	1,12	540	866,52	31,12
55	30	175	1,25	3,37	330	868,77	33,37

Tramo	Caudal (l/s)	Diámetro (mm)	Velocidad (m/s)	H.presión (m)	Longitud (m)	Cota piezom.	Presión disponible
56	44	200	1,40	6,44	300	871,84	36,44
57	208	350	2,16	9,41	420	874,81	39,41
58	14	100	1,78	6,17	40	878,17	36,17
59	222	350	2,31	7,64	350	879,64	37,64
60	575	700	1,49	12,21	180	884,21	42,21
61	582	700	1,51	12,65	330	884,65	42,65
62	589	700	1,53	13,48	230	885,48	43,48
63	7	100	0,89	13,58	50	885,58	43,58
64	594	700	1,54	13,08	100	886,08	43,08
65	7	125	0,57	2,06	300	851,56	32,06
66	15	125/150	1,22	3,04	370	852,54	33,04
67	33	175	1,37	8,06	190	857,56	38,06
68	15	125	1,22	4,37	170	857,37	34,37
69	48	200	1,53	6,68	290	859,68	36,68
70	63	250	1,28	10,06	190	863,06	40,06
71	12	150	0,68	2,66	250	853,66	32,66
72	32	175	1,33	3,56	610	854,56	33,56
73	39	200	1,24	9,99	130	860,99	39,99
74	14	125	1,14	2,96	100	855,46	32,96
75	13	125	1,06	2,59	160	854,99	32,59
76	27	150	1,53	4,25	200	856,65	34,25
77	43	175	1,79	7,57	110	859,97	37,57
78	82	300	1,16	9,61	220	862,01	39,61
79	102	300	1,44	10,53	210	862,93	40,53
80	165	350	1,71	11,87	210	864,27	41,87
81	184	350	1,91	13,42	190	865,82	43,42
82	12	100	1,53	5,40	170	862,90	35,40
83	196	350	2,04	10,05	170	867,55	40,05
84	205	350	2,13	11,79	360	869,29	41,79
85	219	350	2,28	15,82	410	873,32	45,82
86	14	100	1,78	8,55	190	871,55	38,55
87	233	400/350	1,85	15,53	470	878,53	45,53
88	12	100	1,53	9,45	110	878,95	39,45
89	245	400	1,95	12,46	180	881,96	42,46
90	260	450	1,63	13,90	60	883,40	43,90
91	17	125	1,39	6,12	220	856,62	36,12
92	13	100	1,66	4,64	40	859,14	34,64
93	30	150	1,70	4,51	160	860,41	34,51
94	50	175	2,08	7,76	130	863,66	37,76
95	55	200/175	1,75	10,98	330	866,88	40,98

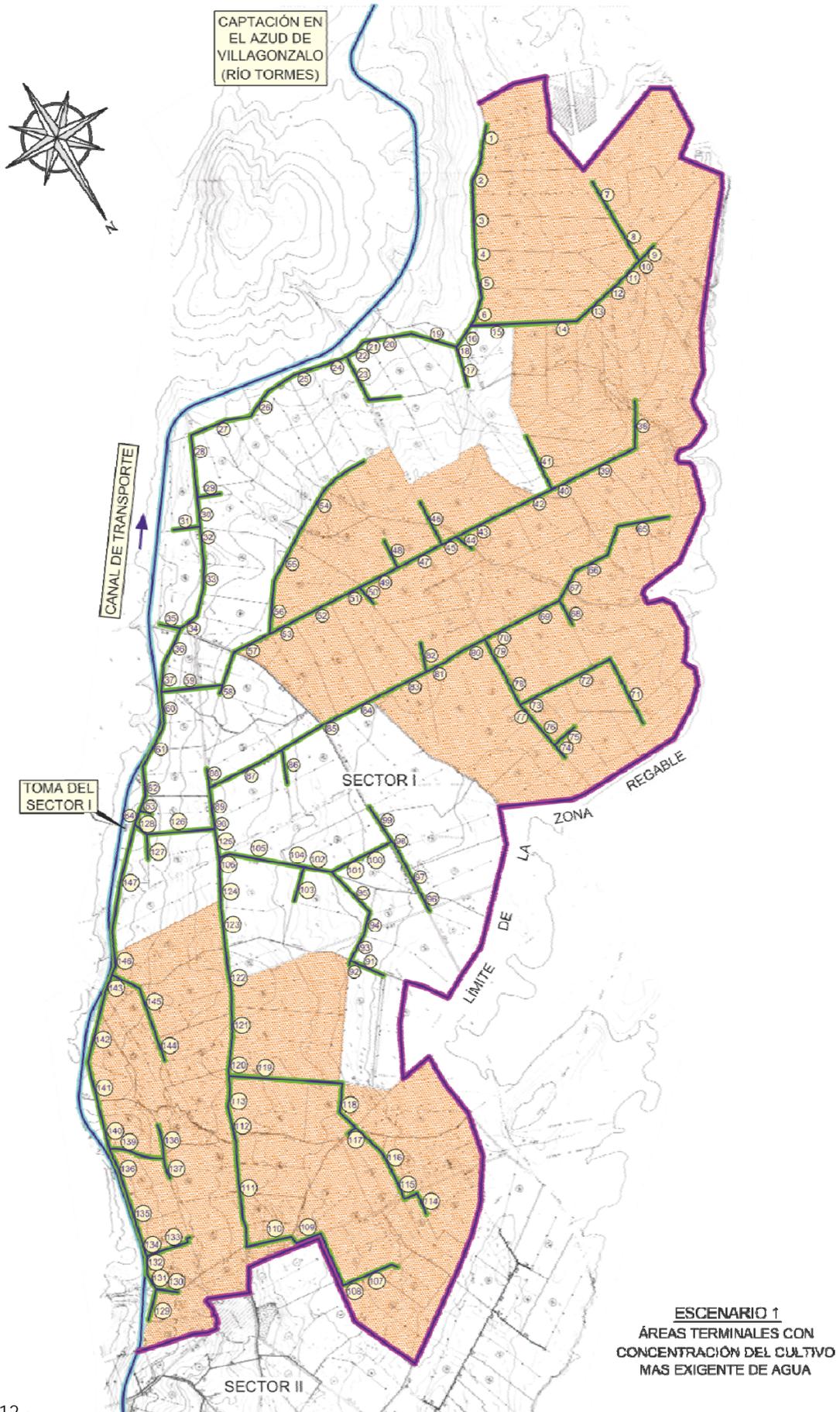
Tramo	Caudal (l/s)	Diámetro (mm)	Velocidad (m/s)	H.presión (m)	Longitud (m)	Cota piezom.	Presión disponible
96	9	100	1,15	1,51	120	849,51	31,51
97	22	125	1,79	3,41	290	851,41	33,41
98	42	150	2,38	11,59	50	859,59	41,59
99	15	125	1,22	2,63	250	858,13	32,63
100	57	175	2,37	6,03	200	861,53	36,03
101	65	200	2,07	12,41	190	867,91	42,41
102	120	250	2,44	16,37	160	871,87	46,37
103	18	100	2,29	3,07	200	863,47	33,07
104	138	300	1,95	14,98	80	875,38	44,98
105	150	300	2,12	15,90	350	876,30	45,90
106	161	300	2,28	20,58	70	880,98	50,58
107	7	125	0,57	0,48	240	849,48	30,48
108	24	150	1,36	1,26	290	850,26	31,26
109	37	175	1,54	5,10	310	854,10	35,10
110	51	200	1,62	9,41	400	858,41	39,41
111	60	250	1,22	14,65	360	863,65	44,65
112	76	300	1,08	16,74	330	865,74	46,74
113	91	300	1,29	17,94	190	866,94	47,94
114	11	150/125	0,62	0,55	230	848,05	30,55
115	21	150	1,19	0,46	140	848,76	30,46
116	36	175	1,50	1,89	380	850,19	31,89
117	9	100	1,15	2,76	60	854,26	32,76
118	61	200	1,94	3,71	460	855,21	33,71
119	73	250	1,49	12,20	500	863,70	42,20
120	164	350	1,70	16,42	210	867,92	46,42
121	189	350	1,96	17,95	270	869,45	47,95
122	207	350	2,15	20,53	140	872,03	50,53
123	214	350	2,22	22,13	360	873,63	52,13
124	234	350	2,43	26,51	280	878,01	56,51
125	368	450	2,31	30,55	170	882,05	60,55
126	588	600	2,08	32,20	380	883,70	62,20
127	9	100	1,15	12,45	150	883,45	42,45
128	594	600	2,10	14,83	90	885,83	44,83
129	10	150	0,57	1,28	190	876,28	31,28
130	8	100	1,02	3,11	130	875,11	33,11
131	18	175	0,75	4,76	130	876,76	34,76
132	25	250	0,51	5,22	60	877,22	35,22
133	12	100	1,53	0,82	200	871,82	30,82
134	37	250	0,75	6,29	80	877,29	36,29
135	43	300	0,61	6,48	290	877,48	36,48

Tramo	Caudal (l/s)	Diámetro (mm)	Velocidad (m/s)	H.presión (m)	Longitud (m)	Cota piezom.	Presión disponible
136	53	300	0,75	6,84	280	877,84	36,84
137	12	100	1,53	2,62	120	872,62	32,62
138	16	150	0,91	1,83	190	874,73	31,83
139	28	175	1,16	3,00	300	875,90	33,00
140	81	300	1,15	5,46	140	878,36	35,46
141	94	350	0,98	6,03	400	878,93	36,03
142	105	350	1,09	7,04	380	879,94	37,04
143	120	350	1,25	8,22	120	881,12	38,22
144	12	125	0,98	2,96	280	872,46	32,96
145	29	150	1,64	4,95	350	874,95	34,95
146	168	350	1,75	11,60	240	881,60	41,60
147	185	400	1,47	13,44	620	883,44	43,44
148	1.282	900	2,02	16,34	50	886,34	46,34

Cuadro A.7. Optimización de la red para los caudales de punta que circularían en el escenario 1

La coincidencia del cultivo de mayor consumo de agua en los terminales de la red hay que catalogarlo como una situación extrema en la que confluye lo siguiente:

- Se concentra el mayor consumo de agua en los lugares de borde de la red, todos ellos alejados de la fuente del agua y algunos quedan además en la posición más desfavorable altimétricamente. Cualquier otra distribución aleatoria de las parcelas con mayor consumo de agua, en el cómputo de la zona regable, genera menos desequilibrio que ésta en el servicio dado a los usuarios.
- Los terminales en los que el caudal viene dado por  $\sum d$  suponen un porcentaje importante del total de las parcelas del sector, y por lo tanto del área cultivada. En este caso concreto son 73 parcelas de un total de 113 (porcentaje del 65% de las parcelas) y en cuanto a superficie cultivada suponen 948 ha de un total de 1.466 ha (porcentaje también del 65%).
- En el plano adjunto se ha dibujado el área asignada al cultivo de mayor consumo de agua, y su simple examen deja patente que se trata de un escenario extremo.



El resultado obtenido ratifica lo dicho anteriormente en el capítulo 4 de esta tesis respecto al tratamiento que debe darse a los parámetros del riego: de ellos, el caudal continuo unitario  $q$ , la dotación en parcela  $d$ , y la garantía de suministro  $GS$ , se fijan al inicio del proceso de cálculo, y son consecuencia de los estudios agronómicos, del nivel de confort en la utilización del caudal que ha de tener el agricultor para la alternativa media de cultivo y de la calidad operacional con que se quiera que la red atienda durante la explotación a las necesidades de los usuarios. En sí mismos estos 3 parámetros no albergan ningún coeficiente de seguridad específico para atender los incrementos de la demanda, para lo cual se ha de hacer frente con el rendimiento de la red  $r$  (o bien con el coeficiente de seguridad  $k$ ).

Sin embargo es evidente que, indirectamente, sí intervienen de algún modo en la fortaleza de la red. El grado de libertad  $GL$  asignado a cada usuario, a partir del cual se asigna la dotación  $d$  en la toma de la parcela, ha de permitir que el agricultor pueda plantar en la totalidad de su terreno el cultivo con más exigencia de agua, manteniendo aún un cierto margen de holgura en el número de horas de riego diarias (el umbral propuesto es no sobrepasar las 20 horas de riego). La adopción de una garantía de suministro alta proporciona un dimensionamiento de la red muy robusto frente a la demanda de diseño y, si no hubiese ningún coeficiente de seguridad adicional, el incremento de la demanda se traduciría en una reducción de la calidad de dicha garantía de suministro.

### **A.5.2 – Coincidencia del cultivo más exigente en la totalidad de la red de riego (escenario 2)**

Esta es una hipótesis que no debería tener ninguna probabilidad de ocurrencia, ya que si se produjese indica que se ha producido un grave fallo en la predicción de cultivos establecida en los estudios agronómicos. Sin embargo hay áreas de riego en las que se ha producido esta situación ya que, habiendo sido concebida inicialmente para una alternativa de cultivos diversificada han acabado, por ejemplo, con una plantación extensiva de maíz o forrajes que ha trastocado fuertemente el consumo de agua.

Aunque esta hipótesis extrema no se vaya a producir nunca, sin embargo su análisis muestra la fortaleza del dimensionamiento dado a la red. El proceso es el mismo explicado en A.5.1 (el agricultor no puede derivar por su toma más caudal que el

asignado, por lo que precisa regar más horas al día reduciendo su grado de libertad). Esta es la única vía posible de funcionamiento. Para responder a este incremento del número de horas de utilización del caudal asignado a cada una de las tomas de riego, la red sólo dispone del margen de seguridad que le proporciona el rendimiento  $r$  del diseño (o en su caso por el coeficiente  $k$ , que tiene una función semejante).

Esta hipótesis es el “Escenario 2” del procedimiento fijado en el capítulo 4. El cálculo de caudales circulantes por la red se realiza para el nuevo grado de libertad de los usuarios ( $GL = 1,27$ ) con agotamiento del margen de seguridad ( $r = 1$ ). Se mantiene en todo caso, por las razones dadas, la garantía de suministro ( $U = 2,33$ ).

En el cuadro A.8 adjunto figura un resumen de los caudales circulantes por la red en los distintos supuestos analizados (proyecto y escenarios 1 y 2). En este cuadro comparativo se observa como al aumentar la exigencia de la demanda aumenta también el número de tramos cuyo caudal coincide con el valor  $\sum d$ . Se han remarcado de color los tramos en que el caudal coincide con  $\sum d$  en cada uno de los escenarios contemplados. En concreto, se pasa de 14 – 15 parcelas de los terminales con coincidencia con  $\sum d$  en el diseño de proyecto, a unas 18 – 19 parcelas en el escenario 1 y a unas 21 – 22 en el escenario 2.

El caudal de cabecera de la red, en este escenario 2, es de 1.346 l/s frente a los 1.244 l/s de la red de proyecto (incremento del 8,20%). Resulta también sumamente interesante observar el incremento de caudal que sufren las dos grandes arterias que confluyen en cabecera de la red (tramos 64 y 128). En el tramo 64 el incremento de caudal es del 6,36% y en el 128 del 6,53%. En el tramo 147, correspondiente a la cabecera de la pequeña arteria que también confluye con las anteriores, el incremento de caudal es del 0,54%. Por lo tanto, **el incremento diferencial de caudal se va haciendo mayor conforme aumenta el número de parcelas a las que se da servicio.**

Tramo	Precedente	Dotación (l/s)		Caudal (l/s)		
		D	$\sum d$	Proyecto	Escenario 1	Escenario 2
1	2	12	12	12	12	12
2	3	10	22	22	22	22
3	4	19	41	41	41	41
4	5	16	57	57	57	57
5	6	15	72	72	72	72
6	16	13	85	85	85	85

Tramo	Precedente	Dotación (l/s)		Caudal (l/s)		
		D	$\Sigma d$	Proyecto	Escenario 1	Escenario 2
7	8	17	17	17	17	17
8	11	22	39	39	39	39
9	10	11	11	11	11	11
10	11	10	21	21	21	21
11	12	-	60	60	60	60
12	13	18	78	78	78	78
13	14	12	90	90	90	90
14	15	18	108	108	108	108
15	16	10	118	118	118	118
16	19	-	203	203	203	203
17	18	18	18	18	18	18
18	19	11	29	29	29	29
19	20	-	232	228	232	232
20	22	11	243	237	243	243
21	22	13	13	13	13	13
22	24	-	256	248	256	256
23	24	20	20	20	20	20
24	25	-	276	266	274	276
25	26	20	296	283	291	296
26	27	16	312	297	304	312
27	28	15	327	309	316	326
28	30	8	335	316	321	333
29	30	16	16	16	16	16
30	32	-	351	329	334	347
31	32	9	9	9	9	9
32	33	-	360	336	341	355
33	34	16	376	349	354	369
34	36	11	387	358	362	379
35	36	15	15	15	15	15
36	37	-	402	370	374	392
37	60	14	416	382	384	404
38	39	12	12	12	12	12
39	40	16	28	28	28	28
40	42	13	41	41	41	41
41	42	23	23	23	23	23
42	43	-	64	64	64	64
43	45	8	72	72	72	72
44	45	8	8	8	8	8
45	47	-	80	80	80	80

Tramo	Precedente	Dotación (l/s)		Caudal (l/s)		
		D	$\Sigma d$	Proyecto	Escenario 1	Escenario 2
46	47	19	19	19	19	19
47	49	-	99	99	99	99
48	49	6	6	6	6	6
49	51	-	105	105	105	105
50	51	17	17	17	17	17
51	52	-	122	122	122	122
52	53	15	137	137	137	137
53	57	14	151	151	151	151
54	55	13	13	13	13	13
55	56	17	30	30	30	30
56	57	14	44	44	44	44
57	59	13	208	208	208	208
58	59	14	14	14	14	14
59	60	-	222	221	222	222
60	61	-	638	561	575	597
61	62	10	648	569	582	605
62	64	10	658	576	589	613
63	64	7	7	7	7	7
64	148	-	665	582	594	619
65	66	7	7	7	7	7
66	67	8	15	15	15	15
67	69	18	33	33	33	33
68	69	15	15	15	15	15
69	70	-	48	48	48	48
70	80	15	63	63	63	63
71	72	12	12	12	12	12
72	73	12+8	32	32	32	32
73	78	7	39	39	39	39
74	76	14	14	14	14	14
75	76	13	13	13	13	13
76	77	-	27	27	27	27
77	78	16	43	43	43	43
78	79	-	82	82	82	82
79	80	20	102	102	102	102
80	81	-	165	165	165	165
81	83	19	184	184	184	184
82	83	12	12	12	12	12
83	84	-	196	196	196	196
84	85	9	205	203	205	205

Tramo	Precedente	Dotación (l/s)		Caudal (l/s)		
		D	$\Sigma d$	Proyecto	Escenario 1	Escenario 2
85	87	14	219	216	219	219
86	87	14	14	14	14	14
87	89	-	233	228	233	233
88	89	12	12	12	12	12
89	90	-	245	237	245	245
90	126	18	263	253	260	263
91	93	17	17	17	17	17
92	93	13	13	13	13	13
93	94	-	30	30	30	30
94	95	20	50	50	50	50
95	102	5	55	55	55	55
96	97	9	9	9	9	9
97	98	13	22	22	22	22
98	100	20	42	42	42	42
99	100	15	15	15	15	15
100	101	-	57	57	57	57
101	102	8	65	65	65	65
102	104	-	120	120	120	120
103	104	18	18	18	18	18
104	105	-	138	138	138	138
105	106	12	150	150	150	150
106	125	11	161	161	161	161
107	108	7	7	7	7	7
108	109	17	24	24	24	24
109	110	13	37	37	37	37
110	111	14	51	51	51	51
111	112	9	60	60	60	60
112	113	16	76	76	76	76
113	120	15	91	91	91	91
114	115	11	11	11	11	11
115	116	10	21	21	21	21
116	118	15	36	36	36	36
117	118	9	9	9	9	9
118	119	16	61	61	61	61
119	120	12	73	73	73	73
120	121	-	164	164	164	164
121	122	25	189	189	189	189
122	123	18	207	207	207	207
123	124	7	214	212	214	214

Tramo	Precedente	Dotación (l/s)		Caudal (l/s)		
		D	$\Sigma d$	Proyecto	Escenario 1	Escenario 2
124	125	20	234	230	234	234
125	126	-	395	364	368	385
126	128	-	658	575	588	613
127	128	9	9	9	9	9
128	148	-	667	582	594	620
129	131	10	10	10	10	10
130	131	8	8	8	8	8
131	132	-	18	18	18	18
132	134	7	25	25	25	25
133	134	12	12	12	12	12
134	135	-	37	37	37	37
135	136	6	43	43	43	43
136	140	10	53	53	53	53
137	139	12	12	12	12	12
138	139	16	16	16	16	16
139	140	-	28	28	28	28
140	141	-	81	81	81	81
141	142	13	94	94	94	94
142	143	11	105	105	105	105
143	146	15	120	120	120	120
144	145	12	12	12	12	12
145	146	17	29	29	29	29
146	147	19	168	168	168	168
147	148	17	185	184	185	185
148	0	-	1.517	1.244	1.282	1.346

*Cuadro A.8. Resumen comparativo de los caudales de punta de proyecto, con los resultantes para los escenarios 1 y 2*

Con los caudales obtenidos para el escenario 2, precisos para dar el servicio previsto en esta hipótesis, se ha recalculado la línea piezométrica de la red, con objeto de determinar cuál sería la caída de presión que se produce en las tomas.

En el cuadro A.9 adjunto se indican los resultados del proceso de cálculo, con las nuevas holguras de presión en hidrante. A fin de que se pueda tener una visión rápida del resultado se han coloreado las holguras negativas (las tomas a las que no se llega con la presión requerida en proyecto). También a efectos comparativos se indican en una columna adyacente las holguras de presión resultantes del modelo base (datos de proyecto).

La caída de presión en la red, aunque se produce de manera generalizada en el conjunto, sólo afecta realmente a las parcelas situadas en las áreas posicionalmente más desfavorecidas, en donde el déficit de presión llega en algunas tomas (los terminales de los tramos 17-21-22) a alcanzar el valor de 1,7 m (5,7%). Considerando que se trata de una situación extrema estas caídas de presión se pueden considerar asumibles y muestran que la red proyectada tiene una gran fortaleza frente a los cambios en el tipo de cultivo.

Este escenario 2 aporta por lo tanto una información muy interesante, al verificar el alcance que tendría esta situación extrema sobre la red. Su objetivo no es introducir cambios en la sección de las conducciones (salvo casos especiales de mayor importancia), sino detectar las áreas más sensibles a la caída de presión sobre la exigida en proyecto.

Tramo	Caudal (l/s)	Diámetro (mm)	Velocidad (m/s)	Holgura presión (m)		Longitud (m)	Presión disponible
				Nueva	Proyecto		
1	12	125	0,98	- 1,49	0,18	210	28,51
2	22	150	1,24	0,38	2,04	220	30,38
3	41	200	1,31	2,85	4,51	230	32,85
4	57	250	1,16	4,84	6,50	215	34,84
5	72	250	1,47	5,97	7,63	220	35,97
6	85	250	1,73	7,78	9,44	110	37,78
7	17	175	0,71	- 1,43	0,23	370	28,57
8	39	250	0,79	- 0,25	1,41	170	29,75
9	11	125	0,90	- 0,90	0,76	90	29,10
10	21	125	1,71	- 0,22	1,44	50	29,78
11	60	250	1,22	1,07	2,73	160	31,07
12	78	300	1,10	2,00	3,66	80	32,00
13	90	300	1,27	2,30	3,96	270	32,30
14	108	350	1,12	3,66	5,32	350	33,66
15	118	350	1,23	4,81	6,47	260	34,81
16	203	450	1,28	5,82	7,48	150	35,82
17	18	150	1,02	- 1,68	- 0,02	210	28,32
18	29	175	1,21	- 0,07	1,59	80	29,93
19	232	450	1,46	0,63	2,29	260	30,63
20	243	450	1,53	1,67	3,30	290	31,67
21	13	175	0,54	- 1,70	- 0,14	20	28,30
22	256	450	1,61	- 1,67	- 0,10	140	28,33
23	20	175	0,83	- 0,58	0,94	460	29,42

Tramo	Caudal (l/s)	Diámetro (mm)	Velocidad (m/s)	Holgura presión (m)		Longitud (m)	Presión disponible
				Nueva	Proyecto		
24	276	450	1,74	1,41	2,94	210	31,41
25	296	450	1,86	2,58	4,03	260	32,58
26	312	500	1,59	4,23	5,55	300	34,23
27	326	500	1,66	5,48	6,68	190	35,48
28	333	500	1,70	6,33	7,45	440	36,33
29	16	125	1,30	0,45	1,37	140	30,45
30	347	500	1,77	2,60	3,52	180	32,60
31	9	100	1,15	1,88	2,71	160	31,88
32	355	600	1,26	4,41	5,24	210	34,41
33	369	600	1,31	4,86	5,64	320	34,86
34	379	600	1,34	5,59	6,30	120	35,59
35	15	125	1,22	- 0,84	- 0,15	130	29,16
36	392	600	1,39	0,88	1,61	230	30,88
37	404	600	1,43	1,47	2,14	160	31,47
38	12	125	0,98	1,04	1,62	290	31,04
39	28	175	1,16	3,62	4,20	340	33,62
40	41	200	1,31	6,40	6,98	190	36,40
41	23	175	0,96	- 0,29	0,30	350	29,71
42	64	250	1,30	1,69	2,27	160	31,69
43	72	250	1,47	2,74	3,32	450	32,74
44	8	100	1,02	11,94	12,53	110	41,94
45	80	250	1,63	13,33	13,92	90	43,33
46	19	125	1,55	1,68	2,26	280	31,68
47	99	300	1,40	7,64	8,22	300	37,64
48	6	100	0,76	11,22	11,80	180	41,22
49	105	300	1,49	12,55	13,13	250	42,55
50	17	100	2,16	5,73	6,32	110	35,73
51	122	300	1,73	11,60	12,19	100	41,60
52	137	300	1,94	12,50	13,09	220	42,50
53	151	350	1,57	14,97	15,56	250	44,97
54	13	125	1,06	0,63	1,22	540	30,63
55	30	175	1,25	6,22	6,81	330	36,22
56	44	200	1,40	9,30	9,88	300	39,30
57	208	400	1,66	12,26	12,84	420	42,26
58	14	100	1,78	6,70	7,29	40	36,70
59	222	450	1,40	8,12	8,76	350	38,12
60	597	600	2,11	9,40	10,03	180	39,40
61	605	600	2,14	10,44	10,95	330	40,44
62	613	600	2,17	12,39	12,68	230	42,39
63	7	100	0,89	13,34	13,42	50	43,34

Tramo	Caudal (l/s)	Diámetro (mm)	Velocidad (m/s)	Holgura presión (m)		Longitud (m)	Presión disponible
				Nueva	Proyecto		
64	619	600	2,19	12,78	12,86	100	42,78
65	7	100	0,89	0,54	1,33	300	30,54
66	15	125	1,22	3,50	4,28	370	33,50
67	33	175	1,37	8,52	9,30	190	38,52
68	15	100	1,91	0,02	0,80	170	30,02
69	48	200	1,53	7,15	7,93	290	37,15
70	63	250	1,28	10,53	11,31	190	40,53
71	12	150	0,68	- 0,34	0,44	250	29,66
72	32	175	1,33	0,55	1,33	610	30,55
73	39	200	1,24	6,98	7,76	130	36,98
74	14	125	1,14	0,05	0,84	100	30,05
75	13	125	1,06	- 0,36	0,42	160	29,64
76	27	150	1,53	1,29	2,08	200	31,29
77	43	175	1,79	4,61	5,39	110	34,61
78	82	250	1,67	6,65	7,43	220	36,65
79	102	250	2,08	8,97	9,75	210	38,97
80	165	350	1,71	12,34	13,12	210	42,34
81	184	350	1,91	13,88	14,67	190	43,88
82	12	100	1,53	5,81	6,59	170	35,81
83	196	350	2,04	10,46	11,24	170	40,46
84	205	350	2,13	12,26	12,99	360	42,26
85	219	350	2,28	16,29	16,94	410	46,29
86	14	100	1,78	9,02	9,64	190	39,02
87	233	400	1,85	16,00	16,62	470	46,00
88	12	100	1,53	9,87	10,29	110	39,87
89	245	450	1,54	12,92	13,30	180	42,92
90	268	450	1,69	13,72	14,05	60	43,72
91	17	125	1,39	0,97	1,50	220	30,97
92	13	100	1,66	- 0,52	0,02	40	29,48
93	30	150	1,70	- 0,64	0,11	160	29,36
94	50	175	2,08	2,61	3,14	130	32,61
95	55	175	2,29	5,83	6,36	330	35,83
96	9	100	1,15	1,20	1,73	120	31,20
97	22	125	1,79	3,10	3,63	290	33,10
98	42	150	2,38	11,27	11,80	50	41,27
99	15	125	1,22	2,37	2,90	250	32,37
100	57	175	2,37	5,76	6,29	200	35,76
101	65	200	2,07	12,14	12,68	190	42,14
102	120	250	2,44	16,11	16,64	160	46,11
103	18	100	2,29	2,75	3,28	200	32,75

Tramo	Caudal (l/s)	Diámetro (mm)	Velocidad (m/s)	Holgura presión (m)		Longitud (m)	Presión disponible
				Nueva	Proyecto		
104	138	300	1,95	14,67	15,20	80	44,67
105	150	300	2,12	15,58	16,11	350	45,58
106	161	300	2,28	20,26	20,80	70	50,26
107	7	125	0,57	- 1,00	- 0,25	240	29,00
108	24	150	1,36	- 0,22	0,53	290	29,78
109	37	200	1,18	3,62	4,37	310	33,62
110	51	200	1,62	5,83	6,57	400	35,83
111	60	250	1,22	11,06	11,81	360	41,06
112	76	250	1,55	13,15	13,89	330	43,15
113	91	250	1,85	16,16	16,90	190	46,16
114	11	125	0,90	- 0,80	- 0,05	230	29,20
115	21	150	1,19	0,19	0,93	140	30,19
116	36	175	1,50	1,63	2,37	380	31,63
117	9	100	1,15	2,44	3,19	60	32,44
118	61	200	1,94	3,39	4,14	460	33,39
119	73	250	1,49	11,89	12,63	500	41,89
120	164	350	1,70	16,10	16,85	210	46,10
121	189	350	1,96	17,63	18,38	270	47,63
122	207	350	2,15	20,22	20,96	140	50,22
123	214	350	2,22	21,81	22,56	360	51,81
124	234	350	2,43	26,19	26,86	280	56,19
125	385	450	2,42	30,24	30,77	170	60,24
126	613	600	2,17	32,04	32,38	380	62,04
127	9	100	1,15	12,46	12,54	150	42,46
128	620	600	2,19	14,84	14,92	90	44,84
129	10	150	0,57	0,91	0,94	190	30,91
130	8	100	1,02	2,75	2,78	130	32,75
131	18	175	0,75	4,40	4,43	130	34,40
132	25	200	0,80	4,86	4,89	60	34,86
133	12	100	1,53	0,59	0,63	200	30,59
134	37	250	0,75	6,01	6,05	80	36,01
135	43	250	0,88	6,20	6,23	290	36,20
136	53	250	1,08	7,10	7,13	280	37,10
137	12	100	1,53	0,77	0,80	120	30,77
138	16	150	0,91	0,03	0,06	190	30,03
139	28	150	1,58	1,20	1,23	300	31,20
140	81	300	1,15	6,53	6,56	140	36,53
141	94	300	1,33	7,11	7,14	400	37,11
142	105	350	1,09	9,29	9,32	380	39,29
143	120	350	1,25	10,47	10,50	120	40,47

Tramo	Caudal (l/s)	Diámetro (mm)	Velocidad (m/s)	Holgura presión (m)		Longitud (m)	Presión disponible
				Nueva	Proyecto		
144	12	100	1,53	0,04	0,07	280	30,04
145	29	150	1,64	7,15	7,18	350	37,15
146	168	400	1,34	13,80	13,83	240	43,80
147	185	450	1,16	14,79	14,77	620	44,79
148	1.346	1.000	1,71	16,40	16,36	50	46,40

*Cuadro A.9. Comprobación de la caída de presión que sufre la red de proyecto en la situación del escenario 2*

Siguiendo el mismo proceso de análisis, llevado a cabo para el escenario 1, se ha procedido a reoptimizar la red para los caudales de servicio del escenario 2. De esta forma se obtienen los diámetros que teóricamente deberían haberse dispuesto en la red para suministrar los caudales requeridos en esta situación sin que se produzcan holguras de presión negativas.

En el listado adjunto (ver cuadro A.10) figura la nueva configuración de diámetros de la red que se precisarían en el escenario 2. A efectos comparativos se indica, en la misma columna en que se hallan los diámetros, el resultante del proceso de reoptimización de la red de proyecto cuando difiere del obtenido para esta hipótesis (en cuyo caso, además, se ha coloreado la casilla correspondiente). Puede observarse que de los 148 tramos de la red sólo se modifican 11.

El costo de la red optimizada del escenario 2 es de 2.647.124 euros, lo que supone un encarecimiento de 66.085 euros (equivalente a un porcentaje del 2,56%) respecto a la solución optimizada de proyecto (cuyo costo era de 2.581.039 euros).

Tramo	Caudal (l/s)	Diámetro (mm)	Velocidad (m/s)	H.presión (m)	Longitud (m)	Cota piezom.	Presión disponible
1	12	125	0,98	1,15	210	859,70	31,15
2	22	150	1,24	3,02	220	861,57	33,02
3	41	200	1,31	5,49	230	864,04	35,49
4	57	250	1,16	7,47	215	866,02	37,47
5	72	300	1,02	8,65	220	867,15	38,65
6	85	300/350	1,20	9,38	110	867,88	39,38
7	17	175	0,71	1,02	370	863,65	31,02
8	39	250	0,79	2,20	170	864,83	32,20
9	11	125	0,90	1,55	90	863,30	31,55

Tramo	Caudal (l/s)	Diámetro (mm)	Velocidad (m/s)	H.presión (m)	Longitud (m)	Cota piezom.	Presión disponible
10	21	125	1,71	2,23	50	863,98	32,23
11	60	350	0,62	3,47	160	865,27	33,47
12	78	350	0,81	3,65	80	865,45	33,65
13	90	350	0,94	3,79	270	865,59	33,79
14	108	350	1,12	4,46	350	866,21	34,46
15	118	350	1,23	5,61	260	867,36	35,61
16	203	400	1,62	6,57	150	868,37	36,57
17	18	175	0,75	1,02	210	868,42	31,02
18	29	300	0,41	1,76	80	869,16	31,76
19	232	400	1,85	1,81	260	869,21	31,81
20	243	450/400	1,53	3,69	290	871,09	33,69
21	13	150	0,74	0,27	20	872,27	30,27
22	256	450	1,61	0,36	140	872,36	30,36
23	20	175	0,83	1,44	460	871,04	31,44
24	276	500/450	1,41	3,43	210	873,03	33,43
25	296	500	1,51	4,12	260	873,72	34,12
26	312	500	1,59	5,09	300	874,69	35,09
27	326	500	1,66	6,33	190	875,93	36,33
28	333	500	1,70	7,19	440	876,79	37,19
29	16	125	1,30	1,31	140	876,71	31,31
30	347	500	1,77	3,46	180	878,86	33,46
31	9	100	1,15	2,74	160	877,24	32,74
32	355	500	1,81	5,27	210	879,77	35,27
33	369	500	1,88	6,39	320	880,89	36,39
34	379	600/500	1,34	8,22	120	882,72	38,22
35	15	125	1,22	1,79	130	881,24	31,79
36	392	600/500	1,39	3,50	230	883,00	33,50
37	404	600	1,43	4,09	160	883,59	34,09
38	12	125	0,98	5,49	290	861,04	35,49
39	28	175	1,16	8,07	340	863,62	38,07
40	41	175	1,70	10,90	190	866,40	40,90
41	23	175	0,96	5,74	350	867,64	35,74
42	64	250	1,30	7,71	160	869,61	37,71
43	72	250	1,47	8,76	450	870,66	38,76
44	8	100	1,02	17,97	110	872,97	47,97
45	80	350	0,83	19,36	90	874,36	49,36
46	19	125	1,55	6,97	280	868,57	36,97
47	99	350	1,03	12,93	300	874,53	42,93
48	6	100	0,76	15,53	180	874,03	45,53
49	105	350	1,09	16,86	250	875,36	46,86

Tramo	Caudal (l/s)	Diámetro (mm)	Velocidad (m/s)	H.presión (m)	Longitud (m)	Cota piezom.	Presión disponible
50	17	100	2,16	9,14	110	870,27	39,14
51	122	350	1,27	15,04	100	876,14	45,04
52	137	350	1,42	15,45	220	876,55	45,45
53	151	350	1,57	16,56	250	877,69	46,56
54	13	150	0,74	5,56	540	870,96	35,56
55	30	175	1,25	7,80	330	873,20	37,80
56	44	200	1,40	10,88	300	876,28	40,88
57	208	400/350	1,66	13,84	420	879,24	43,84
58	14	100	1,78	8,28	40	880,23	38,28
59	222	400/350	1,77	9,70	350	881,70	39,70
60	597	700	1,55	12,03	180	884,03	42,03
61	605	700	1,57	12,50	330	884,50	42,50
62	613	700	1,59	13,40	230	885,40	43,40
63	7	100	0,89	13,60	50	885,55	43,60
64	619	700	1,61	13,04	100	886,04	43,04
65	7	125	0,57	1,81	300	851,31	31,81
66	15	125/150	1,22	2,78	370	852,28	32,78
67	33	175	1,37	7,80	190	857,30	37,80
68	15	125	1,22	4,12	170	857,12	34,12
69	48	200	1,53	6,42	290	859,42	36,42
70	63	250	1,28	9,81	190	862,81	39,81
71	12	150	0,68	2,35	250	853,40	32,35
72	32	175	1,33	3,25	610	854,30	33,25
73	39	200	1,24	9,68	130	860,73	39,68
74	14	125	1,14	2,75	100	855,20	32,75
75	13	125	1,06	2,34	160	854,74	32,34
76	27	150	1,53	3,99	200	856,39	33,99
77	43	175	1,79	7,31	110	859,71	37,31
78	82	300	1,16	9,35	220	861,75	39,35
79	102	300	1,44	10,28	210	862,68	40,28
80	165	350	1,71	11,62	210	864,02	41,62
81	184	350	1,91	13,16	190	865,56	43,16
82	12	100	1,53	5,09	170	862,64	35,09
83	196	350	2,04	9,74	170	867,29	39,74
84	205	350	2,13	11,53	360	869,03	41,53
85	219	350	2,28	15,56	410	873,06	45,56
86	14	100	1,78	8,30	190	871,30	38,30
87	233	400/350	1,85	15,28	470	878,28	45,28
88	12	100	1,53	9,14	110	878,69	39,14
89	245	400	1,95	12,20	180	881,70	42,20

Tramo	Caudal (l/s)	Diámetro (mm)	Velocidad (m/s)	H.presión (m)	Longitud (m)	Cota piezom.	Presión disponible
90	268	450	1,69	13,65	60	883,15	43,65
91	17	125	1,39	5,74	220	856,24	35,74
92	13	100	1,66	4,25	40	858,75	34,25
93	30	150	1,70	4,12	160	860,02	34,12
94	50	175	2,08	7,37	130	863,27	37,37
95	55	200/175	1,75	10,59	330	866,49	40,59
96	9	100	1,15	1,12	120	849,12	31,12
97	22	125	1,79	3,02	290	851,02	33,02
98	42	150	2,38	11,20	50	859,20	41,20
99	15	125	1,22	2,29	250	857,74	32,29
100	57	175	2,37	5,69	200	861,14	35,69
101	65	200	2,07	12,07	190	867,52	42,07
102	120	250	2,44	16,04	160	871,49	46,04
103	18	100	2,29	2,68	200	863,08	32,68
104	138	300	1,95	14,60	80	875,00	44,60
105	150	300	2,12	15,51	350	875,91	45,51
106	161	300	2,28	20,19	70	880,59	50,19
107	7	125	0,57	0,09	240	849,09	30,09
108	24	150	1,36	0,87	290	849,87	30,87
109	37	175	1,54	4,72	310	853,72	34,72
110	51	200	1,62	9,03	400	858,03	39,03
111	60	250	1,22	14,26	360	863,26	44,26
112	76	300	1,08	16,35	330	865,35	46,35
113	91	300	1,29	17,55	190	866,55	47,55
114	11	125	0,90	4,87	230	852,37	34,87
115	21	150	1,19	5,85	140	854,10	35,85
116	36	175	1,50	7,29	380	855,54	37,29
117	9	100	1,15	8,11	60	859,61	38,11
118	61	250/200	1,24	9,06	460	860,56	39,06
119	73	250	1,49	11,81	500	863,31	41,81
120	164	350	1,70	16,03	210	867,53	46,03
121	189	350	1,96	17,56	270	869,06	47,56
122	207	350	2,15	20,14	140	871,64	50,14
123	214	350	2,22	21,74	360	873,24	51,74
124	234	350	2,43	26,12	280	877,62	56,12
125	385	450	2,42	30,17	170	881,67	60,17
126	613	600	2,17	31,96	380	883,46	61,96
127	9	100	1,15	12,39	150	883,39	42,39
128	620	600	2,19	14,77	90	885,77	44,77
129	10	150	0,57	1,26	190	876,26	31,26

Tramo	Caudal (l/s)	Diámetro (mm)	Velocidad (m/s)	H.presión (m)	Longitud (m)	Cota piezom.	Presión disponible
130	8	100	1,02	3,10	130	875,10	33,10
131	18	175	0,75	4,74	130	876,74	34,74
132	25	250	0,51	5,21	60	877,21	35,21
133	12	100	1,53	0,80	200	871,80	30,80
134	37	250	0,75	6,22	80	877,27	36,22
135	43	300	0,61	6,46	290	877,46	36,46
136	53	300	0,75	6,82	280	877,82	36,82
137	12	100	1,53	2,55	120	872,60	32,55
138	16	150	0,91	1,82	190	874,72	31,82
139	28	175	1,16	2,99	300	875,89	32,99
140	81	300	1,15	5,44	140	878,34	35,44
141	94	350	0,98	6,02	400	878,92	36,02
142	105	350	1,09	7,03	380	879,93	37,03
143	120	350	1,25	8,21	120	881,11	38,21
144	12	125	0,98	2,94	280	872,44	32,94
145	29	150	1,64	4,88	350	874,93	34,88
146	168	350	1,75	11,59	240	881,59	41,59
147	185	400	1,47	13,42	620	883,42	43,42
148	1.346	900	2,12	16,32	50	886,32	46,32

*Cuadro A.10. Optimización de la red para los caudales de punta que circularían en el escenario 2*

### A.5.3 – Influencia del umbral de velocidad máxima

Aunque en el proyecto se dice que el umbral de velocidad máxima había de estar limitado a 2 m/s para tubos de diámetro inferior a 300 mm y a 2,20 m/s para tubos de calibre mayor que 400 mm, lo cierto es que se admitieron en todo caso velocidades de hasta 2,50 m/s.

Señala A. Granados<sup>(\*)</sup> que la restricción de velocidad máxima impuesta a las conducciones obedece a una regla empírica aceptada por los técnicos, en la que se evalúa el ahorro que supone la disminución del diámetro de la tubería y el encarecimiento implicado por tener unas condiciones de trabajo más desfavorables:

(\*) Alfredo Granados. “Redes colectivas de riego a presión”. Colegio de Ingenieros de Caminos. (2007).

golpe de ariete, juntas, anclajes, materiales, etc., que en general obligan al proyectista a aumentar el riesgo asumido. Así pues, la fijación de un umbral de velocidad máxima admisible en las redes de conducciones se basa en imperativos lógicos, aún cuando no esté claramente determinado cual debe ser en cada caso el valor de este umbral (que depende del diámetro y material de la conducción, costo, nivel de riesgo, etc.).

Un hecho observado en la optimización de redes es que siempre existen en las mismas una serie de arterias y ramales con una carga de presión, diferencia entre la altura piezométrica disponible en cabecera y la piezométrica exigida en las tomas, muy escasa (al tener que alimentar a los recintos topográficamente más altos o a los más alejados de la cabecera de la red), y también existen siempre otras arterias y ramales en las que, por el contrario, se dispone de una carga de presión holgada (abastecimiento a zonas bajas o cercanas al origen).

Aunque en el diseño de las redes sería deseable que todo el trazado quedase hidráulicamente equilibrado (sin que a unas arterias les sobre presión, mientras otras estén muy forzadas), es sin embargo prácticamente imposible lograr este objetivo, ya que las zonas regables no reúnen los requisitos precisos para ello al ser el medio de una gran heterogeneidad, tanto en lo que se refiere a topografía y topología de los recintos componentes de la zona, como a los condicionantes impuestos por la ubicación del punto de captación del agua de riego (cabecera de la red), los niveles de parcelación, la cota piezométrica disponible en cabecera y las exigibles en cada una de las tomas, etc.

Ello hace que, al imponer restricciones de velocidad a los diámetros seleccionables en cada uno de los tramos de la red, resulten del cálculo de optimización arterias o ramales cuya velocidad de circulación está condicionada o es muy próxima al umbral de velocidad máxima admisible. El número resultante de estos es variable en función de las peculiaridades propias de cada zona regable, pero hay una tendencia generalizada a que un alto porcentaje de los tramos de una red tengan su diámetro óptimo próximo al umbral preestablecido de velocidad máxima.

Hoy en día en los tubos de pequeño diámetro no se admiten velocidades tan altas como las que en su día se asignaron para este sector de riego (2,5 m/s). Reducir la velocidad de circulación del agua mejora la seguridad de funcionamiento de la red, con un sobrecosto moderado.

Es recomendable que el umbral de velocidad no sea igual para cualquier diámetro, sino variable en función de éste (de manera que los tubos de sección reducida tengan una mayor limitación en la velocidad de tránsito que los tubos grandes, ya que, en general, la instalación de los pequeños se cuida menos, las pérdidas de carga tienen un rango de variación muy grande con la fluctuación del caudal y su costo diferencial respecto al siguiente diámetro consecutivo es siempre pequeño).

Los especialistas de este campo han propuesto en sus publicaciones diferentes tablas en las que se fija el umbral de velocidad máximo en función del diámetro. Curiosamente, aunque el proceso de fabricación de los tubos sea cada vez más eficiente y cuidado y haya mejorado el aseguramiento de la calidad, la tendencia a reducir la velocidad máxima admisible ha perdurado en los últimos 20 años y hoy en día es práctica común condicionar el cálculo para que el agua circule por los tubos de pequeño calibre ( $\phi < 250 \text{ mm}$ ) a velocidades no superiores a 1,50-1,75 m/s, ni superiores a 2-2,5 m/s en los tubos de calibre medio-alto ( $\phi > 1.000 \text{ mm}$ ).

Una regla fácil de aplicar, que mantiene los umbrales de velocidad dentro de estos rangos, puede ser la de  $v_{m\acute{a}x} \leq (1,5 + \phi) \text{ m/s}$  (siendo  $\phi$  el diámetro interior de la tubería expresado en metros), aunque valdría cualquier otra ley gradual que mantuviese la velocidad máxima de circulación del agua en el entorno citado. A esta ley hay que ponerle un tope máximo para los tubos cuyo diámetro supera los 1.000 mm, que puede estar, como se ha dicho, en los 2,5 m/s.

En el cuadro A.11 adjunto se incluye el resultado de la optimización para las hipótesis anteriormente analizadas correspondientes a la situación de proyecto y a los escenarios 1 y 2, combinadas cada una de ellas con umbrales de velocidad variable (con el criterio señalado anteriormente) de  $v_{m\acute{a}x} < (1,5 + \phi) \text{ m/s}$  o fija con umbrales de 2 m/s y de 2,5 m/s. Los diámetros que figuran en el cuadro son los resultantes del programa de cálculo, al que se ha dejado libertad para aprovechar íntegramente la energía disponible, compartiendo (en donde se precise) algún tramo con dos diámetros distintos (en el cuadro sólo se ha transcrito en ese caso el diámetro de mayor calibre, pero el costo que se indica es el global con tramos compartidos por dos diámetros, y por ello no coincide exactamente con el indicado en cuadros precedentes en donde no se ha permitido al programa esta libertad).

## Diámetros resultantes del proceso de optimización

Tramo	Proyecto			Escenario 1			Escenario 2		
	V<2,5	V<2	V<(1,5+φ)	V<2,5	V<2	V<(1,5+φ)	V<2,5	V<2	V<(1,5+φ)
1	125	125	125	125	125	125	125	125	125
2	150	175	175	175	175	175	150	175	175
3	200	200	200	200	200	200	200	200	200
4	250	250	250	250	250	250	250	250	250
5	300	250	250	300	250	250	300	250	250
6	350	250	250	350	250	250	350	300	300
7	175	175	175	175	175	175	175	175	175
8	250	250	250	250	250	250	250	250	250
9	125	125	125	125	125	125	125	125	125
10	125	125	150	125	125	150	125	125	150
11	350	300	300	350	250	300	350	300	300
12	350	350	350	350	350	350	350	350	350
13	350	350	350	350	350	350	350	350	350
14	350	350	350	350	350	350	350	350	350
15	350	350	350	350	350	350	350	350	350
16	400	400	400	400	400	400	400	400	400
17	175	175	175	175	175	175	175	175	175
18	300	200	250	300	200	250	300	250	250
19	400	400	400	400	400	400	400	400	400
20	450	450	450	450	450	450	450	450	450
21	150	150	175	150	150	175	150	175	175
22	450	450	450	450	450	450	450	450	450
23	175	175	175	175	175	175	175	175	175
24	450	450	450	450	450	450	500	500	500
25	500	500	500	500	500	500	500	500	500
26	500	500	500	500	500	500	500	500	500
27	500	500	500	500	500	500	500	500	500
28	500	500	500	500	500	500	500	500	500
29	125	125	125	125	125	125	125	125	125
30	500	500	500	500	500	500	500	500	500
31	100	100	100	100	100	100	100	100	100
32	500	500	500	500	500	500	500	500	500
33	500	500	500	500	500	500	500	500	500
34	500	500	500	500	500	500	600	600	600
35	125	125	125	125	125	125	125	125	125
36	500	500	500	600	600	600	600	600	600
37	600	600	600	600	600	600	600	600	600
38	125	125	125	125	125	125	125	125	125

## Diámetros resultantes del proceso de optimización

Tramo	Proyecto			Escenario 1			Escenario 2		
	V<2,5	V<2	V<(1,5+φ)	V<2,5	V<2	V<(1,5+φ)	V<2,5	V<2	V<(1,5+φ)
39	175	150	150	175	150	150	175	150	150
40	175	175	200	175	175	200	175	175	200
41	175	150	150	175	150	150	175	150	150
42	250	250	250	250	250	250	250	250	250
43	250	250	250	250	250	250	250	250	250
44	100	100	100	100	100	100	100	100	100
45	350	250	250	350	250	250	350	300	250
46	125	125	125	125	125	125	125	125	125
47	350	350	300	350	350	300	350	350	300
48	100	100	100	100	100	100	100	100	100
49	350	350	300	350	350	300	350	350	300
50	100	125	125	100	125	125	100	125	125
51	350	350	300	350	350	300	350	350	300
52	350	350	350	350	350	350	350	350	350
53	350	350	350	350	350	350	350	350	350
54	150	125	125	150	125	125	150	125	125
55	175	175	175	175	175	175	175	175	175
56	200	200	200	200	200	200	200	200	200
57	350	400	400	350	400	400	350	400	400
58	100	100	125	100	100	125	100	100	125
59	350	400	400	350	400	400	350	400	400
60	700	700	700	700	700	700	700	700	700
61	700	700	700	700	700	700	700	700	700
62	700	700	700	700	700	700	700	700	700
63	100	100	100	100	100	100	100	100	100
64	700	700	700	700	700	700	700	700	700
65	125	100	100	125	100	100	125	100	100
66	150	125	125	150	125	125	150	125	125
67	175	150	175	175	150	175	175	150	175
68	125	100	125	125	100	125	125	100	125
69	200	175	200	200	175	200	200	175	200
70	250	250	250	250	250	250	250	250	250
71	150	125	100	150	125	100	150	125	100
72	175	175	175	175	175	175	175	175	175
73	200	175	175	200	175	175	200	175	175
74	125	100	125	125	100	125	125	100	125
75	125	100	125	125	100	125	125	100	125
76	150	150	150	150	150	150	150	150	150

## Diámetros resultantes del proceso de optimización

Tramo	Proyecto			Escenario 1			Escenario 2		
	V<2,5	V<2	V<(1,5+φ)	V<2,5	V<2	V<(1,5+φ)	V<2,5	V<2	V<(1,5+φ)
77	200	175	200	175	175	200	175	175	200
78	300	250	250	300	250	250	300	250	250
79	300	300	300	300	300	300	300	300	300
80	350	350	350	350	350	350	350	350	350
81	350	350	400	350	350	400	350	350	400
82	100	100	100	100	100	100	100	100	100
83	350	400	400	350	400	400	350	400	400
84	350	400	400	350	400	400	350	400	400
85	350	400	400	350	400	400	350	400	400
86	100	100	125	100	100	125	100	100	125
87	400	400	400	400	400	400	400	400	400
88	100	100	100	100	100	100	100	100	100
89	400	400	400	400	400	450	400	400	450
90	450	450	450	450	450	450	450	450	450
91	125	125	125	125	125	125	125	125	125
92	100	100	125	100	100	125	100	100	125
93	150	150	150	150	150	150	150	150	150
94	175	200	200	175	200	200	175	200	200
95	200	200	250	200	200	250	200	200	250
96	100	100	100	100	100	100	100	100	100
97	125	125	150	125	125	150	125	125	150
98	150	175	200	150	175	200	150	175	200
99	125	100	125	125	100	125	125	100	125
100	175	200	250	175	200	250	175	200	250
101	200	250	250	200	250	250	200	250	250
102	250	300	300	250	300	300	250	300	300
103	100	125	125	100	125	125	100	125	125
104	300	300	350	300	300	350	300	300	350
105	300	350	350	300	350	350	300	350	350
106	300	350	350	300	350	350	300	350	350
107	125	100	100	125	100	100	125	100	100
108	150	150	150	150	150	150	150	150	150
109	175	175	175	175	175	175	175	175	175
110	200	250	200	200	250	200	200	250	200
111	250	250	250	250	250	250	250	250	250
112	300	250	250	300	250	250	300	250	250
113	300	250	300	300	250	300	300	250	300
114	125	100	100	125	100	100	125	100	100

## Diámetros resultantes del proceso de optimización

Tramo	Proyecto			Escenario 1			Escenario 2		
	V<2,5	V<2	V<(1,5+φ)	V<2,5	V<2	V<(1,5+φ)	V<2,5	V<2	V<(1,5+φ)
115	150	125	150	150	125	150	150	125	150
116	175	175	175	175	175	175	175	175	175
117	100	100	100	100	100	100	100	100	100
118	250	200	250	250	200	250	250	200	250
119	250	250	250	250	250	250	250	250	250
120	350	350	350	350	350	350	350	350	350
121	350	350	400	350	350	400	350	350	400
122	350	400	400	350	400	400	350	400	400
123	350	400	400	350	400	400	350	400	400
124	350	400	400	350	400	400	350	400	400
125	450	500	500	450	500	500	450	500	500
126	600	700	600	600	700	600	600	700	700
127	100	100	100	100	100	100	100	100	100
128	600	700	600	600	700	700	600	700	700
129	150	150	150	150	150	150	150	150	150
130	100	100	100	100	100	100	100	100	100
131	175	175	175	175	175	175	175	175	175
132	250	250	250	250	250	250	250	250	250
133	125	125	125	125	125	125	125	125	125
134	250	250	250	250	250	250	250	250	250
135	300	300	250	300	300	250	300	300	250
136	300	300	300	300	300	300	300	300	300
137	100	100	100	100	100	100	100	100	100
138	150	150	150	150	150	150	150	150	150
139	175	175	175	175	175	175	175	175	175
140	300	300	300	300	300	300	300	300	300
141	350	350	350	350	350	350	350	350	350
142	350	350	350	350	350	350	350	350	350
143	350	350	350	350	350	350	350	350	350
144	125	125	125	125	125	125	125	125	125
145	150	150	150	150	150	150	150	150	150
146	350	350	350	350	350	350	350	350	350
147	400	400	400	400	400	400	400	400	400
148	900	900	900	900	1.000	900	900	1.000	900

Cuadro A.II. Comprobación de los diámetros que resultan en el proceso de optimización para la situación de proyecto y para los escenarios 1 y 2, con distintas restricciones del umbral de velocidad máxima

El costo de la red en los nueve casos analizados es el siguiente:

Red de proyecto	$v < 2,50 \text{ m/s}$	2.558.600 €
Red de proyecto	$v < 2 \text{ m/s}$	2.619.415 €
Red de proyecto	$v < (1,5+\phi) \text{ m/s}$	2.649.803 €
Red escenario 1	$v < 2,50 \text{ m/s}$	2.568.927 €
Red escenario 1	$v < 2 \text{ m/s}$	2.628.124 €
Red escenario 1	$v < (1,5+\phi) \text{ m/s}$	2.663.187 €
Red escenario 2	$v < 2,50 \text{ m/s}$	2.582.652 €
Red escenario 2	$v < 2 \text{ m/s}$	2.638.508 €
Red escenario 2	$v < (1,5+\phi) \text{ m/s}$	2.686.212 €

El incremento de costo que supone limitar la velocidad a 2 m/s en lugar de 2,5 m/s es de unos 60.000 € (con tendencia a la baja conforme va aumentando la fortaleza de la red). Este sobre costo representa un porcentaje del 2,3% del total, que habría sido asumible si se tienen en cuenta las ventajas que tiene para la seguridad de la explotación el tener una velocidad de circulación del agua más pequeña.

Asimismo la limitación de la velocidad a  $(1,5+\phi)$  m/s en lugar de 2,5 m/s supone un sobre costo de unos 100.000 €, que representa un porcentaje de menos del 4% del costo total de las tuberías de la red.

En la elección de la velocidad máxima admisible conviene tener presente que el incremento de consumo de la red no afecta al caudal circulante por los ramales (si aumentase el caudal, en los tramos de cabecera de algún ramal, sería siempre en un porcentaje muy reducido) repercutiendo exclusivamente sobre las arterias colectoras, lo que se traduce en un aumento de la velocidad del agua en las mismas. Por ello es importante, para las condiciones normales de diseño, fijar un tope máximo para el valor del umbral de la velocidad admisible en los tubos de gran calibre (considerando que ésta puede ser superada durante la explotación si aumentase en el transcurso del tiempo el consumo de agua de los cultivos).

La limitación de la velocidad máxima de circulación del agua por las tuberías conduce evidentemente a un mayor costo de la red. Resulta por ello recomendable que este umbral máximo se establezca para los caudales extremos teniendo en cuenta su menor probabilidad de ocurrencia.

#### **A.5.4 – Influencia del rendimiento ( $r$ ) de la red sobre los caudales de diseño**

En el capítulo 2 se ha comentado que el rendimiento  $r$  de la red es un coeficiente de seguridad, aplicado al dimensionamiento de los diámetros de las conducciones, que tiene una interesante forma de actuar consistente en acortar virtualmente el número de horas del día consideradas en el cómputo de la probabilidad de que el usuario esté o no regando en un momento determinado.

La probabilidad de que un agricultor tenga abierta su toma, referida siempre al periodo de punta y para la alternativa media de cultivos, es realmente el inverso del grado de libertad ( $p = 1/GL$ ), aceptando la disyuntiva de que la toma esté totalmente abierta o esté cerrada (que es lo que crea más distorsión en la determinación de los caudales circulantes por la red). Por ejemplo, si a una parcela se la ha asignado un grado de libertad de 1,50, o lo que es lo mismo 24/16, necesitaría estar derivando el caudal asignado durante 16 h al día durante el periodo de punta y para las condiciones de diseño. Con este escenario la probabilidad de que en un momento del día ese agricultor tenga abierta su toma es el inverso de 1,50, es decir 0,67 o lo que es lo mismo 16/24.

Sin embargo el rendimiento  $r$  trastoca el concepto indicado en el párrafo anterior, ya que una vez asignado el grado de libertad (que condiciona la dotación de la toma y obliga al agricultor a regar en punta de consumo durante un número determinado de horas diarias) viene a empequeñecer virtualmente el número de horas del día, lo cual atañe directamente al valor de la probabilidad de que el usuario tenga, o no, abierta su toma. En el ejemplo anterior, en el que el agricultor ha de tener abierta su toma 16 h/día, si el día virtual sólo tuviese 22 horas, la probabilidad de que en un momento determinado esté abierta la toma (en ese día virtual) es 16/22 (en lugar de 16/24, que es el valor real).

El rendimiento de la red es por lo tanto un coeficiente de seguridad con el que se dimensiona la red para que sea capaz de dar el consumo diario en un número de horas inferior a las 24 h disponibles, calculado siempre en términos estadísticos con los

parámetros de diseño establecidos de antemano (caudal continuo unitario, grado de libertad y garantía de suministro). Volviendo de nuevo al ejemplo anterior, un rendimiento de la red  $r = 22/24$  equivale a obligar a la red a que pueda dar todo el consumo diario de la zona regable en sólo 22 horas.

En este caso el primer término de la fórmula de Clément (con el que se asegura el suministro del caudal continuo  $qS$ ) introduce directamente la corrección necesaria para acortar el número de horas del día, es decir pasa de ser  $qS$  a  $qS/r$ , siendo  $S$  la superficie servida por la conducción y  $q$  el caudal continuo unitario; y en el segundo término, que refleja la dispersión de la demanda con respecto a la media, realiza la corrección estadística modificando la probabilidad de ocurrencia del suceso. El incremento de caudal de este segundo término no sigue la proporción de  $1/r$  como el primero, sino menor, ya que conforme se acortan las horas del día la dispersión estadística de la demanda disminuye. La situación límite es cuando  $GL r = 1$ , es decir cuando el día se acorta hasta igualarse con las horas que el agricultor tiene que tener abierta su toma, en cuyo caso el segundo término de la expresión de Clément se anularía.

En el cálculo de caudales realizado en las condiciones del escenario 2 se ha obtenido (ver apartado A.5.2) que la cabecera de la red ha de servir 1.346 l/s en lugar de los 1.244 l/s de proyecto. En el cálculo de proyecto el rendimiento de la red se fijó en 22/24, pero este coeficiente de seguridad no permite dar correctamente el servicio si la demanda aumentase hasta la hipótesis del escenario 2. Para cubrir la demanda de este escenario se tendría que haber dimensionado la red con rendimiento 20/24. Este valor orientativo del rendimiento de la red se obtiene a partir de la expresión simplificada de la fórmula de Clément que resulta de sustituir el sumatorio  $\Sigma$  por el número  $n$  de parcelas:

$$Q = ndp + U(nd^2p(1 - p))^{1/2}$$

$$Q = \frac{qS}{r} (n + U(n (GL r - 1))^{1/2})$$

en donde para cumplir con la relación de caudales de cabecera indicados anteriormente ( $1.346/1.244 = 1,08$ ) el rendimiento de la red debe pasar de  $r = 22/24$  a  $r = 20/24$  aproximadamente, para  $n = 113$  (número de parcelas del sector).

En el cuadro A.12 adjunto se ha procedido a calcular los caudales circulantes por la red manteniendo la dotación  $d$ , la garantía de suministro  $GS$  y el grado de libertad  $GL$  de proyecto, pero modificando el rendimiento de la red hasta  $r = 20/24$ . El resultado al que se llega, como ya se había vaticinado, es prácticamente idéntico al del escenario 2. Ello confirma lo dicho en el capítulo 4 de esta tesis respecto a que el parámetro  $r$  es un coeficiente de seguridad que recoge perfectamente el comportamiento de la red cuando se producen a posteriori incrementos generalizados de la demanda sobre la alternativa de cultivos prevista; lo cual tiene una explicación lógica e intuitiva: la red se calcula para regar en punta un número  $A$  de horas (dadas por el grado de libertad  $GL$  asignado) en un día que tiene  $B$  horas virtuales, y si se cambia el cultivo por otro más exigente el agricultor tendría que derivar el caudal durante más horas ( $A + C$ ) a costa de alargar el día virtual  $\sim (B + C)$ , es decir tomando parte de la seguridad dada por el parámetro  $r$ .

Tramo	d (l/s)	$\Sigma d$ (l/s)	dp	$\Sigma dp$	$d^2 p (1-p)$	$\Sigma d^2 p (1-p)$	Q (l/s)
1	12	12	9,05	9,05	26,68	26,68	12
2	10	22	7,83	16,88	16,98	43,66	22
3	19	41	15,02	31,90	59,83	103,49	41
4	16	57	12,82	44,72	40,82	144,31	57
5	15	72	11,99	56,71	36,09	180,40	72
6	13	85	10,36	67,07	27,33	207,73	85
7	17	17	13,22	13,22	49,95	49,95	17
8	22	39	17,62	30,84	77,15	127,10	39
9	11	11	8,33	8,33	22,26	22,26	11
10	10	21	7,43	15,75	19,12	41,38	21
8+10							
11	-	60	-	46,60	-	168,48	60
12	18	78	14,52	61,12	50,53	219,01	78
13	12	90	9,71	70,83	22,21	241,22	90
14	18	108	14,04	84,87	55,64	296,86	108
15	10	118	7,43	92,29	19,12	315,98	118
6+15							
16	-	203	-	159,36	-	523,71	203
17	18	18	14,61	14,61	49,55	49,55	18
18	11	29	8,24	22,85	22,75	72,30	29
16+18							

Tramo	d (l/s)	$\Sigma d$ (l/s)	dp	$\Sigma dp$	$d^2 p$ (1-p)	$\Sigma d^2 p$ (1-p)	Q (l/s)
19	-	232	-	182,21	-	596,01	232
20	11	243	8,73	190,94	19,79	615,80	243
21	13	13	9,96	9,96	30,31	30,31	13
20+21							
22	-	256	-	200,90	-	646,12	256
23	20	20	15,66	15,66	67,92	67,92	20
22+23							
24	-	276	-	216,56	-	714,04	276
25	20	296	16,32	232,88	60,01	774,04	296
26	16	312	12,97	245,85	39,31	813,35	312
27	15	327	11,58	257,44	39,58	852,93	326
28	8	335	6,20	263,64	11,14	864,07	333
29	16	16	12,65	12,65	42,38	42,38	16
28+29							
30	-	351	-	276,29	-	906,45	347
31	9	9	7,02	7,02	13,91	13,91	9
30+31							
32	-	360	-	283,31	-	920,36	354/355
33	16	376	12,65	295,96	42,38	962,74	369
34	11	387	8,40	304,36	21,82	984,56	378/379
35	15	15	12,08	12,08	35,29	35,29	15
34+35							
36	-	402	-	316,44	-	1.019,85	391/392
37	14	416	11,26	327,70	30,82	1.050,67	404
38	12	12	9,38	9,38	24,56	24,56	12
39	16	28	12,65	22,03	42,38	66,93	28
40	13	41	9,88	31,91	30,84	97,77	41
41	23	23	18,45	18,45	83,99	83,99	23
40+41							
42	-	64	-	50,36	-	181,76	64
43	8	72	6,37	56,73	10,39	192,15	72
44	8	8	6,45	6,45	10,02	10,02	8

Tramo	d (l/s)	Σd (l/s)	dp	Σ dp	d <sup>2</sup> p (1-p)	Σ d <sup>2</sup> p (1-p)	Q (l/s)
43+44							
45	-	80	-	63,17	-	202,17	80
46	19	19	15,02	15,02	59,83	59,83	19
45+46							
47	-	99	-	78,19	-	262,00	99
48	6	6	4,90	4,90	5,41	5,41	6
47+48							
49	-	105	-	83,08	-	267,41	105
50	17	17	13,39	13,39	48,37	48,37	17
49+50							
51	-	122	-	96,47	-	315,78	122
52	15	137	12,08	108,55	35,29	351,07	137
53	14	151	11,43	119,98	29,38	380,45	151
54	13	13	9,88	9,88	30,84	30,84	13
55	17	30	13,79	23,67	44,22	75,06	30
56	14	44	11,10	34,77	32,20	107,26	44
53+56							
57	13	208	10,60	165,35	25,41	513,12	208
58	14	14	10,93	10,93	33,52	33,52	14
57+58							
59	-	222	-	176,29	-	546,64	222
37+59							
60	-	638	-	503,99	-	1.597,31	598/597
61	10	648	7,59	511,58	18,29	1.615,60	606/605
62	10	658	7,83	519,41	16,98	1.632,58	614/613
63	7	7	5,71	5,71	7,37	7,37	7
62+63							
64	-	665	-	525,12	-	1.639,95	620/619
65	7	7	5,23	5,23	9,27	9,27	7
66	8	15	6,28	11,51	10,80	20,07	15
67	18	33	14,37	25,87	52,21	72,28	33
68	15	15	11,51	11,51	40,20	40,20	15

Tramo	d (l/s)	$\Sigma d$ (l/s)	dp	$\Sigma dp$	$d^2 p (1-p)$	$\Sigma d^2 p (1-p)$	Q (l/s)
67+68							
69	-	48	-	37,38	-	112,48	48
70	15	63	12,16	49,53	34,58	147,06	63
71	12	12	9,55	9,55	23,41	23,41	12
72	12		9,31	-	25,07	-	-
	8	32	6,20	25,06	11,14	59,62	32
73	7	39	5,30	30,36	9,00	68,63	39
74	14	14	11,34	11,34	30,16	30,16	14
75	13	13	9,88	9,88	30,84	30,84	13
74+75							
76	-	27	-	21,22	-	60,99	27
77	16	43	12,82	34,03	40,82	101,81	43
73+77							
78	-	82	-	64,39	-	170,44	82
79	20	102	16,16	80,55	62,07	232,50	102
70+79							
80	-	165	-	130,08	-	379,56	165
81	19	184	15,26	145,34	57,11	436,67	184
82	12	12	9,14	9,14	26,13	26,13	12
81+82							
83	-	196	-	154,48	-	462,81	196
84	9	205	7,35	161,83	12,14	474,94	205
85	14	219	11,43	173,26	29,38	504,33	219
86	14	14	11,18	11,18	31,56	31,56	14
85+86							
87	-	233	-	184,43	-	535,89	233
88	12	12	9,14	9,14	26,13	26,13	12
87+88							
89	-	245	-	193,58	-	562,02	245
90	18	263	14,69	208,26	48,68	610,70	263
91	17	17	13,87	13,87	43,40	43,40	17
92	13	13	10,45	10,45	26,65	26,65	13

Tramo	d (l/s)	Σd (l/s)	dp	Σ dp	d <sup>2</sup> p (1-p)	Σ d <sup>2</sup> p (1-p)	Q (l/s)
91+92							
93	-	30	-	24,32	-	70,05	30
94	20	50	15,66	39,99	67,92	137,97	50
95	5	55	3,99	43,98	4,02	141,99	55
96	9	9	6,85	6,85	14,71	14,71	9
97	13	22	10,20	17,05	28,58	43,30	22
98	20	42	15,66	32,71	67,92	111,21	42
99	15	15	11,84	11,84	37,45	37,45	15
98+99							
100	-	57	-	44,55	-	148,66	57
101	8	65	5,87	50,42	12,49	161,15	65
95+101							
102	-	120	-	94,40	-	303,14	120
103	18	18	14,11	14,11	54,86	54,86	18
102+103							
104	-	138	-	108,52	-	358,00	138
105	12	150	9,79	118,31	21,64	379,63	150
106	11	161	8,33	126,63	22,26	401,89	161
107	7	7	5,06	5,06	9,82	9,82	7
108	17	24	13,22	18,28	49,95	59,77	24
109	13	37	10,36	28,64	27,33	87,10	37
110	14	51	10,93	39,58	33,52	120,63	51
111	9	60	6,69	46,27	15,46	136,09	60
112	16	76	12,89	59,16	40,07	176,16	76
113	15	91	11,84	70,99	37,45	213,61	91
114	11	11	8,57	8,57	20,83	20,83	11
115	10	21	7,83	16,40	16,98	37,81	21
116	15	36	12,24	28,64	33,75	71,56	36
117	9	9	7,10	7,10	13,52	13,52	9
116+117							
118	16	61	12,97	48,71	39,31	124,39	61
119	12	73	9,14	57,85	26,13	150,52	73
113+119							
120	-	164	-	128,84	-	364,13	164

Tramo	d (l/s)	$\Sigma d$ (l/s)	dp	$\Sigma dp$	$d^2 p$ (1-p)	$\Sigma d^2 p$ (1-p)	Q (l/s)
121	25	189	20,08	148,91	98,87	463,00	189
122	18	207	14,44	163,36	51,37	514,38	207
123	7	214	5,14	168,49	9,57	523,95	214
124	20	234	15,75	184,25	66,91	590,86	234
106+124							
125	-	395	-	310,88	-	992,75	385
90+125							
126	-	658	-	519,74	-	1.603,45	613
127	9	9	7,35	7,35	12,14	12,14	9
126+127							
128	-	667	-	527,09	-	1.615,59	621/620
129	10	10	8,16	8,16	15,00	15,00	10
130	8	8	5,87	5,87	12,49	12,49	8
129+130							
131	-	18	-	14,04	-	27,49	18
132	7	25	5,71	19,75	7,37	34,86	25
133	12	12	9,05	9,05	26,68	26,68	12
132+133							
134	-	37	-	28,80	-	61,54	37
135	6	43	4,41	33,21	7,01	68,55	43
136	10	53	8,16	41,37	15,00	83,55	53
137	12	12	9,79	9,79	21,64	21,64	12
138	16	16	12,97	12,97	39,31	39,31	16
137+138							
139	-	28	-	22,76	-	60,94	28
136+139							
140	-	81	-	64,13	-	144,50	81
141	13	94	9,14	73,27	35,28	179,77	94
142	11	105	8,33	81,60	22,26	202,03	105
143	15	120	11,67	93,27	38,85	240,88	120
144	12	12	9,31	9,31	25,07	25,07	12
145	17	29	13,54	22,85	46,84	71,91	29
143+145							

Tramo	d (l/s)	Σd (l/s)	dp	Σ dp	d <sup>2</sup> p (1-p)	Σ d <sup>2</sup> p (1-p)	Q (l/s)
146	19	168	15,02	131,13	59,83	372,62	168
147	17	185	13,79	144,93	44,22	416,85	185
IMPULSIÓN							
64+128+147							
148	-	1.517	-	1.197,13	-	3.672,39	1.339/1.346

Cuadro A.12. Caudales de punta que resultarían en las condiciones de proyecto con  $r = 20/24$  en lugar de  $r = 22/24$

Con los parámetros  $GL = 1,50$ ;  $r = 20/24$ ;  $GS = 99\%$ , el número de parcelas de los terminales coincidentes en la demanda es de 21 según puede observarse en el cuadro precedente (tramos 1 a 26 de la red). Este número de parcelas coincide con el indicado en el análisis realizado en el capítulo 4 de esta tesis (ver tabla 4.8), en el que para los parámetros antedichos resulta  $n \sim 22$ . Sin embargo, con los parámetros asignados en el proyecto ( $GL = 1,50$ ;  $r = 22/24$ ;  $GS = 99\%$ ) la coincidencia en el riego en las áreas terminales se producía solamente en las 15 parcelas últimas (ver tabla 4.6).

En la última columna del cuadro precedente (cuadro A.12), en donde figura el caudal circulante en punta por cada uno de los tramos de la red, se ha transcrito el caudal de punta del escenario 2 (que figura en el cuadro A.8) cuando difiere del resultado obtenido en las condiciones precedentes. Estos pares valores se han coloreado para su fácil identificación. Como se ha dicho anteriormente las diferencias son insignificantes, y en la mayoría de los casos proceden del redondeo (son de 1 l/s, salvo en el tramo 148 de cabecera de la red en el que la diferencia es de sólo 7 l/s).

En resumen, el parámetro  $r$  da un margen de seguridad a la red que permite que ésta responda perfectamente cuando, estando en explotación, aumenta el consumo de manera uniforme en toda la red. Ello es válido tanto para el caso contemplado en el escenario 2 en el que en todas las parcelas de la red se cambia el cultivo por otro más exigente, como para cualquier otro posible escenario de aumento del consumo de agua en un número aleatorio de parcelas repartidas a lo largo de toda la extensión del sector de riego.

La fortaleza que aporta a la red del parámetro  $r$  también es excelente incluso cuando existe una cierta concentración de las parcelas que exigen más agua. En el caso extremo del escenario 1 el ajuste a las nuevas condiciones de servicio, estando el

incremento de demanda concentrado en los terminales, también es bueno, aunque ya no sea tan perfecto como en las hipótesis de reparto uniforme. Ello se muestra a continuación procediendo al ajuste para el caso del escenario 1.

Para determinar el valor del parámetro  $r$  con el que los caudales resultantes del cálculo (en las hipótesis de proyecto, es decir con  $GL = 1,5$ ;  $U = 2,33$ ) sean los más similares posible a los obtenidos en el escenario 1, se procede de forma análoga a como se ha hecho anteriormente para el escenario 2.

El caudal servido en cabecera de la red en el escenario 1 es de 1.282 l/s, mientras que el de proyecto fue de 1.244 l/s. La corrección a realizar se obtiene a partir de la expresión simplificada:

$$Q = \frac{qS}{r} (n + U(n (GL r - 1))^{1/2})$$

de la que resulta que para la relación de caudales  $1.282/1.244 = 1,03$  habría que realizar el reajuste del rendimiento de la red pasando de valor  $22/24$  a algo más de  $21/24$  (en la proporción indicada saldría exactamente  $21,15/24$ ).

Por otro lado el número de parcelas de los terminales coincidentes en la demanda (en las que el caudal servido coincide con  $\sum d$ ) es de 18 a 19 (cuadro A.8 inserto en el apartado A.5.2). En el capítulo 4 (ver tabla 4.7) se ha obtenido que para  $r = 21/24$ ;  $GS = 99\%$ ;  $GL = 24/16$  el número de parcelas de los terminales coincidentes en la demanda es de 18 para  $r = 21/24$ .

Por lo tanto en este ajuste del cálculo de caudales se ha de adoptar el valor del rendimiento de la red  $r = 21/24$ . En el cálculo que se adjunta (en el cuadro A.13) se mantiene el criterio de considerar el efecto que tiene sobre  $GL$  el redondeo de  $d$ , tal como se hizo en su día en el proyecto.

La adopción de  $r = 21/24$  queda, de acuerdo con los datos del párrafo precedente, ligeramente del lado de la seguridad para los tramos de cabecera. Los caudales resultantes para todo el conjunto de la red se ajustan a los del escenario 1 siendo la desviación en las grandes arterias poco significativa y, en todo caso, del lado de la seguridad.

En la última columna del cuadro de cálculo, en donde figura el caudal circulante en punta de campaña por cada uno de los tramos de la red, se indica también el caudal del escenario 1 cuando éste difiere del resultante obtenido en las condiciones precedentes. Estos pares de valores se han coloreado para su fácil identificación.

Tramo	d (l/s)	Σd (l/s)	dp	Σ dp	d <sup>2</sup> p (1-p)	Σ d <sup>2</sup> p (1-p)	Q (l/s)
1	12	12	8,62	8,62	29,14	29,14	12
2	10	22	7,46	16,08	18,96	48,10	22
3	19	41	14,30	30,38	67,16	115,27	41
4	16	57	12,21	42,59	46,28	161,55	57
5	15	72	11,42	54,01	40,89	202,44	72
6	13	85	9,87	63,88	30,92	233,35	85
7	17	17	12,59	12,59	55,52	55,52	17
8	22	39	16,78	29,37	87,58	143,10	39
9	11	11	7,93	7,93	24,33	24,33	11
10	10	21	7,08	15,01	20,69	45,02	21
8+10							
11	-	60	-	44,38	-	188,12	60
12	18	78	13,83	58,21	57,68	245,80	78
13	12	90	9,25	67,46	25,45	271,25	90
14	18	108	13,37	80,83	61,89	333,15	108
15	10	118	7,08	87,90	20,69	353,83	118
6+15							
16	-	203	-	151,78	-	587,19	203
17	18	18	13,91	13,91	56,85	56,85	18
18	11	29	7,85	21,76	24,74	81,59	29
16+18							
19	-	232	-	173,54	-	668,78	232
20	11	243	8,31	181,86	22,33	691,11	243
21	13	13	9,49	9,49	33,34	33,34	13
20+21							
22	-	256	-	191,34	-	724,44	255/256
23	20	20	14,91	14,91	75,85	75,85	20
22+23							
24	-	276	-	206,26	-	800,29	273/274

Tramo	d (l/s)	$\Sigma d$ (l/s)	dp	$\Sigma dp$	$d^2 p$ (1-p)	$\Sigma d^2 p$ (1-p)	Q (l/s)
25	20	296	15,45	221,80	69,28	869,57	291
26	16	312	12,35	234,15	45,06	914,63	305/304
27	15	327	11,03	245,18	43,80	958,42	318/316
28	8	335	5,90	251,09	12,37	970,80	324/321
29	16	16	12,05	12,05	47,62	47,62	16
28+29							
30	-	351	-	263,15	-	1.018,41	338/334
31	9	9	6,69	6,69	15,47	15,47	9
30+31							
32	-	360	-	269,82	-	1.033,89	345/341
33	16	376	12,05	281,87	47,62	1.081,50	359/354
34	11	387	8,00	289,87	24,00	1.105,50	368/362
35	15	15	12,19	12,19	34,25	34,25	15
34+35							
36	-	402	-	302,06	-	1.139,75	381/374
37	14	416	10,72	312,78	35,13	1.174,89	393/384
38	12	12	8,93	8,93	27,40	27,40	12
39	16	28	12,05	20,98	47,62	75,01	28
40	13	41	9,41	30,39	33,78	108,80	41
41	23	23	17,57	17,57	95,39	95,39	23
40+41							
42	-	64	-	47,96	-	204,18	64
43	8	72	6,07	54,03	11,73	215,91	72
44	8	8	6,14	6,14	11,41	11,41	8
43+44							
45	-	80	-	60,17	-	227,32	80
46	19	19	14,30	14,30	67,16	67,16	19
45+46							
47	-	99	-	74,48	-	294,49	99
48	6	6	4,67	4,67	6,22	6,22	6
47+48							
49	-	105	-	79,14	-	300,71	105

Tramo	d (l/s)	Σd (l/s)	dp	Σ dp	d <sup>2</sup> p (1-p)	Σ d <sup>2</sup> p (1-p)	Q (l/s)
50	17	17	12,75	12,75	54,17	54,17	17
49+50							
51	-	122	-	91,90	-	354,88	122
52	15	137	11,50	103,40	40,21	395,09	137
53	14	151	10,89	114,29	33,90	428,99	151
54	13	13	9,41	9,41	33,78	33,78	13
55	17	30	13,13	22,54	50,78	84,57	30
56	14	44	10,57	33,11	36,24	120,81	44
53+56							
57	13	208	10,10	157,50	29,32	579,12	208
58	14	14	10,41	10,41	37,38	37,38	14
57+58							
59	-	222	-	167,90	-	616,50	222
37+59							
60	-	638	-	480,69	-	1.791,39	580/575
61	10	648	7,23	487,21	20,03	1.811,42	588/582
62	10	658	7,46	495,37	18,96	1.830,38	596/589
63	7	7	5,44	5,44	8,49	8,49	7
62+63							
64	-	665	-	500,81	-	1.838,88	601/594
65	7	7	4,98	4,98	10,06	10,06	7
66	8	15	5,98	10,96	12,08	22,13	15
67	18	33	13,69	24,65	59,04	81,18	33
68	15	15	10,96	10,96	44,27	44,27	15
67+68							
69	-	48	-	35,61	-	125,44	48
70	15	63	11,58	47,19	39,60	165,04	63
71	12	12	9,10	9,10	26,42	26,42	12
72	12		8,87	-	27,78	-	-
	8	32	5,90	23,87	12,37	66,57	32
73	7	39	5,05	28,91	9,85	76,43	39
74	14	14	10,80	10,80	34,56	34,56	14

Tramo	d (l/s)	Σd (l/s)	dp	Σ dp	d <sup>2</sup> p (1-p)	Σ d <sup>2</sup> p (1-p)	Q (l/s)
75	13	13	9,41	9,41	33,78	33,78	13
74+75							
76	-	27	-	20,21	-	68,34	27
77	16	43	12,21	32,42	46,28	114,62	43
73+77							
78	-	82	-	61,33	-	191,05	82
79	20	102	15,39	76,72	70,94	262,00	102
70+79							
80	-	165	-	123,91	-	427,03	165
81	19	184	14,53	138,45	64,92	491,95	184
82	12	12	8,70	8,70	28,68	28,68	12
81+82							
83	-	196	-	147,15	-	520,63	196
84	9	205	7,00	154,15	14,00	534,63	205
85	14	219	10,89	165,04	33,90	568,53	219
86	14	14	10,65	10,65	35,69	35,69	14
85+86							
87	-	233	-	175,69	-	604,23	233
88	12	12	8,70	8,70	28,68	28,68	12
87+88							
89	-	245	-	184,39	-	632,91	243/245
90	18	263	13,99	198,38	56,10	689,01	260
91	17	17	13,21	13,21	50,07	50,07	17
92	13	13	9,95	9,95	30,33	30,33	13
91+92							
93	-	30	-	23,16	-	80,40	30
94	20	50	14,91	38,08	75,85	156,25	50
95	5	55	3,80	41,88	4,56	160,81	55
96	9	9	6,52	6,52	16,15	16,15	9
97	13	22	9,71	16,24	31,92	48,07	22
98	20	42	14,91	31,15	75,85	123,92	42
99	15	15	11,28	11,28	41,99	41,99	15

Tramo	d (l/s)	Σd (l/s)	dp	Σ dp	d <sup>2</sup> p (1-p)	Σ d <sup>2</sup> p (1-p)	Q (l/s)
98+99							
100	-	57	-	42,43	-	165,91	57
101	8	65	5,59	48,02	13,47	179,38	65
95+101							
102	-	120	-	89,90	-	340,19	120
103	18	18	13,44	13,44	61,30	61,30	18
102+103							
104	-	138	-	103,33	-	401,50	138
105	12	150	9,32	112,66	24,95	426,45	150
106	11	161	7,93	120,59	24,33	450,78	161
107	7	7	4,82	4,82	10,51	10,51	7
108	17	24	12,59	17,41	55,52	66,03	24
109	13	37	9,87	27,28	30,92	96,94	37
110	14	51	10,41	37,69	37,38	134,32	51
111	9	60	6,37	44,06	16,75	151,07	60
112	16	76	12,28	56,33	45,71	196,78	76
113	15	91	11,28	67,61	41,99	238,77	91
114	11	11	8,16	8,16	23,16	23,16	11
115	10	21	7,46	15,62	18,96	42,13	21
116	15	36	11,66	27,28	38,91	81,09	36
117	9	9	6,76	6,76	15,13	15,13	9
116+117							
118	16	61	12,35	46,31	45,06	141,29	61
119	12	73	8,70	55,10	28,68	169,97	73
113+119							
120	-	164	-	122,70	-	408,74	164
121	25	189	19,12	141,83	112,38	521,12	189
122	18	207	13,75	155,58	58,41	579,53	207
123	7	214	4,90	160,48	10,30	589,83	214
124	20	234	15,00	175,48	75,00	664,83	234
106+124							
125	-	395	-	296,07	-	1.115,61	374/368
90+125							
126	-	658	-	494,45	-	1.804,62	594/588
127	9	9	7,00	7,00	14,00	14,00	9

Tramo	d (l/s)	$\Sigma d$ (l/s)	dp	$\Sigma dp$	$d^2 p$ (1-p)	$\Sigma d^2 p$ (1-p)	Q (l/s)
126+127							
128	-	667	-	501,45	-	1.818,62	601/594
129	10	10	7,77	7,77	17,32	17,32	10
130	8	8	5,59	5,59	13,47	13,47	8
129+130							
131	-	18	-	13,36	-	19,34	18
132	7	25	5,44	18,80	8,49	27,83	25
133	12	12	8,62	8,62	29,14	29,14	12
132+133							
134	-	37	-	27,42	-	56,97	37
135	6	43	4,20	31,62	7,56	64,53	43
136	10	53	7,77	39,39	17,32	81,85	53
137	12	12	9,32	9,32	24,95	24,95	12
138	16	16	12,35	12,35	45,06	45,06	16
137+138							
139	-	28	-	21,67	-	70,01	28
136+139							
140	-	81	-	61,07	-	151,86	81
141	13	94	8,70	69,77	37,39	189,25	94
142	11	105	7,93	77,70	24,33	213,58	105
143	15	120	11,11	88,82	43,19	256,77	120
144	12	12	8,87	8,87	27,78	27,78	12
145	17	29	12,90	21,76	52,93	80,71	29
143+145							
146	19	168	14,30	124,89	67,16	404,65	168
147	17	185	13,13	138,02	50,78	455,43	185
IMPULSIÓN							
64+128+147							
148	-	1.517	-	1.140,29	-	4.112,93	1.290/1.282

Cuadro A.13. Caudales de punta que resultarían en las condiciones de proyecto con  $r = 21/24$  en lugar de  $r = 22/24$

Como puede comprobarse en el cuadro de cálculo el parámetro  $r$  permite realizar unos excelentes ajustes del diseño que dan una gran fortaleza a la red frente al incremento del consumo de la red, incluso cuando se concentra esta mayor demanda de agua en cualquier área de la zona regable.

Se llama la atención sobre la comparación de caudales circulantes para  $r = 21/24$  y para el escenario 1, en donde las áreas terminales no tienen problema ya que se dimensionan con  $\Sigma d$ . Sin embargo los tramos contiguos de las arterias que alimentan estas áreas terminales quedan (con el valor dado al rendimiento  $r$ ) con caudales estrictos pero suficientes, ya que necesitan atender una zona en la que se ha concentrado la demanda. Estos tramos de dimensionamiento estricto son sólo los contiguos a la zona de concentración de la demanda, como se ha dicho, ya que inmediatamente el diseño de las arterias empieza a tener una pequeña holgura que se mantiene hasta cabecera de la red.

#### **A.5.5 – Influencia del coeficiente de seguridad ( $k$ ) sobre los caudales de diseño de la red**

Como se ha indicado en el análisis realizado en el capítulo 4 de esta tesis doctoral, el coeficiente  $k$  y el rendimiento  $r$  tienen un objetivo común (mejorar la respuesta de la red para hacer frente a incrementos de la demanda superiores al de diseño) pero el efecto de ambos es diferente, por lo que la adopción de uno u otro dependerá del resultado específico que se quiera conseguir en la mejora de la fortaleza de la red.

El coeficiente  $k$  mayor linealmente el caudal de las arterias de la red. En la expresión de Clément este coeficiente mayor por igual la media (recogida en el primer término de la fórmula) y la varianza (recogida en el segundo). Sin embargo el rendimiento  $r$  no realiza una mayoración lineal, sino que al acortar virtualmente la duración del día mayor la media y reduce progresivamente la varianza. Por lo tanto si se obligase a que ambos parámetros tuviesen el mismo valor asintótico, es decir que  $k = 1/r$ , los caudales resultantes para el cálculo de la red serían siempre mayores al utilizar el coeficiente de seguridad  $k$ .

Asimismo si se quisiese que la coincidencia de la demanda en los terminales de la red fuese similar para ambos parámetros, entonces  $k$  ha de ser claramente menor a  $1/r$  en cuyo caso, en las arterias colectoras el caudal resultante para  $k$  se va reduciendo progresivamente, en relación con el resultante para  $r$ , conforme aumenta el número de

parcelas servidas (ya que el valor asintótico al que tiende el caudal resultante al utilizar el parámetro  $k$  queda por debajo del correspondiente a  $1/r$ ).

Este efecto se muestra ostensiblemente en el cálculo de caudales que se realiza a continuación, para la red de este sector de riego. En el mismo se han obtenido los valores del caudal para las dos hipótesis siguientes:

- Coincidencia del caudal de los terminales con el del escenario 2.
- Coincidencia del caudal de cabecera con el del escenario 2.

En el apartado A.5.4 se ha comprobado que para los parámetros  $GL = 1,50$ ;  $r = 20/24$ ;  $GS = 99\%$  el número de parcelas coincidentes en la demanda es de 21-22. Si en lugar de utilizar en el cálculo el rendimiento  $r$  se hubiese empleado el coeficiente  $k$ , también con  $GL = 1,50$  y  $GS = 99\%$ , para que coincida la demanda en 21-22 parcelas en cada terminal de la red el valor de  $k$  ha de ser aproximadamente  $k = 1,10$  (ver tabla 4.3). Con la aplicación de este coeficiente de seguridad se obliga a que el número de parcelas de los terminales en que coincide la demanda sea el del escenario 2.

Al aplicar el valor de  $k = 1,10$  el caudal resultante en cabecera va a ser menor que el del escenario 2, ya que en el análisis realizado en A.5.4 con el parámetro  $r$  (cuyo resultado coincide con el del escenario 2) se ha utilizado  $r = 20/24$ , por lo que para que el caudal de la cabecera aplicando  $k$  se aproxime al del escenario 2 debe aumentarse el valor de ese parámetro (sin llegar al valor  $k = 1/r = 1,20$  que es el umbral asintótico del rendimiento  $r$ ). Hay que tener en cuenta que lo dicho anteriormente respecto a que los caudales resultantes para  $k$  son siempre superiores que para  $r$  cuando se adoptan valores similares de ambos parámetros. Por lo tanto siempre hay que reducir el umbral cuando se aplica  $k$ . En este caso concreto el valor equivalente a  $r = 20/24$  es  $k = 1,14$ .

De la misma forma con que se ha procedido en el apartado A.5.4, en el listado de caudales que se adjunta (cuadro A.14) también se incluye un doble resultado de  $Q$  (el primer número corresponde a  $k = 1,10$  y el segundo a  $k = 1,14$  y sólo figura así en los tramos en que difieren entre sí o bien del caudal del escenario 2). Además, cuando esto ocurre se han coloreado, para facilitar su identificación, todos los valores de caudales que difieren de los del escenario 2 (en rojo los que son menores y en verde los que son mayores).

Tramo	d (l/s)	Σd (l/s)	dp	Σ dp	d <sup>2</sup> p (1-p)	Σ d <sup>2</sup> p (1-p)	Q (l/s)
1	12	12	8,00	8,00	32,00	32,00	12
2	10	22	6,67	14,67	22,22	54,22	22
3	19	41	12,67	27,33	80,22	134,44	41
4	16	57	10,67	38,00	56,89	191,33	57
5	15	72	10,00	48,00	50,00	241,33	72
6	13	85	8,67	56,67	37,56	278,89	85
7	17	17	11,33	11,33	64,22	64,22	17
8	22	39	14,67	26,00	107,56	171,78	39
9	11	11	7,33	7,33	26,89	26,89	11
10	10	21	6,67	14,00	22,22	49,11	21
8+10							
11	-	60	-	40,00	-	220,89	60
12	18	78	12,00	52,00	72,00	292,89	78
13	12	90	8,00	60,00	32,00	324,89	90
14	18	108	12,00	72,00	72,00	396,89	108
15	10	118	6,67	78,67	22,22	419,11	118
6+15							
16	-	203	-	135,33	-	698,00	203
17	18	18	12,00	12,00	72,00	72,00	18
18	11	29	7,33	19,33	26,89	98,89	29
16+18							
19	-	232	-	154,67	-	796,89	232
20	11	243	7,33	162,00	26,89	823,78	243
21	13	13	8,67	8,67	37,56	37,56	13
20+21							
22	-	256	-	170,67	-	861,33	256
23	20	20	13,33	13,33	88,89	88,89	20
22+23							
24	-	276	-	184,00	-	950,22	276
25	20	296	13,33	197,33	88,89	1.039,11	296
26	16	312	10,67	208,00	56,89	1.096,00	312
27	15	327	10,00	218,00	50,00	1.146,00	327/327
28	8	335	5,33	223,33	14,22	1.160,22	333/335
29	16	16	10,67	10,67	56,89	56,89	16

Tramo	d (l/s)	Σd (l/s)	dp	Σ dp	d <sup>2</sup> p (1-p)	Σ d <sup>2</sup> p (1-p)	Q (l/s)
28+29							
30	-	351	-	234,00	-	1.217,11	347/351
31	9	9	6,00	6,00	18,00	18,00	9
30+31							
32	-	360	-	240,00	-	1.235,11	355/360
33	16	376	10,67	250,67	56,89	1.292,00	368/376
34	11	387	7,33	258,00	26,89	1.318,89	377/387
35	15	15	10,00	10,00	50,00	50,00	15
34+35							
36	-	402	-	268,00	-	1.368,89	390/402
37	14	416	9,33	277,33	43,56	1.412,44	402/416
38	12	12	8,00	8,00	32,00	32,00	12
39	16	28	10,67	18,67	56,89	88,89	28
40	13	41	8,67	27,33	37,56	126,44	41
41	23	23	15,33	15,33	117,56	117,56	23
40+41							
42	-	64	-	42,67	-	244,00	64
43	8	72	5,33	48,00	14,22	258,22	72
44	8	8	5,33	5,33	14,22	14,22	8
43+44							
45	-	80	-	53,33	-	272,44	80
46	19	19	12,67	12,67	80,22	80,22	19
45+46							
47	-	99	-	66,00	-	252,67	99
48	6	6	4,00	4,00	8,00	8,00	6
47+48							
49	-	105	-	70,00	-	360,67	105
50	17	17	11,33	11,33	64,22	64,22	17
49+50							
51	-	122	-	81,33	-	424,89	122
52	15	137	10,00	91,33	50,00	474,89	137
53	14	151	9,33	100,67	43,56	518,44	151

Tramo	d (l/s)	Σd (l/s)	dp	Σ dp	d <sup>2</sup> p (1-p)	Σ d <sup>2</sup> p (1-p)	Q (l/s)
54	13	13	8,67	8,67	37,56	37,56	13
55	17	30	11,33	20,00	64,22	101,78	30
56	14	44	9,33	29,33	43,56	145,33	44
53+56							
57	13	208	8,67	138,67	37,56	701,33	208
58	14	14	9,33	9,33	43,56	43,56	14
57+58							
59	-	222	-	148,00	-	744,89	222
37+59							
60	-	638	-	425,33	-	2.157,33	587/609
61	10	648	6,67	432,00	22,22	2.179,56	595/617
62	10	658	6,67	438,67	22,22	2.201,78	603/625
63	7	7	4,67	4,67	10,89	10,89	7
62+63							
64	-	665	-	443,33	-	2.212,67	609/631
65	7	7	4,67	4,67	10,89	10,89	7
66	8	15	5,33	10,00	14,22	25,11	15
67	18	33	12,00	22,00	72,00	97,11	33
68	15	15	10,00	10,00	50,00	50,00	15
67+68							
69	-	48	-	32,00	-	147,11	48
70	15	63	10,00	42,00	50,00	197,11	63
71	12	12	8,00	8,00	32,00	32,00	12
72	12		8,00	-	32,00	-	-
	8	32	5,33	21,33	14,22	78,22	32
73	7	39	4,67	26,00	10,89	89,11	39
74	14	14	9,33	9,33	43,56	43,56	14
75	13	13	8,67	8,67	37,56	37,56	13
74+75							
76	-	27	-	18,00	-	81,12	27
77	16	43	10,67	28,67	56,89	138,00	43
73+77							

Tramo	d (l/s)	Σd (l/s)	dp	Σ dp	d <sup>2</sup> p (1-p)	Σ d <sup>2</sup> p (1-p)	Q (l/s)
78	-	82	-	54,67	-	227,11	82
79	20	102	13,33	68,00	88,89	316,00	102
70+79							
80	-	165	-	110,00	-	513,11	165
81	19	184	12,67	122,67	80,22	593,33	184
82	12	12	8,00	8,00	32,00	32,00	12
81+82							
83	-	196	-	130,67	-	625,33	196
84	9	205	6,00	136,67	18,00	643,33	205
85	14	219	9,33	146,00	43,56	686,89	219
86	14	14	9,33	9,33	43,56	43,56	14
85+86							
87	-	233	-	155,33	-	730,44	233
88	12	12	8,00	8,00	32,00	32,00	12
87+88							
89	-	245	-	163,33	-	762,44	245
90	18	263	12,00	175,33	72,00	834,44	263
91	17	17	11,33	11,33	64,22	64,22	17
92	13	13	8,67	8,67	37,56	37,56	13
91+92							
93	-	30	-	20,00	-	101,78	30
94	20	50	13,33	33,33	88,89	190,67	50
95	5	55	3,33	36,67	5,56	196,22	55
96	9	9	6,00	6,00	18,00	18,00	9
97	13	22	8,67	14,67	37,56	55,56	22
98	20	42	13,33	28,00	88,89	144,44	42
99	15	15	10,00	10,00	50,00	50,00	15
98+99							
100	-	57	-	38,00	-	194,44	57
101	8	65	5,33	43,33	14,22	208,67	65
95+101							
102	-	120	-	80,00	-	404,89	120

Tramo	d (l/s)	Σd (l/s)	dp	Σ dp	d <sup>2</sup> p (1-p)	Σ d <sup>2</sup> p (1-p)	Q (l/s)
103	18	18	12,00	12,00	72,00	72,00	18
102+103							
104	-	138	-	92,00	-	476,89	138
105	12	150	8,00	100,00	32,00	508,89	150
106	11	161	7,33	107,33	26,89	535,78	161
107	7	7	4,67	4,67	10,89	10,89	7
108	17	24	11,33	16,00	64,22	75,11	24
109	13	37	8,67	24,67	37,56	112,67	37
110	14	51	9,33	34,00	43,56	156,22	51
111	9	60	6,00	40,00	18,00	174,22	60
112	16	76	10,67	50,67	56,89	231,11	76
113	15	91	10,00	60,67	50,00	281,11	91
114	11	11	7,33	7,33	26,89	26,89	11
115	10	21	6,67	14,00	22,22	49,11	21
116	15	36	10,00	24,00	50,00	99,11	36
117	9	9	6,00	6,00	18,00	18,00	9
116+117							
118	16	61	10,67	40,67	56,89	174,00	61
119	12	73	8,00	48,67	32,00	206,00	73
113+119							
120	-	164	-	109,33	-	487,11	164
121	25	189	16,67	126,00	138,89	626,00	189
122	18	207	12,00	138,00	72,00	698,00	207
123	7	214	4,67	142,67	10,89	708,89	214
124	20	234	13,33	156,00	88,89	797,78	234
106+124							
125	-	395	-	263,33	-	1.333,56	384/395
90+125							
126	-	658	-	438,66	-	2.168,00	602/624
127	9	9	6,00	6,00	18,00	18,00	9
126+127							
128	-	667	-	444,66	-	2.186,00	609/632
129	10	10	6,67	6,67	22,22	22,22	10
130	8	8	5,33	5,33	14,22	14,22	8

Tramo	d (l/s)	$\Sigma d$ (l/s)	dp	$\Sigma dp$	$d^2 p$ (1-p)	$\Sigma d^2 p$ (1-p)	Q (l/s)
129+130							
131	-	18	-	12,00	-	36,44	18
132	7	25	4,67	16,67	10,89	47,33	25
133	12	12	8,00	8,00	32,00	32,00	12
132+133							
134	-	37	-	24,67	-	79,33	37
135	6	43	4,00	28,67	8,00	87,33	43
136	10	53	6,67	35,33	22,22	109,56	53
137	12	12	8,00	8,00	32,00	32,00	12
138	16	16	10,67	10,67	56,89	56,89	16
137+138							
139	-	28	-	18,67	-	88,89	28
136+139							
140	-	81	-	54,00	-	198,44	81
141	13	94	8,67	62,67	37,56	236,00	94
142	11	105	7,33	70,00	26,89	262,89	105
143	15	120	10,00	80,00	50,00	312,89	120
144	12	12	8,00	8,00	32,00	32,00	12
145	17	29	11,33	19,33	64,22	96,22	29
143+145							
146	19	168	12,67	112,00	80,22	489,33	168
147	17	185	11,33	123,33	64,22	553,56	185
IMPULSIÓN							
64+128+147							
148	-	1.517	-	1.011,33	-	4.952,22	1.293/1.340

Cuadro A.14. Caudales de punta que resultarían en las condiciones de proyecto con  $k = 1,10$  y con  $k = 1,4$  en lugar de  $r = 22/24$

A la vista de los resultados del cuadro anterior (cuadro A.14) queda patente que el coeficiente  $k$  produce un ajuste peor que el que se consigue con el parámetro  $r$ , para la situación en que aumenta la demanda de agua de los usuarios de la zona regable por encima de la alternativa de cultivos prevista. La razón por la que comporta mejor el parámetro  $r$  se ha comentado en el apartado A.5.4, al indicar que el exceso de demanda lo solventa el agricultor regando más horas, lo cual el algoritmo de cálculo lo compensa

a su vez alargando en esa proporción el número de horas virtuales del día (tomando toda o parte de la seguridad proporcionada por el parámetro  $r$ ).

Sin embargo el parámetro  $k$  no tiene esta habilidad y cuando ajusta los caudales de cola se desvía en el cómputo de los de cabeza, y viceversa. Con la hipótesis de  $k = 1,10$  los caudales de cola han quedado perfectamente ajustados a los del escenario 2 pero el caudal del tramo 148 es de 1.293 l/s, y cuando se ajusta el caudal de cabecera (con  $k = 1,14$ ) el número de parcelas de los terminales con coincidencia en la demanda aumenta de 21-22 a 29-30, con lo que, desde el punto de vista de probabilidad estadística, la red queda ligeramente sobredimensionada.

Por esta razón la red dimensionada con el empleo del coeficiente  $k$  no es más barata ni tiene más fortaleza que la dimensionada en términos equivalentes con el parámetro  $r$ , como se muestra en los cálculos que se adjuntan, aunque la horquilla de costos entre unas u otras opciones pueda considerarse como moderada.

A efectos comparativos se ha procedido a recalcular la red, manteniendo los diámetros de proyecto, para los caudales resultantes en el escenario 2 (prácticamente coincidentes con los que se habrían obtenido en el proyecto si se hubiese aplicado un rendimiento de la red  $r = 20/24$  en lugar de  $r = 22/24$ ) y para los coeficientes de seguridad  $k = 1,10$  y  $k = 1,14$  (ver cuadro A.15).

Se han coloreado las casillas de los tramos en que aumenta el caudal respecto al de proyecto. También se han coloreado las casillas en las que la holgura de presión del terminal es negativa, es decir aquellas en las que el agricultor no recibiría la presión correcta.

Unas y otras evidentemente no coinciden, ya que en esta situación del escenario 2 (en donde aumenta el consumo de agua de toda la red de manera generalizada) las conducciones que precisan dar más caudal son las grandes arterias de cabecera, pero donde cae la presión es en los terminales de los ramales situados en los extremos de la red de riego.

También es ilustrativo, como se ha comentado en ocasiones anteriores, que las parcelas con déficit de presión son en todos los supuestos siempre las mismas, es decir que un mayor consumo de agua de la red no lo sufren todos los usuarios sino solamente

los de las parcelas ubicadas en los puntos más desfavorables de la zona regable (por cota o lejanía de la cabecera de la red).

Tramo	Caudal (l/s)					$\phi$ Proy	Holgura de presión (m)		
	Proy.	Esc. 2	r 20/24	k 0,10	k 0,14		Esc. 2	k 0,10	k 0,14
1	12	12	12	12	12	125	-1,49	-1,31	-1,81
2	22	22	22	22	22	150	0,38	0,56	0,06
3	41	41	41	41	41	200	2,85	3,03	2,53
4	57	57	57	57	57	250	4,84	5,01	4,52
5	72	72	72	72	72	250	5,97	6,15	5,65
6	85	85	85	85	85	250	7,78	7,95	7,46
7	17	17	17	17	17	175	-1,43	-1,26	-1,75
8	39	39	39	39	39	250	-0,25	-0,07	-0,57
9	11	11	11	11	11	125	-0,90	-0,72	-1,22
10	21	21	21	21	21	125	-0,22	-0,04	-0,54
11	60	60	60	60	60	250	1,07	1,24	0,75
12	78	78	78	78	78	300	2,00	2,17	1,68
13	90	90	90	90	90	300	2,30	2,48	1,98
14	108	108	108	108	108	350	3,66	3,84	3,34
15	118	118	118	118	118	350	4,81	4,98	4,49
16	203	203	203	203	203	450	5,82	5,99	5,50
17	18	18	18	18	18	150	-1,68	-1,50	-2,00
18	29	29	29	29	29	175	-0,07	0,11	-0,39
19	228	232	232	232	232	450	0,63	0,81	0,31
20	237	243	243	243	243	450	1,67	1,85	1,35
21	13	13	13	13	13	175	-1,70	-1,53	-2,03
22	248	256	256	256	256	450	-1,67	-1,49	-1,99
23	20	20	20	20	20	175	-0,58	-0,41	-0,90
24	266	276	276	276	276	450	1,41	1,59	1,09
25	283	296	296	296	296	450	2,58	2,76	2,26
26	297	312	312	312	312	500	4,23	4,41	3,91
27	309	326	326	327	327	500	5,48	5,65	5,16
28	316	333	333	333	335	500	6,33	6,52	6,02
29	16	16	16	16	16	125	0,45	0,63	0,16
30	329	347	347	347	351	500	2,60	2,78	2,31
31	9	9	9	9	9	100	1,88	2,06	1,61
32	336	355	354	355	360	600	4,41	4,60	4,14
33	349	369	369	368	376	600	4,86	5,04	4,60
34	358	379	378	377	387	600	5,59	5,77	5,36
35	15	15	15	15	15	125	-0,84	-0,66	-1,06
36	370	392	391	390	402	600	0,88	1,05	0,66

Tramo	Caudal (l/s)					$\phi$ Proy	Holgura de presión (m)		
	Proy.	Esc. 2	r 20/24	k 0,10	k 0,14		Esc. 2	k 0,10	k 0,14
37	382	404	404	402	416	600	1,47	1,64	1,28
38	12	12	12	12	12	125	1,04	1,20	0,84
39	28	28	28	28	28	175	3,62	3,78	3,42
40	41	41	41	41	41	200	6,40	6,56	6,21
41	23	23	23	23	23	175	-0,29	-0,12	-0,48
42	64	64	64	64	64	250	1,69	1,85	1,49
43	72	72	72	72	72	250	2,74	2,90	2,54
44	8	8	8	8	8	100	11,94	12,10	11,75
45	80	80	80	80	80	250	13,33	13,50	13,14
46	19	19	19	19	19	125	1,68	1,84	1,48
47	99	99	99	99	99	300	7,64	7,80	7,45
48	6	6	6	6	6	100	11,22	11,38	11,03
49	105	105	105	105	105	300	12,55	12,71	12,35
50	17	17	17	17	17	100	5,73	5,90	5,54
51	122	122	122	122	122	300	11,60	11,77	11,41
52	137	137	137	137	137	300	12,50	12,67	12,31
53	151	151	151	151	151	350	14,97	15,14	14,78
54	13	13	13	13	13	125	0,63	0,80	0,44
55	30	30	30	30	30	175	6,22	6,38	6,03
56	44	44	44	44	44	200	9,30	9,46	9,10
57	208	208	208	208	208	400	12,26	12,42	12,07
58	14	14	14	14	14	100	6,70	6,86	6,51
59	221	222	222	222	222	450	8,12	8,28	7,93
60	561	597	598	587	609	600	9,40	9,57	9,21
61	569	605	606	595	617	600	10,44	10,57	10,29
62	576	613	614	603	625	600	12,39	12,46	12,31
63	7	7	7	7	7	100	13,34	13,36	13,31
64	582	619	620	609	631	600	12,78	12,81	12,76
65	7	7	7	7	7	100	0,54	0,65	0,44
66	15	15	15	15	15	125	3,50	3,61	3,40
67	33	33	33	33	33	175	8,52	8,63	8,42
68	15	15	15	15	15	100	0,02	0,12	-0,08
69	48	48	48	48	48	200	7,15	7,25	7,05
70	63	63	63	63	63	250	10,53	10,63	10,43
71	12	12	12	12	12	150	-0,34	-0,24	-0,45
72	32	32	32	32	32	175	0,55	0,66	0,45
73	39	39	39	39	39	200	6,98	7,09	6,88
74	14	14	14	14	14	125	0,05	0,16	-0,05
75	13	13	13	13	13	125	-0,36	-0,26	-0,46

Tramo	Caudal (l/s)					$\phi$ Proy	Holgura de presión (m)		
	Proy.	Esc. 2	r 20/24	k 0,10	k 0,14		Esc. 2	k 0,10	k 0,14
76	27	27	27	27	27	150	1,29	1,40	1,19
77	43	43	43	43	43	175	4,61	4,72	4,51
78	82	82	82	82	82	250	6,65	6,76	6,55
79	102	102	102	102	102	250	8,97	9,08	8,87
80	165	165	165	165	165	350	12,34	12,44	12,24
81	184	184	184	184	184	350	13,88	13,99	13,78
82	12	12	12	12	12	100	5,81	5,92	5,71
83	196	196	196	196	196	350	10,46	10,57	10,36
84	203	205	205	205	205	350	12,26	12,36	12,16
85	216	219	219	219	219	350	16,29	16,39	16,18
86	14	14	14	14	14	100	9,02	9,12	8,92
87	228	233	233	233	233	400	16,00	16,10	15,90
88	12	12	12	12	12	100	9,87	9,97	9,77
89	237	245	245	245	245	450	12,92	13,03	12,82
90	253	263	263	263	263	450	13,72	13,83	13,62
91	17	17	17	17	17	125	0,97	1,09	0,78
92	13	13	13	13	13	100	-0,52	-0,40	-0,71
93	30	30	30	30	30	150	-0,64	-0,53	-0,83
94	50	50	50	50	50	175	2,61	2,72	2,41
95	55	55	55	55	55	175	5,83	5,94	5,64
96	9	9	9	9	9	100	1,20	1,31	1,01
97	22	22	22	22	22	125	3,10	3,21	2,90
98	42	42	42	42	42	150	11,27	11,39	11,08
99	15	15	15	15	15	125	2,37	2,48	2,18
100	57	57	57	57	57	175	5,76	5,88	5,57
101	65	65	65	65	65	200	12,14	12,26	11,95
102	120	120	120	120	120	250	16,11	16,22	15,92
103	18	18	18	18	18	100	2,75	2,87	2,56
104	138	138	138	138	138	300	14,67	14,78	14,48
105	150	150	150	150	150	300	15,58	15,70	15,39
106	161	161	161	161	161	300	20,26	20,38	20,07
107	7	7	7	7	7	125	-1,00	-0,88	-1,19
108	24	24	24	24	24	150	-0,22	-0,10	-0,41
109	37	37	37	37	37	200	3,62	3,74	3,43
110	51	51	51	51	51	200	5,83	5,94	5,63
111	60	60	60	60	60	250	11,06	11,18	10,87
112	76	76	76	76	76	250	13,15	13,27	12,96
113	91	91	91	91	91	250	16,16	16,27	15,97
114	11	11	11	11	11	125	-0,80	-0,68	-0,99

Tramo	Caudal (l/s)					$\phi$ Proy	Holgura de presión (m)		
	Proy.	Esc. 2	r 20/24	k 0,10	k 0,14		Esc. 2	k 0,10	k 0,14
115	21	21	21	21	21	150	0,19	0,30	0,00
116	36	36	36	36	36	175	1,63	1,74	1,44
117	9	9	9	9	9	100	2,44	2,56	2,25
118	61	61	61	61	61	200	3,39	3,51	3,20
119	73	73	73	73	73	250	11,89	12,00	11,69
120	164	164	164	164	164	350	16,10	16,22	15,91
121	189	189	189	189	189	350	17,63	17,75	17,44
122	207	207	207	207	207	350	20,22	20,33	20,02
123	212	214	214	214	214	350	21,81	21,93	21,62
124	230	234	234	234	234	350	26,19	26,31	26,00
125	364	385	385	384	395	450	30,24	30,35	30,05
126	575	613	613	602	624	600	32,04	32,14	31,94
127	9	9	9	9	9	100	12,46	12,49	12,44
128	582	620	621	609	632	600	14,84	14,87	14,82
129	10	10	10	10	10	150	0,91	0,92	0,91
130	8	8	8	8	8	100	2,75	2,76	2,75
131	18	18	18	18	18	175	4,40	4,41	4,40
132	25	25	25	25	25	200	4,86	4,87	4,86
133	12	12	12	12	12	100	0,59	0,60	0,59
134	37	37	37	37	37	250	6,01	6,02	6,02
135	43	43	43	43	43	250	6,20	6,21	6,20
136	53	53	53	53	53	250	7,10	7,10	7,10
137	12	12	12	12	12	100	0,77	0,77	0,77
138	16	16	16	16	16	150	0,03	0,04	0,03
139	28	28	28	28	28	150	1,20	1,21	1,20
140	81	81	81	81	81	300	6,53	6,54	6,53
141	94	94	94	94	94	300	7,11	7,11	7,11
142	105	105	105	105	105	350	9,29	9,30	9,29
143	120	120	120	120	120	350	10,47	10,48	10,47
144	12	12	12	12	12	100	0,04	0,05	0,04
145	29	29	29	29	29	150	7,15	7,16	7,15
146	168	168	168	168	168	400	13,80	13,81	13,80
147	184	185	185	185	185	450	14,79	14,80	14,79
148	1.244	1.346	1.339	1.293	1.340	1.000	16,40	16,40	16,40

Cuadro A.15. Comparación del comportamiento de la red de proyecto para distintas hipótesis de caudales circulantes por ella

También se ha procedido a reoptimizar el dimensionamiento de la red para los caudales resultantes aplicando los coeficientes de seguridad  $k = 1,10$  y  $k = 1,14$ .

Aunque no hay grandes diferencias en el costo global de la red, es claro que ésta se encarece ligeramente al aplicar el parámetro  $k$  en sustitución del parámetro  $r$  y no aporta mejoras funcionales.

<b>Redes optimizadas en distintos escenarios</b>		
<b>Escenario</b>	<b>Caudal (l/s)</b>	<b>Costo red (euros)</b>
Proyecto ( $r = 22/24$ )	1.244	2.581.039
Proyecto ( $k = 1,10$ )	1.293	2.600.381
Escenario 2	1.346	2.647.124
Proyecto ( $k = 1,14$ )	1.340	2.653.927

*Cuadro A.16. Costo de la red optimizada para distintas hipótesis de caudal circulante*

### **A.5.6 – Resumen general**

Se ha elegido como caso real, para comprobación de lo formulado en esta tesis doctoral, la red del Sector I de la zona regable de Villoria. Como se indica al inicio del estudio la red de este sector de riego se dimensionó siguiendo las pautas habituales de la época, sin que reúna ninguna característica especial que pueda distorsionar el resultado del análisis. Se indica que cualquier otra podría haber cumplido el mismo objetivo, ya que lo que se ha comprobado es la fortaleza que tiene el dimensionamiento realizado para atender un posible incremento del consumo de agua y la idoneidad de los parámetros de riego aplicados en el cálculo de los caudales de diseño de la red colectiva de tuberías.

A título informativo se describen los datos agronómicos que sirvieron de base al proyecto con el que se construyó la red. En modo alguno los datos recabados se someten a juicio crítico, ya que éste no es el objeto del presente trabajo de investigación. Es más, se supone que toda esta información fue correctamente realizada, al igual que el análisis y el diseño del riego en la parcela, así como la determinación del caudal continuo unitario (establecido para la alternativa media de cultivos). También se acepta, sin entrar en discusión alguna, el grado de libertad dado a los usuarios del riego, el cual condujo a fijar la dotación en parcela.

La construcción de la infraestructura de las redes colectivas de riego marca un hito diferencial importante entre la fase de proyecto (en la cual todo es susceptible de cambio) y la fase de explotación (en la que los cambios que pueden realizarse están muy condicionados por la obra construida).

Realmente durante la explotación no debería cambiarse nada en la infraestructura general (captación, sistema de presurización del agua, y red colectiva de distribución desde cabecera hasta las tomas de las parcelas). Los hidrantes de entrega del agua a cada usuario son los elementos terminales de la red colectiva, y en ellos se disponen los dispositivos de control del caudal y de la presión de servicio, y también el control del consumo a efectos de facturación. Por lo tanto las operaciones mancomunadas de la red atañen exclusivamente durante la explotación a las labores de mantenimiento, y si se realiza alguna modificación es para corregir defectos del diseño. En resumen hay que considerar que la red colectiva no es susceptible de cambios.

Sin embargo, cada agricultor en su parcela si puede introducir todos los cambios que desee, siempre que sean compatibles con la dotación asignada en hidrante. Es decir, a nivel de parcela el usuario puede introducir durante la explotación todos los cambios que le convengan respecto al tipo de cultivo, uso del caudal dado en la toma, grado de automatización del riego y sistema de aplicación del agua. La libertad que se concede al agricultor en el riego a la demanda sólo está condicionada por la limitación del caudal disponible en la toma, la presión garantizada a la que se entrega el agua a la parcela, y el sistema de facturación del consumo.

Con estas premisas se ha procedido al análisis de esta red con objeto de determinar la fortaleza de la misma frente a los incrementos de consumo durante la explotación.

En el apartado A.3 se incluye la información sobre los parámetros de riego adoptados para el cálculo de los caudales de diseño de la red:

- El caudal continuo unitario ( $q = 0,68 \text{ l/s y ha}$ ) se fijó para el mes de máximo consumo de la alternativa media de cultivos propuesta para los suelos de la clase II. Ello reporta un pequeño margen de holgura ya que las alternativas de cultivos propuestas para el resto de suelos del sector (clases III y IV) consumen algo menos de agua en punta (aunque el periodo de máximo consumo de todas ellas coincide). En la determinación de  $q$  se supuso que se utilizan todos los días de la semana, sin distinción entre ellos.
- El grado de libertad se fijó para todo el conjunto del sector de riego en 1,5 (16 h de riego al día durante el periodo de punta). Con este valor se fijó la

dotación en parcela, redondeándola a l/s completos, por lo que el grado de libertad que realmente dispone cada parcela es variable al quedar ligeramente afectado por el redondeo aplicado. En los apartados A.2.4 y A.3.3 se indica que en las parcelas en las que se planten cultivos más exigentes la jornada de riego en punta puede pasar de 16 h a 19 h. Estos valores de  $GL$  son altos para la época de diseño de esta red (en la que se utilizaban alas móviles de riego), pero se considera que hoy en día son asequibles debido a la mejora de la automatización y del equipamiento de la parcela. Como se ha comentado en el capítulo 4 de esta tesis la utilización de grados de libertad reducidos (por debajo de 2) da mayor uniformidad a la distribución del agua y el consumo de la red se ajusta muy bien a la ley de distribución normal (base de la fórmula de Clément).

- La garantía de suministro se fijó en el 99%, que es un valor alto incluso en el momento actual (condiciona la probabilidad estadística de que el caudal de diseño no sea superado durante el periodo de punta de consumo).
- El rendimiento de la red se fijó en  $r = 22/24$ . Este parámetro proporciona el margen de holgura de la red que permite que ésta pueda dar caudales superiores a los de diseño. Representa el número de horas en las que la red está capacitada para dar el consumo.

Con estos parámetros el caudal resultante en cabecera de la red es de 1.244 l/s y el número de parcelas de los terminales en las que hay coincidencia en la demanda es de 15 (cifra igual a la indicada en el capítulo 4 de la tesis).

En el apartado A.4 se ha ajustado el modelo de dimensionamiento de la red partiendo de los criterios que se aplicaron en proyecto, los cuales se han actualizado para que pueda realizarse el análisis comparativo de los distintos escenarios que se contemplan en este trabajo. En este proceso de ajuste se ha respetado íntegramente el esquema topológico de la red, la piezométrica mínima exigida en los terminales, la presión de cabecera, los diámetros y el umbral de velocidad máxima admisible, y se ha actualizado el procedimiento de cálculo de las pérdidas de carga (sustituyendo Scimemi con mayoración del 15% por Darcy-Colebrook con  $k = 0,08 \text{ mm}$  y pérdidas localizadas del 10%) y los costos de las tuberías. El cálculo se ha realizado con optimización mediante programación dinámica (método Granados).

La red de proyecto (la construida) tiene un costo con los precios actualizados de 2.617.723 euros. Con dichos precios la reoptimización da un costo de 2.581.039 euros, es decir un 1,4% menos. En el apartado A.4 se indica que esto no tiene significado alguno respecto a la calidad del proceso de optimización que se hizo en proyecto, ya que se han actualizado los precios de las tuberías y la forma de determinar sus pérdidas de carga, siendo solamente un valor de referencia para el análisis comparativo de los distintos escenarios de trabajo que se han abordado aquí.

Una vez ajustado el modelo de la red se han estudiado en detalle los dos escenarios nuevos del procedimiento (apartado A.5) en los que se pide a la red que atienda un mayor consumo en punta, con objeto de verificar su fortaleza frente a los incrementos de la demanda. Se han denominado escenarios 1 y 2.

En el escenario 1 se contempla una situación en la cual aproximadamente la mitad de las parcelas del sector plantan el cultivo que consume más agua en el periodo de punta, mientras el resto continúan cultivando la alternativa media. El caso más desfavorable es que todas estas parcelas de alto consumo de agua se concentren en las áreas terminales de la red, es decir aquellas que se encuentran más alejadas de la fuente y parte de ellas a la cota más alta del sector.

La concentración en los terminales de la red de las parcelas de alto consumo fallaría de inmediato si éstos no se hubiesen dimensionado para el caudal  $\sum d$ , de lo que se deduce que el primer indicio de fortaleza del dimensionamiento de la red de riego es el número de parcelas de los terminales para las que el caudal de diseño de la conducción que las alimenta coincide con la suma algebraica de las dotaciones. Esto evidentemente es obvio, ya que para que haya un gran número de parcelas en los terminales con sus arterias dimensionadas para  $\sum d$  basta con reducir el rendimiento de la red  $r$  o bien aumentar la garantía de suministro  $GS$  del diseño, parámetros ambos que lo que hacen es aumentar la seguridad de la red. También al reducir el grado de libertad  $GL$  aumenta la coincidencia en el riego, pero con ello se da una fortaleza falsa a la red, ya que ello supone quitar a los usuarios su nivel de confort al bajarles la dotación (es decir haciendo que el caudal que se le da al usuario en hidrante se aproxime al caudal continuo unitario, alargando su jornada de riego).

Se ha supuesto en el escenario 1 que en las 14-15 últimas parcelas de todos los terminales de las arterias de distribución se ha plantado el cultivo de mayor consumo de

agua. Ello afecta al 65% de la superficie del sector. En esta área los agricultores necesitan regar durante el periodo de punta más horas de las previstas en proyecto, con objeto de conseguir el volumen de agua diario que precisan sus cultivos. Sacrificarán por lo tanto parte del grado de libertad asignado, ya que el caudal que pueden derivar por su toma es el de la dotación de proyecto (es decir el del limitador de caudal que hay colocado en su hidrante, el cual no puede ser rebasado). El resto de los agricultores del sector se supone que riegan de acuerdo con lo previsto en proyecto.

Ello supone para los agricultores que gastan más agua la reducción del grado de libertad, que en este caso real pasaría de 1,50 a 1,27. La red daría el caudal de demanda utilizando el margen de holgura proporcionado por el rendimiento  $r$  de la red. Si fuese posible atender esta nueva demanda sin que caiga la presión en la red se consideraría que es una red robusta, con gran fortaleza para atender estos incrementos de caudal.

Se ha realizado el reajuste de caudales a que daría lugar este escenario 1, incrementándose el caudal de cabecera en un 3% (pasaría de 1.244 l/s a 1.282 l/s). Con estos nuevos caudales y los diámetros de la red existente, se ha recalculado la línea piezométrica, observando que se produce una pequeña caída de presión en las parcelas geográficamente más desfavorecidas.

Si durante la redacción del proyecto se hubiese contemplado este escenario se podría haber puesto solución con un pequeño sobrecosto de la red. En el apartado A.5.1 se ha procedido a optimizar la red para los caudales del escenario 1, de manera que se atendiese este mayor consumo de agua sin pérdida de presión en los terminales, es decir con la presión de servicio establecida en el proyecto. El costo de la red que se precisaría para ello es de 2.604.903 euros, lo que supone un encarecimiento de 23.824 euros, es decir el 0,92% respecto al costo de la red optimizada de proyecto (con costo de 2.581.039 euros). La conclusión a la que se llega es que el análisis de estos escenarios, de mayor consumo de agua en punta, permite que se pueda proyectar una red más robusta con un pequeño sobrecosto.

Se hace también en este apartado A.5.1 una reflexión sobre la influencia que los parámetros del riego tienen en este análisis, indicándose que el caudal continuo unitario  $q$ , la dotación en parcela  $d$  y la garantía de suministro  $GS$ , se fijan al inicio del proceso de cálculo y son consecuencia de los estudios agronómicos, del sistema de riego, del nivel de confort dado al usuario y de la calidad operacional con que se quiere dotar el

servicio a los agricultores. En sí mismos estos tres parámetros no albergan ningún coeficiente de seguridad específico para solventar los incrementos de demanda, a los cuales se hace frente con el rendimiento de la red (o bien con el coeficiente de seguridad  $k$ , si se ha aplicado éste en sustitución de aquel).

En el escenario 2, estudiado en el apartado A.5.2, se analiza la hipótesis extrema correspondiente a la situación en que todas las parcelas del sector de riego se plantasen con el cultivo más exigente, el de mayor consumo en el periodo de punta. Se dice que aunque esta hipótesis no tiene prácticamente probabilidad alguna de ocurrencia no conviene soslayarla enteramente, ya que hay zonas regables en las que se ha producido algo parecido, y que habiendo sido concebidas inicialmente para una alternativa de cultivos diversificada han acabado con una plantación extensiva de maíz o de forrajeras que ha trastocado fuertemente la demanda de agua.

De todas formas, aunque esta hipótesis extrema no se vaya a producir, puede ser un indicador sobre la fortaleza con que se ha dotado a la red. En este análisis extremo se supone que en todas las parcelas se sacrifica parte del nivel de confort durante el periodo de punta (reducción del grado de libertad de los usuarios) y que la red intenta atender esta mayor demanda de agua utilizando el margen de seguridad con que había sido dotada (es decir el rendimiento de la red pasa a ser  $r = 1$ ).

Con estas condiciones se han recalculado los caudales demandados por la red, incrementándose el caudal que ha de servirse en cabecera en un 8,2% (pasaría de los 1.244 l/s de proyecto a 1.346 l/s). Se llama la atención sobre el hecho de que el incremento diferencial de caudal se va haciendo mayor conforme aumenta el número de parcelas a las que se da servicio; y también sobre la mayor coincidencia en la demanda de las parcelas de los terminales (que pasan de 14-15 en el diseño de proyecto, a unas 18-19 en el escenario 1, y a unas 21-22 en el escenario 2).

Se ha procedido en este escenario 2 a recomprobar la línea piezométrica de la red existente, resultando, como era de prever, que la caída de presión es más acentuada que la que se obtuvo para el escenario 1 y que las parcelas en las que se produce esta falta de presión vuelven a ser las mismas.

Si se hubiese querido durante la elaboración del proyecto diseñar una red tan robusta que pudiese atender este caso extremo, la red habría costado 2.647.124 euros en lugar de los 2.581.039 euros de referencia de la red construida, lo que supone un

encarecimiento del 2,56% que no parece desorbitado. La conclusión a la que se llega es reincidente con lo ya dicho para el escenario 1, es decir que el análisis de estas situaciones de mayor consumo de agua en punta puede permitir una mejora sustancial de la fortaleza de la red con un sobrecosto moderado.

En el apartado A.5.3 se analiza la influencia que tiene, sobre las características de la red, el umbral de velocidad máxima que se establece en el proceso de dimensionamiento de las tuberías. Viene ello a colación porque en el proyecto se fijó inicialmente este umbral en 2 m/s pero no se respetó en el proceso de dimensionamiento en el que se llegaron a admitir velocidades próximas a los 2,5 m/s.

Es evidente que en cuanto mayor es este umbral de velocidad más se abarata la red, ya que se permite reducir el diámetro de los ramales que tienen carga excedente. A cambio se empeoran las condiciones de trabajo de las conducciones.

El estudio realizado tiene un matiz diferenciador respecto a otros trabajos en los que la investigación se centra en cuál es la velocidad máxima recomendable con la que debe circular el agua por las tuberías. Aquí lo que se analiza es cuál es el umbral de velocidad máxima que debe fijarse en el dimensionamiento de la red colectiva de riego, teniendo presente que ésta va a ser superada si se incrementa la demanda de agua durante la explotación.

La conclusión a la que se llega al respecto es importante, recomendando que en el dimensionamiento de las conducciones de las redes colectivas (el que se realiza para el caudal de diseño) conviene tener presente que el incremento del consumo de agua de los cultivos (sobre la alternativa prevista) no afectará al caudal circulante por los ramales, repercutiendo sólo sobre las arterias colectoras. La razón es que la velocidad de circulación del agua por los ramales no puede aumentar, ya que a cada parcela se le ha dado su dotación  $d$  (que no puede ser superada) y en el conjunto de las parcelas de los terminales circulará el caudal  $\sum d$  (coincidencia en el riego). Sin embargo en las arterias colectoras (en donde el caudal se ha obtenido mediante una ley estadística que estima la coincidencia en el riego) sí aumenta progresivamente el caudal, lo que se traduce en una mayor velocidad del agua superando a la de diseño. Por ello conviene fijar un tope máximo para el valor del umbral de velocidad admisible en los tubos de gran calibre, teniendo en cuenta que ésta va a ser sobrepasada durante la explotación si en el transcurso del tiempo los agricultores plantan cultivos que exijan más agua.

En definitiva, el procedimiento recomendable sería adoptar los umbrales de velocidad máximos admisibles en los tubos grandes para el cálculo de los escenarios extremos (con los que se evalúa la fortaleza de la red) teniendo en cuenta que estas situaciones tienen menor probabilidad de ocurrencia y después adaptarlos en concordancia para las condiciones normales de diseño.

En los apartados A.5.4 y A.5.5 se realiza un análisis comparativo sobre la influencia que tienen los parámetros  $r$  y  $k$  en la evaluación de los caudales circulantes por la red. En el capítulo 4 de esta tesis se ha investigado sobre las características de uno y otro, ya que teniendo ambos el mismo objetivo (dar a la red un margen de holgura que permita atender consumos superiores al de diseño) difieren en su forma de actuar y por ello en el alcance del fin para el que se establecen. Conceptualmente ambos son distintos:

- El rendimiento de la red  $r$  es un coeficiente de seguridad con el que se dimensiona la red para que sea capaz de dar el consumo diario en un número de horas inferior a las 24 h disponibles, calculado siempre en términos estadísticos con los otros parámetros de diseño (caudal continuo unitario, grado de libertad y garantía de suministro) ya establecidos de antemano.
- El parámetro  $k$  es un coeficiente de seguridad con el que se mayoriza linealmente el caudal circulante por la red (que se multiplica por  $k$ ) o bien, lo que es lo mismo, mayoriza linealmente las pérdidas de carga de la red (que se multiplicarían por  $k^2$ ). También se calcula, al igual que  $r$ , con los parámetros  $q$ ,  $GL$  y  $GS$  ya fijados de antemano.

La probabilidad de que se esté regando en una parcela, referida siempre al periodo de punta y para la alternativa media de cultivos, es realmente el inverso del grado de libertad concedido a ese usuario (aceptando la disyuntiva de que la toma esté cerrada o totalmente abierta, que es lo que crea más distorsión en la determinación de los caudales circulantes por la red).

Sin embargo el rendimiento  $r$  trastoca el concepto de probabilidad indicado en el párrafo anterior, ya que una vez asignado el grado de libertad (que condiciona la dotación de las tomas y obliga a los usuarios a regar en punta de consumo durante un número determinado de horas diarias) el parámetro  $r$  viene a empequeñecer

virtualmente el número de horas del día, lo cual una vez aceptado atañe directamente a la probabilidad de que la toma de la parcela esté abierta (que aumenta, al acortarse virtualmente el tiempo del día). En consecuencia, para asegurar el suministro del caudal continuo se introduce directamente en el primer término de la fórmula de Clément la corrección correspondiente al acortamiento del día, pasando de ser  $qS$  a  $qS/r$ , siendo  $q$  el caudal continuo unitario y  $S$  la superficie servida por la conducción; y en el segundo término de dicha fórmula, que recoge la dispersión de la demanda con respecto a la media, también se realiza la correspondiente corrección estadística generada por la modificación de la probabilidad de ocurrencia del suceso (en este caso la dispersión de la demanda disminuye al acortarse el número de horas en que la red está obligada a suministrar el consumo diario). En resumen, el efecto que provoca la introducción del parámetro  $r$  en la fórmula de Clément consiste en mayorar la media y reducir progresivamente la varianza de la muestra.

Estos efectos no se producen con el empleo del parámetro  $k$ , que es un coeficiente que multiplica linealmente el valor de la media y de la varianza de la fórmula de Clément, lo que se traduce en un incremento lineal de los caudales circulantes por las arterias. El resultado es semejante al que se obtendría mayorando las pérdidas de carga en lugar de los caudales circulantes por las arterias de la red.

En los estudios insertos en el los apartados A.5.4 y A.5.5 se ha comprobado que modificando adecuadamente el valor de los parámetros  $r$  y  $k$  aplicados a las condiciones normales de proyecto pueden obtenerse caudales circulantes semejantes a los que resultan para los escenarios 1 y 2.

Utilizando el parámetro  $r$  se obtienen caudales semejantes a los del escenario 1 para  $r = 21/24$  (no iguales sino parecidos, ya que en el escenario 1 el incremento de caudal se ha concentrado en áreas concretas y hay más distorsión en el reparto de la demanda). Sin embargo los caudales son iguales a los del escenario 2 para  $r = 20/24$  (en este caso el incremento de la demanda sí se produce uniformemente en todo el sector de riego). Los caudales de proyecto se obtuvieron en su día para la alternativa media de cultivos, con rendimiento de la red  $r = 22/24$  que es un valor adoptado habitualmente en el cálculo de redes de riego.

En el apartado A.5.4 se explica que si el cultivo de la parcela precisa más agua que la consignada en el proyecto, el agricultor lo solventará regando más horas al día, lo

cual el algoritmo de cálculo lo compensa alargando en esta proporción el número de horas virtuales del día (tomando parte o todo el margen de holgura proporcionado por el parámetro  $r$ ). El proceso real que se produce en la red, al plantar cultivos de mayor consumo que el de diseño, lo recoge perfectamente el efecto del parámetro  $r$ .

Sin embargo el parámetro  $k$  no tiene esta habilidad y, en las situaciones de incremento de la demanda sobre la prevista en proyecto, cuando ajusta los caudales de cola se desvía en el cómputo de los de cabeza y viceversa. En el apartado A.5.5 se ha determinado la distribución de los caudales, en las condiciones de proyecto, para  $k = 1,10$  y  $k = 1,14$ . Con el coeficiente  $k = 1,10$  los caudales de cola se aproximan a los del escenario 2 (coincidencia de la demanda en 21-22 parcelas de los terminales) y el caudal de cabecera (1.293 l/s) al del escenario 1 (1.282 l/s). Con el coeficiente  $k = 1,14$  se ajusta el caudal de cabecera (1.340 l/s) al del escenario 2 (1.346 l/s), pero quedan sobredimensionadas las colas (coincidencia en la demanda de 29-30 parcelas).

En consecuencia las redes dimensionadas con el parámetro  $k$  no son más baratas ni tienen más fortaleza que las dimensionadas en términos equivalentes con el parámetro  $r$ .

### **A.5.7 – Conclusión**

La aplicación a un caso real del procedimiento de análisis propuesto en esta tesis doctoral para conocer la fortaleza de las redes colectivas de riego frente a los potenciales incrementos de consumo que pueden producirse durante la explotación, y para determinar en su caso las actuaciones recomendables para mejorarla durante la fase de proyecto, ha permitido, como punto final del proceso, resaltar las siguientes ideas:

- El hidrante es el punto terminal de la red colectiva y comienzo de la privada. En el mismo se dispone el equipo que regula la presión con que se sirve el agua a cada parcela, se limita el caudal de entrega y se controla el consumo para su facturación al agricultor.
- El establecimiento de las características del hidrante y de las condiciones exigidas al servicio que ha de dar durante la explotación (básicamente la presión mínima de entrega y la dotación) se fijan en la fase de redacción del proyecto de transformación en función de los estudios agronómicos previos, de las exigencias previsibles del riego en la parcela, y del nivel de

bienestar que se da al agricultor al asignar la dotación. En cualquier estudio que se realice, referente a la fortaleza de la red colectiva para atender la demanda, hay que partir de la premisa de que todos estos estudios previos con los que se han determinado las condiciones de servicio de los hidrantes fueron correctamente realizados.

- Mientras que la infraestructura general de la red colectiva de riego tiene, una vez construida, una enorme rigidez frente a cualquier tipo de modificación (sólo admite las operaciones necesarias de mantenimiento), cada agricultor en el interior de su parcela sí puede introducir todos los cambios que le convengan, los cuales forzosamente han de ser compatibles con la dotación asignada en hidrante. Estos cambios pueden afectar al tipo y forma de cultivo, uso del caudal asignado en su toma, tipo y grado de automatización de su instalación de riego, etc. De todos estos cambios, el único que siendo compatible con la dotación asignada puede afectar al funcionamiento de la red, es el incremento del consumo (la plantación de cultivos que exijan más agua en punta de campaña de riego que los previstos en la alternativa de proyecto).
- En una red correctamente dimensionada es habitual fijar el caudal continuo unitario para cubrir la alternativa media de cultivos durante el periodo de máximo consumo de la campaña de riego. Este parámetro en sí mismo no suele contener ningún margen de seguridad, y es consecuencia de los estudios agronómicos previos al proyecto.
- Otro de los parámetros que han de establecerse en los estudios previos del proyecto es el grado de libertad que se concede a las tomas de riego, el cual es un indicador del nivel de confort que tiene el usuario en la derivación del agua precisa para el riego de su parcela. Siempre está referido al periodo de punta y a la alternativa de cultivos con la que se fijó el caudal continuo unitario (puede ser variable en función de las peculiaridades de cada parcela). En su determinación es importante comprobar que el agricultor puede plantar en su parcela el cultivo de mayor consumo, de todos los previsibles en el estudio agronómico, disponiendo aún de un grado de libertad aceptable.

- La garantía de suministro del agua a los usuarios (o bien el riesgo de fallo en el suministro) es un parámetro que atañe a la ley de distribución estadística. Hay que fijarlo previamente al dimensionamiento de la red.
- En el sector de riego estudiado se adoptó el caudal continuo unitario correspondiente a la clase de suelo cuya alternativa de cultivos consumía más agua, lo que reportó un pequeño margen de holgura (sin ningún otro aditamento); el grado de libertad se fijó en 1,5 (16 h de riego/día), y se estableció una garantía de suministro alta (99%); los tres parámetros pueden catalogarse como adecuados a las características de esta zona regable. En ningún caso estos parámetros se han sometido aquí a juicio crítico, ya que no constituyen el objeto de esta investigación, sino que son la base a partir de la cual se ha analizado la fortaleza de la red construida frente a los potenciales incrementos de consumo durante la fase de explotación. Sí se analiza en cambio el efecto que sobre la fortaleza de la red tiene el margen de holgura dado al dimensionamiento (es decir el cuarto parámetro que interviene en el proceso de cálculo, que es el rendimiento de la red, para el que tomó  $r = 22/24$  que se considera el valor normalmente utilizado en los proyectos de riego).
- Para mejorar la fortaleza de la red es conveniente analizar, además de la situación normal del servicio (que es la base del dimensionamiento), otros escenarios de mayor consumo con los que se agota parcial o totalmente el margen de holgura disponible. A estos efectos se recomienda estudiar la red para el escenario en que todos los terminales, en el área en que el caudal de cálculo viene dado por la suma de las dotaciones en parcela ( $Q = \sum d$ ), tienen plantado el cultivo de mayor consumo de la alternativa, derivando el caudal disponible en su toma durante más horas/día (es decir sacrificando en la parte que corresponda el grado de libertad que tienen asignado). En el resto de la zona regable el consumo se realiza con normalidad. Una red robusta debería hacer frente a esta situación, agotando en todo o en parte el margen de holgura dado por el parámetro  $r$ . Se recomienda suponer  $r = 1$  y recalcular la red en las condiciones antedichas, readaptando la red obtenida para la situación normal de servicio.

- La concentración de las parcelas con mayor consumo de agua en las zonas de cola de las conducciones es una situación más desfavorable que cualquier otra en la que el reparto fuese más uniforme, ya que en general estas áreas de cola son las que fuerzan el dimensionamiento de las tuberías de la red colectiva puesto que además de ser las más alejadas de la cabecera suelen ser las más altas (al menos alguna parte de ellas).
- También se recomienda comprobar la respuesta de la red prevista para la situación extrema que se produce cuando en todo el sector se planta el cultivo de mayor consumo de agua. El análisis comparativo del comportamiento de la red con estos escenarios extremos puede permitir realizar reajustes mejorantes en el diseño.
- El primer indicio de fortaleza de una red de riego lo constituye el número de parcelas de los terminales para los que el caudal de diseño de la conducción que les da servicio coincide con la suma algebraica de las dotaciones.
- La fortaleza de la red se puede mejorar notablemente con un pequeño sobrecosto. En el caso real estudiado el incremento de costo de la red para permitir que ésta pudiese hacer frente al aumento de la demanda en más del 50% de las parcelas del sector es inferior al 1%.
- Se recomienda que en el establecimiento del umbral de velocidad máxima admisible de las tuberías se tenga en cuenta el posible aumento del consumo de agua del sector que sólo afecta al caudal circulante por las arterias principales y no al de los terminales.
- El análisis comparativo de la influencia que tiene el empleo del parámetro  $r$  o el de  $k$  en la evaluación de los caudales de la red ha mostrado que, aunque ambos tengan como finalidad dar a la red un margen de holgura que permita atender consumos superiores a los de diseño, difieren en la forma de actuar y en el alcance del objetivo propuesto.
- El efecto físico del parámetro  $r$  sobre la distribución de caudales circulantes por la red consiste en mayorar virtualmente las demandas de agua de los agricultores, mientras que el efecto físico del parámetro  $k$  consiste en mayorar virtualmente las pérdidas de carga de la red. Por ello,

se recomienda que en el dimensionamiento de las redes de riego se emplee preferentemente el parámetro  $r$  en lugar del parámetro  $k$ , ya que se comporta mejor frente a los incrementos de demanda de agua sobre los previstos en proyecto y la red resultante del dimensionamiento será más barata.

- Se ha mostrado que, si se modifica adecuadamente el valor del parámetro  $r$  (o el de  $k$ ) y se aplica éste a las condiciones primigenias del proyecto, se pueden obtener unos caudales circulantes en la red semejantes a los que resultan para escenarios de consumo mayores al de diseño. Para ello el parámetro  $r$  debe pasar de 22/24 (valor normal) a 21/24 para situaciones que contemplen cultivos de alto consumo de agua en al menos el 50% de las parcelas, o bien a 20/24 para situaciones extremas. El parámetro  $k$  incrementa los caudales en mayor medida, por lo que no debe sobrepasar el valor 1,15 en situaciones extremas, ni 1,10 para situaciones intermedias del incremento de consumo (para este parámetro el valor normal no debe ser nunca inferior a 1,05).