

UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI NAPOLI “FEDERICO II”



CENTRO INTERDIPARTIMENTALE  
DI  
RICERCA AMBIENTE (C.I.R.AM.)

DOTTORATO DI RICERCA  
IN  
ANALISI DEI SISTEMI AMBIENTALI  
XXI CICLO

**Il controllo delle perdite nei sistemi acquedottistici:  
criteri innovativi di gestione**

COORDINATORE:  
Ch.mo prof. Lucio Lirer

TUTOR:  
Ch.mo prof. ing. Maurizio Giugni

CANDIDATO:  
Davide Portolano

**IL CONTROLLO DELLE PERDITE NEI SISTEMI  
ACQUEDOTTISTICI:  
CRITERI INNOVATIVI DI GESTIONE**

**INDICE**

INTRODUZIONE

1. LE POLITICHE DI GESTIONE DELLE RISORSE IDRICHE
  - 1.1 L'acqua: bene collettivo e bene economico
  - 1.2 Uso sostenibile della risorsa idrica
  - 1.3 Obiettivi nella gestione delle risorse idriche
  
2. LA LEGGE 36/94 E IL SERVIZIO IDRICO INTEGRATO
  - 2.1 La normativa sull'acqua in Italia
  - 2.2 I principali contenuti della Legge Galli (L. 36/94)
  - 2.3 La situazione in Italia
  - 2.4 La situazione in Campania
  
3. LE PERDITE IDRICHE NEI SISTEMI ACQUEDOTTISTICI
  - 3.1 Premessa
  - 3.2 La situazione in Italia
  - 3.3 Classificazione delle perdite idriche
  - 3.4 Le perdite nei sistemi idrici: ubicazione, entità, fattori d'influenza
  - 3.5 Stima delle perdite idriche
  - 3.6 Tecniche di individuazione delle perdite idriche
  
4. METODOLOGIE PER IL CONTROLLO E IL CONTENIMENTO DELLE PERDITE IDRICHE
  - 4.1 Introduzione
  - 4.2 Relazione tra pressione e perdite

- 4.3 Relazione tra pressione e frequenza di nuove rotture
  
- 5. CONTROLLO DEL “CIELO PIEZOMETRICO” IN UN SISTEMA IDRICO MEDIANTE LOCALIZZAZIONE E REGOLAZIONE OTTIMALE DI PRV
  - 5.1 Introduzione
  - 5.2 L’evoluzione come processo di ottimizzazione
  - 5.3 Gli algoritmi genetici
  - 5.4 L’algoritmo genetico PIKAIA
  - 5.5 Il risolutore NITSOL per sistemi non lineari
  - 5.6 L’ottimizzazione del sistema idrico mediante algoritmo genetico
  
- 6. LA DISTRETTUALIZZAZIONE DEI SISTEMI IDRICI
  - 6.1 Generalità e caratteristiche principali
  - 6.2 I diversi livelli di distrettualizzazione
  - 6.3 Procedura per la distrettualizzazione
  - 6.4 Modalità di ricerca delle perdite
  - 6.5 Esempi di distrettualizzazione realizzati in Italia
  
- 7. IL CASO DI STUDIO: LA RETE DI NAPOLI EST
  - 7.1 Il sistema idrico della città di Napoli
  - 7.2 La rete di distribuzione “Napoli Est”
    - 7.2.1 *Caratteristiche principali della macroarea*
    - 7.2.2 *Interventi di manutenzione da rotture sulla rete*
    - 7.2.3 *Qualità delle acque*
  - 7.3 Determinazione dei parametri idraulici reali: campagna di rilievo
    - 7.3.1 *Analisi della richiesta idrica: rilievo delle portate immesse in rete*
    - 7.3.2 *Analisi del cielo piezometrico: rilievo delle pressioni in rete*
  - 7.4 Bilancio idrico della rete
  
- 8. IL MODELLO DI SIMULAZIONE IDRAULICA
  - 8.1 Il modello idraulico della rete (EPANET)
  - 8.2 Procedura preliminare di “scheletrizzazione” della rete
  - 8.3 Configurazione plano-altimetrica della rete
  - 8.4 Pattern giornaliero dei livelli idrici nel serbatoio

- 8.5 Pattern giornaliero dei consumi
- 8.6 Calibrazione del coefficiente di conducibilità idraulica delle condotte
  
- 9. OTTIMIZZAZIONE DEL CIELO PIEZOMETRICO IN RETE MEDIANTE PRV
  - 9.1 Procedura preliminare di ulteriore semplificazione della rete
  - 9.2 Recupero delle perdite al variare del numero delle valvole
  - 9.3 Verifiche sulla rete ottimizzata
  
- 10. LA PROCEDURA DI DISTRETTUALIZZAZIONE
  - 10.1 Premessa
  - 10.2 Identificazione dei distretti idraulici
  - 10.3 Analisi numerica dei livelli di pressione da imporre nei distretti idraulici
  - 10.4 Valutazione delle perdite fisiche recuperate
  - 10.5 Verifiche sulla rete distrettualizzata
  
- 11. CONFRONTO TRA LE PROCEDURE DI DISTRETTUALIZZAZIONE E DI OTTIMIZZAZIONE MEDIANTE GA
  - 11.1 Confronto metodologico tra le due procedure
  - 11.2 Valutazione delle perdite fisiche recuperate a parità di valvole
  
- 12. IL RECUPERO ENERGETICO NELLE RETI DI DISTRIBUZIONE IDRICA OTTENUTO MEDIANTE IL CONTROLLO DELLE PRESSIONI
  - 12.1 Introduzione
  - 12.2 Case study: il distretto della Bolognina
  - 12.3 Modello per il calcolo dell'energia producibile
  - 12.4 Inserimento di una turbina
  - 12.5 Inserimento di una PAT
  - 12.6 Valutazioni economiche
  - 12.7 Conclusioni e futuri sviluppi
  
- 13. CONCLUSIONI

## BIBLIOGRAFIA

## INTRODUZIONE

*Scopo del presente lavoro di dottorato è discutere di nuovi ed innovativi criteri di gestione per il controllo delle perdite nei sistemi acquedottistici mirati, da un lato, ad un efficiente controllo del cielo piezometrico delle reti di distribuzione e, dall'altro, ad una concreta riduzione delle perdite idriche.*

*Il problema delle perdite, oggi, affligge in maniera rilevante i sistemi idrici che risultano poco efficienti ed affidabili.*

*Infatti, analizzando il settore delle infrastrutture idrauliche e, in particolare, quello dei servizi idrici, emerge che, pur essendo il nostro Paese complessivamente ricco d'acqua, la domanda idropotabile non è del tutto soddisfatta, almeno in alcune aree. Tale incongruenza è dovuta in parte al continuo incremento della richiesta idrica, connesso allo sviluppo economico ed all'innalzamento della qualità della vita, in parte ad una serie di carenze strutturali, gestionali e di manutenzione (ordinaria e straordinaria) dei sistemi idrici che danno luogo a perdite significative rappresentanti, in Italia, il 40% delle risorse prelevate dall'ambiente (ultimi dati forniti dal Comitato per la Vigilanza sull'uso delle Risorse Idriche). Queste ultime costituiscono una risorsa preziosa, in quanto si tratta di acqua perduta dalle reti di adduzione e di distribuzione e, di conseguenza, già dotata dei requisiti igienici ed organolettici atti al consumo umano.*

*Il recupero di un'aliquota dei rilevanti volumi idrici dispersi permetterebbe sia di alleviare il problema dell'affannosa ricerca di nuove fonti di alimentazione avviata dagli enti gestori, sia il risparmio dei costi derivanti dall'adduzione e dal trattamento.*

*Tale constatazione, unita alle indicazioni della normativa riguardante il settore delle risorse idriche, ha sensibilizzato gli operatori nei confronti della tematica delle perdite, con conseguente sviluppo di studi finalizzati alla stima, al controllo e, quindi, alla riduzione delle stesse.*

*In tale contesto si inseriscono, appunto, i moderni criteri di gestione delle reti acquedottistiche, tramite cui è possibile attuare un controllo attivo del sistema distributivo mediante l'installazione in rete delle valvole di regolazione di pressione (PRV Pressure Reducing Valves) localizzate e regolate in maniera opportuna. Mediante tali valvole è, inoltre, possibile attuare la cosiddetta "distrettualizzazione" della rete,*

*ovvero la sua suddivisione in distretti (zone ristrette della rete ad accessi limitati e con un numero ridotto di utenti) e la determinazione del livello di perdita per ogni singolo distretto.*

*Il fine di un progetto di ottimizzazione del sistema distributivo, come già accennato, è ottenere un più efficace controllo delle pressioni (da cui, come si evince da diversi studi, dipendono, almeno in parte, le perdite) e delle portate in ingresso ed in uscita per regolare il carico piezometrico: esso costituisce, quindi, uno strumento per migliorare sensibilmente il funzionamento idraulico di un sistema idrico, con effetti benefici sulle perdite reali e sulla frequenza delle rotture.*

*La tesi è focalizzata, appunto, sulle problematiche poste dall'ottimizzazione dei sistemi idrici con una applicazione a un caso reale; essa è articolata in una fase teorica, una di raccolta dati e una di progetto. Nella prima fase si è proceduto ad una descrizione della cornice legislativa vigente in materia e ad un'accurata indagine conoscitiva, svolta al fine di individuare le tematiche principali inerenti la gestione dei sistemi idrici. Nella seconda fase, con il supporto dell'ARIN S.p.A., ente gestore del servizio idrico napoletano, si è proceduto alla raccolta dati inerenti l'intera rete acquedottistica cittadina con particolare riferimento alla fascia di alimentazione "Napoli Est" servita dal serbatoio di "San Sebastiano", su cui poi si è svolto lo studio. Infine, nella terza fase, mediante l'utilizzo di diversi modelli matematici di simulazione del comportamento delle reti idriche implementati mediante algoritmi genetici, si sono formulate diverse ipotesi di ottimizzazione per la rete esaminata, valutandone di volta in volta i benefici, la convenienza e, la fattibilità.*

## **CAPITOLO 1**

### **LE POLITICHE DI GESTIONE DELLE RISORSE IDRICHE**

#### **1.1 L'acqua: bene collettivo e bene economico**

L'acqua è patrimonio dell'umanità, un bene comune e una risorsa naturale per tutti, fonte di vita insostituibile per l'ecosistema. L'accesso all'acqua deve essere riconosciuto come un diritto fondamentale, inalienabile, individuale e collettivo. "È compito della società nel suo complesso garantire a tutti il diritto di accesso all'acqua, senza discriminazioni di razza, sesso, religione, reddito o classe sociale" (Mozione Cima ed altri n. 1-00159 sulla gestione delle risorse idriche). La salute individuale e collettiva dipendono dall'acqua. L'agricoltura, l'industria e la vita domestica sono profondamente legate ad essa: il suo carattere «insostituibile» significa che l'insieme di una comunità umana -ed ogni suo membro- deve avere diritto di accesso all'acqua e, in particolare, all'acqua potabile, nella quantità e qualità necessarie alla vita e alle attività economiche, poiché non ci può essere produzione di ricchezza senza accesso all'acqua. Tuttavia, allo stato attuale i rifornimenti idrici (fonti: UNESCO, FAO, Banca Mondiale) risultano insufficienti: a livello mondiale i consumi idrici sono andati aumentando enormemente negli ultimi anni, con un incremento annuo dell'ordine del 4÷8%, dovuto in parte all'incremento demografico e in parte allo sviluppo economico. La Banca Mondiale nel 1995 ha rilevato che 80 nazioni, all'incirca equivalenti al 40% della popolazione del globo, si trovano in condizioni di penuria d'acqua, mentre il 50% della popolazione non dispone di sistemi di depurazione adeguati.

La mortalità, frutto di epidemie e contagi provocati soprattutto dalla carenza d'acqua e dall'inquinamento idrico, ammonta, secondo l'OMS, a circa trenta milioni di persone l'anno. Le acque assumono così un ruolo centrale nelle politiche mondiali e nelle relazioni di solidarietà fra i popoli.

Nella dichiarazione conclusiva della Conferenza Internazionale sull'Acqua e lo Sviluppo Sostenibile (Parigi, 19-21 marzo 1998) è stato messo in evidenza che la mancata disponibilità di risorse idriche ed il depauperamento (per qualità e quantità) di quelle esistenti potrebbero risultare fattori limitanti per lo sviluppo sostenibile in tutto il mondo. Ovviamente nessuna politica per l'emergenza idrica potrà aver successo senza affrontare tre nodi fondamentali:

- la formazione nelle coscienze di una nuova “cultura dell’acqua”, con l’obiettivo di un uso sostenibile delle risorse idriche;
- un’opportuna pianificazione dell’uso delle risorse;
- un’adeguata gestione del servizio idrico.

In questo panorama va evidenziato il ruolo decisivo ricoperto dal nuovo quadro normativo e legislativo, che, a tal riguardo, impone un più appropriato modello di gestione dei servizi di pubblica utilità improntato al raggiungimento di obiettivi precisi, misurabili e confrontabili nel tempo e nello spazio. Tale rinnovamento è stato promosso, nella realtà italiana, dalle profonde innovazioni introdotte in linea generale dalla Legge 183/1989 sulla difesa del suolo e sulla tutela e sull’uso razionale delle risorse idriche, e dalla legge 36/1999 e dalle relative norme di attuazione. La Legge 36/94 (la cosiddetta “Legge Galli”) ed il D.P.C.M. 4 marzo 1996 hanno, invece, imposto una svolta alla gestione dei sistemi acquedottistici, con l’introduzione del Servizio Idrico Integrato.

In tali leggi l’acqua viene considerata come un bene economico. Nei paesi industrializzati, come il nostro, esiste un vero e proprio “mercato dell’acqua”, con operatori pubblici e privati. Di conseguenza l’acqua, anche se riveste da sempre un ruolo culturale e sociale - la gestione delle risorse idriche dipende in genere in modo rilevante anche dal modello di sviluppo sociale - risulta un bene economico, appunto, che deve assicurare, attraverso un’opportuna tariffa, un’adeguata remunerazione e per il quale, quindi, è essenziale definire dei criteri di produttività.

L’analisi dei problemi di gestione e pianificazione delle risorse idriche deve necessariamente portare in conto una serie di condizioni al contorno:

- l’incremento dei fabbisogni idrici, in particolare per gli usi civili;
- l’esistenza di un deficit tra fabbisogni e disponibilità di risorsa;
- la necessità di manutenzione ed ammodernamento degli impianti, al fine di aumentarne l’efficienza e di ridurre le perdite, oggi di notevole entità;
- la necessità di controllo dei parametri di qualità della risorsa idrica in rapporto alla destinazione d’uso;
- la necessità di una gestione integrata della risorsa idrica, mirata ad un uso sostenibile di essa.

## 1.2 Uso sostenibile della risorsa idrica

Il tema della sostenibilità nella gestione integrata della risorsa idrica può essere esaminato da diversi punti di vista:

- a) ambientale: obiettivo prioritario dello sviluppo sostenibile è la conservazione o il ripristino di un regime idrico compatibile con la tutela degli ecosistemi, con gli usi ricreativi e con l'assetto del territorio. Per i bacini italiani, spesso caratterizzati da un eccessivo sfruttamento delle risorse, il raggiungimento di tale obiettivo è legato ad una riduzione delle portate sottratte alla circolazione naturale e, quindi, ad interventi finalizzati al risparmio, al riuso ed al riciclo. Va, inoltre, tenuto presente che, accanto alla domanda per gli usi "classici" (civile, irriguo, industriale, energetico, navigazione), si avverte oggi in Italia una domanda crescente per usi ambientali, quali il mantenimento della qualità dell'acqua, la salvaguardia e la valorizzazione del paesaggio, la conservazione di ecosistemi e biodiversità, la ricreazione (pesca, canoa, soggiorno turistico);
- b) economico-finanziario: l'utilizzazione della risorsa idrica implica la realizzazione di infrastrutture. Un indicatore fondamentale per la sostenibilità è costituito dalle modalità di copertura del costo operativo e di capitale, che dovrebbe essere interamente a carico della generazione che fruisce dei relativi benefici. Un ulteriore indicatore è rappresentato dalla capacità delle tariffe di sostenere i costi. Ogni successivo aumento del grado di infrastrutturazione del sistema idrico pone un'ipoteca sul futuro, facendo gravare sulle generazioni successive i relativi costi;
- c) etico-sociale: l'acqua è un bene essenziale per la vita e per tutti i processi produttivi, oltre che per l'ecosistema. La soddisfazione della richiesta idrica, almeno entro certi limiti, dovrebbe essere garantita a tutti, a condizioni economiche che non rendano l'acqua un bene di lusso. L'allocazione delle risorse idriche, quindi, dovrebbe essere effettuata ispirandosi a criteri di solidarietà fra individui, settori di impiego, aree geografiche. E' necessario, di conseguenza, trovare un equilibrio fra la necessità da un lato di soddisfare la domanda e dall'altro di non incoraggiare modelli insediativi e produttivi eccessivamente dissipativi nei consumi. Uno strumento indispensabile per

raggiungere questo equilibrio è rappresentato dalla disponibilità a pagare il costo del servizio. In linea di principio, un indicatore di sostenibilità dovrebbe essere la possibilità di soddisfare la domanda di acqua di chi è disposto a pagare per intero il costo del servizio.

In questa ottica, va segnalata l'attualmente ancora insufficiente attenzione economica al bene acqua e, di conseguenza, i sistemi di tariffazione non di rado inadeguati: in figura 1, a titolo d'esempio, sono stati riportati, con riferimento al 2000, i consumi idrici (in l/ab/g) per alcune città italiane ed europee e le corrispondenti tariffe di ciclo (in lire/m<sup>3</sup>). Appare evidente, ad esempio, che, a fronte di consumi praticamente uguali (dell'ordine di 150 l/ab/g), la tariffa idrica di Vienna è circa 2,5 volte maggiore di quella di Napoli.

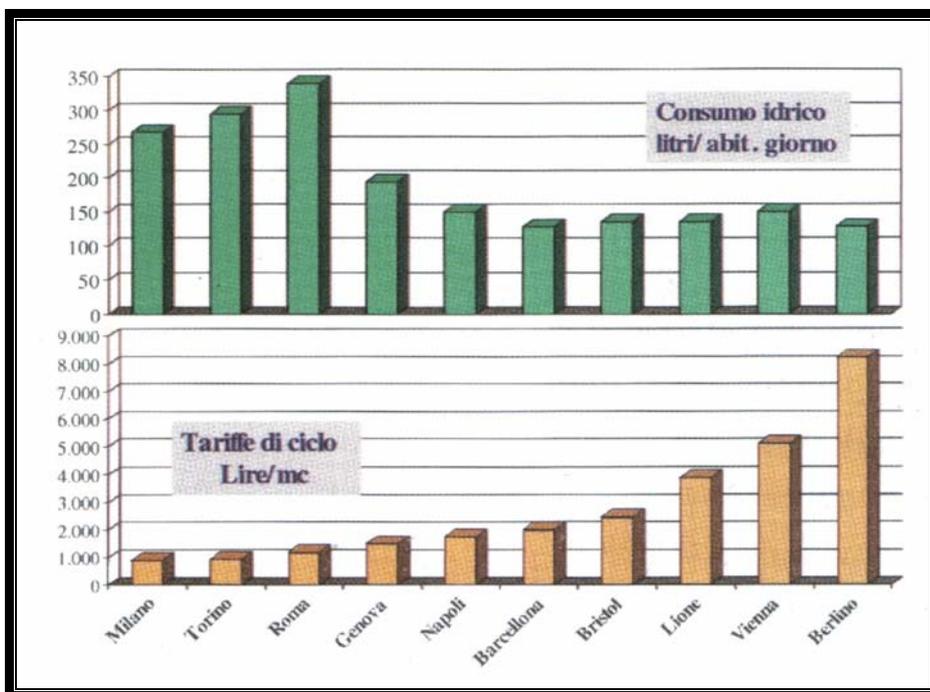


Figura 1. Consumi idrici e tariffe di ciclo (Drusiani, 2001)

Va osservato, inoltre, che se la fornitura del servizio idrico a prezzi artificialmente bassi consente di far fronte a problemi sociali, incoraggia, però, un uso della risorsa non sempre razionale ed efficiente (se non addirittura gli sprechi).

### 1.3 Obiettivi nella gestione delle risorse idriche

In definitiva, l'analisi dei problemi di gestione e pianificazione delle risorse idriche deve necessariamente portare in conto una serie di condizioni al contorno:

- l'incremento dei fabbisogni idrici, in particolare per gli usi civili;

- l'esistenza di un deficit tra fabbisogni e disponibilità di risorsa;
- la necessità di manutenzione ed ammodernamento degli impianti, al fine di aumentarne l'efficienza e di ridurre le perdite, oggi di notevole entità;
- la necessità di controllo dei parametri di qualità della risorsa idrica in rapporto alla destinazione d'uso;
- la necessità di una gestione integrata della risorsa idrica, mirata ad un uso sostenibile di essa.

E' evidente, quindi, che un'accorta politica di gestione delle risorse idriche deve tendere oggi al conseguimento dei seguenti obiettivi:

- un efficiente monitoraggio e controllo dei consumi idrici;
- il contenimento dei consumi, sia mediante adeguati interventi di risanamento dei sistemi idrici obsoleti che attraverso un'idonea politica tariffaria, puntando, inoltre, a stimolare processi di risparmio idrico (*water saving*), di riuso e di riciclo delle acque reflue (*water reusing and recycling*);
- lo sviluppo degli investimenti nei settori della sperimentazione e dell'innovazione tecnologica.

## **CAPITOLO 2**

### **LA LEGGE 36/94 E IL SERVIZIO IDRICO INTEGRATO**

#### **2.1 La normativa sull'acqua in Italia**

Nell'ultimo decennio, la legislazione italiana si è arricchita di leggi ambientali e disposizioni sulle acque a conferma che il problema delle risorse idriche non era precedentemente percepito nella misura con cui si manifesta oggi. Le normative, comunque, erano principalmente relative alla tutela dell'acqua dall'inquinamento e dalle sostanze pericolose. Se si escludono i Regi Decreti del 1904 e del 1933 riguardanti le opere idrauliche e gli impianti idroelettrici, non ci sono riferimenti specifici sino al 1976, anno della promulgazione della prima legge per la tutela delle acque dall'inquinamento (L. 319), modificata di anno in anno sino al 1982. Profonde innovazioni furono poi introdotte in linea generale dalla Legge 183/1989 sulla "Difesa del suolo e sulla tutela e sull'uso razionale delle risorse idriche".

Ma la vera rivoluzione arriva in Italia nel 1994 con la Legge Quadro n. 36, recante "Disposizioni in materia di risorse idriche", seguita dal D.P.C.M. 4 marzo 1996 e dal D.L. 152/1999 di recepimento delle direttive europee. Tali norme hanno infatti imposto una svolta alla gestione dei sistemi acquedottistici, con l'introduzione del Servizio Idrico Integrato. Va, infine, ricordato il recente D.Lgs 152/2006 "Testo Unico Ambientale", che a tutt'oggi risulta parzialmente in vigore e soggetto a continue modifiche.

#### **2.2 I principali contenuti della Legge Galli (L. 36/94)**

La Legge n. 36 del 5 gennaio 1994, recante "Disposizioni in materia di risorse idriche", più comunemente nota come "Legge Galli", apporta profondi cambiamenti nella gestione della risorsa idrica a partire dalla captazione fino alla restituzione dell'acqua all'ambiente. Tali modifiche sono tanto profonde quanto lungo e accidentato appare innegabilmente il percorso per la completa attuazione della norma.

Nata per risolvere l'eccessiva frammentazione del servizio idrico italiano (dal censimento ISTAT del 1987 risultavano, in Italia, 6.200 gestioni per i servizi di acquedotto, 7.000 gestori per i sistemi di raccolta delle acque reflue ed oltre 2.000 gestori per la depurazione) e per razionalizzare il confuso quadro normativo, essa contiene alcuni principi generali sulla tutela e sull'uso delle risorse idriche.

All'articolo 1 la Legge recita: "Tutte le acque superficiali e sotterranee, ancorchè non estratte dal sottosuolo, sono pubbliche e costituiscono una risorsa che è salvaguardata ed utilizzata secondo criteri di solidarietà".

I punti fondamentali della norma sono i seguenti:

- l'istituzione del "**Servizio Idrico Integrato**", comprendente l'intero ciclo tecnologico dell'acqua in ambito urbano in tutte le sue fasi: la produzione della risorsa e l'eventuale adeguamento ad idonei standards di qualità, il trasporto e la distribuzione all'utenza, il collettamento dei reflui mediante il sistema di drenaggio urbano, la depurazione, lo smaltimento nel recapito finale, l'eventuale affinamento dei reflui depurati per consentirne il riutilizzo nell'agricoltura, nell'industria o per altri usi;
- la riorganizzazione dei servizi idrici mediante la suddivisione del territorio in "**Ambiti Territoriali Ottimali**" (A.T.O.), definiti sotto l'aspetto tecnico e della gestione, con l'obiettivo prioritario di un utilizzo razionale della risorsa idrica, in modo da rispettare le caratteristiche fisico-idrografiche dei bacini e delle falde acquifere disponibili. In pratica la legge si propone una suddivisione del territorio non più basata su principi puramente amministrativi, bensì su criteri geografico-naturalistici;
- la determinazione del **bilancio idrico** al fine di individuare gli squilibri quantitativi e qualitativi esistenti fra la disponibilità e l'uso della risorsa. Il bilancio idrico è un aspetto indispensabile al fine della corretta definizione degli interventi strutturali e non, miranti a riassicurare l'equilibrio fra disponibilità e fabbisogni;
- l'introduzione di **criteri industriali di gestione**, mediante la separazione, tramite affidamento in concessione, tra il soggetto titolare dei servizi (ovvero l'insieme dei comuni associati nell'ATO) e il soggetto gestore, al fine di superare la frammentazione gestionale esistente sulla massima parte del territorio nazionale prevedendo, altresì, il conseguimento di un equilibrio economico-finanziario di gestione;
- l'introduzione di un criterio per stabilire la tariffa per l'utente, necessaria per coprire i costi di servizio, di gestione e di investimento. Essa deve infatti essere determinata dagli enti locali che formano il consorzio, sulla base dei criteri indicati dal Ministero dei Lavori Pubblici;

- la determinazione dei “Livelli minimi dei servizi che bisogna garantire in ciascun Ambito Territoriale Ottimale”. In particolare, alle utenze domestiche bisogna assicurare una fornitura idrica che sia continua 24 ore su 24 (salvo casi eccezionali o interventi programmati di manutenzione), che possenga le seguenti caratteristiche:
  - ✓ una dotazione pro-capite giornaliera non inferiore a 150 l/ab\*g da intendersi come volume attingibile dall’utente nell’arco delle 24 ore;
  - ✓ una portata minima erogata al punto di consegna non inferiore a 0,10 l/s per ogni unità abitativa;
  - ✓ un carico idraulico di 5 m, misurato al punto di consegna, relativo al solaio di copertura del fabbricato con quota topografica maggiore;
  - ✓ un carico massimo non superiore a 70 m, riferito al punto di consegna rapportato al piano stradale.

In definitiva, la Legge 36/94 ha rappresentato il punto di arrivo di un lungo percorso normativo nel sistema di governo delle risorse idriche, che si è andato evolvendo, sia pure in maniera disorganica, verso un quadro coerente con i principi dello sviluppo sostenibile. Postulati ormai acquisiti sono (o almeno dovrebbero essere) la necessità di garantire l’integrità ambientale dei corpi idrici e l’approccio sistemico alla gestione delle acque, attraverso un idoneo processo di pianificazione, mirato a:

- allocare le risorse tra le diverse utenze in maniera ottimale;
- definire gli schemi idrici necessari per i diversi usi e le opere da completare o da realizzare ex novo;
- conseguire i prefissati obiettivi di qualità;
- regolare gli sversamenti puntuali;
- prevenire e mitigare l’inquinamento diffuso sul territorio.

### **2.3 La situazione in Italia**

I dati contenuti nella Relazione Annuale al Parlamento sullo stato dei servizi idrici - redatto dal Comitato per la Vigilanza sull’uso delle Risorse Idriche (Co.Vi.R.I., 2005) - individuano 81 Piani d’ambito approvati su un totale di 91 ATO previsti (di cui 87 effettivamente insediati).

Dalla Relazione emerge che allo stato attuale si è ancora lontani da un soddisfacente livello di efficienza del servizio idrico in Italia: le carenze più evidenti attualmente riguardano sia la disponibilità (qualitativa e soprattutto quantitativa) della risorsa, sia la programmazione, l'organizzazione e la gestione del servizio. In effetti il funzionamento dei sistemi acquedottistici in Italia non può certo definirsi brillante: in alcune regioni, in particolare nel Meridione, centri abitati anche di notevoli dimensioni vengono approvvigionati in modo discontinuo, spesso per pochi giorni alla settimana e per poche ore al giorno.

Cause principali di queste situazioni sono:

- la frammentazione dei diritti e dei poteri in materia di risorse idriche tra vari settori all'interno della pubblica amministrazione (Agricoltura, Industria, Energia, Lavori Pubblici, Sviluppo urbano, Turismo, Protezione ambientale e Conservazione del patrimonio naturale);
- l'elevato numero di enti gestori e la pluralità di enti (aziende municipalizzate, consorzi, comuni, ecc.) cui è affidata la gestione (spesso separata) delle varie fasi del ciclo dell'acqua;
- i difetti funzionali dei sistemi idrici, conseguenti a livelli di progettazione non sempre soddisfacenti;
- la manutenzione preventiva delle reti di adduzione e distribuzione spesso disattesa;
- gli sprechi, dovuti ad una gestione non sempre oculata e alla tariffa, spesso inadeguata.

Spiacevoli ma logiche conseguenze di questo quadro sono la frequente inefficienza del servizio e l'enorme spreco di risorsa: si è ben lontani, almeno in molti casi, dalla "gestione a 3 E" (efficacia, efficienza, economicità) che sarebbe necessaria. I dati disponibili, inoltre, consentono di valutare attualmente le perdite (reali ed apparenti) pari nel complesso ad oltre un terzo dei volumi idrici immessi nelle reti di adduzione e distribuzione. In conclusione, a quasi quindici anni dall'emanazione della legge 36/94 l'Italia sta ancora avviandosi verso la concreta realizzazione di un programma di razionalizzazione dei servizi idrici.

Va, inoltre, riconosciuto che il nuovo sistema di governo delle acque per ora esiste in una certa misura soltanto sulla carta ed il sistema continua a soffrire di mali endemici, ossia frammentazione, modesta funzionalità e scarsa efficienza.

## 2.4 La situazione in Campania

In regione Campania, gli enti responsabili della gestione degli acquedotti sono sempre stati numerosi (circa 300). La quasi totalità delle risorse idriche erogate sono convogliate da pochi grandi acquedotti che captano gli affioramenti sorgentizi nelle aree interne e adducono ai centri costieri. Queste grandi strutture forniscono acqua alle reti interne dei comuni per la maggior parte amministrata dai rispettivi enti locali. Tutti gli impianti realizzati negli ultimi quarant'anni dalla Cassa per il Mezzogiorno sono da considerarsi di proprietà della Regione Campania, come anche i campi pozzi localizzati nella piana campana. L'acquedotto della Campania-Occidentale, dopo la sua attivazione, è stato affidato alla regione e successivamente dato in gestione al gruppo ENI ACQUA. Gli altri acquedotti sono stati gestiti dalla Regione. L'insieme delle risorse regionali vengono erogate alle reti interne dei comuni con fatturazione a contatore. Le reti interne sono gestite da Enti locali, parte in economia, parte con concessioni a privati, parte con aziende municipalizzate e consorzi. Altre strutture acquedottistiche e depurative, infine, sono ancora in carico all'intervento straordinario (AGENSUD).

In seguito all'emanazione della Legge Galli, ai singoli A.T.O. sarebbe spettato il compito, effettivamente evaso solo in alcuni di essi, di individuare il gestore del servizio idrico integrato mediante una delle seguenti modalità:

- espletamento di una gara di appalto rivolta a soggetti privati;
- selezione con procedure ad evidenza pubblica di un socio privato per una società consortile a capitale misto pubblico-privato (come previsto Legge 142/90 così come integrata dalla Legge 428/92);
- affidamento diretto ad un soggetto a capitale interamente pubblico e partecipato direttamente da tutti gli enti serviti (soluzione *in-house*).

La Regione Campania, con 6 milioni di abitanti, 5 province e 551 comuni, ha recepito la legge Galli con la Legge Regionale di attuazione n. 14 del 21/5/1997, finalizzata alla gestione del Servizio Idrico Integrato. La Regione ha definito 4 Ambiti Territoriali Ottimali (A.T.O. 1 "Calore-Irpino", A.T.O. 2 "Napoli-Volturno", A.T.O. 3 "Sarnese Vesuviano", A.T.O. 4 "Sele") nella forma di Consorzio con personalità giuridica. All'interno degli Ambiti si è cercato di procedere ad organizzare il Servizio Idrico

Integrato, scegliendo la forma di gestione del servizio più adatta, mediante una delle tre modalità indicate dalla Legge.

I rapporti tra gli enti locali e i soggetti gestori sono regolati da una convenzione-tipo e dal relativo disciplinare adottato dalla Regione, le cui linee essenziali sono definite da un regolamento governativo. Sono state stabilite disposizioni specifiche e deroghe per le strutture già operanti che garantiscono sufficienti livelli di servizio.

Nella tabella seguente si riportano i dati relativi ad ogni A.T.O., rinvenuti dalla ricognizione SOGESID (dati relativi al 1996):

A.T.O. Regione Campania		Comuni [num]	Superficie [km <sup>2</sup> ]	Residenti [num]	Densità [Ab/km <sup>2</sup> ]
1	Calore – Irpino	195	4.775	733.462	153,60
2	Napoli – Voltumo	136	3.160	2.813.179	890,25
3	Sarnese – Vesuviano	76	897	1.450.802	1.617,39
4	Sele	144	4.763	787.909	165,42

**Tabella 1. Dati principali relativi a ogni A.T.O. della Campania**

È da segnalare, infine, che con Legge Regionale n. 1 del 19/01/2007 (Legge Finanziaria Regionale), la Regione Campania ha modificato il numero degli ATO da 4 a 5. La definizione del nuovo A.T.O. 5 "Terra di Lavoro", è però tuttora in corso.

## CAPITOLO 3

### LE PERDITE IDRICHE NEI SISTEMI ACQUEDOTTISTICI

#### 3.1 Premessa

Gli impianti di acquedotto hanno lo scopo di approvvigionare i centri cittadini, le industrie, le borgate rurali e, se possibile, le case sparse.

In generale, essi sono articolati nelle seguenti sezioni (figura 1):

- opere di presa, atte a prelevare dall'ambiente la quantità d'acqua necessaria;
- opere di convogliamento, o di trasporto, destinate a convogliare le acque dalla presa agli impianti di potabilizzazione e da questi ultimi fino in prossimità dell'abitato;
- opere di immagazzinamento o serbatoi, situate in vicinanza dell'abitato, aventi una funzione di riserva e di compenso;
- reti di distribuzione, tese alla distribuzione dell'acqua a tutte le utenze.

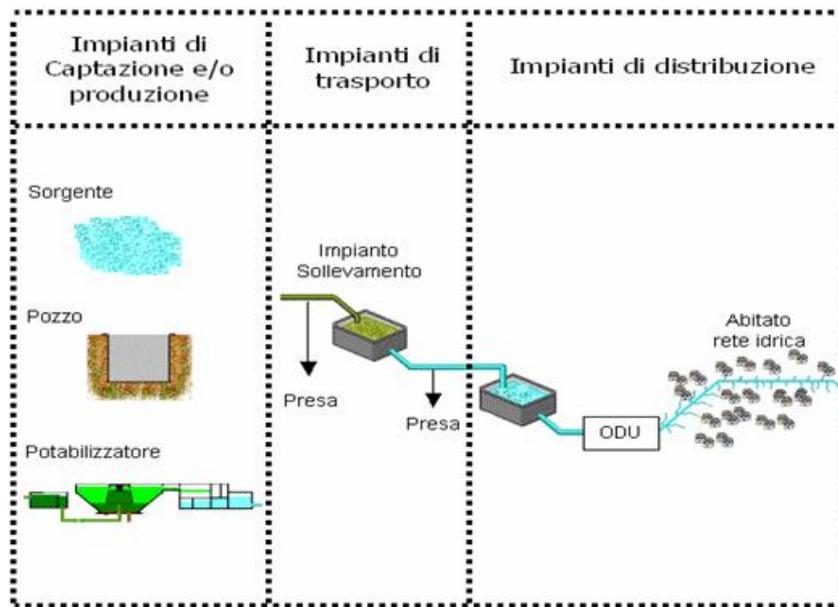


Figura 1. Schema tipo di un impianto di acquedotto

Le prime due parti costituiscono quello che comunemente viene chiamato “acquedotto esterno” mentre, le ultime due costituiscono l’“acquedotto interno”.

E' evidente che, così come strutturati, i sistemi acquedottistici rappresentano un sistema piuttosto complesso, che richiede una continua e scrupolosa manutenzione, la cui gestione ottimale ne presuppone una conoscenza accurata.

La manutenzione consiste, innanzitutto, nel **controllo delle perdite**. Non esiste, infatti, un acquedotto (come, d'altronde, qualsiasi altro processo produttivo) nel quale non vi siano perdite anche nelle reti di distribuzione meglio mantenute.

Per accertare le perdite occorre, innanzitutto, poter misurare accuratamente l'acqua alla presa, all'arrivo e in partenza dal serbatoio, e confrontare tali portate con quelle desunte dalla lettura dei contatori di distribuzione. Tale bilancio idrico, da aggiornare continuamente, rappresenta il "polso" da cui è possibile desumere lo "stato di salute" dell'acquedotto stesso.

L'entità notevole delle perdite idriche comporta diverse implicazioni, che possono essere così sintetizzate:

- implicazioni sociali, da ricercare principalmente nei disagi, spesso insostenibili, dovuti alle carenze di erogazione che perdite cospicue di volumi d'acqua, congiuntamente all'espansione delle reti dovute all'aumento demografico cui sono soggetti i grandi centri urbani, possono produrre;
- implicazioni economiche, che si concretizzano nel danno prodotto dalla perdita di ingenti volumi idrici spesso di costo elevato (acque pompate e/o trattate), al quale si aggiungono gli oneri per l'espansione dei sistemi di distribuzione e la ricerca di fonti di approvvigionamento alternative;
- danni ambientali, dovuti allo spreco della risorsa idrica che viene sottratta al suo ciclo naturale per non essere poi utilizzata. Va, inoltre, menzionato l'impatto determinato dall'interazione del volume di acqua perduto con il regime idrico di circolazione sotterranea.

### 3.2 La situazione in Italia

L'Italia si colloca tra i paesi più ricchi di risorse idriche, potendo vantare una disponibilità teorica annua di 155 miliardi di m<sup>3</sup>, pari ad un volume pro-capite di 2.700 m<sup>3</sup>; tuttavia, **la domanda idropotabile non risulta soddisfatta**. Tale incongruenza è dovuta in parte ad un continuo incremento della richiesta idrica, connesso allo sviluppo economico e all'innalzamento della qualità della vita, in parte ad una serie di carenze strutturali, gestionali e di manutenzione. La rete nazionale di distribuzione, la cui estensione è pari ad oltre 210.000 km, risulta nel complesso molto frammentata, con un grado di conservazione generalmente scadente, le cui perdite idriche globali (fisiche ed

amministrative), secondo una recente relazione del Comitato per la Vigilanza delle Risorse Idriche (Co.Vi.R.I., 2005), con riferimento a circa il 61% degli Ambiti Territoriali Ottimali (ATO), variano tra il 20 ed il 65% (figura 2), con un valore medio che si attesta sul 40%. La gravità della situazione dovuta all'elevata entità delle perdite può ben essere apprezzata riflettendo sul fatto che essa corrisponde ad un volume, che se non fosse sprecato, consentirebbe di soddisfare le necessità idropotabili di oltre il 30% della popolazione.

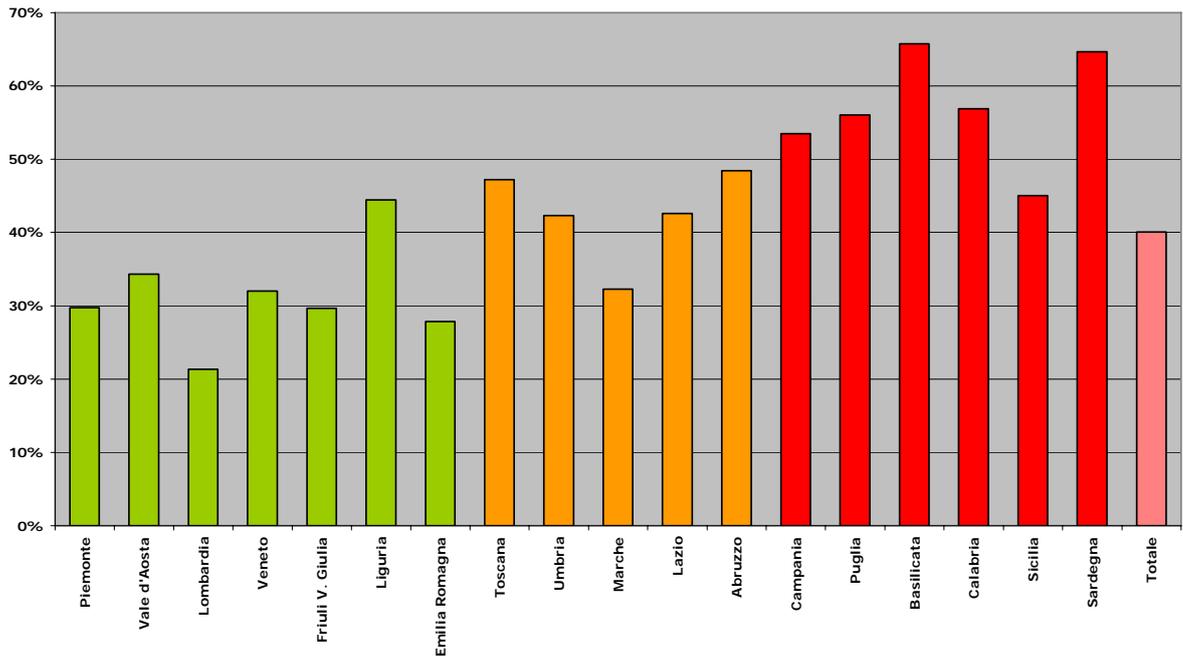


Figura 2. Distribuzione regionale delle perdite fisiche ed amministrative (Co.Vi.R.I., 2005)

### 3.3 Classificazione delle perdite idriche

La definizione stessa di "perdita" non è univoca e condivisa, a causa delle differenti interpretazioni delle diverse componenti delle perdite e, quindi, del bilancio idrico. E' utile, preliminarmente, operare una prima distinzione tra le perdite propriamente dette e gli sprechi. Questi ultimi si distinguono in:

- sprechi volontari, ad esempio rubinetti lasciati "aperti" permanentemente;
- sprechi domestici, causati da incuria o da un cattivo stato dell'impianto idraulico interno: tali sprechi possono essere ridotti da un'efficiente politica di monitoraggio domestico (uno studio in Gran Bretagna ha mostrato una riduzione del 10% in seguito ad una domanda monitorata).

Per quanto concerne le perdite è, invece, possibile operare una fondamentale differenziazione tra perdite amministrative (o apparenti) e perdite fisiche (o reali).

Le **perdite amministrative** o apparenti costituiscono i volumi idrici consumati e non contabilizzati, dati dalla somma delle seguenti aliquote:

- volumi autorizzati ma non misurati quali, ad esempio, quelli utilizzati per idranti, bocche antincendio, lavaggi strade, innaffiamento di giardini, fontane, etc.;
- volumi di servizio, utilizzati per il corretto funzionamento del sistema idrico quali lavaggi della rete, pulizia dei serbatoi, etc.;
- volumi perduti per sfiori dei serbatoi, errate aperture di scarichi, ecc.;
- volumi dovuti a errori di misura;
- volumi prelevati illegalmente.

Tali perdite rivestono un'ovvia importanza di carattere economico. Di esse possono essere ridotte o eliminate solo le aliquote dovute ai volumi idrici utilizzati illegalmente (prese e allacci abusivi, manomissioni dei contatori ecc.), ai volumi contabilizzati per difetto (cattivo funzionamento dei contatori) e a quelli sprecati per una non corretta gestione dell'acquedotto (sfiori dai serbatoi, aperture errate degli organi di scarico). Non è, invece, possibile eliminare l'aliquota delle perdite amministrative dovuta ai volumi utilizzati per i servizi pubblici, quando tali servizi sono gestiti dallo stesso ente gestore dell'acquedotto.

Le **perdite reali o fisiche** sono, invece, riconducibili alla non integrità e/o alla mancanza di tenuta degli elementi che costituiscono la rete idrica, quali le condotte, i giunti, le derivazioni di utenza, gli organi idraulici, le pareti dei serbatoi, etc. Tali perdite, in molti casi, possono rimanere non individuate per mesi o addirittura per anni. Quelle maggiori, di solito, si verificano in seguito a rotture improvvise di tubi o giunzioni; quelle minori, invece, provengono dalle giunzioni, dalle tubazioni e dagli impianti (figura 3).



**Figura 3. Esempi di perdite fisiche**

I fattori che maggiormente influenzano le perdite reali sono:

- tipo di terreno e condizioni di posa, che possono influenzare sia la frequenza che il numero delle rotture (che si rendono visibili per l'affiorare di acqua in superficie);
- difetti di costruzione e scelta dei materiali utilizzati per le condotte;
- presenza di un numero molto elevato di pezzi speciali e di apparecchiature di regolazione;
- numero delle prese di allaccio delle utenze;
- lunghezza delle condotte;
- vetustà delle condotte (l'età media in Italia si aggira sui 32 anni);
- tipologia e qualità delle giunzioni;
- pressioni elevate e periodo durante il quale la rete è soggetta a tali valori di pressione;
- sollecitazioni sui tubi per effetto delle azioni esterne dovute al traffico;
- difficoltà e costi elevati degli interventi di riparazione (non di rado vengono mantenuti in esercizio tratti della rete che sarebbe, invece, opportuno riparare o sostituire).

In generale si ritiene che le perdite reali rappresentino mediamente il 70% delle perdite globali e su di esse vengono in prevalenza concentrati gli sforzi di riduzione. Da un punto di vista esclusivamente economico, non risulta però conveniente spingere la ricerca della riduzione delle perdite reali al di sotto di un dato limite "fisiologico" che, in base all'esperienza, è possibile assumere tra il 5 e il 10% del volume d'acqua captato (anche se esistono esempi, quali alcuni acquedotti in Germania particolarmente efficienti, che presentano perdite fisiche minori del 2%).

Le perdite idriche reali, secondo la letteratura anglosassone, possono a loro volta essere classificate secondo tre diverse tipologie:

- **perdite di sottofondo** (*background losses*), costituite da infiltrazioni dovute a una non perfetta tenuta delle giunzioni e alle fenditure di piccole dimensioni. Tali perdite non sono generalmente rintracciabili con le ordinarie attività di ricerca perdite, se non per i tratti muniti di pozzetti di ispezione. Va detto che la perdita idrica viene considerata perdita di sottofondo se la portata persa non supera il valore convenzionale di 500 l/h con una pressione di 50 m. Per valori maggiori la perdita viene considerata di rottura (Lambert, 1995).
- **perdite da rotture segnalate** (*reported burst*), ovvero perdite idriche visibili in seguito all'affioramento in superficie e/o in seguito a interruzione di servizio, che con un controllo manutentivo più accurato potrebbero essere facilmente eliminabili;
- **perdite da rotture non segnalate** (*unreported burst*), dovute a fessure individuabili solo mediante specifiche attività di ricerca.

### 3.4 Le perdite nei sistemi idrici: ubicazione, entità, fattori d'influenza

Come sopra già rappresentato, le perdite caratterizzano l'intero sistema idropotabile e in maniera più significativa le reti idriche di distribuzione cittadina. Quanto detto è confermato dai risultati di recenti studi, che hanno permesso di stimare i valori rappresentativi delle perdite idriche nei vari elementi che compongono un sistema acquedottistico. Sinteticamente è possibile operare la seguente ripartizione:

- |                                 |                 |
|---------------------------------|-----------------|
| ▪ Prelievo                      | Perdita del 2%  |
| ▪ Trattamento e adduzione       | Perdita del 15% |
| ▪ Stoccaggio                    | Perdita del 4%  |
| ▪ Distribuzione e allacciamenti | Perdita del 20% |

Un reale riscontro del concetto di perdita, è deducibile dai risultati delle campagne di ricerca perdite condotte in diversi acquedotti italiani (Numera, 2003), da cui emerge che:

- mediamente, il numero delle perdite per km di rete è di 0,74 (una perdita ogni 1300 metri circa);
- reti considerate in buono stato di conservazione (controllate periodicamente) presentano un numero di perdite per km pari a 0,47 (una perdita ogni 2100 metri circa).

L'entità delle perdite, mediamente, è pari a  $0,36 \text{ l}/(\text{s} * \text{km})$ , di cui orientativamente  $0,27 \text{ l}/(\text{s} * \text{km})$  sulle condotte (specialmente in corrispondenza degli allacciamenti) e  $0,09 \text{ l}/(\text{s} * \text{km})$  sulle apparecchiature. Reti in buono stato di conservazione hanno, invece, una perdita specifica dell'ordine di  $0,15 \text{ l}/(\text{s} * \text{km})$ .

I fattori che influenzano le perdite possono essere raggruppati in quattro categorie:

- disponibilità di risorse (finanziarie, di personale, di acqua);
- condizioni delle infrastrutture (materiali, politica di sostituzione, pressione);
- atteggiamento istituzionale (struttura, normativa, politica);
- politica di controllo delle perdite (attività, individuazione, tecniche di ricerca).

La disponibilità delle risorse è chiaramente cruciale per il volume delle perdite: dove l'acqua è abbondante la perdita è individuata e tollerata in misura diversa da dove l'acqua è scarsa. Ovviamente sono significative anche le risorse finanziarie e le potenzialità umane.

Le condizioni delle infrastrutture, e la politica di sostituzione e riabilitazione, sono, forse, una delle ragioni principali della variazione delle perdite. La scelta e la qualità dei materiali e le loro tecniche di posa, specialmente nei suoli aggressivi, influenzano la vita della rete. Sebbene l'età della rete non sia un fattore predominante, certamente lo diviene qualora interagisca con altri fattori. Naturalmente un fattore importante è la politica di sostituzione e riabilitazione delle condotte praticata dall'ente gestore della rete: essa influenza le condizioni dell'infrastruttura e, di conseguenza, le perdite.

Anche l'atteggiamento istituzionale condiziona significativamente l'individuazione e la ricerca delle perdite, influenzando il capitale e il personale che ha la funzione di controllarle.

Infine, la politica di controllo delle perdite determina essa stessa il livello di attività e, quindi, il livello delle perdite in una rete. Essa si sviluppa attraverso le seguenti attività che verranno diffusamente discusse nei paragrafi successivi:

- stima;
- individuazione;
- riduzione.

### 3.5 Stima delle perdite idriche

La stima delle perdite idriche si basa principalmente sulla redazione del **bilancio idrico** (tecnica *top down*) e sulla misura della **portata minima notturna MNF** (*Minimum Night Flow* - tecnica *bottom up*). L'OFWAT (*Office of Water Services*, U.K, 1989) utilizza di prassi la prima tecnica per la stesura dei rapporti sulle perdite idriche e la seconda per la loro gestione. I metodi di stima delle perdite idriche sono fondamentali anche per un approccio sistematico al monitoraggio delle stesse, consentendo un confronto tra le diverse aree della rete e una valutazione dell'efficacia degli interventi di riparazione. Un aspetto da considerare nella valutazione delle perdite idriche è che queste devono essere riferite alla pressione, parametro che consente un confronto più corretto tra le stime delle perdite relative a realtà differenti, non solo in quanto la componente reale della perdita idrica è funzione del valore della pressione, ma anche per la diversa dipendenza delle componenti della perdita reale nei confronti della pressione (Lambert, 2000).

#### **Bilancio Idrico (Tecnica Top Down)**

Un approccio corretto al bilancio idrico implica una chiara definizione delle sue componenti, per poter confrontare dati provenienti da realtà differenti, in particolare in ambito internazionale.

La terminologia utilizzata si basa sulle seguenti definizioni (figura 4):

- ✓ *System Input Volume*: il **volume di acqua immesso in rete**;
- ✓ *Authorised Consumption*: il volume fatturato o non fatturato (billed o unbilled), che a sua volta si divide in misurato e non misurato (metered o unmetered), ma il cui **uso** è comunque **autorizzato**. Esso comprende, inoltre, i volumi d'acqua trasportati in altri sistemi idrici. In tale componente sono

inclusi i volumi d'acqua necessari al servizio della rete ed utilizzati dall'ente gestore, oltre a tutti i vari prelievi autorizzati esplicitamente o implicitamente dallo stesso;

- ✓ *Water Losses*: **perdite idriche**, date dalla differenza tra il volume d'acqua immesso in rete (*System Input Volume*) e il consumo autorizzato (*Authorised Consumption*).

VOLUME D'ACQUA IMMESSO IN RETE	CONSUMO AUTORIZZATO	FATTURATO	MISURATO Dalla lettura dei contatori	
			NON MISURATO	Es. Contratti a forfait
		NON FATTURATO (Utilizzato dal Gestore)	MISURATO	Utilizzato dal gestore per scopi propri (sfiori, scarichi, lavaggi, prelievi, ecc.) <u>Molto difficilmente è misurato</u>
			NON MISURATO	
	PERDITE IDRICHE	PERDITE APPARENTI	NON MISURATO PER ERRORI DI MISURAZIONE	Errori nel misurare il volume immesso in rete o i consumi dell'utenza
			CONSUMO NON AUTORIZZATO	Furti sulla rete (Allacciamenti abusivi)
		PERDITE REALI o FISICHE	PERDITE DI SOTTOFONDO	Piccoli quantitativi
			PERDITE DA ROTTURE SEGNALATE	Grandi quantitativi (evidenti all'esterno)
PERDITE DA ROTTURE NON SEGNALATE			Grandi quantitativi (non evidenti all'esterno)	

**Figura 4. Componenti del Bilancio Idrico di un sistema di distribuzione**  
 (Fonte: IWA, 2000 – *Schema ridisegnato*)

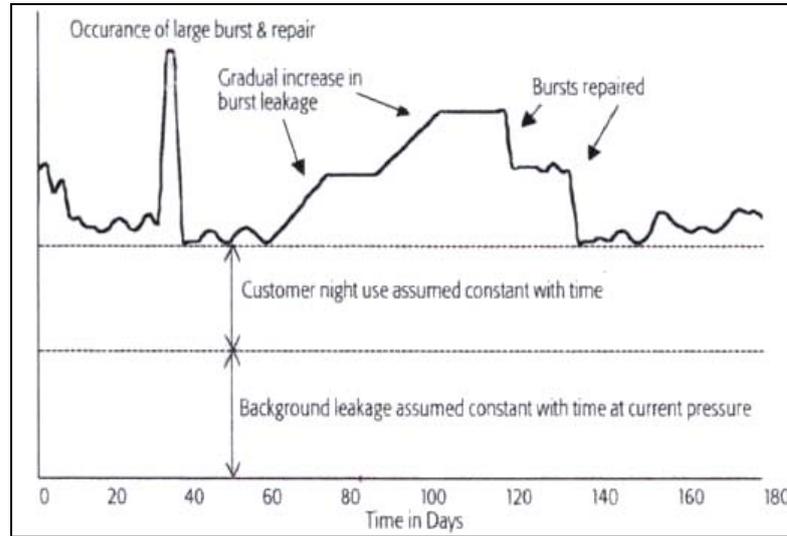
Le perdite idriche sono costituite da due componenti: *Real Losses* (**perdite reali o fisiche**) e *Apparent Losses* (**perdite apparenti**):

- ✓ *Real Losses*: il volume perso per perdite idriche fisiche, funzione della frequenza, della portata e della durata di ogni singola perdita;
- ✓ *Apparent Losses*: il volume dovuto al consumo non autorizzato ed a tutti i tipi di errori strumentali associati alla misura del volume immesso e del volume relativo agli utenti autorizzati.

### **Portata Minima Notturna** (Tecnica *Bottom Up*)

Tale tecnica consente di stimare le perdite idriche sottraendo alla portata minima notturna registrata (*Minimum Night Flow*, MNF), la portata stimata per i consumi nel momento in cui si verifica la MNF (figura 5). Generalmente essa viene applicata a parti del sistema idrico, o meglio, a strutture di distrettualizzazione con carattere permanente o temporaneo in funzione del livello di distrettualizzazione. Infatti la MNF viene

determinata con una misura diretta approvvigionando un distretto mediante un'unità mobile, che, prelevando acqua al di fuori del distretto, l'immette nella zona in esame.



**Figura 5. Andamento tipo della MNF**

L'acqua consumata nella rete viene misurata senza interruzione di fornitura e, quindi, in base al principio di azzeramento periodico dei consumi, si ottiene il valore MNF. Tale valore deve essere confrontato con un valore specifico di riferimento stabilito in funzione dell'estensione della rete, della tipologia delle utenze, dell'ora e del periodo dell'anno in cui sono state effettuate le misure. La differenza positiva fra i due valori rappresenta la portata perduta nel distretto. Il MNF può essere registrato e analizzato continuamente, notte dopo notte, con l'uso di *data loggers* e appropriati *software*.

### 3.6 Tecniche di individuazione delle perdite idriche

Qualsiasi sia la tecnica di ricerca delle perdite adottata, occorrerebbe innanzitutto una planimetria dettagliata della rete esaminata, con l'esatta indicazione dei percorsi delle tubazioni, dell'ubicazione degli idranti e di tutte le apparecchiature speciali. Nella maggior parte dei casi, in Italia non esistono purtroppo cartografie aggiornate di questo tipo, per cui, prima di procedere all'individuazione dei punti di perdita, risulta indispensabile acquisirle.

Il metodo classico per l'individuazione delle perdite idriche è **il metodo acustico**, costituito da tecniche basate sul rilievo delle onde sonore prodotte dall'acqua in uscita da una rottura. Tali onde possono essere distinte in due tipi:

- onde che si propagano in senso longitudinale, lungo la tubazione e la colonna d'acqua;
- onde che si propagano pressoché radialmente nel terreno circostante, a partire dal punto di perdita.

Anche il primo tipo d'onda comunque si trasmette dalla tubazione al terreno circostante e attraverso questo giunge in superficie. Le caratteristiche dell'onda sonora e la sua propagazione sono influenzate da numerosi fattori quali la pressione dell'acqua, il materiale e il diametro delle condotte, la natura del terreno e le condizioni di saturazione attorno al tubo, la presenza di giunti e di discontinuità.

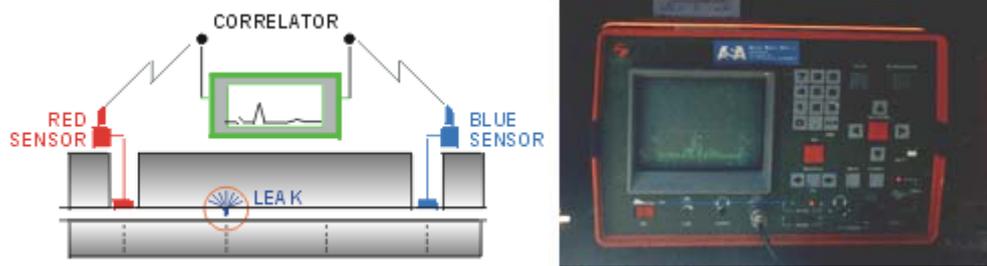
Per localizzare la perdita idrica sono stati sviluppati diversi strumenti che sfruttano le proprietà delle onde sonore generate da una rottura.

Classici strumenti acustici sono i **geofoni**, usati quando i rumori sono trasmessi dal terreno (figura 6) e i **correlatori**, strumenti che misurano le differenze nel tempo di percorrenza del rumore dal punto di fuga sino a due sensori posti alle estremità del tratto di condotta preso in esame (figura 7).



**Figura 6. Uso del geofono**

Tali strumenti hanno avuto un'importante evoluzione sia nella tecnologia che nella metodologia di utilizzo e sono caratterizzati da un alto grado di definizione della perdita su base locale.



**Figura 7. Correlatore acustico**

Con tali strumentazioni, il tracciato delle tubazioni deve essere ripercorso pedestremente fino a localizzare la perdita in relazione al rumore che genera. Il metodo di ricerca perdite “a tappeto” su aree di rete più o meno vaste è, però, troppo semplificato ed inadeguato data l’“incommensurabilità” (economica e tecnica) del problema. Gli aspetti critici del metodo “a tappeto” sono:

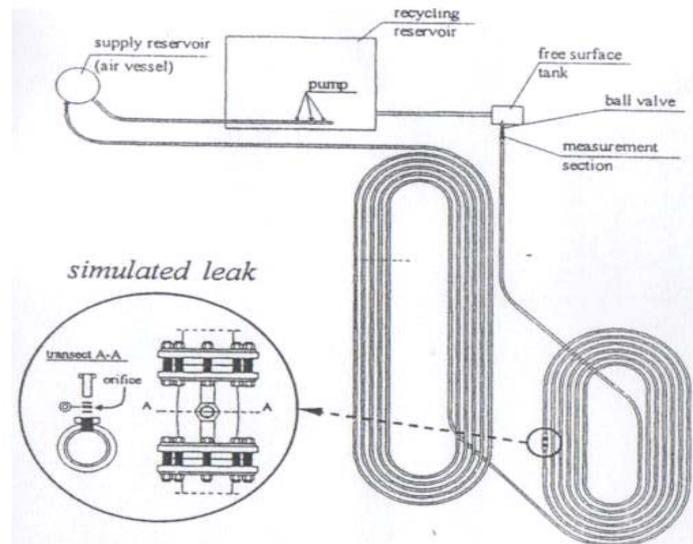
1. le aree o lunghezze di rete da sottoporre a ricerca sono programmate annualmente e nessuno, senza misure oggettive in campo, è in grado di determinare l’entità del volume di acqua disperso nell’area di rete in cui viene pianificata l’attività. Si impegna con scarsa efficienza, quindi, il tempo/lavoro in relazione ai volumi di acqua dispersi e potenzialmente recuperabili (scarsa redditività degli investimenti);
2. tutte le campagne di ricerca perdite ripartono dallo stesso grado di indeterminatezza in cui sono terminate. Ogni campagna riparte da zero, ripercorrendo il tracciato delle tubazioni, confidando nella sola “sensibilità” dell’operatore, con molteplici problemi (traffico, rumori esterni, scarsa conoscenza del tracciato, scarsa propensione a segnalare le perdite per le previste penali di errata localizzazione delle stesse);
3. la conoscenza della rete non viene valorizzata come patrimonio tecnico aziendale perché o l’attività è affidata ad un operatore esterno all’azienda o perché il metodo a tappeto non necessita di un’approfondita consultazione della cartografia (trattandosi di ripercorrere il tracciato delle tubazioni);
4. in caso di accidentali cali di pressione/portata i tempi tecnici di intervento diventano più lunghi.

Altre tecniche per l’individuazione delle perdite idriche sono le seguenti:

- metodo **vibrazionale-acustico**: prevede l’utilizzo di apparecchiature munite di filtri per l’eliminazione di rumori secondari (tipo il traffico stradale od altro), in

grado di captare dal suolo i rumori e le vibrazioni indotti dalla perdita lungo la condotta;

- **metodo ottico:** consente, qualora la condotta sia fuori servizio o possa essere disattivata per poche ore, la possibilità di effettuare, per diametri variabili da 100 a 2000 mm, un'ispezione ottica per mezzo di sistemi di video ispezione. I modelli di ispezione robotizzati con sistemi CCTV restituiscono il percorso ispezionato della condotta ed i suoi eventuali difetti e danni. Tali operazioni video ispettive possono eventualmente essere integrate con i rilievi topografici dei sottoservizi;
- **metodo basato sul moto vario:** si basa sul rilievo delle onde di pressione ingenerate da un transitorio di moto vario, ovviamente di modesta entità, per localizzare la rottura e stimarne l'entità, sfruttando la parziale riflessione che le onde elastiche subiscono in presenza di una singolarità (Brunone, 2000). Questa duplice determinazione, che unisce la stima e la localizzazione della perdita, conferisce a questa tecnica, in stato di avanzata sperimentazione, un notevole interesse teorico ed applicativo. Il metodo è stato verificato sia mettendo a punto un modello numerico, sia considerando in laboratorio sistemi di differenti caratteristiche. In particolare sono stati indagati gli effetti sulla risposta del sistema delle dimensioni e forma della perdita nonché delle condizioni allo sbocco di questa. In figura 8 è mostrato uno schema dell'installazione sperimentale utilizzata, costituita da una condotta in PEbd (DN 110, spessore=8,1 mm, celerità  $c \approx 380$  m/s, lunghezza=352 m), munita di un dispositivo per la simulazione della rottura (un tronchetto sulla cui parete è possibile montare un orificio di forma e dimensioni variabili). In figura 8, a titolo d'esempio, è stato riportato l'andamento del transitorio di pressione determinato dalla chiusura brusca della valvola a sfera d'estremità, rilevato nella sezione immediatamente a tergo della valvola, sia per condotta integra che nel caso in cui sia presente una perdita (ubicata alla progressiva 128,50 m). In particolare, i test indicati con 1, 2 e 3 in figura corrispondono a dimensioni via via crescenti dell'orificio simulante la rottura (rapporto  $A_1/A$  tra la sezione dell'orificio e quella della condotta pari, rispettivamente, a 0.003, 0.011 e 0.029).



**Figura 8. Schema dell'installazione sperimentale (Brunone & Ferrante, 2001) <sup>1</sup>**

E' evidente che la misura dei tempi  $t_1$  (in cui l'onda di pressione raggiunge la sezione di misura) e  $t_2$  (istante di arrivo dell'onda riflessa dalla perdita) consente l'immediata valutazione della distanza  $l_r$  intercorrente tra la rottura e la sezione di misura, mediante la classica relazione:

$$l_r = c \frac{(t_2 - t_1)}{2} \quad (1)$$

<sup>1</sup> L'esperimento è stato allestito nel "Laboratorio di Ingegneria delle Acque" dell'Università di Perugia; nella figura in alto è rappresentata la planimetria del laboratorio, mentre in quella in basso la veduta generale dello stesso, in cui (1) indica il serbatoio di ricircolo e il gruppo di pompaggio; (2) il tubo in polietilene; e (3) il serbatoio a valle.

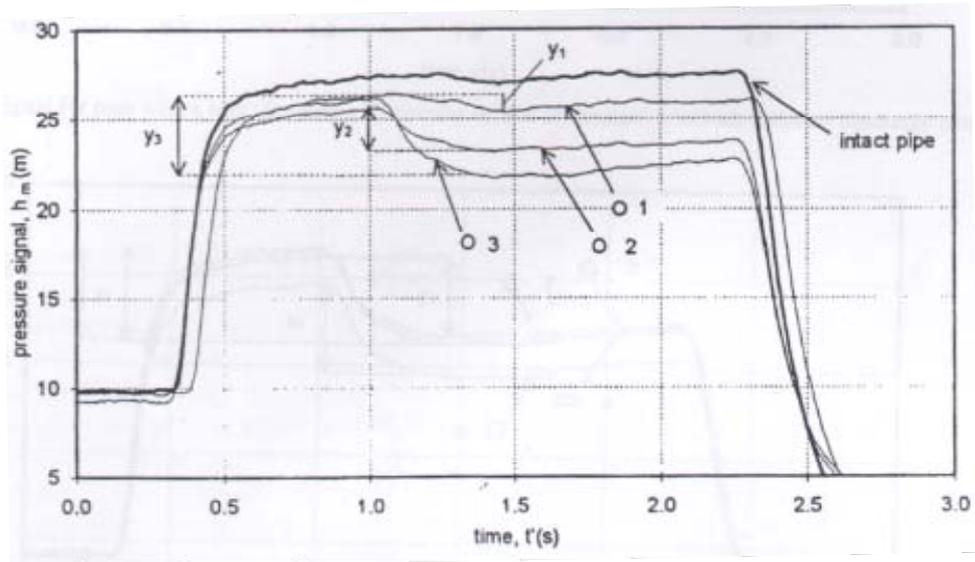


Figura 9. Transitorio per condotta integra e forata (Brunone & Ferrante, 2001)

La tecnica di rilievo perdite proposta ha fornito interessanti risultati in sede sperimentale, consentendo con soddisfacente precisione non solo l'individuazione dell'ubicazione della perdita ma anche una valutazione di massima della sua entità. In figura 9 è stato riportato l'andamento, desunto dalle prove sperimentali, del "danno" adimensionale,  $\delta$ , in funzione della "riflessione" adimensionale,  $\psi$ , essendo:

$$\delta = \left( \frac{C_l A_l}{A} \right)^{0.5} \quad (2)$$

$$\psi = \frac{y}{\Delta h_m} \quad (3)$$

in cui:

- ✓  $C_l$ : coefficiente d'efflusso;
- ✓  $A_l$ : area dell'orificio;
- ✓  $A$ : area della sezione trasversale del tubo;
- ✓  $y$ : riduzione di pressione in corrispondenza della sezione di misura dovuta alla riflessione parziale dell'onda indotta dalla perdita (figura 8);
- ✓  $\Delta h_m$ : massima sovrappressione nella sezione di misura.

Nei test sperimentali sono state fatte variare la forma e la dimensione dell'orificio simulante la perdita e le modalità d'efflusso (libero o sommerso) da

esso. In figura 9 sono stati riportati anche gli andamenti  $(\delta, \psi)$  desunti dall'applicazione delle equazioni di colpo d'ariete (trascurando le resistenze al moto) e dalla relazione semiempirica:

$$\delta = -0.9551\psi^2 + 0.7262\psi \quad (4)$$

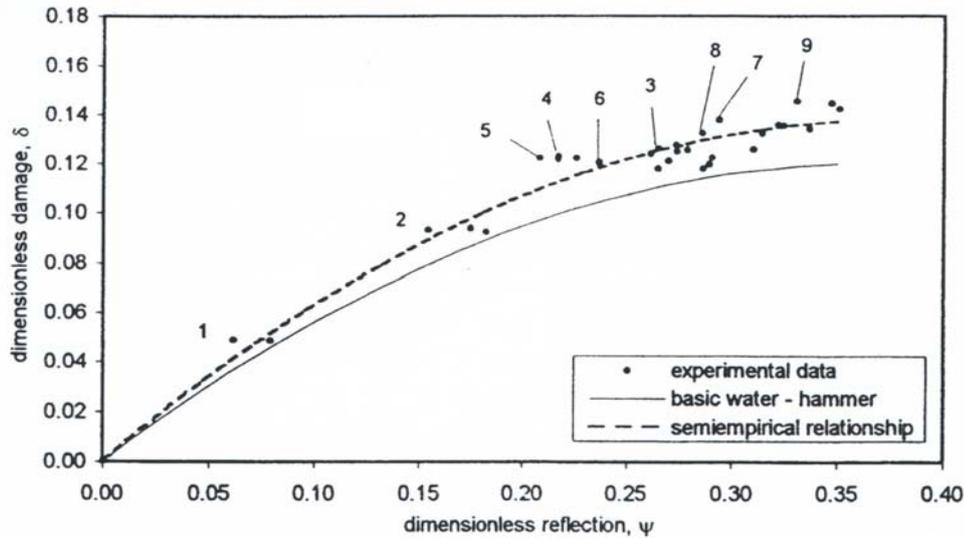


Figura 10. "Danno" in funzione della "riflessione" (Brunone & Ferrante, 2001)

La metodologia descritta è stata, inoltre, recentemente perfezionata, affiancando all'analisi del segnale di pressione nel dominio del tempo l'analisi armonica nel dominio della frequenza (Ferrante et al., 2002). Essa appare, nel complesso, di notevole validità, pur se occorrerà verificarne la pratica applicabilità in sistemi idrici più complessi di quello sinora sperimentato;

- **metodo basato sulla termografia a raggi infrarossi:** sfrutta le anomalie nella radiazione emessa dalla superficie del terreno, la cui temperatura risente delle condizioni prodotte da perdite e vuoti nel primo tratto di sottosuolo: ciò consente di evidenziare anche anomalie nelle condizioni di posa della condotta;
- **metodo basato sul radar GPR:** la saturazione del suolo, causata dall'acqua, riduce la velocità delle onde radar e determina un'immagine in cui il tubo appare più profondo di quanto dovrebbe realmente essere; il segnale viene parzialmente riflesso e captato da un'antenna ricevente. I segnali radar sono normalmente visualizzati verticalmente, in modo da realizzare una sezione verticale del terreno;

- **metodo del gas tracciante:** con questo metodo si isola una zona sospetta di perdite, si svuota il tubo e, quindi, lo si pressurizza con una miscela di aria e gas. I gas traccianti più comunemente utilizzati sono l'elio e l'idrogeno, entrambi non tossici. Sotto pressione il gas tracciante fuoriesce dalle rotture e sale verso la superficie, attraversando il suolo circostante. La localizzazione della perdita avviene esaminando la superficie del terreno con un sensore di gas portatile. L'uso del gas tracciante è, però, molto limitato nelle reti idriche, a causa del preventivo svuotamento da effettuare;
- **metodo magnetico:** utilizza un sistema attivo di localizzatori RF così come un sistema passivo di tipo magnetico. I localizzatori RF lavorano su opportune frequenze rilevate;
- **sistema ad ultrasuoni:** utilizza i dati elaborati da un sistema di misura e rilevamento, in grado di campionare i segnali emessi da condotte soggette a rotture e, successivamente, di renderli disponibili agli operatori mediante la loro conversione in frequenze udibili dall'orecchio umano;
- **sistema di localizzazione laser:** consente, grazie all'apparecchiatura *Lasersonic*, di operare in base al principio dell'individuazione di perdite mediante rilevazioni di tipo foto-acustico.

Un aspetto comune a tutte le tecniche acustiche, il cui uso è ampiamente consolidato, è di consentire solo la localizzazione delle perdite idriche e non anche la loro stima.

Un'innovazione è stata recentemente introdotta con i **segnalatori acustici**: questi ultimi, dislocati in punti opportunamente scelti della rete di distribuzione, sono in grado di rilevare e trasmettere ad un'unità ricevente un segnale indicante alterazioni delle normali condizioni di rumorosità di fondo. In questo modo il segnalatore acustico si adatta automaticamente alle condizioni ambientali circostanti. Il carattere innovativo del metodo consiste nell'operare con continuità in modo non invasivo, svolgendo attività di monitoraggio rispetto all'insorgere di nuove perdite, con una funzione di pre-localizzazione, la cui precisione dipende dalla densità spaziale dei sensori acustici e della tecnologia utilizzata.

Un esempio applicativo è rappresentato da una procedura, sviluppatasi per la prima volta in Gran Bretagna, denominata **PAC** (Prelocalizzazione Acustica Computerizzata). Questa nuova tecnologia consente una veloce ed economica prelocalizzazione

automatica delle perdite nelle ore notturne, quando le condizioni di rete sono più favorevoli: le ore notturne, infatti, sono caratterizzate da bassi consumi e ridotta rumorosità dovuta a prelievi, pompe, traffico automobilistico, disturbi ambientali, ecc. In tal modo l'impiego del personale qualificato dotato di correlatori e geofoni avviene solo in una fase successiva mirata alla localizzazione delle fughe già prelocalizzate. Il sistema PAC si basa sull'impiego di piccoli elaboratori elettronici dislocati in rete che, mediante un sistema integrato di misura ed analisi consentono di riconoscere i rumori delle perdite dal loro livello sonoro e scaricare i dati, tramite un'interfaccia, su un personal computer. I *Paclog* sono costituiti da un sensore per individuare le perdite, un *data logger* per memorizzare i dati ed un'uscita seriale per il collegamento al PC. Questi strumenti vanno posizionati all'interno di pozzetti su idranti e valvole, registrando con cura luogo e data di applicazione di ciascun PACLOG (figura 11).



**Figura 11. Paclog**

Ognuno di essi può coprire, a seconda della struttura e delle caratteristiche di rete, un raggio di circa 150-300 metri. I PACLOG si attivano poi automaticamente nei periodi programmati (solitamente uno o più cicli di analisi in orari tra le ore 1:00 e 4:00 del mattino). Il software di controllo ed analisi del sistema PAC consente sia una visualizzazione su display che la stampa di tabelle ed eventualmente grafici: è così possibile verificare in una tabella con un sol colpo d'occhio la presenza o meno di livelli sonori elaborati superiori ad una soglia prefissata oppure analizzare in dettaglio gli eventuali grafici. Il tratto in cui sussiste la perdita viene individuato e circoscritto con l'ausilio del piano di dislocazione ed in base ai livelli sonori. I vantaggi del sistema PAC sono evidenti:

- non più ricerche notturne, la successiva esatta localizzazione delle perdite può essere effettuata anche di giorno;

- l'analisi avviene nelle condizioni più favorevoli, per tutti i punti di misura, consentendo l'individuazione anche di piccole perdite;
- obiettività della prelocalizzazione elettronica, non influenzata dall'orecchio o dalla concentrazione dell'operatore;
- superiore alle tecniche tradizionali, trattandosi di un "preascolto" prolungato ed effettuato nelle ore ad esso più favorevoli;
- le analisi possono venir memorizzate su PC ed essere così confrontate con dati storici;
- le costose tecniche di localizzazione (sistema correlativo ed elettroacustico) vengono impiegate in modo mirato e solo dove effettivamente servono.

In conclusione va anche osservato che un'attenta analisi delle tecniche di individuazione delle perdite idriche disponibili evidenzia la mancanza di una tecnica con caratteristiche nettamente superiori alle altre rispetto a parametri di valutazione quali applicabilità, precisione, affidabilità ed aspetto economico, per cui alcune tecniche possono presentarsi come complementari o sequenziali ad altre. Le tecniche di ricerca delle perdite idriche, per aumentare la loro efficienza, devono piuttosto essere inserite in una metodologia di ricerca che, combinandole opportunamente, ne esalti l'efficacia e ne compensi i limiti.

## **CAPITOLO 4**

### **METODOLOGIE PER IL CONTROLLO E IL CONTENIMENTO DELLE PERDITE IDRICHE**

#### **4.1 Introduzione**

Per quanto esposto nel capitolo precedente, appare chiaro che il fenomeno delle perdite idriche nei sistemi acquedottistici è ad oggi un problema di importanza primaria; la riduzione di tali fenomeni a valori fisiologici o quanto meno ragionevoli consentirebbe un notevole risparmio idrico, con ovvii benefici economici ed ambientali.

Risulta, dunque, utile esaminare da un lato le modalità che consentono di provvedere al contenimento diretto delle perdite in rete e dall'altro le metodologie che, mirando ad un controllo più efficace sulla rete idrica, conseguono tra vari obiettivi anche quelli relativi alla riduzione delle perdite.

I metodi comunemente praticati per il **contenimento diretto delle perdite idriche** sono i seguenti:

- a) controllo del "cielo piezometrico" nella rete di distribuzione;
- b) ispezione periodica dei pozzetti in cui sono installate le apparecchiature;
- c) ricerca dei punti in cui si verificano le perdite;
- d) periodica riabilitazione e rifacimento dei tratti di tubazione deteriorati.

Quest'ultimo metodo non è da sottovalutare, dal momento che una perdita implica una rottura e, quindi, un intervento di riparazione. A tal proposito vanno ricordate le recenti innovazioni tecnologiche nel settore della riabilitazione delle tubazioni. Le diverse tecnologie "no dig" (*blade pipe, speedy-burst, rotor pipe, subline, rolldown*, ecc.) consentono oggi di effettuare con rapidità, efficienza e sicurezza interventi di risanamento o di sostituzione di condotte ammalorate, con sensibile riduzione dei tempi operativi. La loro utilizzazione richiede, però, una scelta consapevole della tecnica più adatta e l'impiego di personale specializzato.

Per quanto riguarda il **controllo e il mantenimento delle pressioni in rete** a valori necessari per garantire un servizio efficiente, esso costituisce uno strumento economico ed attuabile in tempi brevi, nell'ambito di una strategia di riduzione degli sprechi di risorsa idrica, essendo le une direttamente correlate agli altri.

La rete di distribuzione è progettata al fine di assicurare i valori minimi di pressione durante tutto l'arco della giornata; tali minimi sono, però, raggiunti solo per brevi

periodi di tempo, in corrispondenza dei momenti di maggior consumo, in funzione della variabilità della domanda idropotabile. Di conseguenza durante gran parte della giornata la rete risulta sottoposta ad un eccesso di pressione rispetto a quanto necessario. E' prevedibile, dalla relazione tra perdite idriche reali e pressione, che riducendo gli eccessi di pressione nell'arco della giornata si possano ridurre i volumi d'acqua persi. Il fenomeno delle perdite è regolato, quindi, dalla relazione intercorrente tra esse e la pressione di esercizio locale in rete e tra questa ultima e la frequenza del verificarsi di nuovi eventi di rottura, quindi di nuove perdite associate. La prima relazione descrive l'aspetto quantitativo del fenomeno, mentre la seconda ne descrive l'aspetto di formazione.

## 4.2 Relazione tra pressione e perdite

Su tale tema due aspetti appaiono di notevole importanza:

- le perdite sono molto più sensibili alla pressione di quanto prevede la legge dell'efflusso da luce sotto battente;
- le diverse componenti delle perdite sono dipendenti dalla pressione in maniera diversa.

Lo studio dell'efflusso di un fluido da una luce sotto battente porta, attraverso il principio di conservazione dell'energia, nell'ipotesi di fluido ideale e di moto permanente, a definire che la velocità del fluido nella sezione contratta è pari alla velocità Torricelliana:

$$V_C = \sqrt{2 \cdot g \cdot (h_1 - h_C)} \quad (1)$$

indicando con:

- ✓  $h_1$  il carico nella sezione 1, ossia in una generica sezione a monte della luce;
- ✓  $h_C$  il carico nella sezione contratta.

Il fatto che le dissipazioni di energia, benché piccole, non siano nulle, fa sì che le velocità realmente misurate risultino sempre minori del valore torricelliano. Lo stesso avviene per la velocità media del fluido nella sezione contratta, in cui viene introdotto un coefficiente riduttore della velocità  $C_V$ :

$$U_C = C_V \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot (h_1 - h_{GC})} \quad (2)$$

dove  $h_{GC}$  rappresenta il valore che il tirante assume nel baricentro della sezione contratta.

Insieme a questo coefficiente si considera anche il coefficiente di contrazione  $C_c$ , inteso come rapporto fra l'area della sezione contratta e l'area dell'apertura. La portata effluente, data dal prodotto dell'area della sezione contratta per la velocità media sulla stessa sezione, vale pertanto:

$$Q = C_d \cdot A \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot (h_1 - h_{GC})} \quad (3)$$

dove  $C_d = C_c \cdot C_v$  è detto coefficiente riduttore della portata.

Nel passato si è assunto, sulla base di tali conoscenze, che la perdita nei sistemi di distribuzione variasse con la radice quadrata della pressione. Studi ed esperienze sviluppati in campo internazionale negli ultimi anni, soprattutto in Inghilterra e Giappone, hanno portato alla conclusione che la dipendenza delle perdite in funzione della pressione nelle reti di distribuzione si discosta, a volte anche notevolmente, dall'equazione classica della foronomia. Ciò può essere attribuito principalmente a due aspetti:

- l'assunzione della costanza del coefficiente riduttore della portata è lecita solo in un contenuto intervallo di valori di velocità;
- per alcuni tipi di perdite ed alcuni materiali si è riscontrata la possibilità che la dimensione dell'area dell'apertura possa variare in funzione della pressione (con modalità dipendenti dal materiale della condotta e dalla tipologia della perdita).

Da studi effettuati ancora in Inghilterra, è emerso che le perdite in un acquedotto sono composte da due termini: il primo rappresenta la portata uscente da una rottura ad area costante ed è riconducibile a rotture per scoppio, il secondo la perdita fuoriuscente da un'area variabile in funzione della pressione ed è attribuibile a perdite di sottofondo.

Da esperimenti su perdite provocate artificialmente, nel caso di fessure longitudinali monodimensionali si è riscontrato che l'area varia linearmente con la pressione e la portata dipende dalla variazione della pressione con esponente 1,5; mentre nel caso di fessura che si apre lungo le due dimensioni (longitudinalmente e radialmente) la portata dipende dalla variazione della pressione con esponente 2,5 (Artina, 2002).

In sintesi è possibile ritenere valido il seguente legame diretto tra la pressione in rete  $P$  e le perdite fisiche  $Q^l$  (Khadam et al., 1991; Khaled et al., 1992; Lambert, 2000; Milano, 2006), secondo una relazione del tipo:

$$Q^l = C \cdot P^\alpha \quad (4)$$

con  $C$  e  $\alpha$  coefficienti variabili in dipendenza delle caratteristiche della tubazione e del tipo di perdita.

### 4.3 Relazione tra pressione e frequenza di nuove rotture

Nell'analisi e nella modellazione delle perdite è importante anche lo studio della dipendenza tra pressione e frequenza di nuove rotture. Essa dipende da vari fattori, quali la tipologia dei materiali e l'età delle condotte, e deve essere comunque investigata in base allo studio del caso specifico. I risultati conseguiti in seguito a studi effettuati in Inghilterra dimostrano come, per sistemi di distribuzione ad alimentazione continua, la frequenza delle rotture si incrementi rapidamente per valori di pressione superiori a 35/40 metri di colonna idrica. Inoltre tali studi hanno evidenziato come la frequenza delle perdite risulti maggiormente influenzata dai transitori di pressione che dai valori medi della pressione di esercizio.

Alla luce di quanto descritto in merito alle metodologie per il contenimento e il controllo delle perdite, risulta evidente che, in un'ottica di gestione completa ed efficiente di una rete di distribuzione che miri a un contenimento adeguato dei livelli di perdite idriche, i metodi più interessanti risultano quelli che si basano sul controllo della pressione nella rete di distribuzione; peraltro, risulta evidente come questi trovino la loro collocazione più naturale all'interno di un sistema idrico sotto controllo attivo, e cioè in una rete di distribuzione suddivisa in **distretti idraulici**, di cui si dirà diffusamente nei capitoli successivi.

A tal proposito, va detto che è possibile individuare tre livelli di controllo delle perdite sulla rete idrica:

- **controllo passivo:** in esso rientrano gli interventi di manutenzione in senso stretto, quando la perdita si manifesta perché affiora dal terreno o crea disfunzioni;
- **controllo sistematico:** in esso rientrano le campagne mirate alla ricerca delle perdite, effettuate periodicamente ed in maniera organizzata (sistematica), tramite ispezione periodica delle apparecchiature idrauliche accessibili o attraverso le diverse metodologie di ricerca perdite descritte in precedenza;
- **controllo attivo:** per esso si intende il monitoraggio in continuo delle portate attraverso il controllo del "cielo piezometrico" del sistema di distribuzione. Per attuare tale controllo possono essere installate in rete delle valvole di regolazione di pressione (PRV *Pressure Reducing Valves*) localizzate e regolate in maniera

opportuna. Mediante tali valvole è, inoltre, possibile attuare la cosiddetta “**distrettualizzazione**” della rete, ovvero la sua suddivisione in distretti (zone ristrette della rete ad accessi limitati e con un numero ridotto di utenti) e la determinazione del livello di perdita per ogni singolo distretto.

Una strategia per la riduzione delle perdite nei sistemi di distribuzione idrica, che si è venuta affermando negli ultimi tempi, consiste proprio nel modificare l’approccio al problema: bisogna passare da un controllo passivo ad un controllo sistematico per poi arrivare ad un controllo attivo. E’ quanto è stato ribadito anche dal Decreto Legge n. 99 dell’8 gennaio 1997 “*Regolamento per la definizione dei criteri e del metodo in base ai quali valutare le perdite degli acquedotti e delle fognature*”, che evidenzia la necessità di gestire e controllare il processo della distribuzione idrica.

In particolare, la distrettualizzazione (figura 1) nasce con il preciso obiettivo di ridurre i costi operativi, gli sprechi di risorse ambientali e i disservizi per l’utenza. Inoltre tale metodologia offre ulteriori vantaggi di carattere gestionale: infatti, i numerosi punti di misura telecontrollati, ovviamente integrati dai nodi impiantistici e da ulteriori punti significativi, possono offrire la possibilità di una precisa taratura di un modello di simulazione e controllo in tempo reale del comportamento della rete, con finalità di verifica delle condizioni qualitative e funzionali (cloro residuo, qualità organoelettiche, direzione dei flussi, ecc.), nonché delle configurazioni strutturali possibili, in relazione a programmate modifiche o estensioni di rete. Uno strumento per la conoscenza in tempo reale della rete in tutti i suoi punti con dati misurati e simulati consente, inoltre, di ridurre i tempi di intervento ed evitare errori di regolazione, specie in condizioni di emergenza, con vantaggio per la gestione e per l’utenza.

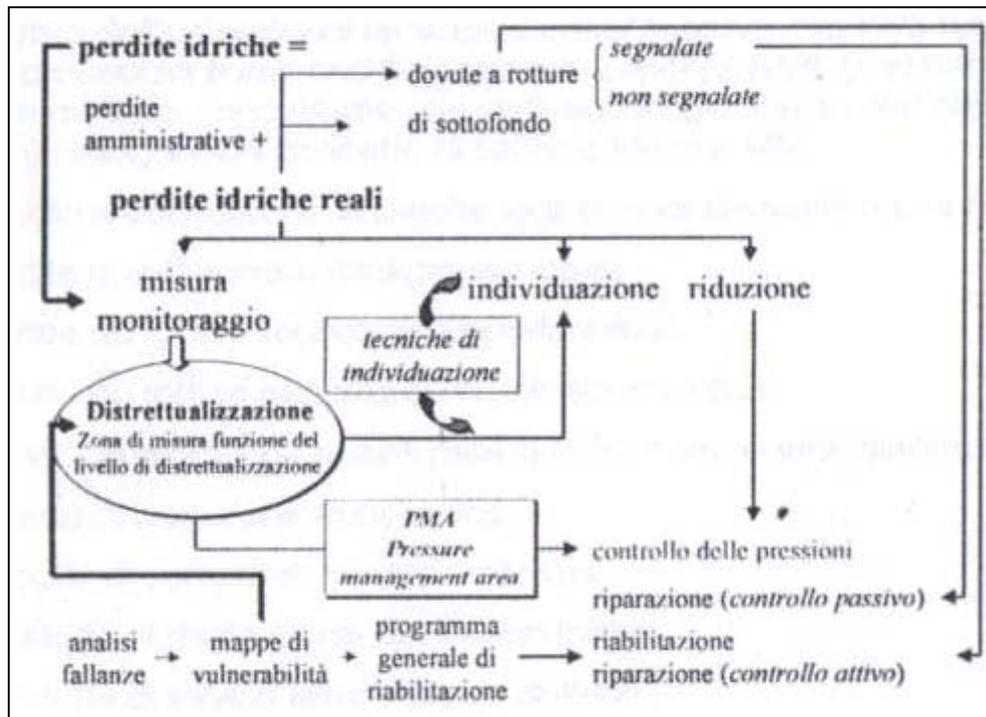


Figura 1. Perdite idriche e distrettualizzazione: attività e connessioni

## **CAPITOLO 5**

# **CONTROLLO DEL "CIELO PIEZOMETRICO" IN UN SISTEMA IDRICO MEDIANTE LOCALIZZAZIONE E REGOLAZIONE OTTIMALE DI PRV**

### **5.1 Introduzione**

Come già rappresentato nei capitoli precedenti, tra i molteplici fattori che influiscono sulle perdite di un sistema idrico distributivo assume primaria importanza il carico piezometrico sulla rete. Tale carico può essere controllato una volta note le caratteristiche principali del sistema idrico; per tale motivo, laddove la riduzione delle pressioni sia fattibile a costi ragionevoli, sarebbe opportuno attuarla affiancandola ad altri metodi di contenimento delle perdite (controllo passivo, ordinaria e straordinaria manutenzione delle condotte, ricerca delle perdite, etc.).

L'obiettivo di qualsiasi strategia di controllo delle pressioni dovrebbe essere quello di minimizzare quanto più possibile i carichi piezometrici in eccesso, assicurando comunque valori sufficienti di pressione in tutto il sistema distributivo, tali da soddisfare in qualsiasi momento la domanda delle utenze servite.

L'obiettivo ideale di una siffatta strategia è ovviamente di mantenere un carico piezometrico sulla rete tale che la pressione in ogni nodo sia sufficiente a soddisfare soltanto la domanda corrispondente, imponendo un profilo piezometrico ottimale (Sterling e Bargiela, 1984) definito *livello di pressione obiettivo*. Ovviamente, tenuto conto della relazione tra portate e pressioni in rete, il livello di pressione ottimale può essere ottenuto solo in pochi nodi della rete mentre negli altri il livello di pressione rimarrà più alto del necessario. Il raggiungimento di tale obiettivo, ovviamente, risulterà tanto più difficile quanto più complesso è il sistema distributivo esaminato.

Esistono molti modi per ottenere una riduzione delle pressioni in eccesso quali, ad esempio, la riduzione del carico delle pompe (laddove presenti), l'individuazione di aree a pressione omogenea (distretti), l'inserimento di valvole di regolazione, etc. In particolare, il controllo remoto di valvole di riduzione di flusso può essere usato per minimizzare le pressioni in eccesso tenendo conto della variabilità del pattern giornaliero dei consumi. Queste valvole sono dispositivi a chiusura variabile che riducono la capacità delle condotte su cui sono installate e inducono perdite di carico localizzate in condotta. L'implementazione di un siffatto sistema di controllo delle

pressioni può condurre ad una riduzione significativa delle perdite (Miyaoaka, 1984; Germanopoulos e Jowitt, 1989), in particolare se viene adottata un'efficace strategia di localizzazione delle valvole e di ottimizzazione della regolazione delle stesse. Possono, dunque, essere considerati due problemi distinti:

1. la determinazione della localizzazione ottima delle valvole;
2. l'individuazione della regolazione ottima delle valvole precedentemente localizzate.

La difficoltà nell'individuazione della localizzazione ottimale e della regolazione delle valvole risiede soprattutto nelle dimensioni del problema di ottimizzazione e nella non-linearità dei modelli distributivi. Tali problematiche sono state esaminate da molti ricercatori a partire dagli anni '80 (Germanopoulos e Jowitt, 1989; Jowitt e Xu, 1990) soprattutto in Inghilterra, dove, nel 1989, la perdita di acqua già trattata dalle reti idriche era stimata in circa 3.027 milioni di litri al giorno (Pearce, 1991). Ognuno di questi ricercatori ha applicato un approccio di successiva programmazione lineare (SLP) per risolvere il problema di ottimizzazione. La SLP è una procedura iterativa che implica la linearizzazione della funzione obiettivo e dei vincoli fissando un punto iniziale  $X^k$  e risolvendo successivamente il problema lineare risultante in modo da ottenere un nuovo punto  $X^{k+1}$ . Questo punto è a sua volta utilizzato per linearizzare la funzione obiettivo e i rispettivi vincoli, ripetendo la procedura fino al raggiungimento di un obiettivo prefissato.

La funzione obiettivo utilizzata da Sterling e Bargiela (1984) è la minimizzazione della somma delle pressioni totali in rete, poiché valori di pressione eccessivi, come più volte detto, aumentano l'ammontare delle perdite nel sistema distributivo. I vincoli del problema sono le equazioni del moto e di continuità, ma non includono i termini delle perdite. L'inclusione di tali termini influenza le portate e la distribuzione delle pressioni in rete e di conseguenza l'individuazione dell'assetto ottimale delle valvole. La linearizzazione è ottenuta applicando il metodo Newton-Raphson (NRM). Più di recente, Germanopoulos e Jowitt (1989) hanno proposto un metodo in cui i termini delle perdite sono incorporati esplicitamente nelle equazioni del moto e di continuità che governano il sistema. La funzione obiettivo è la stessa usata da Sterling e Bargiela. Le equazioni principali del problema di ottimizzazione sono linearizzate, invece, basandosi su un metodo di teoria lineare (LTM) fornito da Isaacs e Mills (1980). Diversamente dal NRM, il LTM non può essere direttamente applicato per linearizzare le equazioni

caratterizzanti le perdite di carico localizzate per elementi muniti di valvole di riduzione di portata. Una procedura di linearizzazione per risolvere queste equazioni è stata fornita da Germanopoulos e Jowitt, ma una debolezza del metodo è che ad ogni iterazione la linearizzazione è basata esclusivamente sulle pressioni della iterazione precedente e non include il grado di regolazione delle valvole. Jowitt e Xu (1990) hanno successivamente applicato la stessa procedura di Germanopoulos e Jowitt, modificando però la funzione obiettivo e la procedura di linearizzazione per gli elementi con valvole di riduzione di portata. La funzione obiettivo è la minimizzazione del volume delle perdite e non più delle pressioni totali in rete. La procedura per linearizzare le equazioni delle perdite di carico è modificata per tenere conto degli elementi con valvole di riduzione di portata includendo nelle calcolazioni il grado di regolazione delle valvole della precedente iterazione. Successivamente Porto e Reis (1992, 1993) hanno implementato il modello di Jowitt e Xu per investigare il comportamento delle valvole di controllo e, in particolare, del coefficiente di perdita di carico tale da minimizzare le perdite.

Accanto alla identificazione della regolazione ottimale delle valvole, l'applicazione pratica della procedura per la minimizzazione delle perdite richiede, come visto, anche uno strumento efficiente per la determinazione della migliore localizzazione delle valvole in rete. Savic e Walters (1995) sono stati tra i primi a porsi il problema della localizzazione di valvole di intercettazione in un sistema di distribuzione idrica. Comunque, il problema di localizzare le valvole di controllo e di caratterizzare la determinazione ottimale della loro regolazione, rimane ad oggi ancora aperto a diverse soluzioni.

La ricerca per l'efficacia e l'efficienza dei metodi numerici di ottimizzazione ha portato i ricercatori ad osservare e tentare di riprodurre meccanismi sistemici naturalmente robusti. Nel tempo, sono stati, quindi, sviluppati algoritmi alternativi per la risoluzione di complessi problemi di ottimizzazione da applicare specificatamente alla modellizzazione dei sistemi idrici. Tra questi, gli **algoritmi genetici** si classificano come robusti metodi di ricerca che cercano di riprodurre matematicamente i meccanismi di selezione naturale e popolazione genetica, secondo i processi biologici di sopravvivenza e adattamento (Glodberg, 1989).

In tale capitolo verranno, dunque, esaminate le caratteristiche principali di tali algoritmi con particolare attenzione al software **PIKAIA** (Charbonneau e Knapp, 1995) utilizzato

per l'ottimizzazione del sistema idrico "Napoli Est", in abbinamento al risolutore **NITSOL** (Pernice e Walzer, 1998) utilizzato come risolutore della rete idrica.

## 5.2 L'evoluzione come processo di ottimizzazione

L'idea generale di evoluzione e adattamento è anteriore al 1859, anno de "L'origine della specie attraverso la Selezione Naturale" di Darwin. Ma fu Darwin stesso che per primo identificò ciò che è considerato ancora, dalla maggior parte degli scienziati, il meccanismo portante fondamentale dell'evoluzione: la selezione naturale.

La selezione naturale è il processo attraverso il quale gli individui meglio adattati al loro ambiente tendono a produrre in media più prole rispetto ai loro rivali meno abili tra la popolazione che genera.

Darwin ed i suoi contemporanei capirono, inoltre, che due elementi aggiuntivi erano necessari per guidare la selezione naturale all'evoluzione:

- l'eredità: un figlio deve ereditare, in qualche maniera, alcune delle caratteristiche che rendono i suoi genitori adatti all'ambiente, altrimenti l'evoluzione è effettivamente annullata per ogni nuova generazione;
- la variabilità: in ogni tempo deve esserci uno spettro di individui adatti all'ambiente tra i membri della popolazione, altrimenti la selezione naturale non può semplicemente operare.

Ogni cellula di ogni singolo individuo (o *fenotipo*) contiene un set completo di istruzioni che definiscono la sua composizione fisica. Queste informazioni sono codificate in forma di sequenze di geni lineari conservate su coppie di *cromosomi* omologhi, che costituiscono il *genotipo* dell'individuo. La riproduzione sessuale determina la combinazione di materiale genetico di entrambi i genitori, ed una metà di ogni coppia di cromosomi viene da ogni genitore. Un aspetto fondamentale nel processo evolutivistico è che la relazione tra il genotipo ed il fenotipo è unidirezionale: l'individuo non può influire sulla propria composizione genetica, ma può influire sulla componente genetica delle generazioni successive mediante il successo riproduttivo differenziale, ruolo cruciale della selezione naturale. La produzione di cellule riproduttive comporta spesso la combinazione di materiale genetico attraverso cromosomi omologhi per mezzo dei processi di *crossover* e *inversion*.

Gli *algoritmi genetici* (GA) sono una classe di tecniche di ricerca euristiche che incorporano queste idee in un'impostazione che è computazionale piuttosto che

biologica. Gli algoritmi genetici non ottimizzano e non realizzano l'evoluzione biologica (Holland, 1992; De Jong, 1993); l'evoluzione utilizza qualsiasi materiale che è a sua disposizione per produrre individui al di sopra della media. L'evoluzione è cieca. L'evoluzione non ha l'obiettivo finale della perfezione; essa, piuttosto, esegue una forma di ottimizzazione estremamente vincolata. Gli algoritmi genetici formano, dunque, la base di una classe di metodi di ottimizzazione estremamente robusti conosciuti come ottimizzatori *GA-based*. La subroutine *Ga-based PIKAIA* è un siffatto ottimizzatore.

### 5.3 Gli algoritmi genetici

Gli algoritmi genetici fanno uso della seguente versione ridotta del processo evolutivo biologico; il gruppo di geni e la popolazione fenotipica ad esso associata si sviluppano in risposta a:

1. successo riproduttivo differenziale nella popolazione;
2. ricombinazione genetica (*crossover*) che si verifica nell'evoluzione;
3. mutazione casuali che influiscono su un sottoinsieme di eventi dell'evoluzione.

Dato un "modello" che dipende da un insieme di parametri  $\mathbf{a}$ , e una funzione  $f(\mathbf{a})$  che restituisce una misura di qualità per il modello corrispondente, l'ottimizzazione consiste nel trovare il "punto"  $\mathbf{a}^*$  che definisce un modello che massimizza la misura di qualità  $f(\mathbf{a})$ . Allo scopo si supponga di conoscere un valore di destinazione  $F$  e di definire un criterio di tolleranza  $\varepsilon (> 0)$  cosicché una "soluzione"  $\mathbf{a}^*$  soddisfacente:

$$|F - f(\mathbf{a}^*)| \leq \varepsilon \quad (1)$$

corrisponda a un modello ritenuto accettabile. Si definisca, dunque, una popolazione  $A$  come un insieme di  $K$  realizzazioni dei parametri  $\mathbf{a}$ :

$$A \equiv \{a_k\}, \quad k = 1, 2, \dots, K \quad (2)$$

e un operatore  $R$  che, quando applicato ad una popolazione  $A^{n-1}$ , produce una nuova popolazione  $A^n$ . Da questi componenti un algoritmo genetico di base potrebbe essere costruito come segue:

Initialize:  $A^0 \equiv a_k^0, \quad k=1, \dots, K$

Compute:  $f_k^0 \equiv f(a_k^0)$

n: = 0

**do while**  $|F - \max(f_k^n)| \geq \varepsilon$

$n := n + 1$

$A^n = R(A^{n-1})$

compute:  $f_k^n$ ,  $k=1, \dots, K$

**end do**

$a^* = a_{k(\max)}^n$

Se non fosse che l'operatore  $R$  agisce su una popolazione piuttosto che su un singolo individuo, questa procedura assomiglierebbe moltissimo a qualche algoritmo generico di tipo Monte Carlo. La differenza fondamentale consiste proprio nella definizione dell'operatore  $R$ :

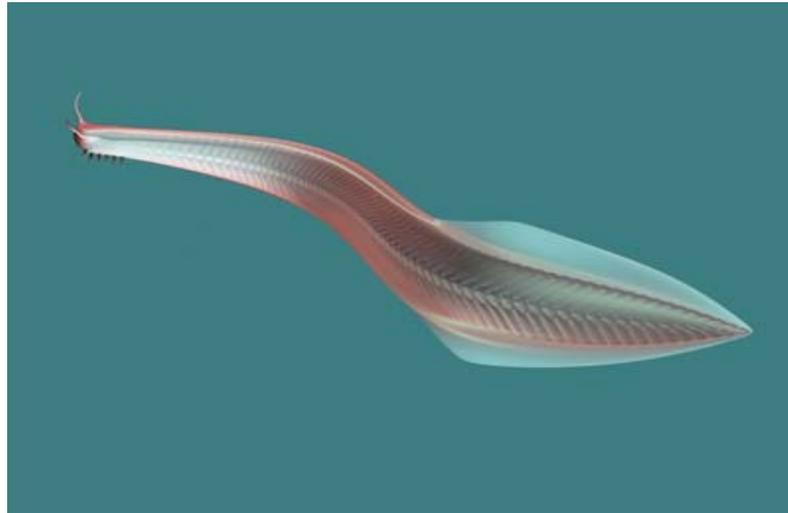
1.  $R$  non opera direttamente sui parametri  $\mathbf{a}_k$  (i *fenotipi*), ma piuttosto sulle loro versioni codificate (i *genotipi*);
2.  $R$  applica operazioni di *crossover* e *mutation* sui genotipi con processi che implicano aspetti marcatamente casuali, diversamente dagli schemi deterministici;
3.  $R$  non opera sulla popolazione esistente in una forma omogenea, ma sceglie un sottoinsieme della popolazione sulla base della loro misura di qualità  $f(\mathbf{a})$  (la loro idoneità).

In analogia con i sistemi biologici, un fenotipo è codificato nella forma della stringa (o cromosoma) di cifre. In contrasto con il sistema biologico, invece, negli algoritmi genetici di base è comune codificare completamente un fenotipo su un singolo cromosoma, diversamente da gruppi di coppie di cromosomi omologhi con carattere dominante/recessivo. Un genotipo quindi è reso da un singolo cromosoma ed entrambi i termini possono essere utilizzati in modo intercambiabile.

L'algoritmo genetico, però, definisce solo un piano adattabile o una *strategia di evoluzione*. Esso garantisce un miglioramento ad ogni iterazione ma non la massimizzazione assoluta nel senso strettamente matematico della parola.

Gli algoritmi genetici sono stati utilizzati con successo per risolvere problemi di ottimizzazione molto complessi nell'intelligenza artificiale, nell'ingegneria informatica, nell'ingegneria civile, nella creazione di modelli geosismici e attraggono attenzione crescente in altre branche delle scienze fisiche.

## 5.4 L'algoritmo genetico PIKAIA



**Figura 1. *Pikaia Gracilens*, il proto-cordato precursore ancestrale di tutti i cordati, il phylum tassonomico che include i vertebrati.**

PIKAIA è una subroutine di ottimizzazione basata su un algoritmo genetico. La subroutine è scritta in FORTRAN e aderisce rigorosamente allo standard ANSI FORTRAN-77.

PIKAIA cerca di massimizzare una funzione  $f(\mathbf{x})$ , definita dall'utente, in uno spazio  $n$ -dimensionale:

$$x \equiv (x_1, x_2, \dots, x_n) \quad x_k \in [0.0, 1.0] \forall k \quad (3)$$

La restrizione dei valori del parametro nell'intervallo  $[0.0, 1.0]$  permette grande flessibilità nel dominio del problema. Questo implica, ovviamente, che l'utente deve normalizzare adeguatamente i parametri di input della funzione da massimizzare.

Il compito di PIKAIA è quello di massimizzare la funzione  $f(\mathbf{x})$  su una popolazione composta da  $np$  individui. La dimensione della popolazione rimane costante durante l'intero processo evolutivo: infatti, piuttosto che far evolvere la popolazione fino a quando non è soddisfatto qualche criterio di tolleranza predisposto, PIKAIA prolunga l'evoluzione su un numero fisso e prestabilito di generazioni.

### **Struttura Top Level**

Il nucleo di PIKAIA si compone di due cicli nidificati che controllano le sequenze generazionali e riproduttive. I cicli sono strutturati come segue:

```

do 10 ig=1, ngen                [Generational cycle      ]
do 20 ip=1, np/2                [Reproductive cycle     ]
    call select (ip1)            [Pick dad                ]
21    call select (ip2)          [Pick mom                ]
    if (ip1.eq.ip2) go to 21     [No breeding with oneself]
    call encode (ph1, gn1)       [build dad's chromosome ]
    call encode (ph2, gn2)       [build mom's chromosome ]
    call cross (gn1, gn2)        [The actual X-rated part ]
    call mutate (gn1)            [Mutate first offspring  ]
    call mutate (gn2)            [Mutate second offspring ]
    call decode (ph1, gn1)       [Decode first offspring  ]
    call decode (ph2, gn2)       [Decode second offspring ]
    if (irep.eq.1) then         [Insert/store both offspring]
        call genrep (ip, ph1, ph2, newph)
    else
        call stdrep (irep, ph1, ph2, oldph, fitns, ifit, jfit)
    end if                       [Insert/storage completed ]
20    continue
    if (irep.eq.1) call newpop   [Off with their heads!   ]
10    continue
    
```

La dimensione della popolazione (**np**) e il numero di generazioni mediante cui questa popolazione si evolve (**ngen**) sono entrambi parametri di input. Ogni iterazione del ciclo interno (**do 20**) produce *due* figli da due genitori, cosicché tale ciclo deve essere eseguito solo **np/2** volte per produrre una nuova generazione di **np** individui. Un'iterazione del ciclo riproduttivo comporta la scelta di due genitori (**call select**) e la costruzione dei loro rispettivi cromosomi (**gn1**, **gn2**) dai loro fenotipi corrispondenti (**ph1**, **ph2**). L'operatore di *crossover* è, quindi, applicato (**call cross**) ai cromosomi dei genitori mentre l'operatore di *mutation* è applicato (**call mutate**) ad ognuno dei cromosomi dei due figli generati.

I cromosomi dei figli sono, poi, decifrati nei loro corrispondenti fenotipi (**call decode**) e successivamente accumulati in una memoria temporanea (**call genrep**) o inseriti nella popolazione (**call stdrep**), a seconda del piano di riproduzione adottato (controllato dal parametro **irep** di cui si dirà in seguito). Durante alcuni piani di riproduzione, la nuova popolazione è trasferita dalla memoria temporanea all'insieme di popolazioni principali alla fine di iterazioni generazionali (**call newpop**), mentre la vecchia popolazione viene eliminata.

PIKAIA conserva la popolazione nell'insieme 2-D **oldph**, di dimensioni **nxnp**, dove **n** è il numero dei parametri che definiscono la funzione da massimizzare. La colonna **oldph(1:n,i)** corrisponde all'individuo *i*-esimo nella popolazione.

### La popolazione iniziale

Ciascuno dei parametri **n** che definiscono ognuno degli individui **np** nella popolazione iniziale, è inizializzato con un numero casuale  $R \in [0.0,1.0]$ . PIKAIA esegue questa inizializzazione nel seguente modo:

```
do 1 ip=1, np           [np individuals in population   ]
  do 2 k=1, n           [n parameters per individual   ]
    oldph(k, np)=urand () [Random initialization       ]
2  continue
  fitns (ip) = ff(n, oldph (1,ip)) [Compute fitness           ]
1  continue
  call rnkpop (np, fitns, ifit, jfit) [Rank population           ]
```

dove la funzione **urand ()** restituisce un numero reale casuale distribuito uniformemente  $R \in [0.0,1.0]$ . L'idoneità è, quindi, calcolata per ciascun fenotipo (una colonna **1:n** nella matrice della popolazione **oldph**) e conservata nell'insieme monodimensionale **fitns**.

A seguito di questo processo di inizializzazione casuale, la maggior parte degli individui finirà con idoneità molto bassa ma resta il fatto che alcuni saranno migliori di altri. Questo è ciò che occorre affinché operi la selezione naturale, che semplicemente favorisce individui sopra la media, anche se la media stessa è molto bassa.

### La tecnica di selezione

PIKAIA utilizza un meccanismo di prova stocastico (non deterministico) per scegliere *entrambi* i genitori in una iterazione del ciclo riproduttivo. La procedura di selezione è tale che la *probabilità* di un individuo di essere scelto per l'evoluzione è proporzionale all'idoneità dell'individuo. La selezione avviene mediante:

- l'algoritmo *roulette wheel*;
- la classificazione per idoneità (*ranking as fitness*);
- la pressione selettiva (*selection pressure*).

Tali procedure consistono in lunghi passaggi matematici non necessari alla comprensione di quanto si dirà appresso. Per motivi di spazio essi vengono, dunque, omessi dalla presente trattazione.

### Codifica e decodifica

Il processo di *codifica* produce, per ogni genitore scelto, una struttura cromosomica che sarà successivamente utilizzata nell'evoluzione attraverso l'azione dei diversi operatori genetici. Il processo complementare di *decodifica* è, invece, l'equivalente dello sviluppo e della crescita in biologia, ad esempio, la ricostruzione di un individuo dalla sua definizione di materiale genetico.

Lo scopo del processo di codifica è produrre un "cromosoma" dagli  $n$  parametri che definiscono la funzione  $f(\mathbf{x})$  da massimizzare. Questi possono essere scritti come:

$$\mathbf{x} \equiv (x_1, x_2, \dots, x_n) \quad (4)$$

PIKAIA codifica questi parametri utilizzando un alfabeto decimale, cioè i 10 interi a 1 cifra. Schematicamente,

$$x_k \in [0.0, 1.0] \rightarrow X_k = (X_1, X_2, \dots, X_{nd})_k \quad (5)$$

dove  $X_j \in [0, 9]$  sono interi positivi. L'algoritmo codificante è semplicemente:

$$X_j = \text{mod}(10^{nd-j+1} x_k, 10), \quad j = 1, 2, \dots, nd, \quad (6)$$

dove la funzione  $\text{mod}(x, y)$  restituisce il resto della divisione di  $x$  da  $y$ . Ognuno dei parametri di definizione  $n$  diventa così una sequenza di interi a 1 cifra  $nd$ , in modo che la codifica di tutti i parametri  $n$  a cifre significative  $nd$  produce un insieme monodimensionale di interi (o "cromosoma") di lunghezza  $n \times nd$ . Ogni elemento di questo insieme può essere pensato come un "gene" avente 10 possibili alleli. Per ogni parametro codificato, il complementare processo di decodifica è:

$$x_k = \frac{1}{10^{nd}} \sum_{j=1}^{nd} X_j \times 10^j \quad (7)$$

Queste due operazioni sono eseguite in PIKAIA dalle subroutine di codifica e decodifica "**encode**" e "**decode**" (omesse per ragione di spazio).

Si consideri, ad esempio, di voler massimizzare una funzione  $f(x,y)$  a due variabili: in questo caso un individuo (o "fenotipo") è un punto  $(x,y)$  in uno spazio bidimensionale.

Il processo di codificazione produrrebbe:

$$(\mathbf{x}, \mathbf{y}) = (0.34567890, 0.23456789) \rightarrow 3456789023456789$$

per  $nd=8$ . Il cromosoma **3456789023456789** è composto da 16 geni ed è l'intero genotipo del fenotipo  $(x, y)$ . Il numero di cifre considerato nella codifica/decodifica,  $nd$ , è un valore di input che rimane fissato durante tutto il processo.

**L'operatore di *crossover***

L'operatore di *crossover* è ciò che, sostanzialmente, distingue l'algoritmo genetico da altre tecniche di ricerca euristiche. PIKAIA incorpora un singolo operatore di *crossover* conosciuto come *one-point crossover*. Questo operatore agisce su una coppia di genitori-cromosomi per produrre una coppia di figli-cromosomi. Si considerino ad esempio i due "genitori":

$$(x, y)_1 = (0.34567890, 0.23456789)$$

$$(x, y)_2 = (0.87654321, 0.65432198)$$

Codificando a otto cifre significative ( $nd=8$ ) si produrrebbero i corrispettivi genitori-cromosomi:

3456789023456789

8765432165432109

L'operazione di *crossover* inizia scegliendo a caso un punto di taglio lungo i cromosomi, ad esempio generando un intero casuale  $K \in [1, n \times nd]$ , e tagliando entrambi i cromosomi dei genitori nel punto corrispondente. Ad esempio, per  $K=10$ :

3456789023456789

8765432165432109

.....|.....

345678902 | 3456789

876543216 | 5432109

I frammenti del cromosoma situati a destra del punto di taglio sono, quindi, interscambiati e concatenati ai frammenti situati a sinistra dei punti di taglio:

$$345678902 | 5432109 \quad \rightarrow \quad 3456789025432109$$

$$876543216 | 3456789 \quad \rightarrow \quad 8765432163456789$$

Le due stringhe che derivano da questa operazione sono i cromosomi dei figli. Questi due cromosomi decodificano i due fenotipi-figli:

$$(x, y)_1 = (0.34567890, 0.25432198)$$

$$(x, y)_2 = (0.87654321, 0.63456789)$$

La prole che risulta di solito è diversa dall'uno o l'altro genitore, benché essi incorporino "pezzi" intatti di materiale genetico da ognuno di essi.

L'operazione di *crossover* è eseguita da PIKAIA nella subroutine **cross**:

```

subroutine cross (n, nd, pcross, gn1, gn2) [gn1 are gn2 the parent chrom.   ]
if (unrand ().lt.pcross) then           [probability test                 ]
    ispl=int(urand ()*n*nd)+1            [choose cutting point             ]
    do 10 i=ispl, n*nd                   [exchange genes located           ]
        t =gn2 (i)                       [right of the cutting            ]
        gn2(i) =gn1 (i)                   [point, directly into            ]
        gn1 (i)=t                         [parents chromosomes             ]
10    continue                            [gn1 and gn2 are now            ]
endif                                     [the offspring chromosomes        ]
    
```

Il tasso di crossover **pcross** è un valore di input e rimane costante per tutta l'evoluzione.

### L'operatore di *mutation*

PIKAIA incorpora un singolo operatore di mutazione conosciuto come *uniform one-point mutation*, ma permette al tasso di mutazione di variare dinamicamente nel corso del percorso evolutivo.

L'operatore di mutazione funziona come segue. Per ogni gene di un cromosoma figlio, è generato un numero casuale  $R \in [0.0,1.0]$ ; la mutazione colpisce il gene solo se  $R \leq pmut$ , dove  $pmut \in [0.0,1.0]$  è il tasso di mutazione. La mutazione stessa consiste nella sostituzione del gene colpito con un intero casuale  $K \in [0,9]$ . Queste operazioni sono eseguite da PIKAIA nella subroutine **mutate**:

```

Subroutine mutate (n, nd, pmut, gn)      [gn is a chromosome              ]
do 10 i=1, n*nd                         [n*nd gene to test              ]
    if (unrand().lt.pmut) then           [probability test                ]
        gn(i)=int(urand()*10.)          [mutation hitting gene i        ]
    endif
10 continue
    
```

Si può notare che sebbene l' operatore di mutazione agisce uniformemente sul genotipo, i suoi effetti sul fenotipo possono variare di ordini di grandezza, a seconda del gene che è stato colpito. Una caratteristica importante degli operatori di *crossover* e di *mutation* è che essi preservano i limiti di parametro imposti dal processo di codifica/decodifica.

### I piani di riproduzione

Un piano di riproduzione controlla i modi in cui sono allevati gli individui che devono essere incorporati nella popolazione. PIKAIA opera su una parte determinata di popolazione e offre una scelta tra tre piani di riproduzione:

1. Full generational replacement: durante il ciclo di generazione, la prole è accumulata in una custodia temporanea. Una volta che la prole è stata prodotta e immagazzinata, l'intera popolazione madre è spazzata via e sostituita dalla popolazione prole; dopo ciò comincia una nuova iterazione generazionale;
2. Piani Steady-State: i piani di riproduzione *steady-state* inseriscono gli individui appena allevati. Devono essere specificati alcuni criteri per decidere:
  - a. a quali condizioni la prole recentemente allevata deve essere inserita;
  - b. come i membri della popolazione-genitori devono essere soppressi per fare spazio a nuovi membri;
  - c. se deve essere imposto un limite alla durata di un individuo.

PIKAIA incorpora due piani *steady-state*. In entrambi i casi una prole recentemente allevata è inserita ogni volta che la sua idoneità supera quella dei membri meno adatti della popolazione-genitore. Inoltre, PIKAIA non impone alcun limite generazionale sulla durata di vita di un membro di una popolazione: un individuo molto adatto può sopravvivere attraverso molte iterazioni del ciclo generazionale. I due piani differiscono per il modo in cui si crea lo spazio per accogliere i figli che devono essere inseriti. Sotto il piano *steady-state-delete-worst*, il meno adatto tra la popolazione-genitore è eliminato e sostituito da un figlio. Sotto il piano *steady-state-delete-random*, un membro della vecchia popolazione è scelto a caso e soppresso, indipendentemente dalla sua idoneità. I passi dell'inserimento e della cancellazione sono effettuati in subroutine **stdrep** per entrambi i piani *steady-state*.

3. Piano Select-Random-Delete-Worst: tale piano di riproduzione, rientrante tra quelli *steady-state*, sceglie i genitori completamente a caso. Tale strategia è risultata vantaggiosa per problemi complessi che tendono a esibire convergenza prematura.

I tre piani di riproduzione disponibili in PIKAIA rappresentano una vasta gamma di possibilità. La scelta di un piano di riproduzione è controllata dal parametro di immissione **irep**. L'**irep=1** impone sostituzione generazionale piena, **irep=2** *steady-*

*state-delete-random* e **irep=3** *steady-state-delete-worst*. PIKAIA non permette il passaggio da un piano di riproduzione a un altro durante un'iterazione.

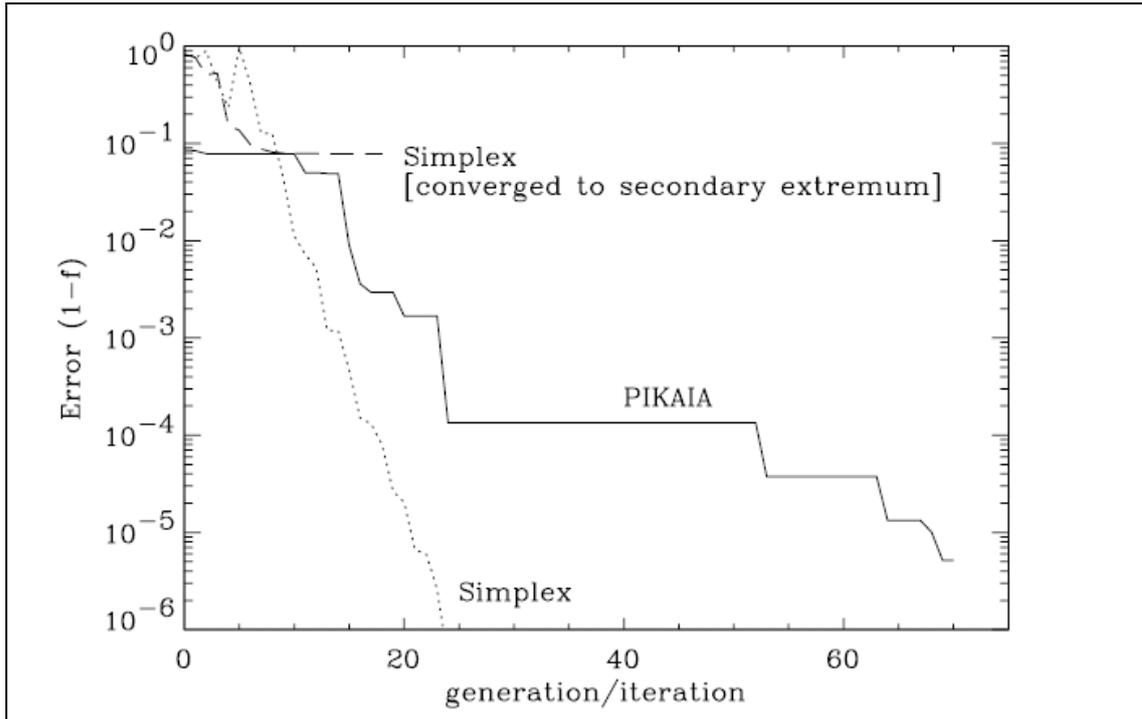
### **L'elitismo (*elitism*)**

In vista degli effetti dirompenti degli operatori di *crossover* e di *mutation*, esiste la possibilità che il genotipo dell'individuo più adatto non sia passato intatto alla generazione successiva. La strategia conosciuta come *elitism* allevia questo ostacolo potenziale. Il modo in cui la tecnica opera dipende dal piano di riproduzione che viene utilizzato. Durante la completa sostituzione generazionale, la tecnica consiste semplicemente nel salvataggio in deposito provvisorio dell'individuo più adatto della popolazione superiore, reinserendolo artificialmente alla fine della ripetizione generazionale. Questa procedura è eseguita da PIKAIA in subroutine **newpop**.

Sotto il piano *steady-state-delete-random*, l'uso di *elitism* protegge artificialmente il membro più adatto della popolazione dalla cancellazione casuale. *Elitism* non è, invece, richiesto sotto il piano di riproduzione *steady-state-delete-worst*, dato che questo piano corrisponde efficacemente a una forma generalizzata e piuttosto estrema di *elitism*.

### **Convergenza**

Per quanto concerne il tasso di convergenza è possibile fare riferimento alla figura seguente:



**Figura 2. Curve di convergenza per un problema-tipo.** Il “target” di massimizzazione è  $f(x, y)=1.0$ . La linea continua è una soluzione genetica ottenuta usando le impostazioni di default di PIKAIA. La linea tratteggiata e quella punteggiata sono due curve ottenute usando un *metodo semplice*. Si notino i comportamenti di convergenza marcatamente diversi.

La linea continua in figura 2 è una curva di convergenza per un test-problem di PIKAIA. La forma generale della curva di convergenza, con un errore iniziale relativamente basso seguito da un diminuire intermittente e repentino dell'errore separato da periodi di nessun progresso evidente, è abbastanza tipica del comportamento dell'algoritmo su problemi più realistici. Inoltre, tale comportamento è marcatamente diverso da quello associato a metodi di ottimizzazione convenzionali; le prime iterazioni di tali schemi spesso non producono una diminuzione dell'errore significativa (o monotona), ma le iterazioni successive vedono l'errore iniziare a diminuire di un tasso fisso, che può essere, di solito, stimato a priori.

Il *metodo simplex* (Nelder & Mead, 1965) è, invece, un metodo di ottimizzazione piuttosto robusto che non richiede un calcolo derivato. Come molti altri metodi di ottimizzazione, è incline, però, ad essere attaccato sugli estremi secondari. Le linee punteggiate e tratteggiate in figura 2 sono curve di convergenza per due soluzioni diverse ottenute utilizzando il metodo simplex. Come detto, tale metodo viene talvolta

attaccato su estremi secondari (linea tratteggiata); quando questo non avviene (linea punteggiata), converge molto più velocemente di PIKAIA.

## 5.5 Il risolutore NITSOL per sistemi non lineari

NITSOL è un risolutore iterativo newtoniano per sistemi non lineari. Il codice è scritto in FORTRAN e aderisce, come PIKAIA, allo standard ANSI FORTRAN-77. Proprio tale compatibilità rende possibile l'abbinamento dei due algoritmi che utilizzati congiuntamente consentono di determinare il problema di ottimizzazione oggetto del presente lavoro di tesi. Infatti, l'algoritmo NITSOL risolve iterativamente la rete idrica per ciascuna delle soluzioni elaborate da PIKAIA, permettendo la valutazione della funzione di fitness da ottimizzare. Il risolutore EPANET, sviluppato in ambiente Windows, è stato, comunque, adoperato per la visualizzazione grafica e la verifica delle soluzioni ottimali elaborate mediante l'algoritmo genetico. Tale procedimento sarà descritto dettagliatamente nel paragrafo successivo. Scopo del presente paragrafo è, invece, quello di fornire un quadro sintetico del codice di calcolo NITSOL, già sperimentato e collaudato in altri lavori di ricerca scientifica.

Il problema è quello di risolvere un sistema di equazioni non lineari del tipo:

$$F(x) = 0 \quad F : \mathfrak{R}^n \rightarrow \mathfrak{R}^n \quad (8)$$

dove  $F$  è assunto continuamente differenziabile in  $\mathfrak{R}^n$ . I metodi Newtoniani di risoluzione richiedono, alla  $k$ -esima iterazione, la soluzione della equazione lineare newtoniana:

$$F'(x_k)s_k = -F(x_k) \quad (9)$$

in cui  $x_k$  è la corrispondente soluzione approssimata. Un metodo iterativo newtoniano (o metodo newtoniano troncato) è un'implementazione del metodo newtoniano in cui per determinare una soluzione approssimata della (9) è utilizzato un risolutore iterativo lineare. I metodi iterativi newtoniani sono particolarmente adatti a alla risoluzione di problemi di larga scala e sono stati utilizzati con successo in molte applicazioni scientifiche ed industriali. Tra questi rientra l'algoritmo iterativo non lineare NITSOL. In esso, l'equazione newtoniana (9) è riformulata in una condizione newtoniana non esatta:

$$\|F(x_k) + F'(x_k)s_k\| \leq \eta_k \|F(x_k)\| \quad (10)$$

in cui il “termine forzato”  $\eta_k \in [0,1)$  può essere specificato in molti modi al fine di migliorare l’efficienza e la convergenza del metodo. Un valore iniziale di  $s_k$  che soddisfa la (10) è determinato utilizzando un metodo nel sottospazio di Krylov che risolve la (9) in modo approssimato; in tal modo, l’algoritmo adottato diventa un *metodo di tipo Newton-Krylov*. Una volta che è stato determinato un valore iniziale di  $s_k$ , esso è testato e, se necessario, ridotto in lunghezza finché non si ottiene una soglia accettabile. NITSOL risulta, nel complesso, un risolutore robusto, con forti fondamenti teorici, semplice da usare che, allo stesso tempo, offre opzioni e flessibilità tali da permettere l’implementazione di strategie risolutive sofisticate.

### L’algoritmo

Il metodo di investigazione non esatto newtoniano implementato è strutturato secondo una forma che offre forti proprietà di convergenza globale combinata con una convergenza locale potenzialmente rapida. La condizione newtoniana non esatta espressa dalla (10) è accresciuta con una condizione di riduzione sufficiente della norma di  $F$ . Di seguito si riporta la sintassi dell’algoritmo INB (*Inexact Newton Backtracking method* – metodo di investigazione newtoniano non esatto):

**Let**  $x_0, \eta_{\max} \in [0,1), t \in (0,1)$ , **and**  $0 < \Theta_{\min} < \Theta_{\max} < 1$  **be given.**

**For**  $k = 0, 1, \dots$  **(until convergence) do:**

**Choose initial**  $\eta_k \in [0, \eta_{\max}]$  **and**  $s_k$  **such that**

$$\|F(x_k) + F'(x_k)s_k\| \leq \eta_k \|F(x_k)\|.$$

**While**  $\|F(x_k + s_k)\| > [1 - t(1 - \eta_k)] \|F(x_k)\|$  **do:**

**Choose**  $\Theta \in [\Theta_{\min}, \Theta_{\max}]$

**Update**  $s_k \leftarrow \Theta s_k$  **and**  $\eta_k \leftarrow 1 - \Theta(1 - \eta_k)$ .

**Set**  $x_{k+1} = x_k + s_k$ .

Si noti che, dato un valore iniziale di  $\eta_k$ , esiste un valore iniziale soddisfacente  $s_k$  solo se l’equazione newtoniana (9) è consistente e, in particolare, se  $F'(x_k)$  è invertibile.

### L’utilizzo di NITSOL

L’uso più semplice di NITSOL richiede solo una minima descrizione del problema da risolvere: la dimensione del problema, una matrice che fornisca una soluzione iniziale

approssimata in entrata e che contenga la soluzione finale approssimata in uscita, il margine di tolleranza, lo spazio di lavoro del metodo iterativo di Krylov e il nome della routine fornita dall'utente per la valutazione della funzione non lineare  $F$ . Inoltre, all'utente è richiesto il nome delle routine utilizzate per il calcolo dei modelli e dei prodotti interni (solitamente è utilizzato il modello Euclideo).

## 5.6 L'ottimizzazione del sistema idrico mediante algoritmo genetico

La struttura globale di un algoritmo genetico progettato correttamente, così come i diversi operatori e le strategie ecologiche che incorpora, può essere resa essenzialmente indipendente dal problema effettivo che viene affrontato. L'unico punto di contatto tra PIKAIA e un problema dato è il calcolo dell'idoneità di un individuo, attraverso di funzione di idoneità **funk**.

La gamma di applicabilità di un algoritmo genetico è di conseguenza immensa. Finché una misura chiara di idoneità può essere costruita, PIKAIA può essere utilizzato per risolvere qualsiasi problema numerico di ottimizzazione senza alcuna modifica significativa al codice. Gli ottimizzatori di algoritmi genetici di base non richiedono quantità eccessive di memoria, solitamente inferiore a quella necessaria per le tecniche Monte Carlo o per quelle puramente enumerative.

Si consideri, dunque, il problema di localizzare un assegnato numero di valvole di controllo in un sistema idrico in cui le condotte siano opportunamente numerate e di assegnare a ciascuna un certo grado di regolazione. L'individuazione di ogni valvola sia, quindi, indicata con il numero della condotta su cui è localizzata e il grado di regolazione sia indicato percentualmente in un intervallo variabile tra 0 (valvola totalmente chiusa) e 100 (valvola totalmente aperta).

Dunque, in una rete che contiene un numero di condotte (NP), la soluzione del problema di localizzazione di un numero di valvole (NV) richiederà l'esame di  $NP^{NV}$  stringhe. L'enumerazione completa di un così grande numero di combinazioni, quindi, sarebbe proibitiva senza l'ausilio di strumenti di calcolo adeguati e sufficientemente rapidi.

L'obiettivo dell'algoritmo genetico per un problema siffatto è quello di trovare la localizzazione di valvole tale che la riduzione delle perdite idriche sia massimizzata. Incluso in questa procedura di ottimizzazione è il problema della determinazione

ottimale del grado di regolazione delle valvole di controllo, così che la perdita del sistema idrico sia minimizzata per una data localizzazione delle valvole, tenendo conto degli opportuni vincoli idraulici e in particolare del carico minimo da assegnare a ciascun nodo della rete.

Secondo la terminologia adottata per gli algoritmi genetici, la ricerca consiste nella definizione di una stringa di **nvalv** elementi (geni), ciascuno dei quali rappresenti la localizzazione di una singola valvola e il rispettivo grado di regolazione. Questa operazione è eseguita nella subroutine:

```
do i=1,nvalv
    valve(i)=int(xgen(i)*numpipe+1)
    apval(i)=1d0-mod(xgen(i)*numpipe,1d0)
end do
```

in cui:

- **nvalv** è il numero di valvole da localizzare in rete;
- **valve(i)** è il lato su cui è disposta la valvola *i*-esima;
- **xgen(i)** è un numero reale nell'intervallo [0, 1] generato dall'algoritmo;
- **numpipe** è il numero di condotte che costituiscono la rete;
- **apval(i)** è il grado di apertura della valvola *i*-esima.

Per la ogni stringa, il programma genera un vettore di **nvalv** numeri reali compresi nell'intervallo [0, 1] e lo moltiplica per il numero dei lati della rete + 1, ottenendo un numero reale la cui parte intera è compresa tra 1 e il numero dei lati della rete stesso. Di tale numero reale la parte intera corrisponde al lato su cui viene localizzata la valvola *i*-esima, mentre la parte decimale rappresenta il grado di apertura della medesima valvola. La tecnica dell'algoritmo genetico nel presente lavoro è stata implementata considerando una dimensione della popolazione pari a 100 stringhe, una probabilità di *crossover* (**pcross**) pari a 0.85 e un tasso di *mutation* iniziale (**pmut**) pari a 0.005. L'algoritmo genetico genera dunque una popolazione iniziale di soluzioni ( $n=100$ ), usando un generatore numerico casuale. La funzione obiettivo o fitness  $f_i$  per la stringa *i*-esima è rappresentata dalla minimizzazione dello scarto tra le pressioni rilevate in rete per ogni nodo in seguito al posizionamento e alla regolazione delle valvole definita nella stringa e un valore di pressione imposto  $P_{\min}$  da garantire in ogni nodo della rete

per il corretto funzionamento della sistema distributivo. Applicato, quindi, il risolutore idraulico NITSOL sopra descritto, viene calcolato il valore più piccolo di  $f_i$  che rappresenta la migliore soluzione per la stringa  $i$ -esima. Il problema di ottimizzazione mediante algoritmo genetico è dunque posto come la ricerca del minimo della funzione:

$$z = \sum_{i=1}^n [\alpha \cdot (P_i - P_{\min})]^2$$

dove  $i = 1, \dots, n$  sono i nodi della rete e il coefficiente  $\alpha$  rappresenta la "penalità" per cui moltiplicare lo scarto, pari a:

$$\begin{aligned} \alpha &= 1 && \text{per } P_i \geq P_{\min} \\ \alpha &= 10000 && \text{per } P_i < P_{\min} \end{aligned}$$

Ciò per evitare di ottenere soluzioni che restituiscano valori di pressione minori del valore minimo assegnato con conseguenti problemi di funzionamento del sistema distributivo.

Le 100 stringhe iniziali vengono, dunque, ordinate per valori di fitness crescenti (il primo valore corrisponde, quindi, alla stringa che restituisce il risultato migliore). Su tali stringhe ordinate, vengono, quindi, attivati gli operatori di riproduzione crossover e mutation, codificati in FORTRAN e implementati, come già detto nei paragrafi precedenti, mediante l'uso di numeri casuali uniformemente distribuiti nell'intervallo compreso tra 0 e 1.

Tramite tali operatori vengono originate nuove stringhe con valori di fitness sempre più ridotti (quindi risultati migliori) fino ad un valore minimo che corrisponde all'ottimo ricercato.

Si consideri, ad esempio, il problema di ottimizzare un sistema idrico costituito da 50 nodi e 70 lati, mediante la localizzazione di 3 valvole di regolazione.

Il programma genererà una popolazione iniziale di 100 stringhe ognuna delle quali composta di  $n_{valv} = 3$  numeri reali casuali (con un numero di cifre significative prestabilito) compresi nell'intervallo  $[0, 1]$ . Considerata una stringa  $i$ -esima, si avrà per esempio:

$$0,4325; 0,7865; 0,1322$$

che moltiplicati per  $n_{pipe} + 1 = 71$  forniscono i tre numeri reali:

$$30,7075; 55,8415; 9,3862$$

La stringa  $i$ -esima corrisponde, quindi, a 3 valvole localizzate sulle condotte 30, 55 e 9 con gradi di regolazione rispettivamente pari al 70,75%, 84,15% e 38,62%.

Ciascuno dei nuovi 100 assetti della rete così determinati, viene elaborato con il risolutore NITSOL che rende possibile il calcolo dei rispettivi valori di fitness, ovvero, dello scarto tra le pressioni rilevate in rete per ogni nodo in seguito al posizionamento e alla regolazione delle valvole definita nella stringa e un valore di pressione imposto  $P_{\min}$  tale da garantire in ogni nodo della rete per il corretto funzionamento della sistema distributivo.

Ordinate le soluzioni ottenute per valori di fitness crescenti vengono, quindi, implementate le successive iterazioni dell'algoritmo genetico mediante gli operatori di crossover e mutation, che generano nuove stringhe dalle precedenti. L'implementazione continua fino alla determinazione della stringa che restituisce il valore minore e, quindi, l'ottimo ricercato.

L'applicazione dell'algoritmo genetico PIKAIA per il posizionamento e la regolazione ottimale di valvole di regolazione di pressione è stato, dunque, implementato sulla rete idrica "Napoli Est", oggetto del presente lavoro di tesi. I risultati di tale applicazione verranno discussi dettagliatamente nel capitolo 9.

## CAPITOLO 6

### LA DISTRETTUALIZZAZIONE DEI SISTEMI IDRICI

#### 6.1 Generalità e caratteristiche principali

L'attenzione crescente dedicata negli ultimi anni al tema dell'uso razionale e sostenibile delle risorse idriche e della qualità dell'acqua distribuita ha indotto a considerare nuovi elementi nella definizione del sistema distributivo. Fra questi, com'è emerso dai capitoli precedenti, è di particolare importanza la crescente esigenza di condurre una politica continua e sistematica per contenere le dispersioni d'acqua, ovvero una strategia basata sul monitoraggio del sistema distributivo e sull'ottimizzazione delle risorse dedicate alla manutenzione della rete.

Una delle risposte più complete a questa esigenza è data dalla "**distrettualizzazione**" della rete idrica, altrimenti definita "*district metering*". Nell'articolo 2.2 dell'allegato 2, D.M. LL.PP. 99/97 recante "*Regolamento sui criteri e sul metodo in base ai quali valutare le perdite degli acquedotti e delle fognature*" (G.U. n. 90 del 18.04.1997), infatti, si legge:

*"Per il controllo delle perdite in un sistema di acquedotto è utile suddividere l'impianto in distretti, che possono comprendere interi elementi relativi alla produzione e porzioni di distribuzione di dimensioni da valutare con riferimento alla configurazione e dimensione della rete. Ogni distretto è definito dalla caratteristica di possedere organi di misura continua della portata immessa. Possono inoltre essere considerati i settori caratterizzati dalla possibilità di essere intercettati ed isolati dal sistema generale".*

**La distrettualizzazione, quindi, consiste nella creazione di aree di distribuzione fra loro disconnesse, alimentate in pochi punti di entrata da una rete adduttrice; attraverso questi punti di accesso è possibile effettuare on-line misurazioni di portata nonché, agendo sulla regolazione a distanza del set-point dei regolatori, limitare ai valori strettamente necessari la pressione di distribuzione.**

Occorre tener presente che tale strategia risulta utile non solo per individuare parti della rete in cui maggiori sono le perdite, ma anche per avere indicazioni sul funzionamento della rete stessa, sia pure in condizioni particolari, consentendo di acquisire elementi conoscitivi di alcuni parametri che risultano proficui per la gestione. Quindi l'interesse per la distrettualizzazione delle rete di distribuzione trova origine nell'esigenza di aumentare la capacità di intervenire e controllare il funzionamento dei sistemi idrici,

con finalità molteplici, riconducibili comunque alla ricerca di un opportuno stato del sistema idrico che ne assicuri l'affidabilità idraulica con il minimo uso della risorsa idrica.

La distrettualizzazione delle reti idriche è stata introdotta e teorizzata a partire dall'inizio degli anni '90 (Cheong, 1993), come approccio alternativo a quello tradizionale, diffusi specialmente nel dopoguerra e teso a privilegiare i sistemi distributivi a maglia ampia. E' noto, infatti, che si sono spesso adottati schemi distributivi completamente magliati; questi ultimi, peraltro, offrono una serie di vantaggi, quali: maggiore elasticità di funzionamento, contenimento delle perdite di carico, maggiore sicurezza di distribuzione in caso di interruzione del servizio in un ramo della rete, maggiore facilità di espansione del sistema distributivo, maggiore standardizzazione della componente impiantistica utilizzata. Di contro tali sistemi, però, presentano una serie di svantaggi, quali: scarsa governabilità di rete in termini di telecontrollo, difficoltà nel monitoraggio delle perdite, impossibilità di individuare l'origine degli eventi critici sulla rete. Sono stati, quindi, messi a punto nuovi schemi e nuove filosofie di gestione dei sistemi idrici. Uno degli esempi più significativi è rappresentato proprio dalla distrettualizzazione, consistente nella suddivisione in distretti idrici del sistema di distribuzione. Si tratta del cosiddetto "district metering", di origine anglosassone, finalizzato, come già osservato, ad ottenere un più efficace controllo delle pressioni e delle portate in ingresso ed in uscita, allo scopo di regolare il carico piezometrico in rete. Un siffatto tipo di intervento impone l'installazione di apparati di telecontrollo e, ovviamente, richiede la revisione dell'architettura di rete: non basta semplicemente sovrapporre il telecontrollo su un sistema preesistente.

Un'applicazione più "spinta" della distrettualizzazione può consentire, oltre alla regolazione automatica del carico piezometrico, interventi di tipo automatico e diffuso, fino a far variare le condizioni di disinfezione dell'acqua in rete, o sezionare automaticamente la rete in caso di rottura segnalata o, infine, individuare le aree caratterizzate da più elevate perdite occulte (in base ai confronti giornalieri delle portate minime, associate a strumentazioni fonometriche installate in rete). La distrettualizzazione, quindi, costituisce uno strumento per ottimizzare il funzionamento idraulico di un sistema idrico, con effetti benefici sia sulle perdite reali che sulla frequenza delle rotture.

## 6.2 I diversi livelli di distrettualizzazione

I metodi di stima delle perdite idriche possono essere applicati a zone di misura di area diversa in funzione del livello di distrettualizzazione prefissato. Partendo dal sistema idrico, circoscritto da opportune condizioni al contorno, possono essere create, tramite opportune valvole di intercettazione, strutture di distrettualizzazione con estensione decrescente in termini di popolazione, lunghezza della rete, numero di connessioni di utenza, complessità del sistema primario in esse compreso (figura 1). In particolare, possono distinguersi:

- **strutture di distrettualizzazione permanenti**, alle quali è possibile applicare metodi di stima delle perdite, quali il bilancio idrico e il metodo della portata minima notturna MNF;
- **strutture di distrettualizzazione temporanee**, alle quali è possibile applicare solo il metodo MNF in un'ottica già di localizzazione della perdita.

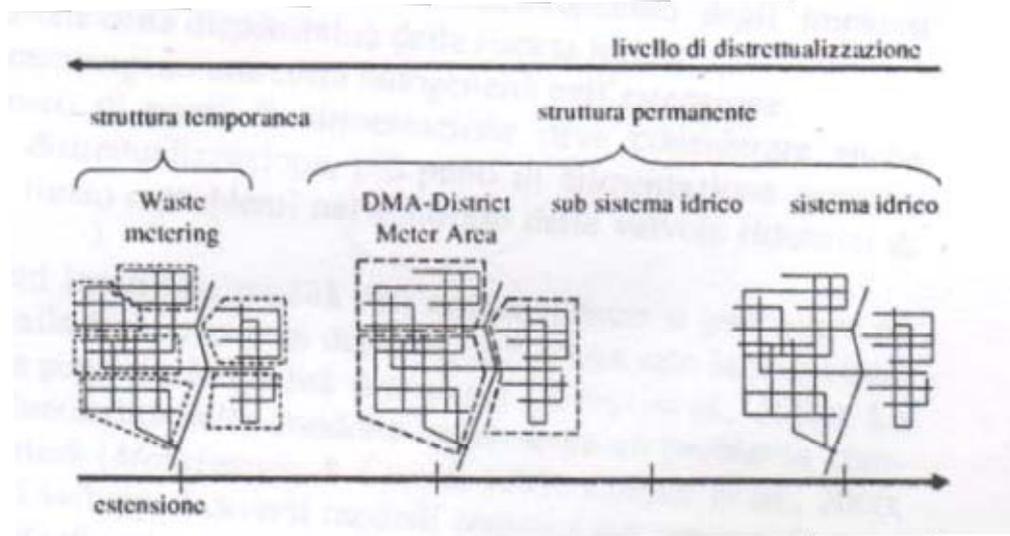


Figura 1. Livelli di distrettualizzazione

Il limite inferiore di suddivisione permanente della rete può essere individuato nel **DMA (District Meter Area)**, teso essenzialmente alla stima delle perdite idriche. La dimensione del DMA è abbastanza definita e condivisa in letteratura ed in ambito tecnico. Secondo Butler (2000), il DMA ha dimensione compresa tra 1000 e 5000 *properties*, che corrisponde ad una popolazione compresa tra 2500 e 12500 abitanti, e un'estensione di rete compresa tra 5 e 30 km. Studi compiuti dal WRC (2001), indicano una dimensione del DMA più ristretta, compresa tra 1000 e 2000 *properties*.

Il **Waste Metering**, invece, può essere considerato il limite superiore di suddivisione di chiusura temporanea della rete, ottenuto agendo sulle valvole di sezionamento poste sulle condotte che collegano zone adiacenti per il tempo necessario ad applicare metodi di stima della perdita idrica (quali MNF). Sono strutture temporanee in quanto il livello di distrettualizzazione è tale da non consentire un corretto funzionamento della rete idrica interna al Waste Metering sull'intera giornata. La dimensione del Waste Metering è, secondo Butler (2000), compresa tra 500 e 4000 *properties*, mentre Smith (1992) indica una dimensione tra 1600 e 2000 *properties*.

La distrettualizzazione comporta ovviamente modifiche profonde all'assetto funzionale ed al comportamento idraulico del sistema idrico urbano. È, quindi, opportuno che ne sia valutata l'opportunità sulla base di un approccio che ricerchi un globale livello di performance, non rivolto esclusivamente a problematiche specifiche, seppur rilevanti, quali le perdite idriche.

### **6.3 Procedura per la distrettualizzazione**

La struttura di distrettualizzazione è definita come una porzione di rete, di estensione variabile e generalmente priva di alimentazione autonoma, i cui confini sono idraulicamente limitati dalla mancanza di connessione o dalla misura della portata. Parte integrante della struttura di distrettualizzazione sono: gli strumenti per il monitoraggio (della portata, della pressione e della qualità dell'acqua) e gli organi idraulici di controllo (per la gestione dei flussi e delle pressioni).

La definizione delle strutture di distrettualizzazione per la misura ed il monitoraggio delle perdite idriche deve ovviamente portare all'individuazione delle aree in cui risultino maggiormente urgenti interventi riabilitativi, da sottoporre successivamente ad un monitoraggio più attento.

Il sezionamento della rete, d'altronde, può comportare una serie di conseguenze, legate ad una diversa distribuzione dei flussi, una delle quali potrebbe essere una drastica variazione della velocità in alcune condotte. Si possono avere incrementi di velocità, ovvero decrementi che possono riflettersi in variazioni della pressione in alcune zone. Di solito gli incrementi di velocità risultano sostenibili, anche per i valori generalmente bassi delle velocità nel sistema idrico primario che, quindi, riesce a sostenere la nuova distribuzione di flussi conseguente alla distrettualizzazione. Tuttavia tali variazioni di

velocità possono indurre problemi temporanei legati alla qualità dell'acqua, dovuti al risollevarsi di depositi; tali problemi possono, però, essere prevenuti con opportuni lavaggi.

Per l'individuazione delle strutture di distrettualizzazione è opportuno seguire le seguenti fasi:

- individuare e delimitare le aree della rete idrica caratterizzate da più elevata vulnerabilità, mediante un'adeguata analisi delle fallanze e la redazione di una mappa della vulnerabilità;
- minimizzare i punti di chiusura sfruttando confini già esistenti;
- analizzare la possibilità di ottimizzazione della gestione delle pressioni;
- effettuare un controllo dei flussi, soprattutto ai fini degli aspetti legati alla qualità dell'acqua e alla propagazione di inquinanti.

La definizione delle mappe di vulnerabilità dei sistemi idrici rappresenta un problema complesso, al centro di molteplici studi. Un fondamentale strumento per l'elaborazione di tali mappe è rappresentato dall'analisi delle rotture pregresse e della descrizione della tipologia dell'intervento effettuato per la riparazione. Sono stati sviluppati diversi modelli statistici per cercare di associare alle condotte una probabilità di rottura a partire dall'analisi delle fallanze pregresse e dei fattori correlabili. Il comportamento strutturale delle condotte è condizionato dalla somma degli effetti prodotti da tali fattori: infatti il tempo che intercorre tra due fallanze è generalmente decrescente con l'aumentare del numero di riparazioni, e sicuramente molto inferiore al tempo che intercorre tra la posa della condotta e il verificarsi della prima rottura. La difficoltà nell'applicare questi modelli deriva, in genere, dalla conoscenza degli interventi di riparazione solo per un periodo di osservazione limitato, mentre si ignorano le rotture tra la posa e il periodo noto. Un'ulteriore difficoltà risiede spesso nella mancanza di una descrizione della tipologia degli interventi durante il periodo di osservazione, ovvero se si è intervenuti sulla condotta, sui giunti, sugli organi idraulici o sulle prese delle utenze. Un approccio possibile consiste, allora, nella definizione di semplici **indici di vulnerabilità**. Ad esempio, per ciascun tronco di condotta può essere definito il tasso medio d'intervento,

$\eta_{i,T_0}$ :

$$\eta_{i,T_0} = \frac{n_{i,T_0}}{L_i} \quad (1)$$

indicando con:

$i$ : tratto  $i$ -esimo del sistema idrico;

$T_0$ : periodo di osservazione;

$n_{i,T_0}$ : numero di interventi effettuati;

$L_i$ : lunghezza del tratto.

L'indice di vulnerabilità  $r_{i,T_0}$  è, dunque, pari a:

$$r_{i,T_0} = \frac{\eta_{i,T_0}}{\eta_{T_0}} \cdot \frac{1}{(\eta_{i,T_0}/\eta_{T_0})_{max}} \quad (2)$$

essendo  $\eta_{i,T_0}$  il tasso medio di intervento per il sistema idrico, valutato con riferimento alla lunghezza totale  $L$ .

L'individuazione delle strutture di distrettualizzazione, ovviamente, deve tener conto anche di una serie di vincoli da rispettare, quali:

- garantire l'affidabilità idraulica delle singole strutture di distrettualizzazione;
- non peggiorare la qualità dell'acqua;
- rispettare i limiti consentiti alle variazioni nel funzionamento degli impianti idraulici, anche in funzione della disponibilità della risorsa idrica e dell'ottimizzazione energetica.

L'individuazione del numero di punti di alimentazione deve considerare anche l'estensione della struttura di distrettualizzazione, in quanto più punti di alimentazione possono indurre continue inversioni di flusso e problemi nel controllo delle valvole riduttrici di pressione. Per quanto riguarda gli aspetti legati alla qualità dell'acqua, è possibile prevedere un peggioramento locale di cui occorrerà eventualmente tener conto con opportuni provvedimenti.

La definizione delle strutture di distrettualizzazione e la loro successiva gestione trova un importante supporto negli strumenti informativi, in particolare nell'uso integrato del GIS (*Geographic Information Systems*) e della simulazione numerica, che permette di analizzare, per la rete idrica distrettualizzata, il livello globale di performance dei parametri idraulici e della qualità dell'acqua distribuita.

La simulazione numerica consente di confrontare scenari differenti: in particolare, le condizioni idrodinamiche attuali della rete possono essere poste a confronto con quelle che si otterrebbero nell'ipotesi di distrettualizzazione del sistema idrico urbano, valutate sia con funzionamento invariato in corrispondenza dei punti di immissione che

ottimizzate per tener conto del nuovo assetto funzionale della rete. L'analisi numerica consente una valutazione spaziale e temporale del funzionamento, locale e d'insieme, della rete idrica sia in termini di pressione e velocità dell'acqua nelle condotte che dei parametri collegati alla qualità (in particolare la concentrazione di cloro residuo).

La fase di gestione della rete distrettualizzata può trovare ulteriore supporto nel sistema **SCADA** (Sistema di Controllo e Acquisizione Dati), un componente informativo necessario per gestire, analizzare e tradurre in parametri sintetici le informazioni acquisite dagli strumenti di misura posti nei punti di connessione ed all'interno delle strutture di distrettualizzazione, così da avere un effettivo controllo delle anomalie in tempo reale.

Un ruolo fondamentale nella fase di distrettualizzazione è svolto dalle valvole di sezionamento, a cui è affidato il compito di isolare la struttura di distrettualizzazione. Una gestione adeguata mediante telecontrollo delle valvole poste sulle condotte principali può consentire al sistema distrettualizzato di mantenere, in situazioni di emergenza, la flessibilità del sistema interamente connesso.

#### **6.4 Modalità di ricerca delle perdite**

Nell'ambito della individuazione e della progettazione dei distretti è importante prevedere le modalità di ricerca perdite. Le operazioni di ricerca si suddividono normalmente in due fasi: una prelocalizzazione, che consente di restringere il campo delle ricerche dalla totalità delle reti del distretto a una o più porzioni di rete, e una localizzazione, che permette di identificare l'esatta ubicazione delle dispersioni.

Per quanto riguarda la prima fase, si procede all'**individuazione del Consumo Minimo Notturmo (CMN)** successivamente confrontato con un valore specifico di riferimento, stimato in base a raffronti tra i consumi orari medi per utenza dei vari distretti in cui è stata suddivisa la rete e le misure del CMN in distretti resi già efficienti, oppure in base alla letteratura tecnica. Il confronto, appunto, tra il CMN misurato ed il CMN di riferimento determina l'azione da intraprendere nel distretto. In particolare, se risulta che il CMN misurato è maggiore del CMN di riferimento si procede con la seconda fase, ossia alla localizzazione delle perdite; in caso contrario (CMN misurato minore del CMN di riferimento) si passa ad esaminare un altro distretto. La differenza positiva fra i due valori del CMN rappresenta la portata perduta nel distretto.

Il vantaggio di operare su una rete distrettualizzata è proprio quello di indirizzare la ricerca solo sulle aree dove è prevedibile riscontrare perdite. La ricerca prosegue poi con la tecnica dell'analisi passo-passo (**step test**), che consiste nel chiudere progressivamente tutte le saracinesche a distanze decrescenti dal misuratore di portata (operazione effettuata di notte). In tal modo, si limita la zona di ricerca isolando porzioni di rete sempre più piccole, in modo da apprezzare le conseguenti variazioni di portata misurata all'ingresso del settore. In questo modo diventa possibile delimitare i tratti di condotta che presentano le perdite più rilevanti e procedere, successivamente, alla localizzazione con le tecniche tradizionali. A seguito delle riparazioni delle perdite individuate, è possibile quantificare il recupero idrico e definire il livello base di consumo per ogni distretto.

In seguito, il controllo delle perdite nei distretti consisterà semplicemente nel misurare, di volta in volta, il CMN e confrontarlo con quello di riferimento aggiornato dopo le riparazioni: il risultato del confronto fornirà le priorità d'intervento nei vari distretti, attivando la successiva ricerca sul campo. Naturalmente è opportuno disporre di data loggers che consentano di scaricare i dati (misurati) a distanza, con notevole risparmio di tempo e un più efficace controllo del monitoraggio. E' importante, anche, selezionare un software che preveda:

- l'archiviazione dei dati in un database, per poter conservare con facilità la "storia" del distretto;
- la segnalazione di eventi particolari (superamento soglia alta/bassa);
- la possibilità di scaricare i dati in qualsiasi momento.

All'interno di ciascun distretto viene ovviamente effettuato anche il controllo del cielo piezometrico, che, come più volte riferito, determina implicitamente una riduzione delle perdite, indipendentemente dalla procedura vera e propria di ricerca delle fughe. Infatti, anche modeste riduzioni dei livelli di pressione troppo elevati comportano una riduzione del volume di perdita e del numero di rotture in rete. Ovviamente occorre garantire che i minimi valori della pressione siano sufficienti per erogare agli utenti l'acqua richiesta in ogni condizione di funzionamento. Il rispetto di un cielo piezometrico ideale o strettamente sufficiente a soddisfare tutte le necessità di funzionamento può essere perseguito mediante valvole regolatrici a luce variabile. L'intero processo di regolazione va, invece, ottimizzato utilizzando un adatto modello matematico di simulazione, come precedentemente esposto.

## **6.5 Esempi di distrettualizzazione realizzati in Italia**

La distrettualizzazione delle reti idriche è oggetto di studio in molte realtà italiane, alcune delle quali già operanti con questo nuovo assetto funzionale. I risultati sono certamente interessanti, in quanto le recenti esperienze evidenziano come distrettualizzando la rete idrica si possano ottenere vantaggi sia per il gestore che per l'utenza.

I risultati delle esperienze effettuate in Italia indicano che con una gestione ottimale del campo piezometrico della rete si possono avere risparmi idrici anche superiori al 13% (Leoni, 2001). Essi, inoltre, hanno evidenziato gli ulteriori vantaggi legati a questa nuova strategia: infatti attraverso i numerosi punti di misura telecontrollati, ovviamente integrati dai nodi impiantistici e da ulteriori punti significativi, si può avere una precisa taratura di un modello di simulazione e controllo in tempo reale del comportamento della rete, con finalità di verifica sia delle condizioni qualitative e funzionali (cloro residuo, qualità organolettiche, direzione dei flussi, ecc.) sia delle possibili configurazioni strutturali, riguardanti modifiche o estensioni programmate della rete. Un siffatto sistema permette di conoscere in tempo reale la rete in tutti i suoi punti (con dati misurati e simulati), consentendo di individuare le manovre gestionali più opportune in relazione ai diversi eventi che si verificano. E' possibile, ad esempio, attivare collegamenti di emergenza con la rete di adduzione o in punti a bassa impedenza idraulica di altre maglie qualora si verificassero avarie al sistema principale di alimentazione del distretto idrico considerato o esigenze di richieste straordinarie di portata collegate ad eventi straordinari (ad esempio per richiesta antincendio).

Di seguito vengono illustrate le fasi di studio, realizzazione e gestione messe in atto in alcune città italiane.

### *Distrettualizzazione della rete di distribuzione di Modena*

La rete idrica di Modena è costituita complessivamente da 595 km di condotte, composte dal 70% in fibrocemento, 20% in ghisa, 10% in polietilene. Lo studio effettuato, però, ha considerato il sistema idropotabile primario, costituito dalle sole condotte con diametro uguale o superiore a 200 mm, tenendo conto, comunque, delle condotte di diametro inferiore necessarie a descrivere correttamente le rete.

Per l'individuazione dei distretti sono state circoscritte le zone a maggiore vulnerabilità, individuate dall'analisi delle rotture, conservando l'affidabilità idraulica della rete idrica distrettualizzata e non peggiorando la qualità dell'acqua servita.

In tale contesto si colloca l'uso integrato del GIS e della simulazione numerica, che hanno permesso l'elaborazione dei dati. Come GIS è stato utilizzato MapInfo, che ha consentito di analizzare spazialmente le informazioni storiche sulle rotture di rete della città e, quindi, di definire una mappa di vulnerabilità sulla base degli interventi effettuati sulle condotte (per il periodo di osservazione 1995-2000). Alcuni problemi sorti sono stati dovuti al fatto che le informazioni relative a tali interventi se da un lato consentivano la localizzazione dell'intervento, dall'altra contenevano una scarsa descrizione della tipologia d'intervento effettuato per la riparazione. La mappa di vulnerabilità così ottenuta ha comunque consentito, oltre all'individuazione delle strutture di distrettualizzazione, un monitoraggio successivo più attento.

Come modello di simulazione è stato utilizzato EPANET, che ha permesso di indagare le condizioni idrodinamiche attuali della rete confrontandole con quelle che si sarebbero ottenute in seguito alla chiusura delle valvole relativamente a possibili assetti distrettualizzati; inoltre ha consentito di valutare gli effetti sulla rete di Modena in termini di affidabilità idraulica della rete e qualità dell'acqua distribuita.

L'analisi dei valori della pressione non ha costituito in realtà un elemento di valutazione per l'individuazione delle strutture di distrettualizzazione. Infatti i livelli di pressione sulla rete idrica di Modena sono piuttosto bassi (inferiori a 40 m) e, quindi, tali da non consentire ulteriori abbassamenti della pressione; inoltre risultano anche omogenei, a causa della sostanziale mancanza di dislivelli altimetrici. Ciò ha il duplice effetto di non poter attribuire alla pressione un peso nei confronti della vulnerabilità delle condotte e di non poter attuare un controllo differenziato delle pressioni per la rete idrica distrettualizzata. La fase di calibrazione del modello di simulazione, ovviamente, si è basata sulla conoscenza dei soli valori delle portate e pressioni in ingresso e del valore della pressione in un punto estremo della rete.

Infine la definizione delle strutture di distrettualizzazione è stata ottenuta mediante confronto tra lo stato attuale della rete e lo stato della rete distrettualizzata, cercando di soddisfare tanto gli obiettivi quanto i vincoli prefissati. Per entrambe le configurazioni, la simulazione numerica ha permesso di effettuare un'analisi spaziale e temporale per

valutare il funzionamento locale e di insieme della rete idrica in termini di pressioni, velocità e qualità dell'acqua, caratterizzata dalla concentrazione del cloro residuo.

La configurazione individuata prevede 5 distretti, monitorabili attraverso l'inserimento di 9 misuratori di portata bidirezionali. Per tale configurazione, le variazioni di pressione della rete distrettualizzata e gli incrementi di velocità nelle condotte risultano accettabili, mentre i livelli di cloro residuo nella rete non subiscono peggioramenti.

Pertanto lo studio svolto sulla rete idrica di Modena sembra consentire la distrettualizzazione senza comprometterne il funzionamento.

#### *Il progetto di distrettualizzazione del quartiere Bolognina*

Un altro esempio pratico di approccio alla distrettualizzazione è fornito dal progetto della rete di distribuzione della città di Bologna. L'iniziativa è nata in seguito alla considerazione che le elevate pressioni di rete nelle zone di pianura, variabili tra 5-6 bar diurni e 8-9 bar notturni, dovuti alla morfologia dell'acquedotto bolognese, rappresentassero la causa principale delle perdite reali e di una serie di eventi di rottura verificatisi per scoppio di condotte. Infatti si è potuto constatare che l'elevata pressione del sistema di adduzione, trasmessa al sistema distributivo, se da un lato consentiva una grande flessibilità e sicurezza di alimentazione, dall'altro comportava notevoli disservizi di rete e perdite occulte non indifferenti.

In previsione di procedere ad una suddivisione dell'area urbana bolognese in distretti, nei quali operare, appunto, una riduzione differenziata della pressione, data la complessità della rete, è stato ritenuto opportuno operare dapprima su un distretto campione (su cui è stata operata una sperimentazione nel periodo 2000-2001) per poi effettuare un intervento su area vasta (realizzato nel 2002).

Per quanto riguarda la prima sperimentazione, è stato individuato un piccolo distretto nell'ambito della rete urbana, da considerarsi rappresentativo delle problematiche (ovvero del notevole numero di rotture) legate all'elevata pressione di esercizio e caratterizzato da una morfologia tale da essere facilmente disconnesso idraulicamente dal resto della rete. E' stato così scelto il quartiere della Bolognina, ubicato nella zona nord della città, avente una superficie di 113 ha ed una quota media di 40 m s.l.m.. Tale quartiere è caratterizzato da regimi di pressione tra i più elevati dell'intera rete della città: infatti, la pressione media di esercizio è di 8.5 bar, con valori notturni di 9 bar. La

rete di distribuzione è costituita da 24 km di condotte, quasi interamente in cemento amianto, con diametri compresi fra DN 50 e DN 300.

La creazione del distretto ha reso necessario effettuare 13 interventi di chiusura per eliminare le magliature di connessione con la restante parte del sistema, lasciando attivi solo tre punti di alimentazione, nei quali sono stati disposti apparecchi riduttori di pressione e misuratori per il monitoraggio in continuo della portata entrante.

Lo studio idraulico del funzionamento del distretto è stato effettuato mediante l'elaborazione dei dati ottenuti dagli strumenti di misura e delle informazioni in possesso dall'ente gestore, relative ai consumi fatturati alle utenze nel distretto e alle statistiche degli eventi di rottura registrati.

Il modello numerico è stato realizzato mediante il Sistema Informativo Territoriale e di Calcolo HyNet: tale software, utilizzando una tecnologia di tipo SIT, ha permesso di collegare gli elementi cartografici digitali alle informazioni descrittive, ad essi pertinenti, archiviate in un database. Con HyNet è stato simulato il comportamento della rete in moto permanente e gradualmente variato, ipotizzando la presenza di fori schematizzanti il fenomeno delle perdite occulte.

La calibrazione del modello è stata effettuata utilizzando le misure di portata e pressione effettuate in diversi punti, determinando la dimensione equivalente dei fori per ciascun tronco. Quindi si è studiato il comportamento idraulico del distretto per varie ipotesi di funzionamento ad alimentazione a pressione ridotta, ovviamente rispettando i seguenti vincoli:

- adeguata pressione di erogazione alle utenze;
- sicurezza in caso di incendio e necessità di un prelievo notevole localizzato;
- qualità dell'acqua, sia in termini di tempi di permanenza in rete che di inversioni di flusso in condizioni di normale esercizio.

Il risultato ottenuto ha confermato le aspettative della simulazione: in seguito alla riduzione della pressione, da 8.5 bar nel sistema di adduzione a 5-6 bar nel sistema di distribuzione, si è ottenuta una **riduzione del 19,2% del volume immesso in rete**, riduzione unicamente ascrivibile a perdite idriche. Inoltre si è potuta constatare una riduzione del 45% delle rotture degli allacciamenti d'utenza e del 29,2% di rotture nelle tubazioni, con un notevole beneficio economico e minor disagio per la clientela.

I risultati ottenuti nel distretto Bolognina hanno evidenziato la convenienza degli investimenti necessari ad estendere la distrettualizzazione della rete a tutta l'area

metropolitana bolognese, programmando una riduzione differenziata della pressione per ciascun distretto. A questa prima sperimentazione ne è, quindi, seguita un'altra effettuata, appunto, su vasta area. Per l'individuazione dei distretti, si è analizzato lo stato attuale dell'intera rete di distribuzione mediante lo studio degli eventi di fallanza (nell'arco temporale 1993-2000). Tale studio è stato reso possibile dal metodo di registrazione degli eventi di fallanza utilizzato dall'ente gestore: ciò ha permesso la distinzione tra eventi sulle condotte principali ed eventi sulle connessioni alle utenze e, per ognuno di essi, l'attribuzione della causa (per scoppio, accidentale, ecc.) e l'ubicazione esatta dell'intervento. Quindi, sulla base di tali dati, si è potuta elaborare una mappa di vulnerabilità, con la localizzazione degli interventi, utilizzata nel modello numerico di calcolo. Si sono individuati, in tal modo, due grandi distretti, sono stati installati 23 impianti di riduzione e misura della portata e della pressione, dotati di apparati di teletrasmissione dei dati ad un unico centro di controllo, nel quale confluiscono anche i dati di funzionamento degli impianti.

Analizzando i risultati si è constatata una **consistente riduzione del numero delle rotture di rete, dell'ordine del 70%, con un risparmio idrico di circa il 25%.**

#### *Distrettualizzazione dell'Acquedotto di Reggio Emilia*

L'esperienza di distrettualizzazione sull'acquedotto di Reggio Emilia è partita nel 1992, ad opera dell'Ente gestore Agac. Lo scopo era di realizzare un acquedotto "efficiente", ottimizzandone la gestione, in modo da pianificare gli interventi (dalla manutenzione alla progettazione) e controllare le perdite in maniera efficace ed economica.

Il percorso effettuato per costruire la distrettualizzazione e le attività ad essa connesse ha visto come prima fase la realizzazione della cartografia della rete: la conoscenza degli impianti rappresenta ovviamente una tappa fondamentale. L'elaborazione dei dati è avvenuta mediante l'utilizzo di un GIS, attraverso cui si è realizzato un database cartografico disponibile per successive elaborazioni e successivamente si sono realizzate delle mappe di vulnerabilità, utili ad individuare i distretti.

La città di Reggio Emilia è, quindi, distrettualizzata dal 1994 per la rete urbana e dal 2000 per il forense: ormai si parla di mantenimento della distrettualizzazione. Sono stati realizzati 31 distretti su un totale di 473 km di rete sottesa, per il cui monitoraggio sono stati predisposti 38 misuratori con altrettanti data loggers. I dati vengono scaricati frequentemente per consentire l'osservazione dei volumi erogati per ciascun distretto e

verificare i minimi notturni per il controllo delle perdite. Ciò permette di classificare i distretti in base ai criteri di portata notturna per km e rapporto minima/media, in base ai quali definire poi delle priorità di intervento per ottimizzare le risorse disponibili per la manutenzione.

## CAPITOLO 7

### IL CASO DI STUDIO: LA RETE DI NAPOLI EST

#### 7.1 Il sistema idrico della città di Napoli

Il sistema attuale di alimentazione idrica della Città di Napoli, ricadente nell'ATO 2 Campania "Napoli-Volturno", viene alimentato da diverse fonti di approvvigionamento, costituite da sorgenti o da campi-pozzi, afferenti all'ARIN S.p.A. (*Azienda Risorse Idriche Napoletane*, di proprietà esclusiva del Comune di Napoli) o alla Regione Campania. I volumi d'acqua vengono trasportati in città mediante condotte adduttrici di grande diametro fino a giungere a serbatoi di accumulo e compenso dislocati nell'area cittadina. Centrali di sollevamento di notevole potenza permettono il trasporto dell'acqua dai serbatoi posti a livello inferiore, punto di recapito delle grandi adduttrici, ai serbatoi posti a quota superiore. Infine una capillare, complessa e interconnessa rete di distribuzione, che si sviluppa nell'immediato sottosuolo cittadino napoletano fitto di reti di altri servizi, assicura la fornitura idrica all'utenza terminale.

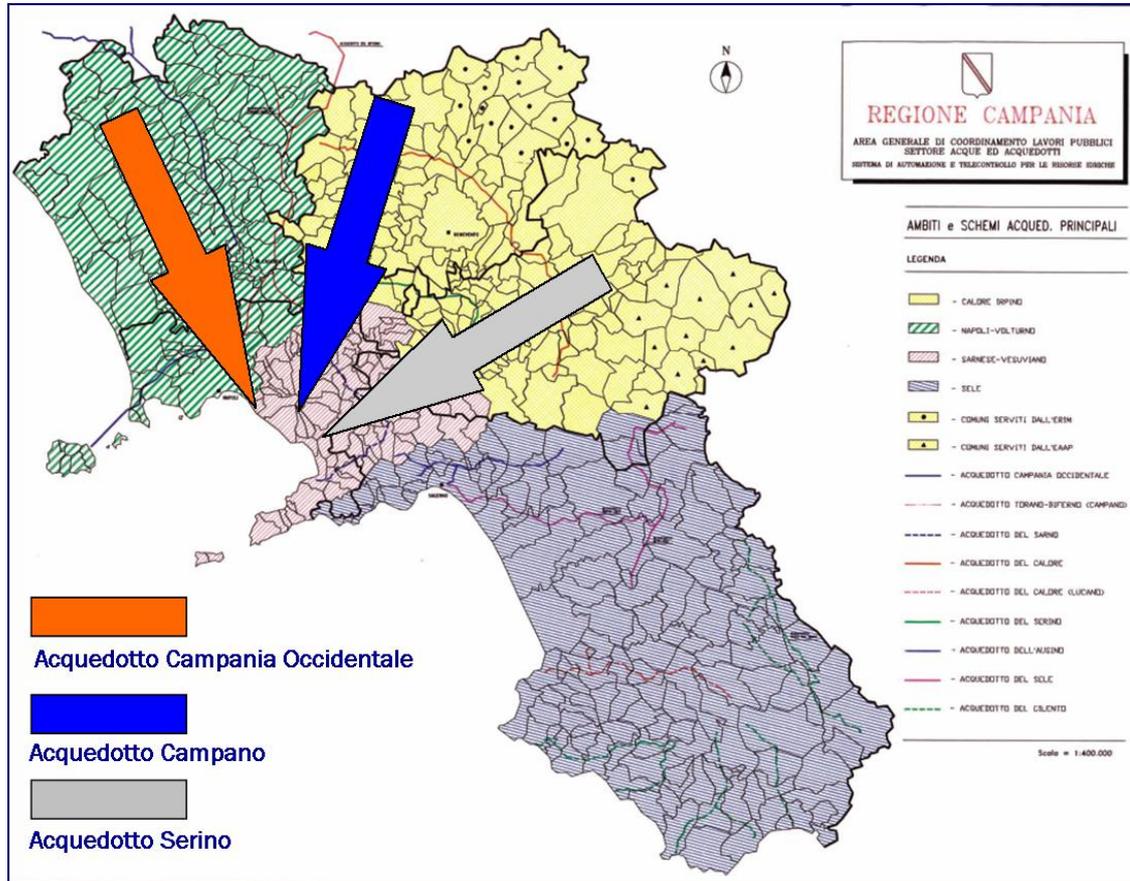
Di seguito, si riportano i dati tecnico-amministrativi delle rete gestita dall'ARIN, riferiti all'anno 2004:

Descrizione	Unità di misura	Valore	Note
Popolazione servita	n. abitanti per fornitura idrica	1 583 386	933.386 abitanti direttamente gestiti da ARIN a Napoli e 650.000 abitanti (stimati) nei Comuni serviti da ARIN come Subdistributori.
Produzione annua	m <sup>3</sup>	156 088 600	Volume in ingresso alla distribuzione
Consumo pro capite	l/ab. giorno	270	-----
Acqua distribuita totale	m <sup>3</sup> /anno	152 158 955	Volume misurato dell'acqua consegnata all'utenza
- per usi domestici	m <sup>3</sup> /anno	63 330 187	percentuale pari al 41,62%
- per usi diversi	m <sup>3</sup> /anno	43 813 403	percentuale pari al 28,80%
- per i subdistributori	m <sup>3</sup> /anno	45 015 365	percentuale pari al 29,58%
Estensione rete idrica	km	2 302	-----
N. impianti potabiliz.	num.	0	-----
fatturato servizio idrico	€	92 991 000	-----
fatturato totale	€	96 291 000	-----
numero dipendenti	num.	552	-----

**Tabella 1. Principali dati tecnico amministrativi ARIN S.p.A. (2004)**

In qualità di concessionaria, l'ARIN sfrutta due sole risorse di acqua potabile, ovvero le Sorgenti di Serino e l'Acquedotto di Integrazione e Riserva (AIR) costituito dai campi-pozzi siti a Lufrano, Ponticelli e Aversa. Queste risorse, da sole, permetterebbero di alimentare solo una parte minoritaria della rete di distribuzione e, pertanto, per soddisfare i bisogni quantitativi di acqua potabile dell'intero territorio, esse sono

integrate con ulteriori volumi d'acqua prelevati dall'Acquedotto della Campania Occidentale (ACO) e dall'Acquedotto Campano (figura 1).



**Figura 1. Fonti approvvigionamento dell'ARIN S.p.A.**

Prima di giungere ai serbatoi cittadini, le risorse idriche provenienti dalle varie fonti di approvvigionamento seguono percorsi diversi e spesso interagiscono tra loro attraverso nodi di smistamento. Le condotte costituenti l'acquedotto esterno sono di diversi diametri e materiali, parte in pressione e parte a pelo libero (ad es. il canale principale di Serino), per una lunghezza complessiva di quasi 240 km.

Per quanto concerne l'acquedotto interno, esso riflette la complessa morfologia e altimetria della città di Napoli, che si estende per oltre 10.000 ettari, presentando significative disomogeneità di densità abitativa. Nel corso del tempo si è, quindi, sviluppato un acquedotto con espansioni verso quote sempre più alte, con numerose anomalie. La peculiarità più significativa dell'acquedotto interno della città di Napoli è dovuta non solo al rilevante dislivello altimetrico (da 0 m s.l.m.m. fino agli oltre 450 m s.l.m.m. dei Camaldoli), ma anche nel fatto che tale dislivello si sviluppa in maniera non continua.

Pertanto, dovendo il servizio idrico rispettare i vincoli relativi alle pressioni di esercizio ammissibili, risulta evidente la scelta progettuale di un così elevato numero di serbatoi a quote diverse. Ogni serbatoio, dunque, serve una porzione altimetrica della città, non necessariamente continua dal punto di vista planimetrico, garantendo un carico idrico idoneo in ogni sezione della rete. L'alimentazione idrica cittadina si sviluppa, quindi, in diverse "fasce altimetriche di alimentazione" o "servizi", ognuna alimentata da un serbatoio, a cui corrispondono planimetricamente altrettante "macroaree".

È bene riferire, però, che le fasce di alimentazione e le rispettive macroaree non sempre sono nettamente distinguibili l'una dall'altra, in quanto le numerose interconnessioni presenti, volutamente progettate al fine di rendere più affidabile il sistema in caso di guasti sulla rete, consentono il passaggio di flussi idrici da un servizio all'altro.

In totale sono, dunque, presenti 8 serbatoi posti a quota diversa, che fungono da ricettori delle risorse di adduzione, da accumulo al servizio delle reti di distribuzione sottese e, in taluni casi, anche da vasche di aspirazione per le centrali di sollevamento verso serbatoi situati a quota superiore. Nella tabella seguente si riportano alcune delle caratteristiche principali dei suddetti 8 serbatoi a cui presto se ne aggiungeranno ulteriori 3 non ancora in esercizio:

SERBATOIO	VOLUME [mc]	QUOTA SFIORO [m s.l.m.]	ANNO DI COSTRUZIONE
CAMALDOLI	1.200	458	1950
CANGIANI	33.000	303	1995 (N) - 1950 (V)
SAN GIACOMO	60.000	230	1950
SCUDILLO	145.000	175	1885
SANTO STEFANO NUOVO	40.000	130	1945-1950
SAN SEBASTIANO	30.000	112,5	Anni 80
SANTO STEFANO VECCHIO	12.000	100	1960
CAPODIMONTE	80.000	92,5	1885
PIANURA	40.000	222	<i>Non ancora in esercizio</i>
SAN ROCCO	---	135	<i>Non ancora in esercizio</i>
CHIAIANO	---	228	<i>In fase di realizzazione</i>

**Tabella 2. Caratteristiche principali dei serbatoi a servizio della città di Napoli.**

A causa del complesso quadro plano-altimetrico, 4 degli 8 serbatoi vengono alimentati da impianti di sollevamento appartenenti all'acquedotto interno, e 3 di questi hanno nel pompaggio da altri serbatoi l'unica fonte di alimentazione.

Gli impianti di pompaggio che rientrano nell'attuale schema funzionale della rete di Napoli risultano essere 12, di cui 3 utilizzati solo in caso di emergenza, con diverse potenze impegnate che, complessivamente, ammontano a oltre 20.000 kW.

Ogni stazione di pompaggio è costituita da importanti opere civili (serbatoi, manufatti per l'alloggiamento dei macchinari elettromeccanici ed apparecchiature e servizi, cabine prefabbricate e vasche di presa), impianti idraulici (condotte in acciaio e ghisa sferoidale, organi di manovra, valvole di ritegno, casse d'aria, apparecchi di misura), impianti elettrici (cabine di trasformazione MT/BT, elettropompe, quadri elettrici di distribuzione, comando e manovra, automazione e telecontrollo) e impianti di riserva e emergenza (gruppi elettrogeni e di continuità).

Per quanto concerne la rete di distribuzione cittadina, è bene premettere la seguente classificazione:

- rete sotterranea: è costituita dalle condotte che si trovano al di sotto della superficie stradale (interrate o poste in cunicoli) che possono essere a loro volta suddivise in:
  - condotte di avvicinamento, ovvero condotte di grosso diametro che trasportano l'acqua del serbatoio fino alle diverse aree da servire;
  - rete di distribuzione primaria, rappresentata dall'insieme delle maglie e sotto-maglie di condotte che provvedono alla distribuzione dell'acqua fino alle diramazioni per le utenze;
  - rete di distribuzione secondaria, costituita dalle tubazioni dirette verso le singole utenze, dette "orizzontali";
- rete aerea: è costituita dalle condotte poste al di sopra della superficie stradale ulteriormente suddivisibili in:
  - "fuori terra", che costituiscono la prosecuzione all'esterno degli "orizzontali";
  - "montanti", ovvero le tubazioni verticali che salgono lungo i fabbricati per servire le utenze ai piani.

Nel seguito, si riportano, dunque, alcune delle caratteristiche principali della rete cittadina, desumibili da uno studio di fattibilità redatto dall'ARIN nel 2001:

- estensione: la lunghezza totale delle rete di distribuzione sotterranea ammonta a circa 2300 km, di cui oltre 1000 km di rete primaria;
- diametri: la rete di distribuzione è costituita da un'ampia gamma di diametri, dai minori pari a 80-40 mm fino ai maggiori pari a 1000-1200 mm; la rete principale è composta prevalentemente da tubazioni di diametro variabile da 300 e 800

mm, mentre, in quella secondaria, si trovano condotte di diametro variabile da 65 a 200 mm;

- materiali e anno di posa: la rete è stata realizzata in tempi successivi in relazione alla espansione della città. È possibile rinvenire materiali quali ghisa grigia, ghisa sferoidale, acciaio, cemento armato ed altro. In particolare la ghisa grigia è caratteristica delle aree urbanizzate prima del 1970 (centro storico, Fuorigrotta, ecc.) mentre l'acciaio bitumato è presente in tutte le aree di recente urbanizzazione della città di Napoli (Ponticelli, Barra, Poggioreale, ecc.). A partire dal 1985 l'Ente Gestore ha invece preferito l'utilizzo della ghisa sferoidale.

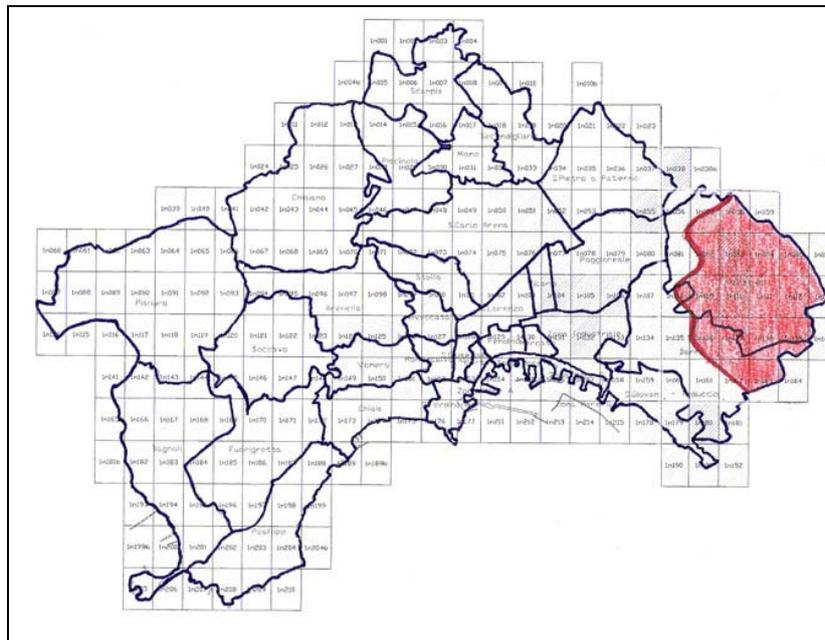
## **7.2 La rete di distribuzione "Napoli Est"**

L'identificazione della fascia di alimentazione annessa al serbatoio "San Sebastiano", oggetto di studio, è il frutto di un minuzioso lavoro svolto a partire dalle diverse fonti a disposizione, sintetizzabile nelle seguenti attività:

- individuazione della toponomastica della zona, ottenuta tenendo conto dei dati ricavati da 4 distinti viari (Ufficio Anagrafe del Comune di Napoli, ARIN Gestione Utenze, ARIN GIS aziendale, file DWG cartografia digitale aggiornata;
- determinazione della fascia di alimentazione e della rete idrica annessa, ottenuta mediante la consultazione delle cartografie più recenti e dei vecchi schemi acquedottistici e l'effettuazione di numerosi sopralluoghi;
- campagna di rilievo di portate e pressioni in rete mediante l'installazione, in punti scelti della rete, di misuratori di pressione e portata;
- analisi degli interventi di manutenzione sulla rete negli ultimi anni, ottenuta dalla consultazione dei dati a disposizione dell'Area Manutenzione Rete (ora Rete Sotterranea) dell'ARIN
- reperimento dati sulla qualità dell'acqua, mediante la consultazione dei risultati delle analisi effettuate periodicamente dal Laboratorio ARIN;
- stima dei consumi idrici, ottenuti mediante la consultazione dei dati in possesso degli Uffici commerciali dell'ARIN.

### *7.2.1 Caratteristiche principali della macroarea*

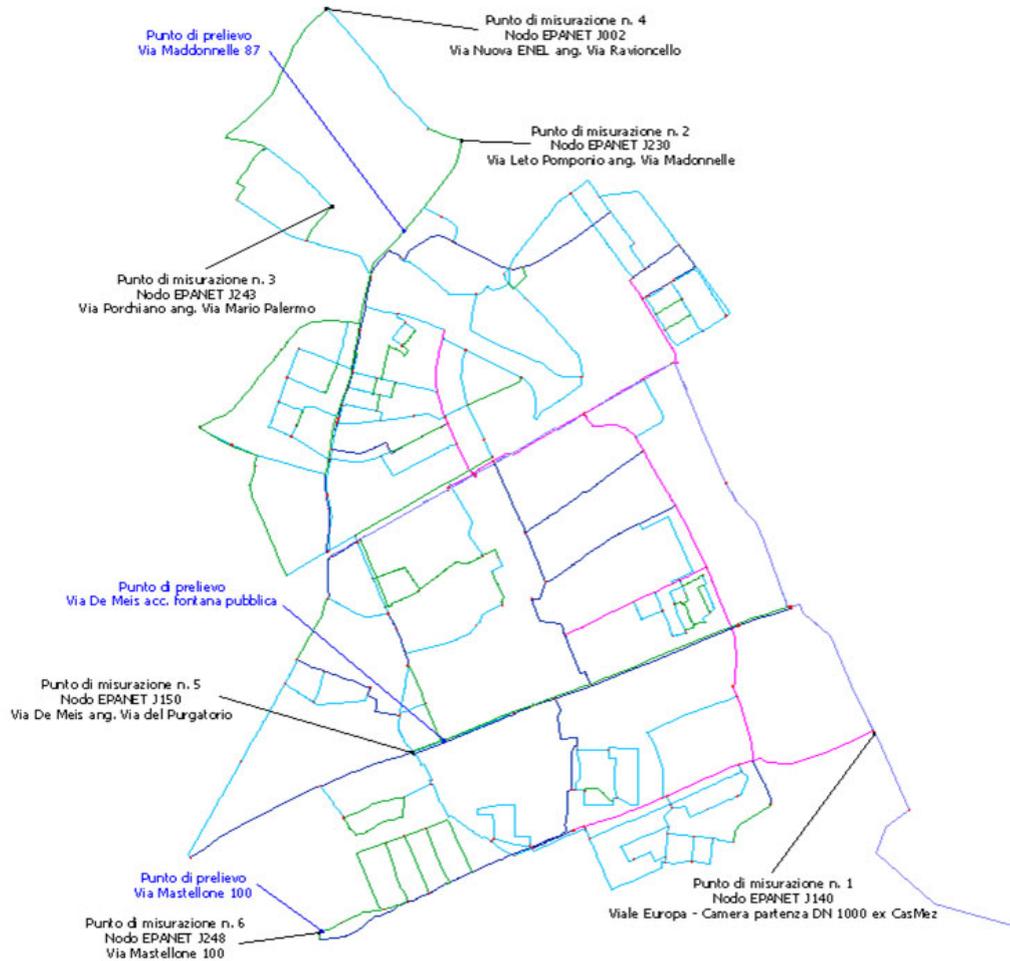
La *macroarea* servita ha un'estensione pari a circa 920 ha (quasi l'8% del territorio comunale di Napoli), e ricopre buona parte della cosiddetta zona orientale della città (Napoli Est; figura 2). Il numero di residenti è pari circa a 65.000/70.000 unità. Il range altimetrico è piuttosto ampio, variando dagli 11 ai 78 m s.l.m.m. La rete è alimentata dal serbatoio "San Sebastiano" costituito da 6 vasche (di cui attualmente solo 5 funzionanti) per una capacità volumetrica complessiva di 30.000 m<sup>3</sup>, tirante idrico pari a 5,4 m e quota sfioro pari a 112,5 m s.l.m.m. Tale serbatoio è alimentato, a regime, dalla premente DN 1100 proveniente dalla centrale di Lufrano (acqua acquistata dall'acquedotto della Campania Occidentale) e, solo in caso di necessità, dalla premente DN 500 proveniente dai pozzi di Ponticelli. Dal serbatoio dipartono una condotta in acciaio DN 1200 (attualmente fuori servizio e adibita in passato all'alimentazione del Comune di Cercola) e una condotta, sempre in acciaio, DN 1000 che alimenta la macroarea in esame. Quest'ultima confluisce in una condotta in cemento armato DN 1000, realizzata dall'ex Cassa per il Mezzogiorno, che costituisce la "spina dorsale" di tutto il sistema idrico di Napoli Est.



**Figura 2. Ubicazione territoriale della macroarea in esame nel Comune di Napoli.**

La rete di distribuzione risulta molto complessa e articolata, come può evincersi dallo schema di figura 3. I diametri variano da 40 a 1000 mm; generalmente le tubazioni di diametro maggiore (dal DN1000 al DN500 e in parte anche fino al DN300)

costituiscono le maglie principali (condotte di avvicinamento) mentre i diametri inferiori (dal DN300 fino al DN40) costituiscono le maglie più interne da cui dipartono le diramazioni per le singole utenze. Le condotte sono in cemento armato CA (risalenti agli anni '60, di diametro DN1000), ghisa grigia GG (le più antiche), acciaio bitumato AC (posate nel periodo post-terremoto negli anni '80) e ghisa sferoidale GS (dagli anni '90 in poi); in alcuni casi è possibile ritrovare nella rete sotterranea anche l'acciaio zincato, utilizzato generalmente per le tubazioni aeree. Le tubazioni in acciaio di grande diametro sono posate all'interno di ampi cunicoli ispezionabili (molto comodi per l'individuazione delle perdite e i conseguenti interventi manutentivi), mentre le restanti condotte sono quasi sempre interrato.



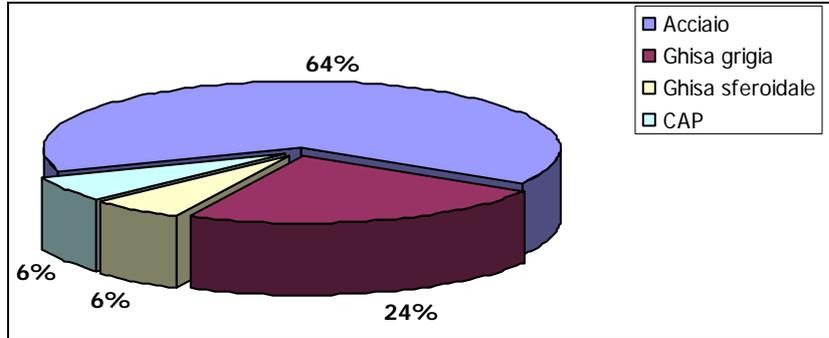
**Figura 3. Schema della rete idrica Napoli Est, con ubicazione dei misuratori di pressione**

Nelle tabelle e figure seguenti (tabelle 3 e 4; figure 4 e 5) sono state riportate le lunghezze dei tratti di rete suddivise per materiale e per *range* di diametri.

Materiale	Lunghezza condotte
-----------	--------------------

	(m)	(%)
Acciaio	37958,6	64%
Ghisa grigia	13981,4	24%
Ghisa sferoidale	3600,3	6%
CAP	3720,4	6%
<b>TOTALE</b>	<b>59260,7</b>	<b>100%</b>

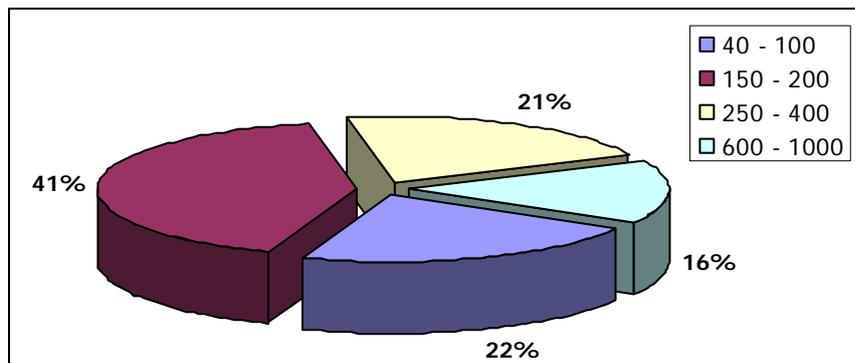
**Tabella 3. Lunghezza dei tratti di rete di uguale materiale.**



**Figura 4. Percentuale della lunghezza dei tratti di rete di uguale materiale.**

Diametro (mm)	Lunghezza condotte	
	(m)	(%)
40 - 100	13179,1	22%
150 - 200	24597,7	41%
250 - 400	12257,4	21%
600 - 1000	9226,5	16%
<b>TOTALE</b>	<b>59260,7</b>	<b>100%</b>

**Tabella 4. Lunghezza dei tratti di rete suddivisi per range di diametri.**



**Figura 5. Percentuale della lunghezza dei tratti di rete suddivisi per range di diametri.**

È fondamentale osservare che la rete di distribuzione in esame è interconnessa con altre reti del sistema idrico gestito dall'ARIN mediante apposite valvole di intercettazione. Attualmente tali valvole (4 in totale poste esclusivamente sulla maglia principale di distribuzione) risultano essere chiuse allo scopo di evitare che acque afferenti a diverse

fasce di alimentazione possano miscelarsi tra loro. Solo in casi di emergenza idrica tali valvole possono essere aperte andando ad alimentare zone in stato critico.

### 7.2.2 *Interventi di manutenzione da rotture sulla rete*

La rete di distribuzione sottesa al serbatoio di San Sebastiano, nonostante costituita in buona parte da tubazioni di posa recente, non presenta generalmente un buono "stato di salute". Ciò si evince chiaramente dai risultati di un'indagine effettuata dall'ARIN, condotta al fine di elaborare un database degli interventi di manutenzione effettuati nell'anno 2005, da cui si desume che la zona in esame risulta essere tra quelle maggiormente soggette, nell'ambito dell'intero sistema idrico cittadino, ad interventi di riparazione (tabella 5).

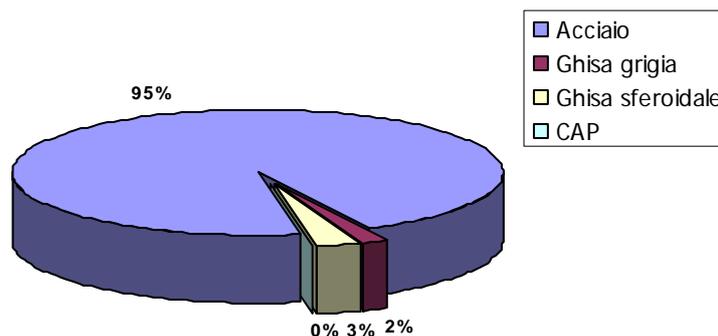
Tipologia intervento	n. interventi
Riparazione condotte	129
Riparazione orizzontali	42
Riparazione e/o sostituzione organi di manovra	32
Altro	7
<b>TOTALE</b>	<b>210</b>

**Tabella 5. Interventi di manutenzione effettuati sulla rete di Napoli Est nel 2005 (Archivio ARIN, 2005)**

Tale stato di degrado piuttosto avanzato è dovuto, con ogni probabilità, alla diffusa presenza di tubazioni in acciaio ed ai conseguenti fenomeni di corrosione (come può facilmente evincersi dalla tabella 6 e dalla figura 6 in cui è stato riportato il numero di interventi suddiviso per tipologia di materiale) e soprattutto, come verrà evidenziato nei paragrafi successivi, alle elevate pressioni che sollecitano il sistema distributivo e che incidono senza dubbio sia sull'entità delle perdite idriche che sul numero e la frequenza delle rotture.

Materiale condotte	n. interventi
Acciaio	163
Ghisa grigia	3
Ghisa sferoidale	5
CAP	0
<b>TOTALE</b>	<b>171</b>

**Tabella 6. Interventi di manutenzione per tipologia di condotta (Archivio ARIN, 2005)**

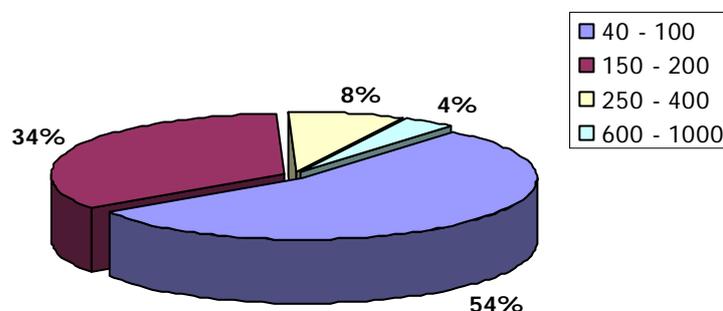


**Figura 6. Percentuale degli interventi di manutenzione per tipologia di condotta**

È interessante anche osservare (tabella 7 e figura 7) che oltre la metà degli interventi è stato effettuato su condotte di modesto diametro, il che conferma la nota vulnerabilità degli allacciamenti.

Diametri (mm)	n. interventi
40 - 100	93
150 - 200	58
250 - 400	14
600 - 1000	6
<b>TOTALE</b>	<b>171</b>

**Tabella 7. Interventi di manutenzione per diametro delle condotte (Archivio ARIN, 2005)**



**Figura 7. Percentuale degli interventi di manutenzione per diametro delle condotte**

Va, infine, rilevato che da un esame spaziale degli interventi effettuati nella macroarea, è risultato che non esistono zone di particolare fallanza o altre immuni da perdite, tanto che è possibile affermare che gli interventi di manutenzione da guasto risultano uniformemente diffusi su tutto il sistema distributivo.

### 7.2.3 Qualità delle acque

L'ARIN ha avviato, già da diversi anni, una politica mirata al controllo minuzioso della qualità dell'acqua distribuita all'utenza. Tale controllo avviene mediante l'esame di campioni prelevati sulle tubazioni adduttrici, nei serbatoi di accumulo e sulla rete di distribuzione. In particolare, su quest'ultima, sono stati individuati punti di prelievo tali da essere distribuiti in modo uniforme su tutte le fasce di alimentazione, in modo da poter sia valutare i parametri di qualità all'interno di ciascuna zona, sia permettere un confronto qualitativo tra le diverse zone della città. Nella macroarea in esame, sono dislocati 3 punti di prelievo, già rappresentati in figura 3.

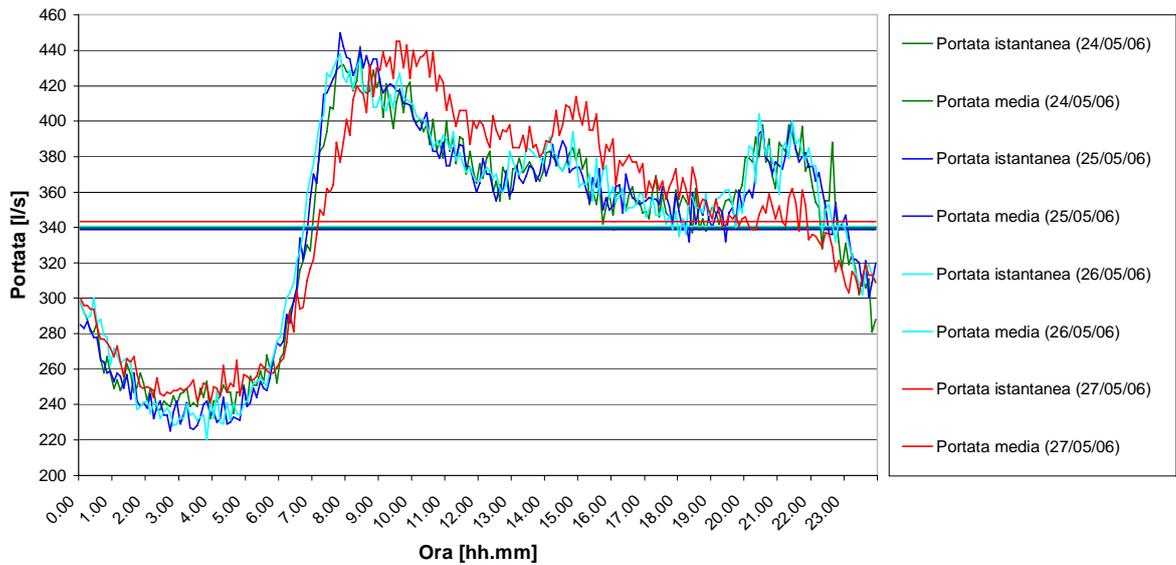
I prelievi avvengono ordinariamente ogni settimana, salvo casi particolari di prelievi straordinari. Le acque vengono successivamente analizzate dal Laboratorio ARIN che verifica che i parametri di qualità rientrino nei rispettivi limiti.

### **7.3 Determinazione dei parametri idraulici reali: campagna di rilievo**

Preliminarmente è stata avviata un'approfondita campagna di rilievi di pressione e portate in rete, al fine di evidenziare le condizioni di funzionamento e di costituire una banca dati per la successiva calibrazione del modello di simulazione idraulica.

#### *7.3.1 Analisi della richiesta idrica: rilievo delle portate immesse in rete*

Immediatamente a valle del serbatoio San Sebastiano è stato installato un misuratore di portata capace di registrare in memoria fino a 40.000 valori di portata, con una frequenza di rilievo di 6 minuti. In figura 8 è stato riportato, a titolo d'esempio, l'andamento giornaliero (24-27/05/2006) della portata immessa in rete.



**Figura 8. Andamento giornaliero della portata immessa in rete (24-27/05/2006)**

Dai dati raccolti (circa 4 mesi di rilievi) è stato possibile trarre le seguenti considerazioni:

- l'andamento giornaliero dei volumi immessi in rete varia in modo trascurabile sia settimanalmente che stagionalmente. La portata massima si mantiene sempre intorno ai 440-450 l/s, la minima intorno ai 220-230 l/s. La portata media giornaliera è anch'essa praticamente stabile e pari a circa 340 l/s;
- la portata minima notturna non scende in pratica mai al di sotto dei 220 l/s. Ciò lascia pensare che la rete sia affetta da un'elevata percentuale di perdite fisiche, atteso che le attività notturne nella macroarea sono molto ridotte (non esistono impianti industriali di grande taglia o attività da svolgere in orari notturni);
- il coefficiente di punta si mantiene pari a circa 1,3, valore relativamente basso, caratteristico di un'oscillazione poco accentuata della portata nel corso della giornata, il che tende a confermare la presenza di ingenti perdite fisiche nel sistema di distribuzione.

### 7.3.2 *Analisi del cielo piezometrico: rilievo delle pressioni in rete*

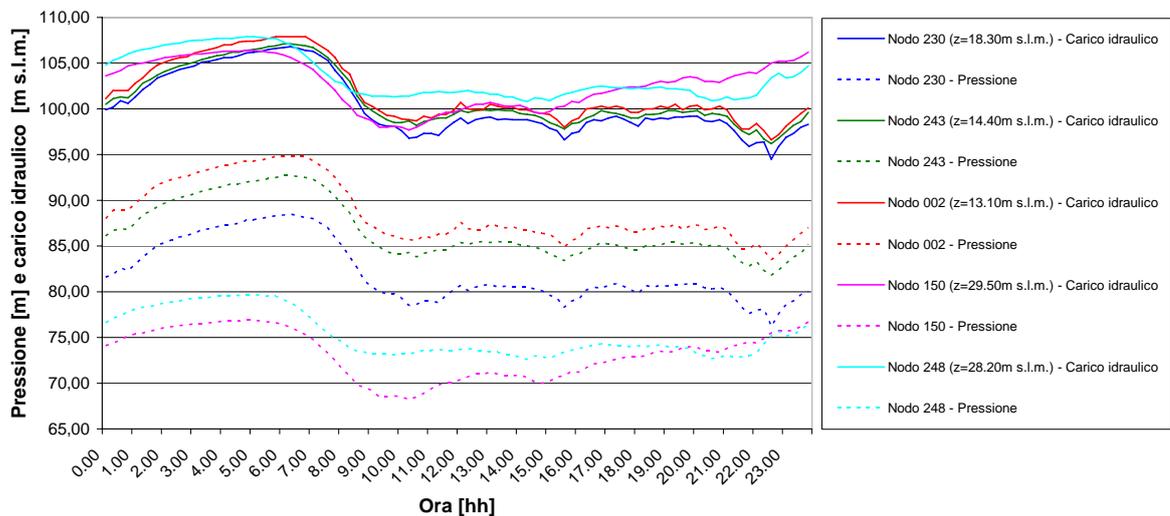
Allo scopo di caratterizzare l'andamento del cielo piezometrico in rete, l'ARIN ha proceduto altresì alla installazione di 6 misuratori di pressione con frequenza di acquisizione di 15 minuti. I misuratori sono stati ubicati in punti nevralgici della rete (figura 3 e tabella 8), scelti in modo da coprire le diverse aree della rete in modo

uniforme, con particolare riguardo alle zone più distanti dal serbatoio, tenendo comunque presenti i vincoli legati all'accessibilità dei luoghi. In particolare, un misuratore è stato posto sulla condotta di avvicinamento alla rete di distribuzione, in modo da accoppiare i valori di pressione con quelli di portata immessa in rete dal serbatoio. Inoltre è stato monitorato l'andamento del livello idrico nel serbatoio, allo scopo di valutare la sua influenza sulla pressione in rete.

N.	UBICAZIONE	ALTIMETRIA PUNTO		
		Quota Terreno (m s.l.m.m.)	Profondità Tubazione	Quota Tubazione
1	Viale Europa - Camera partenza DN 1000	73 (stimata)	3	70
2	Via Leto Pomponio ang. Via Madonnelle	19,20	0,90	18,30
3	Via Porchiano ang. Via Mario Palermo	15,30	0,90	14,40
4	Via Nuova ENEL ang. Via Ravioncello	14,20	1,10	13,10
5	Via De Meis ang. Via del Purgatorio	30,50	1,00	29,50
6	Via Mastellone 100	28,50	0,30	28,20

**Tabella 8. Ubicazione e quota delle sezioni monitorate**

Dalle misure effettuate (non riportate per ovvi motivi di spazio) è stato possibile rilevare perdite di carico in rete molto ridotte, a causa dei diametri elevati delle condotte. Di conseguenza **le aree periferiche della rete, caratterizzate da quote geodetiche modeste, sono assoggettate a pressioni elevate, largamente superiori a quelle necessarie per assicurare un'efficiente distribuzione** (figura 9).



**Figura 9. Andamento delle pressioni in rete**

Ciò giustifica l'elevata percentuale di perdite fisiche confermata dalle misure della portata immessa in rete: come già ampiamente rappresentato nel capitolo 4, va, infatti,

tenuto presente che esiste un legame diretto tra la pressione in rete  $P$  e le perdite fisiche  $Q^{perdite}$  (Khaled et al., 1992; Lambert, 2000; Milano, 2006), secondo una relazione del tipo:

$$Q^{perdite} = cP^\gamma$$

con  $c$  e  $\gamma$  coefficienti variabili in dipendenza delle caratteristiche della tubazione e del tipo di perdita. **Nel caso di studio tale correlazione è evidente e confermata dai risultati sperimentali.**

#### 7.4 Bilancio idrico della rete

Sulla base dei dati raccolti è stato possibile procedere alla valutazione del bilancio idrico di Napoli Est (riportato in tab. 3), mediante la tecnica "Top Down" (IWA, 2000), dal confronto tra il volume idrico giornaliero in media immesso in rete dal serbatoio di San Sebastiano (SYSTEM INPUT VOLUME) e il volume in media fatturato giornalmente all'utenza (BILLED AUTHORIZED METERED CONSUMPTION).

Dall'analisi dei dati rilevati è risultato, come già precisato, che il serbatoio di San Sebastiano immette in rete mediamente **340,54 l/s** corrispondenti a un volume medio giornaliero di circa **29.422 m<sup>3</sup>/g**.

Il volume medio giornaliero fatturato all'utenza di Napoli Est è stato, invece, fornito dall'ARIN S.p.A. mediante un software di gestione integrato con un sistema GIS (periodo di riferimento per i consumi 4° trimestre del 2005). Il volume medio fatturato all'utenza è risultato pari a **9.790 m<sup>3</sup>/g** corrispondenti a una portata media giornaliera pari a **113,30 l/s**. È opportuno precisare che anche se i periodi di riferimento relativi alle due componenti del bilancio non corrispondono del tutto, dalla consultazione dei dati dell'archivio ARIN è emersa una scarsa variabilità dei volumi erogati al variare del trimestre di fatturazione; l'unico aumento, comunque molto contenuto, si verifica nel terzo trimestre dell'anno, relativo ai mesi più caldi.

	Volume giornaliero medio [m <sup>3</sup> /g]	Portata media giornaliera [l/s]
Immissione in rete (SYSTEM INPUT VOLUME)	29.422	340,54
Consumi autorizzati fatturati e misurati (BILLED AUTHORISED METERED CONSUMPTION)	9.790	113,30
<b>Perdite in rete</b>	<b>19.632</b>	<b>227,24</b>

**Tabella 9. Bilancio idrico della rete di Napoli Est**

Dal bilancio idrico della rete di Napoli Est, quindi, risulta - pur con le inevitabili approssimazioni dovute, ad esempio, ad errori di misura o ad una delimitazione della macroarea servita non del tutto esatta (anche per una probabile non perfetta tenuta delle valvole situate nei punti di interconnessione con altre macroaree) - **che le perdite globali (fisiche ed amministrative) della rete ammontano all'incirca al 67%.**

Tale livello significativo delle perdite è confermato dall'elevato numero di interventi di manutenzione effettuati nella macroarea nell'anno 2005 sopra esposto.

In tale scenario risulta quanto mai giustificata la scelta della macroarea di "Napoli Est" come sistema idrico di riferimento per l'implementazione di tecniche innovative per la gestione della rete. In particolare, nei capitoli successivi verranno applicate e confrontate una **procedura di ottimizzazione del cielo piezometrico mediante PRV** ottenuta mediante l'implementazione dell'algoritmo genetico PIKAIA e una **procedura di distrettualizzazione**, idonea non solo per conseguire una riduzione dei volumi idrici dispersi mediante una diminuzione dei livelli di pressione nei distretti, ma anche per procedere in futuro alla ricerca dei punti di rottura grazie al controllo delle portate entranti e uscenti in ogni distretto.

Preliminarmente, però, è apparso opportuno soffermarsi brevemente sul modello di simulazione idraulica della rete, necessario alla successiva implementazione delle procedure citate.

## CAPITOLO 8 IL MODELLO DI SIMULAZIONE IDRAULICA

### 8.1 Il modello idraulico della rete (EPANET)

Le simulazioni idrauliche per la rete Napoli Est sono state effettuate mediante il software EPANET versione 2.0.

EPANET è un programma realizzato dall'Agenzia per la Protezione dell'Ambiente (EPA) degli Stati Uniti d'America. La versione utilizzata, sviluppata dalla Divisione *Water Supply and Water Resources del National Risk Management Research Laboratory di Cincinnati-Ohio*, lavora in ambiente Windows ed è liberamente scaricabile dal sito internet dell'EPA.

Il software permette di effettuare simulazioni di reti idrauliche in pressione relativamente a fenomeni idraulici e qualità dell'acqua. Le capacità di EPANET comprendono:

- reti di dimensioni illimitate;
- utilizzo delle formule di Hazen-Williams, Darcy-Weisbach o Chezy-Manning per il calcolo delle perdite di carico indotte dalle resistenze al moto;
- calcolo di perdite di carico concentrate;
- velocità di rotazione delle pompe costante o variabile;
- calcolo di consumi energetici e di costi di pompaggio;
- modellazione di svariati tipi di valvole;
- serbatoi di stoccaggio di qualsiasi forma;
- richieste d'acqua ai nodi di varie tipologie comprese quelle variabili nel tempo;
- può basare la configurazione del sistema sia sul livello di un serbatoio che mediante l'uso di un timer.

Il modello di simulazione idraulica di EPANET computa i carichi ai nodi e le portate sui tratti per un fissato set di livelli dei serbatoi, di livelli degli invasi e domande d'acqua in una successione di punti nel tempo. Da uno step al successivo i livelli degli invasi e le domande ai nodi sono aggiornati in accordo ai loro prescritti andamenti temporali, mentre i livelli nei serbatoi sono aggiornati usando la portata corrente. La soluzione per i carichi e le portate in un particolare punto nel tempo è individuata risolvendo

simultaneamente l'equazione di conservazione della portata in ogni nodo e le relazioni caratteristiche della perdita di carico in ogni tratto della rete. Questo processo, conosciuto come bilancio idraulico, richiede una tecnica iterativa per risolvere le equazioni non lineari coinvolte; EPANET a tale scopo utilizza l'algoritmo del gradiente, definito da Todini e Pilati (1987) e successivamente da Salgado (1988).

Oltre alla modellazione idraulica EPANET permette una valutazione qualitativa essendo in grado di:

- modellare il movimento di un tracciante non reattivo attraverso la rete idraulica;
- modellare il movimento ed il destino di un reagente, la sua crescita o il suo decadimento rispetto al tempo;
- valutare il tempo di permanenza dell'acqua in una rete;
- seguire la percentuale della portata attraverso un nodo che raggiunge gli altri nodi;
- modellare le reazioni nel seno del fluido e alle pareti;
- considerare reazioni nel seno del fluido con cinetica di n-esimo ordine;
- considerare reazioni alle pareti con cinetica di ordine zero o uno;
- considerare l'aumento o la diminuzione di reagenti fino ad una concentrazione limite;
- correlare la velocità di reazione alla parete con la scabrezza del tubo;
- considerare concentrazioni variabili nel tempo anche in seguito all'introduzione di una quantità definita di reagente in qualsiasi punto della rete.

## 8.2 Procedura preliminare di "scheletrizzazione" della rete

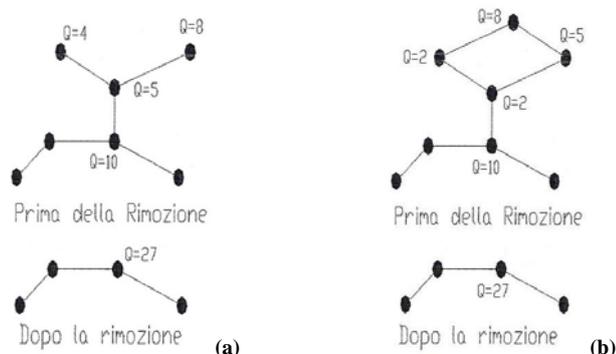
La "scheletrizzazione" (o "skeletonizzazione") consiste in una combinazione di procedure di semplificazione sulla rete applicate in serie. Dato un sistema idrico di distribuzione è così possibile passare da un modello idraulico iniziale, caratterizzato da determinate dimensioni, a un modello equivalente di dimensioni più contenute. Due modelli sono detti equivalenti se, a fronte della stessa domanda idrica e delle stesse condizioni al contorno, producono la medesima distribuzione dei carichi e gli stessi valori di portata (Hamberg e Shamir, 1988).

La scheletrizzazione è, quindi, un approccio pratico alla modellazione idraulica, che può condurre a risultati affidabili senza omissione di dati significativi: infatti, le parti del sistema che non sono incluse nel modello equivalente non sono cancellate ma, piuttosto,

i loro effetti sono incorporati in esso. La scheletrizzazione va, quindi, intesa come il processo di selezione ed inclusione nel modello idraulico delle sole parti del sistema idrico che hanno un impatto significativo sul comportamento del sistema stesso (Walski et al., 2003).

Le diverse procedure di scheletrizzazione possono essere suddivise in due livelli differenti:

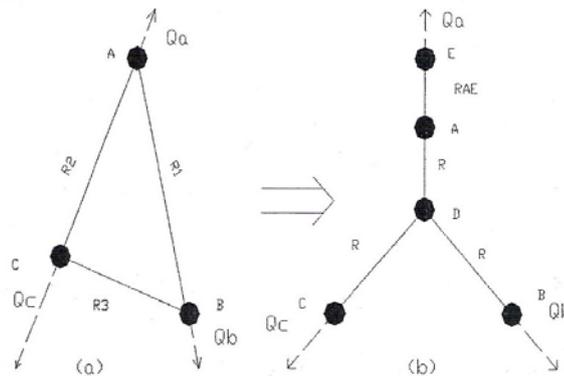
1. rimozioni e unificazioni: è costituito dall'insieme di procedure di scheletrizzazione che consentono di semplificare la rete senza modificare le caratteristiche idrauliche delle condotte quali la lunghezza, il diametro o la scabrezza. Rientrano tra tali procedure:
  - rimozione semplice delle condotte rispetto a un fattore di riferimento (ad esempio, diametro o lunghezza inferiori a valori di soglia assegnati);
  - rimozione delle ramificazioni ovvero eliminazione delle condotte di estremità (figura 1 (a));
  - rimozione delle micro-reti ad unico accesso (figura 1 (b)).



**Figura 1. Esempi di scheletrizzazione: rimozione delle ramificazioni (a) e delle micro-reti ad unico accesso (b).**

2. passaggio a condotte equivalenti: è costituito dall'insieme di procedure che consentono di semplificare la rete mediante il passaggio a schemi equivalenti di dimensioni ridotte; tali procedure vanno inevitabilmente a modificare le caratteristiche idrauliche delle condotte quali la lunghezza, il diametro o la scabrezza, passando da valori che hanno un loro intrinseco significato fisico ad altri ricavati per equivalenza matematica. Rientrano tra tali procedure:

- sostituzione di condotte in serie e in parallelo con una condotta equivalente: due condotte in serie (in successione tra loro) o in parallelo (ovvero aventi gli stessi nodi di estremità) vengono sostituite da una terza condotta di caratteristiche fisiche tali (lunghezza, diametro, scabrezza, etc.) da rappresentare idraulicamente le due tubazioni rimosse tenendo conto delle portate circolanti in ciascun tratto e di quelle erogate nei nodi di estremità;
- trasformazione stella-triangolo (Hamberg e Shamir 1988): una trasformazione molto comune nell'analisi dei sistemi elettrici, è quella dal "triangolo", ossia una maglia di tre lati, alla "stella", ossia tre tubazioni che si incontrano in un nodo centrale (figura 2).



**Figura 2. Esempio di scheletrizzazione: trasformazione stella-triangolo.**

- eliminazione delle condotte caratterizzate da scarsa capacità di convogliamento (apertura delle maglie chiuse): le tecniche descritte precedentemente possono ridurre la complessità del modello, ma per abbatterne significativamente le dimensioni è necessario aprire le maglie che costituiscono la rete. A differenza dei casi precedentemente analizzati, che prevedevano un'unica soluzione equivalente, si otterranno differenti soluzioni, dato che la rimozione ha effetti sulla capacità di convogliamento del resto del sistema.

Lo schema idraulico utilizzato nella simulazione della rete di Napoli Est è appunto quello risultante da una procedura di scheletrizzazione effettuata eliminando le condotte fuori servizio, unificando i tratti in serie di pari diametro e scabrezza, sostituendo le

ramificazioni e le micro-reti ad unico accesso con opportune erogazioni concentrate, applicando di volta in volta le procedure sopra rappresentate. Ciò ha ovviamente comportato uno studio minuzioso del sistema distributivo così come già illustrato nel capitolo precedente. Nel dettaglio si è proceduto per fasi secondo il seguente ordine:

1. rimozione delle condotte non in servizio (dismesse o ancora non attivate);
2. unificazione delle condotte in serie di pari diametro e materiale;
3. rimozione delle ramificazioni;
4. rimozione delle micro-reti ad unico accesso. Prima di procedere alle successive fasi di scheletrizzazione, è stato necessario concentrare le portate alle utenze normalmente distribuite sui tratti della rete nei nodi del sistema. Tale esigenza nasce dalla necessità di conformarsi ai parametri previsti dal software di simulazione EPANET che non prevede erogazioni di portata nei tratti ma unicamente nei nodi della rete. Per ogni tratto della rete che svolge distribuzione, la relativa portata media è stata, dunque, ripartita uniformemente nei nodi di estremità. Pertanto, al termine di tale ulteriore passo, la rete è risultata contraddistinta da:
  - nodi eroganti, contraddistinti da una portata media in uscita data dalla somma di tutte le aliquote risultanti dalle fasi di scheletrizzazione e di concentrazione ai nodi delle portate erogate nei tratti;
  - nodi non eroganti, ovvero che non partecipano alla distribuzione all'utenza, contraddistinti da una portata media erogata nulla;
5. sostituzione delle condotte in serie con condotte equivalenti: tale procedura ha consentito l'eliminazione di 52 rami (rispetto ai 349 iniziali) e di 52 nodi (rispetto ai 250 iniziali);
6. sostituzione delle condotte in parallelo con condotte equivalenti: tale procedura ha consentito l'ulteriore eliminazione di 10 rami.

Al termine di queste due ulteriori fasi, lo schema idraulico risultante è stato ritenuto però eccessivamente semplificato e non idoneo alle implementazioni delle simulazioni da svolgersi con EPANET. Ciò soprattutto perché detta rete è risultata caratterizzata da parametri idraulici, ottenuti per equivalenza, troppo artificiosi e scarsamente significativi, prima tra tutti la conducibilità idraulica delle condotte (inverso della scabrezza). Va, infatti, anticipato che proprio sulla conducibilità delle condotte verrà elaborata la fase di calibrazione del modello simulato al fine di adattarlo il più possibile

alla rete reale. Infine, nell'implementare le simulazioni su EPANET, si è constatato che il software è in grado di gestire con estrema semplicità e rapidità anche il quantitativo di dati relativo alla rete scheletrizzata al termine delle sole prime 4 fasi proposte permettendo, dunque, di conservare maggiori informazioni della rete reale. Pertanto, lo schema idraulico più idoneo è risultato quello di rete semplificata ottenuta dalla rete reale con un procedimento di scheletrizzazione basato esclusivamente sull'eliminazione delle condotte inattive, dei tratti in serie con pari diametro e scabrezza, delle ramificazioni e delle micro-reti ad unico accesso. Tale schema verrà utilizzato, in particolare, per la verifica degli scenari derivanti da diverse ipotesi di "distrettualizzazione" (capitolo 10), mentre, per l'implementazione della procedura di ottimizzazione mediante algoritmo genetico (capitolo 9) verrà utilizzato, per la sola fase di *running*, uno schema distributivo di appoggio ulteriormente semplificato, diffusamente discusso nel paragrafo specifico.

### 8.3 Configurazione plano-altimetrica della rete

Al termine della procedura di scheletrizzazione, è risultata una rete di distribuzione idrica costituita da **100 maglie, 250 nodi e 349 tratti**.

Ogni tronco è stato caratterizzato da lunghezza, diametro e conducibilità idraulica. A tal proposito va riferito che nel modello di simulazione è stata utilizzata la formula di Hazen-Williams caratterizzando ciascuna condotta in funzione del materiale e dell'"età"; come già visto nel capitolo precedente, le tubazioni presenti nella rete sotterranea principale di San Sebastiano sono costituite essenzialmente da acciaio, ghisa grigia, cemento armato e ghisa sferoidale. Per ciascun materiale andrebbero, quindi, considerati inizialmente coefficienti di conducibilità *C* ricavati dalla letteratura per andarli successivamente a modificare, condotta per condotta, in base all'anno di posa di ognuna. Tale operazione, estremamente lunga e difficoltosa, è resa praticamente impossibile dal fatto che ARIN, a meno delle canalizzazioni idriche realizzate negli ultimi anni, è in possesso di poche informazioni riguardanti l'anno di posa delle condotte. Tale mancanza di dati è stata, però, sopperita considerando che, come già detto nel capitolo 7, l'anno di posa delle tubazioni è strettamente legato ai materiali: le condotte di ghisa grigia risalgono per buona parte al dopoguerra; quelle di ghisa sferoidale sono state posate negli ultimi 15 anni; il DN 1000 in cemento armato risale agli anni 60; per l'acciaio, posato nei due periodi di sviluppo edilizio dell'area (anni 60-

70-80), è stata considerata un'età media. Pertanto, come mostrato in tabella 1, si è ipotizzata la stessa conducibilità idraulica per tutte le tubazioni di uguale materiale.

Materiale	Conducibilità C
Ghisa sferoidale	120
Ghisa grigia	110
Acciaio	100
Cemento armato	90

**Tabella 1. Coefficienti C di Hazen-Williams assegnati alle condotte della rete di San Sebastiano**

Ogni nodo è, invece, caratterizzato dalla quota topografica e dalla portata distribuita e fatturata. Come già fatto per il bilancio idrico (capitolo 7), sono stati utilizzati i dati del 4° trimestre del 2005, con l'accortezza di trasformare i consumi da m<sup>3</sup>/trimestre a l/s, in quanto EPANET opera su portate istantanee. Le portate così determinate vengono assunte come valori medi giornalieri erogati alle utenze in ogni nodo della rete.

#### **8.4 Pattern giornaliero dei livelli idrici nel serbatoio**

L'andamento giornaliero del pelo libero del serbatoio è stato assegnato sulla scorta dei dati rilevati nella campagna di misure (cfr. capitolo 7). Si è, dunque, seguita la seguente procedura:

- a. dalla differenza tra la quota di sfioro (112,0 m s.l.m.) e l'altezza dello sfioro dal fondo vasca (5,4 m) è stata determinata la quota di fondo vasca  $z_{FV}$  pari a 106,6 m s.l.m.m.;
- b. i valori orari delle altezze del tirante idrico nel serbatoio relative a diversi giorni di misurazione sono stati mediati ottenendo così un profilo dei livelli idrici di un giorno medio (figura 3);

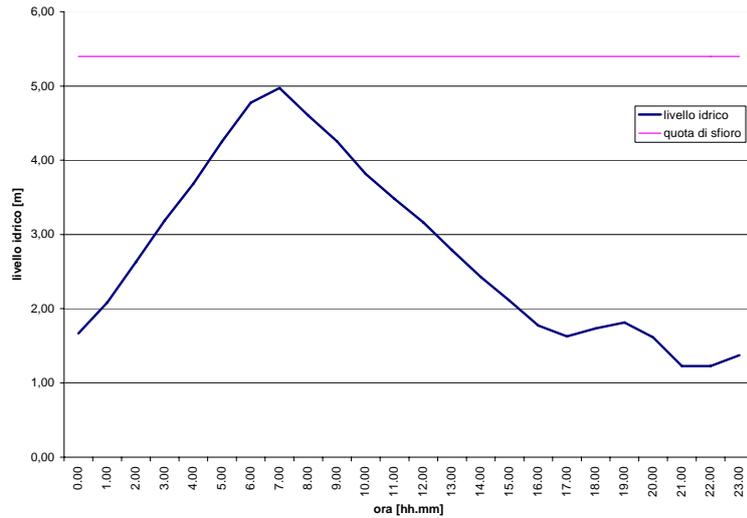


Figura 3. Pattern giornaliero dei livelli idrici nel serbatoio

- c. dalle quote assolute dei livelli idrici del giorno medio si è calcolata la media  $Z_{med}$  pari a 109,36 m s.l.m. e, quindi, i valori orari  $z/Z_{med}$  da inserire in EPANET.

## 8.5 Pattern giornaliero dei consumi

Esso rappresenta la variabilità con cui viene erogata l'acqua dai nodi della rete nel corso della giornata. Nello studio si è considerato un pattern mediato su tutti i nodi di erogazione, essendo in presenza di una macroarea omogenea dal punto di vista dei consumi e priva di insediamenti industriali o di richieste idriche particolari. Il pattern dei consumi è stato elaborato tenendo conto innanzitutto dei seguenti vincoli:

- portata media in uscita del serbatoio pari a 340,54 l/s (immissione volumetrica giornaliera in rete pari a 29.422 m<sup>3</sup>);
- sommatoria delle emissioni ai nodi secondo i dati di fatturazione (4° trimestre 2005) pari a 113,30 l/s ovvero a 9.790 m<sup>3</sup>/g.

Per tener conto delle perdite, detta  $q_t^j$  la generica portata emessa dal nodo j all'istante t, essa è stata scomposta in tre aliquote:

- Portata idrica fatturata  $q_{i\ FAT}^j$ : è la portata effettivamente fatturata all'utenza nel nodo j all'istante t. Tale aliquota è stata attribuita ai nodi in cui, dai rilievi effettuati dall'ARIN, risultano consumi autorizzati e fatturati ("nodi di erogazione");

- Perdite apparenti  $q_{t APP}^j$ : è la somma, nel nodo j all'istante t, delle portate idriche "autorizzate" ma non fatturate. Vista la natura di tali volumi, si è ipotizzato di ripartire uniformemente  $q_{t APP}^j$  tra i nodi di erogazione;
- Perdite fisiche  $q_{t FIS}^j$ : rappresenta le perdite fisiche reali nel nodo j all'istante t. Sulla scorta dello studio sugli interventi di manutenzione eseguiti sulla rete nel 2005, che evidenzia una distribuzione piuttosto omogenea nella macroarea delle operazioni di ripristino effettuate, si è ipotizzato di ripartire tale portata tra tutti i nodi della rete (nodi di erogazione e nodi "perdenti").

In ogni nodo j della rete e in ogni istante t dovrà, quindi, risultare:

$$q_t^j = q_{t FAT}^j + q_{t APP}^j + q_{t FIS}^j \quad (1)$$

Al fine di individuare il pattern delle  $q_t^j$  è stato, dunque, preso in esame quello delle sue tre aliquote:

- $q_{t FAT}^j$ : poiché il pattern è caratterizzato da coefficienti orari con media pari a 1, è possibile scrivere:

$$q_{t FAT}^j = a_t^j \cdot \overline{q_{t FAT}^j} \quad (2)$$

con  $a_t^j$  coefficiente orario variabile nelle 24 ore e generalmente da nodo a nodo, e  $\overline{q_{t FAT}^j}$  portata media giornaliera erogata per fatturazione nel nodo j, nota in tutti i nodi di erogazione. Ricordando, però, l'omogeneità della richiesta idrica nella macroarea, si è ritenuto lecito porre  $a_t^j = a_t$ , assumendo, quindi:

$$q_{t FAT}^j = a_t \cdot \overline{q_{t FAT}^j} \quad (3)$$

- per  $q_{t APP}^j$  si è assunto:

$$q_{t APP}^j = b_t \cdot \overline{q_{t APP}^j} \quad (4)$$

con  $b_t$  coefficiente orario (considerato anche qui uguale per tutti i nodi  $j$  della rete) e  $\overline{q}_{APP}^j$  portata media giornaliera nel nodo  $j$  dovuta a perdite apparenti (non nota a priori);

- le  $q_{FIS}^j$  sono variabili nel corso della giornata in funzione delle pressioni  $p_t^j$  agenti sui nodi secondo una relazione del tipo:

$$q_{FIS}^j = C \cdot p_t^j{}^\alpha \quad (5)$$

con  $C$  ed  $\alpha$  ipotizzati costanti all'interno della rete. Mentre, però,  $\alpha$  è reperibile dalla letteratura (la scelta è ricaduta su un valore medio rispetto a quelli riportati nei diversi studi consultati e pari a 0,8),  $C$  è stato ricavato nella fase successiva di calibrazione del modello.

Sulla scorta delle (3) e (4) è, quindi, possibile introdurre un unico valore della portata idrica erogata,  $q_{ERO}^j$ , pari a

$$q_{ERO}^j = q_{FAT}^j + q_{APP}^j \quad (6)$$

La (6) può essere posta nella forma:

$$q_{ERO}^j = c_t \cdot \overline{q}_{ERO}^j \quad (7)$$

con  $c_t$  coefficiente orario incognito, e

$$\overline{q}_{ERO}^j = \overline{q}_{FAT}^j + \overline{q}_{APP}^j \quad (8)$$

Per i **nodi di erogazione** vale, dunque, la seguente relazione:

$$q_t^j = c_t \cdot \overline{q}_{ERO}^j + C \cdot p_t^j{}^\alpha \quad (9)$$

Mentre per i **nodi "perdenti"** (emitters) è possibile scrivere:

$$q_t^j = C \cdot p_t^j{}^\alpha \quad (10)$$

Le  $\overline{q}_{ERO}^j$  sono state determinate tenendo presente l'entità delle perdite complessive pari a circa 227 l/s (66,5% della portata complessiva erogata dal serbatoio). Di queste il 30% (pari a circa 68 l/s) sono state considerate apparenti, ipotizzando così una dotazione dell'ordine di 225 l/ab\*g, e ripartite uniformemente tra i nodi erogatori. Le perdite fisiche sono state, quindi, assunte pari al 70% (159 l/s), ossia a circa il 47% della

portata media giornaliera. In definitiva risultando le perdite apparenti pari a circa il 20% (il 30% del 66,5%) del volume idrico giornaliero ed essendo il volume fatturato pari a circa il 33,5% di esso, le perdite apparenti assommano a circa il 60% del fatturato, ovvero:

$$\overline{q}_{APP}^j = 0.6 \cdot \overline{q}_{FAT}^j \quad (11)$$

Per cui dalla (8) si ottiene:

$$\overline{q}_{ERO}^j = \overline{q}_{FAT}^j + 0.6 \cdot \overline{q}_{FAT}^j = 1.6 \cdot \overline{q}_{FAT}^j \quad (12)$$

Pertanto le  $\overline{q}_{ERO}^j$  sono desumibili direttamente per ciascun nodo erogante dalle  $\overline{q}_{FAT}^j$  già note.

Dalla (9) e dalla (12), inoltre, si ottiene:

$$q_t^j = 1.6 \cdot c_t \cdot \overline{q}_{FAT}^j + q_{t\ FIS}^j \quad (13)$$

Eseguendo la sommatoria per tutti i nodi della rete, la (13) diventa:

$$\sum_{j=1}^n q_t^j = 1.6 \cdot c_t \cdot \sum_{j=1}^m \overline{q}_{FAT}^j + \sum_{j=1}^n q_{t\ FIS}^j \quad (14)$$

dove m è il numero dei soli nodi di erogazione della rete, mentre n è il totale dei nodi della rete, comprensivo, quindi, anche dei nodi "perdenti".

Analizzando i termini della (14) risulta che:

- $\sum_{j=1}^n q_t^j$  è la portata immessa in rete dal serbatoio, variabile per ogni istante t (nota dai rilievi di campo);
- $\sum_{j=1}^m \overline{q}_{FAT}^j$  è la portata media fatturata pari, come già visto, a 113 l/s;
- $\sum_{j=1}^n q_{t\ FIS}^j$  è la portata dispersa fisicamente dall'intera rete, variabile per ogni

istante t. Nell'ipotesi esemplificativa di assumere  $q_{t\ FIS}^j$  costante nel tempo (condizione probabilmente non molto lontana dalla realtà, essendo il campo di variazione delle pressioni nell'arco della giornata abbastanza limitato), il valore

$\sum_{j=1}^n q_t^j$  rappresenta la portata persa fisicamente in ogni istante dall'intera rete.

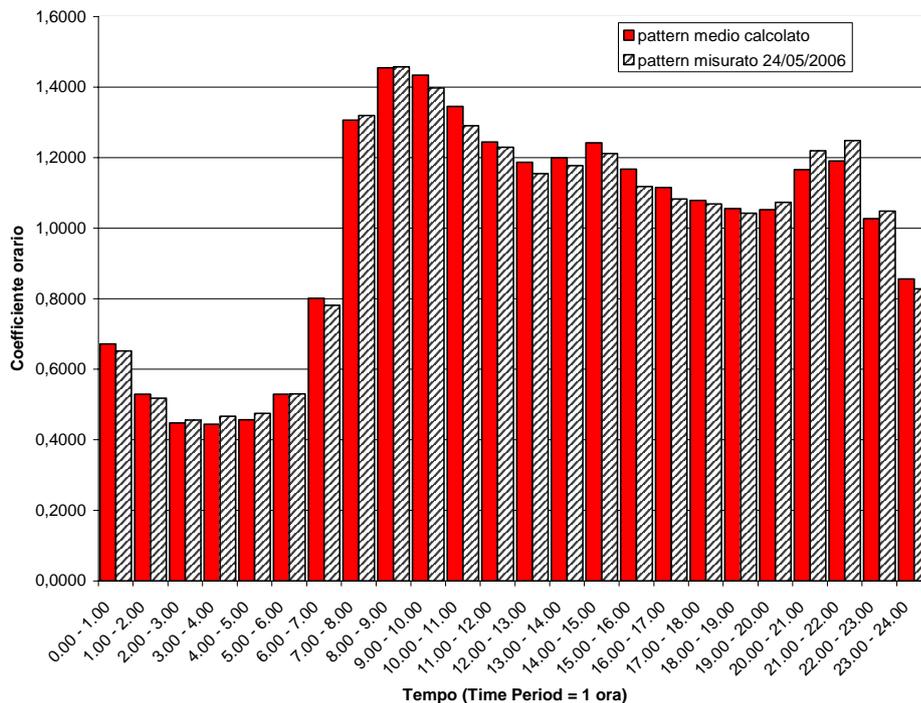
Essa risulta univocamente determinata dal bilancio idrico della rete e pari a 159 l/s.

Per chiarezza espositiva si riporta di seguito la tabella 2 riassuntiva dei valori fin ora calcolati.

PORTATA IMMESSA IN RETE  340 l/s	PORTATA FATTURATA	113 l/s 33,5% dell' IMMESSO IN RETE	
	PERDITE TOTALI	227 l/s 66,5% dell' IMMESSO IN RETE	PERDITE APPARENTI  68 l/s 30% delle PERDITE TOTALI 20% dell'IMMESSO IN RETE
			PERDITE REALI  159 l/s 70% delle PERDITE TOTALI 46,5% dell'IMMESSO IN RETE

**Tabella 2. Determinazione delle diverse aliquote del bilancio idrico**

Di conseguenza dalla (14) possono ricavarsi i valori di  $c_t$  ovvero, il pattern ricercato, riportato in figura 4:



**Figura 4. Pattern giornaliero dei consumi**

Dalla figura si evince che il pattern calcolato con le ipotesi sopra descritte risulta essere molto simile al pattern misurato relativo ad un giorno tipo di osservazione (nel caso specifico il 24.05.06).

Il coefficiente  $C$  (cfr. eq. (5)), considerato costante per tutti i nodi della rete, è stato desunto nella fase di calibrazione del modello di simulazione. In particolare il software prevede per i cosiddetti "emitter", che permettono di simulare le perdite fisiche nei nodi della rete, l'assegnazione di un "emitter exponent" (nel caso in esame il valore  $\alpha$ ) e di un "emitter coefficient" (ovvero il valore  $C$ ). Si è, quindi, proceduto per tentativi fissando di volta in volta un valore  $C$ , rilevando il valore medio di portata restituito dal modello in uscita dal serbatoio. Al termine della fase di calibrazione è stato scelto il valore  $C=0,02$  che ha fornito una portata media giornaliera in uscita dal serbatoio molto prossima a quella ricavata dalle misurazioni dirette.

### **8.6 Calibrazione del coefficiente di conducibilità idraulica delle condotte**

Come già detto, dalle misurazioni di pressione effettuate, è stato possibile rilevare perdite di carico in rete molto ridotte. Tale peculiarità è confermata dal modello di simulazione adottato che restituisce valori del carico totale prossimi al valore idrostatico anche nei nodi più distanti dal serbatoio. È stato, dunque, ritenuto opportuno di non modificare i valori di conducibilità idraulica assegnati in fase di introduzione dei parametri di input nel modello simulativo, ricavati dalla letteratura specializzata. Le simulazioni effettuate sulla scorta delle misure di pressione e di portata hanno consentito, dunque, un'attendibile calibrazione del coefficiente di conducibilità idraulica delle condotte.

## **CAPITOLO 9**

### **OTTIMIZZAZIONE DEL CIELO PIEZOMETRICO IN RETE MEDIANTE PRV**

Nel presente capitolo verranno illustrati i risultati ottenuti dall'implementazione di una procedura di ottimizzazione mirata alla disposizione ottimale di valvole di riduzione della pressione all'interno della rete "Napoli Est", caratterizzata come visto da ingenti valori di perdita, e alla determinazione del loro grado di apertura nelle condizioni di esercizio più gravose per il sistema idrico. Tale procedura è stata implementata mediante il codice risolutivo basato sull'algoritmo genetico PIKAIA supportato dall'algoritmo risolutivo NITSOL per la simulazione idraulica, entrambi descritti nel capitolo 5.

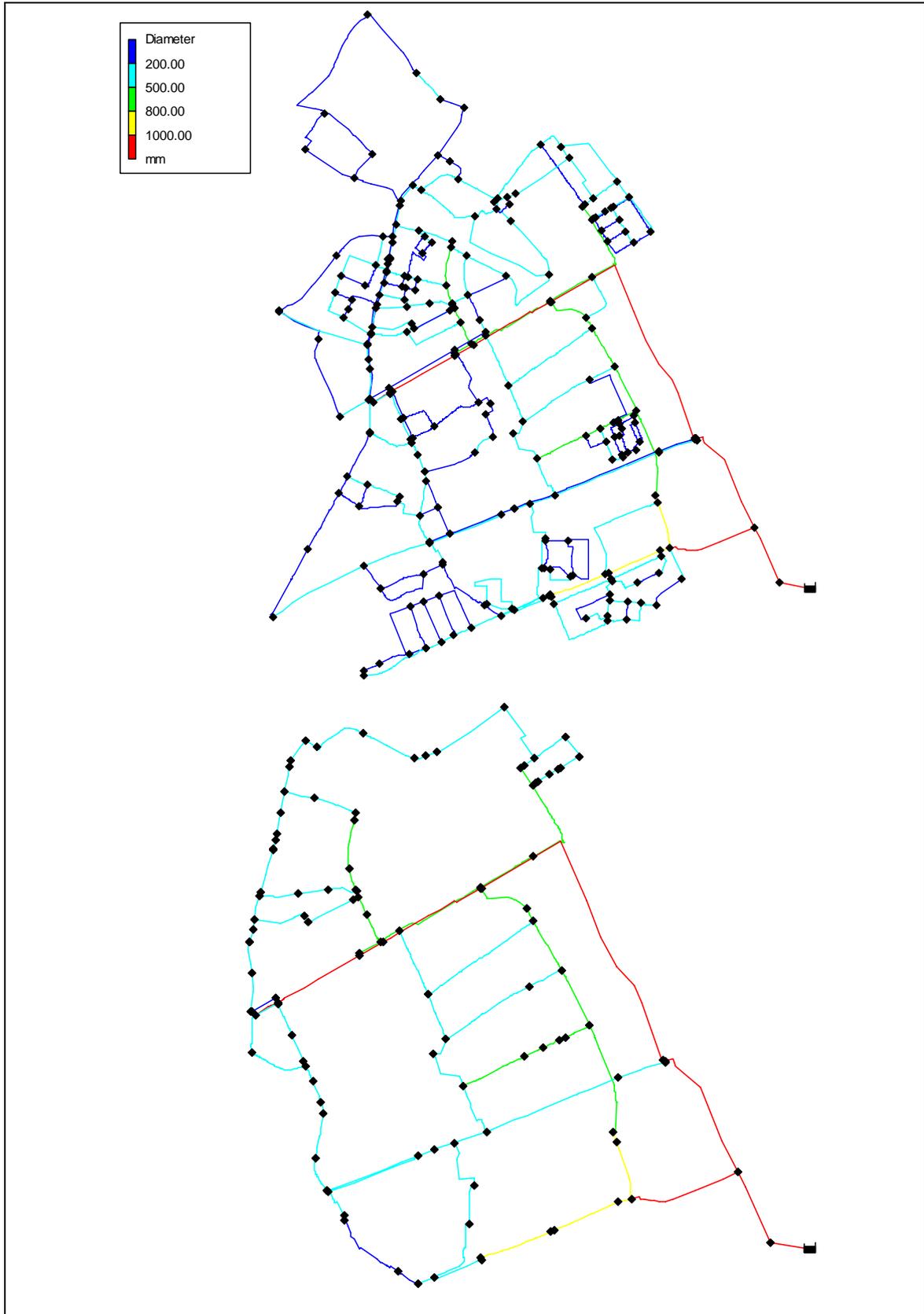
#### **9.1 Procedura preliminare di ulteriore semplificazione della rete**

Al termine della procedura di scheletrizzazione descritta nel capitolo precedente (cfr. §8.2), la rete di distribuzione idrica "Napoli Est" è risultata costituita da **100 maglie**, **250 nodi** e **349 tratti**. Per quanto rappresentato nel capitolo 5, nell'ipotesi di voler ricercare la posizione ottimale di un numero di valvole variabile  $NV$ , ciò equivarrebbe a considerare uno spazio delle soluzioni delle dimensioni di  $349^{NV}$ , già elevatissimo per valori di  $NV$  maggiori di 3. Questo senza contare che ogni valvola è caratterizzata a sua volta da un grado di apertura anch'esso variabile distinto da un numero reale compreso nell'intervallo 0 (valvola totalmente chiusa) ÷ 100 (valvola totalmente aperta). È stato, dunque, necessario, in via preliminare, procedere ad un'ulteriore semplificazione della rete con il duplice scopo di:

1. alleggerire le calcolazioni rimuovendo a priori l'ipotesi localizzativa delle valvole su condotte di diametro troppo piccolo e/o caratterizzate da portate idriche molto ridotte (che verrebbero comunque scartate a seguito dell'implementazione dell'algoritmo genetico);
2. ottenere un numero maggiore di generazioni dell'algoritmo genetico in tempi più brevi con un grado di ottimizzazione più elevato.

La procedura di semplificazione è stata dunque elaborata partendo dalla rete già modellata e calibrata mediante EPANET. In tale schema idrico sono state preliminarmente individuate tutte le maglie principali caratterizzate da ingenti flussi

idrici (con riferimento alla situazione alla punta) ed elevati diametri (superiori al DN250). A valle di tale esame preliminare della rete è stato, quindi, possibile individuare i tratti della rete a servizio esclusivamente "locale", caratterizzati generalmente da diametri inferiori al DN200 e da portate minori di 5 l/s. Si è, dunque, proceduto ad una fase di ulteriore "scheletrizzazione" della rete, eliminando in particolare tutte le micro-reti ad unico accesso, facendo però attenzione a mantenere invariato il volume idrico complessivo erogato dai nodi della rete ridistribuendo le portate erogate dai nodi soppressi tra i nodi principali del sistema distributivo. Tale procedura ha permesso di ottenere una rete sufficientemente semplificata, tale da rendere più agevole la procedura di ottimizzazione mediante l'algoritmo genetico PIKAIA, mantenendo di fatto inalterato il pattern dei consumi e la distribuzione delle pressioni nelle maglie principali del sistema distributivo. Va necessariamente riferito, però, che tale schema semplificato della rete è stato utilizzato per la sola fase di *running* dell'implementazione; ciò significa che, ottenuto il posizionamento ottimale delle valvole ed il corrispondente grado di regolazione sullo schema semplificato, si è proceduto immediatamente alla verifica della soluzione ottenuta sullo schema di rete completo, controllando scrupolosamente la congruità dei valori di pressione e di portata conseguenti all'installazione delle valvole in tutti i nodi della rete. Sullo schema principale, quindi, sono state condotte tutte le verifiche necessarie ad assicurare il corretto funzionamento del sistema idrico in tutto l'arco della giornata (dato che l'ottimizzazione è stata elaborata per le condizioni di funzionamento più gravose, corrispondenti all'ora di punta) scartando eventualmente le soluzioni poco adeguate (per esempio laddove il valore della pressione in qualche nodo è risultato inferiore al valore minimo fissato a priori). In figura 1 è rappresentato lo schema di rete semplificato ottenuto con la procedura descritta: rimangono chiaramente visibili le dorsali principali dell'articolato sistema idrico di distribuzione "Napoli Est" costituite principalmente dalle condotte di diametro più rilevante. La rete semplificata ottenuta risulta costituita da **18 maglie, 110 nodi e 127 tratti**. È immediato osservare che la diminuzione del numero di tratti da 349 a 127, riduce lo spazio delle soluzioni da  $349^{NV}$  a  $127^{NV}$  (con NV numero di valvole da localizzare), con un significativo alleggerimento delle calcolazioni ed una maggiore rapidità nella restituzione dei risultati, con l'indubbio vantaggio di poter elaborare un maggior numero di generazioni, ottimizzando ulteriormente la procedura proposta.



**Figura 1. Rete completa (in alto) e rete semplificata (in basso) utilizzata per l'implementazione dell'algoritmo genetico.**

## 9.2 Recupero delle perdite al variare del numero delle valvole

La procedura di ottimizzazione mediante algoritmo genetico è stata implementata sulla rete semplificata descritta nel paragrafo precedente con un numero di valvole variabile da 1 a 9. Anticipando, infatti, quanto verrà rappresentato nel seguito, un numero di valvole maggiore non restituisce gradi di ottimizzazione più elevati caratterizzati da un recupero idrico più consistente. Pertanto, la procedura è stata implementata e iterata più volte per i casi più significativi a vantaggio di un più elevato grado di ottimizzazione. In tal modo si ottiene il doppio obiettivo di minimizzare le perdite e, allo stesso tempo, di minimizzare i costi degli organi di regolazione, seppur appare evidente anche da una sommaria analisi costi-benefici, che non è certo il costo economico di installazione a porre un limite superiore al numero di valvole da localizzare in rete in presenza di recuperi idrici significativi.

Stabilito, dunque, il numero di valvole da posizionare in rete, come già riferito nel capitolo 5, la funzione obiettivo è rappresentata dalla minimizzazione dello scarto tra le pressioni rilevate in rete per ogni nodo in seguito al posizionamento e alla regolazione delle valvole e un valore di pressione imposto  $P_{\min}$  da garantire in ogni nodo della rete per il corretto funzionamento del sistema distributivo. Il valore di  $P_{\min}$  è stato imposto pari a 25 m in condizioni di funzionamento alla punta. L'altezza massima degli edifici della macroarea è, infatti, pari a 6 piani (corrispondenti a circa 18 m), a cui si sono sommate le perdite di carico nella montante (pari a circa 2 m) e il carico da assicurare sul rubinetto topograficamente più elevato al fine di assicurare il corretto funzionamento degli elettrodomestici (pari a 5 m).

Il problema di ottimizzazione mediante algoritmo genetico è dunque posto come la ricerca del minimo della funzione:

$$z = \sum_{i=1}^n [\alpha \cdot (P_i - P_{\min})]^2$$

dove  $i = 1, \dots, n$  sono i nodi della rete e il coefficiente  $\alpha$  rappresenta la "penalità" per cui moltiplicare lo scarto, pari a:

$$\begin{aligned} \alpha &= 1 && \text{per } P_i \geq P_{\min} \\ \alpha &= 10000 && \text{per } P_i < P_{\min} \end{aligned}$$

Ciò per evitare di ottenere soluzioni che restituiscono valori di pressione minori del valore minimo assegnato con conseguenti problemi di funzionamento del sistema distributivo.

I vincoli sono rappresentati, quindi, dalle condizioni sui carichi minimi da garantire ai nodi di domanda della rete nelle condizioni di funzionamento alla punta, oltre che ovviamente dalle equazioni idrauliche di rete (equazioni del moto nei tronchi e di continuità nei nodi).

La procedura di ottimizzazione mediante l'algoritmo genetico PIKAIA produce un insieme di funzioni non dominate che forma la frontiera di Pareto nello spazio delle funzioni obiettivo. Nell'ambito di tali soluzioni, dunque, è necessario selezionare la migliore secondo un criterio di ottimizzazione. È interessante sottolineare che, essendo il numero massimo di valvole ipotizzato pari a 9, ed essendo il numero delle tubazioni pari a 127, lo spazio delle soluzioni raggiunge l'elevatissima dimensione di  $127^9$ .

In figura 2 è rappresentata una porzione dello spazio delle funzioni obiettivo. L'algoritmo genetico PIKAIA è stato eseguito con una popolazione di 100 individui (cfr. § 5.5) e con circa 400 generazioni, per un totale di 40.000 soluzioni esplorate.

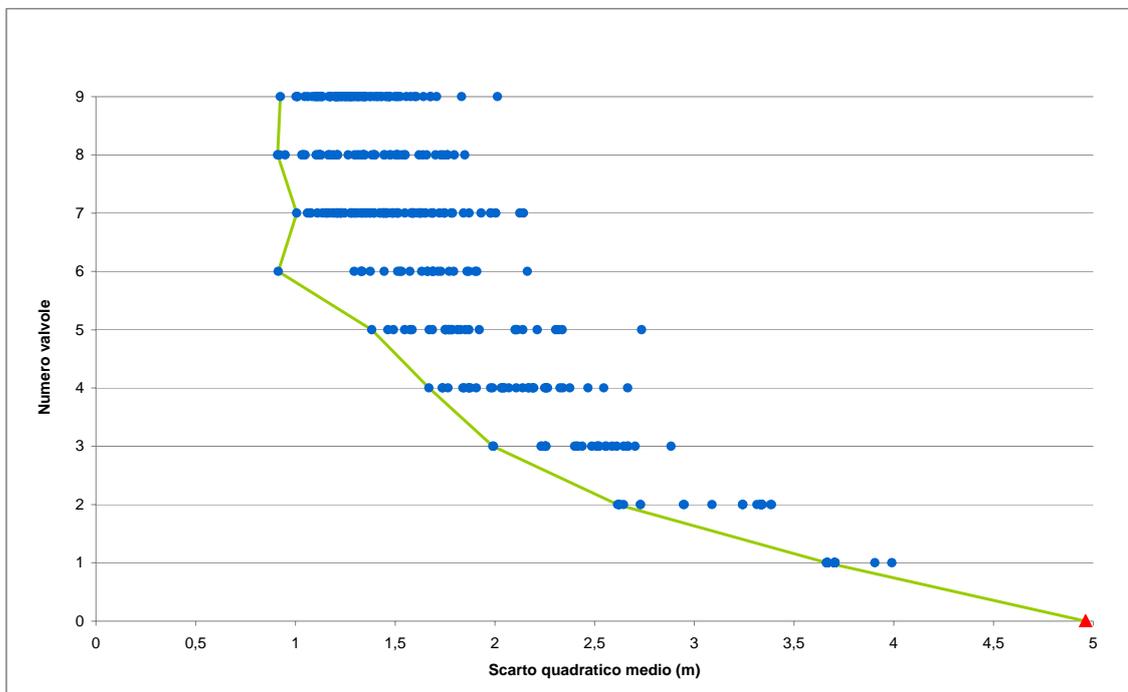


Figura 2. Spazio delle funzioni obiettivo e frontiera di Pareto.

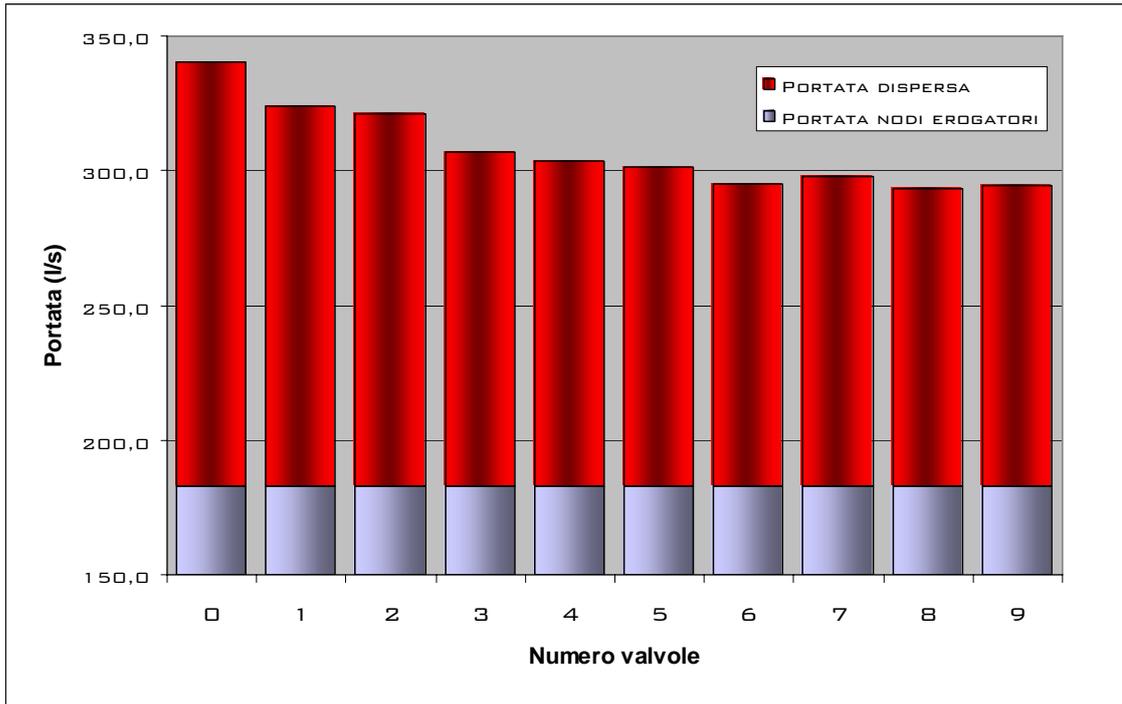
Considerando la frontiera di Pareto, si deduce che l'introduzione di più di 6 valvole non produce vantaggi, in quanto la riduzione marginale dello scarto quadratico medio dei valori di pressione ai nodi rispetto al valore imposto  $P_{\min}$  e, quindi, la riduzione delle perdite idriche, diviene trascurabile.

Ciò appare evidente dalla tabella rappresentata di seguito in cui, con riferimento ai 9 scenari ipotizzati, in cui il numero di valvole di regolazione è incrementato di volta in volta di una unità, sono riportati i valori della portata media giornaliera immessa in rete dal serbatoio "San Sebastiano", la portata media giornaliera effettivamente erogata ai nodi (che risulta essere chiaramente la medesima per tutti gli scenari), le perdite medie giornaliere e, in termini percentuali, il recupero sul volume totale immesso in rete e quello sulle sole perdite.

Scenario	Valvole di regolazione [num.]	Portata media giornaliera [l/s]	Portata media erogata [l/s]	Perdite medie giornaliere [l/s]	Recupero sul volume totale [%]	Recupero perdite [%]
0	0	340,22	182,66	157,56	-	-
1	1	323,73	182,66	141,08	4,84%	10,46%
2	2	321,38	182,66	138,73	5,54%	11,95%
3	3	307,02	182,66	124,36	9,76%	21,07%
4	4	303,26	182,66	120,61	10,86%	23,45%
5	5	301,10	182,66	118,45	11,50%	24,82%
<b>6</b>	<b>6</b>	<b>295,24</b>	<b>182,66</b>	<b>112,58</b>	<b>13,22%</b>	<b>28,55%</b>
7	7	297,91	182,66	115,25	12,44%	26,85%
8	8	293,07	182,66	110,42	13,86%	29,92%
9	9	294,70	182,66	112,04	13,38%	28,89%

**Tabella 1. Recupero idrico relativo ai diversi scenari di ottimizzazione.**

È da notare il forte incremento nel recupero idrico determinato dal passaggio da 2 a 3 valvole di regolazione e la sostanziale stabilizzazione che si ottiene per un numero di valvole maggiore di 6. In figura 3, per maggiore chiarezza, è riportata graficamente la variazione delle perdite per differenti scenari al variare del numero delle valvole di regolazione.



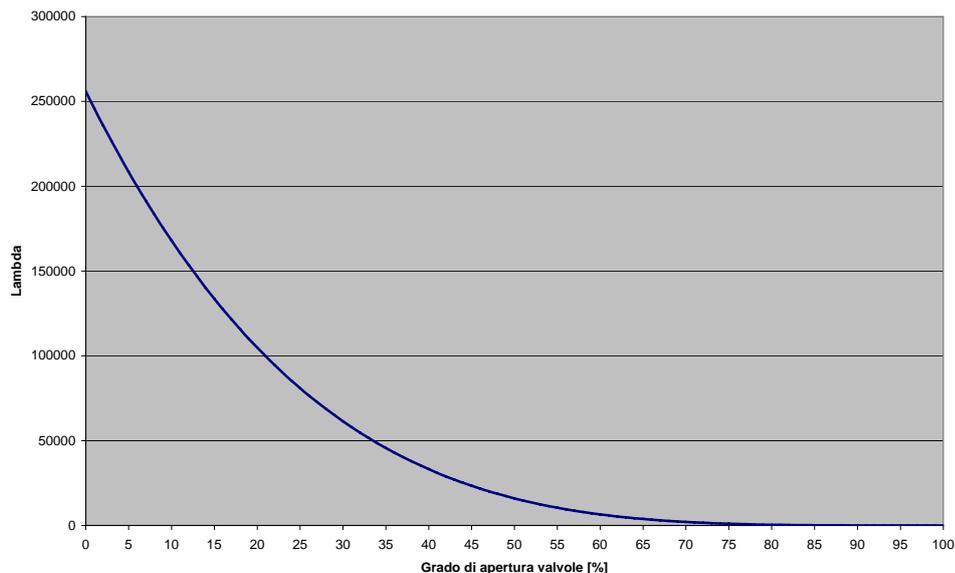
**Figura 3. Variazione delle perdite per i diversi scenari di ottimizzazione.**

Appare chiaro che, trascurando la lieve anomalia che caratterizza lo scenario 7 (il recupero idrico risulta, infatti, inferiore a quello che già si ottiene nello scenario 6 con una valvola di regolazione in meno), la localizzazione di più di 6 valvole non produce effetti significativi sul cielo piezometrico. Una ragionevole analisi costi-benefici porta, dunque, a concludere che la **soluzione ottimizzata** fornita dall'algoritmo genetico è proprio quella che **comporta l'introduzione in rete di 6 valvole di regolazione e controllo**, ciascuna con un determinato grado di apertura.

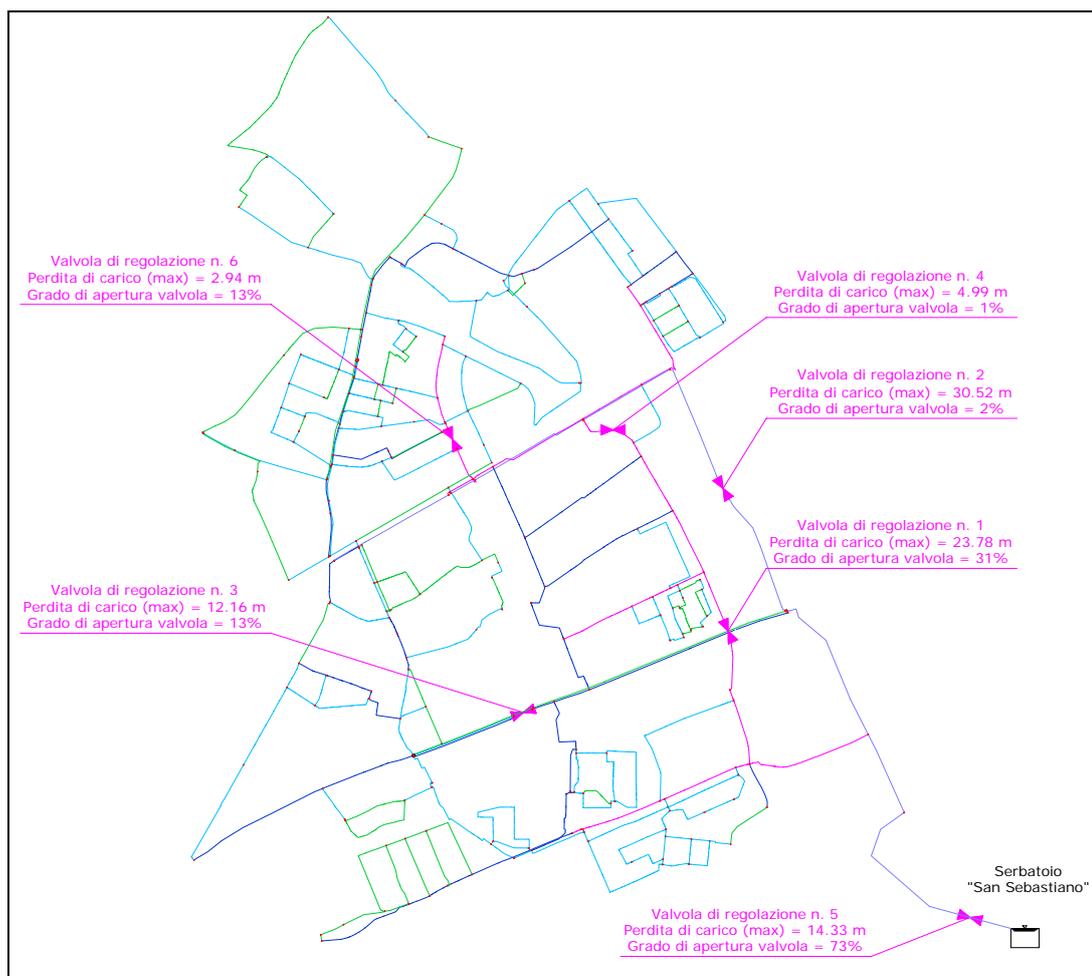
Al fine di un'analisi di tale soluzione ottimizzata, in figura 4 sono riportati i punti di localizzazione delle valvole con l'indicazione, per ciascuna di esse, del grado di apertura in termini percentuali (0% valvola totalmente chiusa ÷ 100% valvola totalmente aperta) e della perdita di carico da esse determinata.

Noto il grado di apertura  $G_A$  restituito dall'algoritmo è, infatti, possibile ricavare il valore della perdita di carico concentrata  $\lambda \cdot V^2 / 2g$  indotta dalla valvola, essendo  $V$  la velocità in condotta e  $\lambda$  dato dalla seguente relazione ottenuta interpolando la curva di figura 4 desunta da un catalogo commerciale di organi di regolazione e controllo:

$$\lambda = 0,1 \cdot \left[ \left( 1 - \frac{G_A}{100} \right) \cdot 40 \right]^4$$



**Figura 4. Relazione tra le perdite di carico concentrate indotte dalle valvole e il relativo grado di apertura (valvole a fuso).**

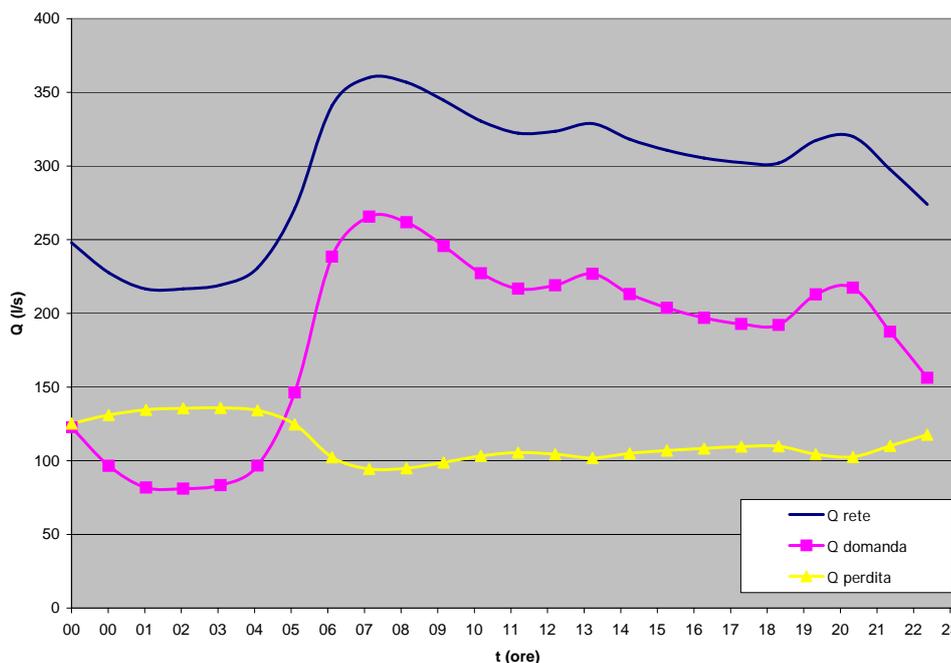


**Figura 5. Scenario n. 6: localizzazione e grado di apertura delle valvole di regolazione.**

Da un esame macroscopico dello schema idrico riportato in figura 5 è possibile trarre le seguenti considerazioni:

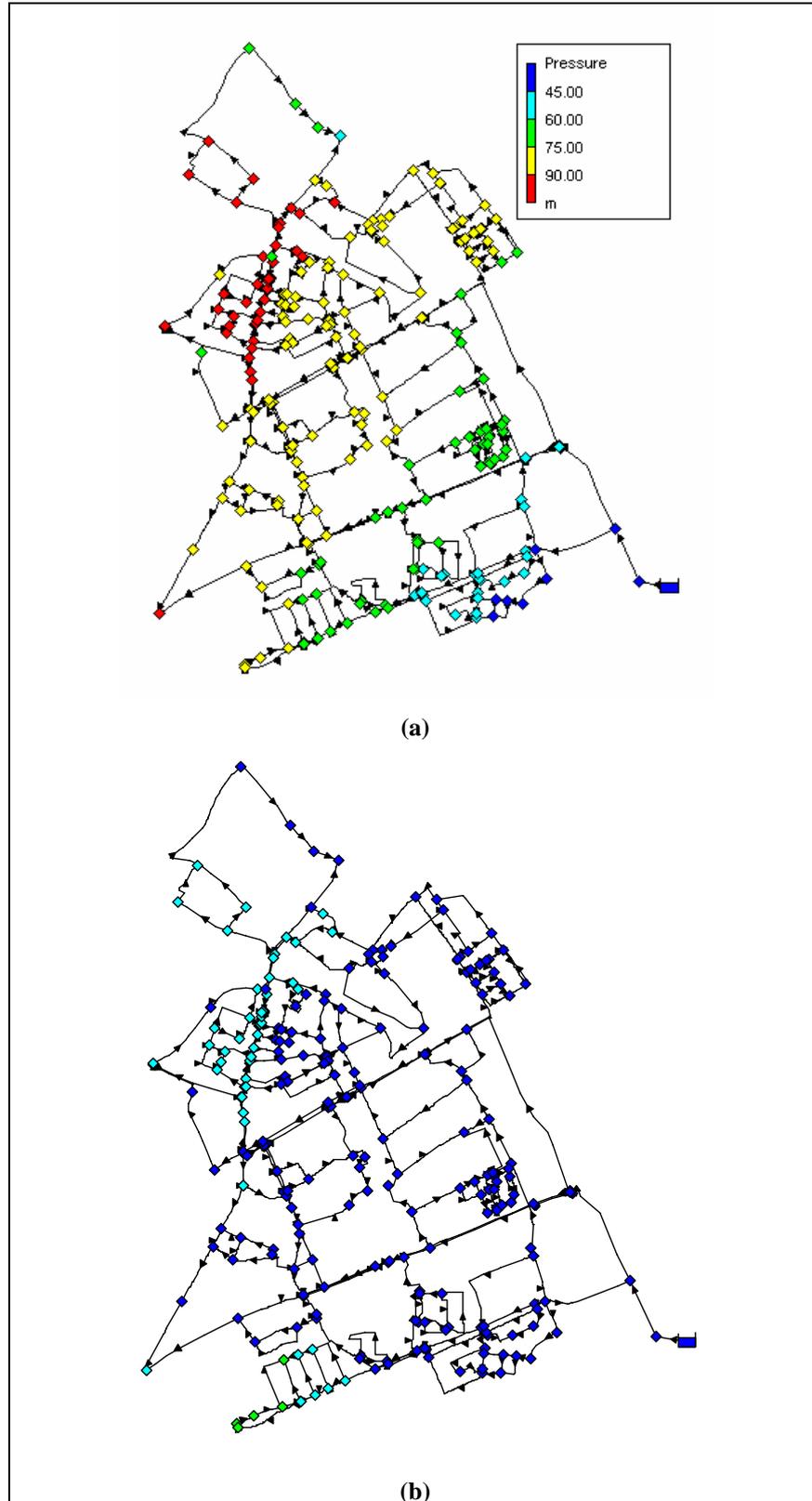
- la valvola di regolazione n. 5 è posta sulla condotta di avvicinamento, immediatamente a valle del serbatoio, con un grado di apertura del 73%. Tale circostanza conferma che la rete è caratterizzata in tutte le sue parti da elevati valori di pressione causati dalla quota del serbatoio di alimentazione e dai diametri molto "generosi" che caratterizzano gran parte del sistema distributivo e che determinano perdite di carico modeste. La procedura di ottimizzazione dei carichi prevede, quindi, una dissipazione iniziale del carico in eccesso;
- la valvola di regolazione n. 2 è posta anch'essa sulla condotta in cemento armato di diametro DN1000, con un grado di apertura del 2% risultando, in pratica chiusa. Risulta praticamente chiusa anche la valvola n. 4 che presenta un grado di apertura dell'1%, posta su una condotta in acciaio di diametro DN600. Anche tale circostanza conferma che la rete è caratterizzata da diametri molto elevati che determinano perdite di carico distribuite modeste e valori di pressione molto superiori a quelli necessari. La procedura di ottimizzazione dei carichi prevede, quindi, la dissipazione di tali carichi in eccesso mediante una riduzione della interconnessione del sistema distributivo e la conseguente variazione dei flussi (sia nel verso che nella portata) in alcuni tronchi;
- le valvole di regolazione n. 1 (posta su una condotta in acciaio DN600), n. 3 (posta su una condotta in ghisa grigia DN300) e n. 6 (posta su una condotta in acciaio DN600) presentano anch'esse un grado di apertura limitato (compreso tra 13 e 31%) e sono tutte collocate su condotte di diametro significativo. Ciò, ancora una volta, comporta una variazione dei flussi in alcuni rami e una riconfigurazione più coerente del cielo piezometrico soprattutto nelle aree della rete caratterizzate da quote topografiche inferiori e, quindi, stante la modesta entità delle perdite di carico distribuite, caratterizzate dai valori di pressione più elevati.

L'effetto dell'ottimizzazione della localizzazione e dell'apertura delle valvole, con riferimento allo scenario 6, è riportato in figura 6.



**Figura 6. Scenario 6: andamento delle portate e delle perdite durante il corso della giornata.**

Con riferimento al cielo piezometrico ottenuto dalla procedura illustrata, è significativa la figura 7, in cui è stato riportato l'andamento delle pressioni nella rete di Napoli Est nell'ora di punta, mettendo a confronto l'assetto attuale con quello ottenuto dalla procedura di ottimizzazione con 6 valvole di regolazione. Si evince chiaramente una drastica diminuzione di pressione in tutta la rete.



**Figura 7. Distribuzione delle pressioni nell'ora di punta nell'assetto attuale (a) e ottimizzato (b)**

Tale assetto del sistema distributivo, ottenuto unicamente mediante l'installazione di 6

valvole di regolazione ciascuna con un opportuno grado di apertura, dovrebbe, quindi, consentire un recupero dell'ordine del 29% delle perdite fisiche (rimanendo ovviamente inalterate le erogazioni fatturate), cioè del 13% del volume immesso in rete, pari a **3900 m<sup>3</sup>/giorno, corrispondenti a 1,4 milioni di m<sup>3</sup>/anno.**

### **9.3 Verifiche sulla rete ottimizzata**

Su ogni scenario ottenuto mediante la procedura di ottimizzazione, sono state condotte le opportune verifiche per testare il corretto funzionamento del sistema distributivo. Come già anticipato nei paragrafi precedenti, va necessariamente riferito, però, che una volta ottenuto il posizionamento ottimale delle valvole e il corrispondente grado di regolazione sullo schema semplificato, la procedura di verifica della soluzione ottenuta è stata rigorosamente elaborata sullo schema di rete completo. Sullo schema principale, quindi, sono state condotte tutte le verifiche necessarie ad assicurare il corretto funzionamento del sistema idrico in tutto l'arco della giornata (dato che l'ottimizzazione è stata elaborata per le condizioni di funzionamento più gravose corrispondenti all'ora di punta) scartando eventualmente le soluzioni poco adeguate (per esempio laddove il valore della pressione in qualche nodo è risultato inferiore al valore minimo fissato a priori). In maggiore dettaglio, per ciascuno scenario ottimizzato, sono state condotte le seguenti verifiche:

- risposta giornaliera della rete, con particolare riguardo alla condizione di punta; tale verifica risulta in realtà immediatamente soddisfatta, in quanto, come già visto, la regolazione delle valvole è stata implementata nel rispetto dei valori minimi di pressione proprio alla punta (ore 8.00 del mattino);
- rottura di un tronco principale: la rete non registra mai valori di pressione allarmanti se non in casi sporadici che si verificano esclusivamente nelle condizioni alla punta;
- incendio: sono stati individuati i nodi più sfavoriti, imponendo una portata concentrata pari a 30 l/s per lo spegnimento e verificando che la pressione, nella situazione alla punta, non scendesse mai al di sotto del valore di soglia di 5 m di colonna d'acqua. Le verifiche sono generalmente soddisfatte eccetto in quei nodi caratterizzati da diametri estremamente ridotti delle condotte di alimentazione (DN 40), comunque non adeguati ai valori di legge che prevedono, per l'alimentazione dell'idrante, un diametro minimo DN 80.

Occorrerà, in tali casi, modificare opportunamente la regolazione delle valvole in modo tale da ottenere valori di pressione ovunque superiori alla soglia dei 5 m;

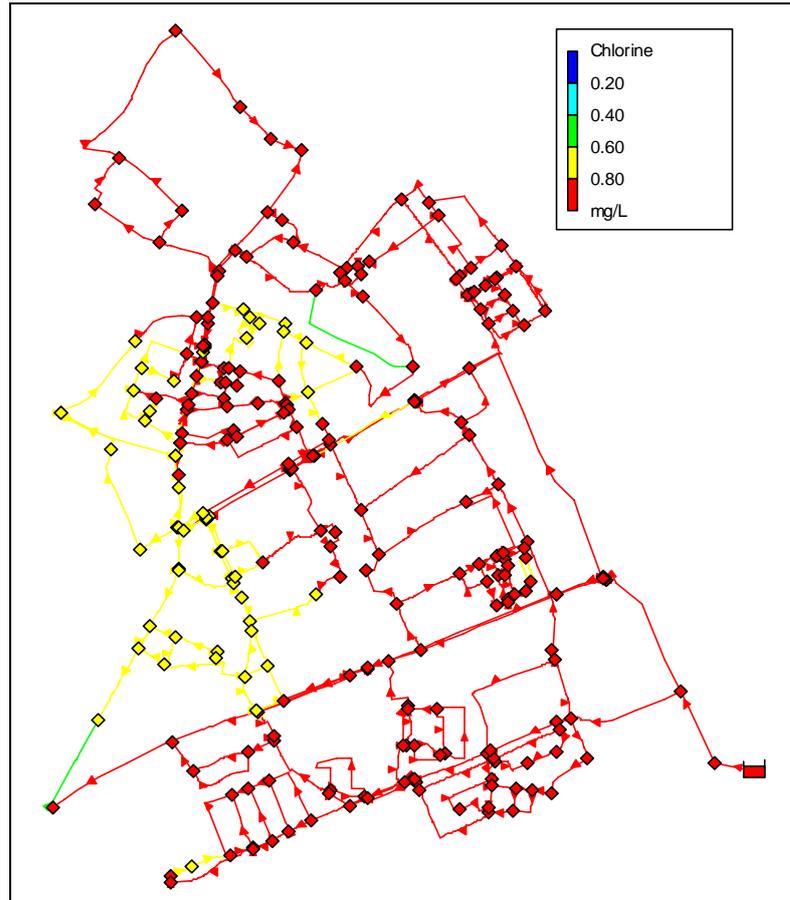
- cloro residuo in rete: imponendo un valore della concentrazione del cloro immesso in rete dal serbatoio pari a 1 mg/l, è stato verificato che la concentrazione del cloro residuo in rete non fosse mai inferiore a 0,2 mg/l (così come imposto dalle vigenti normative). Per la riduzione dell'attività disinfettante del cloro (*chlorine decay*), il consumo in rete è stato analizzato in dipendenza dei processi che si sviluppano nella fase liquida ed all'interfaccia liquido-solido con le pareti della tubazione. Per la regolazione del tasso di reazione si è fatto riferimento ad una cinetica del primo ordine, in cui la concentrazione del cloro è assunta decrescente con andamento esponenziale:

$$\frac{dc(t)}{dt} = -K_b \cdot c(t) \quad (1)$$

essendo  $c$  la concentrazione del cloro e  $K_b$  la costante di reazione (in  $\text{h}^{-1}$  o  $\text{giorni}^{-1}$ ). Il valore di  $K_b$  è inversamente proporzionale alla concentrazione iniziale di cloro ( $c_0$ ), secondo la relazione empirica di Fang et al. (1999):

$$K_b \cong \frac{a}{c_0} + b \quad (2)$$

in cui i coefficienti  $a$  e  $b$  dipendono dalla qualità dell'acqua e possono essere determinati da analisi sperimentali di campioni. Nei calcoli si è fatto riferimento, in via orientativa, al valore di  $K_b$  pari a  $0.55 \text{ giorni}^{-1}$  desunto per il cloro da Rossman et al. (1999) sulla base di indagini di laboratorio. In figura 8 sono riportate in particolare le concentrazioni di cloro a regime previste nell'intera rete ottimizzata con 6 valvole di regolazione. Si desume che tale verifica, a regime, risulta essere soddisfatta in ogni tronco e in ogni nodo.



**Figura 8. Concentrazioni di cloro residuo a regime sulla rete ottimizzata.**

## CAPITOLO 10

### LA PROCEDURA DI DISTRETTUALIZZAZIONE

#### 10.1 Premessa

Terminato l'inserimento dei dati di input ed effettuata la calibrazione del modello di simulazione, si è proceduto all'elaborazione di diverse ipotesi di distrettualizzazione della rete di Napoli Est. In particolare è stata applicata una procedura costituita dalle seguenti fasi:

1. **identificazione di un distretto idraulico e individuazione dei tratti di collegamento tra tale distretto e la parte restante della rete;**
2. **analisi numerica dei livelli di pressione da imporre nel distretto mediante le valvole di regolazione;**
3. **verifiche sulla rete distrettualizzata.**

Tali fasi verranno discusse nel dettaglio nei paragrafi seguenti. Nell'ultimo paragrafo, sulla scorta delle ipotesi e degli scenari di distrettualizzazione ritenuti più idonei, verranno, infine, stimate le perdite fisiche recuperate.

#### 10.2 Identificazione dei distretti idraulici

Per la scelta dei distretti sono state considerate parti di rete aventi le seguenti caratteristiche:

- omogeneità altimetrica e di carico: sono state delimitate zone contraddistinte da dislivelli altimetrici poco significativi e *range* di pressione non troppo elevati. Tale scelta deriva dal fatto che nel distretto andrà imposta una decisa riduzione di pressione al fine di attenuare le perdite; se nel distretto ci sono livelli di pressione eterogenei la regolazione delle pressioni diventa più complessa e con minori benefici;
- numero limitato di rami di collegamento col resto della rete: ciò, oltre a rendere meno complesso il procedimento stesso di distrettualizzazione, evita l'inserimento di un numero troppo elevato di valvole di intercettazione e/o di riduzione di pressione, con un risparmio economico per l'Ente Gestore, e un numero più contenuto di alcuni "stravolgimenti" cui è soggetta la rete a seguito della distrettualizzazione (inversione dei flussi, problemi di controllo delle valvole riduttrici di pressione, etc.);

- numero di abitanti serviti tra i 10.000 e i 15.000 unità; ciò conformemente alle migliori pratiche di distrettualizzazione discusse nel dettaglio nel capitolo 6.

Un parametro di cui si è tenuto conto solo parzialmente nella scelta dei distretti è stato il grado di fallanza cui sono soggette le diverse zone della rete; infatti, per quanto già visto nel capitolo 7, dall'analisi degli interventi di manutenzione del 2005, risulta una distribuzione delle rotture abbastanza omogenea in tutta la macroarea, che evidenziano l'assenza di aree di più marcata vulnerabilità.

Una volta individuati i distretti, si è quindi proceduto al loro confinamento fisico mediante due fasi:

- scelta della condotta che deve fungere da alimentazione idrica del distretto e posizionamento su essa di una valvola regolatrice di pressione. Tra le condotte di interconnessione con altri distretti, di norma è stata scelta quella che, dalle simulazioni implementate con EPANET, risulta convogliare la maggiore portata;
- posizionamento, su tutti gli altri tratti di accesso al distretto, di valvole di intercettazione.

### 10.3 Analisi numerica dei livelli di pressione da imporre nei distretti

Per ogni distretto è stato assegnato un carico di almeno 25 m sul nodo più sfavorito nell'ora di punta. L'altezza massima degli edifici della macroarea è, infatti, pari a 6 piani (corrispondenti a circa 18 m) a cui vanno di norma sommate le perdite di carico nella montante (pari a circa 2 m) e il carico da assicurare sul rubinetto topograficamente più elevato al fine di assicurare il corretto funzionamento degli elettrodomestici (pari a 5 m). È importante rilevare, però, che all'interno della macroarea in esame sono altresì presenti 8 edifici di altezza notevolmente superiore alla media (tabella 1):

Edificio	H <sub>Edificio</sub> [m]
Parco Vesuvio	42
Parco Europa	45
Parco Polizia	36
Parco Azzurro	45
Torre Via U. Prota Giurleo	48
Torri fronte sede ARIN	45
Sede ARIN	30
Torri Parco CONAGAL	39

**Tabella 1. Edifici di altezza rilevante interni alla macroarea**

Se oggi l'elevato carico in rete consente un'alimentazione più che sufficiente anche di tali edifici, con la distrettualizzazione l'abbattimento delle pressioni potrebbe essere tale da causare seri problemi di alimentazione per i piani più alti. Un'alternativa sarebbe quella di assegnare un carico minimo nei distretti tale da garantire la corretta alimentazione anche di tali edifici, ma ciò comporterebbe inevitabilmente una riduzione globale delle perdite molto meno significativa. Pertanto, l'ipotesi avanzata, anche sulla scorta di un'analisi costi-benefici, è stata quella di rimandare ad una fase successiva il progetto di idonei impianti di pompaggio da realizzare in quei casi in cui la pressione idrica disponibile risultasse insufficiente.

Per ottenere una regolazione ottimale delle valvole è stata seguita, per ogni distretto, la seguente procedura:

- simulazione iniziale a valvola totalmente aperta, all'ora di punta (ore 8.00 del mattino): ciò per valutare l'abbassamento del cielo piezometrico dovuto al solo passaggio ad un unico punto di alimentazione del distretto;
- regolazione della valvola e relative simulazioni: è stata impostata, dapprima, una pressione di poco inferiore a quella letta a valvola aperta per poi diminuirla fino a leggere, dagli output del modello di simulazione, un nodo a pressione inferiore di 25 m.
- scelta del valore ottimale di regolazione, pari a quello immediatamente precedente al valore che induce al superamento della soglia.

In alcuni casi è stata avanzata l'ipotesi di alimentazione da due punti anziché uno solo. In tal caso è stata implementata la stessa procedura sopra descritta operando contemporaneamente su due valvole anziché una.

#### **10.4 Valutazione delle perdite fisiche recuperate**

Nella tabella 2 sono stati riepilogati i risultati delle operazioni di distrettualizzazione. Come può osservarsi, sono stati considerati **6 diversi scenari**, incrementando progressivamente il numero dei distretti. Per ciascun progetto si è proceduto alle simulazioni idrauliche descritte nei paragrafi precedenti, verificando nell'arco della giornata le distribuzioni delle portate, delle pressioni e del cloro residuo. Tali verifiche verranno riportate nel dettaglio nel paragrafo successivo.

Scenario	Definizione distretti				Configurazione valvole		Distretti
	Valvole di intercettazione		Valvole di regolazione		Chiusa	Aperte con regolazioni	
	Nome	Condotte	Nome	Condotte			
1	C1 C2	P307 P117	V1 V2	P112 P082	-	V1: 44 m V2: 40 m	A+B
2	C1 C2 C3 C4 C5 C6	P307 P117 P275 P043 P067 P030	V1 V2 V3	P112 P082 P051	V3	V1: 53 m V2: 25 m	A B
3	C1 C2 C3 C4 C5 C6 C7 C8 C9 C10	P307 P117 P275 P043 P067 P030 P107 P359 P162 P288	V1 V2 V3 V4 V5	P112 P082 P051 P308 P158	V3 V4	V1: 53 m V2: 25 m V5: 27 m	A B C
4	C1 C2 C3 C4 C5 C6 C7 C8 C9 C10	P307 P117 P275 P043 P067 P030 P107 P359 P162 P288	V1 V2 V3 V4 V5 V6	P112 P082 P051 P308 P158 P156	V3 V4	V1: 53 m V2: 25 m V5: 27 m V6: 25 m	A B C D
5	C1 C2 C3 C4 C5 C6 C7 C8 C9 C10 C11	P307 P117 P275 P043 P067 P030 P107 P359 P162 P288 P169	V1 V2 V3 V4 V5 V6 V7	P112 P082 P051 P308 P158 P156 P168	V3 V4	V1: 53 m V2: 25 m V5: 27 m V6: 25 m V7: 25 m	A B C D E
6	C1 C2 C3 C4 C5 C6 C7 C8 C9 C10 C11 C12 C13 C14	P307 P117 P275 P043 P067 P030 P107 P359 P162 P288 P169 P115 P88 P124	V1 V2 V3 V4 V5 V6 V7 V8 V9	P112 P082 P051 P308 P158 P156 P168 P092 P134	V3 V4 V8	V1: 53 m V2: 25 m V5: 27 m V6: 25 m V7: 25 m V9: 27 m	A B C D E F

**Tabella 2. Riepilogo delle operazioni di distrettualizzazione**

Mediante l'analisi degli andamenti giornalieri della portata, si è, inoltre, proceduto alla valutazione delle perdite fisiche recuperate e della conseguente riduzione del volume giornaliero immesso in rete (tabella 3) secondo la seguente procedura:

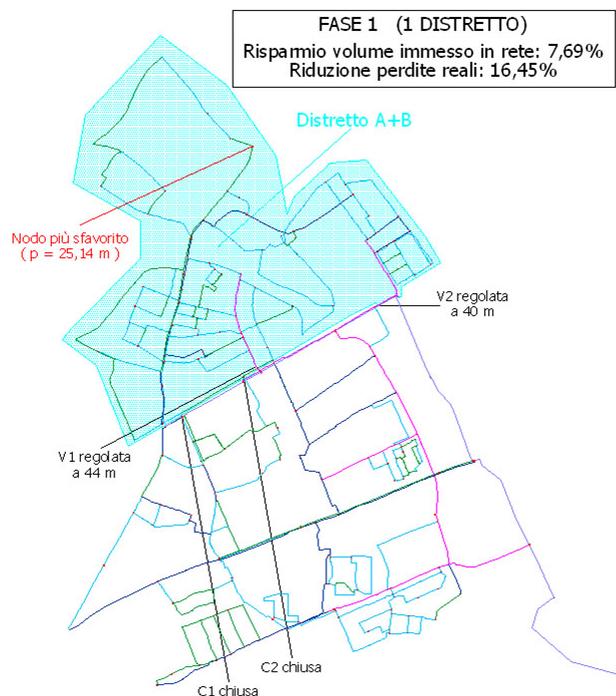
- per ogni scenario, è stato ricavato da EPANET l'andamento della portata immessa in rete dal serbatoio confrontandolo con quello della rete non distrettualizzata;
- è stato, quindi, determinato il volume idrico giornaliero risparmiato mediante integrazione delle differenze dei valori di portata;
- è stata calcolata la riduzione di volume idrico immesso in rete, rapportando il volume giornaliero risparmiato con quello immesso senza distrettualizzazione;

è stata calcolata, infine, la riduzione delle sole perdite fisiche per effetto della creazione dei distretti imponendo che le perdite fisiche rappresentino il 70% di quelle globali (cfr. capitolo 7).

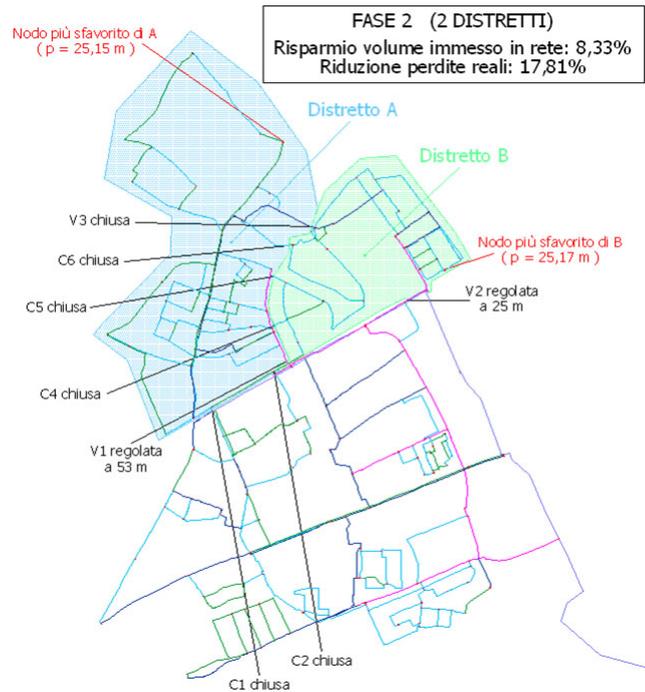
SCENARIO	RECUPERO IDRICO					
	Volume immesso in rete (l/s)	Portata erogata (l/s)	Perdite fisiche (l/s)	Riduzione delle perdite fisiche (l/s)	Riduzione delle perdite fisiche (%)	Riduzione del volume immesso in rete (%)
ND	340.22	182.66	157.56	0	0	0
1	314.04	182.66	131.39	26.18	16.61%	7.69%
2	311.87	182.66	129.22	28.34	17.99%	8.33%
3	297.58	182.66	114.92	42.64	27.06%	12.53%
4	294.72	182.66	112.07	45.49	28.87%	13.37%
5	292.73	182.66	110.07	47.49	30.14%	13.96%
6	285.62	182.66	102.96	54.60	34.31%	16.05%

**Tabella 3. Recupero idrico conseguente ai progetti di distrettualizzazione.**

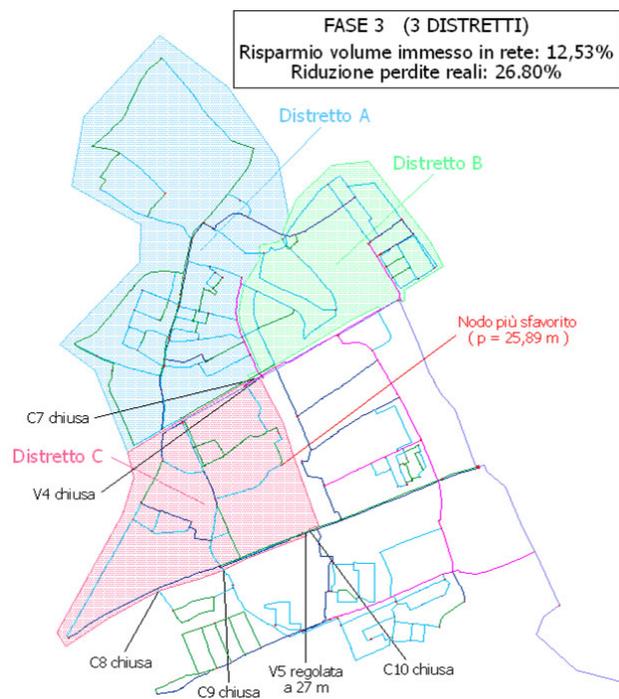
A maggior chiarimento, nelle figure 1, 2, 3, 4, 5 e 6 sono stati riportati i 6 progetti di distrettualizzazione, con l'indicazione dei distretti realizzati e dell'ubicazione delle valvole, del nodo più sfavorito e delle percentuali recuperate sul volume immesso in rete e sulle perdite fisiche.



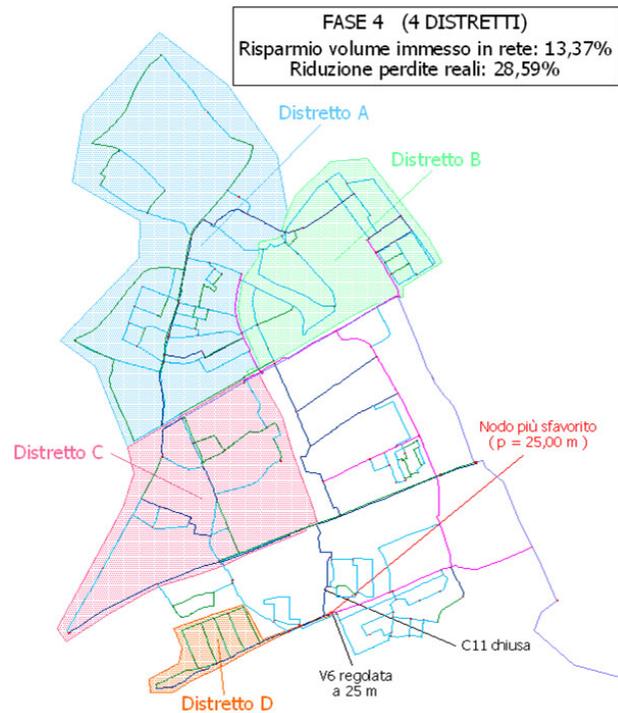
**Figura 1. Scenario 1. Distretto A+B.**



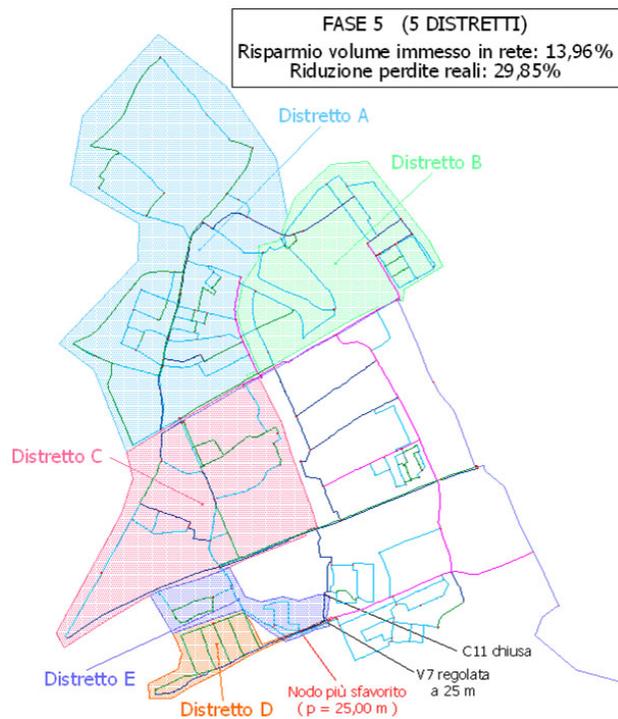
**Figura 2. Scenario 2. Distretti A e B.**



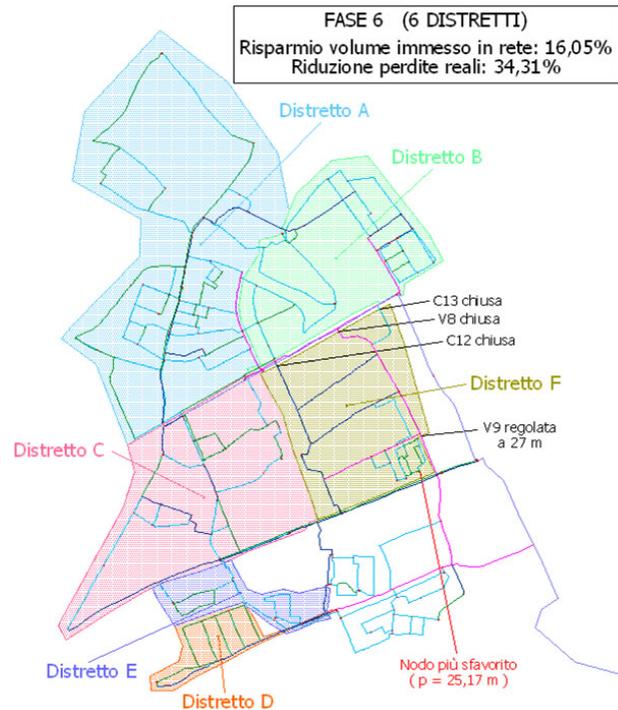
**Figura 3. Scenario 3. Distretti A, B e C**



**Figura 4. Scenario 4. Distretti A, B, C e D.**

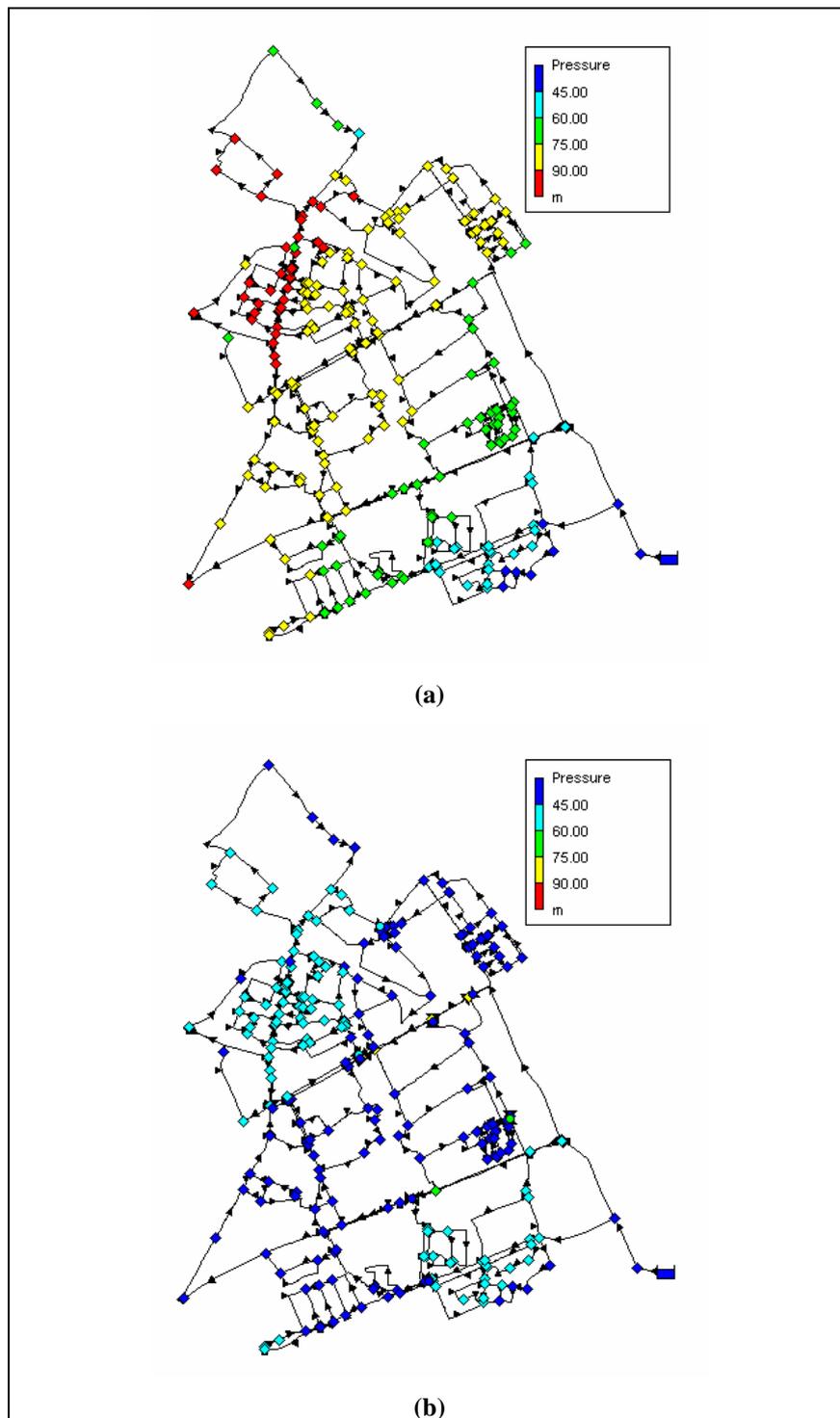


**Figura 5. Scenario 5. Distretti A, B, C, D ed E.**



**Figura 6. Scenario 6. Distretti A, B, C, D, E ed F.  
Progetto di distrettualizzazione completo di Napoli Est.**

A titolo d'esempio, in figura 7 è stato riportato l'andamento delle pressioni nella rete di Napoli Est nell'ora di punta, mettendo a confronto l'assetto attuale con quello distrettualizzato. Si evince chiaramente una drastica diminuzione del livello di pressione in tutta la rete.



**Figura 7. Distribuzione delle pressioni nell'ora di punta nell'assetto attuale (a) e distrettualizzato (b)**

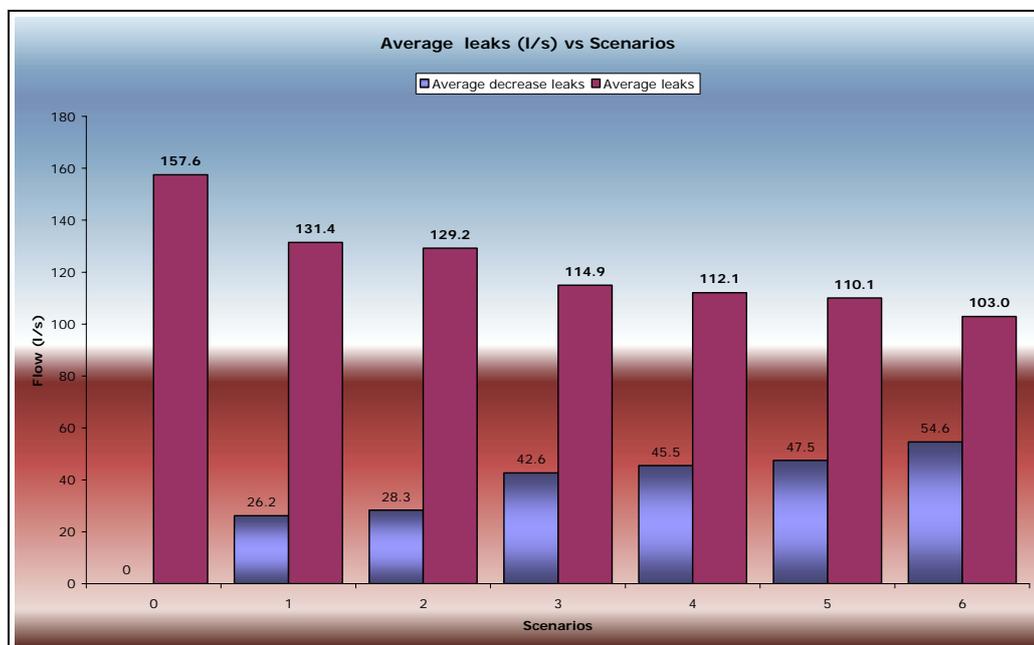
In tabella 4 sono state riportate, per ciascuno degli assetti distrettualizzati presi in esame, le variazioni di pressione desunte dalle simulazioni idrauliche descritte in precedenza, che hanno consentito di stimare, con passo temporale di 1 ora, le distribuzioni delle portate, delle pressioni e del cloro residuo.

In particolare, sono indicate la pressione massima e minima simulata nell'arco della giornata e la media dei valori orari della pressione massima, minima, media e della deviazione standard calcolati sull'intera rete .

SCENARIO	DISTRETTUALIZZAZIONE		DISTRETTI	REGIME DELLE PRESSIONI					
	Numero delle valvole di intercettazione	Numero delle valvole di regolazione		Pressione massima in rete (m)	Pressione minima in rete (m)	Media delle pressioni massime (m)	Media delle pressioni minime (m)	Media delle pressioni medie (m)	Media della deviazione standard
ND	0	0	-	97.27	35.76	95.07	37.33	74.96	14.24
1	2	2	A+B	94.17	25.14	91.70	34.46	59.95	13.93
2	6	3	A, B	94.17	25.13	91.70	25.16	58.98	16.30
3	10	5	A, B, C	83.94	25.13	81.81	25.16	50.79	14.30
4	10	6	A, B, C, D	82.39	25.13	80.28	25.16	49.07	13.56
5	11	7	A, B, C, D, E	82.40	25.13	80.28	25.16	47.69	13.54
6	14	9	A, B, C, D, E, F	82.35	25.13	80.24	25.16	44.20	12.29

**Tabella 4. Riepilogo delle operazioni di distrettualizzazione.**

Dall'analisi dei risultati ottenuti si evince, quindi, che il più efficace progetto di distrettualizzazione è risultato il numero 6, che prevede la realizzazione di n. 6 distretti (A, B, C, D, E e F), mediante l'inserimento di 14 valvole di intercettazione e 9 di regolazione con un recupero idrico pari a 54,6 l/s (figura 8).



**Figura 8. Recupero delle perdite fisiche per differenti progetti di distrettualizzazione**

La distrettualizzazione completa della rete di Napoli Est dovrebbe consentire un recupero dell'ordine del 34% delle perdite fisiche (rimanendo ovviamente inalterate le erogazioni fatturate e le perdite apparenti), cioè del 16% del volume immesso in rete, pari a **4700 m<sup>3</sup>/giorno, corrispondenti a 1,7 milioni di m<sup>3</sup>/anno.**

## 10.5 Verifiche sulla rete distrettualizzata

Per ciascun distretto sono state eseguite le seguenti verifiche:

- risposta giornaliera della rete, con particolare riguardo alla condizione di punta; tale verifica risulta in realtà immediatamente soddisfatta, in quanto, come già visto, la scelta dei distretti e la regolazione delle valvole è stata implementata nel rispetto dei valori minimi di pressione proprio alla punta (ore 8.00 del mattino);
- rottura di un tronco principale: la rete non registra mai valori di pressione allarmanti se non in casi sporadici che si verificano esclusivamente nelle condizioni alla punta;
- incendio: sono stati individuati i nodi più pericolosi per ogni distretto, imponendo una portata concentrata pari a 30 l/s per lo spegnimento e verificando che la pressione, nella situazione alla punta, non scendesse mai al di sotto del valore di soglia di 5 m di colonna d'acqua. Le verifiche, riportate in tabella 3, sono soddisfatte in tutti i distretti eccetto il distretto A, laddove, con un'erogazione di 30 l/s, il nodo registra valori di pressione negativi. Tale inconveniente è dovuto al diametro estremamente ridotto della condotta di alimentazione (DN 40), non adeguato ai valori di legge che prevedono, per l'alimentazione dell'idrante, un diametro minimo DN 80. Occorrerà, comunque, modificare lievemente la regolazione della valvola V1 di alimentazione del distretto in modo tale da ottenere un valore di pressione nel nodo più sfavorito superiore alla soglia dei 5 m; questo comporterà una lieve riduzione, peraltro temporanea, dei benefici della distrettualizzazione;

Distretto	Nodo più sfavorito (in cui è collocato l'idrante)	Portata all'incendio [l/s]	Pressione (condizioni alla punta) [m]	Valvole da aprire e carico da impostare
A	J230	30	negativa	V1 - 54 m
B	J72	30	24,52	-
C	J112	30	11,34	-
F	J119	30	18,4	-

D	A6	30	25	-
E	A7	30	25	-

**Tabella 5. Verifica all'incendio sulla rete distrettualizzata**

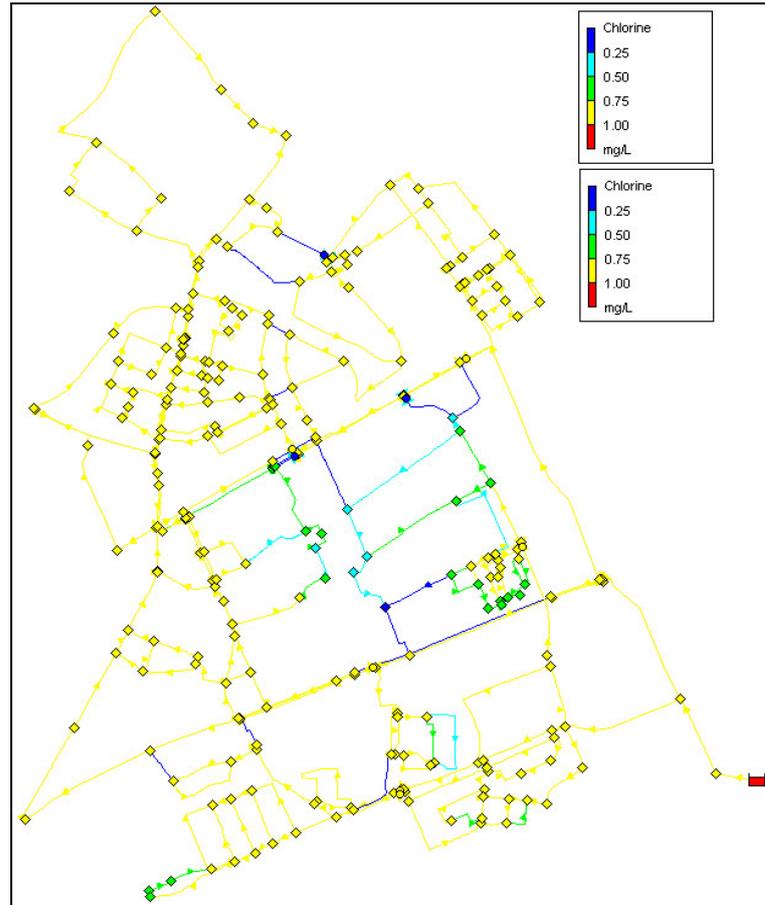
- cloro residuo in rete: imponendo un valore della concentrazione del cloro immesso in rete dal serbatoio pari a 1 mg/l, è stato verificato che la concentrazione del cloro residuo in rete non fosse mai inferiore a 0,2 mg/l (così come imposto dalle vigenti normative). Per la riduzione dell'attività disinfettante del cloro (*chlorine decay*), il consumo in rete è stato analizzato in dipendenza dei processi che si sviluppano nella fase liquida ed all'interfaccia liquido-solido con le pareti della tubazione. Per la regolazione del tasso di reazione si è fatto riferimento ad una cinetica del primo ordine, in cui la concentrazione del cloro è stata assunta decrescente con andamento esponenziale:

$$\frac{dc(t)}{dt} = -K_b \cdot c(t) \quad (1)$$

essendo  $c$  la concentrazione del cloro e  $K_b$  la costante di reazione (in  $\text{h}^{-1}$  o  $\text{giorni}^{-1}$ ). Il valore di  $K_b$  è inversamente proporzionale alla concentrazione iniziale di cloro ( $c_0$ ), secondo la relazione empirica di Fang et al. (1999):

$$K_b \cong \frac{a}{c_0} + b \quad (2)$$

in cui i coefficienti  $a$  e  $b$  dipendono dalla qualità dell'acqua e possono essere determinati da analisi sperimentali di campioni. Nei calcoli si è fatto riferimento, in via orientativa, al valore di  $K_b$  pari a  $0.55 \text{ giorni}^{-1}$ , desunto per il cloro da Rossman et al. (1999) sulla base di indagini di laboratorio. In figura 9 sono riportate in particolare le concentrazioni di cloro a regime previste nell'intera rete distrettualizzata. I tratti in cui risultano concentrazioni nulle (in blu) sono ovviamente quelli chiusi.



**Figura 9. Concentrazioni di cloro residuo a regime sulla rete distrettualizzata.**

## **CAPITOLO 11**

### **CONFRONTO TRA LE PROCEDURE DI DISTRETTUALIZZAZIONE E DI OTTIMIZZAZIONE MEDIANTE ALGORITMO GENETICO**

Nel presente capitolo, verranno poste a confronto le due procedure discusse ed implementate nei capitoli precedenti. Benché, infatti, esse portino a risultati quasi simili in termini di recupero idrico delle perdite, da un punto di vista metodologico e applicativo esse risultano profondamente differenti. Nel seguito, tali differenze verranno analizzate nel dettaglio, anche allo scopo di valutare l'opportunità della scelta dell'una o dell'altra metodologia da applicare in fase sperimentale al sistema idrico "Napoli Est" oggetto del presente studio.

#### **11.1 Confronto metodologico tra le due procedure**

Per quanto banale, è bene sottolineare che la prima differenza tra le procedure adottate è nella tipologia di approccio al problema: è, infatti, possibile distinguere un approccio di tipo "empirico" per la procedura di distrettualizzazione, mentre per l'ottimizzazione mediante algoritmo genetico è possibile parlare di un approccio operativo di tipo "automatico".

Nel primo caso, il posizionamento delle valvole è mirato alla creazione dei distretti idrici; tali distretti, come già discusso, vengono identificati sulla base di alcune caratteristiche principali tra cui, principalmente, un numero limitato di connessioni con le restanti parti della rete. Su tali connessioni, come visto, vengono installate le valvole di intercettazione e di riduzione di pressione allo scopo di isolare i distretti e regolarne il carico piezometrico. Si evince, quindi, che i risultati di una siffatta procedura di distrettualizzazione dipendono in maniera considerevole anche dall'"esperienza" di chi opera la fase preliminare di identificazione dei distretti seppure basata su una minuziosa conoscenza della rete da un punto di vista sia topologico che idrico (tanto che la distrettualizzazione segue la fase di calibrazione dell'intero sistema di distribuzione). I risultati migliori della distrettualizzazione vengono ottenuti, quindi, elaborando diverse ipotesi progettuali anche basate su una diversa geometria degli stessi distretti. Ciò, ovviamente, anche se non garantisce che la soluzione scelta sia quella che ottimizza in assoluto il recupero delle perdite idriche, assicura la fattibilità tecnica dell'intervento.

Di tipologia completamente diversa è, invece, l'approccio operativo seguito per l'ottimizzazione della rete mediante l'algoritmo genetico PIKAIA. L'intera procedura, infatti, è effettuata dall'implementazione dello stesso algoritmo che, per iterazioni successive, mediante gli operatori di cui si è ampiamente discusso nei capitoli precedenti, porta alla definizione di uno schema ottimizzato di rete ottenuto mediante un determinato numero di valvole di regolazione.

Si può concludere, dunque, che lo scopo finale di conseguire una sensibile diminuzione delle perdite è ottenuto con due metodologie applicative decisamente differenti che restituiscono risultati quasi simili in termini di riduzione del volume idrico immesso in rete ma completamente differenti in merito al numero, alla localizzazione e alla regolazione della valvole.

La scelta dell'una o dell'altra metodologia da applicare ad una rete reale dovrà, quindi, essere effettuata sulla base di considerazioni di tipo economico, gestionale, tecnico, etc. Nei paragrafi successivi verranno discusse tali considerazioni alla luce degli obiettivi da conseguire in breve tempo sul sistema idrico "Napoli Est".

## **11.2 Valutazione delle perdite fisiche recuperate a parità di valvole**

Come detto, entrambi le metodologie applicate, restituiscono uno schema idrico in cui il volume di acqua immesso in rete viene ridotto di circa il 30% recuperando gran parte delle perdite idriche che caratterizzano la macroarea analizzata. A tale scopo, nella tabella seguente sono riportati i risultati ottenuti per i diversi scenari considerati sia nella procedura di distrettualizzazione che in quella di ottimizzazione mediante algoritmo genetico.

Si ritiene necessario, innanzitutto, rilevare la prima sostanziale differenza nella definizione stessa degli scenari nell'una e nell'altra metodologia.

Ogni scenario, infatti:

- nella distrettualizzazione indica un'ipotesi progettuale definita da un determinato numero di distretti indipendentemente dal numero di valvole di intercettazione e regolazione da localizzare in rete per la creazione degli stessi;
- nella procedura di ottimizzazione mediante GA indica un'ipotesi progettuale definita semplicemente dal numero di valvole da localizzare in rete.

Per ogni scenario così definito sono, dunque, indicati:

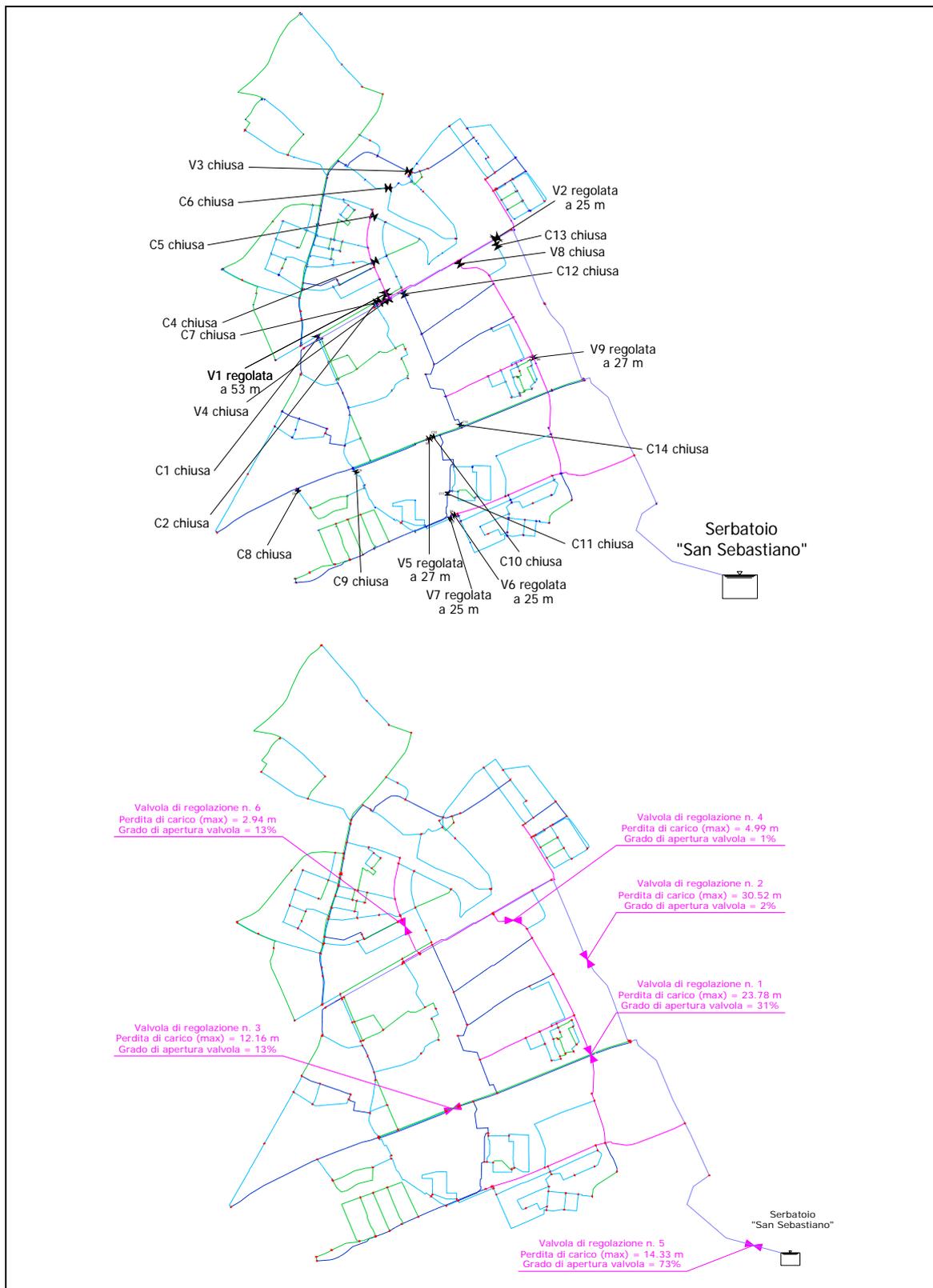
- il numero di valvole di intercettazione e di regolazione che garantiscono il nuovo assetto della rete;
- il volume idrico immesso in rete;
- la portata erogata ai nodi di distribuzione (che giustamente non subisce variazioni rimanendo costante per tutte le ipotesi di progetto formulate);
- le perdite fisiche;
- la riduzione delle perdite fisiche (in l/s e in termini percentuali) rispetto allo "scenario 0";
- la riduzione, in termini percentuali, del volume idrico immesso in rete rispetto allo scenario "0".

METODOLOGIA	SCENARIO	ASSETTO RETE		RECUPERO IDRICO					
		Numero delle valvole di intercettazione	Numero delle valvole di regolazione	Volume immesso in rete (l/s)	Portata erogata (l/s)	Perdite fisiche (l/s)	Riduzione delle perdite fisiche (l/s)	Riduzione delle perdite fisiche (%)	Riduzione del volume immesso in rete (%)
Distrettualizzazione	0	0	0	340,22	182,66	157,56	-	-	-
	1	2	2	314,04	182,66	131,39	26,18	16,61%	7,69%
	2	6	3	311,87	182,66	129,22	28,34	17,99%	8,33%
	3	10	5	297,58	182,66	114,92	42,64	27,06%	12,53%
	4	10	6	294,72	182,66	112,07	45,49	28,87%	13,37%
	5	11	7	292,73	182,66	110,07	47,49	30,14%	13,96%
	6	14	9	285,62	182,66	102,96	54,60	34,31%	16,05%
Ottimizzazione con GA	0	0	0	340,22	182,66	157,56	-	-	-
	1	0	1	323,73	182,66	141,08	16,48	10,46%	4,84%
	2	0	2	321,38	182,66	138,73	18,84	11,95%	5,54%
	3	0	3	307,02	182,66	124,36	33,20	21,07%	9,76%
	4	0	4	303,26	182,66	120,61	36,95	23,45%	10,86%
	5	0	5	301,10	182,66	118,45	39,11	24,82%	11,50%
	6	0	6	295,24	182,66	112,58	44,98	28,55%	13,22%

**Tabella 1. Confronto dei risultati ottenuti con le due metodologie utilizzate.**

Da una prima analisi dei risultati, si evince chiaramente che con la procedura di ottimizzazione mediante algoritmo genetico è possibile ottenere un recupero idrico praticamente uguale a quello conseguito con la distrettualizzazione dell'intero sistema idrico "Napoli Est" utilizzando un numero di valvole di regolazione estremamente più ridotto. Mentre, infatti, per la creazione dei 6 distretti idrici si rendono necessarie 14 valvole di intercettazione e 9 di regolazione, per il conseguimento di uno schema di rete ottimizzato sono sufficienti 6 sole valvole di regolazione, di cui 2 quasi del tutto chiuse

(cfr. cap. 9). È significativa la figura seguente da cui emerge con chiarezza la significativa differenza tra i due assetti di rete esaminati.



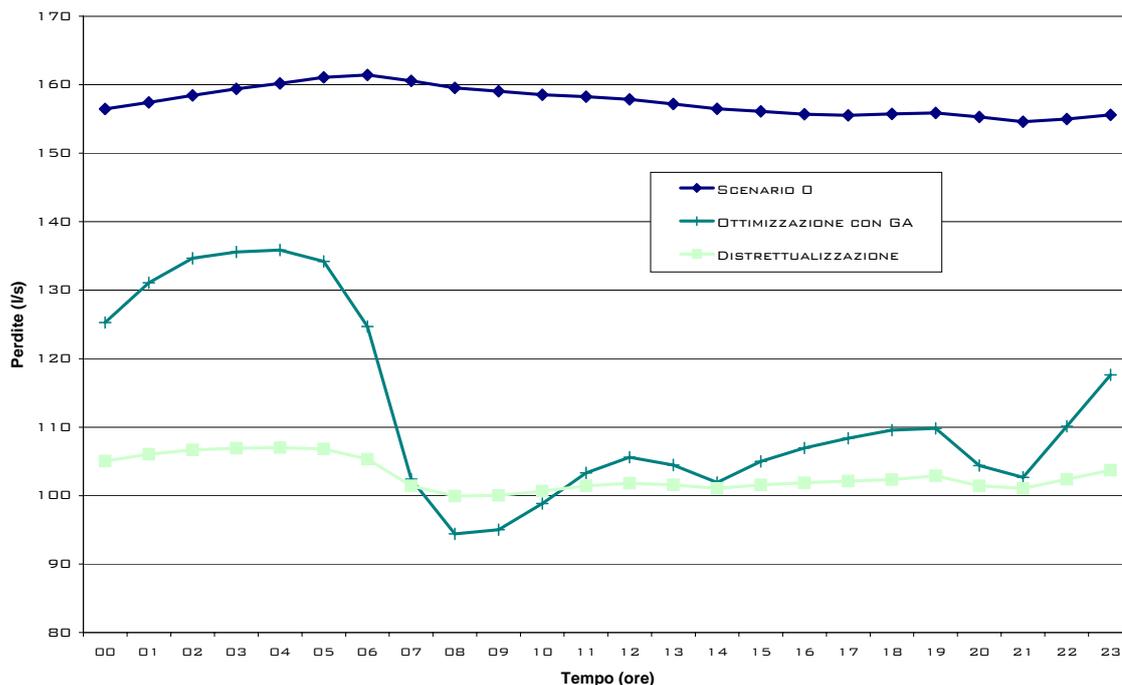
**Figura 1. Posizionamento delle valvole di intercettazione e regolazione nello schema di rete distrettualizzato (in alto) e nello schema ottenuto con procedura di ottimizzazione mediante GA.**

L'inserimento di un numero di valvole di regolazione estremamente più contenuto comporta un indubbio vantaggio di tipo:

- economico: un numero minore di valvole significa, infatti, minori costi di acquisto e installazione;
- tecnico: per l'installazione delle valvole si rendono necessari infatti interventi importanti sulle condotte con conseguenti disagi temporanei anche per le utenze. La maggior parte delle valvole sono infatti localizzate, in entrambi le procedure elaborate, su condotte di diametro medio-grande (maggiori del DN250) caratterizzate da portate considerevoli (mediamente maggiori di 5 l/s); le operazioni di installazione comportano, quindi, interruzioni di servizio che, anche se temporaneamente, alterano sensibilmente l'assetto del sistema distributivo che in alcune aree della rete potrebbe non essere più adeguato ad assicurare l'approvvigionamento di tutte le utenze. È ovvio, dunque, che un numero di valvole da installare comporta un minore numero di interventi e, quindi, minori disservizi;
- gestionale: anche se entrambi gli assetti conseguiti con le procedure illustrate necessitano di un efficiente ed efficace sistema di gestione, appare chiaro che in caso di emergenza (rottura di un tronco della rete, incendio, etc.) un sistema caratterizzato da un numero di valvole di regolazione più ridotto è più semplicemente gestibile in maniera tempestiva. Lo schema di rete ottimizzato con 6 valvole è, inoltre, già di per se estremamente più flessibile e interconnesso rispetto a quello distrettualizzato che, come ampiamente discusso nel cap. 6, contrariamente alla ordinaria tipologia progettuale delle reti di acquedotto, è caratterizzato da un'estrema rigidità strutturale e funzionale.

Da tale analisi, sembrerebbe che in generale, la procedura di ottimizzazione potrebbe sembrare più conveniente in assoluto per qualsiasi sistema distributivo. In realtà, se è vero che da un lato tale procedura assicura i vantaggi sopra esposti, dall'altro bisogna sempre tenere conto del fine per il quale si rende necessario un intervento migliorativo su un sistema idrico di distribuzione.

A tale scopo, in figura 2, viene rappresentato l'andamento orario delle perdite idriche nella rete di "Napoli Est" allo stato attuale (Scenario 0) e a seguito delle procedure di ottimizzazione e distrettualizzazione (in entrambi i casi nello Scenario 6).

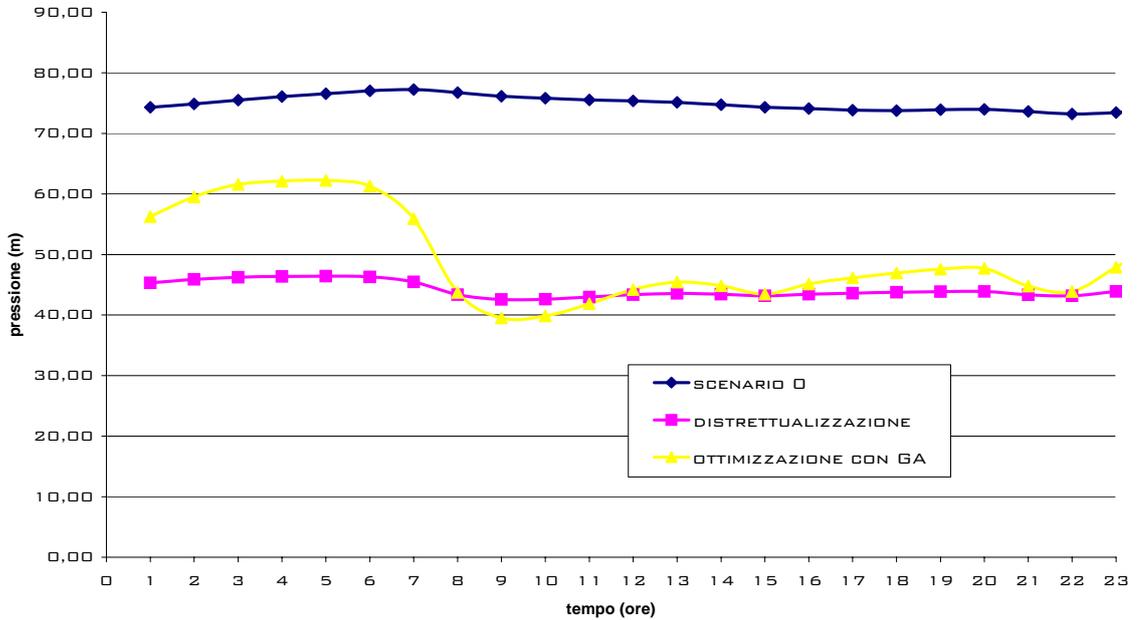


**Figura 2. Confronto delle perdite idriche a seguito delle procedure di distrettualizzazione e di ottimizzazione mediante GA.**

Pur constatando la sensibile riduzione delle perdite conseguita in entrambi i casi rispetto allo stato attuale, si evince chiaramente che, mediante la distrettualizzazione, le perdite rimangono pressappoco costanti durante l'intero arco della giornata, mentre, con l'inserimento delle sole 6 valvole di regolazione, localizzate sulle condotte individuate mediante la procedura di ottimizzazione, esse oscillano fortemente. In particolare, si osservano valori molto elevati durante le ore notturne dalle 22 alle 06 (a cui corrispondono consumi minimi in rete), che vanno drasticamente riducendosi in corrispondenza della condizione alla punta dalle 07 alle 10, per poi rimanere quasi stazionari fino alle 22. Dunque, pur ottenendo complessivamente una sensibile riduzione del volume idrico disperso, nella rete ottimizzata tale beneficio è evidente soprattutto durante le ore di maggiore richiesta idrica della rete mentre durante le ore notturne, le perdite rimangono elevate.

Stante la relazione che intercorre tra perdite e pressioni in rete, si deduce che il carico medio sulla rete ottimizzata mediante GA, il cui andamento è rappresentato in figura 3, durante le ore notturne, risulta ancora troppo elevato con valori di pressione largamente superiori a quelli necessari (superiori a 60 m). Nella rete distrettualizzata, invece, i carichi rimangono quasi stazionari durante tutto l'arco della giornata (mediamente pari a

circa 45 m) adeguandosi ora per ora al pattern giornaliero dei consumi: ciò incide positivamente su diversi aspetti, primo tra tutti il numero di rotture improvvise di tubi o giunzioni che, come visto (cfr. § 4.3), si verificano in seguito a pressioni elevate e soprattutto a transitori di pressione.



**Figura 3. Confronto delle pressioni a seguito delle procedure di distrettualizzazione e di ottimizzazione mediante GA.**

A tal proposito, nella tabella seguente, viene riportato il regime delle pressioni allo stato attuale (Scenario 0) e a seguito delle procedure di ottimizzazione e distrettualizzazione (in entrambi i casi nello Scenario 6).

SCENARIO	REGIME DELLE PRESSIONI				
	Pressione massima in rete	Pressione minima in rete	Pressione media in rete	Media delle pressioni massime	Media delle pressioni minime
	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
Scenario 0	97,27	35,76	74,96	95,07	37,33
Distrettualizzazione	82,35	25,13	44,20	80,24	25,16
Ottimizzazione con GA	73,03	19,75	49,33	71,39	27,16

Se, dunque, è vero che nella rete distrettualizzata i carichi sono mediamente più ridotti di quelli che si ottengono nella rete ottimizzata con GA, si evince pure che nell'assetto distrettualizzato i valori di pressione massima assoluti sono più elevati di circa 10 m,

così come la media delle stesse pressioni massime. Le pressioni minime, invece, risultano mediamente simili in entrambi gli assetti esaminati, anche se nella rete ottimizzata con GA si registrano carichi minimi talvolta eccessivamente bassi (comunque mai inferiori a 19,75 m) che potrebbero comportare qualche problema localizzato di adeguato approvvigionamento idrico.

Appare dunque ovvio che in reti simili a quella del caso di studio, caratterizzate da un volume di perdita elevatissimo e da un sistema di gestione alquanto incerto, risulta maggiormente fattibile l'ipotesi progettuale ottenuta con la procedura di ottimizzazione che comporta l'installazione di sole 6 valvole di regolazione.

Tale scelta, anche se non garantisce un controllo del sistema idrico ed in particolare delle perdite di livello pari a quello di un sistema distrettualizzato, assicura comunque un recupero idrico molto elevato con costi e tempi di installazione contenuti e una gestione estremamente semplificata.

## **CAPITOLO 12**

# **IL RECUPERO ENERGETICO NELLE RETI DI DISTRIBUZIONE IDRICA OTTENUTO MEDIANTE IL CONTROLLO DELLE PRESSIONI**

La possibilità di limitare gli eccessi di pressione nei sistemi di distribuzione e gli aspetti ambientali legati alla valorizzazione delle fonti energetiche rinnovabili, rendono interessante valutare il recupero energetico ottenibile affiancando alla valvola riduttrice di pressione (PRV) una turbina oppure una pompa funzionante come turbina (PAT). A tal proposito, al solo scopo di fornire un primo orientamento al problema, a conclusione del lavoro di tesi svolto si riportano i risultati preliminari di impianti sperimentali di recupero energetico avviati in un distretto del sistema di distribuzione idrica di Bologna.

### **12.1 Introduzione**

Le installazioni micro-hydro (<100 kW) e mini-hydro (100 kW ÷ 1MW) su sistemi di distribuzione idrica possono rappresentare un elemento di sinergia tra il controllo della pressione nel sistema al fine di contenere le perdite idriche e la valorizzazione di fonti energetiche rinnovabili. I dispositivi preposti al controllo della pressione in rete, a parità di recupero idrico, inducono un diverso impatto energetico:

- una pompa controllata da inverter assicura un risparmio energetico per effetto dell'ottimizzazione della portata e soprattutto della prevalenza e del rendimento;
- una PRV favorisce una riduzione del consumo energetico per effetto della riduzione di portata;
- una turbina, oltre ai vantaggi connessi alla riduzione della pressione in rete, consente il recupero energetico corrispondente al salto altrimenti dissipato dalla PRV.

L'inserimento di PRV nei sistemi di distribuzione idrica (Araujo et al., 2006) è una soluzione impiantistica ben nota, per la quale i margini di innovazione risiedono principalmente nelle tecnologie di controllo in remoto della valvola. L'inserimento di turbine in un sistema di distribuzione è, invece, un'applicazione non usuale che richiede un'attenta analisi preliminare per assicurare - oltre alla scelta ottimale della macchina - il mantenimento di valori adeguati di pressione nel sistema di distribuzione (Afshar et al., 1990; Carravetta, 2005), il controllo degli aspetti sanitari e del potenziale

danneggiamento delle condotte per effetto di transitori di moto vario (Bathala, 1985; Ramos & Borga, 2000; Ramos & de Almeida, 2002). Quest'ultimo aspetto è da valutare con attenzione in relazione alla stabilità del sistema di controllo dell'impianto in condizioni di normale funzionamento ed in situazioni specifiche, quali l'avviamento o il distacco del carico elettrico (Apolloni et al., 2005), al fine di identificare opportune componenti impiantistiche a protezione del sistema di distribuzione.

Nel dimensionamento ottimale della turbina occorre considerare l'effetto delle variazioni giornaliere e stagionali di portata e di pressione, che possono modificare sensibilmente il punto di funzionamento della macchina. Le macchine installate in linea nel sistema di distribuzione possono essere turbine a reazione oppure pompe che funzionano da turbina (Pump As Turbine): nel primo caso la turbina viene ottimizzata per la specifica installazione, ma la sua realizzazione può essere costosa (Bathala, 1985; Afshar et al., 1990; Williams, 1995); nel secondo caso è possibile disporre di una vasta produzione relativamente economica e la valutazione si sposta sulla scelta "da catalogo" delle pompe disponibili per ottenere le migliori prestazioni in termini di rendimento (Williams et al., 1998; Naldi, 2001; Joshi et al., 2005; Isbășoiu et al., 2007; Derakhshan & Nourbakhsh, 2008).

## **12.2 Case study: il distretto della Bolognina**

Il distretto della Bolognina (figura 1) è realizzato su un'area di circa 113 ha, prevalentemente interessata da edilizia residenziale ad alta densità abitativa; la quota media è pari a 43.35 m s.l.m. ed il dislivello geodetico massimo pari a circa 6 m. La rete di distribuzione idrica è costituita da circa 24 km di condotte e serve una popolazione di circa 19.500 abitanti. La rete è composta in prevalenza da tubazioni in amianto-cemento e i diametri variano dal DN 50 al DN 300, con una preponderanza di DN 100.

La distrettualizzazione del settore di rete è stata resa necessaria dalla presenza di elevate perdite idriche, pari a circa il 40% dell'immesso nel distretto, e di numerose rotture. La zona è attualmente alimentata da due soli ingressi, Battindarno e Repubblica, dotati entrambi di valvola PRV. La pressione è stata ridotta da un valore medio di 8 a 6 bar, ottenendo un risparmio idrico di circa 600 m<sup>3</sup>/d. (Cavallini, 2000; Artina et al., 2006).

Le portate medie, massime e minime, prima e dopo l'intervento di distrettualizzazione e riduzione della pressione, sono riportate in tabella 1.

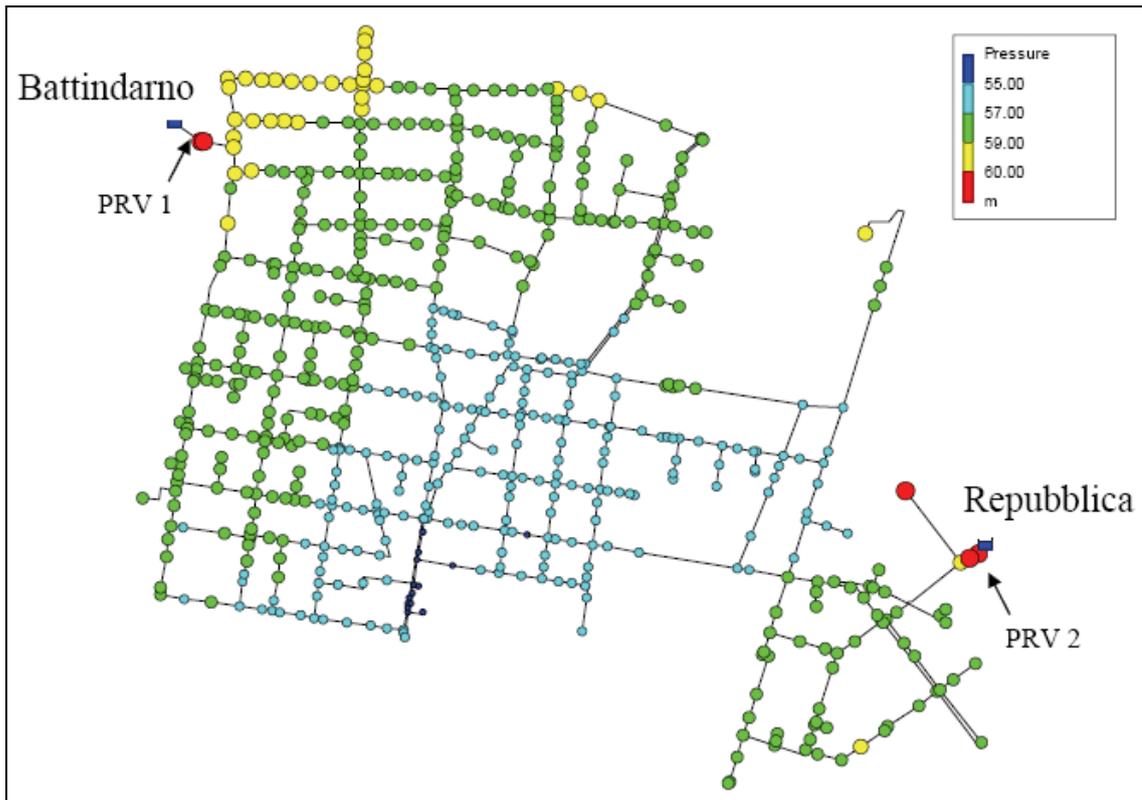


Figura 1. Schema idraulico del distretto della Bologna.

Ingressi	Stato pre-intervento			Stato post-distrettualizzazione		
	Qmedia [l/s]	Qmin [l/s]	Qmax [l/s]	Qmedia [l/s]	Qmin [l/s]	Qmax [l/s]
Battindarno	63,80	36,30	87,70	49,90	14,20	80,40
Repubblica	34,70	26,30	42,90	28,40	13,90	40,40

Tabella 1. Portate medie, minime e massime nel distretto della Bologna, prima e dopo la distrettualizzazione e l'abbassamento di pressione.

### 12.3 Modello per il calcolo dell'energia producibile

Il modello di calcolo per la scelta della macchina e per la valutazione dell'energia producibile è stato realizzato interfacciando, in ambiente Matlab-Simulink, un modello dell'impianto, comprendente la turbina e gli organi di controllo e di regolazione (Cesarini, 2008), con la libreria di Epanet (Rossman, 2000), che consente di simulare il comportamento idraulico del sistema di distribuzione considerando la dipendenza delle perdite idriche dalla pressione (Giugni et al., 2007). Il modello valuta gli effetti sulla rete corrispondenti a differenti scenari di riduzione e calcola la curva dell'impianto rispetto alla quale scegliere la macchina da inserire. Nel caso della turbina, sulla base dei valori di portata e salto utilizzabili, viene calcolato l'indice caratteristico  $N_q$  dalla (1)

dove  $N_t$  è la velocità di rotazione dell'albero della turbina in giri/min,  $Q_t$  la portata in  $m^3/s$  e  $H_t$  la differenza di carico sfruttabile in m.

$$N_q = N_t (Q_t)^{0.5} (H_t)^{-0.75} \quad (1)$$

Basandosi sulla similitudine idraulica, si utilizza il diagramma collinare di quella classe di turbine per determinare rendimento e grado di apertura del distributore corrispondenti ai valori di portata e salto disponibili.

Nel caso in cui, invece, venga valutato l'inserimento di una PAT, le difficoltà di calcolo derivano dall'individuazione della pompa da scegliere per avere un buon funzionamento in turbina. Questo problema è stato affrontato da vari autori (Williams, 1995; Williams et al., 1998; Amelio et al., 2000; Joshi, 2005; Derakhshan & Nourbakhsh, 2008) ricercando la correlazione tra le caratteristiche nel punto di maggiore efficienza (Best Efficiency Point, BEP) della pompa e della turbina. Williams (1995) propone le relazioni (2) che legano la portata  $Q_{pb}$ , il salto  $H_{pb}$  e il rendimento  $\eta_{pb}$  al BEP della pompa, alla portata  $Q_{tl}$  e al salto  $H_{tl}$  al BEP della PAT quando la velocità di rotazione è la stessa.

$$Q_{tl} = \frac{Q_{pb}}{\eta_{pb}^{0.8}}, \quad H_{tl} = \frac{H_{pb}}{\eta_{pb}^{1.2}} \quad (2)$$

Attraverso le relazioni di similitudine idraulica (3), in funzione della velocità di rotazione  $N_p$  della pompa, si può ottenere il BEP della PAT ( $Q_{tb}$   $H_{tb}$   $P_{tb}$ ) alla velocità di rotazione  $N_t$  desiderata, assunte nei casi studiati rispettivamente pari a  $N_p = 1450$  e  $N_t = 1550$  giri/min.

$$\frac{H_{tb}}{H_{tl}} = \left( \frac{N_t}{N_p} \right)^2, \quad \frac{Q_{tb}}{Q_{tl}} = \frac{N_t}{N_p} \quad (3)$$

Il rendimento massimo della PAT è ipotizzato pari a quello della pompa, in accordo con molti dati sperimentali (Williams, 1995; Naldi, 2001; Derakhshan & Nourbakhsh, 2008); la potenza  $P_{tb}$  (W) al BEP è quindi calcolata dalla (4):

$$P_{tb} = \rho \cdot g \cdot Q_{tb} \cdot H_{tb} \cdot \eta_{tb} \quad (4)$$

dove  $\rho$  è la densità dell'acqua in  $kg/m^3$  e  $g$  l'accelerazione di gravità in  $m/s^2$ .

La particolare applicazione ad un sistema di distribuzione fa sì che non sia sufficiente trovare la corrispondenza al BEP, in quanto le variazioni antagoniste della portata e del

salto disponibili sulle 24 ore sono rilevanti, e impongono di indagare il comportamento della PAT al di fuori del BEP. Le relazioni sperimentali disponibili su questo aspetto sono limitate (Amelio et al., 2000; Derakhshan & Nourbakhsh, 2008); in questo caso sono state utilizzate le relazioni sperimentali (5) e (6) (Derakhshan & Nourbakhsh, 2008) valide per pompe con indice caratteristico  $N_q$  variabile da circa 14 a 60, in cui  $Q_t$ ,  $H_t$  e  $P_t$  rappresentano rispettivamente portata, salto e potenza nel generico punto di funzionamento.

$$\frac{H_t}{H_{tb}} = 1.0283 \left( \frac{Q_t}{Q_{tb}} \right)^2 - 0.5468 \left( \frac{Q_t}{Q_{tb}} \right) + 0.5314 \quad (5)$$

$$\frac{P_t}{P_{tb}} = 0.3092 \left( \frac{Q_t}{Q_{tb}} \right)^3 + 2.1472 \left( \frac{Q_t}{Q_{tb}} \right)^2 - 0.8865 \left( \frac{Q_t}{Q_{tb}} \right) + 0.0452 \quad (6)$$

## 12.4 Inserimento di una turbina

Lo schema dell'impianto in presenza di una turbina posta in linea con la condotta è essenzialmente realizzato da due tratti in parallelo: un tronco ospita la turbina ed uno una PRV (Figura 2); ad essi vanno poi aggiunti gli organi di regolazione e di controllo, gli strumenti di misura ed i componenti elettrici.

In assenza di serbatoi di accumulo, è stata utilizzata una turbina di tipo Francis per garantire a valle la pressione necessaria alle utenze. La portata richiesta istante per istante dagli utenti, e quindi non nota a priori, ed il mantenimento della pressione a valle dell'impianto, sono vincoli che devono essere rispettati con una regolazione in continuo comandata da una centralina che controlla il grado di apertura del distributore:

- quando la portata richiesta dalla rete cala, la pressione residua a valle della turbina aumenta: il distributore si chiude fino a quando non viene ritrovata la pressione desiderata;
- quando la portata richiesta dalla rete aumenta, il misuratore di pressione a valle della turbina registra una pressione minore di quella minima desiderata e fa aprire il distributore fino ad una nuova condizione di accettabilità.

Per semplicità di gestione, la macchina è stata dimensionata per la portata massima richiesta ed il condotto di by-pass è utilizzato solo per manutenzione e per emergenza.

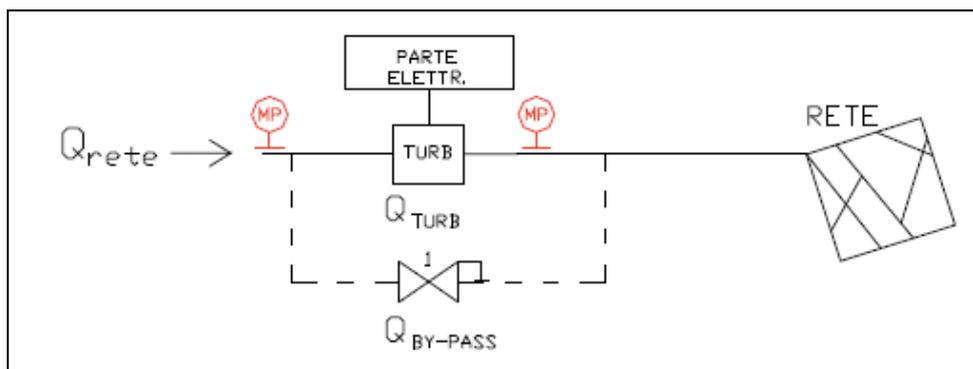


Figura 2. Schema semplificato dell'impianto con turbina. 1: VRP; MP: misuratori di pressione.

Nella Tabella 2, inoltre, si riportano le caratteristiche nominali delle turbine e l'energia producibile per i due ingressi del distretto, ottenute applicando il modello di calcolo.

Battindarno (Nq=48)			Repubblica (Nq=46)		
Qnom. [l/s]	Hnom. [m]	E [MWh/anno]	Qnom. [l/s]	Hnom. [m]	E [MWh/anno]
74,00	18,00	61,50	36,00	12,00	36,40

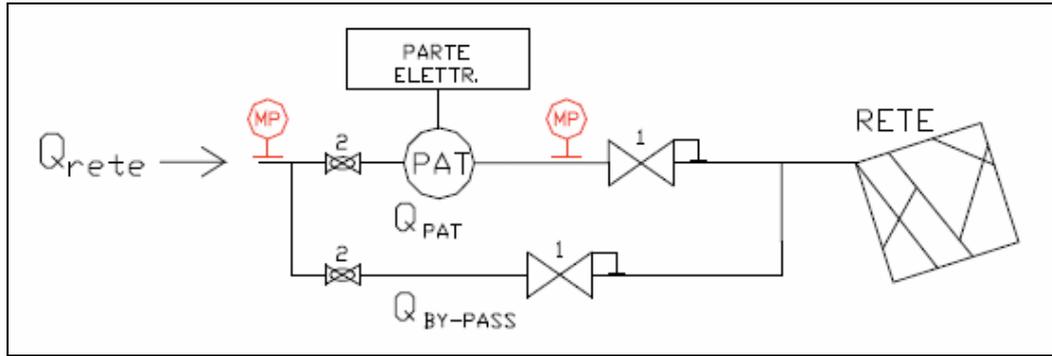
Tabella 2. Risultati nel caso di impianto con turbina Francis regolante ( $N_f=1550$  giri/min).

## 12.5 Inserimento di una PAT

### *Schema PAT con ripartizione della portata*

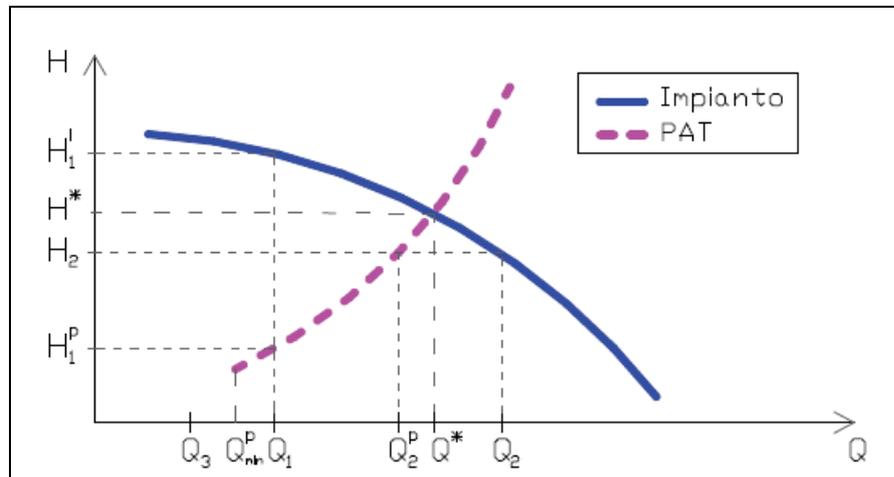
Un limite derivante dall'applicazione in una rete di distribuzione di una PAT è l'assenza di un organo di regolazione interno equivalente al distributore nella turbina. All'aumentare della portata si ha un incremento del salto utilizzato ed è quindi necessario modificare la portata in ingresso con una valvola che mantenga la perdita di carico prodotta dalla PAT compatibile con il servizio idrico; viceversa alle basse portate può accadere che venga utilizzata solo una parte del salto disponibile ed è quindi necessaria una PRV che dissipi il salto residuo in modo da mantenere il valore di pressione imposto (Figura 3).

Le condizioni di normale funzionamento si possono riassumere nei casi riportati in Figura 4. Si assume un rendimento minimo della PAT del 20%, al di sotto del quale l'impianto non produce energia; in questo caso la rete è alimentata esclusivamente dal condotto di by-pass.



**Figura 3. Schema della PAT con ripartizione della portata: 1 PRV, 2 valvole a fusso per la regolazione della portata.**

La Tabella 3 riassume i risultati delle PAT con ripartizione delle portate: l'energia ricavabile dall'ingresso Battindarno (MEC A1/125 D) risulta pari a circa 38 MWh/anno, mentre per Repubblica (MEC A2/100 A) risulta di circa 25 MWh/anno. In Figura 5 si riportano gli andamenti della portata e del salto sfruttato dall'impianto. La scelta della PAT con ripartizione delle portate deve comunque essere attentamente valutata in termini di stabilità del sistema di regolazione sincrona tra PAT e valvole a fusso (Figura 3), in quanto va controllato l'insorgere di transitori di moto vario che andrebbero a gravare sulle condotte del sistema di distribuzione. Inoltre, a valle della PAT, devono essere valutati i problemi di stabilità legati al funzionamento in parallelo delle PRV presenti.



**Figura 4. Caratteristiche generiche di impianto e di PAT con ripartizione della portata: con la portata  $Q^*$  tutto il salto disponibile  $H^*$  viene utilizzato; con  $Q_1 < Q^*$  il salto residuo ( $H_1^i - H_1^p$ ) viene dissipato dalla PRV a valle della PAT; con  $Q_2 > Q^*$ , il salto di PAT è maggiore di quello disponibile  $H_2$ ; in PAT va quindi la portata  $Q_2^p$ , la restante ( $Q_2 - Q_2^p$ ) va nel by-pass. Con  $Q_3$  minore della portata di minimo rendimento della PAT ( $Q_{min}^p$ ) la portata va nel by-pass.**

Tipo pompa	Q <sub>pb</sub> [l/s]	H <sub>pb</sub> [m]	h <sub>pb</sub> [%]	P <sub>pb</sub> [kW]	Q <sub>tb</sub> [l/s]	H <sub>tb</sub> [m]	h <sub>tb</sub> [%]	P <sub>tb</sub> [kW]
MEC A1/125 D	34,10	7,85	70,80	3,70	47,91	13,58	70,80	4,52
MEC A2/100 A	31,80	11,10	76,40	4,54	42,16	17,52	76,40	5,54

Tabella 3. Caratteristiche delle pompe scelte (catalogo Caprari, 2006). Il pedice *b* si riferisce al BEP, mentre *p* e *t* indicano rispettivamente il funzionamento da pompa e da turbina.

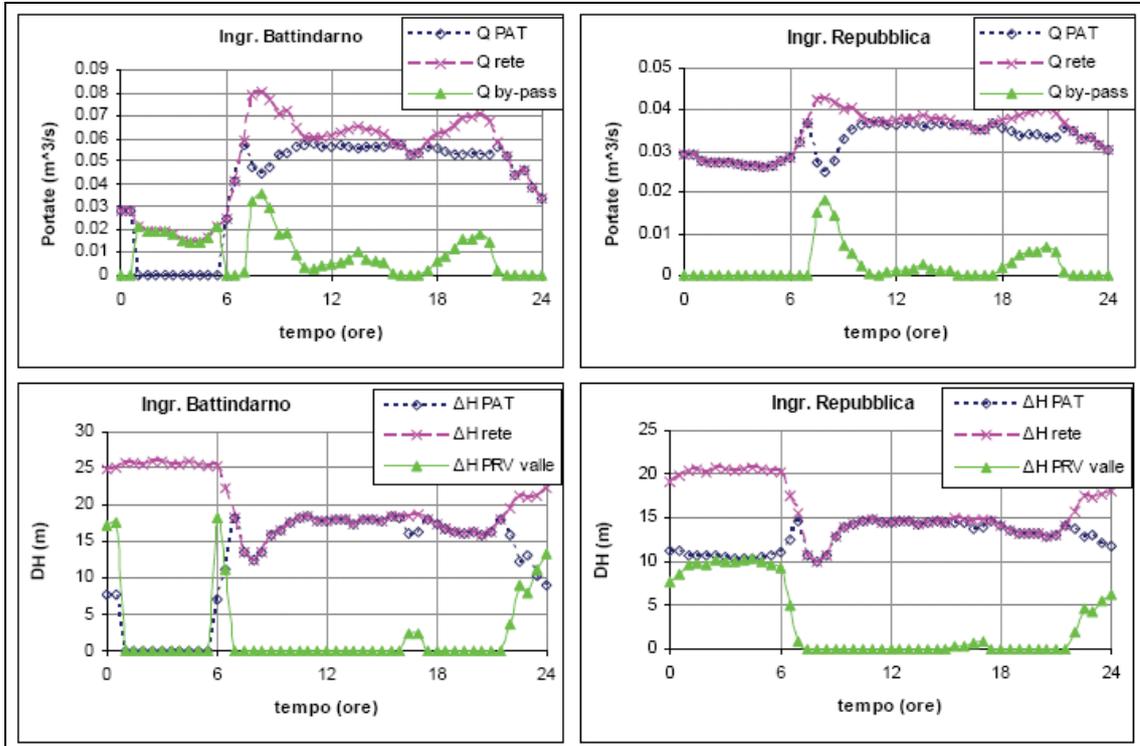


Figura 5. Andamento delle portate e dei salti:  $Q_{PAT}$  portata nella pompa che sommata a quella del by-pass ( $Q_{by-pass}$ ) è pari a quella richiesta dalla rete; il salto totale disponibile in rete  $\Delta H_{rete}$  è ripartito tra il salto della PAT ( $\Delta H_{PAT}$ ) e quello dissipato dalla PRV di valle  $\Delta H_{PRVvalle}$ .

### Schema PAT senza ripartizione della portata

Uno schema semplificato dell'impianto si ottiene scegliendo una PAT che anche con la portata massima giornaliera sfrutti un salto non superiore a quello minimo disponibile, lasciando che il carico residuo venga dissipato da una PRV posta a valle (Figura 6). L'energia ricavabile (Tabella 4) dall'ingresso Battindarno (P16C-H) risulta pari a circa 4.7 MWh/anno, mentre per Repubblica (P12C-D) risulta di circa 6.6 MWh/anno. L'energia producibile è nettamente inferiore rispetto al caso di PAT con ripartizione della portata in quanto viene sempre sfruttata una minima parte del salto disponibile e il funzionamento è limitato a valori di portata superiori al minimo tecnico stabilito ( $\eta > 20\%$ ). La Figura 7 riporta le caratteristiche dei due ingressi e delle PAT inserite. Si

osserva che le PAT P16C-H e P12C-D (linea continua) scelte sfruttano solo una minima parte dell'energia disponibile.

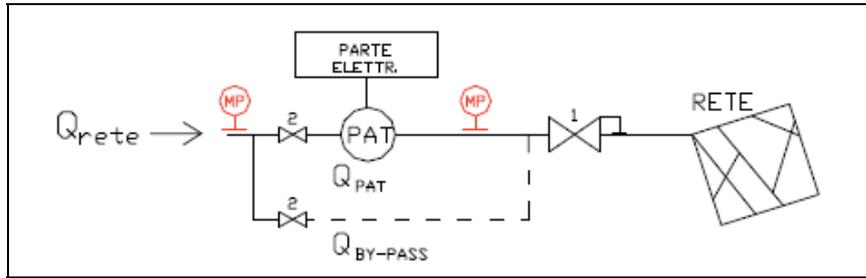


Figura 6. Schema dell'impianto con PAT dimensionata per la portata massima: 1 PRV, 2 valvole per l'esclusione di uno dei due rami.

Tipo pompa	Q <sub>pb</sub> [l/s]	H <sub>pb</sub> [m]	h <sub>pb</sub> [%]	P <sub>pb</sub> [kW]	Q <sub>tb</sub> [l/s]	H <sub>tb</sub> [m]	h <sub>tb</sub> [%]	P <sub>tb</sub> [kW]
P16C-H	106,00	12,10	76,20	16,50	140,80	19,16	76,20	20,17
P12C-D	55,20	9,61	79,10	5,57	71,18	14,55	79,10	8,03

Tabella 4. Caratteristiche delle pompe scelte (catalogo Caprari, 2006).

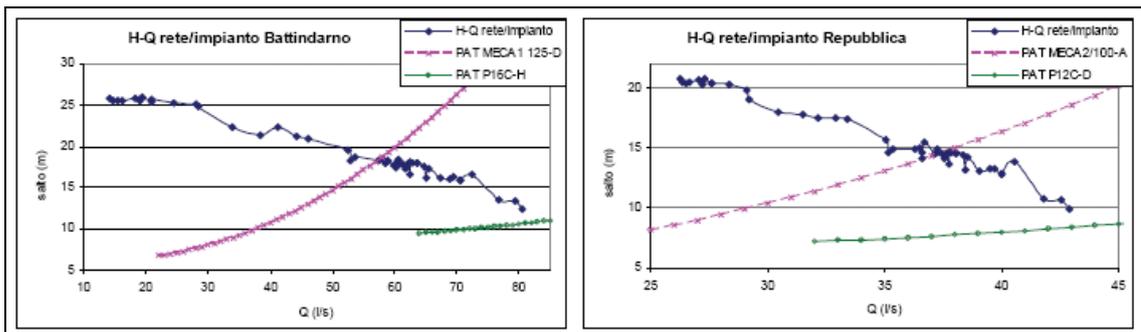


Figura 7. Caratteristiche di impianto e di PAT per i due ingressi. Le caratteristiche delle PAT sono riportate per rendimenti maggiori del 20% (caso con regolazione di portata in tratteggio).

## 12.6 Valutazioni economiche

La valutazione economica degli interventi qui discussa intende solo presentare una prima stima dei costi e dei ricavi.

La stima dei costi deve considerare:

- il costo dei macchinari elettrici ed idraulici;
- il costo delle opere civili necessarie;
- il costo di manutenzione e di esercizio dell'impianto;

ai quali contrapporre i ricavi previsti durante la vita utile dell'opera.

La mancanza di valutazioni sulla necessità di inserire eventuali organi di protezione dai transitori di moto vario, attualmente in fase di studio, rende parziale la stima dei costi relativi ai componenti idraulici ed elettrici.

Per la stima dei costi, nel caso del distretto della Bolognina, si è ipotizzato che non siano necessarie rilevanti opere civili, in quanto le camerette di installazione delle macchine sono già presenti, e che le PRV presenti possano essere riutilizzate nel ramo di by-pass. In questo caso solo nello schema con PAT e ripartizione di portata è necessario l'acquisto di altre 2 valvole riduttrici. Il caso con PAT senza ripartizione della portata è stato escluso dall'analisi data la scarsa producibilità elettrica.

Nel caso delle turbine il costo della macchina è stato stimato a partire dai dati di ESTIR 2002, ipotizzando un costo di 1500 €/kW di potenza installata. Per le turbine è stata considerata una potenza installata pari a quella nominale, ipotizzando un rendimento, comprensivo del rendimento idraulico della turbina e del generatore elettrico, pari a 0.78.

Nel caso delle pompe, il costo  $C$  è stato stimato sulla base della seguente relazione, ricavata per pompe centrifughe ad asse orizzontale monogirante della serie MEC-A con motore a 4 poli (Caprari Pump Tutor, 2006):

$$C = 73.186P + 976.6 \quad (7)$$

dove  $C$  è il costo in € del gruppo pompa (inclusi motore, base e giunto) e  $P$  è la potenza in kW del motore utilizzato. La relazione (7) è valida per potenze inferiori a 50 kW.

Per quanto riguarda la stima dei ricavi, si è fatto riferimento alla Finanziaria del 2008, che prevede un prezzo fisso di vendita dell'energia pari a 220 €/MWh per potenze inferiori a 1 MW. La Tabella 5 riporta una preliminare analisi dei costi per l'intero intervento, escluse le parti legate alle centraline ed al telecontrollo.

Ingressi	Costo	Ricavi	Costo	Ricavi
	[€]	[€]	[€]	[€]
	<b>Turbine</b>		<b>PAT caso 1</b>	
Battindarno	15.269	13.530	1.525	8.360
Repubblica	4.952	8.008	1.379	5.500
	<b>PRV (2 valvole)</b>			
	-	-	3.000	-

**Tabella 5. Stima dei costi degli impianti (di entrambi gli ingressi) nel caso di inserimento turbine e nel caso PAT con ripartizione di portata.**

Dalla tabella 5 emerge una buona prospettiva per la convenienza economica dell'intervento. Per valutare correttamente i parametri finanziari (VAN, TIR) e il tempo di ritorno degli interventi sarà necessario stimare anche l'impatto di eventuali sistemi di protezione della rete.

## **12.7 Conclusioni e futuri sviluppi**

L'inserimento nel sistema di distribuzione di una turbina o di una pompa funzionante da turbina (PAT) è stato valutato in termini di recupero energetico. La metodologia identificata consente di derivare la curva dell'impianto, ovvero portata e salto disponibili, tenendo conto della dipendenza delle perdite idriche dalla pressione nel sistema di distribuzione; su tale curva sono valutate le modalità di controllo e le prestazioni delle macchine idrauliche attraverso un modello implementato in Matlab-Simulink integrato con la libreria di EPANET.

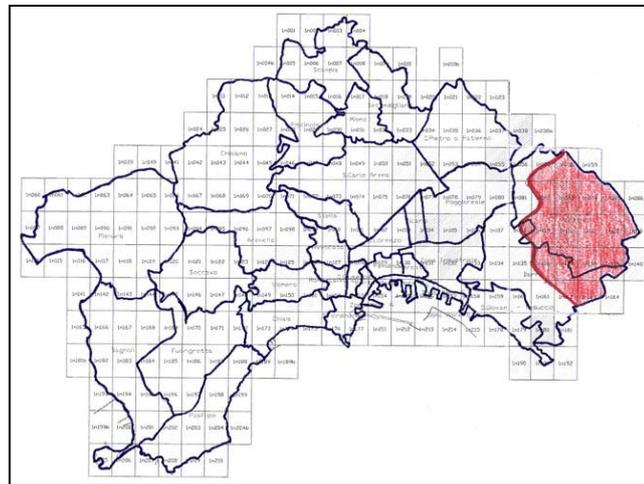
Il modello applicato ad un caso reale mostra come la possibilità di regolazione della turbina consenta di ottenere un recupero energetico superiore rispetto alle due configurazioni di PAT prese in considerazione, pur se con costi più elevati. L'applicazione ha fornito risultati interessanti che dovranno essere completati dalla valutazione dei transitori di moto vario indotti dalla macchina e da un'analisi più completa della sostenibilità economica, con particolare riferimento al sistema di controllo e protezione.

## CAPITOLO 13 CONCLUSIONI

L'attività di ricerca svolta per il presente lavoro di dottorato può essere sintetizzata nelle seguenti fasi principali:

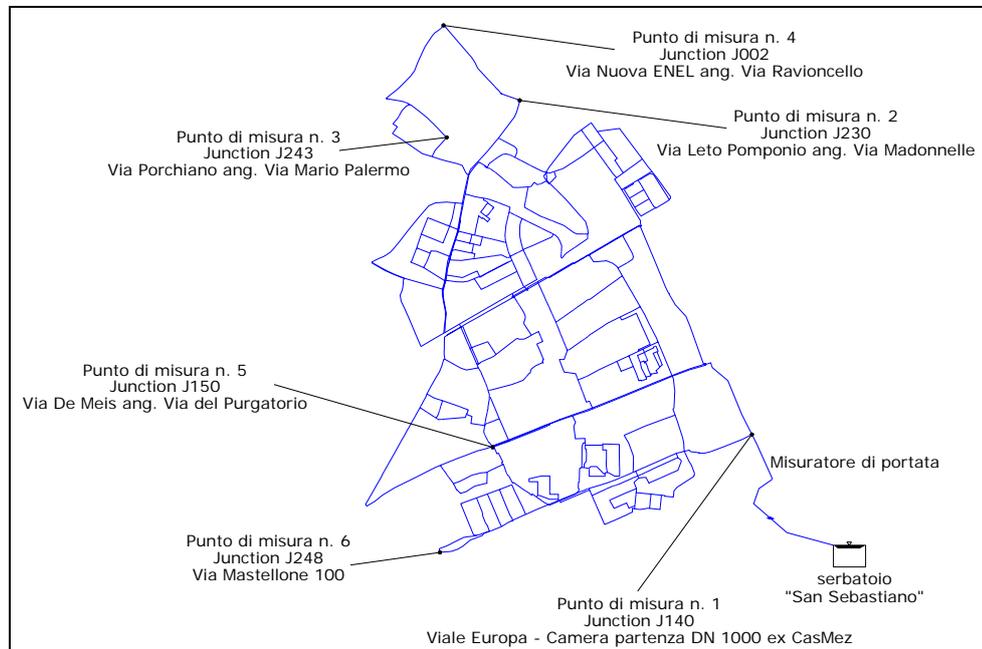
- approfondimento delle tematiche relative ai sistemi idrici;
- modellazione numerica delle reti di acquedotto con particolare attenzione alle perdite fisiche;
- sviluppo di metodi di ottimizzazione delle reti di acquedotto mediante sistemi innovativi di gestione.

Nell'elaborato di tesi sono state affrontate le problematiche idrauliche dell'ottimizzazione e della distrettualizzazione dei sistemi idrici: accanto ad una fase teorica, tesa all'individuazione delle tematiche principali ed alla descrizione di esperienze già operative a livello nazionale ed internazionale, è stata sviluppata, in collaborazione con l'ARIN S.p.A., un'ipotesi progettuale da implementare sulla rete acquedottistica a servizio dell'area orientale della città di Napoli (circa 70.000 utenze servite su un territorio di 920 ha – figura 1), mediante la realizzazione di distretti idraulici sperimentali e di nuovi scenari di ottimizzazione supportati da modelli idraulici di simulazione.



**Figura 1. Ubicazione territoriale della macroarea in esame nel Comune di Napoli.**

A tale scopo, sono stati effettuati preliminarmente i necessari rilievi sperimentali che hanno consentito di redigere un accurato schema della rete di distribuzione (figura 2) e di elaborarne il bilancio idrico (tabella 1).



**Figura 2. Schema della rete idrica Napoli Est, con ubicazione dei misuratori di pressione**

L'identificazione della fascia di alimentazione annessa al serbatoio "San Sebastiano", oggetto di studio, è stato il frutto di un minuzioso lavoro svolto a partire dalle diverse fonti a disposizione, sintetizzabile nelle attività di:

- individuazione della toponomastica della zona (ottenuta tenendo conto dei dati ricavati da 4 distinti viari);
- determinazione della fascia di alimentazione e della rete idrica annessa, ottenuta mediante la consultazione delle cartografie più recenti e dei vecchi schemi acquedottistici e l'effettuazione di numerosi sopralluoghi;
- campagna di rilievo di portate e pressioni in rete mediante l'installazione, in punti scelti della rete, di misuratori di pressione e portata;
- analisi degli interventi di manutenzione sulla rete negli ultimi anni, ottenuta dalla consultazione dei dati a disposizione dell'Area Manutenzione Rete (ora Rete Sotterranea) dell'ARIN;

- reperimento dati sulla qualità dell'acqua, mediante la consultazione dei risultati delle analisi effettuate periodicamente dal Laboratorio ARIN;
- stima dei consumi idrici, ottenuti mediante la consultazione dei dati in possesso degli Uffici commerciali dell'ARIN.

<b>VOLUME IMMESSO IN RETE</b> 29.422 m <sup>3</sup> /g (340 l/s)	<b>CONSUMI MISURATI E FATTURATI</b> 9.790 m <sup>3</sup> /g (113 l/s)		<b>PORTATA EROGATA AI NODI</b> 15.680 m <sup>3</sup> /g (181 l/s) <b>dotazione</b> 240 l/(ab*g)
	<b>PERDITE GLOBALI</b> 19.632 m <sup>3</sup> /g (227 l/s)	<b>PERDITE APPARENTI</b> <b>(30 % delle PERD. GLOBALI)</b> 5.890 m <sup>3</sup> /g (68 l/s)	
		<b>PERDITE REALI</b> <b>(70 % delle PERD. GLOBALI)</b> 13.742 m <sup>3</sup> /g (159 l/s)	

**Tabella 1. Bilancio idrico della rete di Napoli Est**

Dal bilancio idrico della rete di Napoli Est è risultato un tasso di perdite globali (fisiche ed amministrative) pari all'incirca al 67%. Tale livello significativo delle perdite è stato confermato dall'elevato numero di interventi di manutenzione effettuati annualmente nella macroarea (sensibilmente maggiore di quello delle altre aree della città).

In tale contesto è risultata quanto mai giustificata la scelta della macroarea di "Napoli Est" come sistema idrico di riferimento per l'implementazione di tecniche innovative per la gestione della rete.

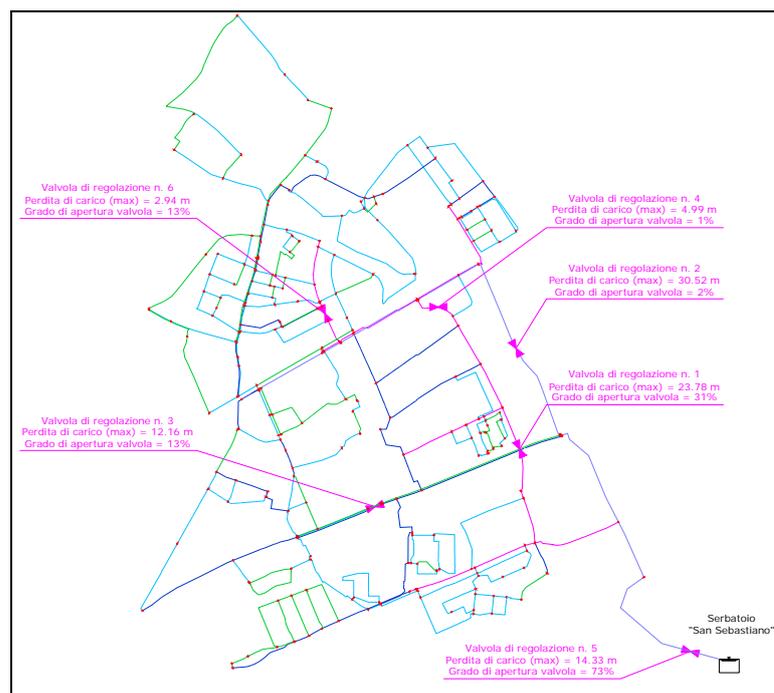
Su tale sistema distributivo sono state, dunque, applicate e confrontate una procedura di ottimizzazione del cielo piezometrico per mezzo di valvole di riduzione di pressione o PRV (*Pressure Reducing Valves*) ottenuta mediante l'implementazione di un algoritmo genetico e una procedura di distrettualizzazione, idonea non solo per conseguire una riduzione dei volumi idrici dispersi mediante una diminuzione dei livelli di pressione nei distretti, ma anche per procedere in futuro alla ricerca dei punti di rottura grazie al controllo delle portate entranti e uscenti in ogni distretto.

In particolare, **la procedura di ottimizzazione** è stata mirata alla disposizione ottimale di valvole di riduzione di pressione e alla determinazione del loro grado di apertura nelle condizioni di esercizio più gravose per il sistema idrico. La funzione obiettivo è, dunque, rappresentata dalla minimizzazione dello scarto tra le pressioni rilevate in rete

per ogni nodo in seguito al posizionamento e alla regolazione delle valvole e un valore di pressione imposto  $P_{\min}$  da garantire in ogni nodo della rete per il corretto funzionamento del sistema distributivo. Tale procedura è stata implementata mediante il codice risolutivo basato sull'algoritmo genetico PIKAIA supportato dall'algoritmo risolutivo NITSOL per la simulazione idraulica (entrambi sviluppati in FORTRAN e, quindi, direttamente interfacciabili).

La procedura ha prodotto un insieme di soluzioni (sono state effettuate circa 40.000 iterazioni), da cui è stata selezionata la migliore secondo un opportuno criterio di ottimizzazione e a seguito delle necessarie verifiche idrauliche (risposta giornaliera della rete, rottura di un tronco principale, incendio, cloro residuo).

Una ragionevole analisi costi-benefici ha portato a concludere che la soluzione ottimizzata fornita dall'algoritmo genetico è quella che comporta l'introduzione in rete di 6 valvole di regolazione e controllo (figura 3).



**Figura 3. Localizzazione e grado di apertura delle valvole di regolazione nell'assetto ottimizzato.**

Tale assetto ottimizzato dovrebbe consentire un recupero dell'ordine del 29% delle perdite fisiche, rimanendo ovviamente inalterate le erogazioni fatturate (tabella 2).

Scenario	Valvole di regolazione [num.]	Portata media giornaliera [l/s]	Portata media erogata [l/s]	Perdite medie giornaliere [l/s]	Recupero sul volume totale [%]	Recupero perdite [%]
0	0	340,22	182,66	157,56	-	-
1	1	323,73	182,66	141,08	4,84%	10,46%
2	2	321,38	182,66	138,73	5,54%	11,95%
3	3	307,02	182,66	124,36	9,76%	21,07%
4	4	303,26	182,66	120,61	10,86%	23,45%
5	5	301,10	182,66	118,45	11,50%	24,82%
<b>6</b>	<b>6</b>	<b>295,24</b>	<b>182,66</b>	<b>112,58</b>	<b>13,22%</b>	<b>28,55%</b>
7	7	297,91	182,66	115,25	12,44%	26,85%
8	8	293,07	182,66	110,42	13,86%	29,92%
9	9	294,70	182,66	112,04	13,38%	28,89%

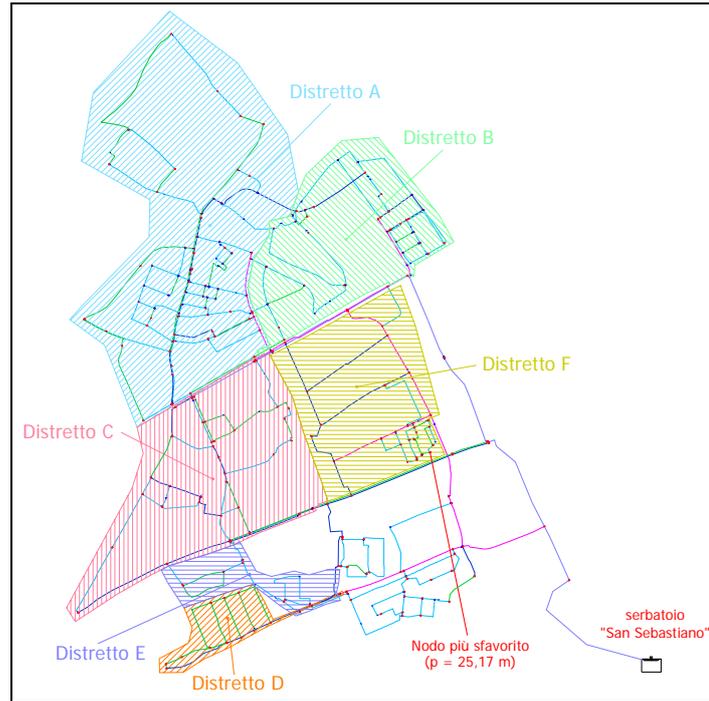
**Tabella 2. Recupero idrico relativo ai diversi scenari di ottimizzazione.**

La **procedura di distrettualizzazione** è stata elaborata, invece, iterando le seguenti fasi applicative:

1. identificazione di un distretto idraulico e individuazione dei tratti di collegamento tra tale distretto e il resto della rete. Per la scelta dei distretti sono state considerate le zone caratterizzate da una certa omogeneità altimetrica, da un ridotto numero di rami di collegamento col resto della rete, da un numero di abitanti serviti compreso tra 10.000 e 15.000;
2. isolamento del distretto idraulico con valvole di intercettazione e di regolazione della pressione;
3. analisi numerica dei livelli di pressione da imporre nel distretto mediante le valvole di regolazione;
4. verifiche idrauliche sulla rete distrettualizzata (risposta giornaliera della rete, rottura di un tronco principale, incendio, cloro residuo).

Complessivamente, sono stati considerati 6 diversi progetti, incrementando progressivamente il numero dei distretti (figura 4).

Dall'analisi dei risultati ottenuti è risultato che il più efficace progetto di distrettualizzazione è quello che prevede la realizzazione di n. 6 distretti mediante l'inserimento di 14 valvole di intercettazione e 9 di regolazione con un recupero idrico dell'ordine del 34% delle perdite fisiche, rimanendo ovviamente inalterate le erogazioni fatturate e le perdite apparenti (tabella 3).

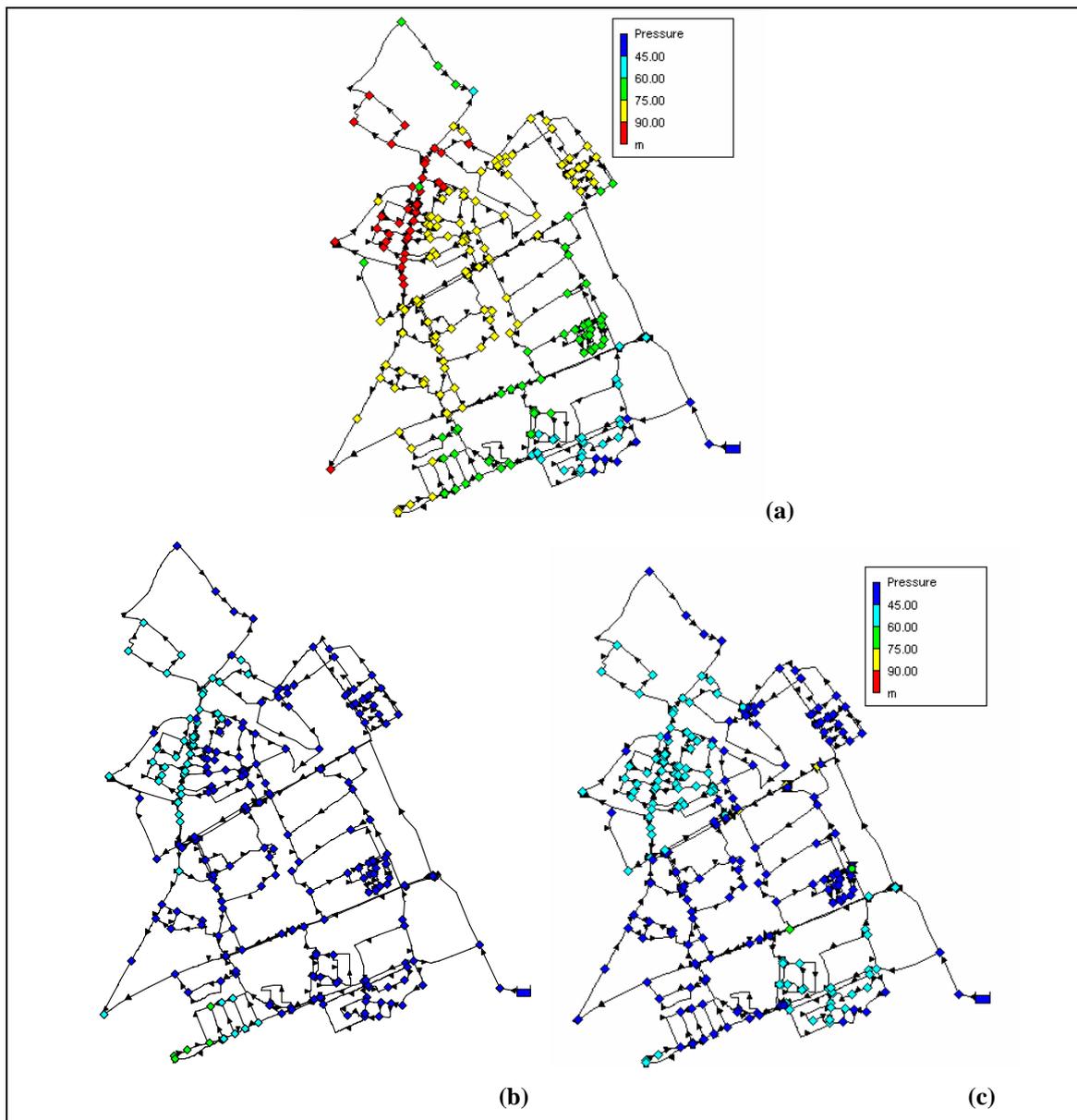


**Figura 4. Progetto di distrettualizzazione della rete Napoli Est.**

PROGETTO	DISTRETTUALIZZAZIONE		DISTRETTI	REGIME DELLE PRESSIONI					
	Numero delle valvole di intercettazione	Numero delle valvole di regolazione		Pressione massima in rete (m)	Pressione minima in rete (m)	Media delle pressioni massime (m)	Media delle pressioni minime (m)	Media delle pressioni medie (m)	Media della deviazione standard
ND	0	0	-	97.27	35.76	95.07	37.33	74.96	14.24
1	2	2	A+B	94.17	25.14	91.70	34.46	59.95	13.93
2	6	3	A, B	94.17	25.13	91.70	25.16	58.98	16.30
3	10	5	A, B, C	83.94	25.13	81.81	25.16	50.79	14.30
4	10	6	A, B, C, D	82.39	25.13	80.28	25.16	49.07	13.56
5	11	7	A, B, C, D, E	82.40	25.13	80.28	25.16	47.69	13.54
6	14	9	A, B, C, D, E, F	82.35	25.13	80.24	25.16	44.20	12.29

**Tabella 3. Riepilogo delle operazioni di distrettualizzazione.**

Entrambi le metodologie applicate hanno, quindi, restituito ottimi risultati con una riduzione media del volume di acqua immesso in rete pari a circa il 30%, conseguita mediante il recupero di gran parte delle perdite idriche che attualmente caratterizzano la macroarea analizzata. In figura 5, a titolo di esempio, è stato riportato l'andamento delle pressioni nella rete di Napoli Est nell'ora di punta, mettendo a confronto l'assetto attuale, quello ottimizzato e quello distrettualizzato. Si evince chiaramente una drastica diminuzione del livello di pressione in tutta la rete ottenuta con entrambi le metodologie applicate.



**Figura 5. Distribuzione delle pressioni nell'ora di punta nell'assetto attuale (a), ottimizzato con PRV (b) e distrettualizzato (c).**

Benché, però, tali procedure abbiano portato a risultati quasi simili in termini di recupero idrico delle perdite, da un punto di vista metodologico e applicativo esse sono risultate profondamente differenti. Tali differenze, nel lavoro di tesi, sono state dettagliatamente illustrate e motivate, con particolare attenzione agli aspetti di carattere tecnico, economico e gestionale.

Tali considerazioni hanno costituito lo spunto di ulteriori approfondimenti utili all'obiettivo finale di definire una metodologia progettuale applicabile ai sistemi acquedottistici più complessi, al fine di pianificare adeguatamente gli interventi di regolazione delle pressioni di esercizio e di massimizzare i benefici conseguibili.

## BIBLIOGRAFIA

- Afshar A., Jemaa F.B., Mariño M.A., *Optimization of hydropower plant integration in water supply system*, Journal of Water Resources Planning and Management, Vol. 116, No. 5, September/October, 1990.
- Amelio M., Barbarelli S., Scornaienchi N.M., *Caratterizzazione al banco prova di pompe centrifughe utilizzate come turbine*, 55° Congresso Nazionale ATI, Bari-Matera, 15 – 20 settembre 2000.
- Apolloni V., Masi M., Naldi G., *Simulazione di un mini-impianto idroelettrico per il recupero energetico in un acquedotto*, 60° Congresso Nazionale ATI, Roma, 13 – 15 settembre 2005.
- Araujo L.S., Ramos H., Coelho S.T., *Pressure control for leakage minimisation in water distribution systems management*, Water Resources Management, 2006.
- Artina S., Bragalli C., Giunchi D., Liserra T., *Stima delle perdite idriche proposta dal DM 99/97 e da IWA con monitoraggio in telelettura*, Atti del I Convegno Nazionale di Idraulica Urbana-Acqua e Città, Sorrento, 2005.
- Artina S., Bragalli C., Liserra T., Mazzei A., Resenterra M., Scoppa C., Sfarcich B., *Strategie di riduzione delle perdite idriche attraverso DSS (Sistemi di Supporto alle Decisioni)*, Estratto de L'Acqua, 3/2006.
- Artina S., Naldi G., Marchi A., Bragalli C., Lenzi C., Liserra T., *Dal controllo della pressione al recupero energetico nei sistemi di distribuzione idrica*, Atti del XXXI Convegno Nazionale di Idraulica e Costruzioni Idrauliche, Perugia, 2008.
- Bathala C.T., *Power generation from a water supply system*, Water Power & Dam Construction, October 1985, pp. 13 – 16.
- Bertola P., Dorigo L., Nicolini M., Tonetta E., *Distrettualizzazione e recupero energetico nelle reti acquedottistiche: il caso di Tarcento (UD)*, Atti del XXXI Convegno Nazionale di Idraulica e Costruzioni Idrauliche, Perugia, 2008.

Caprari Pump Tutor v. 3.1, *Caprari*, 2006.

Carravetta A., *Idrovalvola con turbina per il recupero dell'energia idraulica in esubero nelle reti di distribuzione idrica*, Conferenza nazionale sulla politica energetica in Italia, Bologna 18-19 aprile 2005.

Cavallini L., *Indagine sperimentale e simulazione numerica delle perdite idriche nel quartiere Bolognina in Bologna: individuazione dei benefici conseguenti all'inserimento di valvole riduttrici di pressione*, Tesi di Laurea Specialistica in Ingegneria Civile, Università di Bologna, A.A. 1999/2000.

Cesarini M., *Il recupero energetico negli acquedotti: valutazioni tecniche ed economiche*, Tesi di Laurea Specialistica in Ingegneria Meccanica, Università di Bologna, A.A. 2006/2007.

Charbonneau P., Knapp B., *A user's guide to PIKAIA 1.0*, NCAR (National Center for Atmospheric Research) Technical Note, Boulder, Colorado, 1995.

Cheong L.C., *International report on unaccounted for water and economics of leak detection*, IWA World Conference Budapest, October 1993.

Comitato per la Vigilanza sull'uso delle Risorse Idriche (CO.VI.R.I.), *Relazione annuale al parlamento sullo stato dei servizi idrici - Anno 2005*, 2006.

D.Lgs. 11.05.1999, n. 152, *Disposizioni sulla tutela delle acque dall'inquinamento e recepimento della direttiva 91/271/CEE concernente il trattamento delle acque reflue urbane*, G.U. 20.10.2000, n. 246.

D.Lgs. 02.02.2001, n. 31, *Attuazione della direttiva 98/83/CEE relativa alla qualità delle acque destinate al consumo umano*, G.U. 03.03.2001, n. 302.

D.Lgs. 3.04.2006, n. 152 e s.m.i., *Norme in materia ambientale*, G.U. 14.04.2006, n. 88.

D.M. LL.PP. 08.01.1997, n. 99, *Regolamento sui criteri e sul metodo in base ai quali valutare le perdite degli acquedotti e delle fognature*, G.U. 18.04.1997, n. 90.

- D.P.C.M. 04.03.1996, *Disposizioni in materia di risorse idriche*, G.U. 14.03.1996, n. 62.
- D.P.C.M. 29.04.1999, *Schema generale di riferimento per la predisposizione della carta del servizio idrico integrato*, G.U. 01.06.1999, n. 126.
- D'Anisi L., Lanave V., *Telecontrollo dei sistemi idrici complessi: la gestione ottimizzata della distribuzione idrica nell'abitato di Potenza*, Atti del I Convegno di Idraulica Urbana, Sant'Agnello (NA), 2005.
- Derakhshan S., Nourbakhsh A., *Experimental study of characteristic curves of centrifugal pumps working as turbines in different specific speeds*, Experimental thermal and fluid science 32 (2008), pp. 800 – 807.
- Di Nardo A., Di Natale M., Greco R., Iervolino M., *Controllo differenziato delle pressioni per la riduzione delle perdite in una rete idrica distrettualizzata*, Atti del XXX Convegno Nazionale di Idraulica e Costruzioni Idrauliche, Roma, 2006.
- ESTIR, [ftp://ftp.cordis.europa.eu/pub/eesd/docs/indicators\\_111\\_small\\_hydropower\\_sep2002.pdf](ftp://ftp.cordis.europa.eu/pub/eesd/docs/indicators_111_small_hydropower_sep2002.pdf), Settembre 2002.
- Germanopoulos G., Jowitt P.W., *Leakage reduction by excessive pressure minimisation in a water supply network*, Proc. Inst. of Civ. Engr., Pt. 2, No. 87, 1989.
- Giugni M., Fontana N., Portolano D., Panico F., Romanelli D., *La distrettualizzazione del sistema di distribuzione idrica Napoli Est: risultati preliminari*, Atti del III Seminario "La ricerca delle perdite e la gestione delle reti di acquedotto", Dipartimento di Ingegneria Civile e Ambientale (DICA) dell'Università di Perugia, 2007.
- Giugni M., Fontana N., Portolano D., Panico F., Romanelli D., *La distrettualizzazione del sistema idrico di Napoli*, Acqua & Territorio, numero 12, Aprile 2007.
- Giugni M., Fontana N., Romanelli D., Portolano D., *Strategic planning optimization of "Napoli Est" water distribution system*, Proceeding of the XXXII Congress of IAHR, Venice, 2007.

- Giugni M., Romanelli D., Fontana N., Corrado V., *Primo approccio alla distrettualizzazione nel sistema idrico di Napoli*, Atti del I Convegno Nazionale di Idraulica Urbana-Acqua e Città, Sorrento, 2005.
- Goldberg D.E., *Genetic algorithms in search, optimization and machine learning*, Addison-Wesley Publishing Co., Reading, Mass., 1989.
- Greco M., Del Giudice G., *New approach to water distribution network calibration*, Journal of Hydraulic Engineering, ASCE 125 (8), 849-854, 1999.
- Greco M., Di Cristo C., *Calibration for hydraulic network simulation*, Proceedings of International Water Resourced Engineering Conference, Seattle, 1999.
- Hamberg D., Shamir U., *Schematic Models For Distribution Systems Design*, Journal of Water Resources Planning and Management ASCE 114(2) 129-141, 1988.
- Isaacs L.T., Mills K.G., *Linear theory methods for pipe network analysis*, J. Hydr. Div., ACSE, 106(7), 1191-1201, 1980.
- Isbășoiu E.C., Bucar D.M., Ghergu C.M., Dunca G., *Using standard pumps as turbine*, CEEX2007 Conference.
- IWA Conference, *Workshop on Global Perspectives on Managing Water Security*, Melbourne, 2002.
- Joshi S., Holloway A.G.L., Chang L., *Selecting a high specific speed pump for low head hydroelectric power generation*, IEEE CCECE/CCGEI, Saskatoon, May, 2005.
- Jowitt P.W., Xu C., *Optimal valve control in water distribution networks*, Journal of Water Resources Planning and Management, ASCE, 116(4), 1990.
- Khadam M. A., Shammam N. K., Al Feraiheedi Y., *Water losses from Municipal Utilities and their Impacts*, Water International, n° 16, 1991.
- Khaled H., Sendil U., *Relationship between pressure and leakage in a water distribution network*, Proceeding of the AWWA Conference, 1992.

- L. 5.01.1994, n. 36 e s.m.i., *Disposizioni in materia di risorse idriche*, G.U. 19.01.1994, n. 14.
- L.R. Campania 21.5.1997, n. 14, *Direttive per l'attuazione del Servizio Idrico Integrato ai sensi della L. 36/94*.
- Lambert A., *What do we know about Pressure-Leakage Relationship in Distribution Systems*, Proceeding of the AWWA Conference, 2000.
- Liberatore S., Sechi G.M., *Localizzazione e taratura delle valvole di riduzione della pressione dei problemi di espansione e riabilitazione delle reti*, Atti del I Convegno di Idraulica Urbana, Sant'Agnello (NA), 2005.
- Magini A., Pallavicini I., Verde D., *Approccio multiobiettivo per il posizionamento e la regolazione delle valvole di controllo della pressione nelle reti di distribuzione idrica*, L'Acqua, n. 3, 2008.
- Marunga A., Hoko Z., Kaseke E., *Pressure management as a leakage reduction and water demand management tool: The case of the City of Mutare, Zimbabwe*, ELSEVIER, Physics and Chemistry of the Earth 31, 2006.
- May J., *Pressure dependent leakage*, World Water and Environmental Engineering, 1994.
- Milano V., *Dipendenza delle perdite di una tubazione dalla pressione di esercizio*, L'Acqua, n. 4, 2006.
- Miyaoka S., Funabashi M., *Optimal control of water distribution systems by network flow theory*, IEEE TRans. Automatic Control, AC-29(4), 303-311, 1984.
- Morely M.S., Atkinson R.M., Savic D.A., Waters G.A., *GAnet: genetic algorithm platform for pipe network optimisation*, ELSEVIER, Advances in Engineering Software 32, 2001.
- Naldi G., *Indagine sperimentale sul comportamento in turbinaggio di una elettropompa di piccolo taglia*, 56° Congresso Nazionale ATI, Napoli, 10 – 14 settembre 2001.

- Pearce H., *The rising price of diminishing returns*, Water Services, 95(1149), 14-16, 1991.
- Pernice M., Walker H.F., *NITSOL: A Newton iterative solver for nonlinear systems*, SIAM (Society for Industrial and Applied Mathematics) vol. 19, No. 1, pp. 302-318, January 1998.
- Porto, R.M., Reis L.F.R., *Hydraulic interpretation of Jowitt-Xu model of leakage minimization II – Analysis of valve performance*, Proc. 10<sup>th</sup> Latin American Congress of Hydraulics, IAHR, 461-70, 1992.
- Ramos H., Borga A., *Application of pumps in water supply systems for energy production*, Hydraulic Engineering Software VIII, Lisbon, pp. 101 – 108, June 2000.
- Ramos H., de Almeida A.B., *Parametric analysis of water-hammer effects in small hydro schemes*, Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 128, No. 7, July 1, 2002.
- Reis L.F.R., Porto R.M., *Leakage reduction in water supply networks – An evaluation of methodology*, Proc., 17<sup>th</sup> Brazilian Congress of Environmental and Sanitary Engineering, ABES, 3-19, 1993.
- Reis L.F.R., Porto R.M., Chaudhry F.H., *Optimal location of control valves in pipe networks by genetic algorithm*, Journal of water resources planning and management, 1997.
- Rossman L.A., Epanet 2, Users manual, U.S. Environmental Protection Agency, Cincinnati, OH45268, EPA/600/R-00/057, September 2000.
- Savic D.A., Walters G.A., *Integration of a model for hydraulic analysis of water distribution networks with an evolution program for pressure regulation*, Microcomputers in Civ. Engr., 10(3), 219-229, 1995.
- Savic D.A., Walters G.A., *Genetic Algorithms for Least-Cost design of water distribution networks*, Journal of water resources planning and management, 1997.
- Sterling M., Bargiela A., *Leakage reduction by optimised control of valves in water*

*networks*, Trans. Inst. Meas. Control, 6, 293-298, 1984.

Ulanicki B., Bounds P.L.M., Rance J.P., Reynolds L., *Open and closed loop pressure control for leakage reduction*, ELSEVIER, Urban Water 2, 2000.

Vairavamoorthy K., Lumbers J., *Leakage reduction in water distribution systems: optimal valve control*, Journal of Hydraulic Engineering (11), 1998.

Van Zyl J.E.; Savic D.A.; Walters G.A., *Operational optimization of water distribution systems using a hybrid genetic algorithm*, Journal of water resources planning and management, ASCE, 2004.

Williams A., *Pumps as turbines: a user's guide*, Intermediate Technology Pub. Ltd, London, 1995.

Williams A., Smith N.P.A., Bird C., Howard M., *Pumps as turbines and induction motors as generators for energy recovery in water supply systems*, J. CIWEM, June, 1998.