

POLITECNICO DI MILANO

Facoltà di Ingegneria Civile, Ambientale e Territoriale

Corso di Laurea Specialistica in Ingegneria per l'Ambiente e il Territorio



ANALISI DELLE ROTTURE IN CONDOTTA: PROPOSTA DI UN
CRITERIO DECISIONALE

Relatore: Prof. Ing. Stefano Mambretti

Correlatore: Dott.ssa Elisa Giorgetti

Tesi di Laurea di:

Andrea Longo

Matr. 740265

Anno Accademico 2010/2011

Ringraziamenti

Ringraziamenti

Sommario

Ringraziamenti	3
Sommario	7
1. Introduzione	8
2. Efficienza dei sistemi di distribuzione idrica	10
2.1. Adeguatezza del sistema di distribuzione	15
2.2. Misure idrauliche	16
2.2.1. Pressione	16
2.2.2. Portata	16
2.3. Metodologia esemplificativa per la valutazione dell'efficienza idraulica	17
2.4. Misure di qualità dell'acqua	19
2.5. Misure dirette ed indirette di qualità dell'acqua	19
2.6. Misure di percezione dell'utenza	21
2.6.1. Affidabilità del sistema di distribuzione	23
2.7. Misure strutturali	23
2.7.1. Interruzione dell'erogazione	23
2.7.2. Rotture di condotte	24
2.8. Organi di intercettazione ed idranti non manovrabili	24
2.9. Misura di qualità dell'acqua	25
2.9.1. Superamento dei limiti di qualità di estesa durata	25
2.10. Rendimento del sistema di distribuzione	26
2.10.1. Volume d'acqua non contabilizzato	26
2.10.2. Rendimento del pompaggio	27
2.11. Valutazione complessiva dell'efficienza	28
3. Ottimizzazione delle reti acquedottistiche	30
3.1. Introduzione	30
3.2. Ottimizzazione topologica	30
3.3. Diversi approcci al problema	32
3.4. Generalità sulla ricerca delle perdite	34
3.5. Considerazioni sul bilancio idrico	37
3.6. Metodi per attuare il bilancio idrico	37
3.6.1. Approccio "top-down"	37

3.6.2.	Proposta dell'International Water Assotiation (IWA)	39
3.6.3.	Metodo della portata minima notturna.....	42
3.6.4.	Distrettualizzazione delle reti.....	43
3.6.5.	Livelli di distrettualizzazione	44
3.6.6.	Telecontrollo e telelettura	46
3.6.7.	Ricerca acustica	48
3.6.8.	Metodi basati sull'analisi dei transitori	48
3.7.	Strumenti di misura.....	49
3.7.1.	Misure di pressione	49
3.7.2.	Manometri metallici.....	49
3.7.3.	Celle di pressione resistive, capacitive, induttive, piezoelettriche o piezoresistive	49
3.7.4.	Misure di portata.....	50
3.7.5.	Misuratori a pressione differenziale (venturimetri).....	50
3.7.6.	Misuratori elettromagnetici	51
3.7.7.	Misuratori ad ultrasuoni.....	51
4.	Algoritmi genetici e calcolo evolutivo	53
4.1.	Introduzione	53
4.2.	Principi di funzionamento	53
4.3.	Dettaglio del funzionamento	54
4.4.	Realizzazione dell'algoritmo.....	54
4.5.	Funzione di fitness, di codifica, spazio di ricerca e paesaggio d'idoneità	58
4.6.	Operatori	59
4.7.	L'operatore di Selezione.....	59
4.8.	L'operazione di crossover.....	60
4.9.	L'operatore di mutazione.....	62
4.10.	Schema iterativo.....	63
4.11.	Strategia di selezione per il rimpiazzamento	64
4.12.	Teoria matematica sugli AG	64
4.13.	Applicazioni ed estensioni sugli AG.....	65
4.13.1.	Ottimizzazione dei sistemi di distribuzione idrica mediante l'utilizzo di AG.....	67
4.13.2.	Caso di studio	67
4.13.3.	Calibrazione dei modelli idrici.....	70
4.13.4.	Caso di studio	71
4.13.5.	Ricerca perdite	74
4.13.6.	Caso di studio	74

4.13.7. Caso di studio	77
5. Rotture di condotte : previsione statistica, fattori di influenza e strategie di rinnovo.....	82
5.1. Introduzione	82
5.2. Valutazione probabilistica delle fallanze meccanico-strutturali	83
5.3. Strategie operative di lungo termine mirate al contenimento dei costi.....	85
5.3.1. Caso di studio	85
5.3.2. Caso di studio	93
5.4. Previsione statistica delle rotture: metodi, analisi e limiti imposti dai dati.....	103
6. Modello e scenari per la rete di Castegnato	119
6.1. Introduzione	119
6.2. Descrizione della rete di Castegnato	119
6.3. Costruzione del modello	121
6.4. Stima delle perdite in rete	122
6.5. Modellazione delle perdite	128
6.5.1. Bilancio idrico.....	128
6.5.2. Definizione di scenari di perdite	128
6.5.3. Punti di controllo.....	138
7 Analisi e valutazione	142
delle rotture osservate.....	142
6.6. Conclusioni	150
7. Applicazione del software Casses	159
8. Conclusioni	168
Bibliografia	170
Appendice A	173
Codice del Software di visualizzazione.....	173
Appendice B	193
Codice del software di visualizzazione	193

Sommario

Il presente lavoro di tesi si è posto come obiettivo la redazione di una carta di rischio fallanze per una rete acquedottistica. La metodologia seguita per la zonazione del rischio passa attraverso la valutazione di variabili afferenti alle condizioni intrinseche delle tubazioni, opportunamente pesate in relazione alle rotture osservate all'interno di una finestra temporale decennale, e ai carichi accidentali quali il traffico insistete sulla rete e la fluttuazione giornaliera delle pressioni. L'analisi delle rotture registrate, condotta in funzione delle singole caratteristiche dei tratti, ha portato ad evidenziare i diversi comportamenti nel tempo delle tubazioni in funzione dei diametri , materiali e anni di posa definendo così delle classi comportamentali.

Il criterio adottato si esplica nella definizione di un indice di performance per i singoli tratti da affiancare alle misure di pressione e portata effettuate in rete permettendo così, mediante l'utilizzo degli algoritmi genetici e del calcolo evolutivo, la definizione di zone ad elevata probabilità di perdita nonché l'ottimizzazione della loro ricerca puntuale.

La redazione di una tale carta si pone ad ausilio del gestore guidando il processo decisionale manutentivo, con particolare riguardo alla scelta tra riparazione e sostituzione condotte, e permettendo inoltre una prima valutazione predittiva della zonazione delle occorrenze.

1. Introduzione

Il problema delle perdite idriche nei sistemi di distribuzione ha assunto con il passare degli anni una rilevanza sempre maggiore nell'ambito della gestione delle reti acquedottistiche . In passato gli interessi nei riguardi del fenomeno erano di gran lunga inferiori rispetto a quanto avviene ai giorni nostri, sia per il basso costo dell'energia necessaria al funzionamento dei sistemi di distribuzione , sia per il fatto che l'entità dei volumi persi si riteneva trascurabile. Considerazioni di carattere economico ed ambientale sono emerse a partire dalla seconda metà degli anni 80 , quando l'aumentare del fabbisogno idrico abbinato alla difficoltà di reperire nuove risorse di qualità il cui sfruttamento fosse economicamente vantaggioso ha fatto sì che si ponesse l'attenzione sul problema delle perdite. In questo senso la riduzione delle perdite può intendersi come una forma di acquisizione di nuove risorse idriche associato ad un complessivo aumento di efficienza ed affidabilità dei sistemi di distribuzione.

Nel corso degli anni ci si è posti il problema di contenere il fenomeno delle perdite modificando i principi di gestione degli acquedotti, ad esempio riducendo le pressioni di esercizio.

Strettamente connessa al problema perdite è la valutazione delle rotture. Tali rotture infatti, oltre a portare ad un ingente perdita della risorsa in questione, sono la causa più diretta di interruzione del servizio e di conseguenza influenzano il grado di soddisfazione dell'utente in relazione al servizio fornito. Il fenomeno in questione ricopre importanza vitale per le aziende , costituendo una delle misure di efficienza da monitorare maggiormente. La semplice registrazione delle rotture di condotta all'interno di una rete non è sufficiente per fare confronti tra le utilities o per consentire alle aziende un'analisi relativa alle cause scatenanti o una previsione sul loro andamento.

Posto quindi il giusto accento sull'entità delle rotture, considerata la scarsità della risorsa in oggetto, in questo lavoro di tesi ci si è prefissati l'obiettivo di definire delle zone di rischio basandosi sull'analisi delle fallanze pregresse e su alcune variabili d'influenza. Ciò ha condotto allo sviluppo e alla validazione di un criterio decisionale basato su un'analisi di rischio in grado di valutare il comportamento passato di ogni singolo segmento di rete e di effettuare delle previsioni sul futuro.

Nei primi capitoli si è messo in evidenza l'importanza della valutazione di efficienza dei sistemi di distribuzione idrica, sottolineandone i criteri e le misure , sempre in relazione alla qualità dei servizi resi all'utenza. In seguito si sono esposti i diversi approcci , classici e innovativi, in termini di ottimizzazione della gestione delle reti. Riguardo il tema dell'ottimizzazione si è rivolto particolare interesse alle moderne

tecniche di calcolo evolutivo basate sull'utilizzo degli algoritmi genetici. Si sono proposti dei casi di studio e delle possibili applicazioni.

Sono state inoltre evidenziate le componenti principali per il bilancio idrico e i metodi comunemente adottati per il calcolo. Passando per l'analisi di casi riconosciuti a livello internazionale si è andato ad analizzare l'influenza di determinate variabili sull'occorrenza delle rotture e sulla loro previsione. In particolare, dopo un'analisi delle rotture pregresse all'interno di una specifica finestra temporale si è valutato il comportamento dei singoli diametri presenti in rete e dei relativi materiali, al fine di averne una valutazione di base a supporto della previsione delle rotture e sulla futura posa di condotte. Le analisi in questione sono state condotte sulla rete acquedottistica a servizio del comune di Castegnato, in provincia di Brescia.

L'analisi delle rotture e di variabili di interesse come il traffico e l'anno di posa, ha condotto alla redazione di una carta del rischio pesata sulla base di un indice proposto; tale carta del rischio dovrebbe porsi al fianco del gestore durante il processo decisionale, con particolare riguardo alla scelta tra sostituzione e riparazione. La zonazione consente quindi una migliore previsione delle rotture il che si riflette sull'ottimizzazione del processo manutentivo. In particolare, applicando questa metodologia, ci si pone come obiettivo quello di localizzare, all'interno della rete acquedottistica, le aree probabilmente più soggette al fenomeno delle rotture, offrendo in questo modo un'indicazione importante su quali siano le zone in cui intervenire con maggiore urgenza con tecniche di ricerca puntuale ed eventualmente con interventi di manutenzione e riparazione della rete stessa. Per la redazione di tale mappa è stato sviluppato un software, *Visualizza*, con l'obiettivo di evidenziare la propensione alla rottura di ogni singolo condotto della rete precedentemente modellata in Epanet. Altre analisi sono state condotte mediante l'utilizzo del software *Casses*; il software, sviluppato dal Cemegraf di Bordeaux, ha consentito la simulazione di previsioni sulle rotture future, a seguito di una validazione del modello eseguita sugli anni di osservazione. Infine, a conclusione del lavoro svolto, si è cercato di definire dei possibili sviluppi futuri di settore sottolineando anche le migliorie che l'adozione di tali metodologie potrebbe apportare alla rete in esame. Infatti, una volta acquisite le misure di pressione e portata nei punti di controllo, grazie alle potenzialità di ricerca degli algoritmi genetici, sarà possibile ricostruire lo scenario di perdite che meglio approssima le condizioni reali della rete e quindi implicitamente la loro più probabile localizzazione; tale informazione, abbinata alla zonazione del rischio, condurrà alla definizione di particolari zone di allerta funzionali alla pianificazione della manutenzione, il che si tradurrà in una più performante gestione aziendale e in cascata in un migliore servizio reso all'utenza.

2. Efficienza dei sistemi di distribuzione idrica

La valutazione del grado di efficienza dei sistemi di distribuzione è un'operazione difficoltosa in quanto non ottempera a prescrizioni restrittive specifiche, ma va affinata e mappata sulla singola rete. La carenza di misure standardizzate dovuta alle intrinseche differenze dei sistemi ha spinto le aziende idriche a sviluppare criteri e metodi propri. Ciò non agevola i responsabili di una azienda nel paragonare tale grado di efficienza con quello di altre utilities e verificarne un miglioramento nel tempo per meglio rispondere ai bisogni dell'utenza. Analizzando l'efficienza sempre in relazione con la qualità dei servizi resi all'utenza si possono delineare delle procedure utilizzabili da tutte le aziende in modo uniforme, stabilendo così una struttura atta a tale valutazione. L'organizzazione dei processi valutativi passa attraverso la definizione dei criteri di efficienza, cioè di ampie categorie di obiettivi operativi, e delle misure di efficienza, che sono caratteristiche dei sistemi di distribuzione quantificabili e paragonabili ad un singolo obiettivo al fine di giudicarne il raggiungimento. Le relazioni fondamentali tra criteri e misure di efficienza sono illustrate in figura 2.1, che mostra inoltre come i criteri influenzino varie misure di efficienza classificate come misure idrauliche, strutturali, di qualità dell'acqua e di percezione da parte dell'utenza e come queste interagiscano fra di loro. Per valutare il grado di efficienza si possono stabilire le seguenti macro categorie (criteri):

- Adeguatezza, che significa erogazione di acqua in quantità e qualità soddisfacente, con pressione adeguata e soprattutto in modo rispondente ai bisogni dell'utenza; la quantità dovrebbe cioè essere sufficiente a soddisfare la richiesta in ogni condizione di esercizio e la qualità dovrebbe corrispondere ai requisiti della normativa e ai gusti dei consumatori; inoltre l'utenza dovrebbe percepire come soddisfacente il livello del servizio erogato.
- Affidabilità, che significa capacità del sistema di erogare acqua in quantità e di qualità soddisfacenti e con pressione accettabile, con il minimo di interruzioni, tenendo conto delle interruzioni programmate e non programmate e dei periodi in cui il livello del servizio non risulta accettabile da parte dell'utenza. Per poter aver significato per i sistemi idrici di differenti dimensioni, l'affidabilità dovrebbe essere considerata in termini di durata delle interruzioni del servizio e di numero di utenti colpiti.

- Rendimento, che significa uso ottimale delle risorse , specialmente acqua ed energia, escludendo altre considerazioni come l'uso ottimale del personale o degli investimenti.

Le misure di efficienza sono caratteristiche del sistema che possono essere quantificate e che includono svariati attributi ben noti al personale del servizio come per esempio rottura di condotte, pressione, interruzioni, acqua non contabilizzata. È bene evidenziare un'importante distinzione tra fattori che influenzano l'efficienza e fattori che invece ne influenzano la sua misura. Una misura diretta all'utenza, come la pressione per esempio, consente di valutare la reale efficienza del sistema, cioè l'efficacia così com'è percepita dall'utente: gli utenti non conoscono generalmente quale è il valore di pressione presso le loro abitazioni, sanno però quando la pressione è inadeguata. D'altro canto una misura indiretta è quella che dà informazioni sui problemi di efficienza relativi alle fonti di approvvigionamento. Queste misure, meno ovvie per l'utenza e per le aziende, influenzano le misure dirette e servono quindi per la loro analisi e previsione. Le misure indirette costituiscono quindi un mezzo per prevedere i futuri livelli di efficienza (ad esempio una misura indiretta di efficienza potrebbe essere la formazione di tubercoli, che sebbene non sia per se stessa una misura di efficienza, è una fonte di problemi che influiscono sull'efficienza; aumentando quindi tale formazione nelle condotte è facile che in futuro ne soffra l'efficienza del sistema). Per stabilire l'efficienza del sistema se ne considerano varie caratteristiche e le pertinenti misure:

- Misure strutturali riferite alle condizioni dell'infrastruttura così come esse influenzano l'efficienza generale e di conseguenza il livello di servizio fornito. L'efficienza strutturale passa attraverso l'esame di alcuni elementi connessi all'affidabilità come l'invecchiamento dell'infrastruttura, la manovrabilità di organi di intercettazione ed idranti, l'interruzioni del servizio, la rottura delle condotte.
- Misure idrauliche fanno invece riferimento alle caratteristiche del sistema che influenzano l'erogazione dell'acqua all'utenza; tali misure dovrebbero essere usate nel valutare l'adeguatezza della pressione con cui l'acqua è fornita alle utenze domestiche, industriali, commerciali e l'uso antincendio. Fondamentali pertanto risultano le misure di portata, pressione e volume non contabilizzato.
- Misure di qualità legate all'influenza che la qualità dell'acqua ha sull'efficienza del sistema di distribuzione (un'eccessiva carica batterica per esempio può portare alla corrosione delle condotte che condurrà ad un deterioramento del sistema; ma anche viceversa, cioè la rottura di una condotta può portarmi al peggioramento della qualità dell'acqua) .Le restrizioni normative guidano tali misure verso l'analisi dei superamenti delle soglie accettabili, quindi affidabilità dell'erogazione, e delle durate di fornitura non soddisfacente, cioè quando viene meno il criterio di adeguatezza.
- Misure di percezione da parte dell'utenza che riflettono il modo con cui gli utenti giudicano il servizio ricevuto e sono sostanzialmente il risultato delle condizioni idrauliche, strutturali e di qualità che sommariamente determinano l'adeguatezza del servizio.

È considerevole l'interconnessione tra le misure idrauliche, strutturali, di qualità e di percezione. Basta pensare alla rottura di una condotta; tale rottura, indice delle condizioni strutturali, darà luogo ad una riduzione di pressione e di portata nei confronti dell'utenza, influenzando così sull'efficienza idraulica; la stessa rottura potrebbe inoltre determinare un degrado della qualità. Interruzione del servizio, bassa pressione, deterioramento della qualità possono causare reclami da parte dei consumatori; in questo modo la rottura di una condotta, pur costituendo una importante misura strutturale, può influenzare le misure idrauliche, di qualità e di percezione. La valutazione dell'efficienza necessita quindi della definizione degli obiettivi da raggiungere per ogni singolo criterio; tali obiettivi sono riportati in tabella 2.1 opportunamente messi in relazione con il criterio e la misura di efficienza afferenti.

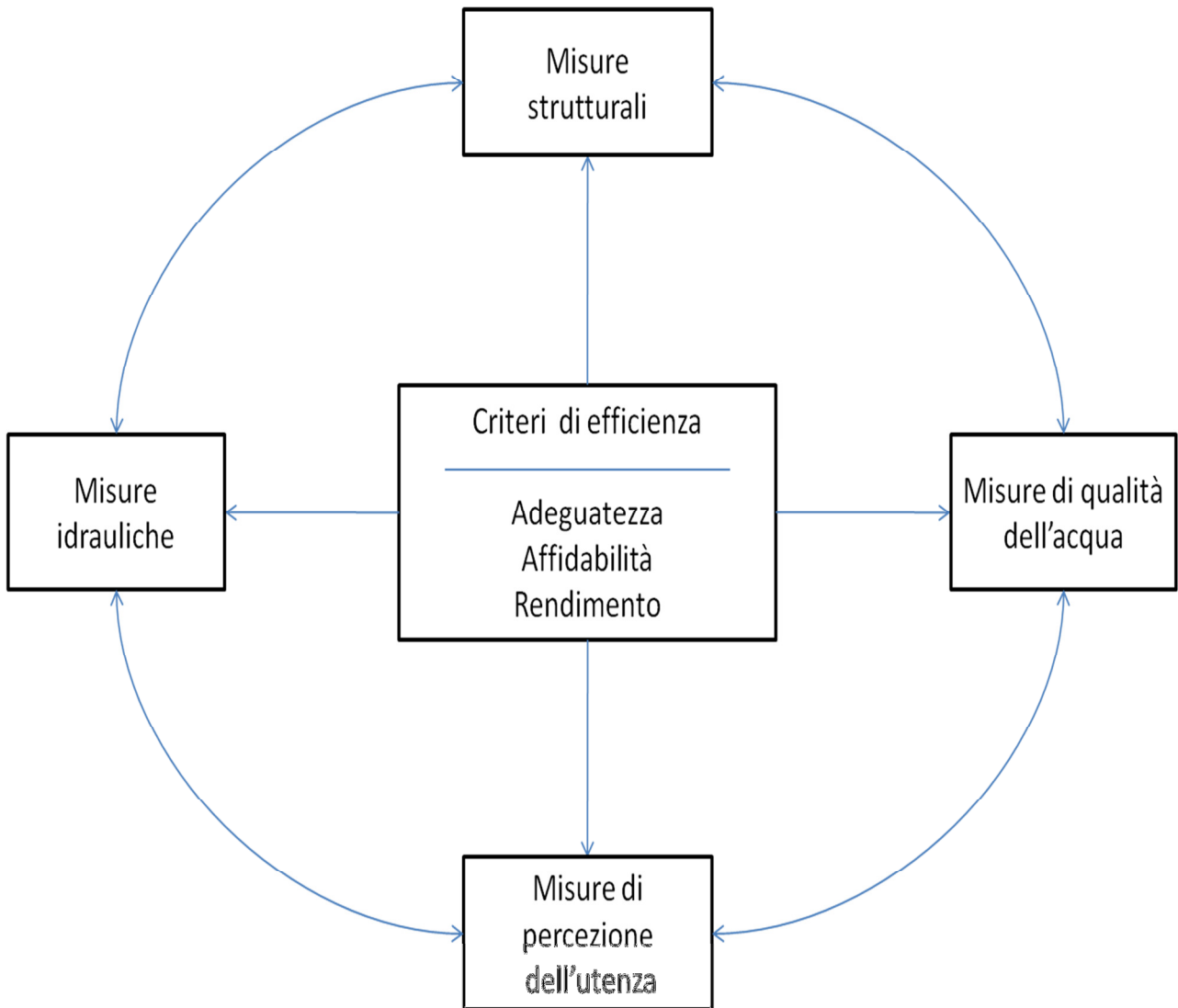


Figura 2.1 : Relazione tra criteri e misure di efficienza

Criteri di efficienza	Obiettivi	Misure di efficienza
Adeguatezza	Erogazione di acqua in quantità e qualità soddisfacenti con il minimo di interruzioni del servizio	Pressione Portata Qualità dell'acqua Reclami dell'utenza Efficacia della risposta ai reclami Soddisfazione del cliente
Affidabilità	Erogazione di acqua in quantità e di qualità soddisfacenti, con pressione adeguata e con livello di servizio accettabile da parte dell'utenza	Interruzioni del servizio Superamento dei limiti di qualità di estesa durata Organi di intercettazione ed idranti idranti non manovrabili
Rendimento	Risparmio di risorse come acqua ed energia	Acqua non contabilizzata Rendimento delle pompe

Tabella 2.1 : Tavola riassuntiva dei criteri e delle misure di efficienza

L'efficienza di un sistema di distribuzione dipende da vari fattori fra i quali le variazioni spaziali e temporali della domanda idrica. Poiché la domanda varia sia da luogo a luogo sia nel tempo, l'efficienza misurata in località diverse e in tempi diversi sarà differente da quella misurata in una certa area e in un certo periodo di tempo. Di conseguenza risultano dati importanti per la valutazione i periodi di tempo nei quali le misure sono effettuate e le aree geografiche dove esse sono applicabili. Risulta quindi di difficile confronto il dato di efficienza proveniente dal monitoraggio di diverse aziende, in quanto va singolarmente rapportato con la domanda spazio-tempo dipendente. Tra i fattori da considerare per la classificazione risultano quindi rilevanti la dislocazione geografica, l'età, la dimensione (numero di utenti serviti), la densità della popolazione nell'area, la composizione dell'utenza (residenziale, commerciale, industriale). Risulta comodo in questi casi suddividere il sistema in distretti di misura o per lo meno distinguere le zone che hanno differente alimentazione; ciò consente infatti di rilevare variazioni ed andamenti dell'efficienza che potrebbero altrimenti sfuggire osservando i dati riferiti all'intero sistema. Inoltre risulta importante osservare e registrare il dato per un periodo che possa essere ritenuto consistente; nella maggior parte dei casi le registrazioni normalmente usate per una corretta determinazione dell'efficienza del sistema fanno riferimento ad un anno di osservazioni. Una volta definiti i criteri e le misure, l'azienda può valutare la sua efficienza seguendo la metodologia di seguito riportata e schematizzata in figura 2.3:

1. Il primo passo consiste nel passare in rassegna i dati storici relativi all'efficienza del sistema di distribuzione, come ad esempio valori di pressione, numero di rotture di condotte, numero di reclami da parte dell'utenza, in modo tale da poter vedere qual è stato l'andamento del grado di efficienza nel tempo. Sulla base dell'esame dei dati storici si dovrà predisporre una banca dati ed un piano di acquisizione.

2. Sulla base degli obiettivi parziali di adeguatezza, affidabilità e rendimento, si dovranno definire, utilizzando dati storici, obiettivi di efficienza annuali ed a lungo termine, ivi inclusi gli obiettivi relativi a nuove misure che nel passato non venivano registrate.
3. Si dovrà quindi procedere ad una sistematica raccolta di dati, in armonia con le linee guida indicate, da immettere periodicamente nella banca dati del sistema.
4. I dati immessi nella banca dati dovranno essere periodicamente analizzati e messi a confronto con gli obiettivi sopra definiti. Se questi non sono stati raggiunti si dovrà identificare quali siano stati i problemi, siano essi idraulici o di qualità o di insoddisfacente servizio che non sono stati risolti e quali ne siano le cause.
5. Si dovrà quindi definire un piano di interventi correttivi e determinarne i relativi costi. Se i fondi a disposizione per questi interventi non sono sufficienti, si dovrà procedere ad una revisione degli obiettivi, tornando indietro al punto n°2.
6. Se viceversa i fondi sono sufficienti, si procederà all'esecuzione degli interventi correttivi, verificando successivamente, dopo la nuova campagna di raccolta dati, il raggiungimento o meno degli obiettivi prefissati. In caso positivo si dovrà continuare nell'esecuzione del piano; in caso contrario si dovranno opportunamente modificare le azioni correttive definite al punto n°5.

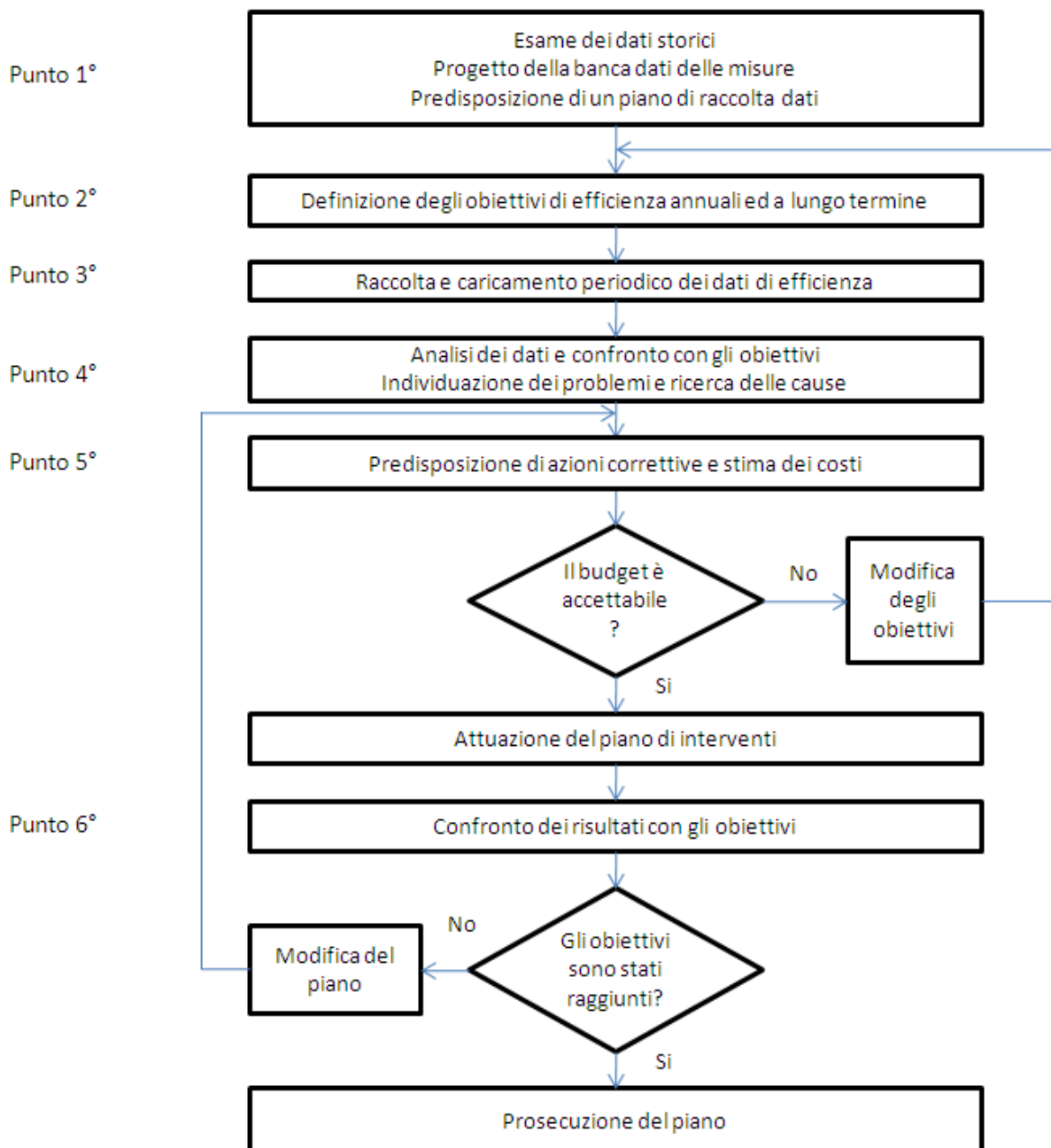


Figura 2.3 : Metodologia di valutazione dell'efficienza

2.1. Adeguatezza del sistema di distribuzione

L'adeguatezza di un sistema di distribuzione è definita dall'erogazione di acqua in quantità e di qualità soddisfacenti, a pressione adeguata e con un livello di servizio accettabile per l'utenza. Di seguito saranno brevemente descritte le misure idrauliche (pressione e portata), le misure di qualità dell'acqua e le misure di

percezione (numero dei reclami, prontezza di risposta e grado di soddisfazione dell'utenza) che determinano l'adeguatezza di un sistema.

2.2. Misure idrauliche

2.2.1. Pressione

In Italia negli ambiti territoriali ottimali la pressione nelle reti di distribuzione deve essere tale da garantire un carico idraulico di 5 metri (D.P.C.M. 4 marzo 1996), misurato al punto di consegna, relativo all'estradosso del solaio di copertura del piano abitabile più elevato o al filo di gronda degli edifici di altezza conforme agli strumenti urbanistici comunali, salvo deroghe in casi particolari per i quali il gestore dovrà dichiarare in contratto la quota piezometrica minima che è in grado di assicurare. Questa prescrizione equivale in pratica per un edificio di 6 piani fuori terra ad assicurare una pressione minima al punto di consegna di almeno 25 metri. Esistono delle prescrizioni anche sul carico massimo al punto di consegna rapportato al piano stradale non superiore a 70 metri, salvo indicazione diversa stabilita in sede di contratto d'utenza. Ad ogni modo l'adeguatezza del sistema per quanto riguarda la pressione dovrebbe essere misurata calcolando quanto spesso la pressione effettiva di esercizio supera il minimo di pressione richiesto, cioè quanto spesso si verifica la condizione:

$$P > P_{\min}$$

Dove P = pressione effettiva in rete

P_{\min} = il minimo di pressione richiesto (in condizioni di massimo consumo, durante gli attingimenti antincendio o in normali condizioni di esercizio)

La raccolta, la conservazione e l'utilizzo dei dati di pressione sono perciò indispensabili per valutare il grado di adeguatezza del sistema.

2.2.2. Portata

La seconda misura di efficienza per valutare l'adeguatezza di un sistema è la portata, che dovrebbe risultare sufficiente a soddisfare la richiesta per gli usi civili, commerciali, industriali ed antincendio anche durante le punte. La massima richiesta ipotizzabile sarebbe perciò una combinazione della punta massima relativa all'utenza convenzionale e della punta per l'uso antincendio individuale o pubblico. In genere la maggior parte dei sistemi idrici non è progettata per soddisfare la domanda di questa situazione estrema, ma per soddisfare la domanda massima giornaliera oltre a quella per gli usi antincendio; bisogna anche tener conto che quest'ultima, in un determinato punto del sistema, dipende da situazioni locali come la densità di abitazioni e la complessiva potenzialità in quella zona delle attrezzature antincendio. Ad ogni utenza di tipo domestico è assegnata una dotazione pro-capite giornaliera non inferiore a 150 l/(ab giorno) (D.P.C.M. 4 marzo 1996) intesa come volume attingibile dall'utente in 24 ore, con obbligo da parte del gestore di indicare in contratto il numero di dotazioni assegnata all'utente e ad esso garantito. Inoltre la portata minima erogata al punto di consegna non deve risultare inferiore a 0,10 l/s per ogni unità abitativa in corrispondenza al carico idraulico di cui sopra. Ad ogni modo l'efficienza del sistema per quanto riguarda la portata dovrebbe essere misurata dalla percentuale di tempo durante il quale le portate effettivamente erogate sono superiori al minimo richiesto, cioè durante il quale si verifica la condizione:

$$Q > Q_{\text{rich}}$$

Ove Q = portata erogata

Q_{rich} = portata richiesta per il massimo normale uso giornaliero oltre all'uso antincendio

In Italia l'ubicazione degli idranti stradali antincendio, denominati comunemente bocche d'incendio (posti nella rete ad una distanza non superiore a 50-100m l'uno dall'altro), la portata che deve essere garantita dagli stessi (15 l/s, erogata dalle manichette delle autopompe) nonché la portata degli impianti antincendio privati è stata stabilita dai Vigili del Fuoco (UNI 10779 1/5/2002 in conformità al D.M. 30/11/83).

2.3. Metodologia esemplificativa per la valutazione dell'efficienza idraulica

La metodologia seguita rappresenta un approccio alla valutazione dell'efficienza idraulica secondo la procedura a passi successivi delineata in precedenza (figura 2.3).

Punto 1° - Valutazione dei dati esistenti

Occorre poter raccogliere ed organizzare per ogni singola area sottoposta a monitoraggio i dati storici riguardanti pressione, portata, prove di pressione e portata sugli idranti antincendio nonché i reclami delle utenze relativi a carenze di pressione e portata; tali dati dovrebbero essere riportati su mappe a curve di livello della rete di distribuzione per individuare le aree critiche. L'individuazione di tali aree con problemi di pressione può avvenire tenendo conto dei seguenti fattori:

- zone ove gli utenti reclamano per scarsità di pressione;
- zone situate a quota altimetrica più elevata;
- zone con ridotto carico statico (differenza tra il carico idraulico totale e la quota altimetrica);
- dati di prova sugli idranti denunciati un livello basso di pressione statica e residua.

Questa analisi mostrerà l'esistenza di zone di bassa pressione all'interno delle aree sottoposte a monitoraggio, causate per esempio da scarsa pressione nei punti di immissione, perdite di carico dovute ad un dimensionamento insufficiente o a fenomeni di incrostazione delle condotte, inefficienze operative degli organi meccanici. Nella pratica comune la raccolta dei dati di pressione avviene solo in alcuni punti chiave come ad esempio all'uscita delle stazioni di pompaggio, in corrispondenza di valvole di regolazione o a valle di serbatoi di compenso dove la pressione è immediatamente deducibile dal livello degli stessi. Qualora questi dati non siano sufficienti ad individuare le zone di bassa pressione e le relative cause, può essere necessario predisporre un piano di raccolta di dati aggiuntivi. Necessita quindi per ogni area di monitoraggio un sistema di raccolta e archiviazione che consenta di utilizzare tutti i dati storici, presenti e futuri riguardanti le situazioni di carenza e contenente tutte le necessarie indicazioni geografiche e di tempo e tutti i dati di efficienza idraulica. Dopo l'analisi dei dati esistenti, si dovrà procedere, se risultano insufficienti a determinare l'estensione e l'ubicazione delle zone con carenza di pressione, a sviluppare un piano di raccolta di dati aggiuntivi che includano dati di pressione in tempo reale in punti chiave, prove in corrispondenza degli idranti e indagini sul grado di soddisfazione da parte dell'utenza.

Punto 2°- Determinazione degli obiettivi annuali ed a lungo termine

Dopo l'analisi dei dati esistenti e delle ulteriori informazioni raccolte, è possibile indicare la natura generale dei problemi e le aree dove essi risultano prevalenti. In base alla natura, alla gravità ed alla distribuzione spaziale di tali problemi nonché alle risorse disponibili, si dovranno stabilire gli obiettivi di efficienza comprendenti un valore minimo ed uno massimo di pressione in rete in condizioni di normale funzionamento e un valore di minima pressione residua durante gli usi antincendio.

Punto 3°- Raccolta ed archiviazione dati

Per poter determinare nel modo più completo l'andamento della pressione in un sistema di distribuzione, si possono installare trasduttori di pressione in punti chiave della rete idrica con trasmissione a distanza della

lettura ad un certo centro ove tali dati possono essere analizzati e archiviati. Ai fini della valutazione dell'efficienza discussa, la collocazione degli strumenti di registrazione dovrebbe essere effettuata in punti chiave della rete opportunamente scelti. Questi dati dovrebbero essere raccolti nei mesi estivi per un periodo minimo di 24 ore e dovrebbero comprendere per ogni punto di misura: un numero progressivo di identificazione, località (via e numero civico), la quota assoluta della linea dei carichi totali, la quota altimetrica, i valori di pressione statica, minima e massima registrate, il consumo totale giornaliero nel giorno di minima pressione. Nelle installazioni di contatori a telelettura è possibile utilizzare lo stesso sistema per la misura e trasmissione a distanza in tempo reale della pressione rilevata, mediante trasduttori, nei punti di consegna ed avere così informazioni immediate sul livello di servizio fornito all'utenza. Per individuare le zone con scarsità di pressione si può anche inviare agli utenti un questionario, che può essere allegato alla bolletta, contenente domande su eventuali carenze di pressione e portata durante i mesi estivi.

Punto 4°- Analisi dei dati ed individuazione delle cause dei problemi

I dati raccolti, discussi al punto precedente, vanno confrontati con gli standard e con gli obiettivi prefissati, relativi ai valori di minima e massima pressione nelle normali condizioni di esercizio, nonché coi requisiti richiesti per gli usi antincendio. Se non si riscontrano problemi particolari si può rinunciare ad ulteriori studi, ma conviene ugualmente proseguire nella registrazione della pressione nei punti chiave almeno con frequenza annuale. Se viceversa si riscontrano problemi, i dati raccolti dovrebbero essere ulteriormente analizzati per individuare le cause, che possono comprendere elevate perdite di carico dovute ad incrostazioni, saracinesche chiuse, eccessive perdite della rete.

Punto 5°- Piano di interventi correttivi

Una volta stabiliti gli obiettivi di carattere operativo, occorrerà sviluppare un piano di miglioramento annuale e a lungo termine dell'efficienza idraulica completo delle previsioni di investimento e di quanto necessario per la predisposizione dei futuri piani finanziari. L'effettivo miglioramento raggiunto nell'efficienza idraulica a seguito dei progettati interventi dovrà essere documentato ed utilizzato per la revisione del piano stesso. Obiettivo principale del piano sarà ovviamente quello di provvedere all'utenza un miglior servizio rispettando i valori minimi e massimi di pressione stabiliti per la rete. Una volta chiaramente identificati i problemi di inefficienza occorre progettare interventi correttivi di costo adeguato atti a risolvere le situazioni esistenti e potenziali di carenza di pressione e portata, utilizzando per esempio un modello idraulico del sistema. Bisognerà comunque fare la stima preventiva dei piani alternativi di miglioramento ed orientare la scelta verso quelli economicamente sostenibili per sviluppare un programma di rinnovo della rete a medio e lungo termine. Dopo aver definito queste azioni correttive è preferibile farne la simulazione sul modello idraulico per verificare i miglioramenti che si possono ottenere con l'attenuazione dei vari programmi annuali. Tali miglioramenti vanno confrontati con gli obiettivi e gli standard stabiliti al punto 2°.

Punto 6°- Valutazione del grado di raggiungimento degli obiettivi

I risultati di miglioramento dell'efficienza conseguenti alla messa in atto del piano di interventi correttivi devono essere monitorati al fine di poter valutare l'efficacia del programma stesso e la congruità con gli obiettivi prefissati. Il piano deve essere riesaminato annualmente per confrontarlo con il grado di efficienza effettivamente raggiunto e deve essere modificato adeguatamente se gli obiettivi a breve termine non sono stati pienamente raggiunti.

2.4. Misure di qualità dell'acqua

Per salvaguardare la salute pubblica la qualità dell'acqua immessa in rete con o senza trattamento deve rimanere inalterata anche dopo il suo passaggio attraverso la rete di distribuzione. Per raggiungere questo scopo bisogna avere buon grado di conoscenza delle caratteristiche e del funzionamento del sistema di distribuzione in tutte le sue componenti. L'attività batteriologica che si sviluppa sulle pareti interne delle tubazioni tende infatti a distruggere il cloro residuo e ad assorbire ossigeno, a corrodere le condotte di ghisa non rivestite ed a formare tubercoli. L'alterazione della qualità dell'acqua può essere attribuita a determinate cause; tra le principali :

- serbatoi a cielo aperto di acqua trattata;
- serbatoi chiusi con assenza di cloro residuo;
- rotture di condotte;
- collegamenti, inversione della velocità dell'acqua, sifonamenti;
- condotte di estremità con acqua stagnante;
- ricrescita batterica, assenza di residuo disinfettante;
- sottoprodotti della corrosione e della disinfezione.

2.5. Misure dirette ed indirette di qualità dell'acqua

Le restrizioni normative vigenti in Italia stabiliscono i vari parametri da sottoporre ad analisi e la frequenza delle stesse in funzione della consistenza e delle dimensioni degli acquedotti. Le misure dirette di qualità possono essere classificate in tre gruppi:

- misure batteriologiche (coliformi totali, carica batterica, residuo disinfettante, ricrescita batterica);
- misure estetiche (acqua colorata, gusti ed odori, temperatura);
- altre misure (indici di corrosività, concentrazioni di piombo, rame e zinco, sottoprodotti della disinfezione).

L'effettuazione ed il controllo delle misure batteriologiche nei sistemi di distribuzione sono normalmente richiesti dalle normative di legge che in Italia sono principalmente contenute nel D.P.R. 24 maggio 1988, n. 236. Tale decreto, emanato in attuazione della direttiva CEE n. 80/778, stabilisce i vari parametri da sottoporre ad analisi e la frequenza delle stesse in funzione della consistenza e delle dimensioni degli acquedotti. Nuove definizioni sono state introdotte a livello comunitario e recepite prima con il D.Lgs. 152/1999 e seguentemente con il D.Lgs. 31 del 2 febbraio 2001, che riprende e aggiorna i limiti dei parametri qualitativi delle acque in attuazione della direttiva 98/83/CE relativa alla qualità dell'acqua destinata al consumo umano. Il risultato è il ben noto D.Lgs. 152/06 (TU Ambiente). I termini ricrescita batterica e formazione di biofilm si riferiscono alla crescita di colonie batteriche nelle reti idriche a valle dei punti di disinfezione. La ricrescita avviene in genere nei punti della rete ove la velocità dell'acqua è più bassa, la temperatura relativamente alta e dove esistono superfici di grande estensione che ne facilitano l'annidamento. Quest'ultima condizione si verifica ad esempio nelle condotte di ghisa grigia non rivestite, dove la ghisa subisce nell'acqua un processo di corrosione e si rideposita sulla superficie interna in forma di tubercoli insieme ad altri prodotti della corrosione che, se non vengono rimossi dalla corrente, offrono ai batteri il terreno più adatto per attaccarsi e svilupparsi. Le misure di qualità estetica fanno riferimento a gusti ed odori sgradevoli che possono essere attribuiti a ricrescita batterica o corrosione biologica, lubrificanti usati per le guarnizioni nei giunti. Un altro importante fenomeno è quello dell'acqua colorata che può derivare dalla presenza di ferro e manganese, deficienze nel trattamento dell'acqua, ristagno nelle condotte, manovre e messa in esercizio di nuove condotte. La presenza di piombo, zinco e rame nell'acqua prelevata ai

rubinetti dei consumatori è generalmente dovuta all'uso di questi materiali negli impianti interni. Ai fini di ridurre le concentrazioni di piombo, per esempio, è importante il controllo e l'eventuale correzione degli indici di aggressività dell'acqua (un'acqua leggermente incrostante lascia un deposito calcareo che impedisce in genere l'attacco del metallo). Per il miglioramento della qualità estetica dell'acqua è altresì importante il controllo e l'eventuale riduzione del tenore di sostanze organiche totali (TOC) e della concentrazione di carbonio ammissibile (AOC) all'uscita degli impianti di trattamento.

Come misure indirette si considerano le seguenti:

- tempi di ristagno e velocità dell'acqua;
- funzionalità del sistema;
- andamento delle pressioni in rete;
- incrostazioni delle condotte;
- reclami degli utenti;
- interruzioni del servizio;
- acqua non contabilizzata.

Elevati tempi di permanenza dell'acqua nei serbatoi e nelle condotte, specie in quelle terminali, delle reti di distribuzione influenzano in modo rilevante la concentrazione delle sostanze inquinanti durante la loro propagazione nel sistema di distribuzione, determinando per esempio un aumento della concentrazione dei trialometani. Può essere anche significativo, per effetto del troppo lungo tempo di permanenza e della contemporanea presenza di un elevato tenore di sostanze organiche, il decadimento della concentrazione di cloro residuo. In queste situazioni la crescita del biofilm può addirittura ridurre a zero il residuo di disinfettante lasciando così esposta l'acqua ad una possibile contaminazione batterica. È quindi importante assicurare un frequente ricambio dell'acqua nei serbatoi di compenso ed in quelli eventuali di riserva antincendio e lasciar periodicamente defluire a scarico le condotte di estremità, specie nei periodi di più elevata temperatura. È altresì importante effettuare frequenti controlli della qualità dell'acqua nei serbatoi. I sistemi di distribuzione che sollevano direttamente in rete verso l'utilizzo l'acqua proveniente dalle fonti anziché prelevarla da grandi serbatoi di compenso, riducono i tempi di permanenza e favoriscono quindi una migliore qualità dell'erogazione. La funzionalità del sistema risulta quindi determinante; infatti, curando in modo particolare l'esercizio della distribuzione, si possono ridurre i tempi di permanenza assicurando così in tutti i punti della rete un adeguato residuo disinfettante. Il mantenimento di un'adeguata pressione in rete è uno dei fattori per salvaguardare la qualità della risorsa. Pressioni inadeguate o intermittenti calano possono dar luogo ad inversione del flusso e a fenomeni di sifonamento dagli impianti interni qualora non siano previste per esempio valvole di ritegno. Come già discusso in precedenza, la corrosione può provocare la formazione di tubercoli sulle pareti interne delle condotte in ghisa non rivestite. I tubercoli non solo riducono l'area utile della sezione trasversale (e di conseguenza la capacità di trasporto) ma offrono ai batteri maggior superficie per attaccarsi e svilupparsi, favorendo così la ricrescita batterica e l'aumento della domanda di cloro. Ma la riduzione della sezione utile e l'aumento del coefficiente di scabrezza può avvenire anche, indipendentemente dalla presenza di colonie batteriche, per il deposito di composti calcarei in acque di elevata durezza. Questi fenomeni non sono mai disgiunti da fenomeni di tipo chimico e si verificano per lo più in condotte di ghisa o acciaio non rivestite. Ne consegue quindi che una pulizia periodica, il rivestimento o la sostituzione di tali condotte, contribuiscono quasi sempre al miglioramento della qualità dell'acqua erogata. Anche i reclami degli utenti forniscono in genere ottime informazioni sulla qualità dell'acqua erogata (colorazione, odori sgradevoli, ecc.). Un obiettivo chiave nell'esercizio di un sistema di distribuzione è di assicurare una riduzione nel numero dei reclami ed una giudiziosa distribuzione delle risorse disponibili per risolvere le situazioni che danno luogo a forti concentrazioni di reclami in determinate zone della rete. Le

frequenti interruzioni del servizio e grandi volumi d'acqua non contabilizzata dovuti a perdite e rotture delle condotte, creano potenziali condizioni di contaminazione attraverso i collegamenti della rete. È pertanto importante assicurare l'integrità strutturale della rete e rendere minimo in numero e la durata delle interruzioni del servizio. Per la valutazione della qualità dell'acqua viene seguita la procedura a passi successivi descritta in precedenza e puntualizzata per l'efficienza idraulica.

2.6. Misure di percezione dell'utenza

Le indicazioni più dirette sull'efficienza della distribuzione provengono dai consumatori. Poiché un'azienda non può tenere sotto controllo tutti quanti i punti della rete, le indicazioni degli utenti possono fornire importanti informazioni sulle condizioni e sul funzionamento del sistema stesso. La documentazione dei reclami e la riduzione del loro numero sono essenziali per le buone relazioni dell'azienda con la propria utenza. Tre sono i tipi di misura suggeriti a riguardo:

- il numero dei reclami;
- la prontezza di risposta ai reclami;
- il grado di soddisfazione del cliente.

I reclami degli utenti devono essere organizzati per tipo e per provenienza in modo da poterne fare uso in futuro come riferimento. Il tipo di analisi più semplice che ogni azienda dovrebbe svolgere, per poter meglio individuare e risolvere i vari problemi, è quella di tener conto del numero di reclami, suddivisi per tipo, che pervengono ogni anno in ciascuna zona della rete, per esempio il numero di reclami ogni 1000 utenti (per ovviare alla diversa dimensione delle utenze si utilizza il concetto di utente-equivalente, cioè un ipotetico utente avente consumo medio annuo pari a quello di una famiglia media). In base ai risultati ottenuti l'azienda può darsi come obiettivo di mantenere o ridurre in futuro questi valori. Però non necessariamente un utente che sporge un reclamo ha un'opinione negativa del servizio che riceve; molto spesso tuttavia l'opinione dell'utente è influenzata in modo rilevante dalla rapidità con la quale l'azienda dà risposta ai reclami. Nei casi in cui la risposta non è immediata e possono essere necessari sopralluoghi ed indagini per individuare le cause del problema, è importante non solo risolvere il problema sul posto, ma anche informare l'utente che il reclamo è stato tenuto in considerazione e che si cercherà di risolverlo in un certo modo. La rapidità di risposta può essere misurata come numero di reclami ai quali si è data evasione in un determinato tempo. Poiché "il cliente ha sempre ragione", il grado di soddisfazione dei consumatori deve essere la prima misura di efficienza di un sistema di distribuzione. Sfortunatamente il grado di soddisfazione degli utenti è una misura piuttosto soggettiva delle prestazioni del sistema. La metodologia esemplificativa per la valutazione della percezione da parte dell'utenza ricalca i punti chiave evidenziati per la valutazione dell'efficienza in figura 2.3. Una puntualizzazione va fatta al punto 6° di tale metodologia a passi successivi; infatti il raggiungimento degli obiettivi di percezione deve essere oggetto di una nuova valutazione dopo l'effettuazione del piano di azioni correttive: essendo la percezione di per sé soggettiva, il piano di interventi correttivi può portare ad un miglioramento dell'efficienza senza che ne risultino variazioni nella percezione dell'utente. In un simile caso è importante esaminare attentamente i reclami ed ogni informazione sul grado di soddisfazione degli utenti per individuare la vera causa della loro insoddisfazione. Di seguito in figura 2.4 è riportata schematicamente una procedura per la gestione dei reclami relativi alla qualità.

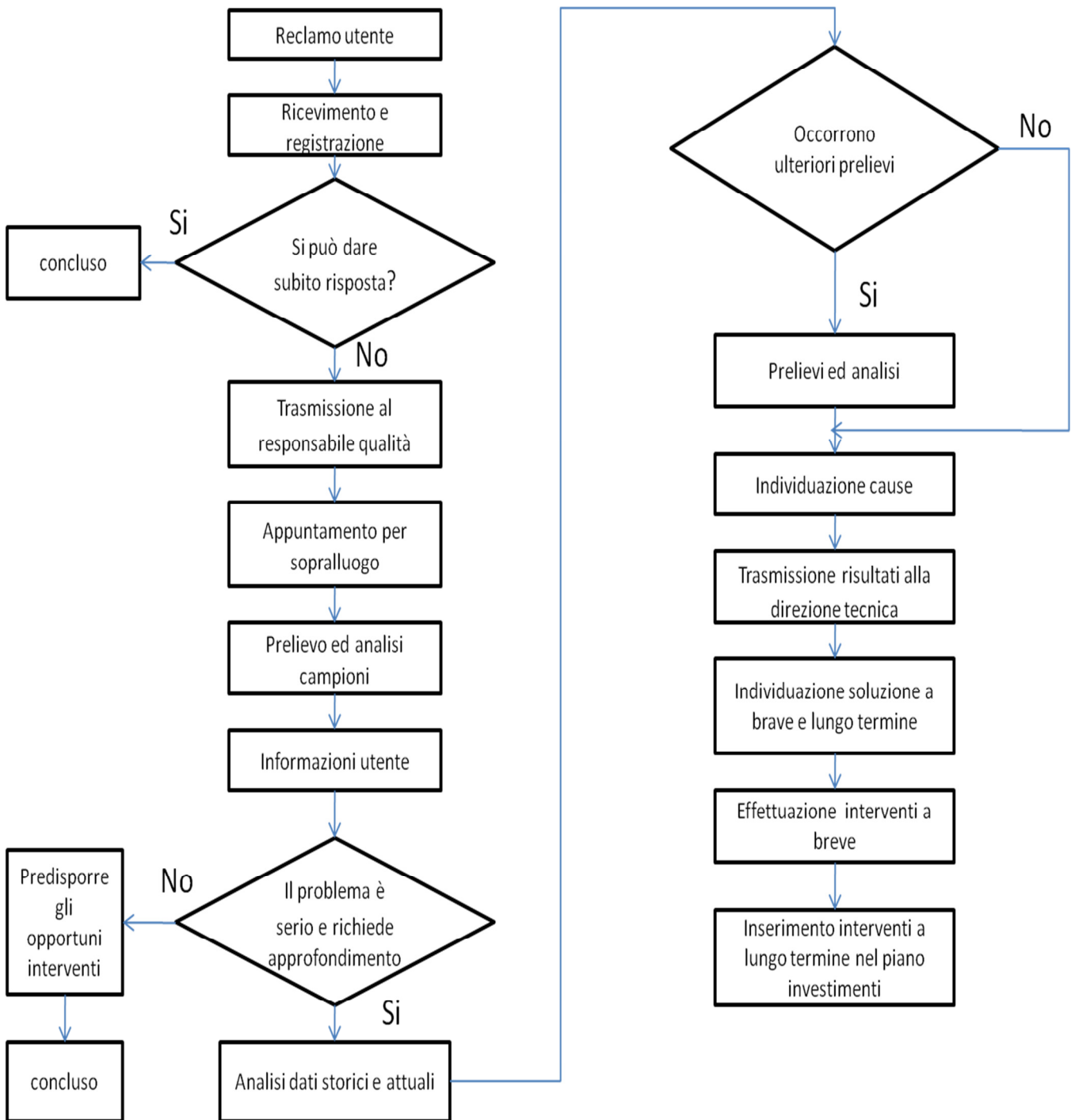


Figura 2. 4 : Esempio di procedura per la gestione dei reclami relativi alla qualità

2.6.1. Affidabilità del sistema di distribuzione

L'affidabilità di un sistema di distribuzione consiste nell'erogazione continuativa di acqua in quantità e qualità soddisfacenti, ad una pressione accettabile e con minime interruzioni. Si migliora l'affidabilità rendendo minimo il numero di interruzioni e la durata dei periodi nei quali la qualità dell'acqua non è accettabile. Tale livello risulta quindi inversamente proporzionale alla frequenza con la quale gli utenti rimangono senza acqua o viene loro somministrata acqua non rispondente agli standard di qualità. Queste situazioni si verificano quando sopravvengono rotture di condotte, mancata operatività di organi di intercettazione o idranti, estesi periodi nei quali l'acqua erogata non risponde alle norme.

2.7. Misure strutturali

2.7.1. Interruzione dell'erogazione

Le interruzioni sono essenzialmente attribuibili a guasti dei vari componenti strutturali di un sistema di distribuzione come rotture di condotte, guasti di pompe, malfunzionamento di saracinesche, valvole ed idranti. Si possono verificare anche interruzioni di carattere programmato, per esigenze di manutenzione, rinnovo o sostituzione di condotte e durante tali interruzioni si può provvedere temporaneamente ad un rifornimento alternativo; tali interruzioni, anticipatamente comunicate agli utenti, non devono essere considerate come influenti sulla misura dell'affidabilità. Le aziende idriche sono tenute a rispettare un livello di servizio che non comporti in nessun caso per gli utenti una sospensione dell'erogazione di durata superiore alle 12 ore. Inoltre devono registrare per ogni eventuale interruzione di durata superiore il numero degli utenti coinvolti, la data e l'ora degli incidenti, la causa e gli accorgimenti adottati. La classificazione di tali incidenti può essere fatta basandosi su tre categorie:

- di responsabilità dell'azienda, non programmati e non comunicati agli utenti;
- di responsabilità dell'azienda, programmati e preavvisati agli utenti;
- causati da terzi.

In Italia le misure da adottare sono perlopiù contenute nella già citata Legge 4 marzo 1996 recante disposizioni di risorse idriche che insiste particolarmente, nella sezione 8 dell'allegato, relativa ai livelli minimi di servizio che devono essere garantiti in ciascun ambito ottimale, sulla continuità del servizio stesso fornendo tempi massimi per la riparazione dei guasti (12 ore per i guasti ordinari degli impianti e di condotte di diametro fino a 300 mm e 24 ore per condotte di diametro maggiore) nonché l'obbligo per le aziende di adottare un piano di gestione dell'interruzione del servizio che disciplini , tra l'altro, le modalità di informativa degli Enti competenti ed all'utenza interessata, nonché l'assicurazione di una fornitura alternativa minima. Nello specifico, il Gestore si deve impegnare a raggiungere e mantenere i livelli minimi di servizio così come definiti dal citato D.P.C.M. 4/3/96, a rispettare gli obblighi imposti dal D.Lgs.152/99 e successive modificazioni ed integrazioni, nonché a conformarsi a quanto previsto nella Carta dei Servizi. Indipendentemente dalle prescrizioni, è buona norma che ogni azienda definisca un proprio obiettivo riguardante le interruzioni del servizio al fine di misurare l'efficienza strutturale e in cascata l'affidabilità del sistema di distribuzione. Tale misura non può prescindere dalla valutazione del numero e dalla durata delle interruzioni, né dagli utenti coinvolti. Come misura dell'efficienza le interruzioni possono essere espresse come rapporto tra il numero di utenti-equivalenti che non hanno potuto usufruire del servizio in un certo periodo di tempo ed il numero totale di utenti-equivalenti che avrebbe dovuto usufruirne. Di conseguenza più basso è questo rapporto più elevato è il grado di efficienza. Il grado di inefficienza percentuale relativo alle interruzioni del servizio è calcolabile come segue:

$$Ir = \frac{\sum_i (N_{int,i} * T_{int,i})}{N_{tot} * T_{tot}} * 100$$

ove

i = indice delle interruzioni del servizio

$N_{int,i}$ = numero utenti-equivalenti interessati dalla interruzione di indice i

$T_{int,i}$ = durata in ore dell'interruzione di indice i

N_{tot} = numero totale degli utenti-equivalenti

T_{tot} = numero totale delle ore di erogazione del servizio (8760 ore in un anno)

Una misura alternativa è costituita dal numero che rappresenta mediamente le ore di interruzione del servizio, nel corso di un anno, riferite al singolo utente.

2.7.2. Rotture di condotte

Il più importante parametro di efficienza strutturale che influenza l'affidabilità di un sistema di distribuzione è dato dalle rotture delle condotte; esse sono la causa più diretta di interruzione del servizio e di conseguenza influenzano fortemente il grado di soddisfazione dell'utente relativo al servizio fornito. Come misura di efficienza le rotture di per sé non sono così importanti per l'utente come le interruzioni dell'erogazione poiché per un certo verso sono già messe in conto nelle interruzioni; tuttavia esse costituiscono un fatto di importanza vitale per le aziende e pertanto rappresentano una delle misure di efficienza da monitorare. La semplice registrazione del numero delle rotture o delle perdite non fornisce l'informazione sufficiente per fare confronti di efficienza o per consentire alle aziende analisi relative alle cause delle rotture o previsioni sul loro andamento. Si dovrebbe sempre poter registrare le rotture e perdite in modo da consentire il calcolo della loro frequenza riferita ai vari tratti di condotta che costituiscono la rete e alla lunghezza di tali segmenti. Il numero di rotture riferito alla lunghezza ove si sono verificate può così servire all'azienda sia per confronti fra i vari segmenti di rete sia per confronti con altre aziende. Occorre però evidenziare che dal momento che la maggior parte delle perdite sono occulte, il numero di perdite identificate in un determinato anno rappresenta più lo sforzo fatto dall'azienda in quel certo anno per la ricerca delle perdite che non le condizioni effettive della rete. Risulta comunque necessario istituire una banca dati su base geografica avente delle specifiche per ogni condotta e riguardanti le fallanze riscontrate (per esempio: ubicazione, pressione di esercizio, anno di posa, possibile causa di rottura, tipo di riparazione effettuata); ciò prevede quindi la predisposizione di un modulo relativo a tutte le fughe compilabile al momento della riparazione. Il tutto dovrebbe aiutare le aziende a convergere verso gli obiettivi di breve e lungo periodo in termini di rotture.

2.8. Organi di intercettazione ed idranti non manovrabili

La non manovrabilità di organi di intercettazione ed idranti costituisce la terza misura strutturale di efficienza che influenza il servizio reso agli utenti. Un idrante antincendio non funzionante nel momento in cui c'è necessità di utilizzo per spegnere un incendio costituisce una sorta di interruzione del servizio anche perché i Vigili del Fuoco devono essere considerati alla stregua degli altri utenti del sistema di distribuzione. In modo simile una saracinesca che non chiude non sembra avere influenza diretta sull'erogazione, ma un'evenienza di questo tipo può determinare l'impossibilità di isolare una sezione della rete rendendo più gravosa l'interruzione a seguito di una rottura. Il passo per stabilire il grado di efficienza di un sistema nei riguardi della manovrabilità degli organi di intercettazione ed idranti è stabilire che cosa significhi "corretto

funzionamento” e quale sia una percentuale accettabile di organi non perfettamente funzionanti. Sarebbe auspicabile che ogni azienda, con tutte le difficoltà tecnico-finanziarie del caso, predisponesse un programma di manutenzione preventiva per le saracinesche e gli idranti, che dovrebbe necessariamente iniziare con il loro censimento ed il conseguente inserimento dei dati in un database. La mancata manovrabilità degli organi non ha per tutti la stessa importanza: l’impossibilità di chiudere una saracinesca in una zona critica può causare, in seguito alla rottura di una condotta, l’estensione del disservizio ad un grande numero di utenti; per altre saracinesche la loro manovrabilità può essere ininfluyente. Sarebbe perciò opportuno attribuire ad ogni organo di intercettazione un valore corrispondente al numero di utenti che sarebbero interessati dal disservizio in caso di mancata chiusura: ciò consentirebbe di predisporre il programma di manutenzione preventiva assegnando la dovuta priorità agli organi di intercettazione di maggiore importanza.

2.9. Misura di qualità dell’acqua

2.9.1. Superamento dei limiti di qualità di estesa durata

La qualità dell’acqua erogata dipende in larga misura dalla qualità dell’acqua delle varie fonti e dalle caratteristiche del trattamento, ma può deteriorarsi durante il trasporto e la distribuzione. Il numero dei superamenti delle soglie di accettabilità riflette l’adeguatezza del sistema; tuttavia i superamenti di tali limiti e la conseguente erogazione di acqua di qualità insoddisfacente per estesi periodi, hanno grande influenza sugli utenti e vanno considerati nell’ambito dell’affidabilità del sistema stesso. La relazione tra adeguatezza del rifornimento idrico (ad esempio per quanto riguarda i requisiti di pressione e portata) e la sua affidabilità (assenza di interruzioni del servizio) è analoga a quella tra adeguatezza della qualità (assenza di superamenti degli standard di qualità) e affidabilità della qualità (assenza di superamenti di estesa durata). Come misura di efficienza per quanto riguarda i superamenti dei limiti di qualità si può assumere un’espressione analoga a quella usata per le interruzioni e cioè il rapporto fra il numero degli utenti che ricevono acqua di qualità insoddisfacente per un certo periodo di tempo ed il numero totale degli utenti nello stesso periodo. Il numeratore è costituito dal prodotto del numero di utenti-equivalenti interessati dal fenomeno per il numero delle ore di erogazione di acqua di scarsa qualità ed il denominatore è costituito dal prodotto del numero totale di utenti-equivalenti per il numero delle ore in un anno. La formulazione per il grado di inefficienza percentuale relativo al superamento dei limiti qualitativi è:

$$Iq = \frac{\sum_i (N_{cont,i} * T_{cont,i})}{N_{tot} * T_{tot}} * 100$$

ove

i = indice del periodo di acqua contaminata

$N_{cont,i}$ = numero utenti-equivalenti che ricevono

$T_{cont,i}$ = durata del periodo in cui l’acqua erogata è contaminata

N_{tot} = numero totale degli utenti-equivalenti

T_{tot} = numero di ore in un anno

Tale espressione però differisce da quella relativa alle interruzioni sia perché non ci sono superamenti programmati dei limiti di qualità, sia perché alcune utenze industriali potrebbero non risultare colpite dalla qualità dell'acqua. La metodologia di valutazione dell'efficienza strutturale avviene secondo la procedura descritta in precedenza e schematizzata in figura 2.3.

2.10. Rendimento del sistema di distribuzione

Il rendimento di un sistema di distribuzione riguarda il risparmio delle risorse come acqua ed energia. Le misure di efficienza descritte in seguito sono quelle relative al volume di acqua non contabilizzato (incluse le perdite della rete) ed al rendimento delle pompe, misure che possono considerarsi entrambe di tipo strutturale e che differiscono da quelle presentate in precedenza in quanto gli utenti sono in genere inconsapevoli della loro influenza. Infatti, mentre la rottura di una condotta che dà luogo ad un'interruzione del servizio ha un impatto diretto e rilevante sull'utenza, l'eccessivo volume non contabilizzato o lo scarso rendimento del sistema di pompaggio non sono oggetto di immediata percezione anche se tollerare a lungo la persistenza di tali condizioni si risolve alla fine in un danno economico per l'utenza stessa.

2.10.1. Volume d'acqua non contabilizzato

L'obiettivo primario di un sistema di distribuzione è l'erogazione di acqua. Un indicatore essenziale di tale efficienza è il rendimento con cui questo compito viene assolto. Il termine più utilizzato a riguardo è quello di "acqua non contabilizzata"; esso può comprendere :

- perdite d'acqua dalla rete;
- connessioni abusive;
- errori di misura dei contatori;
- autoconsumo;
- usi pubblici non misurati;
- evaporazione dai grandi serbatoi;
- usi antincendio senza contatore.

Nell'industria idrica non ci sono regole generali per stabilire la percentuale massima ammissibile di acqua non contabilizzata; è prassi comune da parte delle pubbliche autorità richiedere alle aziende la riduzione del volume non contabilizzato prima di prendere in considerazione aumenti tariffari motivati da investimenti volti all'acquisizione di nuove risorse, che potrebbero non risultare necessarie se il volume in questione potesse essere ridotto. Risulta semplice capire l'importanza che tale volume riveste per i sistemi idrici in quanto rappresenta un mancato introito e può dar luogo a costi operativi e investimenti a lungo termine. Diverse regolamentazioni sono inerenti all'industria del gas dove il massimo valore percentuale ammesso, come rapporto tra quanto misurato e venduto e quanto prodotto, è il 5 % ed in generale nella pratica i valori sono inferiori al 2 % (1,2 % secondo un'elaborazione datata febbraio 2011 dell'Autorità per l'energia elettrica e il gas su dichiarazioni degli operatori e dati del Ministero dello Sviluppo Economico). Una prima ragione è legata alla pericolosità delle fughe per la sicurezza pubblica, una seconda è il maggior costo relativo del gas rispetto all'acqua che rende economicamente più remunerativa la ricerca delle perdite. L'effettivo numero di perdite è difficilmente quantificabile poiché molte di esse sono identificabili solo a prezzo di considerevoli sforzi. Vi è inoltre la difficoltà di confrontare le perdite tra aziende diverse dovuta alla mancata esistenza di una terminologia comune per descrivere perdite e rotture. Infatti molte aziende non fanno differenza tra questi due tipi di registrazioni. Una classificazione suggerita, basata sull'ubicazione, sulla grandezza e sulla pericolosità, è la seguente :

Classe A: perdite inferiori a 0,2 l/s, che non influenzano la pressione di rete, non danno luogo a fuoriuscita di acqua in superficie e si ritiene non causino danni al sottosuolo (chiamate dagli americani “piangenti”); questo tipo di perdite possono talvolta non essere riparate.

Classe B: perdite da 0,2 l/s a 0,6 l/s che non danno luogo a fuoriuscita di acqua in superficie, ma possono causare danni o influenzare la pressione di rete; la loro riparazione viene programmata in orario lavorativo normale.

Classe C: Perdite che emergono in superficie o perdite occulte superiori a 0,6 l/s, che influenzano la pressione della rete, interferiscono con altri servizi del sottosuolo, provocano dilavamento del terreno e possibili danni alle proprietà. Riparate generalmente durante il normale orario di lavoro possono però richiedere interventi immediati in ore straordinarie secondo la serietà della situazione accertata da verifica.

Il volume totale disperso non può, in valore assoluto, essere usato come termine di confronto fra aziende di diversa dimensione; un miglior confronto è consentito dal valore percentuale del volume disperso rispetto a quello prodotto. Un'altra misura conveniente, applicabile quando perdite e rotture vengono registrate insieme, è quella che fa riferimento al numero di perdite per anno ogni 100 km di sviluppo della rete.

2.10.2. Rendimento del pompaggio

Il funzionamento delle pompe in un sistema di distribuzione utilizza la maggior parte dell'energia elettrica consumata dall'azienda e l'uso dell'energia elettrica così come l'acqua non contabilizzata influenza il rendimento del sistema. Per le grandi aziende il funzionamento delle pompe in prossimità delle condizioni progettuali di massimo rendimento o comunque in condizioni pratiche di minor costo può comportare grandi risparmi. La limitazione dei costi può entrare in conflitto con altri obiettivi, per esempio:

- soddisfare la domanda a lungo termine;
- soddisfare la domanda a breve termine od in situazioni di emergenza, come l'uso antincendio e il mantenimento di un adeguato livello nei serbatoi;
- svuotare e riempire frequentemente i serbatoi per evitare che l'acqua ristagni, invecchi e si degradi in qualità;
- minimizzare i costi di investimento con la posa di condotte scarsamente dimensionate, che aumentano le perdite di carico e fanno salire i costi di pompaggio.

Devono quindi essere perseguiti adeguati compromessi per salvaguardare il raggiungimento di questi obiettivi e nello stesso tempo risparmiare energia. In condizioni ideali l'energia elettrica consumata per il pompaggio è determinata dagli aspetti idraulici della rete. Tuttavia, come è il caso con la maggior parte delle misure di efficienza, fattori meccanici e strutturali sono strettamente legati all'uso dell'energia ed ai costi del pompaggio; così l'andamento del consumo di energia riflette anche in generale quello dell'efficienza del sistema. Non si possono stabilire standard od obiettivi di carattere generale per l'uso dell'energia per il pompaggio; una misura del rendimento del sistema è il consumo specifico di energia per il pompaggio espresso dal rapporto kWh/m^3 , cioè tra i chilowattora consumati rilevabili dalle bollette elettriche ed il volume sollevato dalle pompe. L'andamento di questo rapporto nel tempo evidenzia eventuali variazioni avvenute nelle pompe (degrado per usura) o variazioni avvenute nella rete (variazioni di prevalenza richiesta). Risulta impossibile stabilire un valore ottimale di tale consumo specifico, data l'estrema variabilità delle situazioni esistenti. Un altro metodo per valutare il rendimento medio delle pompe in una stazione di sollevamento si basa sull'applicazione della formula che consente di calcolare la potenza:

$$P (Kw) = \frac{9,81 * Q \left(\frac{m^3}{s}\right) * H(m)}{e}$$

Da questa formula si ricava e , cioè il rendimento medio del pompaggio in percentuale:

$$e = \frac{99,462 * Q * H * P}{C}$$

ove

Q = portata media annua del sollevamento espressa come migliaia di metri cubi al giorno (m^3 /giorno/1000)

H = prevalenza media espressa in metri

P = prezzo medio dell'energia espresso in euro per chilowattora (€/Kwh)

C = spesa annua per energia elettrica in €

99,462 = costante dipendente dalle unità di misura usate

Un valore di e inferiore a 60 può risultare problematico.

2.11. Valutazione complessiva dell'efficienza

Precedentemente sono state discusse valutazioni di efficienza riguardanti l'adeguatezza, l'affidabilità ed il rendimento; tuttavia le soluzioni per risolvere le inefficienze del sistema di distribuzione sono tra loro interconnesse. Ogni azienda annualmente dovrebbe effettuare una valutazione dell'efficienza d'insieme, che necessita quindi di un approccio complessivo, dando però particolare riguardo ai problemi che interessano maggiormente l'utenza e cioè l'adeguatezza (pressione, portata, qualità dell'acqua e del servizio) e l'affidabilità (minimo numero di interruzioni). Di seguito è illustrato (figura 2.5) schematicamente questo tipo di approccio integrato nel quale il livello di servizio all'utente riceve la più alta priorità.

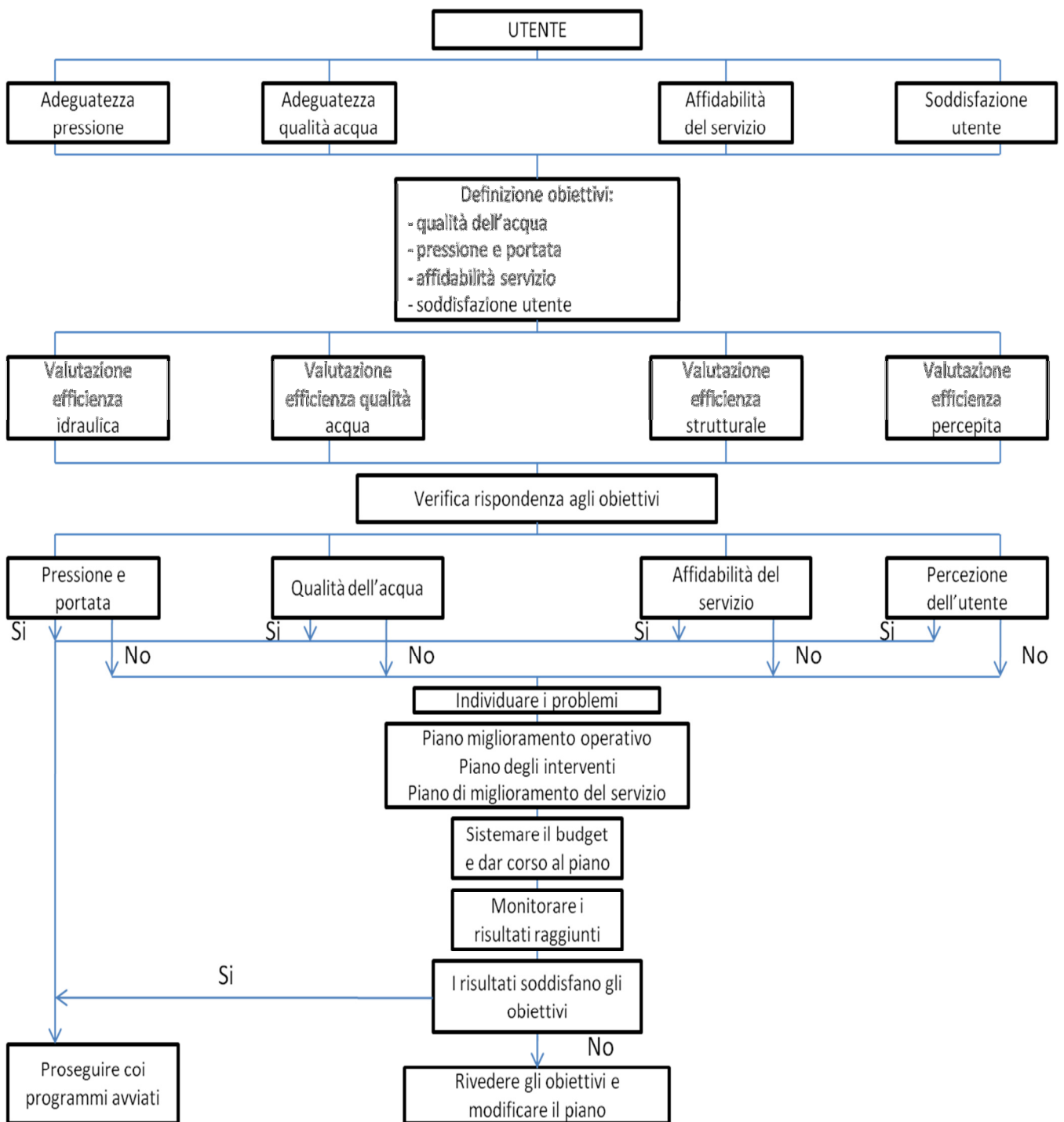


Figura 2 5 : Metodologia per la valutazione complessiva dell'efficienza

3. Ottimizzazione delle reti acquedottistiche

3.1. Introduzione

Nella progettazione delle reti di condotte in pressione le condizioni strettamente idrauliche per la soluzione del sistema risultano insufficienti per l'ottenimento di un risultato in forma chiusa. In conseguenza di ciò, a queste molti progettisti hanno sempre affiancato condizioni di tipo economico. Il motivo risulta ovvio: tra le tante soluzioni possibili, a patto che siano tecnicamente equivalenti, la scelta si fa ricadere su quella meno costosa. Nella realtà però le soluzioni non risultano mai tecnicamente equivalenti e quindi la scelta della soluzione da adottare fa leva sull'esperienza del progettista. Le difficoltà a cui si va incontro sono perlopiù legate alla complessità delle reti, alla necessità di dover intervenire su reti già esistenti e all'obsolescenza delle stesse; ciò rende più complesso ottemperare alle esigenze tecniche ed economiche alle volte tra loro in contrasto.

3.2. Ottimizzazione topologica

In caso di verifica di una rete a gravità il sistema è unicamente definito, mentre nel caso di progettazione, come precedentemente accennato, il numero delle equazioni di tipo idraulico è inferiore alle incognite del problema in quanto le equazioni di continuità applicate ai nodi sono ridondanti; in altri termini si può dire che il problema ha un grado di libertà per ciascun nodo del sistema. Di conseguenza per la soluzione del problema è possibile aggiungere un'equazione di tipo economico per ogni nodo: le equazioni di minima passività. Detto ciò, si cerca quindi di progettare una rete che, tra le tante possibili, abbia minimo il seguente termine:

$$P = r \cdot C_i + C_e$$

ove r è il coefficiente di interesse/ammortamento, C_i e C_e sono rispettivamente i costi di impianto e i costi di esercizio. Mediante delle analisi di mercato, il costo unitario c della condotta, relativo alle spese di impianto e comprendente posa e messa in funzione, può essere espresso come somma di una quota fissa e una aliquota dipendente dal diametro, ovvero :

$$c = \omega_0 + \omega \cdot D^\varepsilon$$

dove ω_0 , ω ed ε sono dei coefficienti di costo legati alle condizioni di sito e derivanti da un'analisi di mercato. Quando si esprimono le perdite di carico distribuite con l'espressione monomia:

$$J = K \cdot q^\alpha \cdot D^{-n}$$

dove k è un coefficiente di scabrezza dalla quale dipendono anche α e n , q è la portata transitante e D è il diametro della condotta, si può dimostrare che la condizione di minima passività al nodo risulta:

$$\sum_i \frac{r_i \cdot \omega_i \cdot \varepsilon_i}{n_i \cdot k_i} \cdot \frac{D_i^{n_i + \varepsilon_i}}{q_i^\alpha} = \sum_j \frac{r_j \cdot \omega_j \cdot \varepsilon_j}{n_j \cdot k_j} \cdot \frac{D_j^{n_j + \varepsilon_j}}{q_j^\alpha}$$

nella quale con il pedice i sono stati indicati i rami che fluiscono verso il nodo, mentre con j i rami che fluiscono dal nodo. Questa equazione viene normalmente affiancata nel sistema risolvete, in luogo delle equazioni di continuità, alle equazioni del moto scritte per ciascun lato.

In una rete a maglie esiste almeno un nodo terminale. L'applicazione di tale equazione ad un nodo terminale porta ad avere un termine nullo a destra, perché trattandosi appunto di un nodo terminale non è presente alcun condotto uscente; ne consegue che i termini a sinistra relativi ai condotti entranti devono essere tutti nulli, non potendo di per sé essere negativi in quanto prodotti di fattori positivi. Per verificare tale uguaglianza quindi, l'unica possibilità affinché i termini di sinistra siano nulli è che lo siano i diametri. Applicando iterativamente la stessa equazione di passività ai nodi adiacenti si attiene, per le reti a maglie, che tutti i condotti risultano di diametro nullo. Questo è legato alle ipotesi di variabilità libera del carico sui nodi. Dal punto di vista progettuale però, questo risultato, induce ad una riflessione di aspetto economico: una rete magliata non è la rete più economica di tutte; la più economica è senz'altro quella ad albero, priva di condotti ridondanti. La buona pratica progettuale impone però che le reti idriche siano completamente magliate, il che conferisce una migliore affidabilità; è evidente, infatti, che in caso di rottura o chiusura per manutenzione di un condotto, in una rete siffatta sia possibile isolarlo riuscendo a garantire il servizio dei nodi (magari con pressioni inferiori dovendo percorrere un tragitto più lungo, il che si traduce in maggiori perdite di carico) tramite un tragitto differente. Risulta ovvio come ridondanza e minima passività, entrambi obiettivi del progettista, siano tra loro in conflitto. Secondo quanto detto si può semplicemente osservare come la ridondanza possa essere assunta quale misura indiretta dell'affidabilità della rete [Goulter et al., 1992]. Jacobs e Goulter [1988] studiarono la topologia ottima di una rete basandosi sulla teoria dei grafi; i nodi che compongono tale grafo (rete) devono essere tutti dello stesso grado, cioè a ciascun nodo affinisce lo stesso numero di lati. Definendo un valore ottimo rispondente alla funzione obiettivo ideale, si è in grado di valutare, per differenza da tale modello di rete ideale, l'affidabilità di reti non ottime. Altri Autori mettono in gioco il concetto di entropia [Shannon, 1948; Jaynes, 1957]. Questa è una misura quantitativa dell'incertezza di una distribuzione di probabilità: l'entropia è considerata nulla quando è possibile un solo risultato (incertezza nulla), mentre è massima quando la distribuzione è uniforme. Formalmente l'entropia è definita come segue :

$$S = -K \cdot \sum_{i=1}^N p_i \cdot \ln p_i$$

dove K è una costante positiva e p_i è la probabilità di un insieme finito di N eventi mutualmente esclusivi e completi. Tonyimboh et al. [1993] derivano una rete in cui la distribuzione delle portate sia la più uniforme tra tutti i percorsi disponibili, in questo modo vengono minimizzati i disagi in caso di rottura di un ramo. Con questo approccio si cerca di ottenere l'uniformità dei percorsi raggiungendo un determinato grado di

ridondanza nel servizio dei punti di erogazione, massimizzando l'entropia della rete. Da quanto espresso risulta sempre più chiara la contrapposizione tra l'esigenza di ridurre la ridondanza della topologia, conveniente sotto il profilo economico, e quella di aumentarla per migliorare l'affidabilità del sistema. Un altro fattore che si aggiunge alla complessità del problema è la presenza delle perdite in rete e la necessità di individuarle. Ne nasce un problema di monitoraggio; tale necessità ci conduce verso la distrettualizzazione delle reti. L'aumento della ridondanza, sinonimo di maggiore affidabilità, è in contrasto con l'esigenza di distrettualizzazione. Diversi studi sono stati condotti per definire strutture di distrettualizzazione che conducano anche ad un aumento dell'affidabilità idraulica del sistema, andando a circoscrivere zone di maggior vulnerabilità, individuate per esempio dall'analisi delle rotture [Maksimovic et al., 1999; Maillhot et al., 2000]. Altri problemi sono legati alla diminuzione della velocità che può portare la formazione di depositi ed al peggioramento della qualità. La velocità, al pari della pressione, deve mantenersi sempre in un certo intervallo (0,5÷1.5 m/s) al fine di garantire un buon funzionamento. Se da un lato è necessario contenere le pressioni ai nodi (intervallo 25÷75m) per diminuire le perdite, è anche necessario che non si vada al di sotto di certi valori, altrimenti a farne le spese sarà l'offerta all'utenza.

3.3. Diversi approcci al problema

Il tema dell'ottimizzazione nella gestione delle reti è stato trattato da diversi autori. In linea del tutto generale il principio che sottende la ricerca dell'ottimo nelle reti di distribuzione è dato dalla costruzione di un'appropriata funzione obiettivo da massimizzare (o minimizzare); in questa funzione obiettivo vengono inserite tutte le grandezze che si ritiene importanti considerare per una buona gestione del sistema di acquedotto, opportunamente pesate, ottenendo una struttura formale del tipo seguente :

$$Ob = \sum_{i=1}^N \int_0^T [p_{i,1}(t) \cdot dO_{i,1}(t) + p_{i,2}(t) \cdot dO_{i,2}(t) + \dots] = \max (\min)$$

dove per ciascun nodo i di una rete composta complessivamente da N nodi, vengono monitorate, per una durata T , un numero j di variabili $O_{i,j}$ a ciascuna delle quali è associato un coefficiente di penalizzazione $p_{i,j}$. Questo principio generale è declinato da diversi autori secondo diverse modalità. Un metodo può essere semplicemente quello di valutare la situazione della rete in una data configurazione e quindi effettuare dei confronti ipotizzando diversi scenari di intervento. In questo caso il problema da risolvere può essere scandito con tre diversi passi: identificare le variabili importanti, quantificare la loro validità nel sistema di studio (o, che è lo stesso, valutarne la differenza dal valore ottimale) ed, infine, generalizzare tale valutazione a tutta la rete. Coelho [1997] propone per la valutazione della validità del parametro considerato relativamente alla condizione ottima una curva di penalità come quella riportata in figura 3.1. Un indice di prestazione pari a 0 significa che il servizio non è erogato; se vale 1 significa che il servizio non è accettabile; se vale 2 che è parzialmente accettabile; se vale 3 che è del tutto adeguato; se l'indice di prestazione, infine, vale 4, significa che la variabile assume il suo valore ottimale.

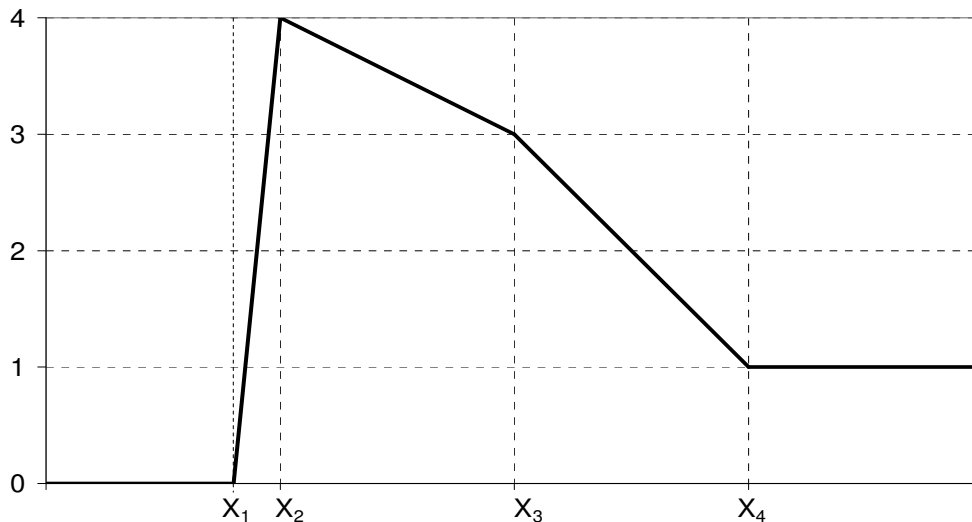


Fig. 3.1 : Curva di penalità proposta da Coelho [1997]

Il grafico proposto è logicamente da adattare a seconda dei casi ed alle variabili considerate. Nel caso, ad esempio, della variazione di pressione tra le ore diurne e quelle notturne sul generico nodo il valore ottimo X_2 è zero, essendo la situazione migliore quella in cui non vi sono mai variazioni di pressione al nodo. La funzione di generalizzazione, nella maggior parte dei casi, consiste semplicemente in una media dei singoli valori ottenuti; eventualmente la media può essere pesata per focalizzare l'interesse su alcune zone centrali o più pregiate. Tuttavia Mambretti [2005] mostra come questo procedimento possa portare ad errori. In questi metodi, decisamente complessi sia nella formulazione generale che nella effettiva applicazione pratica, la ricerca della soluzione ottima avviene senza che il progettista debba effettuare alcun tipo di ipotesi. Ad esempio Savic et al. [1997] e Cunha et al. [1999] propongono metodi in cui la variabile di progetto è il diametro dei condotti costituenti la rete, ai fini di dimensionamento, mentre all'interno della funzione obiettivo si tiene conto sia delle equazioni di continuità e del moto, sia di tutti i vincoli da imporre. Il problema è evidentemente molto complesso, anche a causa della non linearità del sistema risolvibile. Altri Autori, quindi, propongono la linearizzazione dell'equazione del moto per pervenire ad un problema di programmazione lineare mista [Artina et al., 2002]. Altri approcci di soluzione si basano sugli algoritmi genetici, ideati da Holland [1975], che non pongono ipotesi sulla funzione obiettivo e conducono a risultati molto buoni, ma con il problema di dover effettuare diverse simulazioni variando i parametri di partenza, in quanto gli algoritmi genetici possono restare intrappolati in minimi locali Giustolisi [2004] considerando il tema dell'ottimizzazione utilizza differenti metodologie: l'analisi Multi Obiettivo "MOWDS", quella a Singola funzione Obiettivo "SOWDS" e quella di tipo tradizionale "Trial Error". Le prime due analisi sono basate su un algoritmo evolutivo: gli Algoritmi Genetici (GA) che discendono dagli studi di Holland e portati avanti dal suo allievo Goldberg [1989]. Il nome di questi algoritmi deriva dal fatto che simulano il processo di evoluzione naturale attraverso la creazione di una popolazione di individui mediante una selezione basata su uno (singolo obiettivo) o più criteri (multi obiettivo) stabiliti a priori. Tali criteri vengono quantificati attraverso la valutazione della funzione obiettivo. Numerose sono le applicazioni di algoritmi genetici in varie discipline, per quanto riguarda il campo dell'ingegneria idraulica si ricordano Simpson et al. [2001] e Savic e Walters [1997] per le reti di distribuzione mentre Ilich e Simovic [1998], Pezzinga et al. [2002] per il pompaggio. Un approccio più semplice al problema è basato sul concetto di indicatori di prestazione. Data l'estensione e la complessità delle reti risulta comodo l'uso di modelli di simulazione, ovvero di modelli che, partendo dalle caratteristiche della rete e conoscendo le portate erogate, siano in grado di calcolare le portate transitanti in

ciascuna condotta e in ogni nodo, la pressione e il carico ivi presente. È già stato evidenziato come in caso di verifica il sistema risolvibile risulti univocamente definito, infatti per ciascuna incognita (portata in condotta oppure carico ai nodi) è possibile definire un'equazione di perdita di carico sui lati ed una di continuità ai nodi. Le difficoltà legate alla risoluzione di un siffatto problema crescono proporzionalmente con la complessità della rete, essendo di per sé un sistema non lineare per la presenza delle equazioni del moto. In passato il metodo più diffuso era quella di Hardy-Cross che, per mezzo di una linearizzazione del sistema, consentiva la soluzione manuale del problema mediante poche iterazioni. Oggi alla soluzione si perviene con programmi di calcolo e la maggior parte delle reti può essere risolta con tempi di calcolo molto brevi, limitando le difficoltà ad un corretto inserimento dei dati e all'interpretazione dei risultati ottenuti. Con questi modelli è possibile valutare quindi lo stato di fatto della rete, ma sono anche possibili simulazioni con svariati scenari d'intervento. L'attendibilità delle informazioni ottenute dalle simulazioni è funzione delle eventuali difformità della rete reale rispetto a quella modellata; è necessario quindi valutare l'incertezza gravante su tali simulazioni. Dato il gran numero di simulazioni effettuabili in tempi brevi, la grande mole di dati viene più rapidamente analizzata con degli indici sintetici; al fine di comprendere meglio il comportamento della rete si sono quindi sviluppati degli indicatori di prestazione, più agevoli per valutare il grado di efficienza e la rispondenza alle esigenze degli operatori. Questi indicatori consentono di individuare le problematiche presenti fornendo così una stima d'efficienza del servizio. Mediante questa adozione è possibile effettuare una valutazione dello stato attuale e successivamente ipotizzare diversi scenari di intervento; la valutazione dello stato a seguito di ciascuno degli interventi ipotizzati consente di comprenderne la validità ed eventualmente di selezionarne il migliore.

3.4. Generalità sulla ricerca delle perdite

Nella concezione comune alle perdite si associa sempre l'immagine di un condotto fessurato da cui fuoriesce acqua. In realtà, nel termine perdita confluisce tutta una serie di fenomeni di cui quelli dovuti alle fughe costituiscono solo una piccola parte, definita in letteratura "perdita occulta". Nell'ambito della gestione delle reti idriche il termine perdita identifica il volume d'acqua alla cui determinazione si arriva per differenza tra il volume totale d'acqua immesso nella rete e quello fatturato all'utenza. In realtà questa definizione non è del tutto corretta in quanto confonde la perdita economica con la perdita reale della risorsa, dato che in questo modo nel quantificare la perdita sono inclusi anche tutti gli usi di pubblica utilità, che tipicamente non vengono fatturati: idranti stradali per l'innaffiamento di giardini, lavaggio strade, bocche antincendio stradali, prese per servizi pubblici o fontanelle, prese per edifici pubblici. La perdita reale può invece essere attribuita a derivazioni illegali e furti d'acqua, a malfunzionamenti o errori di manovra di organi della rete, a fessurazioni o fughe occulte. Nella letteratura internazionale un metodo riconosciuto per la classificazione delle "perdite occulte" è quello introdotto da Lambert e Himer [2000] che si basa sulla definizione di tre categorie:

- perdite di sottofondo : dovute a infiltrazioni per mancanza di tenuta nelle giunzioni ed a fessure di piccole dimensioni;
- perdite da rotture segnalate : rappresentate dalle perdite idriche visibili in seguito all'affioramento superficiale dell'acqua o all'interruzione del servizio;
- perdite da rotture non segnalate : costituite da quelle rotture individuabili solamente mediante attività di ricerca in quanto le condizioni locali non portano ad affioramenti o a peggioramenti nel servizio.

Le perdite possono anche essere suddivise in categorie in base al punto dove si verificano: sulle condotte stradali, sui tubi di presa, nei pozzetti dei contatori di utenza, sulle tubazioni private, sulle valvole. Perdite di

varia natura possono essere localizzate ovunque nella rete, potendo dipendere da un'inadatta installazione, dall'assestamento del terreno, dal sovraccarico e da altri fattori. Le principali tipologie sono :

- perdite sulle condotte stradali : possono variare da un minimo di 4 l/min ad oltre 4000 l/min. Le perdite dovute a corrosione , da piccole, possono crescere e diventare di grande entità. Possono formarsi rotture a causa dell'eccessiva pressione, dell'inadatta installazione, di assestamenti del terreno e di sovraccarichi.
- perdite nei tubi di presa : possono variare indicativamente da un minimo di 2l/min ad oltre 60 l/min, sono in genere provocate dalle stesse cause della perdite sulle condotte stradali.
- Perdite nei pozzetti di presa e dei contatori di utenza : possono variare indicativamente da meno di 4 l/min ad un massimo di 40 l/min ; possono essere causate dall'allentamento dei raccordi del contatore o delle guarnizioni , dalla rottura o danneggiamento dei rubinetti di presa o dei manicotti di giunzione.
- perdita nelle valvole della rete di distribuzione : possono variare orientativamente da meno di 4 l/min ad un massimo di 2000 l/min . Guarnizioni consumate, rotture di saracinesche sono le cause più comuni di questo tipo di perdite. Possono manifestarsi in particolare , in tutti gli organi di regolazione delle reti, come valvole di intercettazione , di riduzione, di pressione, di sfioro , di sovrappressione, di sfiato , di scarico e così via.
- perdite di varia natura : l'eccessiva pressione , l'assestamento del terreno, i sovraccarichi , l'inadeguata installazione, le manovre errate (colpo d'ariete) possono causare rotture nelle condotte stradali e conseguenti perdite.

Un miglior controllo delle perdite significa ridurre sia gli sprechi e le conseguenti spese, sia i rischi nelle aree urbanizzate. In passato si pensava che il quantitativo di acqua persa fosse trascurabile, ed essendo inoltre il costo dell'energia inferiore, si era portati ad ignorare tale spreco. Questa visione del problema perdite è gradualmente cambiata a partire dalla metà degli anni '80, per motivazioni sia economiche che ambientali, con l'aumento della domanda d'acqua potabile e della difficoltà a trovare risorse di qualità il cui sfruttamento fosse economicamente vantaggioso. Le riserve di acqua non sono illimitate (in particolare le risorse sotterranee) e le perdite contribuiscono in modo rilevante al loro esaurimento. Considerando che gli acquiferi risultano sovrastressati dalle estrazioni , si può affermare in sostanza che la riduzione delle perdite corrisponde all'acquisizione di nuove fonti di qualità. L'obiettivo cardine è ridurre le perdite al 20 % dei volumi captati, poiché oltre tale limite la ricerca e la riparazione delle perdite diviene antieconomica. Quanto detto può essere messo in luce da una semplice analisi economica, mettendo in relazione costi e perdite (figura 3.2). In particolare : la curva dei costi di produzione , data dalla somma dei costi di pompaggio e di quelli di trattamento, presenta un andamento lineare con le perdite; la curva data dal costo dell'individuazione e degli interventi per la riduzione delle fughe, dipendente da molti fattori, viene assunta iperbolica in quanto risulta rapidamente crescente al diminuire dell'entità delle perdite stesse. La terza curva rappresenta la somma delle due precedenti e mi indica il costo complessivo.

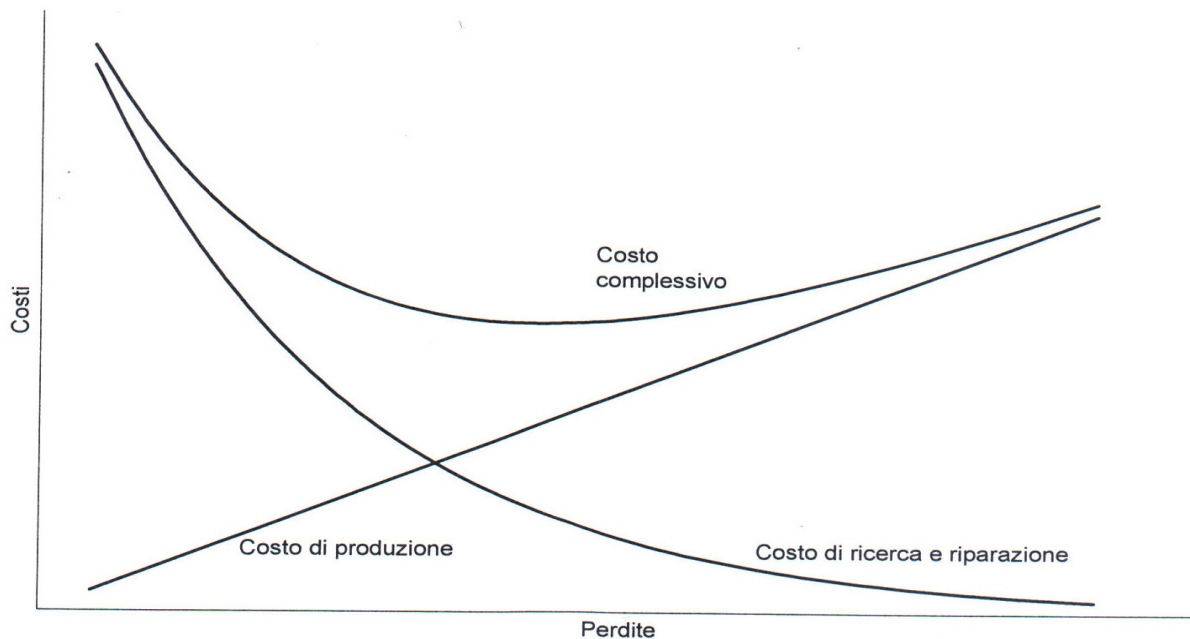


Fig. 3.2 : Analisi economica del costo delle perdite

Si evince quindi come non convenga spingere la ricerca delle perdite reali oltre un certo limite, almeno nel caso in cui la disponibilità idrica sia sufficiente a soddisfare la richiesta anche in presenza di fughe. Il minimo della funzione di costo complessivo corrisponde a quel valore delle perdite al di sotto del quale non risulta economicamente conveniente intervenire. Tale valore varia al variare dell'impianto, anche se in generale quando le perdite sono dell'ordine del 10-15% questo valore si è già raggiunto. La ricerca delle perdite è quindi un'indagine sul sistema di distribuzione per localizzare l'esatta posizione delle fughe sotterranee non evidenti; in genere ciò riguarda le piccole perdite nella rete, in quanto, quelle più consistenti vengono solitamente localizzate velocemente perché l'acqua affiora in superficie e ci sono gravi limitazioni al servizio che vengono tempestivamente segnalate dagli utenti. Il costo di una tale ricerca include i costi delle apparecchiature e quelli del personale occorrente per ispezionare la rete, localizzare e stimare l'entità di tali perdite e compilare una adeguata documentazione. Quando si pensa alla ricerca delle perdite, generalmente si pensa ad un addetto alla distribuzione che ispeziona la rete impiegando apparecchiature d'ascolto. Questo è il modo diretto che consiste nell'ascoltare il rumore generato dalla perdita stessa. Ma ci sono altri metodi di ricerca, quale la misura della portata di distribuzione di una determinata zona mediante la suddivisione della rete in distretti e la verifica del bilancio idrico. Piuttosto che localizzarle, questi metodi indicano se vi sono perdite e danno un'idea generale di dove possano essere. Allo stato attuale in Italia si registrano considerevoli perdite d'acqua, frequentemente ben superiori al 50%. In altri Paesi la situazione può essere migliore, ma il problema è presente in tutto il mondo. In generale, come già evidenziato riguardo ai costi in figura 3.2, questo porta ad avere elevati consumi energetici per il pompaggio di acqua che poi viene persa; spesso a ciò si aggiungono anche i costi per i trattamenti chimici di base, come ad esempio il cloro. A causa della minore energia richiesta è da prevedersi come beneficio indiretto anche la riduzione delle emissioni. Come è evidente, un livello così elevato di perdita del prodotto sarebbe considerato del tutto insostenibile in qualsiasi altro settore produttivo.

Riassumendo, la ricerca assieme al bilancio idrico possono portare a sostanziali benefici:

- riduzione delle perdite e conseguente risparmio dovuto ai minori costi sia di energia spesa per il sollevamento dell'acqua, sia dei reagenti chimici per il trattamento;
- migliore conoscenza del sistema di distribuzione da parte del personale impiegato nella verifica, con possibilità di individuare più facilmente eventuali punti deboli del sistema stesso;
- migliore utilizzazione delle esistenti fonti di approvvigionamento, con conseguente possibilità di differire nel tempo la costruzione di nuovi impianti, come pozzi, serbatoi o impianti di trattamento;
- riduzione del rischio di improvvise rotture e dei conseguenti possibili danni a cose e persone con relative richieste di risarcimento;
- miglioramento dell'immagine aziendale e delle relazioni verso il pubblico, per l'affidabilità del sistema idrico e la riduzione degli sprechi.

3.5.Considerazioni sul bilancio idrico

La prima operazione che viene effettuata in un opportuno piano di ricerca perdite consiste nella realizzazione di un bilancio idrico; tale bilancio permette di valutare l'integrità della rete. In questa fase di analisi risulta comodo lavorare su parti della rete isolate dal resto della maglia che formino opportuni distretti di misura; ciò consente di avere informazioni sulle zone caratterizzate da maggiori perdite. Realizzata questa pre-analisi si possono ricercare localmente le perdite occulte. Si evince quindi come la corretta valutazione del livello di perdita idrica costituisca una fase fondamentale per la successiva individuazione di efficaci strategie di riduzione, in un processo che intenda limitare l'impatto economico ed ambientale prodotto dallo spreco di risorsa idrica. In generale, l'analisi dell'integrità passa attraverso metodologie riconducibili ai bilanci idrici e ad un'interpretazione della portata minima notturna; questi metodi sono essenzialmente delle tecniche di prelocalizzazione delle perdite idriche, in quanto consentono di accertarne la presenza e di stimarle, ma non permettono una loro individuazione puntuale. Di seguito sono riportate le componenti principali del bilancio [AWWA, 1998]:

- il volume d'acqua immerso nella rete (I);
- i consumi autorizzati e fatturati (F);
- i consumi autorizzati non fatturati (NF);
- le perdite (P).

La stima avviene quindi sottraendo al volume d'acqua immesso nel sistema gli altri tre termini, secondo la relazione:

$$P = I - F - NF$$

3.6.Metodi per attuare il bilancio idrico

3.6.1. Approccio "top-down"

Questo metodo si basa sulla determinazione delle componenti della perdita da associare alle diverse sezioni che compongono il sistema acquedottistico, sulla base di un sistema di riferimento che le distingue in impianti di produzione, impianti di trasporto primario, relativi all'acqua da sottoporre a trattamento, e di trasporto secondario, relativi all'acqua da potabilizzata e impianti di distribuzione. Questa impostazione consente una collocazione spaziale della perdita idrica a livello delle singole sezioni impiantistiche e in ciò risiede il pregio ma anche l'elemento di maggior complessità dell'approccio stesso. Questo approccio è stato

proposto in ambito nazionale dal Decreto del Ministero dei lavori Pubblici n°99 del 8 gennaio 1997; lo schema dell'impianto con la simbologia propria del detto decreto è riportato nella figura seguente (figura 3.3) :

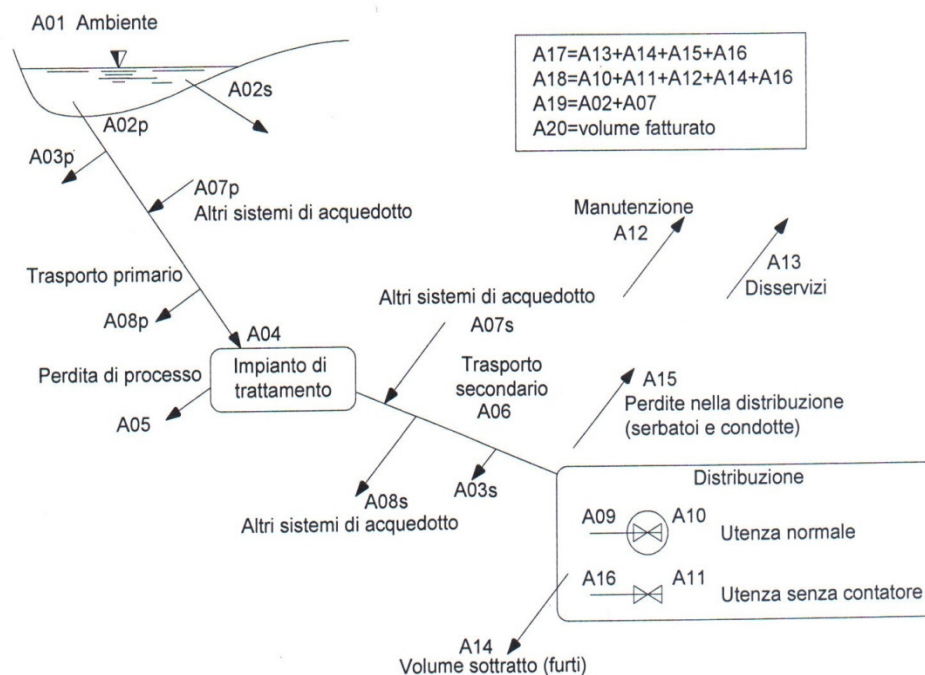


Fig. 3.3 : Volumi definiti dall'approccio top-down (D.M. 99/97)

A01	Volume d'acqua dell'ambiente complessivamente concesso o riservato per l'uso acquedottistico (da sorgenti, corsi, d'acqua regolati o non, falde, etc.);
A02	Volume di acqua complessivamente prelevato dall'ambiente per uso acquedottistico;
A02 p	Volume di acqua grezza complessivamente prelevato ed immesso in impianti di trasporto primario;
A02 s	Volume di acqua trattata complessivamente prelevato ed immesso in impianti di trasporto secondario;
A03	Volume complessivo delle perdite negli impianti di trasporto;
A03 p	Volume delle perdite di acqua grezza negli impianti di trasporto primario;
A03 s	Volume delle perdite di acqua trattata negli impianti di trasporto secondario;
A04	Volume in ingresso agli impianti di trattamento;
A05	Volume di perdita di processo negli impianti di trattamento;
A06	Volume prodotto dagli impianti di trattamento;
A07	Volume prelevato da altri sistemi di acquedotto;
A07 p	Volume di acqua grezza prelevato da altri sistemi di acquedotto;
A07 s	Volume di acqua trattata secondo specifica prelevato da altri sistemi di acquedotto;
A08	Volume consegnato ad altri sistemi di acquedotto ;
A08 p	Volume di acqua grezza consegnato ad altri sistemi di acquedotto;
A08	Volume di acqua trattata secondo specifica consegnato ad altri sistemi di acquedotto;

s	
A09	Volume in ingresso alla distribuzione ;
A10	Volume di acqua consegnato alle utenze (include le utenze antincendio dotate di contatore) e misurato;
A11	Volume di acqua consegnato alle utenze per consumi autorizzati e non misurato (ad es. utenze antincendio o fontane pubbliche prive di contatore, lavaggio strade, ecc.);
A12	Volume consumato in distribuzione per manutenzione e servizi agli impianti ;
A13	Volume perso in distribuzione per disservizi (rotture, scarichi di troppo pieno, ecc.);
A14	Volume sottratto (derivazioni non autorizzate);
A15	Volume delle perdite reali nella rete di distribuzione, serbatoi inclusi;
A16	Differenza tra volume fornito e misurato per difetto di misura dei contatori;
A17	Volume complessivamente perso in distribuzione (perdite "apparenti" e perdite "reali" cioè $A17 = A13 + A14 + A15 + A16$);
A18	Volume utilizzato ($A18 = A10 + A11 + A12 + A14 + A16$);
A19	Volume immesso nel sistema acquedottistico ($A19 = A07 + A02$);
A20	Volume fatturato (diverso da A10 in quanto esistono i minimi tariffari)

Tabella 3.1 : Definizione dei diversi termini che concorrono a formare il bilancio idrico degli acquedotti secondo il DM 8 Gennaio 1997 n°99

3.6.2. Proposta dell'International Water Assotiation (IWA)

L'International Water Association (IWA) è una associazione internazionale senza fini di lucro che si propone di promuovere scambi di conoscenze e di esperienze nel settore dell'approvvigionamento e dell'inquinamento delle acque. Per la valutazione delle perdite idriche in ambito acquedottistico ha proposto una metodologia standardizzata con l'utilizzo di indicatori validi a livello internazionale, in modo da poter confrontare l'affidabilità di reti su scale territoriali differenti. Nella pratica comune della gestione delle reti idriche l'approccio proposto dall'IWA nelle pubblicazioni "*Performance Indicators for Water Supply System, IWA Manual of Best Practice*" [Alegre, H., Himer, W., Baptista, J.M. & Parena, R. ,2000] e "*Losses for Water Supply Sistem: Standard Terminology and Recommended Performance Measures*" [IWA the Blue Pages , 2000] è già stato utilizzato ed ufficialmente adottato in molti paesi del mondo. La metodologia utilizzata necessita delle seguenti definizioni:

- System Input Volume (Imnesso in rete) è il volume annuo immesso in rete;
- Authorised Consumption (Consumi Autorizzati) è il volume annuo misurato e/o non misurato prelevato dai clienti autorizzati. Comprende l'acqua esportata verso altri sistemi idrici, l'acqua utilizzata dal Gestore per motivi di servizio e le perdite a valle dei contatori dei clienti. Include anche la risorsa esportata. Qualora ci fosse un numero significativo di clienti che non sono tariffati per volume, allora i consumi non misurati tariffati dovrebbero essere stimati selezionando un campione di clienti statisticamente rappresentativo della popolazione. Questa componente deve anche includere la risorsa destinata ad uso antincendio, lavaggio, lavaggio di strade, fontane pubbliche, etc., alcune di queste voci potrebbero essere non tariffate o non misurate a seconda della politica dello specifico ente gestore.
- Water Losses (Perdite) è la differenza tra System Input Volume (Imnesso in rete) e Authorised Consumption (Consumi Autorizzati), ed è costituito da Apparent Losses (Perdite Apparenti) e Real Losses (Perdite Reali).

- Real Losses (Perdite Reali) è il volume perso da tutti i tipi di perdita della rete, compresi i serbatoi e gli allacci fino al contatore del cliente. Il volume annuo di tutti i tipi di perdita, rotture e allagamenti dipende dalla frequenza, dalla portata e dalla durata delle singole perdite.
- Apparent Losses (Perdite Apparenti) è costituito da Unauthorised Consumption (Consumi Non Autorizzati) e da tutti i tipi di Metering Inaccuracies (Errori di Misura).
- Non-Revenue Water - NRW (Acqua non Fatturata) è la differenza tra System Input Volume (Immeso in rete) e Billed Authorised Consumption (Consumi Autorizzati Fatturati). NRW è costituito da Unbilled Authorised Consumption (normalmente una componente minore del Bilancio Idrico) e da Water Losses (Perdite Idriche).

In tale formulazione si osserva come sia stata data particolare importanza alla scelta ed all'uso di una terminologia comune che superi la grande varietà di definizioni presenti nei diversi paesi (Approccio Standard al Calcolo del Bilancio Idrico).

Consumo autorizzato	Consumo autorizzato e fatturato	Consumo misurato e fatturato	Acqua che produce reddito
		Consumo fatturato, ma non misurato	
	Consumo autorizzato e non fatturato	Consumo misurato e non fatturato	Acqua che non produce reddito
		Consumo non misurato e non fatturato	
Perdite idriche	Perdite apparenti	Consumo non autorizzato	
		Errori di misura	
	Perdite reali	Perdite sulle adduttrici e nelle reti	
		Perdite e scarichi dai serbatoi	
		Perdite dalla presa al contatore	

Tabella 3.2 : componenti del bilancio idrico secondo IWA

C'è da evidenziare però che tutte le stime delle componenti del bilancio idrico sono caratterizzate da un errore legato alla difficoltà di effettuare una valutazione esatta dei singoli elementi. Inoltre, il richiamo ai volumi, presuppone che la perdita idrica sia misurata con riferimento ad un intervallo temporale. Per ogni sistema idrico esistono differenti fattori locali che influenzano e possono ridurre la possibilità di gestione delle perdite idriche reali ; tra questi, ad esempio, si devono citare il numero delle prese di allacciamento alle utenze, la localizzazione dei contatori delle utenze nelle reti di servizio, la lunghezza delle condotte, la pressione media di esercizio, la condizione delle infrastrutture, la condizione della rete e la frequenza delle rotture, il tipo di terreno e le condizioni di posa, ed altro. La metodologia descritta dall'IWA propone anche alcuni indicatori:

- Technical Indicator for Real Losses (TIRL) - Indicatore tecnico per le perdite reali: questo indice considera il volume annuo di perdite rapportato al numero di giorni in cui la rete di distribuzione è in funzione; la sua formulazione è :

$$TIRL = \frac{\text{Volume annuo di perdite}}{N_c \cdot N_p} \left[\frac{\text{litri}}{\text{connessioni} \cdot \text{giorni}} \right]$$

dove N_c rappresenta il numero di connessioni e N_p il numero di giorni all'anno in cui la rete è in pressione;

- Unavoidable Average Real Losses (UARL) – Perdita reale media inevitabile : indice che rappresenta una stima della perdita idrica reale media inevitabile per la rete di distribuzione. Vengono considerate separatamente l'influenza sulla perdita della lunghezza della rete (L_m), espressa in km, del numero di connessioni (N_c), della lunghezza totale degli allacci compresi dalla condotta fino al contatore (L_p), espressa in km, e della pressione media (P) della rete, espressa in metri, che si ha quando la rete è in depressione :

$$UARL = \left(18 \cdot \frac{L_M}{N_C} + 0.8 + 25 \cdot \frac{L_P}{N_C} \right) \cdot P \left[\frac{\text{litri}}{\text{connessioni} \cdot \text{giorni}} \right]$$

La definizione e la derivazione dei coefficienti numerici sono riportate da Lambert [1999] e sono basate sull'analisi statistica di dati internazionali che riguardano 27 reti di 20 paesi diversi. La differenza tra TIRL e UARL rappresenta la massima diminuzione delle perdite reali raggiungibile .

- Infrastructure Leakage Index (ILI) – Indice di perdite infrastrutturale : questo è un indice per caratterizzare le condizioni e la gestione delle infrastrutture della rete di distribuzione, per il dato regime di pressioni di esercizio e di continuità della distribuzione; l'indice è adimensionale e vale :

$$ILI = \frac{TIRL}{UARL} [-]$$

Vengono considerati efficienti i sistemi con $1 < ILI < 2$. Un controllo idrico completo non è altro che una contabilizzazione dettagliata di tutta l'acqua entrante ed uscente da un settore della rete, chiamato distretto, basata su misurazioni di portata. Un distretto è un porzione di rete i cui confini sono idraulicamente limitati dalla mancanza di connessioni o da misure di portata.

Cambiando in continuazione le portate all'interno della rete, un bilancio corretto dovrebbe essere condotto su un periodo prestabilito di almeno 24 ore. L'acquisizione dei dati relativi a tale controllo per ogni singolo distretto cittadino, consente il calcolo di un ulteriore indice, chiamato rapporto minimo notturno (MNR), che secondo la letteratura internazionale risulta il miglior indicatore delle perdite ed è definito come segue:

$$MNR = \frac{Q_{min} - S_{riempimento}}{Q_{medio} - dS} [\%]$$

Dove Q_{min} è la portata minima notturna; $S_{riempimento}$ è il valore del riempimento dei serbatoi nel distretto per una durata fissata; Q_{media} è la portata media; dS è la variazione dell'accumulo nei serbatoi del distretto nella durata fissata. L'ipotesi che sottende la valutazione dall'indice è che di notte il consumo idrico autorizzato è più basso; inoltre, la maggior pressione durante la notte, comporta maggiori perdite all'interno

del sistema. Il progressivo aumento della portata minima notturna indica l'insorgenza di perdite. La pratica comune indica:

- MNR < 30% indica una dispersione molto ridotta nel sistema;
- MNR > 50% indica una notevole dispersione nella zona;
- 35% < MNR < 50 % l'interpretazione dei valori è più difficoltosa e dovrebbe essere basata sia sull'analisi dell'utilizzo dell'acqua nel distretto, sia su dati storici.

Nel caso di reti magliate però si presentano problematiche legate ai costi di distrettualizzazione e ad una difficile attuazione del suddetto approccio. Passando la verifica del bilancio idrico attraverso il calcolo o la stima di molti dati, è importante tenere in conto le imprecisioni e gli errori a cui possono essere soggetti, al fine di valutare il livello di affidabilità dei valori stessi.

3.6.3. Metodo della portata minima notturna

Il metodo della portata minima notturna MNF (Minimum Night Flow) è un approccio bottom-up, che si basa sulla misura della portata in ingresso a settori del sistema di distribuzione isolati in modo permanente o temporaneamente; è semplice intuire lo stretto legame con la distrettualizzazione. Il metodo MNF necessita dell'installazione provvisoria di strumenti per la misura della portate in un settore di rete. Conoscendo la portata in ingresso in corrispondenza di pochi punti e noto il consumo dell'utenza, è facile valutare le perdite; ciò è più facilmente conseguito nelle ore notturne dove le portate richieste sono inferiori e le pressioni in rete maggiori. Individuato per ogni distretto un valore minimo di portata notturna, quando gli strumenti segnalano portate superiori a quelle caratteristiche, si rende necessaria la campagna di ricerca puntuale. . La MNF è composta dall'aliquota dovuta al consumo notturno delle utenze domestiche (Household night use, HNU) e dalle utenze non domestiche (Non-Household night use, NHNU), agli usi connessi alla gestione del sistema di distribuzione (Operational night use, ONU) e dalle perdite idriche (Water losses, WL). Si ha:

$$MNF = HNU + NHNU + ONU + WL$$

La portata minima notturna risente delle fluttuazioni che coinvolgono tutti questi termini e la sua variazione non è imputabile solo all'insorgere di nuove rotture. La perdita idrica (WL) viene stimata sottraendo alla portata minima le diverse componenti, a patto che siano stimate correttamente. In particolare, il parametro HNU è il termine più difficile da determinare tra quelli menzionati in quanto risente significativamente dell'incidenza di molteplici fattori come il periodo dell'anno, le condizioni climatiche, il numero degli occupanti e le dimensioni dell'immobile. La mancanza di studi specifici spesso porta ad utilizzare dati di letteratura per la stima del consumo notturno dovuto alle utenze domestiche, in genere espresso come consumo unitario orario. Un valore di riferimento per l'HNU fornito dal Report E-Interpreting Measured Night Flows [WRC, 1994] è di 1,7 l/h per ciascuna abitazione. Per la stima del consumo notturno delle utenze non domestiche NHNU, è preferibile una misura diretta, in particolare quando si ha la presenza di attività notturne rilevanti, quindi elevati consumi rispetto al semplice uso domestico. Invece, riguardo gli usi connessi alla gestione del sistema di distribuzione (ONU), è preferibile analizzare periodi in cui tali usi non siano presenti piuttosto che procedere con una stima incerta. Si evince quindi come l'effettiva possibilità che questo metodo possa essere utilizzato per pervenire non solo ad una stima, ma anche ad una prelocalizzazione delle perdite, sia strettamente connessa ad una stima affidabile del consumo notturno ed alla capacità di monitorare le variazioni che possono intervenire. Questo aspetto appena evidenziato lega il metodo MNF al concetto di distrettualizzazione.

3.6.4. Distrettualizzazione delle reti

Nella pratica tradizionale la ricerca della soluzione “migliore” è relativa a quella di minor costo; oggi sono presenti svariate esigenze spesso tra loro contrastanti, quali ad esempio la minimizzazione dei costi, la massimizzazione della ridondanza, la distrettualizzazione. Per consentire ai soggetti gestori delle reti idriche di controllare più agevolmente le perdite in rete, il Decreto del Ministero dei Lavori Pubblici n. 99 del 1997 ha introdotto l’obbligo della distrettualizzazione delle reti di distribuzione idrica. Con il termine distrettualizzazione si intende quella tecnica che consente di suddividere la rete idrica in porzioni i cui confini sono idraulicamente limitati dalla mancanza di connessione o dalla misura delle grandezze idrauliche pressione e portata, di estensione variabile e generalmente priva di alimentazione autonoma. È infatti opportuno che le risorse idriche restino condivise come accade nelle reti completamente connesse. Sono parte integrante della struttura di distrettualizzazione gli organi idraulici per la gestione dei flussi e delle pressioni e gli strumenti per la misura e l’acquisizione delle grandezze idrauliche e della qualità dell’acqua. La fase di definizione delle strutture di distrettualizzazione e la loro successiva gestione, trova un importante strumento nell’uso integrato del GIS (Geographic Information System) e della simulazione numerica [Williams et al., 1999; Green & Dray, 2000]. La fase di gestione della rete distrettualizzata può trovare ulteriore supporto nell’integrazione interattiva anche con il sistema SCADA (Supervisory Control and Data Acquisition System) e con un nuovo componente informativo necessario per gestire, analizzare e tradurre in parametri sintetici, le informazioni acquisite dagli strumenti di misura posti nei punti di connessione e all’interno delle strutture di distrettualizzazione, così da avere un effettivo controllo delle anomalie in tempo reale [Burrows et al., 2000; Williams et al., 1999]. Un ruolo fondamentale è svolto dalle valvole di sezionamento a cui è affidato il compito di chiudere la struttura; una gestione 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. In questa nuova tecnica di strutturazione, di per sé vantaggiosa, risiedono anche nuove problematiche [Giugni et. Al. 2005; Mangano e Rogers, 2005], in quanto si pone concettualmente in contrasto alla tradizionale prassi progettuale di realizzare le reti idriche con un elevato grado di interconnessione, al fine di contenere le perdite di carico, di assicurare una facilità di espansione del sistema e di migliorare l’efficienza globale in condizioni di esercizio. Questa complessità rende spesso difficile individuare nel sistema idrico la parte di adduzione da quella di distribuzione ed è forse più opportuno, ai fini della distrettualizzazione, distinguere tra sistema idropotabile primario e sistema idropotabile secondario, in funzione del diametro. Questo nuovo approccio è quindi dettato da esigenze squisitamente gestionali; si pone come fine quello di una migliore conoscenza della rete, ridotta e quindi resa idraulicamente più semplice, tale da garantire una gestione ottimale. Quanto detto favorisce il rilievo, le misure e il controllo dei parametri idraulici, la ricerca delle perdite, gli studi di funzionalità, quindi l’efficienza. Si evince quindi come per questa moderna tecnica di strutturazione delle reti in risposta alle necessità del loro monitoraggio, occorra una definizione accurata dell’estensione delle singole porzioni. In generale, l’estensione dei distretti deve essere commisurata alla possibilità di distinguere se un incremento della minima portata notturna (Minimum night flow, MNF) è da imputarsi ad una perdita idrica o ad una variazione delle esigenze notturne, oppure un altro metodo si basa sulla divisione dei distretti critici in un numero variabile di sottodistretti al fine di individuare con precisione le singole aree nelle quali le perdite sono maggiormente localizzate (Step-Test). In linea di principio l’individuazione di un distretto può essere effettuata attraverso la seguente procedura :

- delimitazione preliminare delle aree del sistema idrico caratterizzate da più elevate vulnerabilità (analisi delle fallanze, redazione di una mappa delle vulnerabilità);
- minimizzazione dei nodi di alimentazione del distretto;

- analisi, sulla scorta di rilievi in sito preliminari, di un modello idraulico di simulazione qualitativa e di tecniche di ottimizzazione finalizzate alla massimizzazione (minimizzazione) di funzioni obiettivo opportunamente vincolate;
- verifica degli standard d'esercizio del distretto (adeguata pressione di erogazione alle utenze, standard di qualità, standard di sicurezza in caso d'incendio, tempi di permanenza dell'acqua distribuita in rete, qualità organolettiche, cloro residuo).

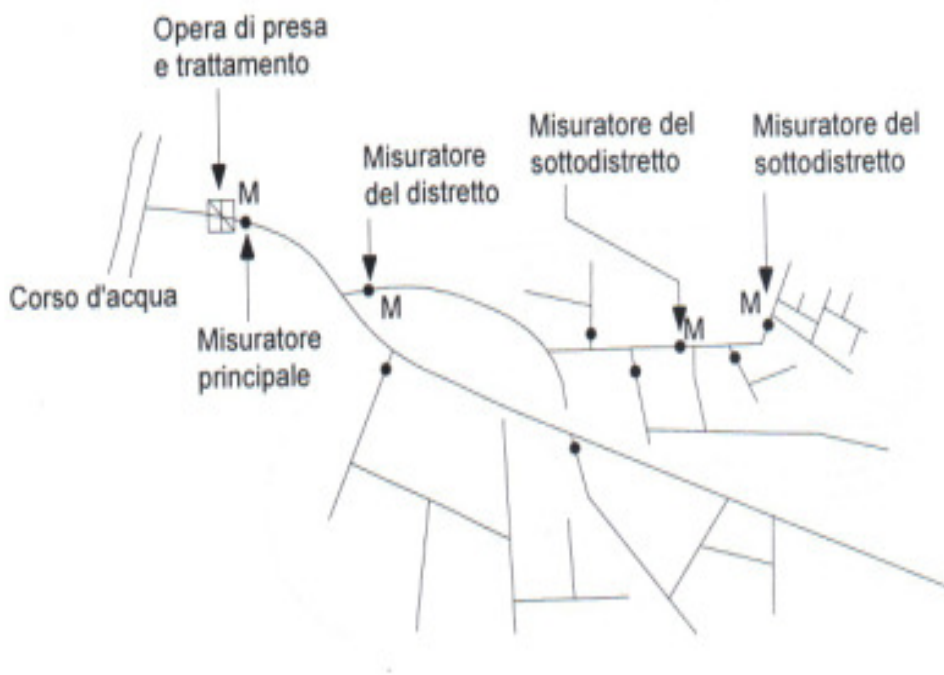


Fig. 3.4 : Schema di una rete di distribuzione suddivisa in distretti

3.6.5. Livelli di distrettualizzazione

La distrettualizzazione delle reti di distribuzione idrica è utilizzata soprattutto per finalità connesse alla misura e monitoraggio delle perdite, la cui incidenza va progressivamente aumentando, sia per l'invecchiamento delle reti di distribuzione, sia per l'accresciuta possibilità di misura dei quantitativi di acqua immessa e contabilizzata agli utenti che ne consentono una stima. I diversi metodi di stima delle perdite, discussi in precedenza, possono essere applicati a zone di misura in funzione del livello di distrettualizzazione. Partendo dal sistema idrico, circoscritto da opportune condizioni al contorno, possono essere definite, tramite la chiusura di valvole, strutture di distrettualizzazione, con estensione decrescente in termini di popolazione, lunghezza della rete, complessità del sistema primario in esse compreso, come mostra la figura 3.5. Possono essere individuate strutture di distrettualizzazione permanenti, alle quali è possibile applicare metodi di stima della perdita, quali il bilancio idrico e il metodo MNF (bottom-up), oppure temporanee, quali *Waste metering*, alle quali è possibile applicare solo il metodo MNF in un'ottica già di localizzazione della perdita idrica.

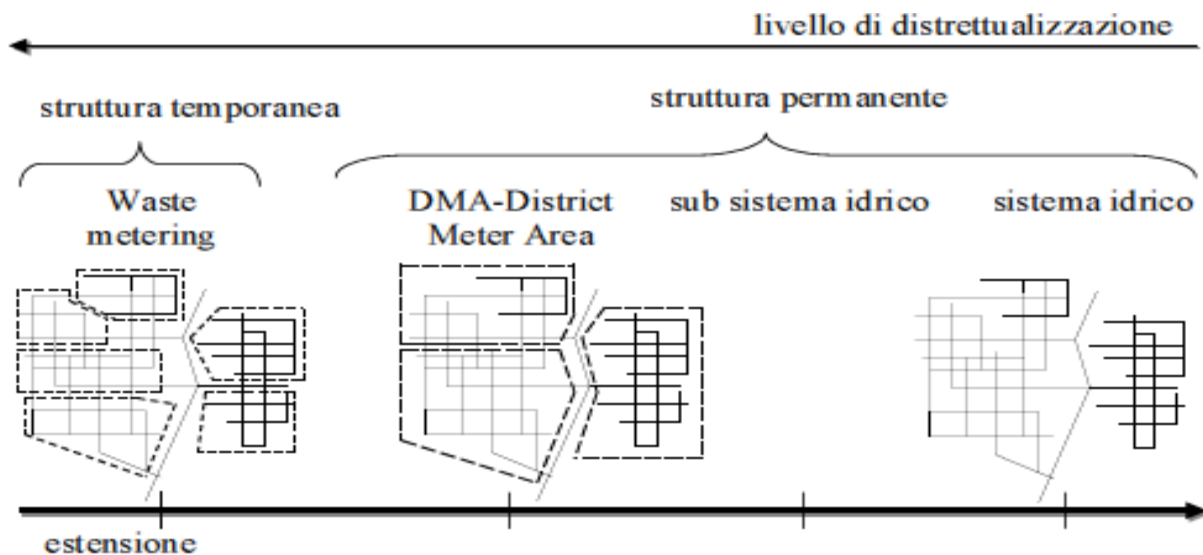


Fig. 3.5 : Livelli di distrettualizzazione

Il limite inferiore di suddivisione permanente della rete può essere individuato nel DMA (*District Meter Area*), nato essenzialmente con finalità di misura della perdita idrica. La sua dimensione è infatti abbastanza definita e condivisa in letteratura e nell'ambiente 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; in particolare, il consumo domestico notturno, tradizionalmente assunto nelle misure di MNF inglesi pari a 1,7 l/prop/h, sembra essere meglio descritto dal valore 2,2 l/prop/h; occorre inoltre fare riferimento alla durata dell'intervallo di registrazione delle portate. Le dimensioni del *Waste metering* sono invece, secondo Butler [2000], comprese tra 500 e 4000 properties, mentre Smith [1992] indica una dimensione tra 1600 e 2000 properties.

Le risorse economiche coinvolte dalla distrettualizzazione sono tali da non poter prescindere dal considerare anche una generale necessità di aumentare l'efficienza delle reti idriche in termini di affidabilità meccanica dei singoli componenti e di affidabilità idraulica dell'intero sistema. La definizione delle strutture di distrettualizzazione per la misura e il monitoraggio delle perdite idriche, deve contemporaneamente portare a circoscrivere aree che, da una mappa di vulnerabilità definita attraverso l'analisi delle fallanze, richiedano interventi riabilitativi. Tra le possibili conseguenze di un sezionamento della rete, legate ad una diversa distribuzione dei flussi, ci potrebbe essere una drastica riduzione della velocità in alcune condotte ovvero incrementi della velocità che possono riflettersi in abbassamenti della pressione in alcune zone, in entrambi i casi questo può indurre problemi legati alla qualità dell'acqua. La definizione di tali strutture di in un sistema idrico può quindi costituire uno strumento per ottimizzare il funzionamento idraulico del sistema, consentendo eventualmente un controllo differenziato dei livelli di pressione, il cui effetto si esplica sulle perdite idriche reali e sulla frequenza delle rotture. In questo senso, le dimensioni della struttura distrettualizzazione non possono essere rigide, ma comprese tra il subsistema idrico, inteso come parte del sistema idrico facilmente circoscrivibile, e il DMA, così da adattarsi alle singole realtà in funzione degli obiettivi posti e dei vincoli che devono essere soddisfatti. Gli obiettivi possono configurarsi in:

- circoscrivere zone a maggiore vulnerabilità individuate dall'analisi delle rotture,
- minimizzare i punti di chiusura sfruttando confini già esistenti,
- ottimizzare la gestione delle pressioni,

- ottenere un controllo dei flussi anche ai fini di aspetti di qualità o propagazione di inquinanti, mentre i vincoli che devono essere rispettati possono essere individuati nel:
 - garantire l'affidabilità idraulica delle singole strutture di distrettualizzazione,
 - garantire l'affidabilità della qualità dell'acqua in termini di concentrazione di cloro residuo,
 - rispettare i limiti imposti alle variazioni nel funzionamento degli impianti idraulici anche in funzione della disponibilità della risorsa idrica,
 - definire strutture che mantengano una certa omogeneità nell'estensione.

L'individuazione del numero di punti di alimentazione deve considerare anche l'estensione della struttura di distrettualizzazione, più punti di alimentazione possono indurre continue inversioni di flusso e problemi nel controllo delle valvole riduttrici di pressione. Per quanto attiene gli aspetti legati alla qualità dell'acqua, mentre si può avere un peggioramento locale, dovuto alla formazione di depositi, sull'intera rete di distrettualizzazione non necessariamente peggiora la qualità dell'acqua [Artina et al., 2000]. La definizione delle mappe di vulnerabilità delle condotte rappresenta un problema complesso, al centro di molteplici studi [Maksimovic & Carmi, 1999; Cooper et al., 2000; Mailhot et al., 2000]. 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 differente e in generale decrescente, con l'aumentare del numero di riparazioni, rispetto al tempo che intercorre tra la posa della condotta e il verificarsi della prima rottura [Shamir & Howard, 1979; Clark et al., 1982; Goulter et al., 1993; Eisebeis & Le Gat, 1999; Mailhot et al., 2000]. La difficoltà nell'applicare questi modelli deriva dalla conoscenza degli interventi di fallanza solo su di un periodo di osservazione limitato, mentre si ignorano le rotture tra la posa e il periodo noto. Una 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. Ai fini della distribuzione spaziale delle perdite reali, mentre per le perdite di sottofondo è ragionevole supporre una distribuzione qualitativamente uniforme, per le perdite dovute a mancanza di integrità delle condotte si può supporre che le condotte interessate da una maggiore incidenza degli eventi di rottura passati, per le considerazioni precedenti, possano essere maggiormente interessate dalla componente non segnalata delle perdite reali dovute a rottura. Un approccio possibile consiste allora nella definizione di semplici indici di vulnerabilità, in grado di fornire quindi indicazioni in questo senso, senza fornire previsioni sulla distribuzione delle fallanze future. L'uso del GIS per la definizione delle mappe di vulnerabilità consente di combinare le informazioni contenute nei layer, per mostrare su un nuovo layer la distribuzione spaziale dell'indice di vulnerabilità assunto. Da quanto descritto si evince come i lavori di rilievo, mappatura, informatizzazione e modellazione delle reti di distribuzioni ed i risultati ottenuti dal bilancio idrico, dall'analisi del consumo minimo notturno e delle fallanze, rappresentino la base da cui procedere per il controllo ottimale delle perdite reali. L'uso dei modelli idraulici permette di conoscere l'andamento delle pressioni nelle diverse ore di consumo e quindi permette di gestire le pressioni con l'eventuale installazione di valvole riduttrici od intervenendo sulle pompe con gli inverter; il rilievo delle reti e la ricerca perdite effettuati, permettono il controllo attivo delle perdite, mentre attraverso la conoscenza puntuale delle reti è possibile gestire, mantenere, riabilitare in maniera efficace ed efficiente le tubazioni vetuste, ed è inoltre possibile intervenire con rapidità nelle riparazioni.

3.6.6. Telecontrollo e telelettura

Nei sistemi idrici si sta sempre più diffondendo l'impiego di sistemi di telecontrollo. L'indubbia utilità è avvalorata dalla necessità di monitorare le condizioni di funzionamento in tempo reale, in modo da poterle

adeguare alle esigenze del servizio. In questo modo risulta quindi possibile interrompere il servizio con la massima tempestività al verificarsi di situazioni di emergenza o programmare in maniera ottimale la gestione, indipendentemente dalla complessità della rete, minimizzando così perdite e sprechi d'acqua. Un sistema di telecontrollo è essenzialmente costituito dai seguenti componenti :

- un sistema di telerilevamento, costituito da unità periferiche per la raccolta di dati e misure di seguito trasformati in segnali (Remote Terminals Units – RTU);
- reti di telecomunicazione per la trasmissione a distanza dei dati raccolti;
- un centro di controllo in cui pervengono tutti i dati raccolti.

Le RTU possono anche non svolgere la semplice funzione di raccolta; infatti, rendendole più complesse, si può fare in modo che esse effettuino un controllo ed una regolazione locale del sistema passando attraverso la memorizzazione dei dati e il comando delle apparecchiature locali; ciò porta ad uno snellimento delle reti di telecomunicazione ed alla riduzione delle funzioni del centro di controllo. Un esempio di ciò è rappresentato dalle valvole automatizzate, il cui funzionamento è telecomandato in base alla misura di grandezze fisiche effettuata in loco. Tali valvole sono quindi delle RTU con funzione di controllo. L'attuale tendenza è quella di realizzare per i vari impianti presenti nel sistema idrico (di potabilizzazione, di sollevamento, od altri) apposite unità periferiche di regolazione e controllo in modo da poter massimizzare la funzione gestionale dell'unità centrale la quale, ricevendo i dati di funzionamento istantaneo delle singole unità, deve essere in grado di elaborare e programmare il funzionamento dell'intero sistema. Affinché il sistema sia efficiente è importante garantire un'elevata velocità di trasmissione mediante l'utilizzo di ponti radio, satelliti , GSM, fibra ottica od altro. Il centro di controllo consente di assolvere svariate funzioni, come ad esempio :

- acquisizione e validazione dei dati;
- archiviazione dei dati stessi, che vengono elaborati con opportuni programmi di calcolo;
- trasmissione dei comandi alle apparecchiature idrauliche sulla base dei dati acquisiti in modo da adeguare in tempo reale in funzionamento di tutto il sistema idrico alla e più svariate esigenze.

I dati inviati all'unità centrale possono essere relativi a grandezze prettamente idrauliche come la portata, i livelli idrici, la pressione, la velocità oppure grandezze inerenti la qualità come la temperatura, la torbidità, pH, la conducibilità, il cloro residuo ed altro ancora. Una volta ricevuti i dati, vengono controllati i valori limite e successivamente possono essere determinate le grandezze non direttamente rilevate. Tutto ciò consente di segnalare opportunamente le situazioni di allarme e garantisce un intervento tempestivo. Ogni azione di telecomando del sistema idrico viene effettuata in base alla specifica situazione di funzionamento; tali azioni possono essere messe direttamente in atto dall'elaboratore , pur mantenendo la possibilità da parte dell'operatore di intervenire manualmente o da remoto. Le manovre decise dall'operatore possono riguardare sia l'adeguamento del funzionamento dell'impianto idraulico alle mutevoli esigenze di esercizio, sia una gestione più corretta ed economica dell'impianto stesso, sia rimediare ad eventuali errori o malfunzionamenti. Esiste inoltre la possibilità di far mettere direttamente in atto dall'elaboratore alcune azioni in caso di determinate situazioni di pericolo o di emergenza che non necessitano della discrezionalità decisionale dell'operatore (si pensi alla chiusura di una valvola a seguito della rottura di una condotta a valle della stessa).Ne segue quindi la possibilità di verifica delle previsioni progettuali di funzionamento e dello stato delle apparecchiature di regolazione e controllo. Nel caso in cui, per una qualsiasi causa, il funzionamento del sistema non sia conforme a quello richiesto, il centro può fornire indicazioni sugli interventi di allineamento e miglioramento. Un aspetto che è importante evidenziare è la profonda trasformazione che la rete acquedottistica deve subire, nella sua costituzione di base, a seguito dell'avvento dell'impianto di telecontrollo. Si pensi alla variazione che devono subire molte funzioni, alcuni elementi

costitutivi principali e secondari , ai cambiamenti in fase di progettazione, e realizzazione, nelle modalità di produzione e contabilizzazione dell'acqua che seguono all'adozione di tale metodologia di controllo. Va inoltre sottolineato come i sistemi di telecontrollo e tele lettura abbinati alle tecniche descritte nei paragrafi precedenti di ricerca perdite possano costituire un ottimo strumento per l'individuazione dei danneggiamenti nelle reti di distribuzione. Il supporto di questi sistemi consente quindi agevolmente di :

- realizzare bilanci idrici accurati rendendo possibile la lettura dei consumi delle utenze ad intervalli di tempo ridotti [Artina et al., 2005; Leoni et al., 2005; Liserra et al., 2006];
- controllare in tempo reale l'evoluzione dei carichi all'interno della rete (specialmente nelle ore notturne), individuando possibili anomalie dovute a danneggiamenti;
- gestire al meglio la pressione all'interno della rete, agendo sulle pompe o su opportune valvole riduttrici . Così facendo la rete si adatta con continuità al fabbisogno istantaneo dell'utenza, garantendo risultati ottimali in termini di consumi energetici, di dimensionamento delle tubazioni e del contenimento delle perdite, che sono in rapporto diretto con la pressione di esercizio [Bertola e Nicolini, 2005].

3.6.7. Ricerca acustica

Una volta appurata, utilizzando i metodi descritti nei paragrafi precedenti, l'esistenza di perdite nella rete, è necessario procedere ad una individuazione puntuale delle stesse. La pratica corrente prevede che ciò avvenga tramite l'impiego di tecniche acustiche, le quali si basano sul fatto che l'acqua, uscendo da un condotto, emette rumore, il quale può essere rilevato attraverso idonea strumentazione. È importante sottolineare che questo tipo di ricerca permette di localizzare le perdite ma non di avere una stima della loro entità.

Una rottura può generare rumore di tre tipi: il primo, compreso nella banda di frequenza 500÷800 Hz, è solitamente generato da un fenomeno vibrazionale del bordo della rottura e la trasmissione del rumore avviene lungo le pareti della tubazione; il secondo ed il terzo tipo, compresi nella banda 20÷250 Hz sono generati rispettivamente dall'impatto dell'acqua sul suolo nel luogo della perdita e dalla circolazione dell'acqua nella cavità del suolo vicino alla perdita. A differenza dei rumori del primo tipo, quelli del secondo e del terzo tipo si propagano solo nell'area immediatamente vicina alla perdita; la loro individuazione è quindi molto importante per definire l'esatta localizzazione della rottura.

L'intensità del rumore dipende principalmente dalla differenza di pressione fra l'interno e l'esterno della tubazione e dall'attitudine alla vibrazione della condotta, strettamente dipendente dal materiale e dallo spessore. Nel caso di una piccola rottura il rumore prodotto è più intenso di quello prodotto da una rottura di dimensioni maggiori, in quanto quest'ultima produce un forte calo di pressione all'interno della condotta e quindi una diminuzione della differenza di pressione fra interno ed esterno.

Altri fattori che influenzano il rumore e la sua propagazione sono la natura del terreno nel quale è posata la tubazione e il tipo di superficie sul quale sono collocati i dispositivi acustici.

Le tecniche acustiche si avvalgono di strumenti quali geofoni, correlatori, noise logger e sonde. Per approfondimenti sul questo tipo di strumentazione si rimanda a testi specifici [Mambretti e Zuccoli, 2009].

3.6.8. Metodi basati sull'analisi dei transitori

Sono metodi che si basano sulla proprietà dei sistemi in pressione per cui ad una manovra che comporta una variazione di portata corrisponde una variazione di pressione. Per l'individuazione della perdita viene

utilizzata la riflessione dell'onda di pressione generata dalla presenza della rottura; si tratta di un metodo la cui accuratezza dipende dal gradiente di pressione legato alla velocità di chiusura della valvola che genera il transitorio. L'utilizzo di queste metodologie ha il vantaggio di permettere la riduzione al minimo delle interruzioni del servizio e di necessitare di un'unica sezione di misura. Al momento si tratta comunque di tecniche in evoluzione e di non immediata applicazione.

3.7.Strumenti di misura

Le misure necessarie in una moderna rete di distribuzione sono di 3 tipi: misure di livello, misure di pressione e misure di portata. In particolare le misure di pressione e di portata sono necessarie per monitorare la rete in un'ottica di ricerca e riduzione delle perdite.

Le misure di livello sono utili per conoscere il livello di riempimento di un serbatoio, e quindi per poter governare l'azionamento e lo spegnimento delle pompe negli impianti di sollevamento. Poiché non di interesse per questo lavoro, i misuratori di livello non verranno qui descritti approfonditamente.

3.7.1. Misure di pressione

Poiché esistono svariate tipologie di strumenti in grado di compiere misure di pressione, di seguito si tratteranno solo i dispositivi normalmente utilizzati per monitorare le reti acquedottistiche.

3.7.2. Manometri metallici

I manometri metallici sono costituiti da un tubo avvolto a spirale che ad una estremità è chiuso e all'altra è a contatto con il fluido del quale si vuole misurare la pressione. Per effetto di questa pressione la spirale tende a svolgersi muovendo un indice la cui lettura è la pressione misurata in corrispondenza del manometro (convenzionalmente si intende presso il suo baricentro).

Risulta evidente come con strumenti di questo tipo sia possibile solo una misura del valore medio di pressione, mentre è da escludere la possibilità di cogliere fenomeni rapidamente variabili tipici del moto vario e delle turbolenze.

3.7.3. Celle di pressione resistive, capacitive, induttive, piezoelettriche o piezoresistive

Si tratta di strumenti di misura che sfruttano proprietà fisiche caratteristiche di alcuni materiali e lievemente diverse fra loro. Il funzionamento delle celle di pressione resistive si basa sulla proprietà per la quale la resistenza di un materiale conduttivo varia proporzionalmente alla sua lunghezza. Una cella di pressione resistiva è formata da una lamina messa in contatto con il liquido del quale si vuole misurare la pressione. Su questa lamina, sul lato in cui si verifica un allungamento delle fibre per effetto di una variazione di pressione del fluido, è fissato un filo conduttore estensimetrico. Quando il materiale che compone questo filo conduttore si allunga o si accorcia per effetto della flessione della lamina, varierà proporzionalmente anche la resistenza opposta al passaggio di cariche elettriche.

Analogamente le celle capacitive sfruttano la proprietà per cui la capacità di un condensatore cambia al modificarsi della geometria del dielettrico, mentre le celle induttive si basano sulla variazione di induttanza di una coppia di avvolgimenti a seconda delle variazioni del campo magnetico entro il quale si sposta un'armatura collegata con la presa di pressione.

Le celle di pressione piezoelettriche invece si basano sulla proprietà posseduta da alcuni materiali che, in opportune configurazioni, se sottoposti ad uno stato tensionale generano cariche elettriche proporzionalmente alla deformazione subita. Poiché questa è proporzionale alla forza che agisce sulla cella, è possibile risalire alla pressione del liquido nel quale la cella è inserita.

Analogamente le celle piezoresistive si basano sulla proprietà di alcuni materiali i quali variano la propria resistività quando sono sottoposti ad uno stato tensionale.

Le celle di pressione, trasformando le misure in segnali elettrici, offrono il vantaggio di permettere la lettura remota dei dati. Inoltre, essendo caratterizzati da ridottissima inerzia di spostamento delle masse in gioco, sono in grado di effettuare misure con elevata frequenza (in particolare le celle di pressione piezoelettriche hanno una frequenza di acquisizione dell'ordine dei 1000 Hz).

3.7.4. Misure di portata

Si descrivono di seguito alcuni tra i più usati misuratori di portata per condotte in pressione, trascurando gli strumenti di scarsa utilità pratica per le misure in sistemi acquedottistici, quali ad esempio tubi di Pitot e mulinelli idrometrici, e quelli normalmente utilizzati per la misura di volumi idrici (tramite i quali si può risalire alla portata transitata in un prefissato intervallo di tempo) come i contatori.

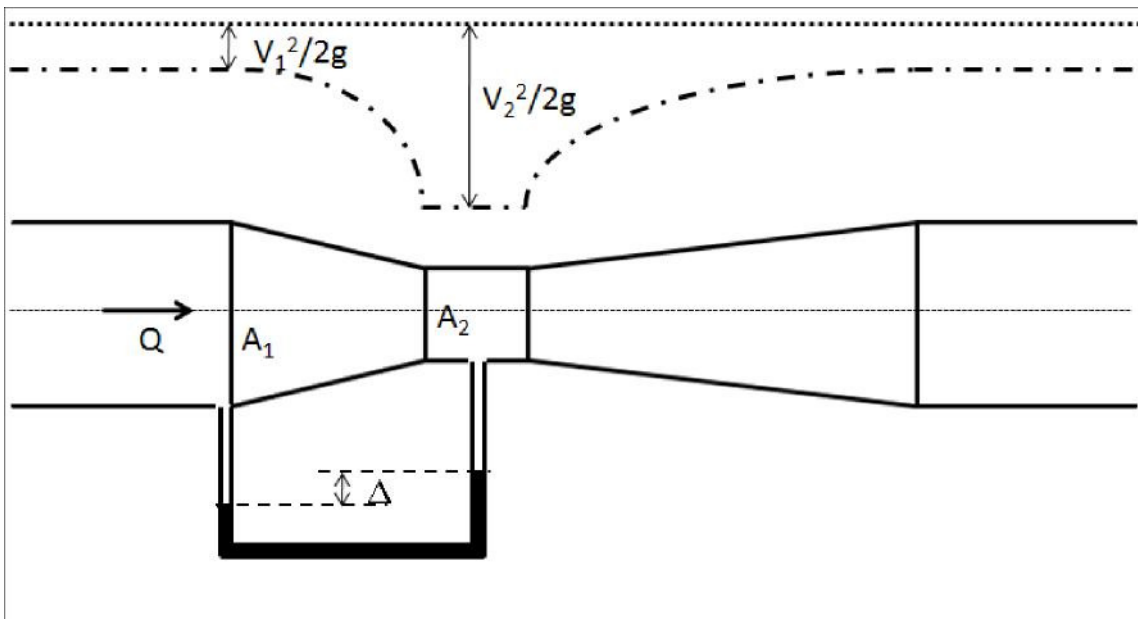


Figura 3.6 : Venturimetro [Mambretti, Zuccoli, 2009]

3.7.5. Misuratori a pressione differenziale (venturimetri)

Sono tra i più antichi strumenti sviluppati per questo tipo di misure. Il venturimetro è costituito da un semplice restringimento associato ad un manometro differenziale che consente di misurare la differenza di pressione A tra il punto in cui è presente il restringimento e il punto a monte di esso (figura 3.6).

Il principio su cui si basa è il teorema di Bernoulli, con l'ipotesi che il passaggio attraverso il dispositivo non sia causa di perdite di carico della corrente. Dall'equazione di continuità, ad un restringimento della sezione corrisponde un incremento della velocità, e quindi dell'altezza cinetica. Poiché si è fatta l'ipotesi che non vi siano perdite di carico a questo aumento di altezza cinetica deve corrispondere un'abbassamento della quota piezometrica, registrato dal manometro differenziale.

Dalla misura della pressione differenziale A è quindi possibile risalire alla portata transitante attraverso il dispositivo, utilizzando la relazione:

$$Q = \frac{A_1 \cdot A_2}{\sqrt{A_1^2 - A_2^2}} \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot \Delta \cdot \frac{\gamma_m - \gamma}{\gamma}}$$

dove A1 e A2 sono le sezioni a rispettivamente a monte del restringimento e del restringimento stesso, mentre γ_m e γ sono rispettivamente il peso specifico del fluido manometrico e del fluido del quale si sta misurando la portata.

La relazione precedente risente inevitabilmente dell'ipotesi di assenza di perdite di carico. Per ottenere una precisione maggiore è possibile introdurre un fattore correttivo da ottenere attraverso apposita taratura.

Poiché il venturimetro è uno strumento ingombrante e costoso, in alcune circostanze, e cioè qualora la presenza di dissipazioni energetiche non costituisca un problema, è possibile accorciarlo consentendo una brusca riespansione della corrente (si parla in questo caso di diaframmi e boccagli). Anche in questo caso, per via dell'ipotesi di perdite di carico nulle che evidentemente è ancor meno rispettata che nel venturimetro, è necessario procedere ad una taratura dello strumento.

3.7.6. Misuratori elettromagnetici

Questi dispositivi sfruttano il principio secondo il quale un conduttore che si muove in un campo magnetico genera una forza elettromotrice proporzionale alla velocità con la quale si muove.

Il misuratore è costituito da un tronco di condotto di materiale amagnetico avvolto da bobine percorse da corrente, le quali generano un campo magnetico che investe la sezione del tubo. Il fluido del quale si vuole misurare la velocità (e quindi la portata), che in questo caso è il conduttore, scorre all'interno del misuratore generando una tensione che viene raccolta da due elettrodi posizionati in due punti diametrali del condotto. Si tratta di apparecchi in grado di effettuare misure con risposta in frequenza piuttosto bassa, e quindi utili per monitorare sistemi in moto permanente o variato con molta lentezza, mentre sono inappropriati per fenomeni di moto vario.

3.7.7. Misuratori ad ultrasuoni

Questa tipologia di misuratori sfrutta la proprietà dei liquidi di propagare il suono con una celerità caratteristica del liquido considerato e delle caratteristiche del campo di moto come pressione, densità e temperatura. Come gli analoghi misuratori di livello descritti in precedenza, un misuratore di portata ad ultrasuoni è costituito da due elementi: un trasmettitore che emette ultrasuoni e un ricevitore che li registra.

Sono due le tipologie esistenti di questa famiglia di strumenti: i misuratori ad effetto Doppler e i misuratori a tempo di transito.

Nei misuratori a effetto Doppler il segnale, una volta emesso dal trasmettitore, rimbalza sulle particelle in sospensione nel liquido. Queste particelle, essendo in movimento, causano una variazione di frequenza del segnale riflesso rispetto a quello trasmesso (effetto Doppler). Poiché questa variazione di frequenza è proporzionale alla velocità della particella, misurandola è possibile risalire a quest'ultima.

Normalmente, poiché nel fluido sono presenti molte particelle, si calcola una media delle variazioni di frequenza, ottenendo in questo modo una media della velocità della corrente.

È chiaro però che nel caso di reti acquedottistiche, le quali si trovano a convogliare acqua che deve essere il più pura possibile un sistema come questo che si basa sulla presenza di particelle nel liquido sia da sconsigliare in quanto inefficace.

I misuratori a tempo di transito invece prevedono che trasmettitore e ricevitore si trovino in due diverse posizioni: diametralmente alla condotta e uno più a valle dell'altro. In questo modo il segnale sonoro emesso dal trasmettitore attraversa il fluido e raggiunge il ricevitore viaggiando ad una velocità che è influenzata anche dalla velocità della corrente oltre che dalla celerità del suono nel liquido. Per poter avere due misure contemporanee da confrontare normalmente un trasmettitore funge anche da ricevitore e viceversa.

Gli strumenti a tempo di transito forniscono una misura più affidabile rispetto a quelli a effetto Doppler, tanto che ormai hanno quasi del tutto sostituito questi ultimi, quantomeno nelle misure in condotte in pressione.

Le sonde possono essere installate sia internamente che esternamente alla condotta. Ovviamente se installate internamente saranno in grado di dare una misura migliore in quanto la propagazione del suono non sarà influenzata dalle pareti di rivestimento della condotta, ma in compenso il loro posizionamento sarà più problematico in quanto è generalmente necessario interrompere il servizio e sezionare la condotta o comunque forarla. L'installazione esterna alla condotta invece è molto comoda per il gestore ma può essere causa di errori di misura in quanto, come anticipato, si deve tenere conto del tempo necessario alla propagazione del suono attraverso le pareti della condotta. Inoltre queste ultime spesso presentano incrostazioni o imperfezioni che rendono difficile se non addirittura impossibile la propagazione del suono.

I misuratori ad ultrasuoni sono leggermente meno accurati degli strumenti elettromagnetici, anche se comunque la precisione fornita da entrambe le tipologie è del tutto sufficiente per le esigenze di gestione delle reti acquedottistiche. Come i precedenti, anche i misuratori ad ultrasuoni sono inappropriati per seguire fenomeni di moto vario in quanto caratterizzati da bassa risposta in frequenza [Mambretti e Zuccoli, 2009].

4. Algoritmi genetici e calcolo evolutivo

4.1. Introduzione

L'algoritmo genetico è un algoritmo di ottimizzazione e appartiene ad una particolare classe di algoritmi utilizzati in diversi campi, tra cui l'intelligenza artificiale. È un metodo euristico di ricerca ed ottimizzazione, ispirato al principio della selezione naturale di Charles Darwin che regola l'evoluzione biologica. Il nome deriva dal fatto che i suoi primi pionieri [Holland, 1975, Goldberg, 1989] si ispirarono alla natura e alla genetica, branca della biologia. Gli AG simulano l'evoluzione di una popolazione di individui, che rappresentano soluzioni candidate di uno specifico problema, favorendo la sopravvivenza e la riproduzione dei migliori. Tali algoritmi sono applicabili alla risoluzione di un'ampia varietà di problemi d'ottimizzazione non indicati per gli algoritmi classici, compresi quelli in cui la funzione obiettivo è discontinua, non derivabile, stocastica, o fortemente non lineare.

4.2. Principi di funzionamento

Un tipico algoritmo genetico parte da un certo numero di possibili soluzioni (individui) chiamate popolazione e provvede a farle evolvere nel corso dell'esecuzione: a ciascuna iterazione, esso opera una selezione di individui della popolazione corrente, impiegandoli per generare nuovi elementi della popolazione stessa, che andranno a sostituire un pari numero d'individui già presenti, e a costituire in tal modo una nuova popolazione per l'iterazione (o generazione) seguente. Tale successione di generazioni evolve verso una soluzione ottimale (locale o globale) del problema assegnato. La loro evoluzione viene ottenuta attraverso una parziale ricombinazione delle soluzioni, ogni individuo trasmette parte del suo patrimonio genetico ai propri discendenti, e l'introduzione di mutazioni casuali nella popolazione di partenza, sporadicamente quindi nascono individui con caratteristiche non comprese tra quelle presenti nel corredo genetico della specie originaria. Finita la fase di evoluzione la popolazione delle soluzioni viene analizzata e vengono tenute solo le soluzioni che meglio risolvono il problema: gli individui con le qualità più adatte all'ambiente in cui si trovano hanno quindi maggiori possibilità di sopravvivere e riprodursi. Queste soluzioni subiranno una nuova

fase di evoluzione e così via. Alla fine ci si aspetta di trovare una popolazione di soluzioni che riescano a risolvere adeguatamente il problema posto. Non vi è modo di decidere a priori se l'algoritmo sarà effettivamente in grado di trovare una soluzione accettabile. Di norma gli algoritmi genetici vengono utilizzati per problemi di ottimizzazione per i quali non si conoscono algoritmi di complessità lineare o polinomiale.

4.3. Dettaglio del funzionamento

La soluzione del problema viene codificata in una struttura, di solito una stringa, detta genotipo. Inizialmente viene creato un certo numero di genotipi in maniera casuale e si definisce una funzione che restituisca la "bontà" di un genotipo come soluzione del problema, detta funzione di fitness. L'algoritmo consiste nell'applicazione di operazioni, che tendono a modificare la popolazione, nel tentativo di migliorarli in modo da ottenere una soluzione sempre migliore. L'evoluzione procede quindi in passi, per ognuno di questi viene per prima cosa eseguito un ordinamento sulla base del risultato della funzione di fitness. Vengono poi eseguite le operazioni su un numero di geni stabilito dai parametri dell'algoritmo, che in generale determinano quanti genotipi devono subire crossover e mutazioni, e in quale misura. Riassumendo, i passi salienti del processo fisico risultano i seguenti:

- viene generata, in modo casuale, una popolazione iniziale di individui
- viene creata una sequenza di nuove popolazioni, o generazioni. In ciascuna iterazione, gli individui della popolazione corrente sono usati per creare la generazione successiva, e a questo scopo si compiono degli ulteriori passi:
 - ciascun membro della popolazione corrente è valutato calcolandone il rispettivo valore di fitness (idoneità);
 - si determina un opportuno ordinamento di tali individui sulla base dei valori di fitness;
 - gli individui più promettenti sono selezionati come genitori; gli individui, infatti, competono tra loro e quelli che meglio si adattano all'ambiente hanno maggiori probabilità di sopravvivenza e di trasmettere il patrimonio genetico alle generazioni future;
 - a partire da tali individui si genera, manipolando il patrimonio genetico, un pari numero di individui della generazione successiva, e ciò può avvenire secondo due modalità distinte, vale a dire effettuando cambiamenti casuali su un singolo genitore (mutazione) oppure combinando opportunamente le caratteristiche di una coppia di genitori (incrocio);
 - gli individui così generati vanno a sostituire i genitori consentendo la formazione della generazione successiva;
- infine, l'algoritmo s'interrompe quando uno dei criteri d'arresto è soddisfatto.

4.4. Realizzazione dell'algoritmo

1. Codifica delle soluzioni

- Codifica binaria:
 - Codifica binaria classica di Holland; un numero ad n cifre nel sistema di numerazione in base 2 può essere definito come segue:

$$a_{n-1} \cdot 2^{n-1} + a_{n-2} \cdot 2^{n-2} + \dots + a_2 \cdot 2^2 + a_1 \cdot 2^1 + a_0 \cdot 2^0 = \sum_{i=0, n-1} a_i \cdot 2^i \text{ ove } a_i \text{ è uno dei simboli } \{0, 1\},$$

ad esempio $1000101 = 1 \cdot 2^6 + 0 \cdot 2^5 + 0 \cdot 2^4 + 0 \cdot 2^3 + 1 \cdot 2^2 + 0 \cdot 2^1 + 1 \cdot 2^0 = 69$

- Grey code [cf. Mitchell, 1996] in cui tra due codifiche successive, l'unica differenza è di 1 bit; il codice di Gray, è un codice binario a lunghezza fissa. Si possono usare codici di Gray di tutte le lunghezze: il codice di lunghezza s è costituito da tutte le $2s$ sequenze di s bit e consente di rappresentare tutti gli interi da 0 a $2s - 1$. Esso differisce dalla notazione posizionale binaria degli interi in quanto prevede che si passi da un intero al successivo modificando un solo bit; questa caratteristica (detta a cambio 1) semplifica e rende meno soggette ad errori le operazioni di dispositivi elettronici che devono scorrere informazioni organizzate in sequenze. Evidentemente la codifica di Gray risulta poco sensata per interi da sottoporre ad operazioni come somme o prodotti.
- Codifica con caratteri, interi e valori reali cioè in cui il cromosoma (genotipo) diviene per esempio un vettore a componenti reali
- Codifica ad albero in cui ogni cromosoma è una funzione rappresentata in un albero come sequenza di operatori e valori [Genetic Programming, Koza, 1992] . Il seguente esempio mostra una rappresentazione ad albero dell'algoritmo che calcola la funzione $\sqrt{A^3}$

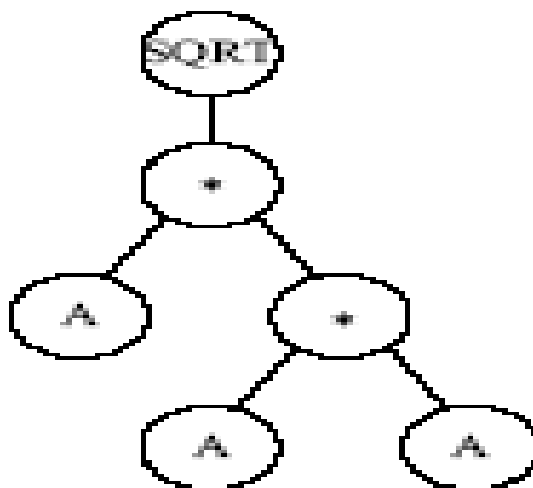


Figura 4.1 : Rappresentazione ad albero dell'algoritmo per il calcolo della funzione $\sqrt{A^3}$

Valore intero	Codifica binaria	Codifica grigia
0	000	000
1	001	001
2	010	011
3	011	010
4	100	110
5	101	111
6	110	101
7	111	100

Tabella 4.1 : Un esempio di codifica di Gray per alcuni valori interi

2. Popolazione iniziale

- L'originario modello di Holland opera su una popolazione P , generata in maniera casuale, composta da n stringhe di bit (dette individui, cromosomi o genotipi) di lunghezza l fissata;
- ogni bit è detto gene ; il gene è il responsabile dell'informazione genetica, il quale sappiamo essere sul cromosoma; in caso di codifica binaria il valore che può assumere il bit (0,1) è detto allele, essendo il genotipo di un individuo relativo ad un gene il corredo di alleli che egli si trova a possedere;
- n è scelto in maniera euristica ed è dipendente dalla natura della funzione obiettivo e dalle dimensioni dello spazio di ricerca ; negli AG standard n rimane fisso durante l'evoluzione.

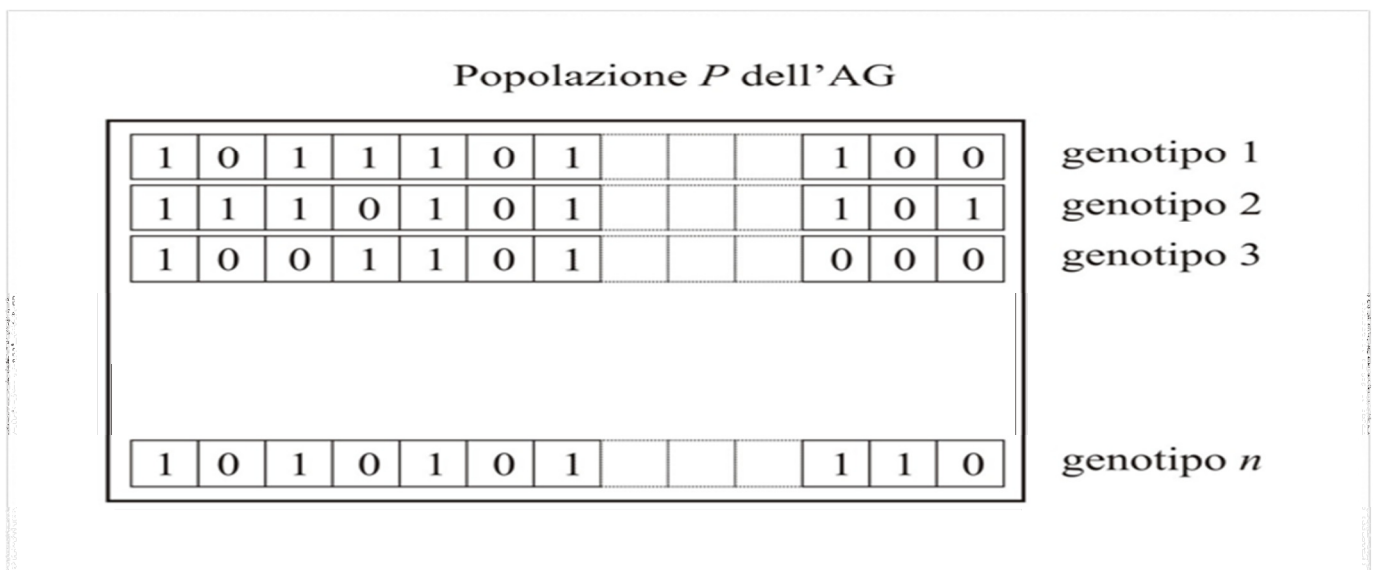


Figura 4.2 : n individui della popolazione iniziale P

3. Calcolo della *fitness*

- La funzione obiettivo gioca il ruolo dell'ambiente nel corso dell'evoluzione e coincide con il fitness dell'individuo a meno di scaling, ranking o normalizzazioni;
- Eventuali vincoli di eguaglianza possono essere trattati inserendo termini penalizzanti nella funzione obiettivo.

4. Selezione

5. Applicazione degli operatori

6. Iterazione e criterio di stop

- Il meccanismo di selezione, ricombinazione e calcolo della fitness viene iterato.
- L'evoluzione termina quando viene raggiunto l'ottimo, se questo è noto.
- Altrimenti l'evoluzione termina quando:
 - viene raggiunto il numero massimo N_g di generazioni; il numero totale N_t di valutazioni della funzione obiettivo $N_t = n * N_g$;
 - un indicatore di convergenza (uniformità della popolazione, mancanza di progressi nell'evoluzione) raggiunge un determinato valore ;

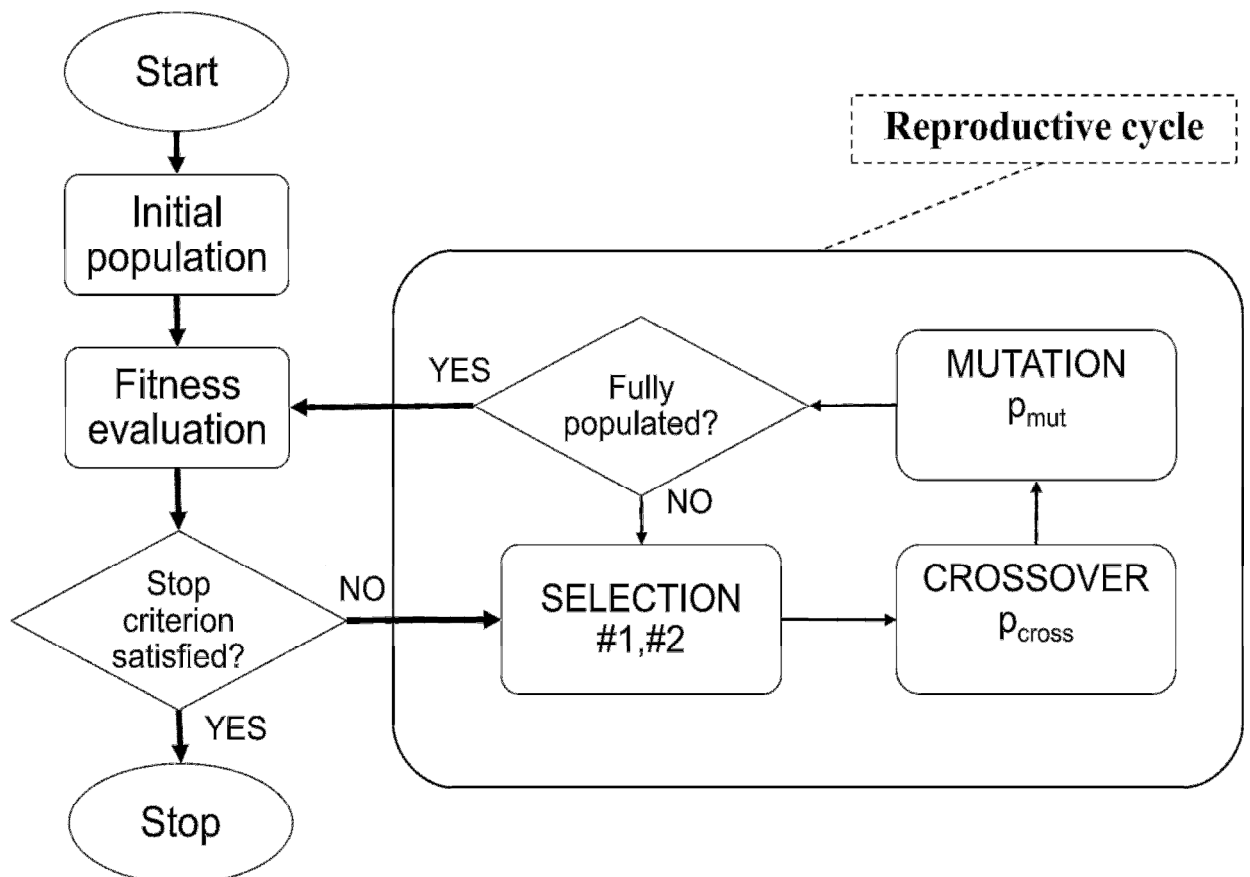


Figura 4.3: Algoritmo genetico con evidenza al ciclo riproduttivo

4.5. Funzione di fitness, di codifica, spazio di ricerca e paesaggio d'idoneità

La *funzione di fitness* valuta la bontà degli individui g_i della popolazione P nel risolvere il problema di ricerca dato:

$$f: P \rightarrow (-\infty, +\infty); \quad f(g_i) = f_i$$

Per un problema di ottimizzazione la funzione di fitness può coincidere con la funzione obiettivo (o una sua trasformazione). L'insieme delle stringhe binarie di lunghezza l ha 2^l elementi (nel caso di codifica binaria); tale insieme rappresenta lo *spazio di ricerca* (search space) dell'AG, cioè lo spazio che l'AG deve esplorare per risolvere il problema di ricerca (es. trovare il massimo o il minimo). La *funzione di codifica* C , invece, mette in relazione la soluzione s , appartenente allo spazio S delle soluzioni del problema, con il cromosoma c (o genotipo). Nel modello tradizionale i cromosomi sono stringhe di bit di lunghezza fissata e ognuno di essi rappresenta un punto nello spazio di ricerca. Infatti la soluzione può essere interpretata come il fenotipo associato al cromosoma, cioè la realizzazione di un genotipo in un individuo (l'aspetto). Indicato con X lo spazio dei cromosomi, cioè lo spazio di ricerca precedentemente definito, risulta:

$$C: S \rightarrow X, \quad c = C(s) \quad \text{con } s \in S.$$

I valori di fitness sui punti dello spazio di ricerca è detto *paesaggio d'idoneità* (fitness landscape). Un esempio semplice di paesaggio d'idoneità di un AG con genotipi binari di 2 bit è quello in fig. ; di seguito le specifiche di tale esempio:

- il numero di stringhe binarie di lunghezza 2 è $2^2 = 2^2 = 4$
- lo spazio di ricerca dell'AG è dunque $S = \{(0,0), (0,1), (1,0), (1,1)\}$
- valori di fitness sui punti di S definiscono il paesaggio d'idoneità dell'AG.

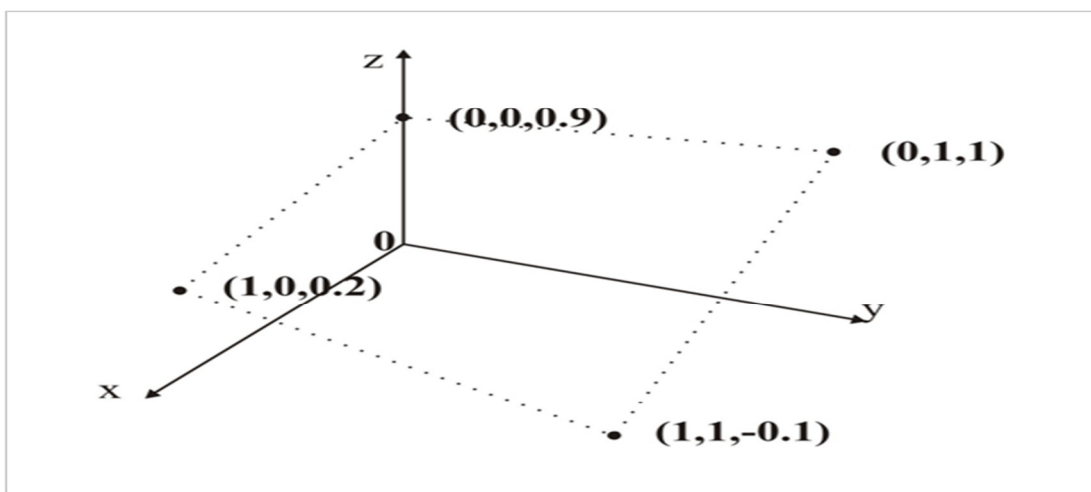


Figura 4.4 : Esempio di paesaggio d' idoneità

4.6. Operatori

Una volta che la funzione di fitness ha determinato il valore di qualità di ogni individuo della popolazione, cioè quanto è buona la soluzione per il problema, una nuova popolazione di individui (o genotipi) viene creata applicando alcuni operatori che si ispirano alla selezione naturale e alla genetica. Gli operatori proposti da Holland sono:

- Selezione (ispirato alla selezione naturale)
- Crossover (ispirato alla genetica)
- Mutazione (ispirato alla genetica)

Gli ultimi due sono detti operatori genetici.

4.7. L'operatore di Selezione

La selezione naturale Darwiniana sostiene che gli individui più "forti" abbiano maggiori probabilità di sopravvivere nell'ambiente in cui vivono e, dunque, maggiore probabilità di riprodursi. Nel contesto dell'AG di Holland, gli individui più forti sono quelli con fitness più alta, poiché risolvono meglio di altri il problema di ricerca dato; per questo essi devono essere privilegiati nella fase di selezione degli individui che potranno riprodursi dando luogo a nuovi individui. Holland propose un metodo di selezione proporzionale al valore di fitness; sia f_i il valore di fitness del genotipo g_i , la probabilità che g_i sia selezionato per la riproduzione è:

$$p_{s,i} = f_i / \sum f_j$$

Tali probabilità sono utilizzate per costruire una sorta di roulette:

- *roulette wheel*: la popolazione è rappresentata mediante una ruota di roulette con i settori proporzionali alla fitness degli elementi; la pallina viene lanciata n volte e gli elementi che hanno fitness migliore hanno probabilità maggiore di essere scelti.

Altri metodi di selezione sono i seguenti:

- *tournament selection*: vengono scelti 2 individui a caso e quello tra i due che ha la fitness migliore viene copiato nella nuova popolazione; l'operazione viene così ripetuta n volte; prima della selezione gli individui vengono mescolati (shuffle).
- *elitismo*: si riporta nella nuova generazione l'elemento migliore della precedente popolazione
- *selezione a torneo*: si scelgono k individui in modo random e vengono selezionati i migliori di questi k confrontando le loro fitness con maggiore probabilità per selezionare i migliori.

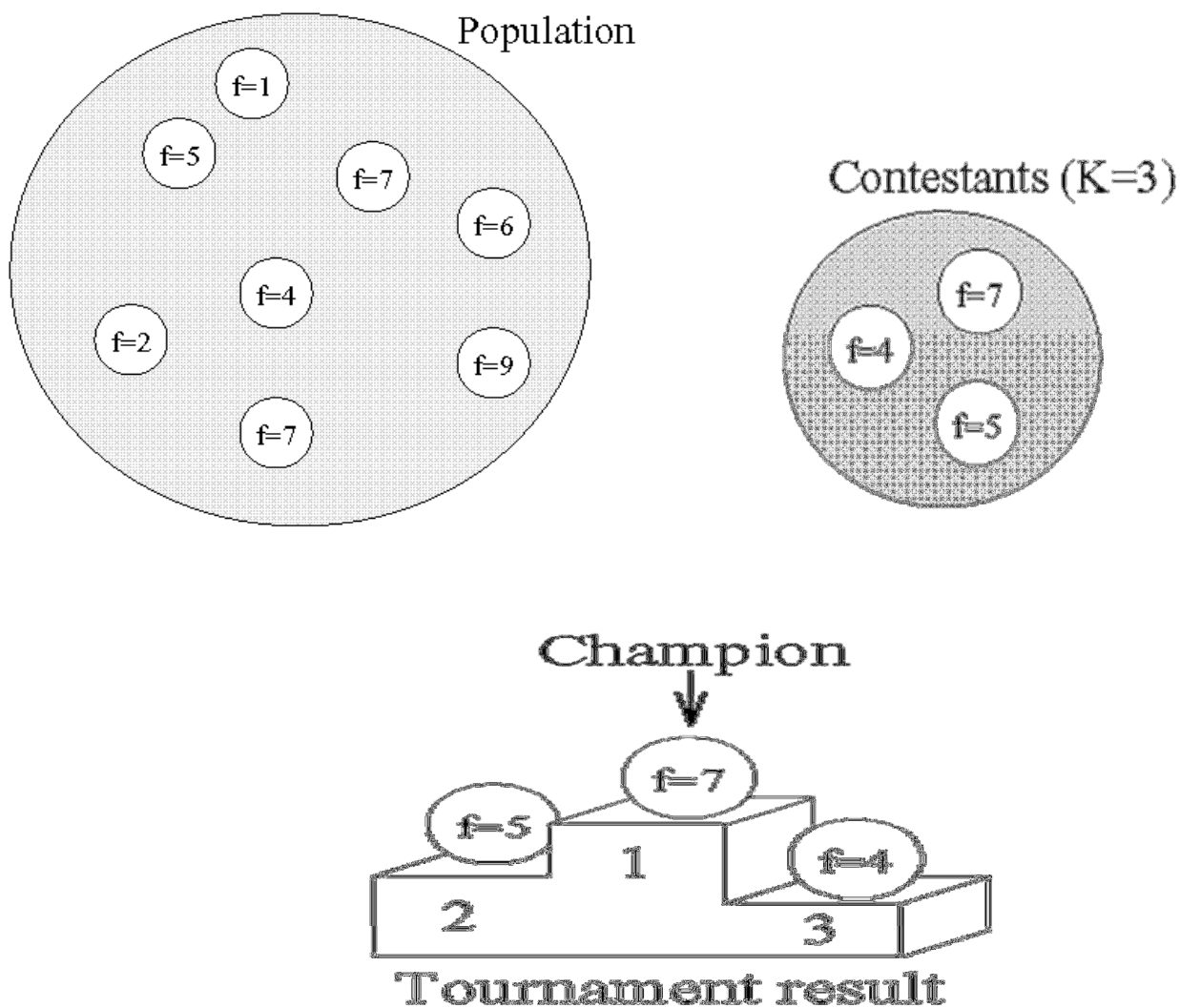


Figura 4.5 : Esempio di selezione a torneo

Alla fine della selezione gli individui della popolazione intermedia vengono mischiati casualmente.

Ogni volta che un individuo della popolazione è selezionato ne viene creata una copia; tale copia è inserita nel così detto *mating pool* (piscina d'accoppiamento). Quando il *mating pool* è riempito con esattamente n (numero di individui della popolazione) copie di individui della popolazione, nuovi n discendenti sono creati applicando gli operatori genetici.

4.8.L'operazione di crossover

In base a un coefficiente stabilito inizialmente, alcune parti dei genotipi risultati migliori vengono scambiate, nell'ipotesi che questo possa migliorare il risultato della funzione di fitness nel successivo "passo evolutivo". Si scelgono quindi a caso due individui nel *mating pool* (genitori) e un punto di taglio (punto di crossover) su di essi. Le porzioni di genotipo alla destra del punto (code) di crossover vengono scambiate generando due discendenti. L'operatore di crossover è applicato, in accordo a una prefissata probabilità p_c , $n/2$ volte in modo da ottenere n discendenti; nel caso in cui il crossover non sia applicato, i discendenti coincidono con i genitori. Il crossover può inoltre essere definito "esplorativo": fa un "grosso" salto in un'area tra due aree

(genitore). Quanto detto può essere generalizzato tagliando in n punti (n -point crossover). Un caso particolare di crossover è rappresentato dall'*uniform crossover* ; tale metodo presuppone che si usi un parametro globale che indichi, per ogni gene di un discendente, la probabilità che tale gene provenga dal primo o dal secondo genitore. Si può ad esempio per ogni posizione del primo discendente scegliere con una certa probabilità qual è il genitore che fornisce il gene. Il secondo discendente prenderà il gene dall'altro genitore. Oppure può essere calcolato ogni gene di ogni discendente indipendentemente dagli altri permettendo in tal modo ad un genitore di fornire lo stesso gene ad entrambi i figli. Nel caso di codifica reale un altro operatore di ricombinazione è il *convex crossover*: In questo caso i discendenti (eventualmente un unico discendente) sono espressi come combinazione convessa di due o più genitori. Ad esempio, i cromosomi x e y possono produrre i discendenti u e v i cui geni sono

$$u_i = \alpha * x_i + (1 - \alpha) * y_i$$

$$v_i = \alpha * y_i + (1 - \alpha) * x_i$$

con $\alpha \in [0,1]$. Il *crossover discreto* , sempre per codifica reale, è analogo al crossover uniforme per la codifica binaria; per ogni posizione i del primo discendente si sceglie (con probabilità fissata) il padre che fornisce quel gene. Il gene corrispondente nel secondo figlio sarà fornito dall'altro genitore. Nel caso in cui la probabilità sia 0,5 il ruolo dei genitori è simmetrico.

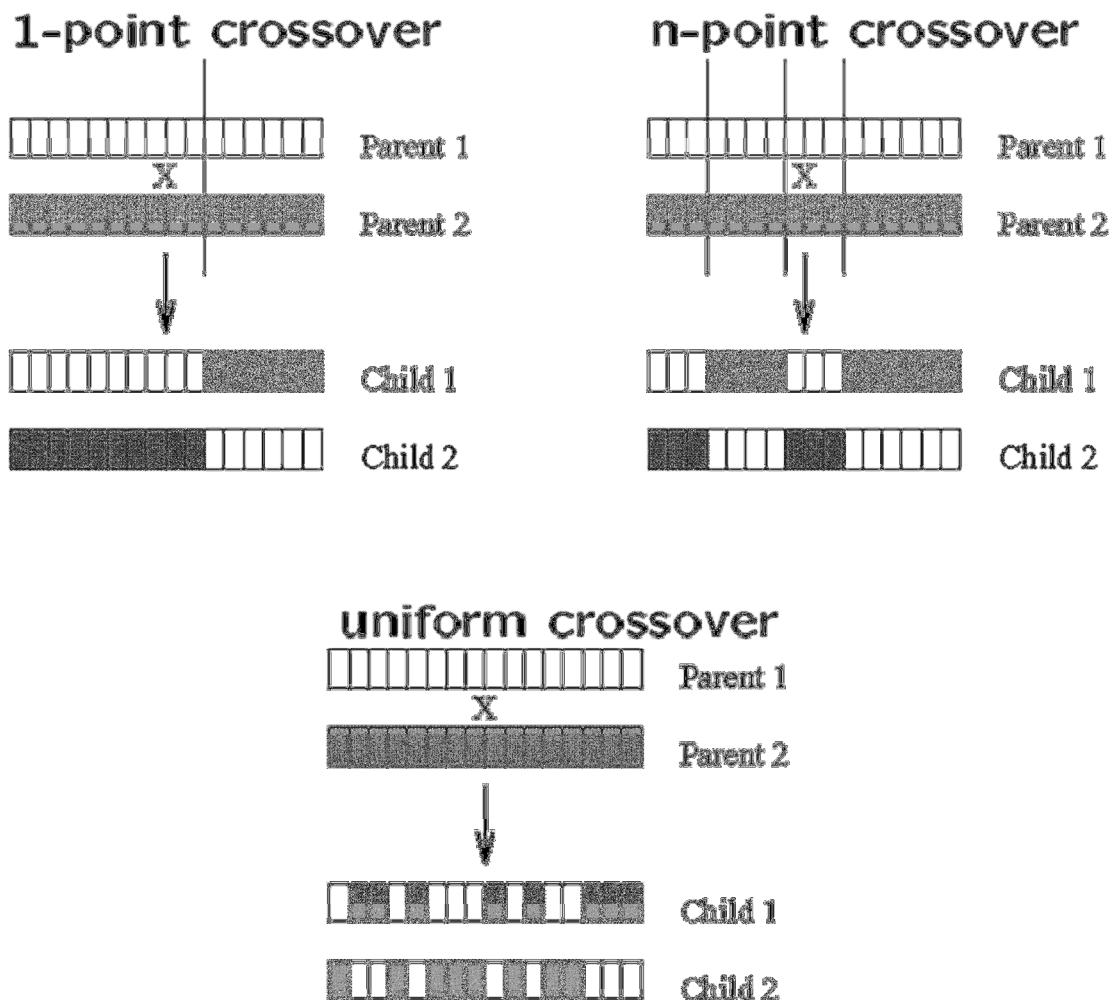


Figura 4.6 :Diversi metodi di crossover

4.9.L'operatore di mutazione

Una volta che due discendenti sono stati generati per mezzo del crossover, in funzione di una prefissata e usualmente piccola probabilità p_m , il valore dei bit dei nuovi individui sono cambiati da 0 in 1 o viceversa. Come il crossover, rappresenta una metafora della riproduzione sessuale, l'operatore di mutazione modella il fenomeno genetico della rara variazione di elementi del genotipo negli esseri viventi durante la riproduzione sessuale. In sostanza l'operatore di mutazione introduce nuovo materiale genetico e viene definito "sfruttatore" in quanto crea piccole diversificazioni, perciò rimanendo "vicino" all'area del genitore. Le probabilità citate, p_c e p_m , si scelgono in maniera euristica e in genere $p_m < p_c$ (possono variare durante l'evoluzione). L'operatore di mutazione può agire su un unico gene oppure su tutti i geni all'interno del cromosoma. Nel primo caso il gene su cui agire è scelto in modo casuale. Ogni singolo gene all'interno di un cromosoma può essere rimpiazzato (con una certa probabilità) da un numero reale, nel caso di codifica reale, scelto casualmente all'interno dell'insieme dei valori di quel gene. Di solito la probabilità di mutazione è la stessa per tutti i geni.

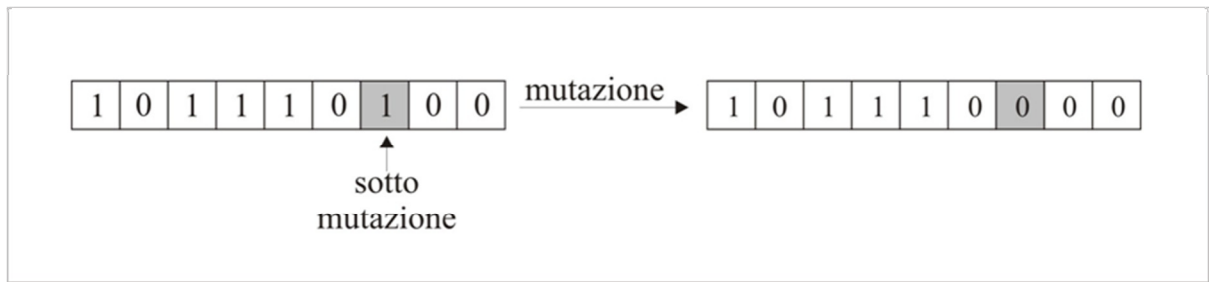


Figura 4.7: Esempio di mutazione applicato ad un gene

4.10. Schema iterativo

AG {

t=0

inizializza la popolazione P(t) in maniera casuale

valuta la popolazione P(t) usando una funzione di fitness

While (condizione di terminazione non soddisfatta)

{

t=t+1

crea P(t) applicando selezione, crossover e mutazione

valuta P(t)

}

}

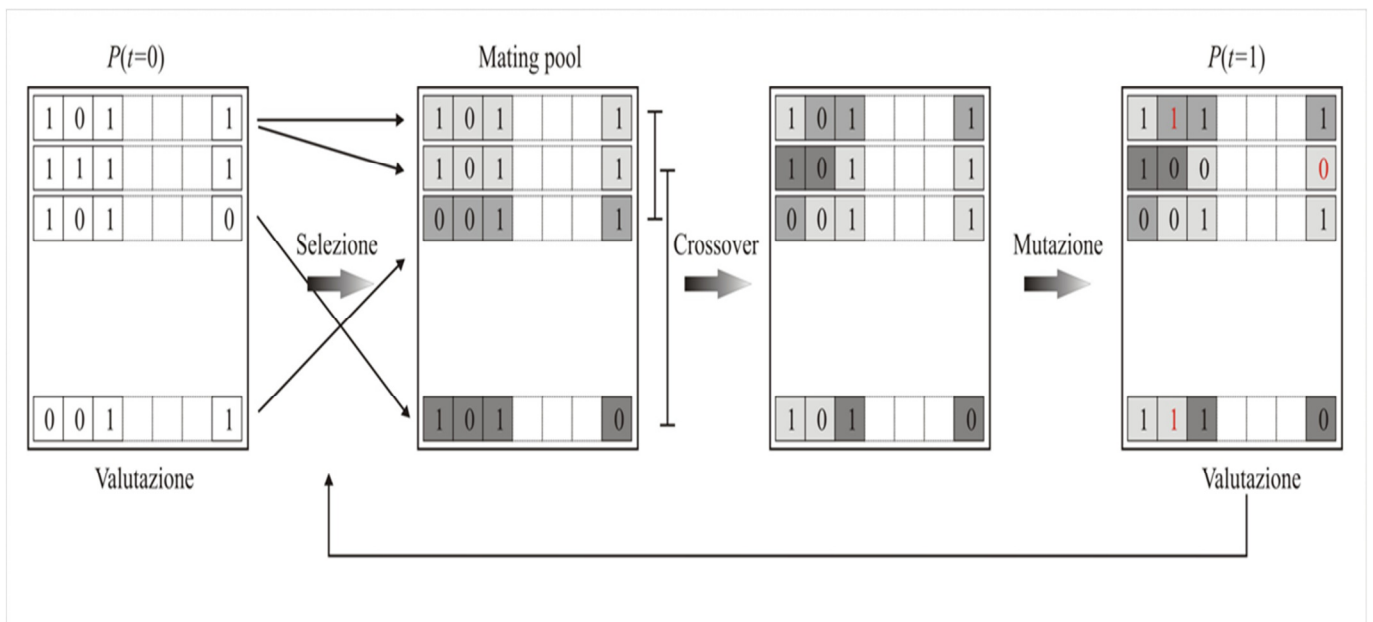


Figura 4.8: Esempio di schema iterativo

Un dibattito decennale sull'utilizzo del crossover, della mutazione o di entrambi ha definito che il loro utilizzo sia strettamente dipendente dal problema in esame, ma in generale la risposta comunemente accettata è che sia preferibile avere entrambe.

4.11. Strategia di selezione per il rimpiazzamento

La selezione per il rimpiazzamento ha lo scopo di scegliere quali fra gli individui padri e gli individui figli costituiranno la nuova popolazione. Il GA canonico parte da un'arbitraria popolazione iniziale e ottiene la $P(t+1)$ applicando semplicemente il crossover e la mutazione, sostituendo completamente la generazione precedente e mantenendo costante il numero di individui in ogni generazione. Un'altra possibilità è copiare un numero fissato di individui (per esempio i migliori) da $P(t)$ in $P(t+1)$ senza modificarli. Ovviamente, questi individui parteciperanno anche alla selezione per la riproduzione. Si evidenziano quindi due semplici casi di rimpiazzamento, il primo legato agli AG canonici, il secondo a particolari metodi di selezione:

- *rimpiazzamento generazionale*: in cui tutta la popolazione è rimpiazzata con nuovi discendenti. Qui il miglior individuo non viene conservato nelle iterazioni successive;
- *rimpiazzamento Steady state*: solo $n' < n$ individui sono rimpiazzati; se i rimanenti $n - n'$ individui non-rimpiazzati sono i migliori della vecchia popolazione, l'AG viene chiamato elitistico.

4.12. Teoria matematica sugli AG

Dopo un non breve periodo di tempo, in cui il rilievo del lavoro di Holland non fu pienamente riconosciuto, l'impiego degli algoritmi genetici si è andato consolidando in ambito informatico, ingegneristico, finanziario ed ovviamente nel campo delle scienze sociali e naturali. L'estensione dei principi esposti risulta quindi valida sia per sistemi biologici che per quelli artificiali. Il buon funzionamento di tali algoritmi è dovuto anche alle basi teorico-matematiche su cui si fonda quanto esposto in precedenza :

- *parallelismo implicito*;
- *teorema degli schemi*.

Parallelismo Implicito [Holland, 1975]: mentre l'AG opera su una popolazione di n genotipi, esso esplora un numero tra 2^l e $n2^l$ di sotto-regioni dello spazio di ricerca, essendo l la lunghezza del genotipo. Esempio: l'individuo 101 può essere considerato un genotipo rappresentativo delle seguenti sotto-regioni dello spazio di ricerca: 101; *01; 1*1; 10*; **1; 1**; *0*; *** dove il simbolo * sta per 0 o 1.

Teorema Fondamentale (o degli schemi) [Holland, 1975]: dopo una fase iniziale nella quale l'AG esplora in modo quasi random lo spazio di ricerca (campionamento), esso si concentra sulla regione più "promettente", la regione caratterizzata da individui con fitness maggiori. Sotto determinate ipotesi, gli individui con alti valori di fitness tendono a crescere esponenzialmente nella popolazione attraverso il meccanismo dell'incrocio, assicurando così la convergenza dell'algoritmo genetico verso una soluzione ottimale. Nel suo teorema sugli schemi (schema theorem), Holland dimostra che uno schema (ossia una particolare combinazione di geni che occupano posizioni precise all'interno di un cromosoma) prolifera più rapidamente se, oltre ad avere un alto valore di fitness, contiene un piccolo numero di geni specifici non lontani l'uno dall'altro. Ciò, infatti, riduce la probabilità di distruggere lo schema durante la fase di riproduzione. Brevi successioni di geni, che assumono particolari valori, definiscono i cosiddetti blocchi costitutivi (building blocks): favorendo l'incrocio dei cromosomi meglio adattati, in cui si riscontra statisticamente la presenza di peculiari blocchi costitutivi, l'algoritmo aumenta la probabilità che blocchi costituenti opportuni, provenienti da cromosomi diversi, si ritrovino in uno stesso cromosoma. Assumendo che l'associazione di siffatti blocchi sia dunque vantaggiosa, dovrà anche ritenersi probabile la comparsa di un cromosoma (soluzione) eccellente per il problema in esame, in un tempo ragionevole. La dimostrazione del teorema degli schemi è basata sull'ipotesi di codifica binaria, ma Wright [1991] l'ha estesa al caso di codifica con numeri reali; lo stesso Wright ha mostrato che una codifica reale è da preferirsi nel caso di problemi continui d'ottimizzazione. Herrera e Lozano [1998] hanno poi presentato un'ampia rassegna di operatori genetici applicabili a cromosomi codificati mediante numeri reali, compresi vari tipi di operatori di crossover (incrocio). Pertanto, il campo dei numeri reali costituisce ormai un'appropriata e consolidata forma di rappresentazione per gli algoritmi genetici in domini continui. Tuttavia, a causa di complessi fenomeni di interazione non lineare (*epistaticità*) tra gruppi di valori di una stringa rappresentante un individuo, non si può affermare con certezza che la combinazione di blocchi costitutivi caratterizzati da prestazioni elevate sia sempre destinata a produrre individui ancora migliori. In altri termini, non sempre l'operazione genetica di crossover produce risultati accettabili, e anzi a volte accade che, a partire da due genitori estremamente promettenti, si ottenga un discendente decisamente meno valido.

4.13. Applicazioni ed estensioni sugli AG

La traduzione e l'estensione dei principi esposti ha portato a sorprendenti risultati, da ricercare specialmente nell'ambito dell'intelligenza artificiale. Partendo proprio da tali concetti, si è elaborata fondamentalmente ad opera di John R. Koza la *programmazione genetica*: un metodo per la generazione automatica di programmi, a partire da una descrizione ad alto livello del task da svolgere, e basato sul principio darwiniano della selezione naturale allo scopo di sviluppare una popolazione di programmi migliorativi nell'arco delle successive generazioni. Essa si avvale di operazioni capaci di alterare l'architettura di detti programmi e di prendere decisioni sull'uso delle subroutine, dei loop, della ricorsione e della memoria. Da ciò si nota che la programmazione genetica costituisce in sostanza un'estensione degli algoritmi genetici al caso di popolazioni costituite da programmi di dimensione variabile; la programmazione genetica sostituisce in altri termini alla stringa di lunghezza costante, codificata in vario modo, un programma con struttura ad albero, il cui corpo (radice, nodi intermedi) è costituito da funzioni aritmetiche o logiche, mentre i nodi terminali rappresentano variabili o costanti numeriche. Pertanto la popolazione risulta ora composta da un numero opportuno di

programmi, i quali mediante le operazioni genetiche di riproduzione (non è prevista alcuna mutazione) producono, in un certo numero di generazioni, il programma che risolve al meglio un problema assegnato, in forma topologica parametrizzata. Un altro consolidato impiego degli AG è nella *neuroevoluzione*; con tale termine, infatti, si denota l'utilizzo degli algoritmi genetici, o di altri metodi e tecniche evolutive, nella messa a punto delle reti neurali artificiali, per quanto riguarda sia l'architettura della rete (cioè la sua struttura intesa come numero di nodi e numero di connessioni tra i nodi stessi), sia i parametri relativi (ossia i pesi delle connessioni tra i nodi). Un metodo neuroevolutivo degno di nota è quello proposto recentemente da K. Stanley [2002], denominato NEAT (NeuroEvolution of Augmenting Topologies), e basato su un processo di graduale incremento della complessità strutturale delle reti che si propongono di risolvere un problema assegnato (tipicamente un problema di reinforcement learning). A partire da reti estremamente semplici, in quanto completamente prive di neuroni intermedi, la procedura in questione sembra avere maggiori possibilità di determinare soluzioni efficaci e robuste rispetto a metodi analoghi, che però partono da topologie predeterminate o comunque casuali. I tre principi fondamentali su cui si basa il NEAT sono i seguenti:

- il primo principio è l'omologia: il NEAT codifica ciascun nodo e ciascuna connessione della rete attraverso un gene. Ogni volta che una mutazione strutturale sfocia nella creazione di un nuovo gene, quel gene riceve un contrassegno numerico che lo rende permanentemente rintracciabile. Tale marcatura storica è utilizzata in seguito per verificare la conciliabilità di geni omologhi durante l'operazione di crossover, e per definire un operatore di compatibilità;
- il secondo principio è la protezione dell'innovazione. L'operatore di compatibilità definito in precedenza è adoperato per dividere la popolazione, composta da reti neurali, in specie differenti, allo scopo di proteggere le soluzioni innovative da un'eliminazione prematura, e di prevenire l'incrocio di materiale genetico incompatibile. Tali innovazioni strutturali presentano una significativa possibilità di raggiungere il loro pieno potenziale, in quanto protette dal resto della popolazione attraverso la suddivisione in specie, cioè la creazione di nicchie o spazi riservati;
- da ultimo, il principio secondo cui la ricerca di una soluzione dovrebbe avvenire nel più piccolo spazio possibile (inteso come numero di dimensioni), da espandere poi in maniera graduale. Cominciando il processo evolutivo da una popolazione di elementi a struttura minima, le successive mutazioni topologiche comportano l'aggiunta di nuovi nodi e connessioni alle reti, conducendo pertanto ad una crescita incrementale della popolazione stessa. Dal momento che solo le modifiche strutturali vantaggiose tendono a sopravvivere nel lungo termine, le topologie che vengono raffinate tendono ad essere le minime necessarie alla soluzione del problema assegnato.

Gli algoritmi sopra descritti creano quindi una popolazione di individui che si riproduce ed evolve, di generazione in generazione, selezionando gli individui migliori cioè quelli che meglio si adattano ad un determinato ambiente. Partendo da una popolazione iniziale, un AG produce nuove generazioni che contengono (di solito) individui migliori delle precedenti, cioè l'algoritmo evolve verso l'ottimo globale della funzione di fitness. La riuscita e l'efficienza di quanto esposto è dovuta alla realizzazione, da parte della ricerca genetica, di un buon compromesso tra "*exploitation*" della soluzione disponibile migliore ed "*exploration*" dello spazio di ricerca. *Exploitation* ed *exploration* corrispondono, rispettivamente, a *ricerca locale* e *ricerca globale*: *exploitation* eccessiva può portare l'algoritmo a convergere ad una soluzione non accettabile (la ricerca resta intrappolata in un ottimo locale), *exploration* eccessiva può non sfruttare appropriatamente la conoscenza già disponibile rendendo il processo di ricerca molto lento (un esempio è la ricerca casuale). In realtà non è garantito che un AG trovi una soluzione ottima globale; un AG è in grado di trovare soluzioni *buone in tempi ragionevoli*.

4.13.1. Ottimizzazione dei sistemi di distribuzione idrica mediante l'utilizzo di AG

Negli ultimi anni sono stati compiuti investimenti considerevoli nello sviluppo e nell'applicazione degli algoritmi genetici, al fine di migliorarne la progettazione e le performance.

Una delle prime applicazioni degli algoritmi genetici in questo ambito è stata l'ottimizzazione del funzionamento delle pompe per un sistema di condotte [Goldberg e Kuo, 1987] mentre Simpson et al. [1994] furono tra i primi ad utilizzare gli algoritmi genetici per un sistema di distribuzione idrica. Le reti idriche subiscono un deterioramento nel corso del tempo (corrosione, deposizione di materiali con conseguente diminuzione della capacità di convogliamento e aumento dei costi, fluttuazioni di pressione, peggioramento della qualità dell'acqua, ecc.) e necessitano dunque di manutenzione e revisione. Halhal et al. [1999] svilupparono al riguardo un metodo di ottimizzazione multiobiettivo per individuare il punto di ottimo di un programma di riabilitazione, aggiornamento e/o espansione di un sistema di distribuzione, limitando i costi relativi.

4.13.2. Caso di studio

All'interno dello studio "Ottimizzazione energetica delle stazioni di spinta dell'acquedotto di Milano", affidato nel 2010 da Metropolitana Milanese S.p.A. (MM) al Politecnico di Milano - Dipartimento di Ingegneria Idraulica, Ambientale, Infrastrutture viarie, Rilevamento, è stato proposto e provato un procedimento volto al miglioramento dell'uso della risorsa energetica necessaria al funzionamento della rete acquedottistica della città di Milano.

L'acquedotto di Milano è dotato di 31 stazioni di pompaggio che prelevano l'acqua dalla falda sotterranea e la immettono in pressione nella rete di distribuzione, la quale misura complessivamente 2200 km. Ciascuna stazione di pompaggio è dotata di 3-4 pompe operanti per la maggior parte a numero di giri fisso, ma esistono anche pompe in grado di variare il proprio numero di giri grazie alla presenza di inverter. Il piano piezometrico è determinato congiuntamente dall'azione dei gruppi di pompaggio e dalla richiesta idrica delle utenze.

Per prima cosa gli Autori hanno realizzato il modello semplificato della rete per poterne valutare le condizioni attuali di funzionamento, ed eventualmente proporre alternative migliori. A partire dai dati forniti dal gestore (geometria, richiesta media giornaliera, logiche di funzionamento pompe, ecc.), è stato realizzato con il software *EPANET* (di cui si riporta una descrizione in appendice A) un modello semplificato dell'acquedotto di Milano, composto da 4964 nodi, 96 pompe e 26 centrali, per una lunghezza totale di 460 km (non sono state rappresentate le condotte aventi un diametro inferiore a 300 mm).

Nonostante le semplificazioni, necessarie per consentire una modellazione più veloce, si è pervenuti a una ricostruzione sufficientemente precisa della rete. Un'immagine del modello è riportata in figura 4.11.



Figura 4.11: Modello della rete acquedottistica del Comune di Milano realizzato con EPANET [Politecnico di Milano, DIAR, 2010]

Partendo dalla situazione reale, che prevede una gestione delle stazioni di sollevamento condotta mediante tecniche tradizionali ed empiriche, le quali solitamente non permettono di raggiungere un livello di funzionamento ottimale dal punto di vista energetico, si è cercato di determinare una configurazione che permettesse di minimizzare il consumo di energia utilizzata dalle pompe garantendo il livello di servizio normalmente necessario per soddisfare le utenze. Pertanto l'ottimizzazione è condotta impostando un vincolo sulla pressione di alcuni nodi di controllo posti a valle delle stazioni di pompaggio, che deve essere compresa tra 25 e 75 m.

Per determinare la logica di funzionamento "ottima" del sistema si è scelto di utilizzare il metodo degli Algoritmi Genetici. Ogni individuo è formato da una successione di "bit" che permettono di rappresentare lo stato di funzionamento delle pompe. Ogni singola pompa è rappresentata da tre "bit" in modo che oltre alle due situazioni on/off si possano rappresentare anche le modalità di funzionamento con inverter, nelle quali le pompe lavorano ad una quota della loro potenza nominale.

Il primo individuo della popolazione di "genitori" iniziale è dato dallo schema di funzionamento fornito da MM, mentre gli altri individui sono creati casualmente dal programma. Il numero totale di individui componenti la prima popolazione è stato scelto pari a 100 in alcune simulazioni e a 150 in altre.

Le popolazioni successive, generate di volta in volta, vengono valutate assegnando a ciascun individuo un coefficiente funzione dell'accettabilità (in termini di vincoli sulle pressioni indicati in precedenza). Il peso dei coefficienti è funzione del grado di accettabilità, in modo tale da favorire gli individui "migliori" e sfavorire quelli "peggiori" al momento della riproduzione. Gli individui migliori sono quelli caratterizzati da prodotto QH più basso e vengono quindi favoriti negli incroci. Ma poiché occorre che $H_{controllo}$ sia maggiore di 25 m, quando questa relazione non è soddisfatta il valore di fitness viene calcolato come

$$fitness = (Q \cdot H + f(25 - H_{controllo}))$$

cioè viene penalizzato.

La riproduzione avviene in modo semplice e casuale mediante *crossover* tra due diversi individui; il numero di iterazioni effettuate, che come nel caso del numero di individui componenti la prima generazione viene scelto dall'utente, è pari a 100 oppure a 200.

L'accettabilità di un individuo dipende dalla massimizzazione o minimizzazione della funzione obiettivo: in questo caso tale funzione è data dall'energia assorbita dal sistema, ed è pertanto da minimizzare. Gli individui aventi un valore di potenza elevato saranno quelli peggiori e più sfavoriti dai coefficienti.

Come prima cosa, dall'esito delle simulazioni si nota come i migliori risultati non si ottengano quasi mai considerando la popolazione costituita da soli 100 individui e disponendo 100 incroci, ma con un numero maggiore per uno dei due oppure per entrambi.

Inoltre un aspetto interessante emerso riguarda l'andamento della potenza richiesta dalla rete al variare del numero di iterazioni compiute dal programma. Da questo andamento, di cui si riporta un esempio relativo alle simulazioni effettuate per le ore 13:00 (figura 4.12) si nota come all'aumentare di esse il valore medio di potenza richiesta tenda ad assestarsi su un valore nettamente più basso rispetto a quello delle prime iterazioni. Tuttavia questo valore raggiunto asintoticamente non coincide con il minimo assoluto, che invece viene raggiunto intorno all'iterazione 6000. La configurazione di funzionamento degli impianti che ha dato questo valore di potenza sarà quindi quella che minimizza la funzione obiettivo e cioè minimizza l'energia assorbita dal sistema per le ore 13:00.

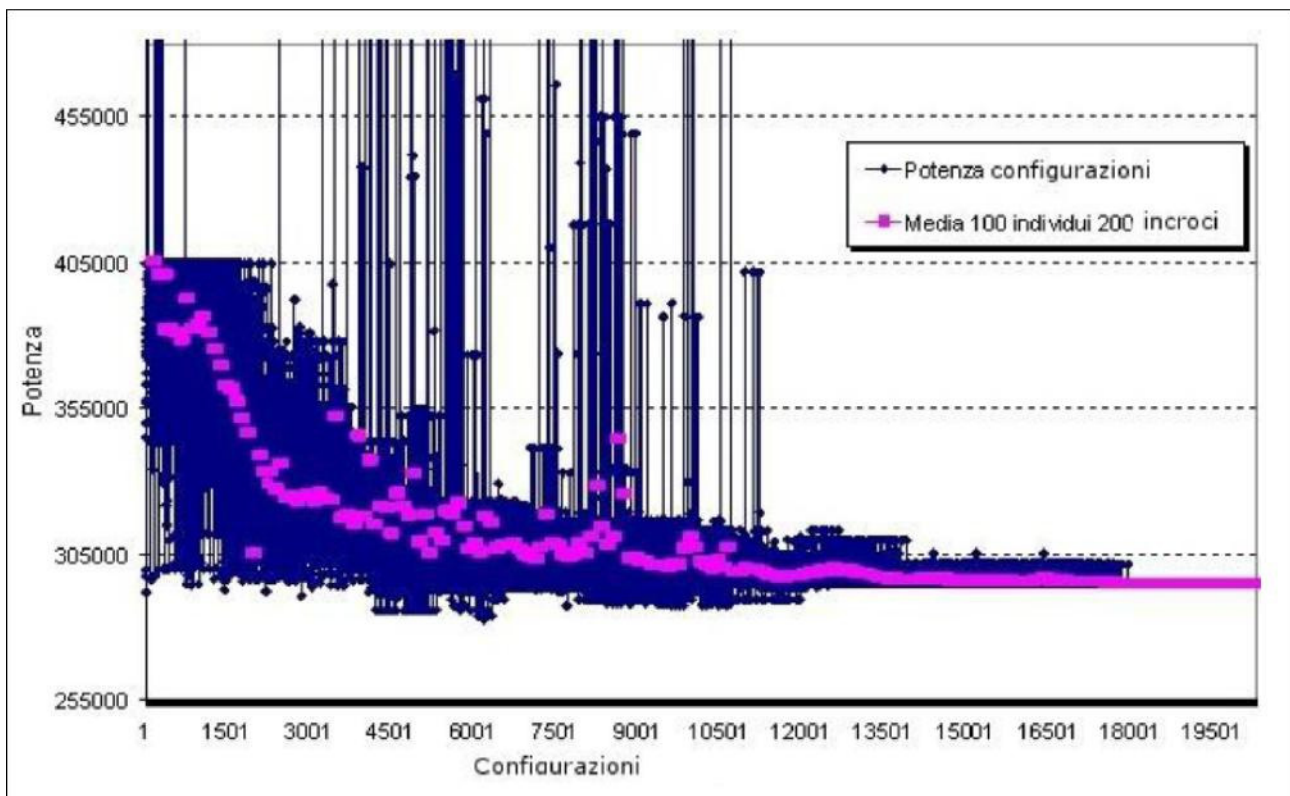


Figura 4.12: Andamento della potenza per ogni configurazione ottenuta e della potenza media relative alle ore 13:00 [Politecnico di Milano, DIAR, 2010]

4.13.3. Calibrazione dei modelli idrici

L'identificazione dei parametri è un aspetto molto delicato della modellazione delle reti di distribuzione, dato che tutte le applicazioni in ambito di risorse idriche, sia di superficie che di sottosuolo, dipendono fortemente dalla buona calibrazione dei modelli. Ci sono infatti una serie di parametri incerti che necessitano di essere calibrati adeguatamente in modo da ridurre la discrepanza tra le previsioni del modello (dati stimati) e le osservazioni di campo (dati misurati). Ad esempio, la scabrezza delle condotte è un parametro spesso considerato che necessita di calibrazione. Tuttavia ci sono molti altri parametri incerti che influenzano le condizioni di moto all'interno di una rete di distribuzione.

I tradizionali metodi di calibrazione si basano su procedure “per tentativi”, ovvero l'operatore dapprima stima i valori dei parametri del modello, successivamente implementa il modello stesso con i parametri stimati e infine confronta i risultati ottenuti con i dati osservati. Se le previsioni del modello rispecchiano male i dati ottenuti si riparte stimando un nuovo set di parametri. Questo approccio è ovviamente molto dispendioso in termini di tempo e di risorse.

Negli ultimi due decenni sono stati proposti diversi approcci per la calibrazione dei modelli, usando

differenti tecniche di ottimizzazione, che richiedano un minore spreco di risorse e una maggiore affidabilità nei risultati finali.

4.13.4. Caso di studio

Nello studio "Calibrating water distribution model via genetic algorithms", presentato alla AWWA IMTech Conference [2002], Wu et al. propongono un metodo di calibrazione del modello di simulazione idrica basato sull'utilizzo di un algoritmo genetico. L'approccio seguito dagli Autori è risultato affidabile e flessibile, consentendo all'utilizzatore di scegliere qualsiasi combinazione di parametri (scabrezza delle condotte, richieste ai nodi, ecc.), di aggregare facilmente alcuni parametri del modello per ridurre le dimensioni del problema e di specificare adeguatamente le condizioni al contorno a partire dai dati osservati.

I risultati della calibrazione sono ottenuti minimizzando la discrepanza tra i dati in uscita dal modello e i dati osservati (misurati), in dipendenza da diverse condizioni al contorno. Tra i dati osservabili, i carichi ai nodi e le portate nelle condotte sono scelti per valutare la bontà di adattamento del modello, mentre gli altri parametri (livello nei serbatoi, funzionamento delle valvole, stato e velocità delle pompe) vengono utilizzati per definire le condizioni al contorno. I dati osservati sono misurati in momenti diversi della giornata e in diversi punti della rete, il che corrisponde a diverse condizioni al contorno imposte.

Per valutare la bontà di adattamento dei parametri in uscita dal modello, gli Autori definiscono tre funzioni obiettivo (*fitness function*) da minimizzare:

- sommatoria degli scarti quadratici:

$$\frac{\sum_{nh=1}^{NH} w_{nh} \left(\frac{Hsim_{nh} - Hobs_{nh}}{Hpnt} \right)^2 + \sum_{nf=1}^{NF} w_{nf} \left(\frac{Fsim_{nf} - Fobs_{nf}}{Fpnt} \right)^2}{NH + NF}$$

- sommatoria del valore assoluto degli scarti:

$$\frac{\sum_{nh=1}^{NH} w_{nh} \left| \frac{Hsim_{nh} - Hobs_{nh}}{Hpnt} \right| + \sum_{nf=1}^{NF} w_{nf} \left| \frac{Fsim_{nf} - Fobs_{nf}}{Fpnt} \right|}{NH + NF}$$

- massimo tra i valori assoluti degli scarti:

$$\max \left\{ \max w_{nh} \left| \frac{Hsim_{nh} - Hobs_{nh}}{Hpnt} \right|, \max w_{nf} \left| \frac{Fsim_{nf} - Fobs_{nf}}{Fpnt} \right| \right\}$$

w_{nh} e w_{nf} sono definite come:

$$W_{nh} = f\left(\frac{Hloss_{nh}}{\sum Hloss_{nh}}\right)$$

$$W_{nf} = f\left(\frac{Fobs_{nf}}{\sum Fobs_{nf}}\right)$$

Dove $Hobs_{nh}$ rappresenta il nh-esimo carico idraulico osservato, $Hsim_{nh}$ è l'nh-esimo carico idraulico simulato dal modello, $Hloss_{nh}$ è la perdita di carico nel punto di misura nh, $Fobs_{nf}$ è la portata osservata, $Fsim_{nf}$ è la portata simulata dal modello, H_{pnt} è il carico idraulico corrispondente ad un fitness di riferimento (*fitness point*) e F_{pnt} l'analogo per la portata. I *fitness point* vengono appositamente definiti rispettivamente per carico idraulico ai nodi e per portata nelle condotte per consentire all'operatore di pesare adeguatamente le stime di queste due grandezze. NH è il numero delle misure di carico idraulico effettuate e NF è il numero di misurazioni di portata. W_{nh} e W_{nf} rappresentano dei fattori normalizzati che consentono di pesare le misure rispettivamente di carico e portata. La funzione $f(\dots)$ può essere lineare, quadratica, logaritmica o costante.

La calibrazione viene effettuata scegliendo una delle funzioni obiettivo da minimizzare. I parametri del modello sono calcolati utilizzando un algoritmo genetico che minimizzi la funzione obiettivo scelta. L'algoritmo genera una popolazione di possibili valori dei parametri del modello, mentre un apposito risolutore di reti idriche simula ciascuna soluzione generata dall'algoritmo: le risultanti configurazioni idrauliche forniscono i valori di carico ai nodi e portata nelle condotte in un certo numero di punti scelti all'interno della rete. Questi valori servono a calcolare il valore della funzione obiettivo, e quindi il fitness di ciascuna soluzione potenziale, ovvero la discrepanza tra dati calcolati e dati osservati. Tali soluzioni, ciascuna dotata di un proprio *fitness* che ne definisce la bontà, sono poi usate per riprodurre una generazione successiva di soluzioni potenziali, utilizzando gli appositi operatori genetici. Dopo varie generazioni le soluzioni evolvono e viene individuato il set di parametri "ottimo", ovvero quello che minimizza la funzione obiettivo.

Gli Autori integrano il calibratore basato sugli algoritmi genetici con un risolutore idraulico *WaterCAD*. A causa dell'elevato numero di condotte e nodi del modello, le condotte che hanno simili caratteristiche fisiche e idrauliche possono essere considerate nella calibrazione come un'unica condotta; ciò comporta che a tutte queste condotte venga assegnato un unico valore di scabrezza. La stessa ipotesi viene utilizzata per raggruppare i nodi caratterizzati dallo stesso pattern di domanda e appartenenti alla medesima area topologica. L'aggregazione dei parametri è utile per ridurre le dimensioni del problema di calibrazione; tuttavia è necessaria una certa cautela nell'aggregazione di nodi e condotte, dal momento che quest'ultima può intaccare l'accuratezza della calibrazione.

Gli Autori applicano questo metodo ad un sistema semplice utile a riprodurre il comportamento di una rete reale, anche più complessa. Il sistema (rappresentato in figura 4.13) è costituito da 29 nodi, una stazione di pompaggio, un serbatoio e due cisterne. Le condotte sono di due tipi: vecchie condotte in ghisa non ricoperte e nuove condotte in acciaio duttile ricoperte di malta cementizia. La richiesta idrica

ai nodi può essere di due tipi, residenziale o commerciale, a seconda del tipo di utenze e del *pattern* diurno considerato.

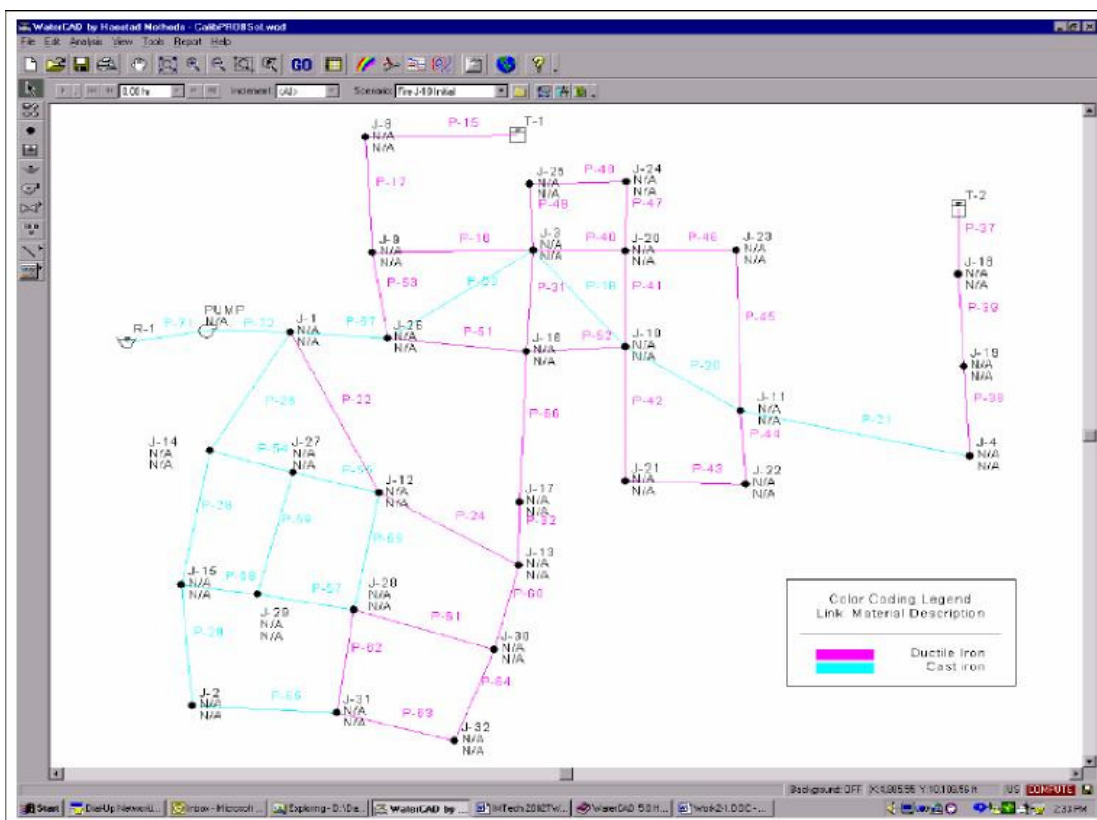


Figura 4.13 : Schema semplificato della rete utilizzata nell'esempio [Wu et al., 2002]

In questo esempio vengono effettuate misurazioni di pressione nei nodi della rete e in due nodi vengono svolti alcuni controlli sulla portata antincendio. La portata è misurata solo in uscita dalla stazione di pompaggio principale. I valori dei coefficienti di scabrezza C di Hazen-William sono inizialmente stimati pari a 90 per le condotte in ghisa e pari a 130 per quelle in acciaio duttile.

Il *fitness* è calcolato utilizzando la sommatoria degli scarti e i pesi assegnati alle misure di carico e portata sono rispettivamente pari a 1 e 10. Con questi valori iniziali di C e richiesta, il *fitness* risulta pari a 20.1. In generale, i valori simulati di carico sono troppo bassi, indicanti dunque che il fattore C deve essere ridotto.

Utilizzando gli algoritmi genetici come strumento di calibrazione per perfezionare il valore del coefficiente C , la funzione di *fitness* si riduce al valore 4.36 ma i valori corrispondenti di scabrezza così determinati sono poco realistici (91 per le condotte in acciaio duttile e 135 per le condotte in ghisa). Di conseguenza, la calibrazione del solo parametro C non è sufficiente a trovare l'ottimo. Consentendo al programma di modificare anche i valori dei coefficienti di domanda per i nodi commerciali e residenziali, in aggiunta ai valori di scabrezza, il modello arriva ad una soluzione con *fitness* pari a 0.10, con fattori C pari a 130 per l'acciaio e 54 per la ghisa e usando dei moltiplicatori per la domanda idrica pari a 1.5 per le utenze commerciali e 1.2 per le utenze domestiche.

I risultati concordano perfettamente con i valori di scabrezza e con i coefficienti di domanda usati per generare i "dati di campo" della rete presa come esempio.

L'approccio seguito dagli Autori del lavoro offre un valido strumento per la calibrazione dei modelli di distribuzione idrica. Per fornire un'accurata rappresentazione della rete gli Autori hanno tenuto conto di diversi parametri caratteristici e di diverse condizioni al contorno.

Andando più nello specifico, la calibrazione automatica dei modelli di distribuzione idrica consente all'utente la massima flessibilità nella scelta dei parametri e delle condizioni al contorno. Per esempio, un modellatore può scegliere i parametri del modello da calibrare, tra cui il coefficiente di scabrezza delle condotte, la domanda ai nodi, lo stato di operatività di condotte e valvole o qualsiasi combinazione di questi parametri. Successivamente, l'operatore inserisce i dati osservati, tipicamente pressioni e portate; questi dati possono essere adeguatamente pesati mediante funzioni appositamente definite dall'utente. Inoltre il metodo consente di tenere in considerazione specifiche condizioni al contorno riguardanti ad esempio il livello idrico nei serbatoi, gli stati operativi delle valvole di controllo della pressione e le velocità delle pompe. Tutto ciò influisce positivamente sull'accuratezza della metodologia che fornisce una fotografia reale della rete in qualunque istante temporale, nell'arco della sua operatività.

4.13.5. Ricerca perdite

Come già ampiamente discusso in precedenza, le perdite rappresentano la parte più consistente dell'acqua totale non fatturata in un sistema di distribuzione idrica. I tradizionali metodi di ricerca perdite si basano sul calcolo dei bilanci idrici per i sistemi nella loro interezza o per distretti più o meno estesi all'interno di essi.

Più recentemente, Wu e Sage [2005], Almandoz et al. [2005] e Walski [2006] hanno sviluppato una metodologia alternativa per determinare l'ammontare complessivo delle perdite sfruttando la possibilità di simulare il comportamento idraulico delle reti.

4.13.6. Caso di studio

Nello studio "*Water loss detection via genetic algorithm optimization-based model calibration*", Wu e Sage [2005] applicano una tecnica di ottimizzazione basata sugli algoritmi genetici al fine di localizzare le perdite all'interno di un sistema di distribuzione idrica. Il metodo proposto dagli Autori è in parte simile al modello di calibrazione proposto precedentemente da Wu et al. [2002], il quale consente di identificare i valori corretti dei parametri coinvolti all'interno del sistema considerato. Questo modello di calibrazione viene accoppiato ad un metodo finalizzato all'individuazione delle perdite.

Il modello di calibrazione è pensato per l'ottimizzazione dei parametri caratterizzanti un sistema di distribuzione idrica, tra cui in particolare:

- il coefficiente di scabrezza delle condotte f , il quale può ragionevolmente ritenersi costante per le condotte appartenenti allo stesso gruppo;
- un coefficiente moltiplicativo per la domanda ai nodi m , anche in questo caso valutato per gruppo di nodi e per istante temporale t considerato;
- un coefficiente s variabile tra 0 e 1 che denota lo stato operativo delle condotte, valutato in un determinato istante t . I valori ottimali di questi parametri sono ottenuti minimizzando la differenza tra le previsioni del modello e i dati osservati di pressione ai nodi e portate nelle condotte per determinate condizioni al contorno, come ad esempio livelli nei serbatoi, stato delle valvole di controllo e velocità delle pompe. Il problema di calibrazione ottimale dei parametri è dunque un problema di ottimizzazione non lineare, che prevede la definizione di una funzione obiettivo che misuri la bontà di adattamento delle previsioni ai dati "di campo" e il

- perdita pari a 5,75 l/s concentrata nel nodo di valle e perdite pari a 0,75 l/s in tutti gli altri nodi;
- perdita pari a 5,75 l/s concentrata nel nodo di monte e perdite pari a 0,75 l/s in tutti gli altri nodi;
- grossa perdita localizzata nel nodo di valle e diametro di una particolare condotta volutamente errato.

Ciascuno scenario è implementato all'interno del modello come un set di domanda aggiuntivo che si somma alla domanda di base. I risultati delle simulazioni relative ai vari scenari vanno a costituire i “dati di campo” che saranno utilizzati dall' algoritmo genetico per l'individuazione delle perdite. Lo scopo dell'ottimizzazione condotta per mezzo dell' algoritmo genetico è quello di identificare i valori dei coefficienti moltiplicativi delle portate ai nodi e, conseguentemente, di identificare le perdite.

A causa della natura stocastica propria dell'ottimizzazione tramite algoritmo genetico e dell'incertezza di localizzazione delle perdite, la soluzione derivante da una singola simulazione è poco rappresentativa; vengono dunque svolte dieci simulazioni per ogni scenario di perdite e viene considerata la media dei dieci coefficienti moltiplicativi ottenuti dalle singole simulazioni.

L'ottimizzazione viene condotta considerando le condizioni della rete alle ore 5:00, ovvero in condizioni di bassa richiesta.

Per quanto riguarda il primo scenario (perdite diffuse uniformemente in tutti i nodi), alle 5:00 la domanda di base è pari a 0.5 l/s, mentre le perdite sono assunte pari a 1 l/s in ogni nodo, così che la domanda totale per ciascun nodo è pari a 1.5 l/s. Ciò comporta un coefficiente moltiplicativo pari a 3, corrispondente al rapporto tra la domanda totale e la domanda in assenza di perdite (1.5/0.5). Le simulazioni condotte utilizzando l' algoritmo genetico hanno lo scopo di identificare i valori corretti dei coefficienti moltiplicativi m , così che le differenze tra le osservazioni e i dati simulati siano minimizzate.

Node ID	Optimized demand factors of GA-based calibration runs										Average Factor	Correct factors
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10		
101	3.25	2.05	4.50	1.75	3.70	0.95	1.95	3.05	3.05	2.90	2.72	3.00
102	1.20	4.05	0.75	4.55	2.00	5.00	3.70	2.05	5.00	4.95	3.33	3.00
103	3.15	2.15	3.15	4.00	2.35	2.40	2.30	3.35	1.65	0.95	2.55	3.00
104	5.00	5.00	2.40	0.90	3.65	2.80	2.20	0.70	3.20	5.00	3.09	3.00
105	3.50	5.00	1.15	0.55	4.15	2.90	5.00	5.00	1.30	3.65	3.22	3.00
106	4.35	3.45	4.05	2.35	3.20	0.95	2.45	3.55	1.65	5.00	3.10	3.00
107	2.35	1.25	5.00	1.10	2.40	0.60	1.90	2.00	5.00	3.40	2.50	3.00
108	1.80	5.00	3.95	1.85	2.90	1.45	0.55	5.00	0.55	1.85	2.49	3.00
109	5.00	2.00	2.50	2.60	4.75	2.15	5.00	3.00	3.30	4.25	3.46	3.00
110	1.40	5.00	3.30	0.60	0.60	2.30	3.25	2.35	3.90	1.50	2.42	3.00
111	2.00	0.75	5.00	1.15	5.00	5.00	3.75	1.35	1.85	1.90	2.78	3.00
112	4.15	2.05	1.50	5.00	2.45	3.45	3.70	3.80	5.00	4.90	3.60	3.00
113	5.00	5.00	3.10	1.35	2.30	2.65	3.10	4.60	0.75	0.50	2.84	3.00
114	4.15	2.10	2.95	5.00	0.50	3.05	0.85	2.05	2.10	3.40	2.62	3.00
115	2.10	2.10	2.15	5.00	4.25	5.00	5.00	3.90	4.70	1.85	3.61	3.00
116	0.90	2.50	3.65	5.00	5.00	5.00	1.45	1.25	2.90	3.25	3.09	3.00
117	1.50	2.40	2.00	5.00	1.45	1.95	3.20	3.05	5.00	3.45	2.90	3.00
xx7	4.85	1.95	5.00	3.70	5.00	5.00	4.65	4.55	2.45	1.40	3.86	3.00

Tabella 4.2 : Risultati dell'ottimizzazione per lo scenario di perdite distribuite uniformemente [Wu e Sage, 2005]

I risultati (rappresentati in tabella 4.2) mostrano che le informazioni che si riescono a trarre dalla singola simulazione, come già spiegato in precedenza, non sono significative al fine di individuare l'ammontare della perdita e la sua localizzazione, mentre mediando i risultati ottenuti da dieci simulazioni si ottengono informazioni più significative in tal senso. Lo scenario caratterizzato da perdite diffuse in tutti i nodi e coefficiente moltiplicativo (ai nodi) pari a 3 risulta essere simulato correttamente dal modello.

Anche per quanto riguarda gli altri scenari di perdite si sono avuti dei risultati incoraggianti dall'applicazione dell'algoritmo genetico per quantificare e localizzare le perdite.

Il lavoro appena esposto dimostra come un metodo di ottimizzazione di rete basato su algoritmi genetici offra ai tecnici un valido strumento di supporto ai fini dell'individuazione delle perdite, costituendo dunque un ottimo presupposto delle iniziative di riduzione delle perdite stesse. Non ci si deve tuttavia aspettare una precisa localizzazione della singola perdita, bensì una corretta localizzazione dell'area, all'interno della rete, caratterizzata da maggiori perdite, consentendo dunque un più rapido intervento laddove è richiesto e di conseguenza un risparmio in termini di tempo e risorse.

4.13.7. Caso di studio

Come già accennato in precedenza, le maggiori incertezze nella modellazione delle reti di distribuzione idrica si concentrano nella determinazione delle condizioni interne delle condotte, ovvero nella stima di un corretto coefficiente di scabrezza, particolarmente laddove le condotte stesse sono molto vecchie.

Nello studio "*Leak detection and calibration using transient and genetic algorithms*" Vitkovsky et al. [2000], propongono una tecnica innovativa di calibrazione e ricerca perdite chiamata ITM (*Inverse Transient Method*). Questo metodo, già utilizzato in precedenza [Liggett e Chen, 1994], sfrutta un'analisi svolta durante un transitorio di moto vario per ricavare informazioni circa lo stato della rete.

Gli Autori in particolare accoppiano a questo metodo le potenzialità di ricerca di un algoritmo genetico per determinare simultaneamente la dislocazione delle perdite di rete e i valori dei coefficienti di scabrezza delle condotte. Un'analisi di questo tipo è possibile disponendo di una grande quantità di dati provenienti da misurazioni di pressione effettuate sulla rete durante un transitorio. Un transitorio si verifica nei sistemi di condotte quando avviene un cambiamento delle condizioni al contorno, ad esempio un'apertura o una chiusura di una valvola, che provoca una variazione di pressione e velocità del flusso.

L'approccio ITM consiste concretamente nel simulare un evento di transitorio, raccogliere misure di pressione in determinati punti della rete ed infine determinare i parametri fisici incogniti minimizzando le differenze tra le misure e le pressioni in uscita dal modello.

L'analisi di moto vario solitamente viene condotta utilizzando il metodo delle caratteristiche per risolvere le equazioni alle derivate parziali che governano il fenomeno fisico in questione. Anche nel presente lavoro viene utilizzato un approccio di questo tipo e la perdita entra a far parte di un'equazione di conservazione della massa ai nodi (portata entrante posta uguale alla portata uscente dal medesimo nodo). La perdita da un'apertura posta sulla parete di una condotta può dunque essere simulata mediante l'equazione:

$$Q_L = C_d \cdot A_0 \sqrt{2 \cdot g \cdot H_0}$$

dove C_d è il coefficiente di efflusso; A_0 è l'area dell'apertura; g è l'accelerazione di gravità e H_0 è il carico idraulico al nodo. Si assume che le perdite siano localizzate solo in prossimità dei nodi.

Il *fitness* di ciascuna soluzione potenziale viene valutato calcolando la somma dei valori assoluti delle differenze tra valori (carichi) misurati e valori stimati dal modello. L'obiettivo dell'algoritmo sarà quello di determinare la soluzione che minimizzi una funzione obiettivo così calcolata.

Gli Autori stabiliscono che i parametri ignoti, ovvero i coefficienti di perdita ($C_d A_0$) e i coefficienti di scabrezza (f), possano assumere qualsiasi valore all'interno di un range continuo, il quale viene specificato definendone un limite inferiore e un limite superiore per ciascuno dei due parametri. In particolare, viene scelto un range 0.01-0.05 per i coefficienti di scabrezza di Darcy-Weisbach e un range 0.0-0.001 per i coefficienti di perdita.

La popolazione iniziale di individui (soluzioni potenziali di coefficienti di scabrezza per le condotte e coefficienti di perdita per i nodi) è generata casualmente dall'algoritmo genetico usando valori casuali delle due variabili, estratti dai rispettivi range di variabilità.

In questo studio viene anche sviluppato un nuovo operatore di *crossover*. Esso opera mediando i valori dei coefficienti di scabrezza corrispondenti ad alcune coppie di bit che occupano la medesima posizione all'interno delle due stringhe (individui), mentre nelle restanti posizioni vengono mantenuti i valori

originari. Il funzionamento è illustrato in figura 4.15 dove i bit indicati con l'asterisco sono ottenuti mediando i valori dei due corrispondenti (in termini di posizione) bit dei genitori, mentre i bit privi di asterisco rimangono invariati, cioè uguali a quelli dei genitori. Più nel dettaglio, il primo bit del "figlio" A è dato dalla media del primo bit del genitore A e del primo bit del genitore B, e così via per tutti i bit con asterisco; invece il primo bit del "figlio" B è uguale al primo bit del genitore B, e così via per tutti i bit privi di asterisco.

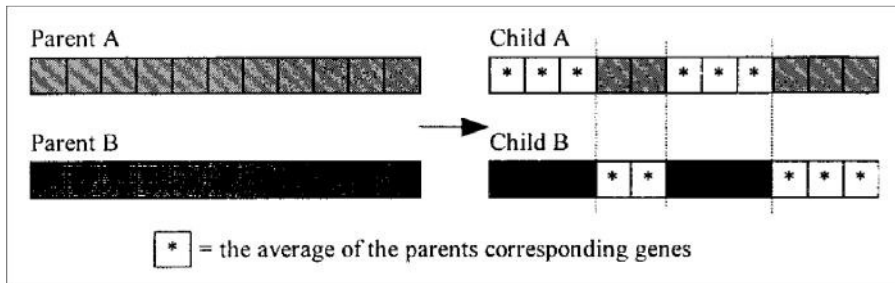


Figura 4.15 : Esempio di applicazione dell'operazione di crossover (nella versione sviluppata dagli Autori) a due stringhe genitrici [Vitkovsky et al., 2000]

La metodologia appena descritta viene applicata dagli Autori su una rete idrica semplice (figura 4.16) costituita da 11 condotte e 7 nodi. La rete è rifornita da un serbatoio e da un ingresso di portata

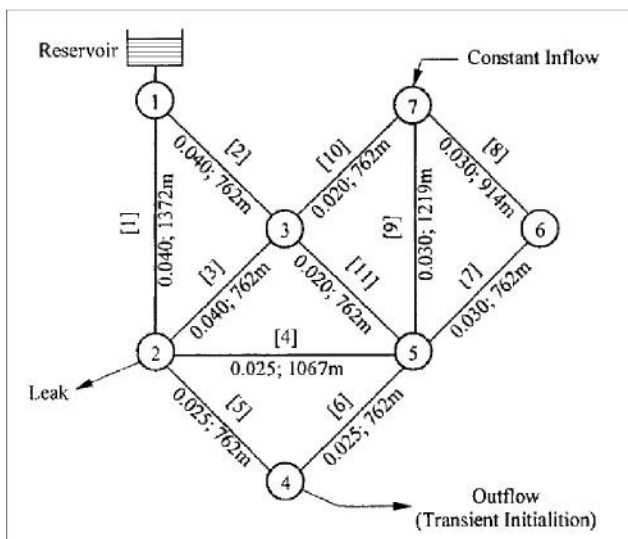


Figura 4.16: Schema semplificato della rete utilizzata nell'esempio [Vitkovsky et al., 2000]

costante in corrispondenza del nodo 7. In figura 4.16 sono anche riportati, in corrispondenza di ciascuna condotta, i relativi valori di scabrezza e le relative lunghezze. Tutte le condotte hanno un diametro di 254 mm.

Il transitorio viene realizzato variando la portata uscente dal nodo 4. I dati usati per la calibrazione sono le misure di carico ai nodi (72 dati per ciascun nodo). La configurazione iniziale della rete prevede una perdita localizzata in corrispondenza del nodo 2, che comporta un coefficiente di perdita al nodo 2 pari a $1.0 \cdot 10^{-4}$, corrispondente ad un'apertura nella condotta di diametro pari a 13 mm. Sia i coefficienti di scabrezza che quelli di perdita vengono determinati simultaneamente utilizzando l'algoritmo genetico. Per questa rete si è ipotizzato che le perdite potessero riguardare i nodi 2, 3, 4, 5 e 6.

Le varie stringhe (individui) vengono codificate in modo che la prima parte della stringa (primi 11 bit) contenga i valori dei coefficienti di scabrezza da assegnare alle 11 condotte della rete e la seconda parte (ultimi 5 bit) contenga i valori dei coefficienti di perdita da assegnare ai 5 nodi che possono essere interessati dalle perdite. L' algoritmo genetico genera casualmente una popolazione iniziale di individui, dunque ipotizza delle configurazioni casuali di perdite e scabrezze; per ciascuna configurazione viene svolta un' analisi in transitorio, raccogliendo i dati necessari per la valutazione del relativo *fitness*.

Gli Autori svolgono tre gruppi di simulazioni per valutare la sensibilità della soluzione rispetto alla durata delle registrazioni di pressione. Per il primo gruppo di simulazioni vengono utilizzati 18 dati di portata per ciascun nodo (durata del transitorio pari a 10 s), per il secondo gruppo 36 dati (durata pari a 20 s) mentre per il terzo gruppo 72 dati (durata pari a 40 s).

Pipe number (1)	Correct f (2)	Friction Factor f		
		18 time steps (3)	36 time steps (4)	72 time steps (5)
1	0.040	0.0387	0.0389	0.0410
2	0.040	0.0413	0.0411	0.0393
3	0.040	0.0333	0.0361	0.0388
4	0.025	0.0218	0.0227	0.0253
5	0.025	0.0246	0.0239	0.0259
6	0.025	0.0293	0.0270	0.0247
7	0.030	0.0306	0.0302	0.0283
8	0.030	0.0277	0.0285	0.0268
9	0.030	0.0245	0.0272	0.030
10	0.020	0.0230	0.0212	0.0215
11	0.020	0.0232	0.0238	0.0199
$[E_F]$	—	[10.3%]	[6.99%]	[3.42%]

Note: E_F = average absolute difference in friction factors.

Tabella 4.3: Coefficienti di scabrezza ottenuti applicando l' algoritmo genetico per diverse durate delle registrazioni di pressione [Vitkovsky et al., 2000]

Node number (1)	Correct $C_d A_0$ (2)	Lumped Leak Coefficient $C_d A_0$		
		18 time steps (3)	36 time steps (4)	72 time steps (5)
2	1.0×10^{-4}	9.31×10^{-5}	9.12×10^{-5}	9.95×10^{-5}
3	0.0	1.22×10^{-6}	8.44×10^{-9}	1.19×10^{-7}
4	0.0	1.34×10^{-6}	2.02×10^{-7}	1.33×10^{-7}
5	0.0	2.93×10^{-7}	3.19×10^{-7}	1.89×10^{-7}
6	0.0	5.44×10^{-10}	3.37×10^{-7}	1.83×10^{-7}
$[E_L]$	—	[6.90%]	[8.79%]	[0.50%]

Note: E_L = average difference in lumped leak coefficient (only at node 2).

Tabella 4.4: Coefficienti di perdita ottenuti applicando l' algoritmo genetico per diverse durate delle registrazioni di pressione [Vitkovsky et al., 2000]

I risultati (rappresentati nelle tabelle 4.3 e 4.4) mostrano chiaramente come all'aumentare della quantità di dati disponibili diminuisce l'errore medio di stima dei coefficienti di scabrezza e dei coefficienti di perdita. I risultati mostrano false perdite localizzate in corrispondenza dei nodi privi di perdita, ma queste false perdite sono di due o tre ordini di grandezza inferiori rispetto alla perdita localizzata nel nodo dove effettivamente era stata ipotizzata (nodo 2). Gli effetti di queste "false perdite" sul transitorio risultano comunque trascurabili, corrispondendo virtualmente ad aperture di diametro pari a 0.5 mm (rispetto ad un diametro delle condotte pari a 254 mm).

In conclusione, il metodo ITM si dimostra un valido strumento di individuazione perdite e calibrazione per i sistemi di distribuzione idrica. Le tecniche che sfruttano i transitori di moto vario hanno il vantaggio, rispetto alle metodologie tradizionali basate sul moto uniforme, di fornire un numero maggiore di osservazioni. Il metodo ITM implementato utilizzando un potente strumento di ricerca come l'algoritmo genetico ha fornito ottimi risultati nella valutazione del coefficiente di scabrezza delle condotte e nell'individuazione di posizione ed entità delle perdite idriche.

5. Rotture di condotte :

previsione statistica, fattori di influenza e strategie di rinnovo

5.1.Introduzione

Nell'ambito delle attività connesse alla gestione del servizio idrico integrato, si presenta con notevole frequenza il caso in cui risulta necessaria la definizione degli interventi ottimali di riqualificazione per reti esistenti che consentano il ripristino di condizioni di funzionamento compatibili con le esigenze dell'utenza. Risulta quindi di fondamentale importanza la corretta allocazione delle risorse a disposizione delle utilities per la manutenzione della rete. Esistono vari approcci per la gestione del rinnovo dei sistemi di approvvigionamento idrico; le decisioni sono perlopiù legate al monitoraggio delle condizioni strutturali, all'ottimizzazione dei servizi resi all'utenza e alla minimizzazione dei costi operativi. La scoperta delle condizioni strutturali delle tubazioni è estremamente difficoltosa. La ragione principale è dovuta al fatto che le condotte sono in pressione e non possono essere internamente ispezionate come avviene per le fognature. Un ruolo di primo ordine è occupato dai dati storici , per esempio l'occorrenza delle rotture, la cui disponibilità consente di ottenere una misura indiretta delle condizioni delle condotte. Infatti le rotture per esempio vengono usualmente raccolte e memorizzate in documenti contenenti informazioni specifiche sulle tubature e sulle operazioni svolte. La conoscenza accurata della rete consente una migliore programmazione della sua manutenzione il che si traduce in un miglior servizio offerto all'utenza. Quanto detto sottolinea l'importanza del concetto di affidabilità, già menzionato nei capitoli precedenti, definita come l'abilità di un sistema di soddisfare gli utenti indipendentemente dalle particolari condizioni di esercizio che possono incorrere

durante la vita utile dell'opera. Nell'ultimo decennio sono state proposte diverse procedure, la maggior parte di stampo probabilistico, volte alla previsione della rottura delle condotte di acquedotto, all'analisi dell'affidabilità, e con il fine ultimo di migliorare la manutenzione dell'intero sistema di distribuzione. Di seguito verranno ripresi questi concetti correlati dalla trattazione di significativi casi di studi riconosciuti a livello internazionale.

A partire dagli inizi degli anni 80 sono stati molti i tentativi volti a definire un modello statistico del rischio di fallanza delle condotte. I primi modelli statistici, usati da Clark, Stafford e Goodrich [1982] e da O'Day, Weiss, Chiavari e Blair [1989], furono di tipo lineare. Infatti, il tempo della prima fallanza del tubo come il logaritmo del numero delle future rotture, furono modellati come una combinazione lineare delle covariate (variabili esplicative) [Eisenbeis, 1994]. Mentre questi approcci non tengono conto del "right censored data" Andreou [1987] propose un modello migliore basato sull'analisi dei dati di sopravvivenza e progettato per tenere in conto le covariate. L'approccio usato da Malandain, Le Grauffe e Miramond [1998] è piuttosto simile, ma non usa le variabili esplicative bensì modella il tasso dividendo in classi omogenee le condotte in funzione del diametro, del materiale e del tipo di terreno di copertura. Un alternativo approccio probabilistico è quello di Goulter, Davidson e Jacobs [1993]. In questo metodo il tasso di rottura è osservato essere più alto nella vicinanza spazio-tempo della rottura precedente. La definizione del numero delle future rotture per questi autori, occorrendo in un intervallo centrato sulla rottura precedente, si ammette che segua una distribuzione di Poisson non omogenea. La media di tale distribuzione diminuisce in funzione dell'aumento della grandezza degli intervalli spazio-temporali, ed è modellata tramite una regressione lineare. Questo metodo non tiene conto delle covariate. Inoltre una difficoltà legata all'utilizzo di questo modello è legata alla conoscenza della precisa locazione delle rotture (entro 1m). Herz [1988] mira ad ottimizzare la strategia di manutenzione globale di una classe di condotte dello stesso materiale e posate nello stesso periodo. L'utilità del metodo sta nella rapidità in quanto la distribuzione è modellata direttamente dal giudizio di esperti delle aziende coinvolte. Questo approccio risulta essere diverso e nello stesso tempo complementare rispetto agli altri presentati in precedenza.

La letteratura propone diversi modelli per il calcolo dell'affidabilità idraulica e/o meccanica dei composti di rete passando per metodi topologici o capacitivi [Goulter e Bouchart, 1990; Quimpo e Shamsi, 1991; Kansal et al., 1995], ovvero di simulazione diretta [Bao e Mays, 1990; Gupta e Bhave, 1996]. Tecniche diverse quali analisi di frequenza e durata o tecniche Markoviane [Hobbs e Nein, 1998], sono utilizzate quando la rete di distribuzione sia presa in considerazione nella sua globalità di richiesta aleatoria.

Più recentemente è stata proposta una classificazione generale delle tecniche di analisi esposte [Kleiner e Rajani, 2001] in cui i modelli sono classificati in deterministici e probabilistici. I primi, come definito, forniscono la previsione del numero medio annuo di rotture mediante leggi di deterioramento che tengono conto delle covariate quali per esempio le caratteristiche del terreno di posa: in tali modelli l'andamento della legge di deterioramento è stabilito a priori; un tipico esempio è la legge esponenziale di Shamir e Haward [1979]. I modelli probabilistici invece si basano sui modelli di sopravvivenza per la stima del tempo intercorso tra gli eventi attesi si rottura. Esempi di modelli probabilistici sono descritti da Le Gat e Eisenbeis [2000].

5.2. Valutazione probabilistica delle fallanze meccanico-strutturali

Un'analisi di performance per il calcolo dell'affidabilità può essere riferita ad una temporanea indisponibilità di uno o più componenti della rete, dovuta per esempio a rotture di tipo meccanico (rottura di condotte, guasti elettro-meccanici, ecc.). Secondo molti autori, sono considerate solo le rotture di condotte e l'evento

di una rottura meccanica viene fatto coincidere con l'indisponibilità di una condotta. L'indisponibilità di due o più componenti è un evento con probabilità molto piccola; per questa ragione, il valore dell'affidabilità varia molto poco considerando la rottura di un solo componente o quella combinata di più elementi della rete [Su et al., 1987]. All'interno dello studio "A simplified procedure for water distribution networks reliability assessment" [Ciaponi, Franchioli, Papiri, 2009], gli autori propongono una procedura probabilistica per l'analisi delle rotture che può rivelarsi utile nella definizione della performance dei sistemi di distribuzione. Dato che le condotte possono essere riparate, l'analisi probabilistica delle rotture meccaniche è basata sul concetto di "disponibilità" (availability) che include sia la probabilità di danneggiamento sia il tempo di riparazione [Khomsi et al., 1996; Gargano, Pianese, 2000; Tanyomboh et al., 2001]. La disponibilità A_l definita per ogni condotta l ($l=1, NT$) è la probabilità che il tratto sia disponibile quando necessario, e può essere valutata con la seguente equazione:

$$A_l = \frac{MTTF_l}{MTTF_l + MTTR_l}$$

in cui MTTF (Mean Time To Failure) è la durata media della rottura e MTTR (Mean Time To Repair) è il tempo medio di riparazione della rottura; questi parametri sono ottenibili semplicemente dalla conoscenza del tasso di fallanza λ_l (numero annuale di rotture di ogni condotto per unità di lunghezza) e del tasso di riparazione μ_l (inverso del tempo medio di riparazione):

$$MTTR_l = \frac{365}{\lambda_l \cdot L_l}$$

$$MTTR_l = \frac{1}{\mu_l}$$

in cui L_l è la lunghezza del condotto.

Il complemento a uno della "disponibilità" A_l è "l'indisponibilità" (U_l) (unavailability) definita come la probabilità che un condotto sia fuori servizio

$$U_l = 1 - A_l = \frac{MTTR_l}{MTTR_l + MTTF_l}$$

Dopo il calcolo di A_l e U_l risulta immediato ottenere il valore di probabilità associato a differenti condizioni di esercizio della rete. La probabilità che la rete totale non abbia nessun tubo fuori servizio è data dalla seguente espressione:

$$p(0) = \prod_{i=1}^{NT} A_l$$

La probabilità che la condotta f (e solo quella) sia fuori servizio è data da :

$$p(f) = p(0) \frac{U_f}{A_f}$$

I valori di probabilità dati dalle formule possono essere usati come coefficienti di peso w_k nel calcolo degli indicatori di prestazione (PI) per differenti condizioni di esercizio. Il tasso di fallanza è normalmente considerato costante nel tempo; infatti, dopo una crescita nel periodo iniziale in cui i componenti possono essere affetti da problemi di fabbricazione, il tasso decresce regolandosi su un valore che risulterà costante

per tutto il periodo di vite fino alla “vecchiaia” in cui il tasso tornerà a crescere per le rotture dovute all’esercizio.

Il tasso di rottura dipende da molti fattori spesso legati a particolari condizioni locali. I valori di letteratura sono compresi tra 0,05 rotture annue al km e 1 con una dispersione (particolarmente rilevante per i piccoli diametri) che mostra un trend decrescente del tasso con il diametro [Pelletier et al.,2003].

Nel calcolo dell’affidabilità il tasso di fallanza può anche essere calcolato mediante una regressione, che lega tale valore ai diametri delle condotte [Suet al.,1987; Mays,1989; Ermini et al.,1998; Bertola, 2002].

Un’altra incertezza importante da sottolineare, dovuta al fatto che λ dipenda da molti fattori legati alle condizioni locali, è che nella procedura esposta sono stati tenuti in considerazione solo gli interventi che comprendono più condotti fuori servizio; generalmente questi interventi rappresentano il 30-60% di quelli registrati [Ciaponi,2009].

Riguardo l’MTTR, le equazioni precedentemente esposte mostrano che la probabilità di fallanza di una tubazione è direttamente proporzionale alla sua indisponibilità U che dipende linearmente dal tempo di riparazione MTTR. MTTR assume quindi una forte importanza nell’affidabilità legata alla valutazione dei componenti meccanici, come mostrato da Walters & Knezevic [1988]. Però i dati riguardanti l’MTTR sono scarsi, necessitando così un’imposizione di valori indicativi. Il valore più frequentemente assegnato è 1 giorno [Khomsiet al.,1996; Gargano & Pianese,2000; Shinstine & Lansley,2002].

5.3.Strategie operative di lungo termine mirate al contenimento dei costi

Particolare importanza è assegnata alla scelta tra sostituzione o riparazione dei singoli condotti in caso di rottura. Tale scelta non può prescindere dalla conoscenza della loro integrità fisica ; infatti, condotte la cui integrità strutturale risulta mediocre, per ragioni come la corrosione o l’eccessivo carico, sono ragionevolmente più soggette a rottura. Le condotte con tasso di rottura annuo elevato ($>0,4$) [Pelletier et al.,2003] vengono generalmente sostituite. La decisione se sostituirle oppure ripararle è spesso frutto di un’analisi economica, comparando gli attuali costi di sostituzione con quelli attesi, cioè da affrontare in caso di una futura rottura e della conseguente riparazione. Di seguito viene esposto un caso di studio basato sulla predizione dei costi associati a diverse strategie di sostituzione.

5.3.1. Caso di studio

L’analisi svolta nello studio “Analyzing water main replacement policies” [Male, Walsky, Slutsky, 1990] è stata condotta nella città di New York. La rete di distribuzione si estende per 9600 km con un range di diametri che va da 2 a 72 in. di cui la maggior parte cade tra 6-24 in. Molti studi sono stati condotti sul sistema di distribuzione dei cinque quartieri di New York [New York City 1980,1984; Walski and Wade 1987; Walski et al.1987; Male et al. 1990; Slutsky 1988]. Condotti di diametro 10, 14, 18 e 20 in. Sono molto rari, e ne esistono solo pochi di diametro 16 e 24in. Infatti i tronchi di diametro 16 e 24 sono stati raggruppati dagli autori insieme a quelli del 20, ottenendo così un’unica classe. Nella tabella sottostante è riportato per ogni quartiere un inventario dei diametri dei condotti divisi in classi.

Borough (1)	Pipe Diameter (in.)				
	6 (2)	8 (3)	12 (4)	16-24 (5)	Total (6)
Bronx	58.0 (695.5)	320.5 (3,845.4)	356.1 (4,273.2)	83.5 (1,002.2)	818.1 (9,816.3)
Brooklyn	219.0 (2,627.5)	929.1 (11,149.3)	348.2 (4,178.3)	272.5 (3,270.4)	1,768.8 (21,225.5)
Manhattan	70.8 (849.0)	10.7 (128.9)	445.8 (5,349.3)	69.2 (830.0)	596.3 (7,157.2)
Queens	85.7 (1,028.0)	814.0 (9,768.0)	407.7 (4,892.4)	180.8 (1,569.1)	1,438.2 (17,257.5)
Staten Island	30.7 (368.6)	482.6 (5,790.7)	178.2 (2,138.3)	70.7 (848.5)	762.2 (9,146.1)
Total	464.2 (5,568.6)	2,556.9 (30,682.3)	1,736.0 (20,831.5)	626.7 (7,520.2)	5,383.8 (64,622.6)

Tabella 5.1 : Inventario dei diametri in miglia presenti nei singoli quartieri

La maggior parte delle condotte in questo range di diametro sono in ghisa oppure in ghisa sferoidale. I diametri più grandi sono invece in acciaio o in calcestruzzo precompresso. Le condizioni delle condotte sono espresse dal tasso di rottura per i differenti diametri e quartieri. Nella tabella 5.2 sono riportati tali tassi calcolati dagli autori.

Borough (1)	Pipe Diameter (in.)			
	6 (2)	8 (3)	12 (4)	16-24 (5)
Bronx	0.285 (0.024)	0.097 (0.008)	0.034 (0.003)	0.046 (0.004)
Brooklyn	0.164 (0.014)	0.063 (0.005)	0.024 (0.002)	0.018 (0.002)
Manhattan	0.447 (0.083)	0.156 (0.013)	0.124 (0.010)	0.068 (0.006)
Queens	0.260 (0.022)	0.057 (0.022)	0.026 (0.002)	0.012 (0.061)
Staten Island	0.121 (0.10)	0.027 (0.002)	0.018 (0.002)	0.016 (0.001)

Tabella 5.2 : Tassi di rottura per i vari quartieri [rotture/miglia /anno]

Si può vedere come per due di questi quartieri, Manhattan e States Island, i dati si discostino dagli altri in tabella. A Manhattan, infatti, il tasso risulta più alto con una media di 0.167 rotture per miglia all'anno (circa 3 volte superiore rispetto a Brooklyn, Bronx e Queens, 6 volte superiore a Staten Island); opposto è invece il caso di Staten Island in cui il tasso medio risulta 0.029, sensibilmente inferiore agli altri quartieri. In particolare si può notare come il tasso sia molto elevato nella prima classe di diametro (6in.).

Dal 1970, la policy adottata dal "Bureau of Water Supply" è stata quella di sostituire ogni condotta che avesse subito due o più rotture dall'anno di posa. Per ragioni associate all'eccessivo numero di rotture e/o all'insufficienza idraulica il Bureau ha operato una gradualmente sostituzione di tutti i tubi di diametro 6in. Con condotti di diametro superiore. I costi per la sostituzione di tubi sono espressi in tabella n°.

Borough (1)	Diameter (in.)		
	8 (2)	12 (3)	20 (4)
Bronx	83	94	130
Brooklyn	108	122	169
Manhattan	100	113	156
Queens	84	95	131
Staten Island	84	95	131

Tabella 5.3 : Costi medi di sostituzione dei condotti [dollari/piede , dollari 1988]

La media dei costi di riparazione, \$8,600, è stata considerata dagli autori costante per i vari diametri in esame; tale valore si basa sui costi diretti dovuti alla riparazione della rottura, includendo materiali, costi di scavo e ripavimentazione. I costi indiretti, invece, come per esempio la perdita d'acqua, il controllo del traffico ecc., non sono compresi in questi costi, ma sono stati successivamente inclusi all'interno di un'analisi economica mediante l'uso di opportuni pesi (Indirect Cost Factor, IFC). Lo scopo della procedura elaborata dagli autori non è quello di identificare specifici segmenti di condotta da sostituire, bensì quello di valutare una strategia per la sostituzione applicabile a generali categorie di condotte. Il modello di simulazione, descritto più accuratamente da Slutsky [1988], Male et al. [1990], applica una strategia di sostituzione ad un gruppo di condotte aventi caratteristiche uniformi e la stessa probabilità di rottura ("bundle", fascio). La policy scelta specifica le condizioni ritenute critiche usate per determinare la percentuale di tubazione per ogni categoria da sostituire (per esempio la sostituzione di tutte le tubazioni che hanno subito tre o più rotture). Il processo di sostituzione può essere suddiviso in due parti: la rimozione del vecchio condotto e l'installazione del nuovo. Ciò comporterà una diminuzione della dimensione della categoria originale a favore di un aumento da riscontrare nel gruppo di appartenenza della nuova tubazione (ad eccezione del caso di do-nothing in cui rimane tutto invariato). Nel caso in esame è stata considerata costante la lunghezza totale delle tubazioni, non considerando cioè l'espansione negli anni della rete. Successivamente, una volta considerata la sostituzione del condotto, viene ricalcolato il tasso di rottura per la fascia di appartenenza dello stesso in modo tale da riflettere la rimozione della tubazione scadente. Dopo aver calcolato i costi correlati a tale operazione, la simulazione ripete il processo per l'anno seguente tenendo memoria della variazione del tasso subito nei singoli gruppi di condotte con caratteristiche uniformi. La procedura illustrata dagli autori fonda la decisione di sostituzione (o meno) sull'integrità fisica del condotto. Altri fattori come le perdite o la capacità portante in termini di carico, non vengono considerate in questa analisi. Questi aspetti non possono di certo essere trascurati o trattati separatamente in quanto a problemi come le eccessive perdite o la mediocre capacità portante si può ovviare proprio mediante la sostituzione del condotto.

Le capacità predittive del modello sono state verificate e calibrate usando i dati disponibili dal 1970 in poi generando risultati per i 15 anni seguenti (1970-1985). Il numero delle occorrenze registrate e la lunghezza delle condotte sostituite sono stati quindi comparati con i risultati della simulazione. E' stata necessaria soltanto una piccola variazione nel tasso di invecchiamento per ottenere una buona corrispondenza tra i valori della simulazione e le osservazioni. Sono state analizzate cinque strategie operative andandone ad analizzare i costi correlati:

- sostituzione delle condotte che hanno subito uno o più rotture;
- sostituzione delle condotte che hanno subito due o più rotture;
- sostituzione delle condotte che hanno subito tre o più rotture;
- sostituzione delle condotte che hanno subito quattro o più rotture;

- do-nothing (DN);

Nelle cinque strategie è compresa una sostituzione annuale del 10 % delle tubazioni di diametro 6in. Rientrando nel progetto di rinnovamento della rete acquedottistica. Sono state create sedici diverse categorie: una per ogni quartiere (Bronx, Brooklyn, Manhattan, Queens e Staten Island), per ogni diametro (6, 8, 12, 20) e secondo il periodo di installazione (anteriore al 1930, 1930-70, dopo il 1930). I risultati presentati dagli autori riguardano un periodo di simulazione di 50 anni a partire dal 1985. La validità dei risultati passa anche attraverso un'assunzione, cioè che i dati del tasso di rottura dopo il 1985 si mantengano approssimativamente gli stessi di quelli riscontrati nel periodo compreso tra 1980 e l'85. Un aspetto mostrato nei risultati di questo studio è il trade-off tra i costi di sostituzione e riparazione. In generale i costi totali (diretti e indiretti) delle strategie "passive", cioè di quelle che consentono più rotture prima che avvenga la sostituzione del condotto, sono composti perlopiù dai costi di riparazione (diretti) mentre quelli relativi alle strategie "aggressive", cioè che consentono poche rotture, sono riconducibili per la maggior parte alla sostituzione ai costi diretti della sostituzione. (cioè la parte dei costi indiretti è meno influente sul computo dei costi totali; nei due casi sul costo totale gravano di più le sostituzioni, in termini di costo (diretto), e negli stessi termini le riparazioni). In aggiunta a questo aspetto, la maggior parte dei costi di sostituzione sono sostenuti all'inizio della simulazione, mentre quelli legati alle riparazioni si presentano in seguito. Il legame tra i due tipi di strategie è forte; infatti, i costi precoci dovuti alle sostituzioni porteranno a dei minori costi in vista delle riparazioni future (e vice versa). Quanto detto deve essere legato anche al diverso PV (present value); infatti il PV dei costi delle riparazioni al dollaro sostenuti durante il secondo anno di simulazione per esempio sarà inferiore al PV del primo anno. Ciò dipenderà quindi dal tasso di sconto scelto per l'analisi. Il tasso fissato dagli autori è del 3% ed è basato su un adattamento all'inflazione [Hanke et al.1975] :

$$DR = \frac{i - f}{i + f}$$

dove DR è il saggio di sconto corretto per l'inflazione, i è il tasso di sconto e f è il tasso di inflazione. I costi per le cinque policies per tutti i quartieri e quelli relativi a tutta New York sono mostrati in tabella 5.5 ;

Borough (1)	Strategy				
	≥1 (2)	≥2 (3)	≥3 (4)	≥4 (5)	DN (6)
Bronx	120.2	<u>113.3</u>	116.8	120.1	162.2
Brooklyn	315.4	<u>287.6</u>	<u>285.0</u>	287.2	319.6
Manhattan	225.5	<u>199.7</u>	<u>195.0</u>	198.2	289.9
Queens	147.1	<u>143.4</u>	148.9	152.3	181.6
Staten Island	<u>42.8</u>	43.0	44.3	44.9	48.8
New York City	851.0	<u>787.0</u>	790.0	802.7	1,002.1

Note: $\geq x$ represents a policy of replacing mains that have had x or more breaks; DN = do nothing; ICF = 2.0; DR = 3%.

Tabella 5.4 : Present value [milioni di dollari]

I costi indiretti sono stati posti in questa analisi pari al 100% di quelli di riparazione diretti (ICF= 2.0). In tabella è inoltre evidenziato il minore dei costi, corrispondente alla strategia ottima, per ogni quartiere e per l'intera città. Come si può vedere per NY la migliore strategia in termini di costo risulta la seconda, cioè quella che prevede la sostituzione dei condotti dopo la seconda rottura. Si può notare come le strategie varino da

quartiere a quartiere. Applicando diverse strategie per i differenti quartieri , i costi totali per la città di NY diminuiscono ma solo di poco. Un strategia non uniforme per i diversi quartieri porta ad un costo di \$779,500.000 rispetto ai \$787,000.000 ottenuti adottando una strategia costante in tutti i quartieri. Secondo i dati precedentemente presentati, ci saremmo aspettati una strategia più aggressiva per Manhattan in cui il tasso di rottura risulta molto elevato. Manhattan però ha la più alta percentuale di condotte di grande diametro (11.8%) la cui sostituzione presenta costi ingenti. Come si vede però una strategia meno aggressiva (≥ 3) porta a costi più bassi.

Quanto detto è supportato anche dai risultati dell'applicazione di diverse strategie per diversi diametri. I condotti con differenti diametri hanno differenti tassi di rottura, ma anche differenti costi di posa. Differenti strategie possono anche essere applicate ai diversi gruppi di diametri ottenendo così la strategia di minor costo. In tabella è mostrata la migliore strategia, per ogni quartiere , per ogni diametro.

Borough (1)	Pipe Diameter			PV of cost (in millions of dollars) (5)	% decrease over uniform replacement (6)
	8 in. (2)	12 in. (3)	16–24 in. (4)		
Bronx	≥ 2	≥ 2	≥ 3	113	0
Brooklyn	≥ 2	≥ 3	DN	283	0.7
Manhattan	≥ 2	≥ 3	≥ 4	195	0
Queens	≥ 2	≥ 2	≥ 4	143	0
Staten Island	≥ 1	≥ 2	≥ 4	42	2.1

Note: $\geq x$ represents a policy of replacing mains that have had x or more breaks; DN = do nothing; ICF = 2.0; and DR = 3%.

Tabella 5.5 : Strategie ottime e costi ad esse associati per i diversi gruppi di diametro

Come si può osservare, per esempio per quanto riguarda il Bronx, l'applicazione di strategie diversificate in base al diametro ha portato ad una diminuzione del PV. In tutti i casi sono applicate strategie più aggressive per i piccoli diametri e strategie più passive per quelli più elevati. Ciò è supportato da due ragioni: i piccoli diametri notoriamente hanno tasso di rottura più elevato e perciò sono più candidati ad essere sostituiti; inoltre le condotte di grande diametro hanno costi di sostituzione più elevati rispetto ai piccoli, mentre i costi associati alle rotture sono più comparabili. L'ultima colonna mostra la diminuzione percentuale ottenibile utilizzando policy di sostituzione non uniformi in diametro rispetto all'approccio precedentemente esposto. Per esempio si nota una diminuzione dello 0,7% del PV a Brooklyn, da \$285,000,000, con un'unica strategia (≥ 3), a \$283,000,000 utilizzando diverse strategie in funzione dei diametri. La riduzione dei costi è abbastanza insignificante, specialmente considerando il fatto che i costi rappresentano il PV scontato in un periodo di 50 anni. Tale distinzione potrebbe risultare più comoda non in fase di studio preliminare, ma per la manutenzione anno per anno. In tutti i casi una strategia più aggressiva dovrebbe essere applicato ai piccoli diametri.

I risultati della simulazione presentata dagli autori risultano inoltre molto sensibili ai valori dei costi indiretti e al tasso di sconto. Aumentando il valore dei costi indiretti cresceranno sempre i costi totali, cioè un più alto fattore di costo porterà all'assegnazione di maggiori costi totali per la riparazione delle rotture. Usando un diverso fattore di costo si ottengono dalla simulazione diverse strategie ottime per lo stesso quartiere. In tabella viene mostrato il trend di Brooklyn nei confronti di strategie più aggressive in termini di costi indiretti associati ad una crescita delle rotture.

ICF (1)	Least-cost strategy (2)	PV of cost (in millions of dollars) (3)
1.0	DN	161.8
2.0	≥4	216.7
3.0	≥3	253.7
4.0	≥2	277.1

Note: $\geq x$ represents a policy of replacing mains that have had x or more breaks; DN = do nothing; ICF = 2.0; and DR = 3%.

Tabella 5.6 : Strategie ottime e present values per differenti valori di ICF per il caso di Brooklyn (DR =5%)

Un ICF= 1,0 rappresenta costi indiretti nulli, il che corrisponde ad una strategia passiva (DN). Ne consegue che la sostituzione con strategia aggressiva è conveniente soltanto quando e dove il danno è significativo, altrimenti i costi indiretti fanno lievitare il PV.

La scelta del tasso di sconto può anche avere un significativo effetto sui costi totali e sulla scelta della strategia di minimo costo. In generale costi di riparazione costituiscono la maggior parte dei costi futuri ; un più alto tasso di sconto tenderà infatti a favorire le strategie meno aggressive, quelle che consentono più rotture prima della sostituzione. In tabella 5.7 si può notare come la variazione di due punti percentuali rispetto al 3% , scelto come tasso base, abbia l'effetto di far variare la scelta della strategia ottima.

Discount rate (1)	Least-cost strategy (2)	PV of cost (in millions of dollars) (3)
1.0	≥1	124.8
3.0	≥2	113.3
5.0	≥3	87.7
7.0	≥4	68.3

Note: $\geq x$ represents a policy of replacing mains that have had x or more breaks; DN = do nothing; ICF = 2.0; DR = 3%.

Tabella 5.7 : Strategie e present values per differenti tassi di sconto nel caso del Bronx (ICF = 2.0)

Nella tabella 5.8 sono mostrati i risultati in modo differente, esprimendo la variazione percentuale dei costi , per valori di saggio differenti, che una assegnata strategia avrebbe rispetto a quella ottima.

DR(%) (1)	Selected Strategy				
	≥1 (2)	≥2 (3)	≥3 (4)	≥4 (5)	DN (6)
1	0	15.4	25.2	33.5	85.1
3	8.1	0	0.4	2.0	27.3
5	36.1	7.4	0.8	0	12.7
7	67.1	16.8	3.6	0	5.3
Maximum % deviation	67.1	16.8	25.2	33.5	85.1
Average % deviation	27.8	9.9	7.5	8.9	32.6

Note: $\geq x$ represents a policy of replacing mains that have had x or more breaks; DN = do nothing; ICF = 2.0; DR = 3%.

Tabella 5.8 : Variazione percentuale dei costi per le strategie selezionate rispetto a quelle ottime per diversi saggi di sconto

Per esempio si può notare come la scelta di una strategia del tipo ≥ 3 , per un tasso del 3%, comporti un aumento dello 0,4% rispetto alla strategia ottima calcolata in precedenza (≥ 2). Ciò consente in condizioni di incertezza di non discostarsi tanto dall'ottimo.

Gli errori esaminati dovuti alla variazione del tasso di sconto o ai costi indiretti genereranno degli effetti solo sul PV, mentre avrebbero dovuto essere maggiori per poter ricadere sulla scelta della strategia. Gli errori di predizione sui tassi o sui ICF sono debolmente legati al processo decisionale di sostituzione. La figura 5.1 presenta la sensibilità di questi parametri a strategia fissata.

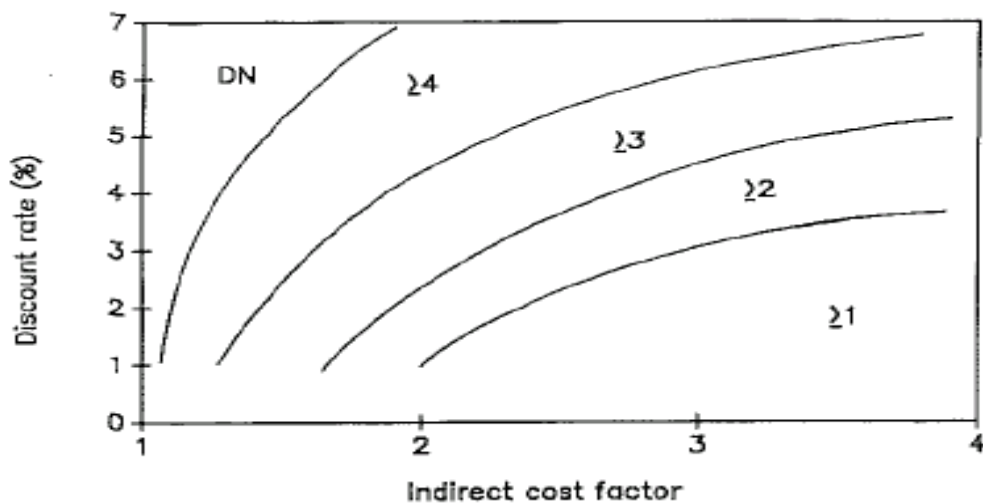


Figura 5.1 : Sensibilità del tasso di sconto e dell'ICF per assegnate strategie

Un altro fattore di grande rilevanza discusso dagli autori, è la condizione della rete di distribuzione risultante dall'applicazione delle diverse strategie. Come ci si poteva aspettare l'adozione di strategie meno aggressive conduce a reti il cui tasso di rottura è più elevato, sebbene il PV sia comparabile. Per valutare le condizioni dei sistemi di distribuzione a seguito dell'applicazione di una determinata strategia, gli autori hanno calcolato il tasso di rottura per tutti gli anni della simulazione. La figura 5.2 sottostante mostra la variazione di tale tasso in 50 anni per la città di Brooklyn.

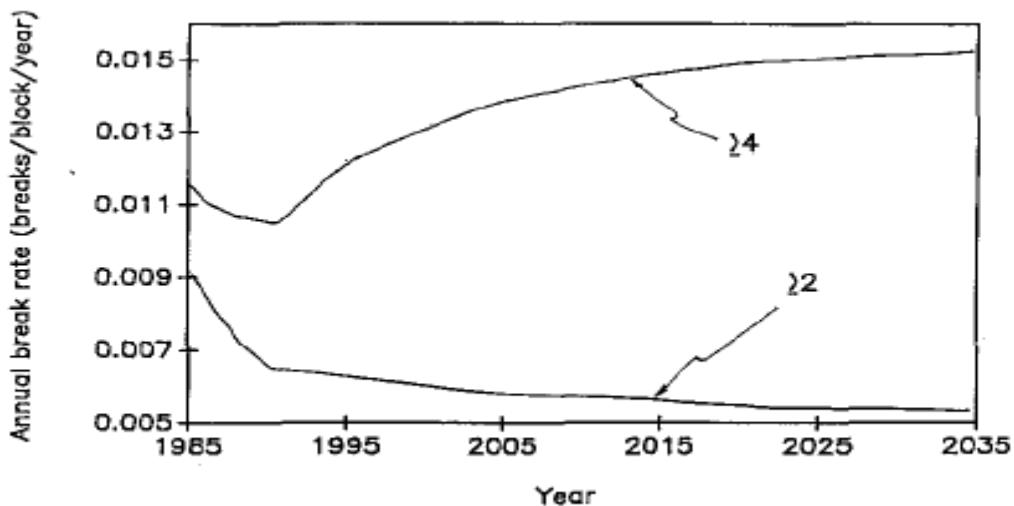


Figura 5.2 : Variazione in 50 anni del tasso di fallanza per diverse strategie nel caso di Brooklyn

Sono evidenziate due diverse strategie: una relativamente aggressiva (≥ 2) ed un'altra relativamente passiva (≥ 4). Da notare che la fluttuazione durante i primi anni è dovuta alla sostituzione dei tubi di 6in. E la discrepanza del tasso di rottura nel 1985 è dovuta al fatto che il report della simulazione è riferito alla fine del primo anno. In figura si può notare una diminuzione del tasso di rottura per la strategia più aggressiva, mentre l'inverso per la passiva. In particolare al 2015 si vede come la passiva abbia un tasso di rottura circa 2,5 volte superiore. Da questi risultati si evince con chiarezza come risulteranno strategie più aggressive nelle reti più integre in cui il tasso di rottura è più basso (figura 5.3). Un altro aspetto interessante è che entrambe le strategie mostrate in figura 5.3 hanno un Pv simile. Il trade-off che si crea tra l'integrità delle reti e il PV è mostrato in figura. per le stesse condizioni illustrate nella figura precedente.

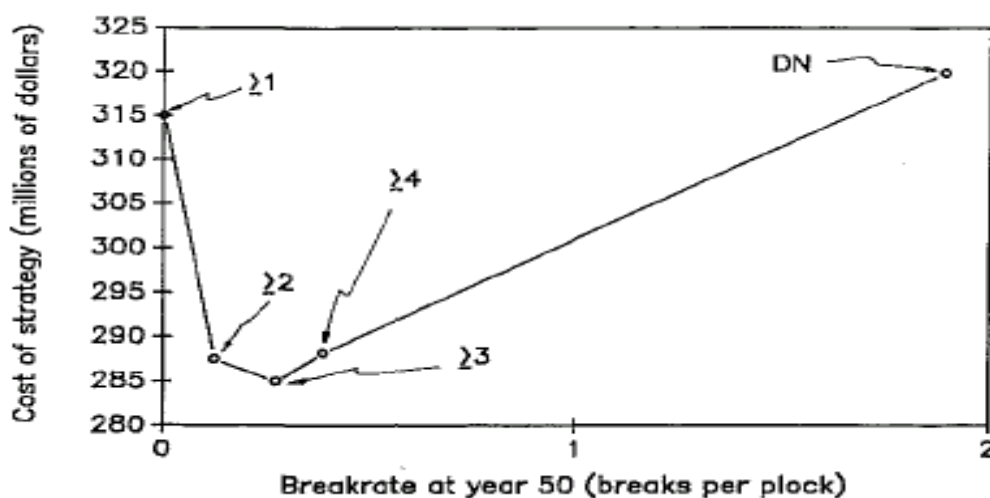


Figura 5.3 : Costi delle diverse strategie in funzione del tasso di fallanza valutati al cinquantesimo anno

Si nota come il PV sia elevato ad entrambi gli estremi (DN, ≥ 1); le strategie aggressive risultano quindi più adatte ai sistemi con tasso di rottura basso, ma si nota come i costi di sostituzione siano elevati; viceversa, le strategie passive vengono preferite nei sistemi con elevato tasso di rottura ma la loro adozione porterà a costi di riparazione significativi.

L'intento della simulazione esposta è quello di determinare la migliore strategia operativa di lungo termine volta ad assicurare la una buona solidità della rete contenendo i costi. Usando un saggio di sconto (corretto) del 3% e un valore dei costi indiretti pari al 100% dei costi di riparazione, la più conveniente strategia da adottare dal Bureau of Water supply secondo gli autori è risulta quella che prevede la sostituzione dei condotti dopo l'occorrenza di due o più rotture. Applicando una strategia uniformemente valida per tutti i quartieri, i diametri e i differenti periodi di posa, l'output finale in termini di costo trovato dagli autori è risultato più alto rispetto a quello legato all'adozione di policies diversificate. Tuttavia in generale il risparmio non è grande al punto tale da giustificarne lo sforzo di implementazione. Applicando differenti strategie a differenti categorie di diametro i risparmi ottenuti sui costi totali risultano anche qui bassi. In conclusione, per tutti i quartieri, si può affermare che la policy di minor costo riguardante i piccoli diametri sia di tipo aggressivo mentre per le tubazioni di diametro superiore passivo. Considerando lo stato fisico delle condotte, strategie aggressive portano ad una graduale diminuzione con gli anni del tasso di rottura; l'opposto invece si verifica con strategie passive, che consentendo più rotture prima della sostituzione fanno aumentare il

tasso. Inoltre le tubazioni presenti in aree dove le rotture possono risultare particolarmente dannose dovrebbero essere sostituite più spesso rispetto alle zone in cui una possibile rottura porterebbe a danni irrilevanti, favorendo qui un approccio di tipo passivo. Da quanto detto e posto in evidenza dagli autori si percepisce lo scomodo trade-off che nasce tra il desiderio di diminuire le rotture complessive di rete e l'obiettivo di minimizzarne i costi totali di manutenzione.

La trattazione svolta fino adesso ha messo in luce l'importanza ricoperta da alcuni fattori nella previsione dei tassi di rottura futuri e nella stima dei costi attualizzati da sostenere negli anni per le operazioni di sostituzione e riparazione, la cui conoscenza anticipata può meglio guidare le utilities verso una gestione ottimale. La definizione delle strategie operative di manutenzione non può però prescindere da una preliminare valutazione fondata su altre variabili in gioco al fine di mettere meglio a fuoco la vasta complessità del problema in questione. Di seguito è riportato un caso di studio, "Using break data on water pipe systems for renewal planning", svoltosi in Svezia, il quale mette in evidenza l'importanza ricoperta da alcune variabili (il diametro, il periodo di posa, il materiale dei condotti) nella pianificazione e gestione del rinnovo della rete.

5.3.2. Caso di studio

Le raccolte di dati storici relative alle rotture possono essere usate per stimare le condizioni strutturali delle tubazioni e per valutare la futura domanda di rinnovamento. Una misura della condizione della rete è il tasso di rottura, Wengstrom [1993], definito come il numero di rotture per km di condotta. Il tasso di rottura può essere calcolato per tutte le tubazioni all'interno di un'area; può inoltre essere usato per fornire un confronto diretto con aree di interesse differenti e per studiare l'evoluzione della rottura nel tempo. Nel caso di studio di seguito esposto, eseguito dal Department of Water Resources Engineering, Lund University, Sweden [Ann-Christin Sundahl, 1996], i dati utilizzati per le analisi sono relativi alle rotture registrate da cinque municipalizzate svedesi: Malmö, Örebro, Eskilstuna, Västerås e Luleå. L'autrice ha raggruppato le condotte secondo differenti fattori aventi influenza sul tasso di rottura. In questo caso sono stati considerati: il materiale, il diametro, gli anni del condotto, il periodo e il luogo d'installazione.

Per studiare lo sviluppo del tasso di rottura nel tempo, gli autori hanno analizzato il tasso di rottura annuale fornito dalle municipalizzate. La figura seguente mostra l'andamento del tasso di rottura nelle cinque città investigate. Dalla figura 5.4 si evince come la variazione negli anni sia elevata, il che indica la necessità di analizzare un vasto lasso di tempo prima di giungere a delle conclusioni sui tassi.

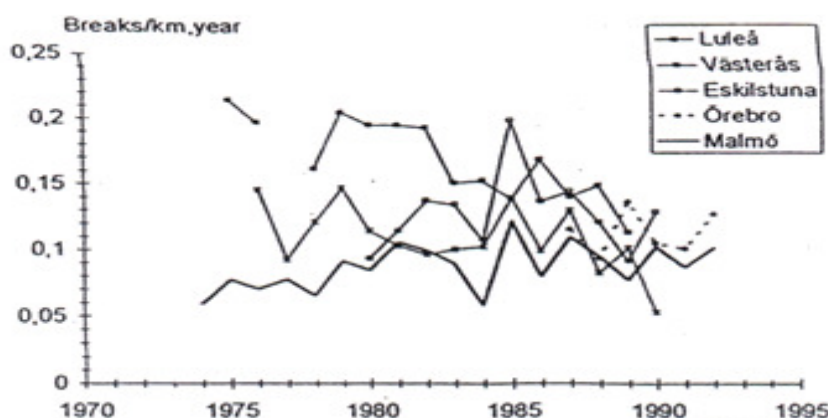


Figura 5.4 : Andamento nel tempo dei tassi di rottura per le diverse municipalizzate

La media delle rotture annuali può essere utilizzata per fornire un diretto confronto tra le municipalizzate delle varie città (tabella 5.9).

Municipality	Period of time	Number of breaks	of km pipe	Breaks per km and year
Malmö	1974 - 1992	1400	847	0.09
Örebro	1987 - 1992	253	378	0.11
Eskilstuna	1980 - 1991	622	451	0.13
Västerås	1974 - 1989 1977 not included	1210	512	0.17
Luleå	1965 - 1990	1161	510	0.11

Tabella 5.9 : Tassi di rottura mediati negli anni di osservazione per le municipalizzate svedesi

Uno studio analogo è stato pubblicato da O'Day et al. [1987] riguardante sei municipalizzate negli Stati Uniti. Nella tabella sottostante (5.10) è indicato il report dei tassi medi delle città americane. Il tasso medio di tali città risulta allo stesso livello delle municipalizzate Svedesi.

Municipality	Period of time	Breaks per year	km pipe	Breaks per km and year
Denver, CO	1973-1983	215	3572	0.06
Oakland, Ca	1970-1982	923	5625	0.16
Kenosha, WS	1974-1984	99	436	0.23
Louisville, KY	1963-1983	565	4114	0.14
New York, NY	1972-1976	484	9887	0.05
Philadelphia, PA	1964-1980	880	5265	0.17

Tabella 5.10 : Tassi di rottura mediati negli anni di osservazione per le municipalizzate americane

Una questione di grande importanza riguarda il tasso massimo accettabile, qualora il livello di rotture dovesse crescere. La media del tasso di rottura annuale in Svezia trovata dagli autori in questo caso di studio è risultato essere 0.12 e la deviazione standard 0.04 rotture per km. Se al tasso di rottura fosse consentito di crescere ed aumentare di una quantità uguale alla deviazione standard, il tasso massimo accettabile in Svezia arriverebbe a 0.16 rotture per km all'anno. La figura sottostante mostra quanto appena espresso.

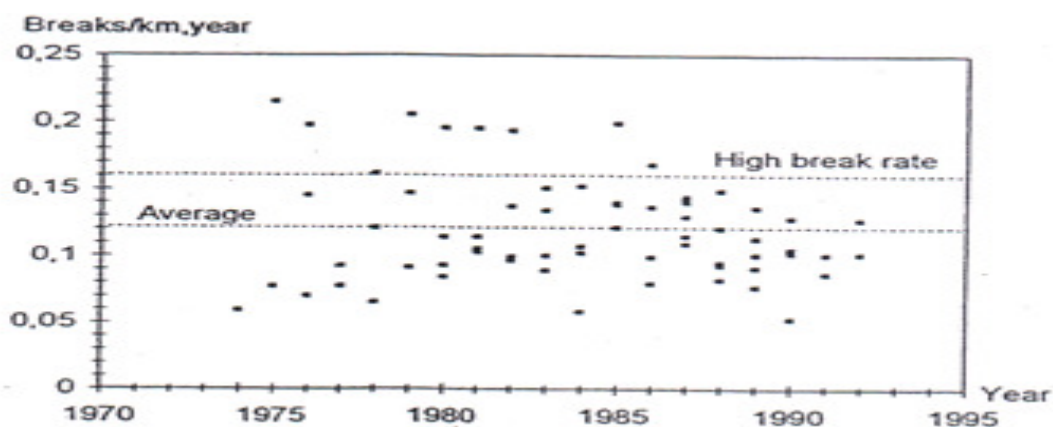


Figura 5.5 : Tasso di rottura annuale per le municipalizzate investigate

La maggior parte delle condotte in Svezia sono in ghisa grigia. L'installazione risale approssimativamente al 1970. I materiali in uso oggi sono il PVC, polietilene e la ghisa sferoidale. Nella tabella seguente sono riportati i tassi medi per i diversi materiali. Come si evince dalla tabella il tasso di rottura trovato dagli autori per la ghisa grigia è risultato leggermente più elevato rispetto agli altri tipi di condotti. I tubi in ghisa sferoidale ed in polietilene hanno mostrato un basso tasso di rottura, quelli in PVC invece un alto tasso nelle città di Vasteras e Eskilstuna. Ciò può essere dovuto ai giunti che erano in uso tra il 1965 e il 1972. Questa variabilità mette in luce l'importanza da conferire ai materiali nello studio delle rotture.

	Pipe length (km)	Number of breaks	Annual average break rate (breaks/km,year)
Grey iron			
Malmö	522	1314	0.126
Västerås	255	586	0.141
Eskilstuna	262	344	0.116
Örebro	255	219	0.140
Luleå	191	970	0.184
Ductile iron			
Malmö	125	25	0.011
Eskilstuna	31	7	0.023
Örebro	63	21	0.055
Luleå	111	84	0.050
PVC			
Västerås	114	378	0.260
Eskilstuna	94	148	0.176
Örebro	22	7	0.040
Luleå	113	28	0.026
Polyethylen e			
Malmö	101	17	0.014
Västerås	67	15	0.020
Eskilstuna	38	4	0.013
Luleå	60	2	0.003

Tabella 5.11 : Tasso medio di rottura per i diversi materiali

Parecchi studi dovuti a O'Day et al. [1987], Andreou et al. [1987] e Male et al. [1990] hanno mostrato che il tasso di rottura risulta più alto per le condotte di piccolo diametro rispetto a quelle con diametro maggiore. Nella figura seguente è riportato l'andamento del tasso di rottura per la città di Malmo. E' anche evidenziata nel diagramma la lunghezza (km) dei condotti esistenti per i diametri considerati risalente al 1992.

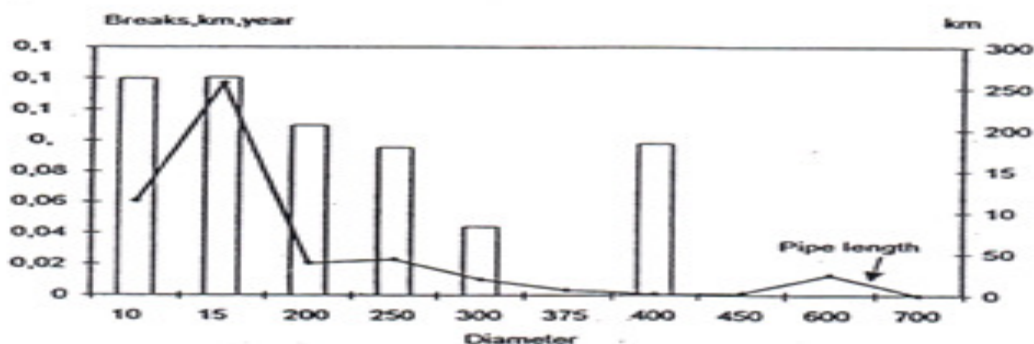


Figura 5.6 : Tasso di rottura in funzione dei diversi diametri presenti e della loro copertura

E' stato evidenziato in molte analisi come l'età delle condotte sia un pessimo indicatore del tasso di rottura, [O'Day et al. 1987 e O'Day 1982]. Sebbene le tubature si deteriorino con il tempo, questi studi hanno mostrato come l'età non sia un buon indicatore delle loro condizioni strutturali. Nella figura seguente è rappresentato il tasso di rottura negli anni per quattro municipalizzate Svedesi. Come si vede in figura 5.7 il tasso di rottura è più alto nelle condotte "giovani" rispetto a quelle in funzione da più anni.

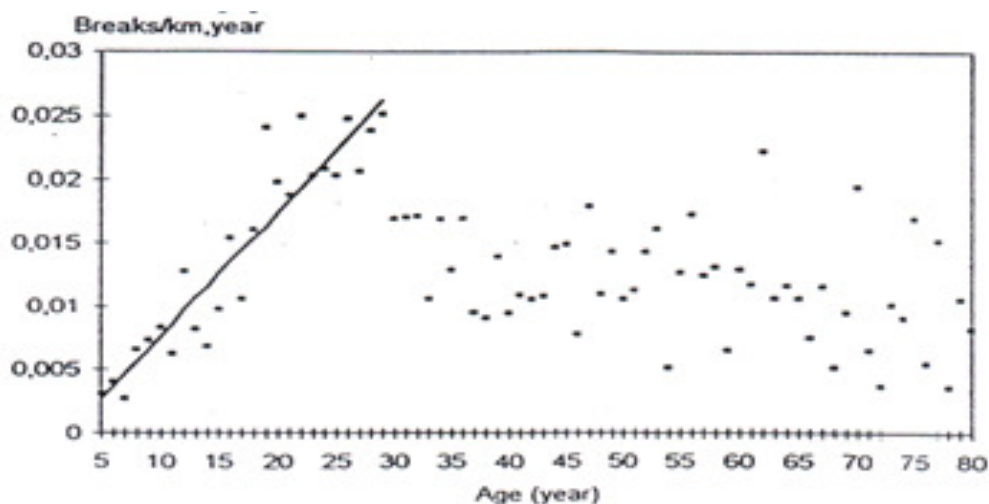


Figura 5.7 : Tasso di rottura in relazione all'età della condotta

La probabilità di rottura cresce fino ai 30 anni; oltre questa soglia si vede come l'età cessa di essere un buon indicatore di rottura. Le vecchie condotte, quindi, non necessariamente bisogna di essere sostituite per prime; risultano in questi casi necessari ulteriori strumenti per pianificare il rinnovo della rete.

Il periodo di installazione può avere una importanza maggiore nelle condizioni delle tubature rispetto all'età. Molti fattori contribuiscono alla performance dei tubi, come la qualità della manodopera, le pratiche

costruttive e i materiali, che spesso sono legate al periodo di installazione. Lo studio riportato in figura riguarda solo tubi in ghisa grigia , essendo al tempo l'unico materiale disponibile dalle municipalizzate.

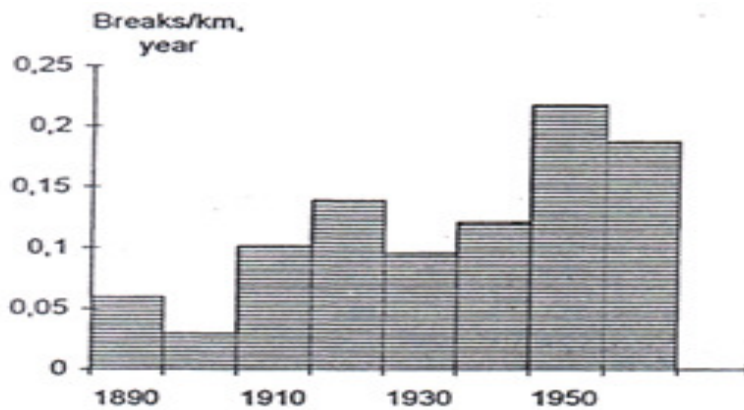


Figura 5.8 : Andamento del tasso di rottura in funzione del periodo di installazione per i condotti in ghisa grigia (media tra le cinque municipalizzate)

Come mostrato in figura non sono le installazioni dei periodi più lontani ad avere il più alto tasso di rottura. Le tubature poste negli anni 50-60 risultano avere il più alto tasso di rottura ; una possibile ragione potrebbe essere legata alla manodopera e alle pratiche costruttive le quali furono sostituite durante quel periodo. Inoltre, intorno al 1960 ci fu in Svezia il boom del mattone, il che potrebbe aver avuto un effetto negativo sulla manodopera di settore.

L'effetto dovuto al periodo di installazione, la pressione ambientale, le condizioni del suolo e il suo uso indicano che la "location" riveste una grande importanza sulle condizioni strutturali della rete. La città di Malmö per in questa analisi è stata divisa in parecchi distretti (130). Il tasso di rottura annuale , che è stato calcolato in questo studio per ognuno di essi, varia fortemente da zona a zona all'interno di un range che va da 0 a 0.4 rotture per km all'anno (figura). In ventidue distretti il tasso ottenuto dagli autori è risultato maggiore di 0.16 rotture per km all'anno (tasso massimo accettabile supponendo una crescita pari alla deviazione standard) ; questi distretti hanno condotte posate nel 50-60 e sono zone fortemente residenziali ad elevata densità abitativa.

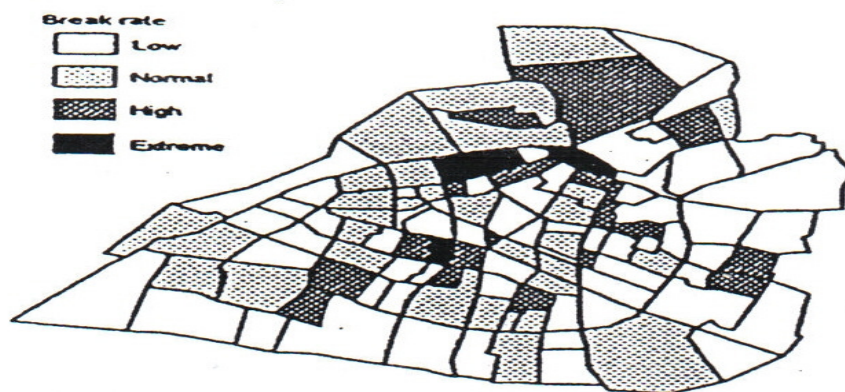


Figura 5.9 : Tasso di rottura dei diversi distretti della città di Malmö (tasso medio 1985-1993)

Il clima dominante è un altro fattore che influenza le rotture. La maggior parte delle rotture, infatti , avvengono durante i mesi freddi . Nella figura 5.10 seguente è rappresentata la distribuzione delle percentuali di rotture durante i diversi mesi nelle municipalizzate svedesi investigate.

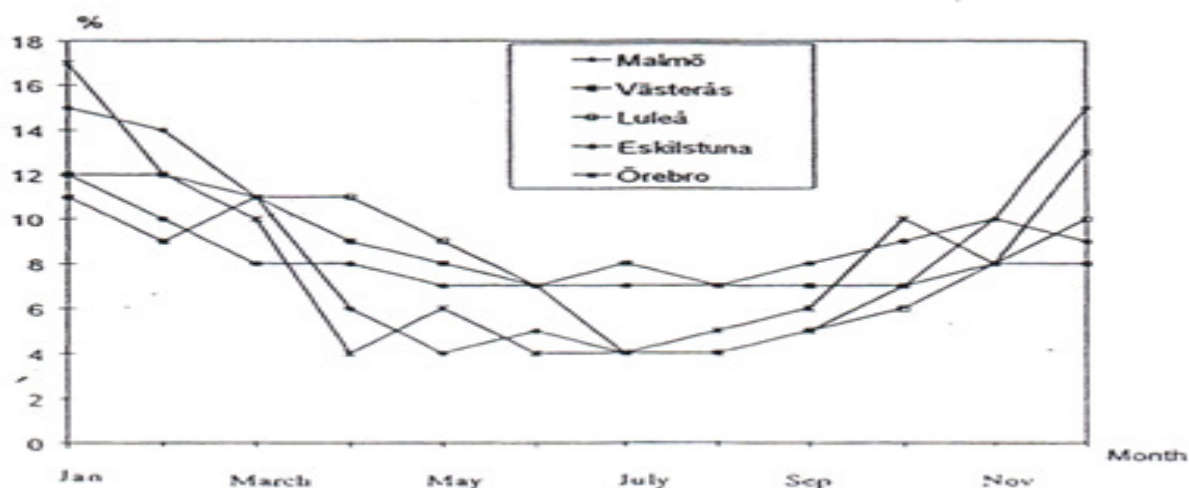


Figura 5.10 : distribuzione percentuale delle occorrenze per le diverse città nei diversi mesi dell'anno

Gli autori hanno studiato tre differenti fattori climatici (profondità della neve, precipitazioni e temperatura dell'aria) . La temperatura risulta avere l'impatto più rilevante nelle rotture , infatti le rotture aumentano nei mesi freddi. In figura 5.11 sono rappresentati i trend relativi ai dodici mesi ; i picchi corrispondono ai mesi invernali.

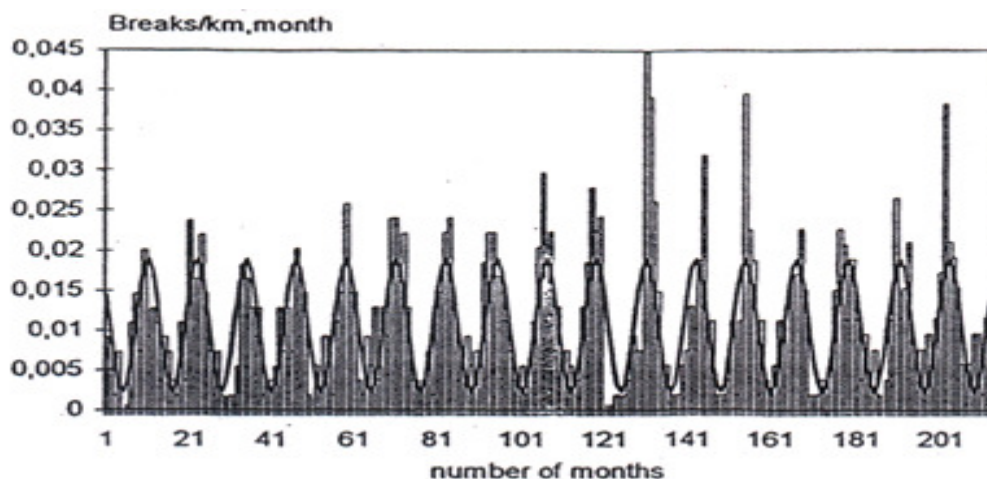


Figura 5.11 : Andamento dei tassi di rottura nei diversi mesi dell'anno

Questi studi, oltre a evidenziare l'influenza di determinati fattori nelle rotture, suggeriscono la necessità di affinare i report delle rotture stesse, arricchendoli di informazioni riconosciute a livello internazionale e pertanto che consentano il confronto tra le utilities.

Le decisioni sul rinnovo delle reti passano attraverso il monitoraggio delle condizioni strutturali. Il controllo dello stato dei sistemi di distribuzione, come definito precedentemente, può essere ottenuto in modi differenti :

- mantenendo un'età media stabilita per i condotti della rete ;
- riparando quando è necessario sfruttando: il tasso di rottura per km oppure analisi multi criterio che cercano di identificare i fattori più significativi nella comparsa di rotture;
- riparando in anticipo usando analisi di previsione in grado di stimare il numero delle probabili fallanze per ogni tubo in funzione dell'età e di altri fattori combinati con un'analisi economica.

Di seguito viene esposto un modello di previsione proposto dal francese Bremond dell'istituto Cemegref di Bordeaux [1996] ; gli autori per questa analisi hanno utilizzato :

- un modello di previsione per le perdite in grado di definire ogni forma di perdita che richiede una riparazione e la probabilità di rottura ad essa associata ;
- un modello idraulico capace di calcolare le portate transitanti in tutta la rete quando una parte di essa è sottoposta a manutenzione (chiusa) misurando così la rilevanza del condotto danneggiato;
- un'analisi economica con il compito di quantificare i costi di riparazione dei condotti, i costi di sostituzione, quelli legati alle perdite o altri tipi di fallanze e i costi benefici dovuti alla concomitanza con altri lavori stradali.

Tra i criteri che possono essere usati per caratterizzare l'invecchiamento delle condotte, gli autori hanno evidenziato i seguenti :

- riduzione della capacità di flusso;

- peggioramento della qualità dell'acqua;
- aumento delle perdite in rete;
- aumento del numero delle perdite visibili.

In questo caso di studio è stato considerato l'ultimo come indicativo dell'invecchiamento delle condotte, essendo più facile da verificare grazie alle registrazioni documentate. Il modello probabilistico scelto per il lavoro tiene in considerazione le caratteristiche delle tubature e del loro ambiente circostante [Eisenbeis, 1994].

Il modello, che verrà in seguito ripreso, è usato principalmente nel campo dell'epidemiologia per valutare la sopravvivenza dei pazienti durante prove cliniche. Questo tipo di modello è stato scelto essenzialmente per la natura dei dati ; molte delle tubature osservate non presentano nessuna rottura durante il periodo investigato. Le funzioni statistiche usate sono la funzione di sopravvivenza e di rischio. Il Rischio è definito in generale come "l'entità prevista di vite umane perse, di persone ferite, di danni alla proprietà, di impatto negativo sulle attività economiche, a causa del fenomeno naturale sotto indagine". La sua quantificazione avviene attraverso la relazione:

$$\text{Rischio} = \text{Valore} \times \text{Vulnerabilità} \times \text{Pericolosità}$$

dove il Valore indica il numero di vite umane e il valore dei beni immobili a rischio, la Vulnerabilità è il valore percentuale delle vite umane o dei beni a rischio e la Pericolosità (Hazard) è la probabilità di una data area di essere colpita in un certo tempo da un evento distruttivo (nel caso in esame da una rottura). T è una variabile aleatoria che rappresenta il tempo di fallanza intercorso rispetto ad una configurazione precedente o dall'ultima rottura. La funzione di hazard indica il tasso istantaneo di fallanza al tempo $T=t$ condizionata alla sopravvivenza fino al tempo t ed è definita come segue:

$$h(t) = \lim_{\Delta t \rightarrow 0^+} \frac{P(t \leq T < t + \Delta t \mid T \geq t)}{\Delta t}$$

Il modello utilizzato per questo studio è un modello di rischio proporzionale:

$$h(t, z_1, z_2, \dots, z_k) = h_0(t) e^{(b_1 z_1 + b_2 z_2 + \dots + b_k z_k)}$$

dove Z_1, Z_2 sono due fattori di rischio dati. Essi sono o valori interi che rappresentano differenti classi di variabili qualitative come il vicino ambiente oppure valori reali che rappresentano variabili quantitative come il diametro, la lunghezza. Gli autori hanno utilizzato il modello di Weibull per rappresentare la dipendenza dal tempo della funzione di hazard:

$$h_0(t) = \lambda p(\lambda t)^{p-1}$$

La figura sottostante mostra funzioni di hazard per diversi siti (i fattori di rischio sono uguali).

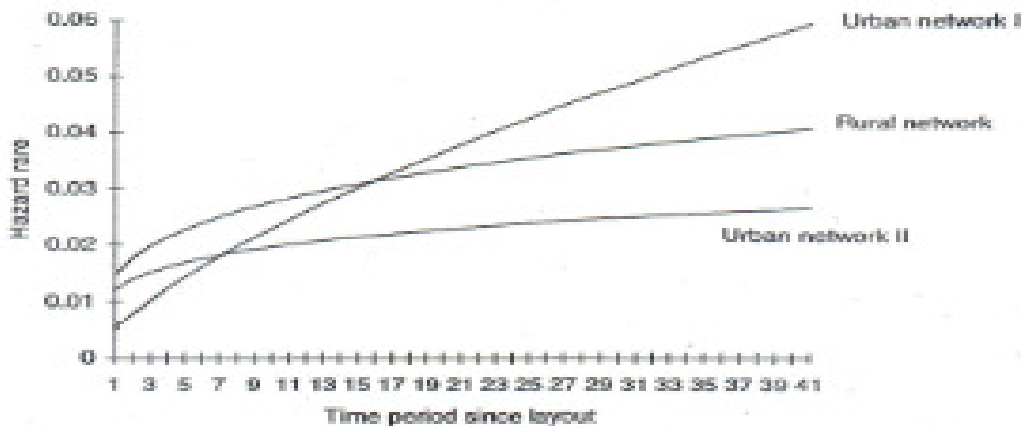


Figura 5.12 : esempio di diverse funzioni di hazard per le tre reti analizzate (Alsazia, Bordeaux e Nanterre)

La funzione di sopravvivenza (o affidabilità) $F(t)$ è definita come la probabilità che T sia maggiore uguale al valore di t :

$$F(t) = P(T \geq t)$$

La figura 5.13 mostra differenti funzioni di sopravvivenza, per esempio A1 è riferita ad una condotta lunga 500 m , in ghisa sferoidale, la cui posa risale al 1966 in un terreno non corrosivo senza nessuna fallanza pregressa; B2 invece mostra l'andamento in un terreno corrosivo di una condotta lunga 500 m di ghisa grigia in una strada trafficata e con più di tre rotture pregresse.

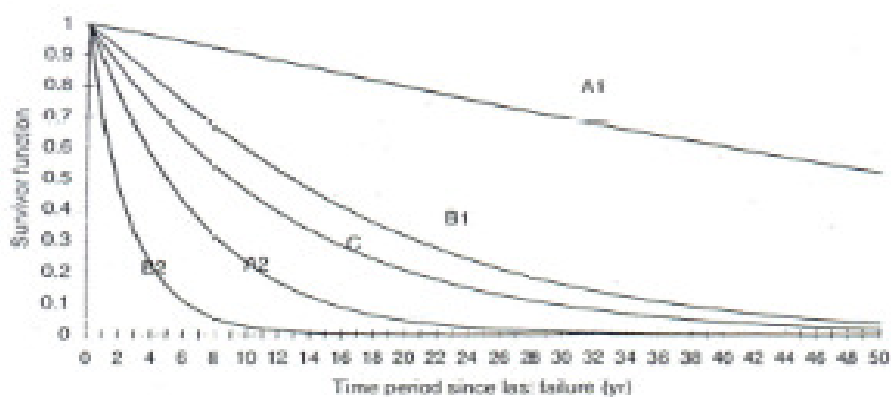


Figura 5.13 : esempio di diverse funzioni di sopravvivenza in funzione delle caratteristiche di sito, di condotta e del diverso numero di fallanze pregresse

Il modello è stato calibrato usando i dati relativi a due reti urbane e due rurali. Le reti rurali analizzate in questo studio sono in Alsazia mentre quelle urbane riguardano le reti di Bordeaux e Nanterre. Le principali caratteristiche dei dati sono raccolte nella tabella seguente (5.11).

	Urban Service 1	Urban Service 2	Rural Service
Number of links	1334	1379	653
Length (km)	347,6	261,8	94,3
Number of failures	543	542	171
Period of observation (years)	35	53	17
Average age (years)	18,5	24	17,2
Average length of links(m)	260,6	189,9	144,3
Layout before 1966 (%)	35,2	47,1	21,3
Layout after 1966 (%)	64,8	52,9	78,7
Material (%)			
PVC	6,5	1,1	54,6
Cast iron	93,5	98,9	45,4

Tabella 5.12 : dati relativi alle tre reti analizzate (Alsazia, Bordeaux e Nanterre)

La maggior parte delle condotte prese in esame sono in ghisa. Gli studi hanno mostrato come i fattori più significativi legati alla fallanza delle tubature siano :

- Il numero di rotture precedentemente avvenute ;
- Il diametro;
- le condizioni del suolo;
- il traffico .

Il modello è stato validato utilizzando i dati del periodo 51-83; le previsioni effettuate relative al numero di rotture nel periodo 83-93 hanno portato a 247 eventi, numero che si avvicina molto a quelle realmente avvenute (257).

Un altro metodo [WEREY, 1996] consiste nel calcolare i costi previsti delle strategie da applicare (sostituzione o riparazione) e creare un albero delle decisioni. In questo caso, modello statistico, viene usato per dare un peso ai singoli percorsi possibili . I costi, come precedentemente osservato nelle altre analisi, possono essere suddivisi in diretti, legati cioè alla sostituzione o riparazione del tronco di condotta, e indiretti legati alle perdite o altri guasti alle condotte che portano ad una riduzione della distribuzione. Per tutte le strategie definite dai percorsi dell'albero, i vari cammini, sono definiti i costi valutando le riparazioni, i costi indiretti , quelli di rinnovo, viene fatta alla fine del periodo preso in considerazione . Tenendo in conto i costi e le probabilità dei diversi percorsi è possibile calcolare i costi attesi associati ad ogni strategia. Il confronto tra i costi delle diverse strategie operative può essere in seguito confrontato al fine di aiutare il gestore nel decidere se rinnovare anziché riparare.

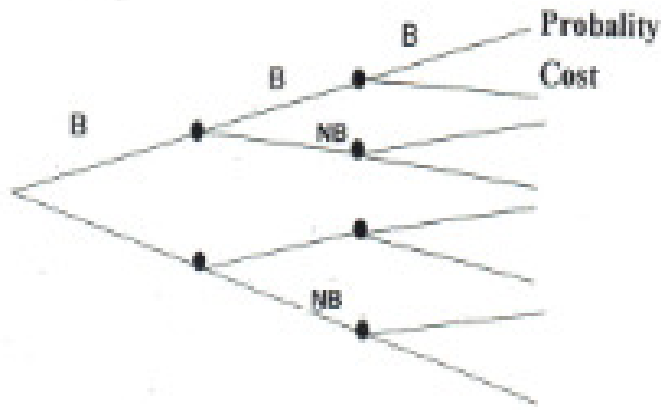


Figura 5.15 : albero degli eventi (costi probabili per le diverse strategie)

Quanto esposto sottolinea la già citata importanza da dare alla conoscenza dello stato fisico delle condotte, in particolar modo quando non sono disponibili molti dati sulla manutenzione pregressa il che inibisce anche delle stime probabilistiche. La disponibilità di dati riguardanti la storia della rete di distribuzione potrebbe portare ad una maggiore sensibilità da parte delle compagnie alla costruzione di data base e all'istallazione di supporti Gis il che si tradurrebbe in una più performante gestione integrata delle risorse e dell'intero sistema.

5.4.Previsione statistica delle rotture: metodi, analisi e limiti imposti dai dati

A causa della vetustà delle reti, delle limitate risorse disponibili per la manutenzione e del complesso quadro normativo in materia di servizio idrico integrato, la corretta gestione delle reti urbane diviene sempre più importante per gli enti preposti. Quanto detto ha incentivato la ricerca di soluzioni di intervento programmato e preventivo. L'incertezza sulla vita attesa delle condotte, il deterioramento generale delle reti, lasciano prevedere la necessità in un prossimo futuro di fronteggiare crescenti problemi operativi strutturali. La conoscenza dello stato strutturale attuale delle condotte e un'attendibile previsione dello stato futuro costituiscono il punto di partenza per lo sviluppo di modelli di pianificazione degli interventi in rete. Di seguito vengono riportati alcuni casi di studio internazionali con l'intento di evidenziare come la storia pregressa possa fornire indicazioni sullo stato strutturale della rete confrontabili con quanto desumibile dalla teoria dell'affidabilità classica per componenti riparabili.

Le Gat e Eisenbeis nel 2000 nell'analisi "Using maintenance records to forecast failures in water networks" mostrano i vantaggi apportati alle teorie sulla sopravvivenza delle condotte ottenuti mediante l'uso del Weibull Proportional Hazard Model (WPHM) discutendo la validità dell'approccio in funzione della scarsa disponibilità di dati di manutenzione. L'applicabilità del metodo passa attraverso il bisogno di avere dati completi di rottura; ciò significa che tutte le rotture successive che avverranno su un tubo dato del campione studiato dovrebbero essere conosciuti, il che risulta irrealistico per le serie di dati fornite dai gestori. Il modello necessita un leggero aggiustamento nel caso in cui i dati di manutenzione siano riferiti ad un breve periodo.

L'analisi statistica di sopravvivenza usata in questo studio è di derivazione epidemiologica; in particolare consente l'uso di dati troncati a destra (right censored data), dati per cui l'esatto valore del tempo di fallanza è ignoto ma appartiene all'intervallo $[t_{n+1}, +\infty[$ come mostrato in figura.

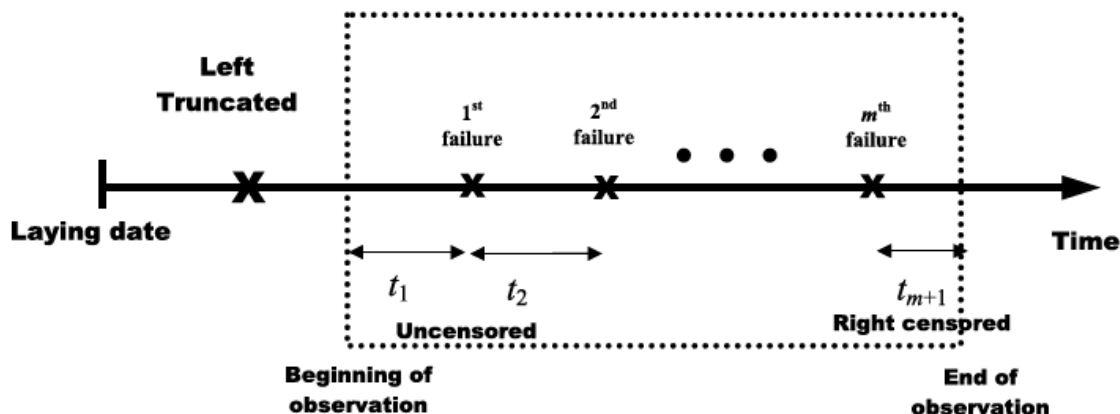


Figura 5.16: definizione del tempo di fallanza per una condotta

Un altro aspetto da tenere in considerazione per questi dati è che potrebbe essere avvenuta una rottura anche prima dell'inizio della finestra di osservazione, ma questa informazione sia andata persa (left censored). Il tempo di osservazione della prima rottura t_1 è quindi contato dalla data di inizio delle osservazioni.

La WPHM è un metodo per modellare la distribuzione delle rotture nel tempo e per legare le covariate con i tempi di intercorrenza (interarrivo). Infatti le covariate potrebbero influenzare il tempo di fallanza nonché il tasso. Il tempo di fallanza usato in questa analisi potrebbe essere o quello osservato, oppure in alternativa quello right censored, connesso alle condotte ancora intatte alla fine del periodo di osservazione. Il WPHM assume che il logaritmo naturale del tempo di fallanza T sia legato a p variabili esplicative X_j mediante un modello lineare valido per tutte le condotte

$$Y = \ln T = X\beta + \sigma W$$

dove Y è un vettore colonna del logaritmo degli n tempi di fallanza, X è l' $n \times (p+1)$ matrice delle covariate ($X = [1, X_1, X_2, \dots, X_p]$). Il vettore β ($\beta^t = [\beta_0, \beta_1, \dots, \beta_p]$) di dimensione $(p+1)$ e lo scalare σ sono i parametri incogniti della regressione (chiamati rispettivamente intercetta e scala) e W è un vettore random di errori supposti indipendenti ed identicamente distribuiti secondo la distribuzione dei valori estremi (EV). Le covariate in input al modello sono o specifiche delle condotte, per esempio diametro lunghezza, oppure legate all'intensità di traffico oppure all'aggressività del suolo. Ma il più importante parametro è il numero di osservazioni pregresse (NOPF) che può essere messo in ingresso al modello come covariata o servire come fattore di stratificazione specialmente per la prima fallanza che, a differenza delle seguenti, non è considerata dalla data dell'ultima rottura effettiva (left truncated). Per date fallanze di una specifica tubazione soggetta allo "stress" x (cioè il vettore dei valori delle covariate per questa tubazione), l'eq può essere scritta così

$$w(t) = (\ln t - x^t \beta) / \sigma.$$

Si assume che la componente casuale dei tempi di interarrivo abbia distribuzione dei valori estremi con funzione di sopravvivenza pari a S :

$$S(w) = \exp[-\exp(w)]$$

La sostituzione di $w(t)$ nell'eq. da origine alla funzione di sopravvivenza per il WPHM per tutte le condotte in funzione del tempo

$$S(t, \beta, x) = \exp \left[-\exp \left(\frac{\ln t - x^t \beta}{\sigma} \right) \right] = \exp \left[-t^{1/\sigma} \exp \left(\frac{-x^t \beta}{\sigma} \right) \right]$$

Per la stima di β e dello scalare σ si usa il metodo di massima log-verosimiglianza (log-likelihood function) che è la trasformazione logaritmica della probabilità congiunta delle osservazioni.

Il modello utilizzato è in grado di considerare anche le rotture successive di una stessa condotta. La funzione di sopravvivenza per questo caso particolare è dipendente da un processo di rinnovamento chiamato "Time Dependent Renewal Process" [Cox&Isham, 1980]. Mentre il classico processo di rinnovo considera la stessa distribuzione per i successivi tempi di fallanza, nel TDRP ai parametri della distribuzione è consentito di cambiare secondo il rank di fallanze, o dalla stratificazione secondo il NOPF oppure entrando nel NOPF esplicitamente come covariate; nel caso della stratificazione cambiano da una fallanza all'altra sia β che σ , mentre nel secondo caso solo β . Il processo di conteggio del numero totale di fallanze può così, essere definito e la sua distribuzione può essere alla fine calcolata teoricamente come convoluzione della distribuzione dei successivi tempi di fallanza. Comunque la difficoltà nei calcoli induce ad utilizzare soluzioni approssimate come il metodo Monte Carlo.

Basandosi su questa funzione di sopravvivenza parametrizzata si può quindi calcolare il numero delle future rotture per ogni condotto in un dato periodo di tempo. La simulazione Monte Carlo, in questo studio, è usata per avere una previsione del valore atteso delle fallanze in un orizzonte temporale definito. Risolvendo la funzione di sopravvivenza nel tempo, il tempo di fallanza corrispondente ad una probabilità di sopravvivenza assegnata S è ottenuto da :

$$t = \left(\ln \left(\frac{1}{S} \right) \exp \left(\frac{x^t \beta}{\sigma} \right) \right)^\sigma$$

La simulazione Monte Carlo è stata svolta come segue:

- si sceglie un numero casuale uniforme nell'intervallo [0,1]; il corrispondente tempo di fallanza per la data funzione di sopravvivenza viene calcolato tramite l'eq. (figura 5.17)
- se il tempo di fallanza è inferiore all'orizzonte temporale definito, viene calcolato un nuovo tempo di fallanza usando una versione aggiornata della funzione di sopravvivenza (NOPF cresce di un'unità); questo viene fatto finché il tempo di fallanza si trova all'interno dell'orizzonte temporale. Viene così registrato il numero delle fallanze per il dato orizzonte.
- Questo schema elementare viene ripetuto 1000 volte per ogni condotto e ne viene poi calcolata la media delle 1000 simulazioni che sarà uno stimatore del numero atteso di rotture per l'orizzonte temporale considerato. Si stimano seguentemente i limiti di confidenza e la deviazione standard.

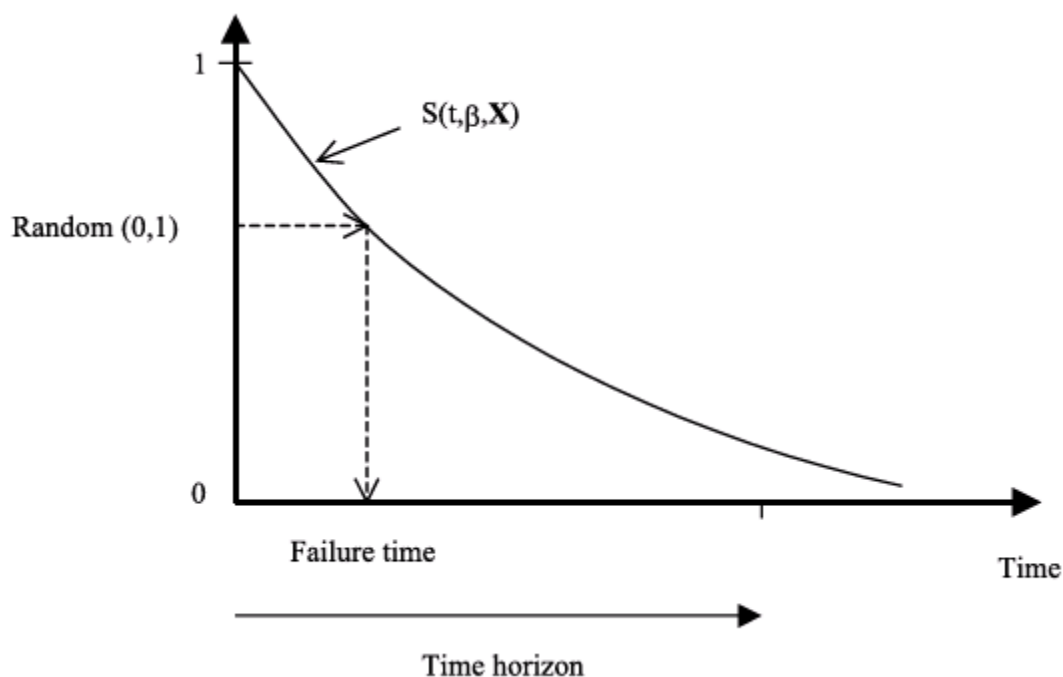


Figura 5.17: previsione delle fallanze basata sulla funzione di sopravvivenza

E' dopo possibile classificare le tubazioni secondo il calcolato numero di rotture, secondo la probabilità, oppure eseguire una classificazione basandosi sui fattori di influenza comuni.

L'analisi è stata condotta dagli autori su reti urbane e rurali di due città francesi. La Water Company of Charente-Maritime (costa Atlantica della Francia) gestisce parecchie reti ma le cui caratteristiche variano da caso a caso. Gli autori ne hanno scelte nove per rappresentare la variabilità dei fattori di influenza delle reti. Sono stati osservati un totale di 1243 km per nove anni corrispondenti a 1212 condotti che hanno subito negli anni un totale di 735 rotture. I fattori tenuti in conto sono stati la lunghezza e la vecchiaia delle tubazioni (presa all'inizio dell'osservazioni per le condotte per le quali non è stata riscontrata nessuna rottura all'interno della finestra di osservazione), diametro, tipo di assemblaggio, tipo di suolo (acido, umido, pietroso) e livello di traffico (elevato ≥ 3000 veicoli/giorno, in alternativa basso) e tipo di alimentazione (gravità o pompaggio). E' necessario ricordare che essendo i dati troncati a sinistra, la prima rottura osservata potrebbe non coincide necessariamente con la prima rottura che ha colpito la condotta, avendo quindi perso i dati dalla data di posa all'inizio delle osservazioni.

La rete di Losanna invece afferisce al Service des Eaux de la Ville; la lunghezza della rete è di 688,7 km, composta da 6966 tubazioni. Le fallanze sono state registrate sin dal 1926. In figura si può osservare la distribuzione dei materiali. In questo studio, tra le variabili di interesse, non è stato considerata l'influenza del traffico per mancanza di dati.

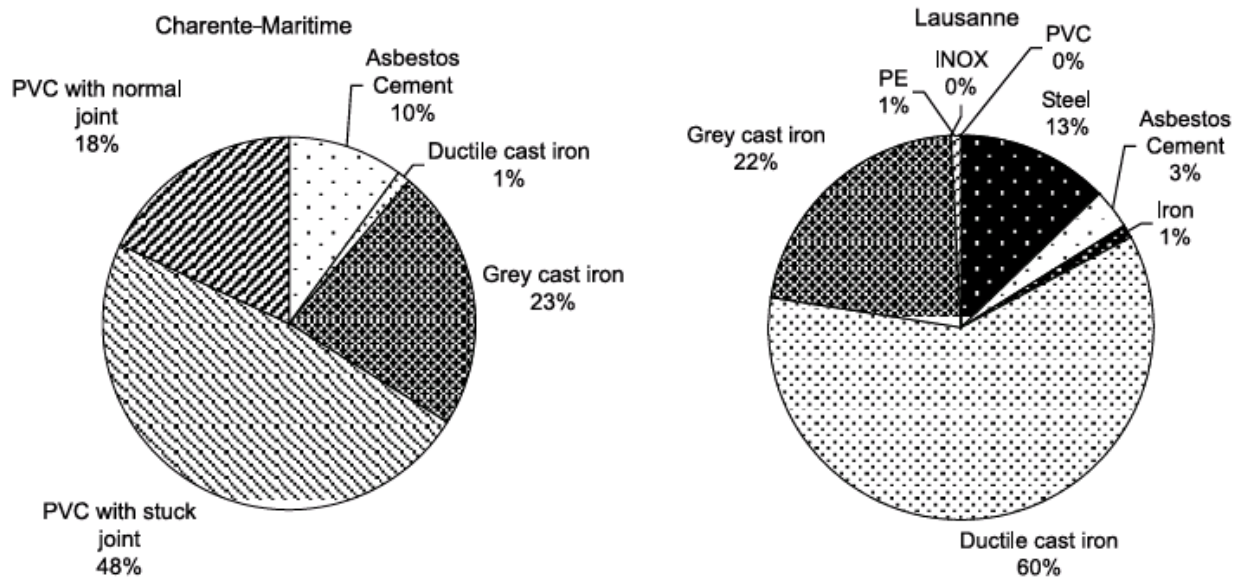


Figura 5. 18 : distribuzione dei condotti in base ai materiali

Sono stati inizialmente divisi i dati in classi di materiali ; l'interazione tra il materiale dei condotti e gli altri fattori di influenza giustifica questa divisione , si pensi per esempio alla diversa azione che l'umidità del suolo può avere nelle condotte in ghisa grigia rispetto al PVC. Per tutti i materiali , eccetto che per l'acciaio a Losanna, sono state scelte due classi dipendenti dal NOPF: una per i condotti che non hanno subito precedentemente rotture, l'altra per quelli che ne hanno subita una o più. Alcuni materiali non sono stati tenuti in considerazione per la loro breve presenza all'interno della rete. La tabella seguente mostra i risultati , evidenzia i fattori considerati e i valori dei parametri β e σ .

	Asbestos cement		Grey cast iron		PVC	
	NOPF = 0	NOPF > 0	NOPF = 0	NOPF > 0	NOPF = 0	NOPF > 0
Intercept	14.32	8.84	4.92	7.59	12.89	5.79
Scale	1.26	1.90	0.71	1.74	1.15	1.37
Parameters β						
Gravity feed						0.85
Age-left	-1.81		0.47		-1.65	1.99
Traffic			-0.78			
Humidity	-1.66	-1.45		-2.25		
Acidity	2.35		-0.75	-1.87		
Stones				-2.93		
Diameter			0.52	1.38		
NOPF						-1.59
Type of assembling					1.74	-1.60
Length				-0.53		-0.29
Censored data	78	47	193	102	518	290
Uncensored data	47	39	102	88	290	189

	Ductile cast iron		Grey cast iron		Steel
	NOPF = 0	NOPF > 0	NOPF = 0	NOPF > 0	NOPF ≥ 0
Intercept	8.82	10.83	11.54	13.8	8.95
Scale	0.36	1.00	0.63	1.15	0.99
Parameters β					
NOPF		-2.03			
Age-left				-0.35	-0.60
Length	-0.27		-0.37	-0.43	-0.57
Diameter	0.55		0.29		0.91
Pressure	-0.03		-0.051	-0.102	
Censored data	3431	66	1416	245	759
Non-censored data	66	18	245	94	175

Tabella 5.13: Fattori d'influenza e parametri ottenuti rispettivamente per le città di Losanna e Charente-Maritime

Per le tubazioni in PVC ed in cemento amianto di Charente-Maritime il fattore “scala” è dell’ordine di 1 o maggiore per entrambe le classi; ciò indica una funzione di sopravvivenza di forma esponenziale negativa . Come si può vedere, diverso è il valore nelle classi con NOPF=0 per la ghisa grigia in entrambe le città e per quella sferoidale a Losanna che hanno forma di sigmoide. Quanto detto conferma i risultati degli studi precedenti sulla ghisa [Eisenbeis, 1994]. In tabella si vede anche la rilevanza della maturità delle condotte, covariata inserita per bilanciare la perdita di informazioni dovuta al troncamento a sinistra; quando questo valore è maggiore di zero significa che le tubature più vecchie, all’inizio delle osservazioni, risultano le meno probabili ad avere fallanze; una possibile spiegazione potrebbe essere che le tubature più sensibili siano già state sostituite, scomparendo dai data base, e le rimanenti siano le più vecchie e le meno sensibili a rotture. Alcuni fattori come la lunghezza e il diametro si comportano nella stessa maniera indipendentemente dai materiali il che conferma quanto scoperto da altri studi intrapresi in Norvegia e Francia [Eisenbeis,1994; Eisenbeis, Rostum, Le Gat, 1999; Rostum, 2000]. In conclusione, malgrado la brevità dei dati di Charente-Maritime, è possibile discernere i fattori di influenza da molte covariate. I fattori di influenza specifici agiscono nello stesso modo sia per Losanna che per Charente-Maritime, ma ogni rete è caratterizzata anche da propri fattori di influenza specifici. La conseguenza cruciale di quanto scoperto è che il risultato ottenuto per una data utility non possa direttamente essere trasferito ad altre.

Le tubazioni sono divise in quantili, secondo il loro tasso di fallanza. In figura si può notare come il quantile 1 racchiuda le condotte con il più alto tasso di rottura previsto. Tutti i quantili includono circa 30 condotte. Per Charente-Maritime, in figura si vede come la previsione dia buoni risultati per il PVC e per la ghisa grigia. Per il PVC nel primo quantile , rappresentante 1/25 del campione, 1/4 delle rotture sono realmente osservate e per la ghisa grigia , nei primi tre quantili rappresentanti 3/10 del campione , 3/4 delle rotture sono effettivamente osservate. Per il cemento-amianto il numero delle fallanze osservate è piccolo per un paragone statistico.

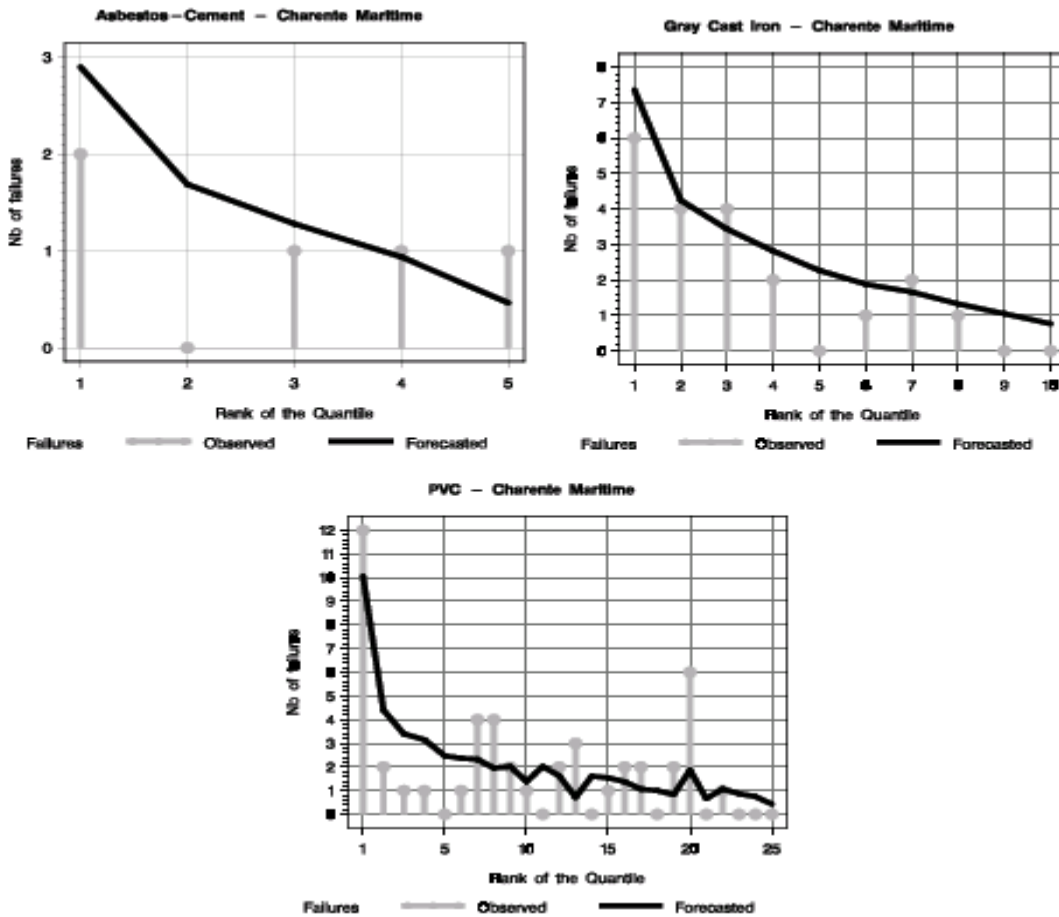


Figura 5.19 : Confronto tra rotture osservate e previste per il 1997 (Charente-Maritime)

Nel caso di Losanna, il confronto da risultati più attenuati. Per la ghisa grigia e sferoidale, rispettivamente , 1/3 e 1/5 delle fallanze sono previste nei quantili rappresentando i 3/50 e l'1/100 delle condotte. Per l'acciaio i risultati non sono così buoni in quanto sono previste soltanto l'1/4 delle rotture per i vari quantili rappresentando i 3/20 delle tubazioni.

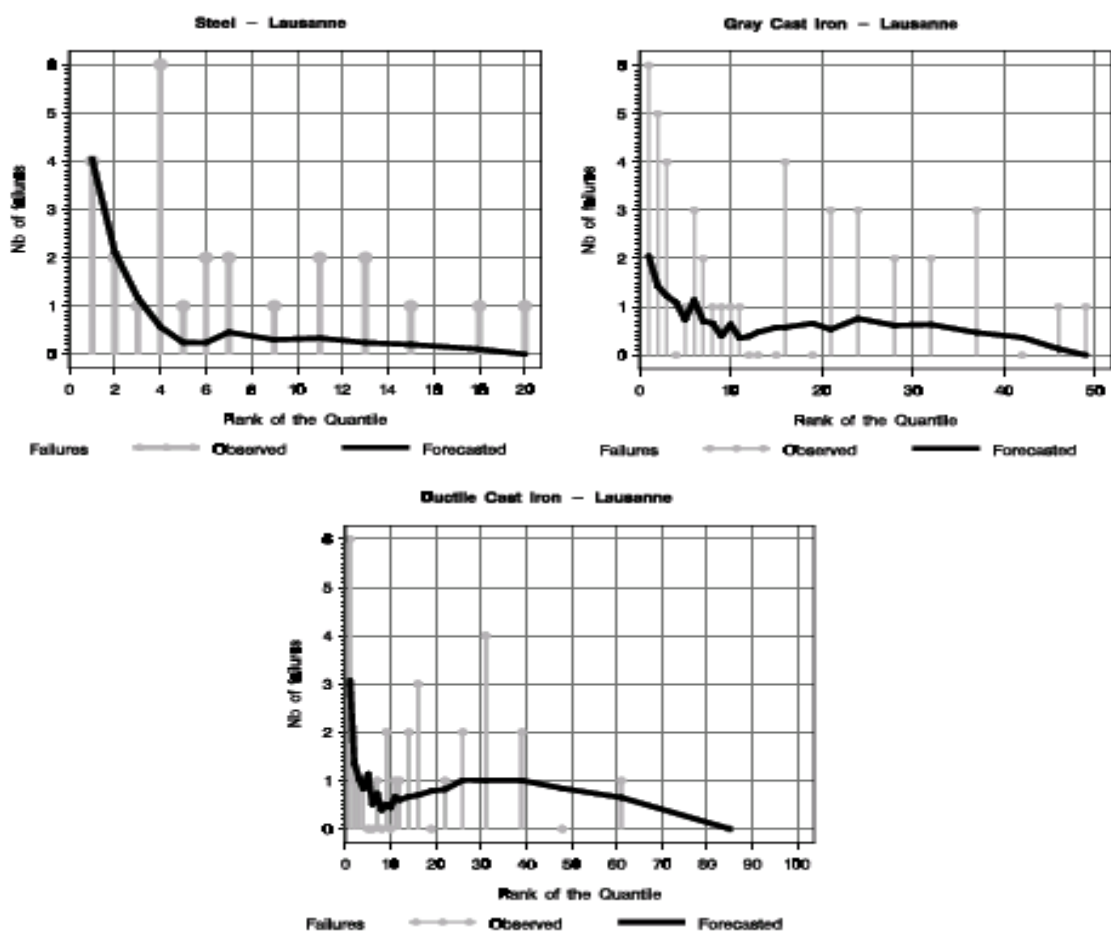


Figura 5.20: Confronto tra le rotture osservate e previste per il 1998 (Losanna)

In tabella si può vedere un confronto tra il numero globale di rotture previsto e quelle globalmente osservate. I dati dimostrano come nel caso di Losanna la simulazione vada a sottostimare le rotture previste (2-2.5 volte inferiori); diverso il caso di Charente-Maritime che, sebbene sovrastimi il numero delle fallanze previste, mostra numeri dello stesso ordine.

	Total number of forecasted failures	Total number of observed failures
Charente-Maritime-grey cast iron	26.8	20
Charente-Maritime-PVC	50.9	47
Charente-Maritime-asbestos cement	7.3	5
Lausanne-ductile cast iron	18.7	29
Lausanne-grey cast iron	16.6	44
Lausanne-steel	10.5	26
Lausanne-ductile cast iron (>1975)	19.0	29
Lausanne-grey cast iron (>1975)	23.6	44
Lausanne-steel (>1975)	10.5	26

Tabella 5.14 : Confronto tra il numero delle rotture previste e quelle osservate

Ciò è dovuto anche al fatto che negli ultimi tre anni, compreso quello di fitting dei dati, il numero delle rotture osservate è cresciuto drammaticamente; tenendo il modello in conto 70 anni di dati, per la maggior parte con basso tasso di rottura, il tasso previsto è anch'esso risultato piccolo. Ciò è leggermente variato,

specialmente per quanto riguarda la ghisa grigia, quando gli autori hanno scelto di tenere in conto soltanto le rotture seguenti al 1975. La figura mostra che ciò anche migliora la valutazione delle degradate condotte in acciaio.

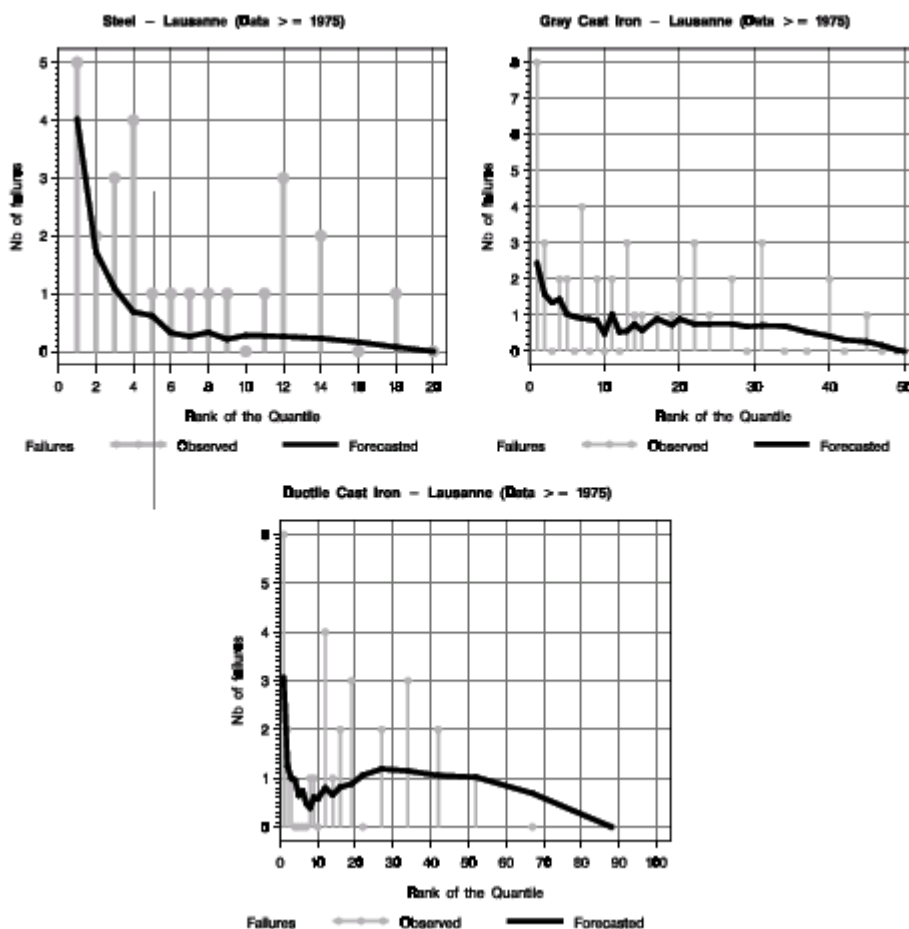


Figura 5.21: Confronto tra rotture osservate e previste per il 1998 (dati troncati dal 1975, Losanna)

Il troncamento a sinistra da migliori risultati rispetto alla simulazione con dati non troncati. Un più alto tasso di fallanza osservato nei tre anni non è dovuto ad un peggioramento del degrado delle condotte della rete ma ad una migliore registrazione delle rotture nel database. Comunque si può osservare che i quantili con il più alto rischio teorico mostrano anche il più alto numero delle rotture osservate. Il modello è quindi in grado di distinguere i condotti la cui rottura risulta più probabile, il che consente di definire delle priorità nella manutenzione della rete.

Il modello di Weibull presentato dagli autori suggerisce che può essere utilizzata anche con serie di dati di manutenzione di pochi anni. Inoltre mostra come i fattori agiscano diversamente a seconda del materiale e del numero delle rotture pregresse. Ogni rete di distribuzione ha specifiche caratteristiche che interessano la fallanza non consentendo la creazione di un modello la cui validità sia riconoscibile "universalmente". I risultati trovati per Losanna, mostrano come con un numero basso di fattori specifici, solo riguardanti le condotte, non considerando fattori ambientali, sia possibile ugualmente investigare le condotte con il più alto rischio di rottura; comunque, in aggiunta alla necessità di troncatura dei dati per avere un numero globale previsto migliore di fallanze, tenendo in considerazione i fattori ambientali si potrebbe migliorare la precisione della predizione.

Altre importanti considerazioni volte a fornire un metodo di supporto alle decisioni tecniche sono state fornite da analisi svolte presso l'Università di Bologna. Nel recente studio "analisi dei limiti imposti dai dati sulla previsione delle rotture delle condotte di acquedotto" [R.Ugarelli, V.Di Federico, S.Bruaset, 2011] gli autori hanno analizzato i dati relativi alle rotture della rete di Trondheim (Norvegia) al fine di derivarne indicazioni sullo stato strutturale attuale e desumerne un comportamento futuro. L'analisi statistica dei dati ha evidenziato i limiti già descritti legati al troncamento a destra e a sinistra della finestra temporale di osservazione. Il modello CASSES (perdite) sviluppato dal Cemegref di Francia [Le Gat, 2009] è stato modificato al fine di superare tali limitazioni: una parte del campione delle rotture registrate è stato utilizzato per la calibrare i parametri del modello di previsione delle rotture di ciascuna classe omogenea di condotte, mentre la seconda parte è stata confrontata con le rotture calcolate dai modelli al fine di selezionare il vettore dei parametri in grado di fornire la migliore previsione.

Casses è un codice sviluppato dal Cemegref di Bordeaux, Francia [Le Gat,2009] per analizzare i dati di rottura e prevedere il numero di rotture future per le condotte di acquedotto. In particolare, esso definisce il "processo di conteggio" $N(t)$, ovvero la funzione random che conta il numero di rotture subite da una condotta a partire dall'installazione fino al tempo t , con $N(0) = 0$ al momento dell'installazione; $N(t)$ ha un incremento pari a 1 ad ogni istante random di rottura $T_j, j \in N^*$ (figura 5.22).

$N(t)$ può avere una rappresentazione parametrica come la Linear Extension of the Yule process (LEYP). L'obiettivo di modellare $N(t)$ come una LEYP è di consentire il calcolo del numero di rotture che possono avvenire in qualsiasi intervallo di tempo, anche in futuro, e pertanto di consentire il raggruppamento delle tubazioni al fine di selezionare le più rilevanti candidate per le operazioni di sostituzione a breve termine, e confrontare le strategie di sostituzione a lungo termine o medio termine. Il verificarsi di rotture successive è calcolabile mediante il differenziale :

$$dN(t) = N(t + dt) - N(t)$$

che definisce la probabilità di salto all'istante t della $N(t)$. Il differenziale quindi prende sempre valore 0 ad eccezione dei tempi di fallanza dove il suo valore diventa 1:

$$\forall t \in R_+ - \{T_j, j \in N^*\} : dN(t) = 0$$

$$\forall t \in \{T_j, j \in N^*\} : dN(t) = 1$$

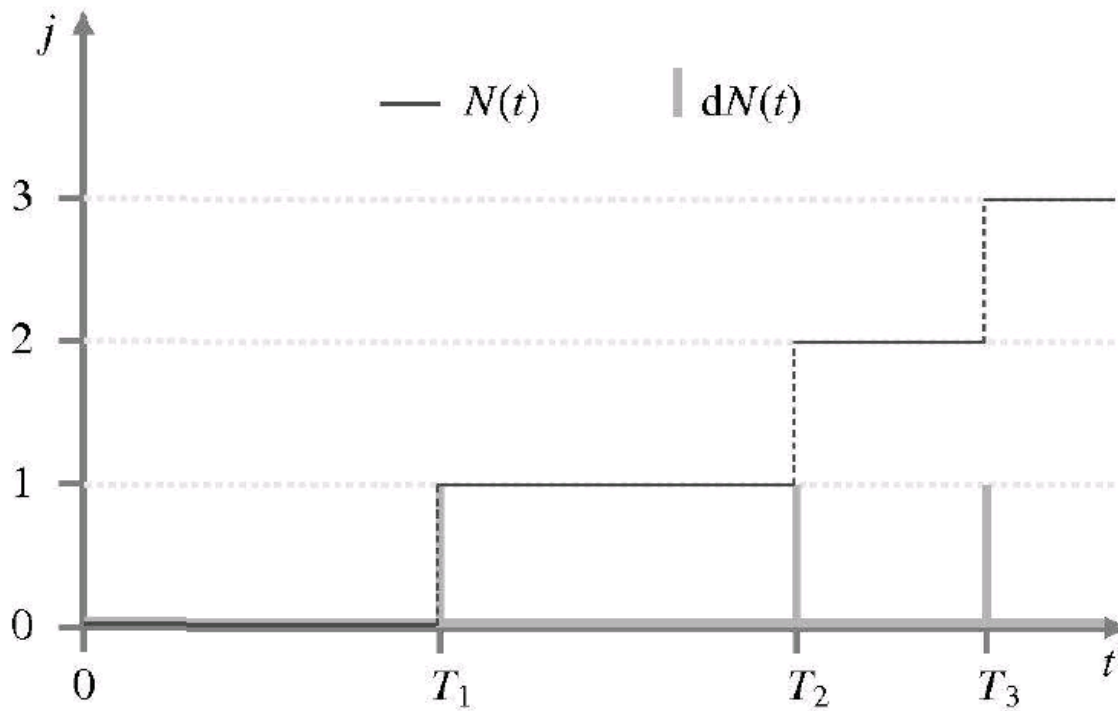


Figura 5.22: Illustra la costruzione del processo di conteggio $N(t)$ e del suo differenziale $dN(t)$

La funzione di intensità LEYP riesce a tenere conto dell'effetto moltiplicativo di :

- rotture precedenti, attraverso il fattore Yule $(1 + \alpha N(t-))$, con $\alpha > 0$ che misura la tendenza delle rotture di avvenire nelle stesse condotte;
- invecchiamento attraverso il fattore di potenza $\delta t^{\delta-1}$, con $\delta \geq 1$ (parametro di Weibull);
- covariate, che caratterizzano la condotta e l'ambiente circostante. Attraverso fattori del tipo Cox(Z).

La funzione di intensità è:

$$E_{\theta}\{dN(t) | N(t-), \mathbf{Z}\} = (1 + \alpha N(t-)) \delta t^{\delta-1} \exp(\mathbf{Z}^T \boldsymbol{\beta}) dt$$

con $N(t)$ numero delle rotture subite, $\boldsymbol{\theta}^T = (\alpha \delta \boldsymbol{\beta})$ vettore dei parametri da stimare, \mathbf{Z} vettore delle covariate, t età del componente. Il fattore di Yule è lineare e rappresenta le rotture precedenti attraverso il parametro scalare; il fattore di Weibull aumenta il tasso di rottura come un esponente dell'età tramite il parametro scalare di Weibull. La presenza delle covariate implica che il modello LEYP appartenga alla classe dei modelli di rischio proporzionale, con caratteristiche simili ai modelli di regressione lineare generalizzata, attraverso il vettore dei coefficienti di regressione.

Per la stima dei parametri di LEYP sono necessarie due tipologie di dati:

- un primo insieme che descrive le n condotte in servizio durante il periodo di osservazione, includente le seguenti informazioni: ID della condotta, età di inizio e fine osservazione, materiale, lunghezza, diametro e altre covariate \mathbf{Z}_i (tipo di terreno, tipo di traffico, pressione dell'acqua..);
- un secondo insieme che riguarda gli eventi di rottura registrati per ciascuna condotta i .

La procedura di stima dei parametri consiste nel trovare, usando l'algoritmo di Levenberg-Marquadt [Bard,1974; Fletcher,1987], il parametro che massimizza il logaritmo naturale della funzione di verosimiglianza

$$\ln L(\theta) = \sum_{i=1}^n \left\{ m_i \ln \alpha + \ln \Gamma(\alpha^{-1} + m_i) - \ln \Gamma(\alpha^{-1}) + m_i \left(\ln \delta + \mathbf{z}_i^T \boldsymbol{\beta} + (\delta - 1) \sum_{j=1}^{m_i} \ln t_{ij} + (\alpha^{-1} + m_i) \ln C_i \right) \right\}$$

con : $C_i = e^{B_i} - e^{A_i} + 1$, $A_i = \alpha a_i e^{\mathbf{z}_i^T \boldsymbol{\beta}}$, $B_i = \alpha b_i e^{\mathbf{z}_i^T \boldsymbol{\beta}}$

Il caso di studio esaminato dagli autori è la rete della città norvegese di Trondheim che si sviluppa per circa 851 Km, servendo 168.000 abitanti. La maggior parte della rete (52%) è costituita da tubi di ghisa sferoidale non protetta; compaiono poi ghisa grigia (27%) e una discreta quantità di condotte in plastica, ovvero PVC e PE di vari tipi (10%). La lunghezza media dei tratti di condotta è di circa 84 m, e l'età media di 19 anni. Gli autori hanno raggruppato le condotte in classi omogenee, in base ai diametri e materiali, cercando di mantenere una lunghezza totale per ogni classe non troppo dissimile, in modo da poter meglio confrontare i tassi di fallanza. Per ogni materiale e classe è stata effettuata un'ulteriore suddivisione in base all'anno di installazione, seguendo un criterio storico, basato sulle innovazioni tecnologiche succedutesi nel tempo in merito alla posa delle condotte. La classe dominante di diametro è quella compresa tra 150 e 200 mm, seguita da quella compresa tra 200 e 350 mm. La tabella sottostante illustra il materiale utilizzato per ciascuna classe di diametro.

Materiale	60-100	100-150	150-200	200-350	350-700
Ghisa sferoidale	0%	13%	55%	29%	3%
Ghisa grigia	0%	17%	53%	25%	0%
PVC	1%	26%	54%	18%	0%
Calcestruzzo	0%	0%	0%	0%	100%

Tabella 5.15: materiali in uso al 2008 nella rete di Trondheim suddivisi per classi di diametro

Si nota come il PVC sia prevalente nelle condotte di piccolo diametro (inferiore a 150 mm), mentre per quelle di diametro maggiore a 350 mm prevale il calcestruzzo.

Per ciascuna classe sono stati calcolati i tassi di rottura definiti come numero di rotture al kilometro nel periodo di osservazione. Il periodo di osservazione è pari a 20 anni e va dal 1988 al 2008. In figura si possono vedere i tassi di fallanza calcolati per i tubi in ghisa di diametro 150-200 mm, raggruppate nella classe C1.1 e delle relative sottoclassi.

classe	sottoclasse	anno di installazione	tasso medio di fallanza per classe [rott/km/anno]
C1.1	C1.1A	1862-1919	0,294
	C1.1B	1920-1949	0,394
	C1.1C	>1950	0,421

Tabella 5.16 : Esempio di suddivisione in classi (esempio della ghisa grigia)

Per ogni classe è stato analizzato l'andamento del tasso di fallanza registrato in funzione dell'età delle condotte durante il periodo di osservazione. Il comportamento risultante è stato confrontato dagli autori con quanto previsto dalla teoria classica dell'affidabilità [Ascher e Feingold, 1984] che prevede un andamento del tasso di rottura costante durante il periodo di "maturità" del componente e crescente durante la fase di "vecchiaia" dello stesso. Supponendo che una condotta sia matura tra i 45 e gli 80 anni e sia al limite della propria vita strutturale oltre gli 80 anni, i risultati ottenuti dagli autori hanno invece mostrato un andamento del tasso di rottura decrescente nel tempo in entrambi i casi (figure). Tale riscontro pone pertanto un interrogativo circa l'effetto della qualità dei dati di partenza sul risultato ottenuto.

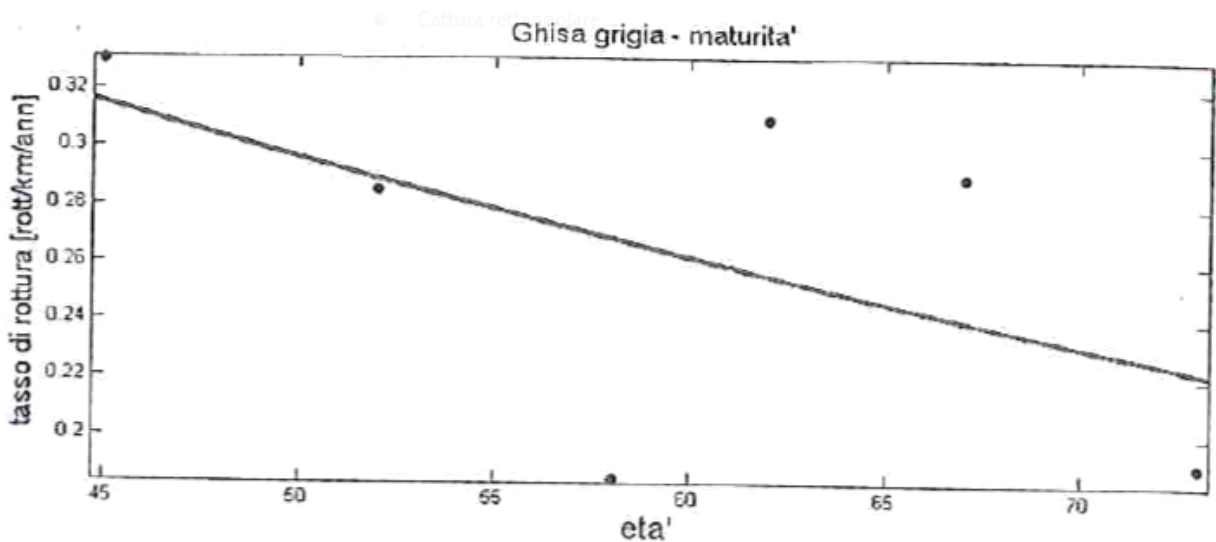


Figura 5.23: Tasso di rottura durante la maturità ($R^2 = 0.28$)

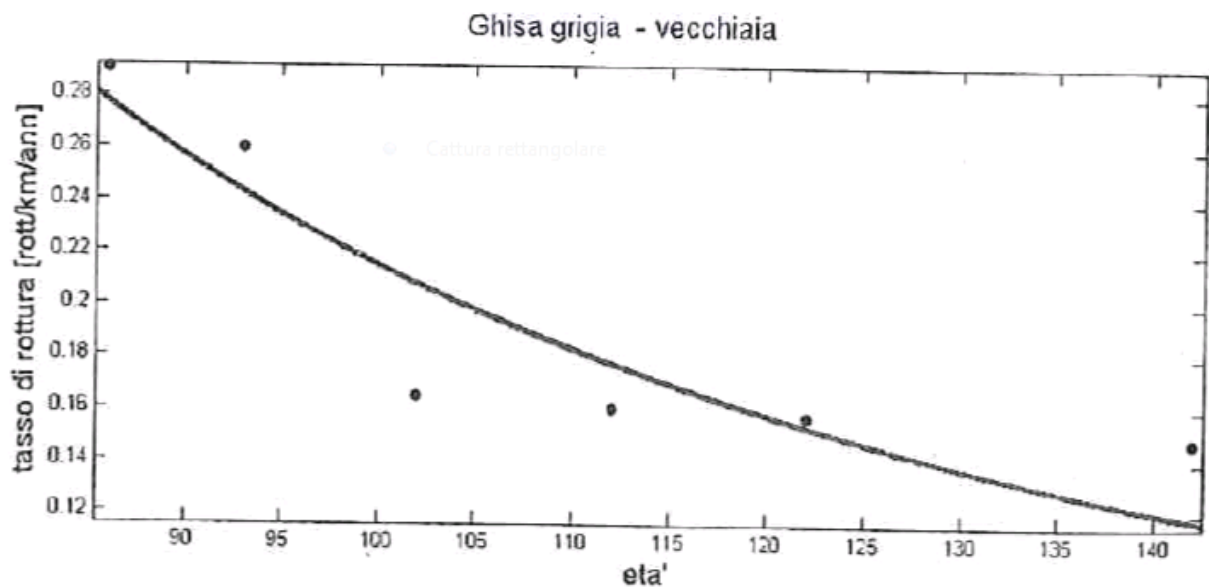


Figura 5.24: Tasso di rottura durante la vecchiaia ($R^2 = 0.76$)

Un problema tipico nello studio statistico dei dati di rottura, come già sottolineato, è legato al troncamento a sinistra del periodo di osservazione. I dati relativi agli interventi erano disponibili per i nostri autori in formato elettronico dal 1988, mentre le rotture precedenti non erano note. Se perciò si considera una classe di condotte installate lo stesso anno, le condotte che hanno subito un numero rilevante di rotture prima dell'inizio del periodo di osservazione sono state con tutta probabilità sostituite. E' ragionevole affermare che più vecchia è in media la classe considerata, meno le informazioni disponibili saranno rappresentative. Questa diretta conseguenza del troncamento è denominata "selective survival bias". Tale circostanza genera un problema nella stima del processo di invecchiamento, dacché apparentemente risulta, osservando i risultati delle elaborazioni effettuate senza introdurre correzioni legate al fenomeno evidenziato, che il tasso di fallanza diminuisca con l'età come riscontrato nel caso in esame. Un secondo problema di carattere generale è stato evidenziato nell'elaborazione dei dati di rottura esaminati: esso è legato all'interruzione delle osservazioni nel caso in cui le condotte siano sostituite durante il periodo di osservazione. In altri termini, se si sta osservando una condotta entro una determinata finestra temporale, e la stessa viene rimossa dal database perché sostituita, le osservazioni vengono interrotte, perdendo l'informazione relativa a come la condotta invecchierebbe se lasciata nel terreno; l'inconveniente si verifica per l'intera classe omogenea a cui la condotta in esame appartiene. L'effetto è noto come "dependent right censored bias"; per correggerlo gli autori hanno elaborato i dati distinguendo due tipi di eventi: le fallanze seguite da riparazione e fallanza seguite da sostituzione (figura 5.25).

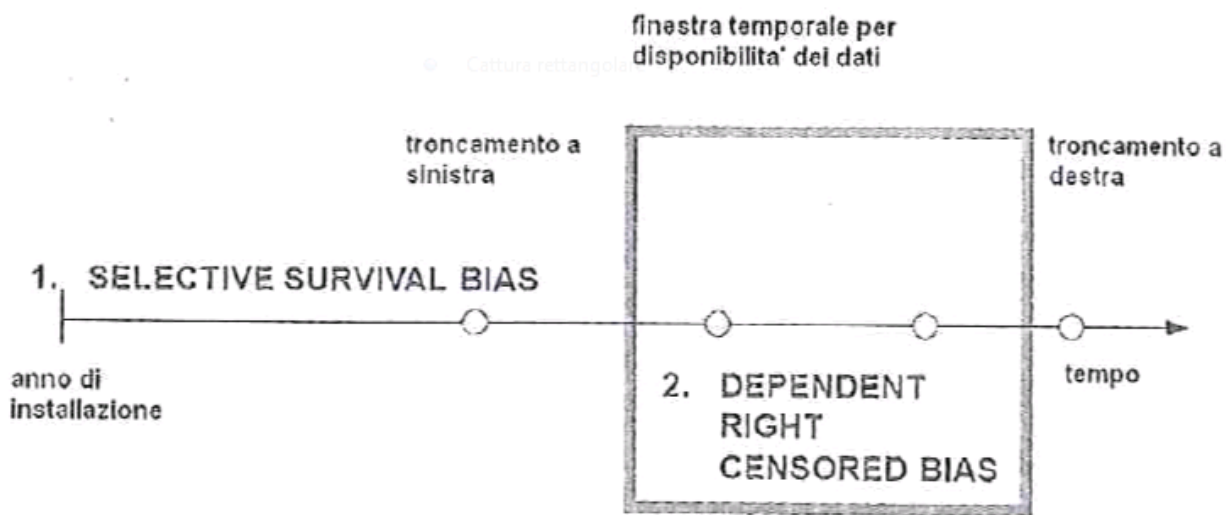


Figura 5.25 : Problematiche legate alla finestra temporale osservata e stimata

Quanto esposto ha portato a delle variazioni da un duplice punto di vista sul modello statistico precedentemente esposto. In primo luogo , per tenere conto della survival bias dovuta al troncamento a sinistra, è stata introdotta una variabile T di "tempo di servizio", con una funzione di sopravvivenza legata al processo di conteggio $N(t)$ ed un processo di intensità condizionato legato all'età di inizio osservazione. In secondo luogo, per correggere l'influenza del troncamento durante il periodo di osservazione, è stato necessario distinguere tra due diversi tipi di eventi, legati a due processi di conteggio mutualmente indipendenti : $N_1(t)$ relativo a rotture seguite da riparazioni, $N_2(t)$ relative a rotture seguite da sostituzione. Ciò ha portato all'introduzione di due diverse funzioni di intensità , tra loro correlate, analoghe a quelle espresse dall'eq. , il che consente di tenere conto se, dopo il verificarsi di una rottura, la condotta viene riparata o sostituita, consentendo l'aggiustamento del tasso di rottura previsto.

I dati utilizzati in questa analisi per la stima dei parametri di LEYP sono: lunghezza , diametro , materiale , anno di sostituzione, tipo di giunto, materiale di riempimento e pressione. Per ogni materiale e classe si è quindi preceduto all'individuazione di un diverso modello statistico, in ognuno dei quali vengono presi in considerazione diversi parametri di LEYP; ciascun parametro presenta , da modello a modello, una diversa calibrazione. A titolo di esempio, per la ghisa grigia sono stati individuati quattro possibili modelli secondo lo schema riportato in figura.

Parametri	Modello 1	Modello 2	Modello 3	Modello 4
anno di installazione	X			
pressione	X	X		X
log (lunghezza)	X	X	X	X
diametro	X	X	X	X
tipo di rete	X	X		
materiale di riempimento	X	X	X	
tipo di giunto	X	X	X	

Tabella 5.17: Parametri considerati nella creazione dei modelli per ogni classe e materiale (esempio della ghisa grigia)

La scelta successiva del modello migliore tra quelli individuati per ciascuna classe è stata fatta calibrando prima tutti i modelli con i dati relativi al periodo 1988-2005 e effettuando la previsione per il periodo, noto, 2006-2008. Il modello che ha fornito la migliore previsione rispetto ai dati effettivamente osservati è stato adottato per lo studio della classe in esame calibrandolo sul periodo di osservazione 1988-2008 al fine di effettuare la previsione per gli anni 2009-2011. L'individuazione del modello "migliore" per rappresentare l'evoluzione è stata effettuata selezionando come valori dei parametri di log-verosimiglianza i valori di quei modelli in cui la % di rotture previste presentava la minore deviazione standard dal valore di rotture osservato.

Andando a sintetizzare i risultati ottenuti dagli autori per ogni classe di materiale analizzato si può affermare che ciascun materiale ha una tendenza a rottura che è inversamente proporzionale al diametro, confermando le risultanze della letteratura classica in materia [Su et al.,1987; Quimpo e Shamsi,1991]. Inoltre gli autori dimostrano come la probabilità di rottura delle condotte in ghisa grigia e sferoidale è indipendente dal grado d'invecchiamento descritto dal parametro β di Weibull; risultato diverso si ottiene per la classe "altri materiali" comprendente quelli plastici e cementizi. Per quest'ultima classe il tipo di giunto, altra covariata, non influisce sulla tendenza a rottura a differenza di quanto avviene per le condotte in ghisa grigia la cui scelta influisce sulla probabilità di rottura.

6. Modello e scenari per la rete di Castegnato

6.1. Introduzione

Per testare il metodo proposto in questo lavoro si è utilizzata come riferimento la rete di distribuzione del comune di Castegnato, comune di circa 7900 abitanti situato in provincia di Brescia. La rete in questione infatti si segnala per un elevato volume idrico perso rispetto a quello in essa immesso. A partire dalle informazioni relative alla rete reale se ne è realizzato un modello utilizzando il software *EPANET* e si sono definiti alcuni scenari di perdite ipotetici da utilizzarsi come riferimento per le successive simulazioni condotte applicando una metodologia basata sugli algoritmi genetici.

6.2. Descrizione della rete di Castegnato

La rete acquedottistica a servizio del comune di Castegnato è costituita da due reti idriche non interconnesse: una rete principale alimentata da 3 pozzi, denominati "pozzo Coronino", "pozzo Cavour" e "pozzo Franchi", e una rete al servizio della zona industriale posta a Ovest del centro abitato, alimentata da un unico pozzo denominato "pozzo PIP". Lo schema della rete è riportato in figura 6.1.

Tutti i pozzi sopra citati immettono la portata sollevata direttamente in rete, con una pressione variabile da 3 a 5 bar, e hanno un armamento idraulico costituito da un'unica elettropompa sommersa. La pressione in uscita dai pozzi Coronino, Cavour e PIP è regolata mediante pressostato, mentre il pozzo Franchi, eccetto che nel periodo estivo, è attivato da orologio con funzionamento dalle ore 6.00 alle ore 22.00.

Esistono poi due serbatoi pensili, uno situato presso il pozzo Cavour e l'altro presso il pozzo Franchi, entrambi attualmente non in esercizio.

Le portate istantanee emunte dai pozzi sono:

☐ Pozzo Cavour: circa 20 l/s. L'impianto di sollevamento è dotato di dispositivo inverter che regola i giri del motore della elettropompa in funzione di una pressione di rete rilevata da trasduttore, quindi la portata varia a seconda delle richieste di rete.

- Pozzo Coronino: circa 30 l/s. Anche in questo caso l'impianto è dotato di un dispositivo inverter per la regolazione dei giri del motore a seconda delle richieste; è presente inoltre un impianto di trattamento per la rimozione dei nitrati che manda in scarico circa 1,5 l/s.
- Pozzo Franchi: circa 20 l/s. Funziona in continuo, ed è anch'esso dotato di un impianto di trattamento per la rimozione dei nitrati che manda in scarico circa 1,5 l/s.
- Pozzo Pip: circa 5 l/s. Anch'esso è dotato di inverter.

La rete di distribuzione, mostrata in figura 4.1, è costituita da condotte in acciaio o in polietilene, ha una

lunghezza complessiva pari a circa 45 chilometri.

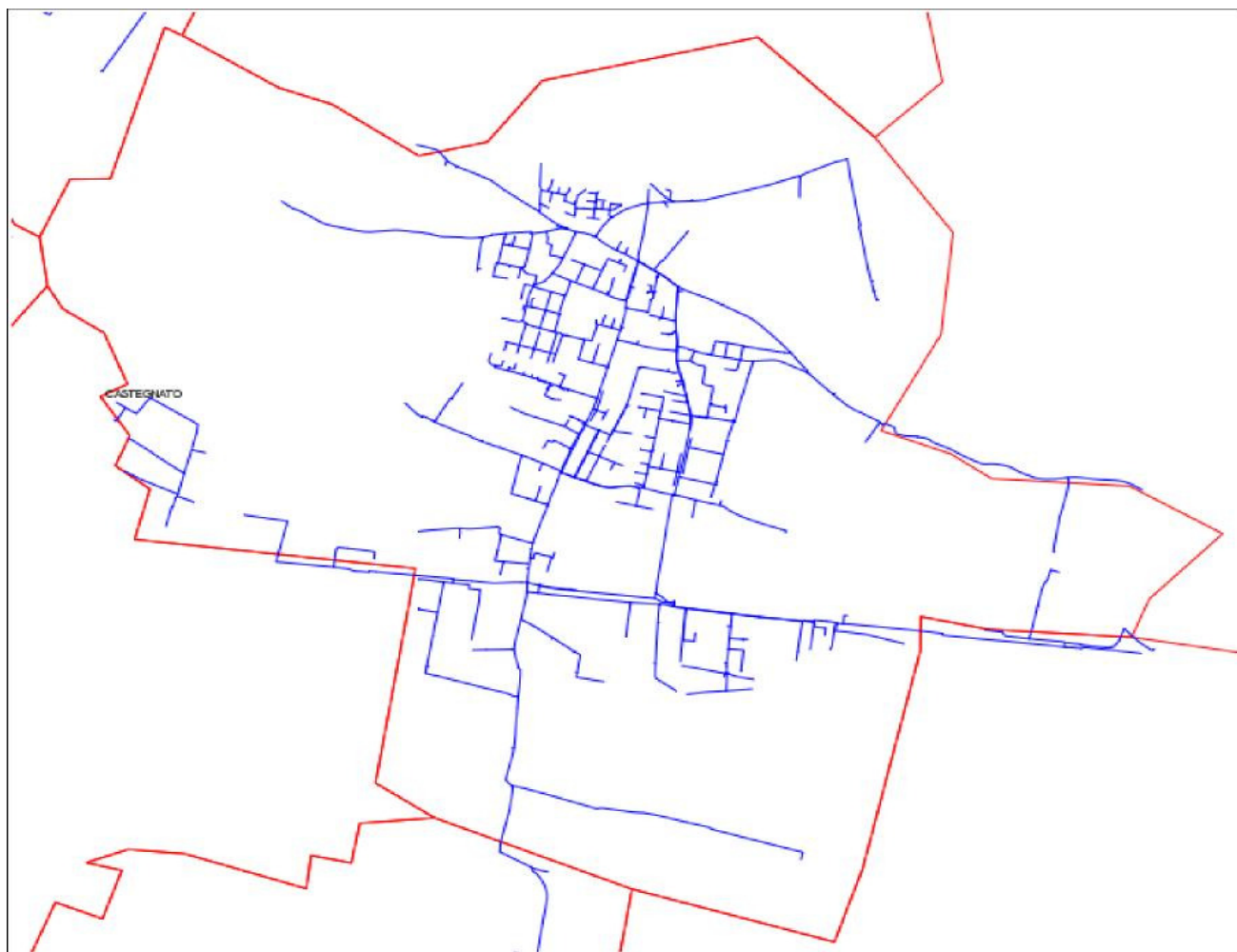


Figura 6.1: Rete acquedottistica di Castegnato. Sono mostrati solo la rete principale (in blu) e i confini comunali (in rosso)

A seguito di tale campagna che, come sopra elencato, ha registrato ben 39 interventi di riparazioni su perdite occulte, i valori di volume sollevato e contabilizzato nell'anno 2006 sono stati i seguenti:

- Volume idrico totale sollevato: 1'625'070 m³.
- Volume idrico totale contabilizzato: 810'000 m³.

Da cui si deduce che la percentuale di perdite rispetto al volume immesso in rete in rete risulta:

$$Perdite (2006) = \frac{1625070 - 810000}{1625070} \cdot 100 \approx 50\%$$

Si nota come la percentuale di acqua sollevata e non contabilizzata, cioè il volume perso, sia diminuito rispetto al 2005, ma rimane comunque di entità elevata.

6.3. Costruzione del modello

Per prima cosa si è realizzato un modello della rete, rappresentandone condotte, stazioni di pompaggio e nodi principali, da utilizzare come punto di partenza per le elaborazioni successive.

Come dati di partenza il gestore ha fornito:

- lo schema della rete, indicante lunghezza, diametro e materiale costituente ciascuna condotta;
- le curve caratteristiche relative al numero di giri nominali di ogni pompa e i relativi rendimenti;
- le portate emunte dai pozzi nel giorno di massimo consumo dell'anno 2010;
- i consumi fatturati medi annui di ciascuna utenza per periodi variabili compresi tra gli anni 2009 e 2010.

Partendo da questi dati si è realizzato il modello della rete acquedottistica a servizio del comune di Castegnato tramite il software *EPANET*.

Nel modello si sono rappresentate le condotte indicate in cartografia come "traccia acquedotto", per una lunghezza complessiva di 43.3 km. Si sono invece omesse le condotte indicate come "traccia allaccio", generalmente di dimensioni molto minori.

Nel prossimo paragrafo vengono presentati i dati riguardanti il bilancio idrico e le perdite idriche stimate, relativi agli anni 2005 e 2006.

6.4. Stima delle perdite in rete

La differenza tra i volumi sollevati dai pozzi e quelli consegnati alle utenze (quindi fatturati), può essere dovuta a molteplici fattori, tra cui:

- la presenza di perdite in rete;
- la presenza di consumi non contabilizzati: tipicamente riguardano edifici e servizi pubblici (pulizia serbatoi, lavaggi strade, fontanelle, ecc.);
- l'esistenza di prese abusive;
- eventuali errori nelle misure;

Nell'anno 2005 i valori determinati dal gestore della rete erano i seguenti:

- volume idrico totale sollevato: 1'800'171 m³;
- volume idrico totale contabilizzato: 751'866 m³.

Da cui si deduce che le perdite in rete, che comprendono, come detto, quantomeno i primi tre fattori tra quelli elencati in precedenza, risultano essere, in percentuale rispetto al volume immesso in rete:

$$Perdite (2005) = \frac{1800171 - 751866}{1800171} \cdot 100 \approx 58\%$$

Come si può notare, la percentuale di acqua sollevata e non contabilizzata, cioè la portata persa annualmente dalla rete, risulta discostarsi di molto dalla media nazionale (intorno al 42%, secondo quanto dichiarato nel Rapporto del Comitato per la vigilanza delle risorse idriche, citato nel paragrafo 2.1). Un tale dato è sintomo del cattivo stato di salute delle tubazioni attualmente in servizio. Infatti nel corso dell'anno 2006 è iniziata una campagna di ricerca perdite al fine di individuare le tubazioni maggiormente danneggiate e quindi da sostituire.

In tabella 6.1 si riportano gli interventi di riparazioni su perdite occulte eseguiti nel 2006.

RIPARAZIONI PERDITE OCCULTE – Anno 2006 -		
Npr rifacimento	Via	Data
1	Via Solferino, 4	23/01/2006
2	Via Solferino, 8	23/01/2006
3	Via Solferino, 32	23/01/2006
4	Via Cavour, 64	24/01/2006
5	Via S.Martino, 75	24/01/2006
6	Via Coronino, 21	06/03/2006
7	Via Coronino, 28	13/03/2006
8	Via Trebeschi, 35	14/03/2006
9	Via Buonarroti, 46	14/03/2006
10	Via Collegio, 2	16/03/2006
11	Viale del lavoro, 57	16/03/2006
12	Via Torre, 70	23/03/2006
13	Via Franceschine, incrocio Via Garibaldi	24/03/2006
14	Via Franceschine, 76	24/03/2006
15	Via Scuole	27/03/2006
16	Vai Padana Superiore	27/03/2006
17	Vai Padana Superiore	05/04/2006
18	Via Pianera	07/04/2006
19	Via Padana Superiore, 98	07/04/2006
20	Via Pianera	13/04/2006
21	Via Pianera	24/04/2006
22	Via Galilei G.	27/04/2006
23	Via Coronino, 24	27/04/2006
24	Via Torre, 1	27/04/2006
25	Via Trebeschi	03/04/2006
26	Via Veneto	03/04/2006
27	Via Padana Superiore	04/04/2006
28	Via Franceschine (parco pubblico)	04/04/2006
29	Via Lunga	12/05/2006
30	Via Padana Superiore, 37	12/07/2006
31	Via Pianera	12/07/2006
32	Via S. Martino, 46	17/07/2006
33	Via Ambrosetti, 45	26/09/2006
34	Via S. Martino	26/09/2006
35	Via Ambrosetti, 18	26/09/2006
36	Via Pianera	27/09/2006
37	Via Scuole	27/09/2006
38	Via Galilei, 5	28/09/2006
39	Via Paolo VI, 37	28/09/2006

Tabella 6.1: Interventi di riparazione su perdite occulte eseguiti nell'anno 2006 (COGEME, 2010)

Inoltre è stata omessa la rete idrica collegata al pozzo PIP, in quanto non oggetto di studio poiché del tutto distaccata dalla rete principale (Coronino-Franchi-Cavour). Quest'ultima risulta a sua volta suddivisa in due reti, che allo stato attuale sono disconnesse per mezzo di saracinesche chiuse: una rete è collegata al pozzo Cavour, l'altra, di dimensioni maggiori, è collegata ai pozzi Franchi e Coronino. Per comodità si denomineranno le due reti utilizzando il nome dei pozzi dai quali sono alimentate: si avranno così una "rete Cavour", la cui lunghezza totale (ottenuta sommando la lunghezza di tutte le condotte) è pari a 10 km, e una "rete Franchi-Coronino", di lunghezza totale pari a 33.3 km. Il modello è rappresentato in figura 4.2, dove si nota qualitativamente la differenza di dimensione delle due reti.

Le stazioni di pompaggio sono rappresentate tramite serbatoi posti alle profondità di emungimento dalla falda rispetto al piano campagna (-35 m per il pozzo Cavour, -27 m per il pozzo Franchi e -23 per il pozzo Coronino) ai quali sono state collegate le pompe che immettono la portata emunta direttamente in rete. È bene precisare che nelle simulazioni si è ipotizzato per il pozzo Franchi il funzionamento continuo nell'arco delle 24 ore, così come normalmente avviene nel periodo estivo. Si sono infine inserite nel modello le curve caratteristiche di ciascuna pompa.

Le condotte sono tra loro connesse mediante nodi, ai quali è possibile assegnare una portata uscente. Oltre che nelle intersezioni tra le condotte, i nodi si trovano in corrispondenza dei cambi di diametro, nei punti terminali e in alcuni punti come curve molto accentuate dove eventualmente introdurre perdite di carico localizzate.

Per consentire una modellazione più veloce, si è deciso di simulare la richiesta idrica media giornaliera dell'utenza definendo le portate uscenti solo in alcuni nodi (detti "principali"), ciascuno rappresentativo di una certa zona e quindi di un certo numero di utenze, posizionati in modo da coprire in modo omogeneo l'intera rete.

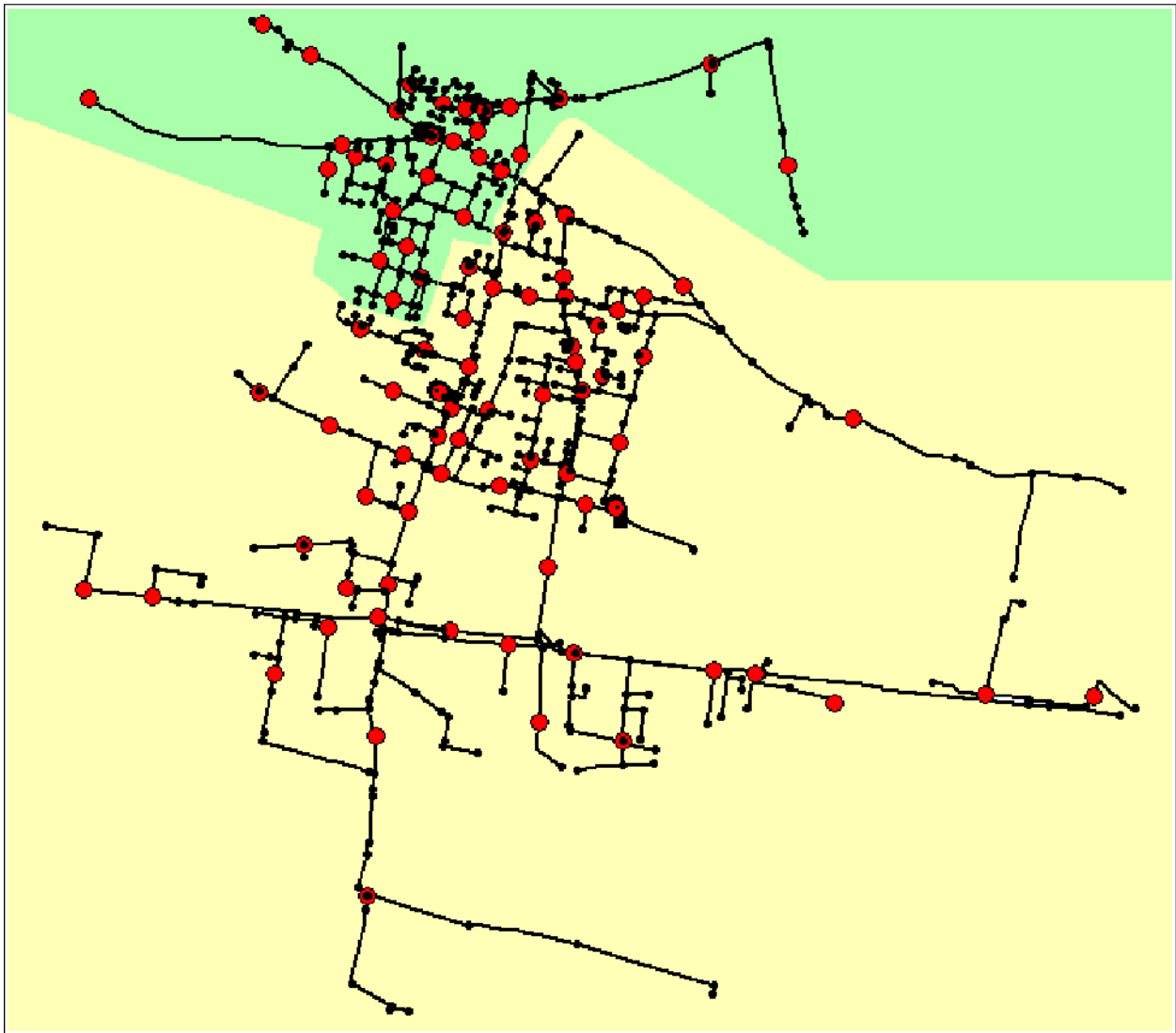


Figura 6.2: Modello della rete di Castegnato realizzato con EPANET. Nell'area colorata in verde è racchiusa la rete Cavour, in quella colorata in giallo la rete Franchi-Coronino. In rosso sono evidenziati i "nodi principali".

I consumi da assegnare a ciascun nodo sono stati ottenuti a partire dai volumi idrici fatturati annualmente da ciascuna utenza. Dal momento che l'intervallo tra le due letture successive ai contatori è spesso differente a seconda dell'utenza, e quasi mai esattamente pari ad un anno solare, il volume totale annuo deriva da un calcolo di ragguglio; le portate sono state poi ottenute semplicemente dividendo i volumi così ottenuti per ciascuna utenza per il numero di giorni dell'anno. A partire dai consumi di ciascuna utenza, si sono sommati quelli appartenenti ad ogni zona, andando a determinare un unico valore assegnato al nodo "principale" ad essa corrispondente.

Le portate assegnate a ciascun "nodo principale" sono da intendersi come portate medie giornaliere richieste dall'utenza. Poiché in genere le richieste variano durante la giornata, è stato introdotto un *pattern* da applicare alle portate. Si è quindi utilizzato come riferimento l'andamento delle portate emunte dai pozzi nel giorno di massimo consumo dell'anno 2010, fornito dal gestore della rete. Da questo andamento sono stati calcolati i coefficienti da applicare alla portata emunta media per ottenere la portata emunta in ciascuna delle 24 ore di funzionamento. Si è ritenuto che i coefficienti così ottenuti

possano con buona approssimazione rappresentare la variabilità giornaliera delle portate richieste, e quindi essere utilizzati come coefficienti costituenti il *pattern*.

Sono stati così determinati due distinti *pattern* per le due reti. Per determinare il *pattern* relativo alla rete Franchi-Coronino si è scelto, per ciascuna ora, il coefficiente medio tra quello relativo al pozzo Franchi e quello relativo al pozzo Coronino. In figura 6.3 sono mostrati i *pattern* ottenuti per le due reti. Si nota come gli orari di massima richiesta siano le 7.00 del mattino e le 20.00.

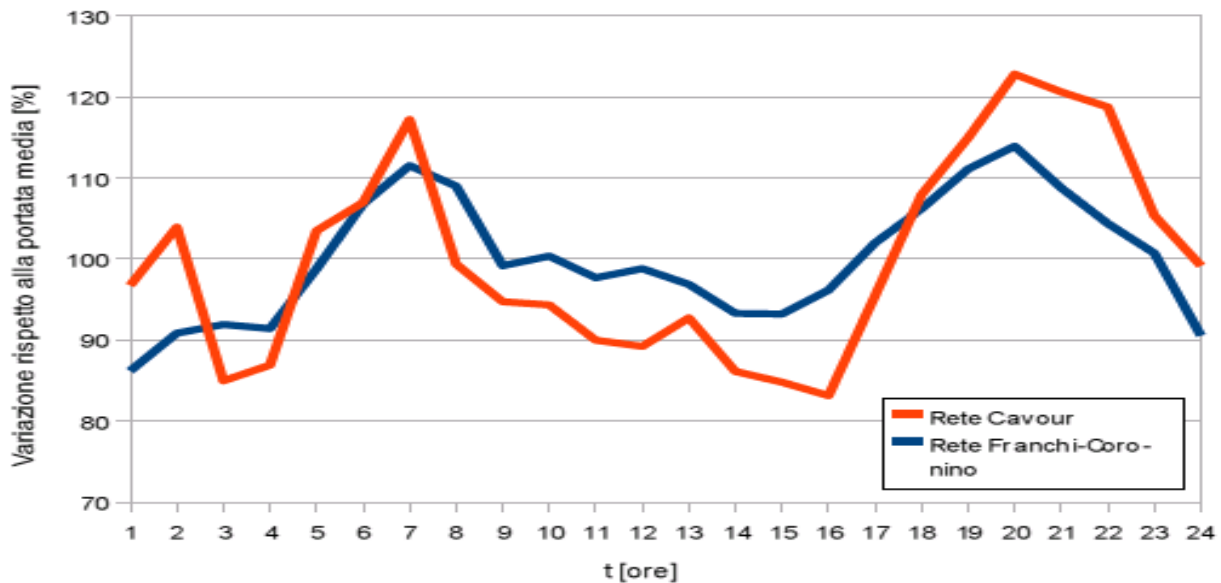


Figura 6.3: Pattern giornalieri delle due reti. In ordinata è rappresentata la variazione percentuale rispetto alla portata media giornaliera

In totale, per le due reti, sono stati rappresentati 672 nodi; di essi ne sono stati definiti 90 come "principali" (29 per la rete Cavour e 61 per la rete Franchi-Coronino); ad essi si aggiungono due nodi ai quali sono state aggiunte le portate di scarico degli impianti di trattamento (si veda il paragrafo precedente.).

In tabella 4.2 sono riportate le denominazioni dei nodi scelti come "principali" per le due reti e le relative portate medie uscenti loro assegnate, mentre in figura 4.2 è visibile il modello delle due reti con evidenziati i "nodi principali".

Per quanto riguarda le condotte, esse hanno un diametro compreso tra un minimo di 20 mm e un massimo di 200 mm. Si sono definiti due valori differenti di scabrezza per distinguere le condotte in acciaio da quelle in polietilene. Per le prime, il coefficiente di scabrezza di Manning adottato è $0.012 \text{ s/m}^{1/3}$ mentre per le seconde il coefficiente adottato è $0.011 \text{ s/m}^{1/3}$.

In questa analisi non è invece stata presa in considerazione la presenza degli inverter nonostante vi siano impianti che in realtà ne sono provvisti.

Rete Cavour		Rete Franchi-Coronino	
Nodo	Richiesta [t/h]	Nodo	Richiesta [t/h]
669-cavour1	0.232	3-molino9	0.121
673-lungar1	0.022	6-molino2	0.162
672-cavour2	0.353	10-molino1	0.156
603-cavour3	0.216	15-28maggio	0.175
686-cavour4	0.077	16-franchi1	0.130
691-cavour5	0.526	19-franchi2	0.230
698-cavour6	0.140	21-franchi3	0.251
694-cavour7	0.064	23-macconi	0.206
321-collegio	0.072	49-trebesch3	0.212
34-palestro2	0.247	51-san marino2	0.275
337-palestro1	0.170	57-san marino3	0.311
345-tangenziale ovest	0.485	64-trebesch2	0.271
466-terra2	0.065	68-trebesch1	0.896
494-francoscina1	0.253	36-franchi4	0.215
499-bochi	0.359	76-coronino1	0.360
610-francoscina2	0.619	79-primo maggio2	0.118
617-perini	0.166	85-ecole1	0.364
631-melli	0.297	86-ecole2	0.357
636-francoscina3	0.165	103-san marino4	0.083
649-san vitale	0.084	107-iccardodanino1	0.159
652-garibaldi	0.395	113-ambroselli2	0.157
652-lunga2	0.146	125-ambroselli1	0.107
612-europa1	0.256	131-buonanoti	0.338
623-europa2	0.140	142-megania	0.263
634-sellano1	0.147	161-omezzo	0.842
636-sellano2	0.030	167-2lugno	0.161
641-palestro4	0.091	168-prinomaggio1	0.346
644-palestro3	0.120	177-franchi trattamento	1.500
675-din melli	0.169	181-lazzarello	0.396
		207-pallo	0.247
		209-sarmatino1	0.261
		220-coronino2	0.327
		225-casella1	0.562
		232-moretto	0.438
		236-casella2	0.182
		242-padana5	0.123
		243-padana4	0.015
		245-vecl	0.471
		256-padana6	0.128
		265-campagna	0.166
		267-padana7	0.066
		275-padana8	0.261
		278-padana10	0.065
		284-verginello	0.139
		290-padana9	0.069
		294-cavallera	1.363
		311-alfio wnclo	0.225
		361-planera2	0.782
		368-planera1	0.089
		395-mallati	0.439
		394-padana3	0.266
		400-aria	0.088
		404-palio1	0.100
		412-padana2	0.162
		418-padana1	1.123
		437-aria	0.269
		443-sona1	0.353
		447-sona2	0.146
		458-25pila	0.105
		470-torri	0.268
		571-dante	0.191
		303-bacco	0.342
		660-coronino trattamento	1.500

Tabella 6.2: Portata uscente dai "nodi principali" delle due reti

6.5. Modellazione delle perdite

6.5.1. Bilancio idrico

Per ciascuna delle due reti si è effettuato il bilancio tra portate emunte dai pozzi e portate richieste dalle utenze (fatturate in un periodo a cavallo tra il 2009 e il 2010, così come indicate dal gestore della rete), al fine di valutare la quota di portata non fatturata, comprensiva delle perdite di rete.

I risultati di questo bilancio sono presentati nella tabella 4.3 per la rete Cavour e nella tabella 4.4 per la rete Franchi-Coronino.

Bilancio rete Cavour		
Portata emunta dal pozzo	20	l/s
Portata totale richiesta	6,2	l/s
Portata non fatturata	13,7	l/s
Fatturato	31,6	%
Non fatturato	68,9	%

Tabella 6.3: Bilancio idrico della rete Cavour

Bilancio rete Franchi-Coronino		
Portata emunta dal pozzo Franchi	20,0	l/s
Portata emunta dal pozzo Coronino	30,0	l/s
Portata emunta totale	50,0	l/s
Portata totale richiesta	20,4	l/s
Portata non fatturata	29,6	l/s
Fatturato	40,9	%
Non fatturato	59,1	%

Tabella 6.4: Bilancio idrico della rete Franchi-Coronino

Si nota come la percentuale di acqua non fatturata sia rilevante, rispetto al volume totale emunto dai tre pozzi, in particolare per la rete Cavour (68,9 %). Questa percentuale di acqua non fatturata, come già evidenziato precedentemente, comprende le perdite reali e tutti gli eventuali consumi di pubblica utilità che non vengono fatturati. Tuttavia la letteratura in materia dimostra che, anche immaginando di conoscere l'entità di questi consumi e di sottrarla dal totale non fatturato, la percentuale rimanente, ovvero la perdita reale, continua ad essere di entità rilevante. Inoltre le percentuali ottenute non si discostano di molto da quelle rilevate dal gestore della rete negli anni passati.

6.5.2. Definizione di scenari di perdite

Come detto, l'obiettivo dello studio non consiste nella semplice modellazione della rete, ma nell'individuazione delle zone maggiormente caratterizzate da perdite. La percentuale di volume d'acqua sollevato e non fatturato sfiora il 69% del totale nella rete Cavour e il 59% nella rete Franchi-

Coronino. Tali cifre non possono essere trascurate ma allo stato attuale non è possibile definire l'effettiva distribuzione delle perdite reali.

La metodologia proposta si basa sull'utilizzo degli algoritmi genetici e si pone lo scopo di risalire, a partire da alcuni punti di misura, alla posizione effettiva delle perdite.

Come presupposto all'utilizzo del metodo sulla rete reale si è ritenuto fondamentale effettuare delle prove per mettere a punto il programma e determinare effettivamente il numero di misure necessario per raggiungere il livello di accuratezza desiderato.

A tale scopo, accanto al modello "base" illustrato nel paragrafo precedente, che descrive la rete di distribuzione idrica del comune di Castegnato nel caso in cui non ci siano perdite idriche e quindi la portata sollevata ai pozzi sia pari a quella richiesta dalle utenze, si sono creati e implementati in *EPANET* diversi scenari ipotetici, nei quali la portata erogata è quella comprensiva dei volumi perduti e le perdite sono posizionate in diverse zone, arbitrariamente scelte, delle due reti.

Per la rete Cavour sono stati realizzati cinque scenari:

- Scenario 1: perdite concentrate nella zona sud, pari a 0.31 l/s assegnate a 45 nodi;
- Scenario 2: perdite concentrate nella zona centro-est, pari a 0.28 l/s assegnate a 49 nodi;
- Scenario 3: perdite concentrate nella zona nord, pari a 0.21 l/s assegnate a 65 nodi;
- Scenario 4: perdite concentrate nella zona ovest, pari a 0.25 l/s assegnate a 55 nodi;
- Scenario 5: perdite pari a 0.31 l/s assegnate a 45 nodi suddivisi in quattro zone della rete. Per la rete Franchi-Coronino invece sono stati realizzati sei scenari:

- Scenario 1: perdite concentrate nella zona nord, pari a 0.39 l/s assegnate a 75 nodi;
- Scenario 2: perdite pari a 0.5 l/s assegnate a 60 nodi suddivisi in sette zone della rete;
- Scenario 3: perdite concentrate nella zona est, pari a 0.3 l/s assegnate a 98 nodi;
- Scenario 4: perdite diffuse uniformemente in tutta la rete, pari a 0.08 l/s assegnate a 392 nodi (ovvero tutti i nodi ai quali non sono state assegnate precedentemente le richieste delle utenze);
- Scenario 5: perdite pari a 0.47 l/s assegnate a 63 nodi suddivisi in tre zone della rete;
- Scenario 6: perdite pari a 0.67 l/s assegnate a 44 nodi suddivisi in tre zone della rete.

Come si può notare, per ciascuno degli 11 scenari realizzati complessivamente per le due reti, la somma delle perdite ai nodi è pari alla portata totale non fatturata risultante dal bilancio idrico relativo alla rete corrispondente.

Si riportano nelle figure dalla 4.4 alla 4.14 i modelli delle reti, con evidenziati i nodi ai quali si sono assegnate le perdite nei vari scenari. Si noti che le due reti per motivi di spazio sono rappresentate in due diverse scale.

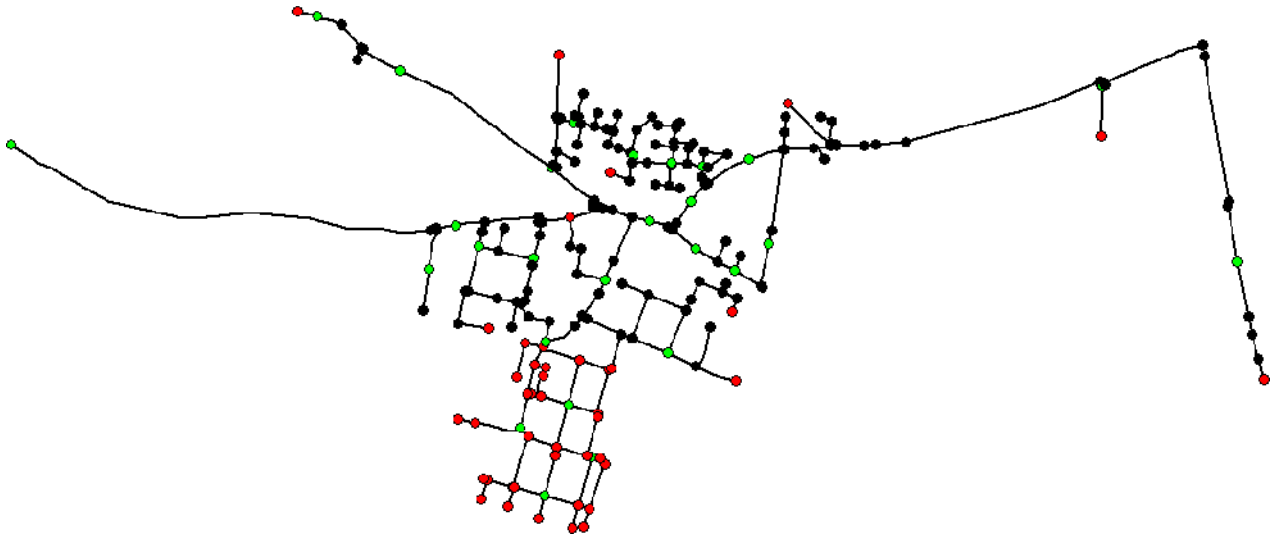


Figura 6.4: Rete Cavour, scenario 1; in rosso sono evidenziati i nodi a cui sono state assegnate le perdite; in verde sono evidenziati i "nodi principali"

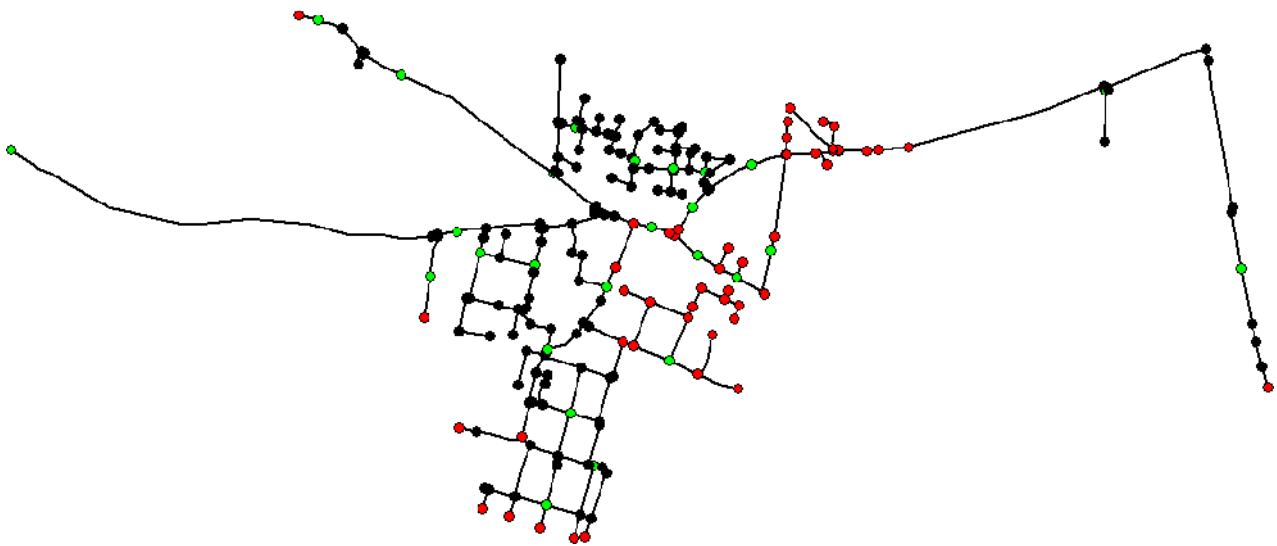


Figura 6.5: Rete Cavour, scenario 2; in rosso sono evidenziati i nodi a cui sono state assegnate le perdite; in verde sono evidenziati i "nodi principali"

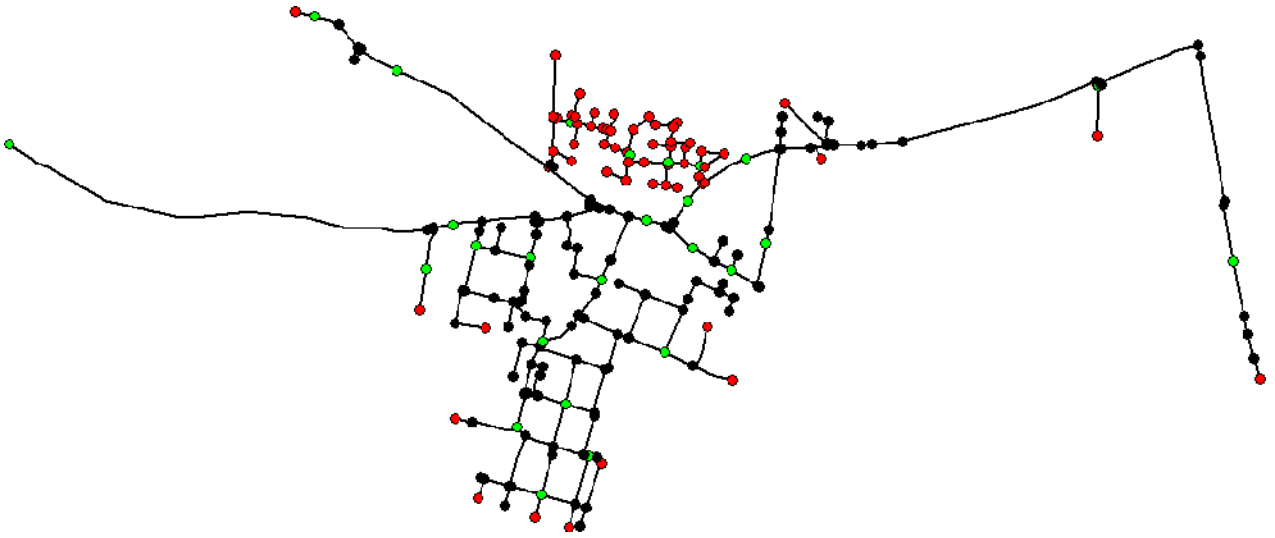


Figura 6.6: Rete Cavour, scenario 3; in rosso sono evidenziati i nodi a cui sono state assegnate le perdite; in verde sono evidenziati i "nodi principali"

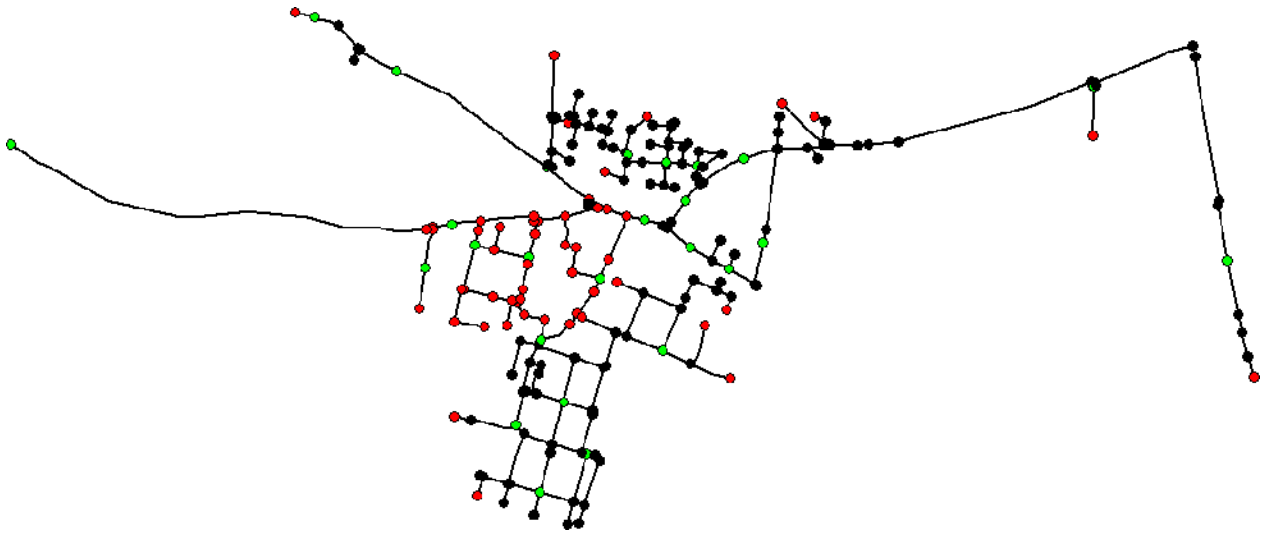


Figura 6.7: Rete Cavour, scenario 4; in rosso sono evidenziati i nodi a cui sono state assegnate le perdite; in verde sono evidenziati i "nodi principali"

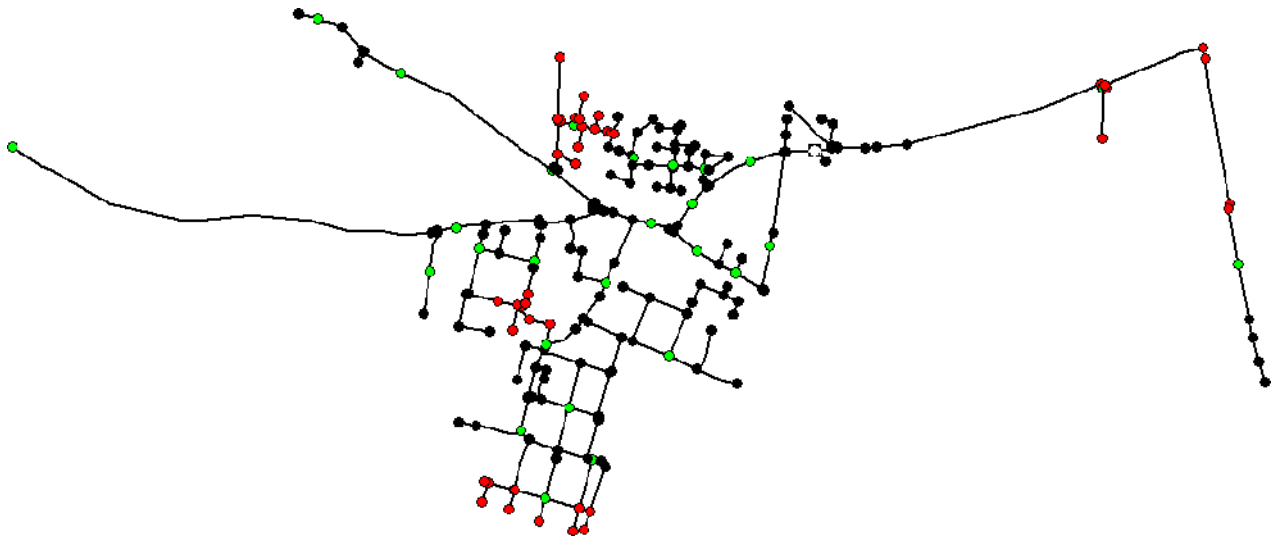


Figura 6.8: Rete Cavour, scenario 5; in rosso sono evidenziati i nodi a cui sono state assegnate le perdite; in verde sono evidenziati i "nodi principali"

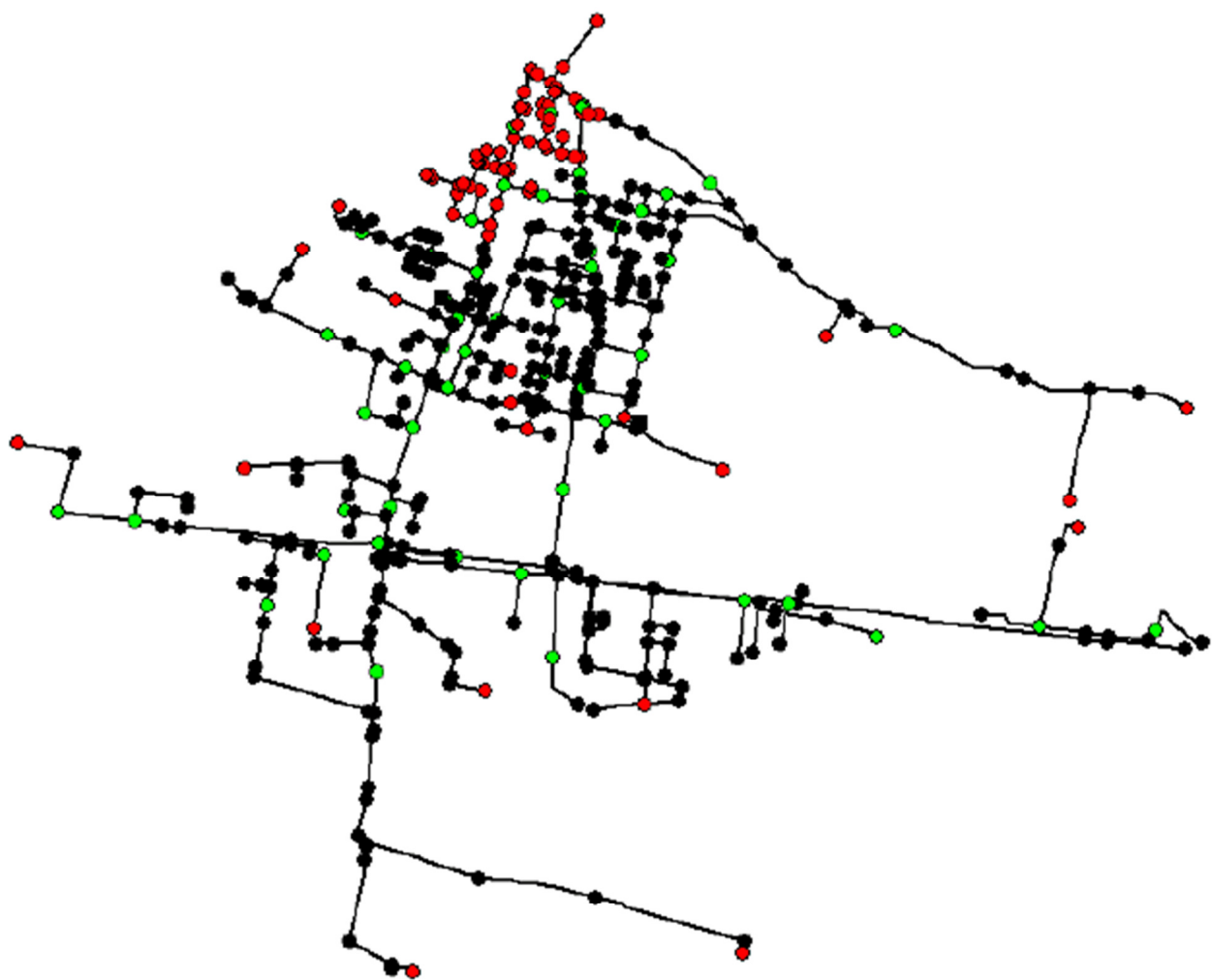


Figura 6.9: Rete Franchi-Coronino, scenario 1; in rosso sono evidenziati i nodi a cui sono state assegnate le perdite; in verde sono evidenziati i "nodi principali"

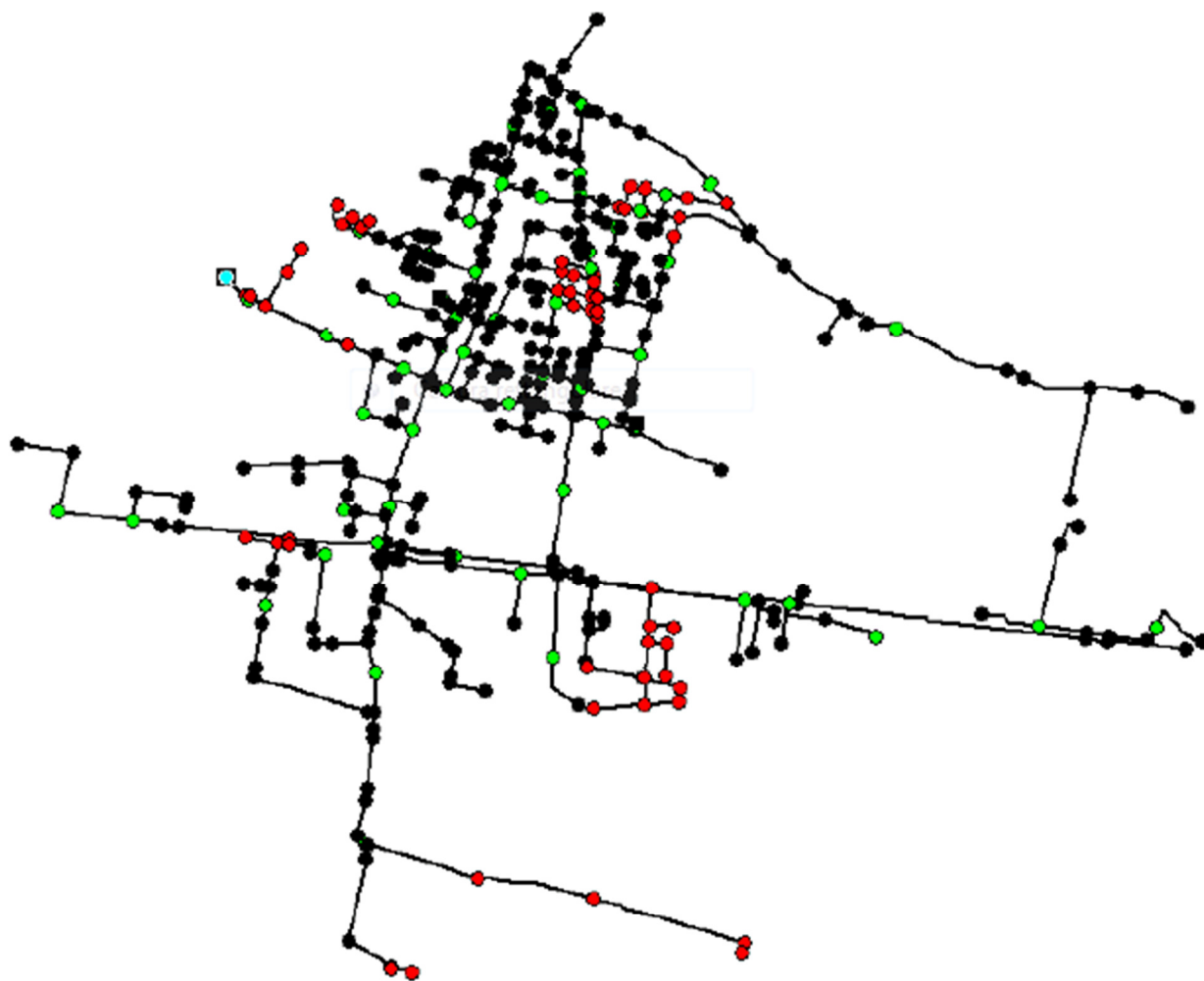


Figura 6.10: Rete Franchi-Coronino, scenario 2; in rosso sono evidenziati i nodi a cui sono state assegnate le perdite; in verde sono evidenziati i "nodi principali"

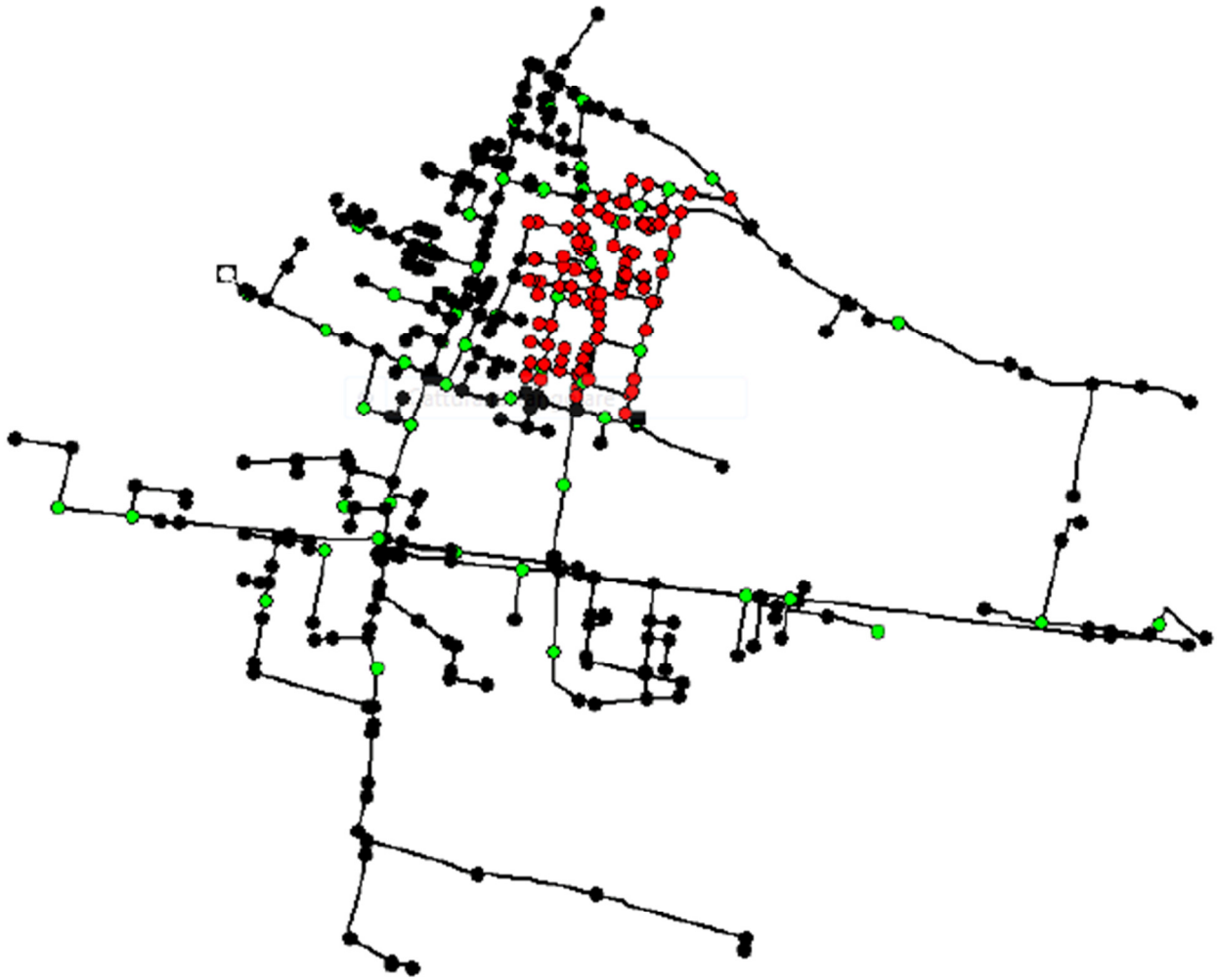


Figura 6.11: Rete Franchi-Coronino, scenario 3; in rosso sono evidenziati i nodi a cui sono state assegnate le perdite; in verde sono evidenziati i "nodi principali"

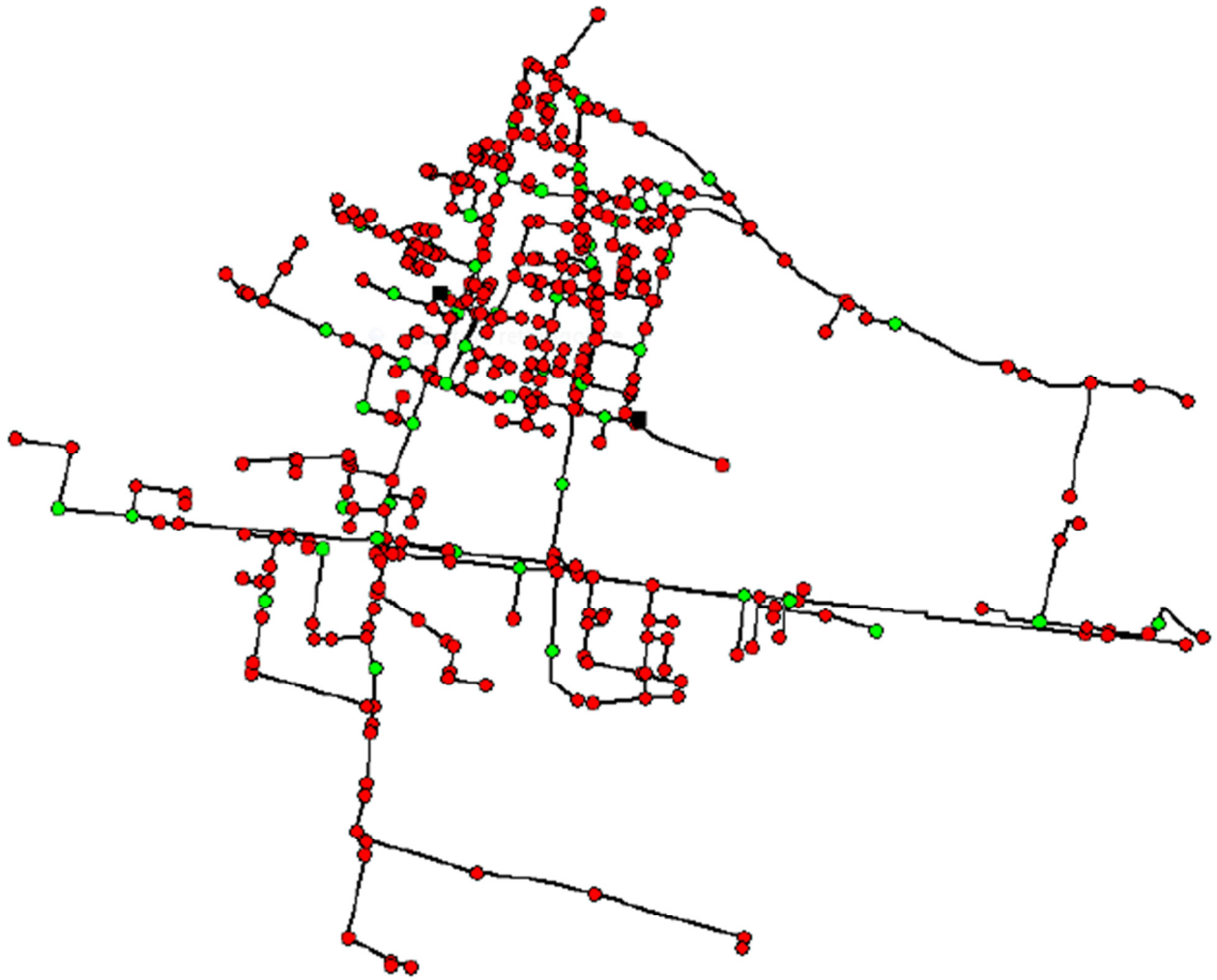


Figura 6.12: Rete Franchi-Coronino, scenario 4; in rosso sono evidenziati i nodi a cui sono state assegnate le perdite; in verde sono evidenziati i "nodi principali"

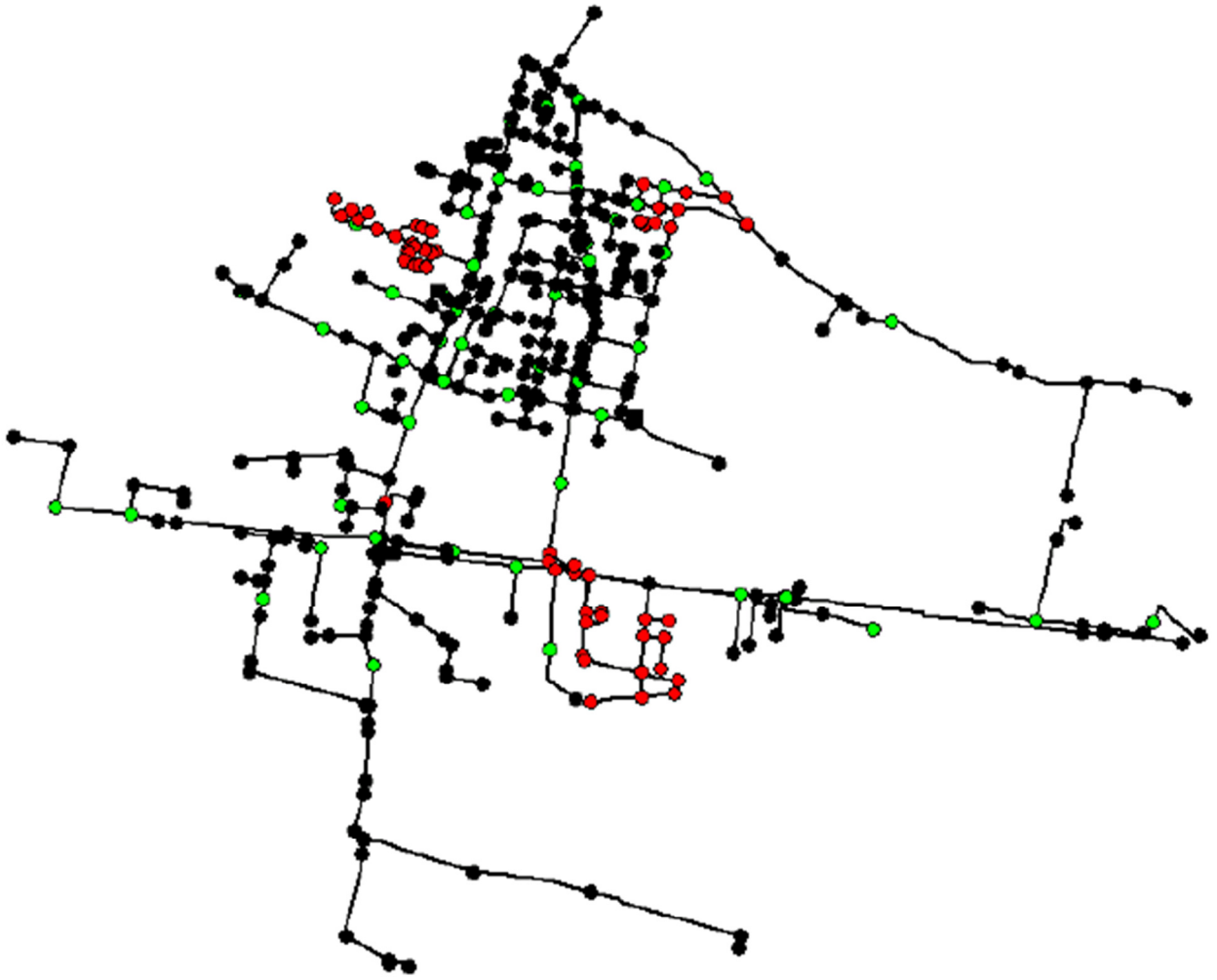


Figura 6.13: Rete Franchi-Coronino, scenario 5; in rosso sono evidenziati i nodi a cui sono state assegnate le perdite; in verde sono evidenziati i "nodi principali"

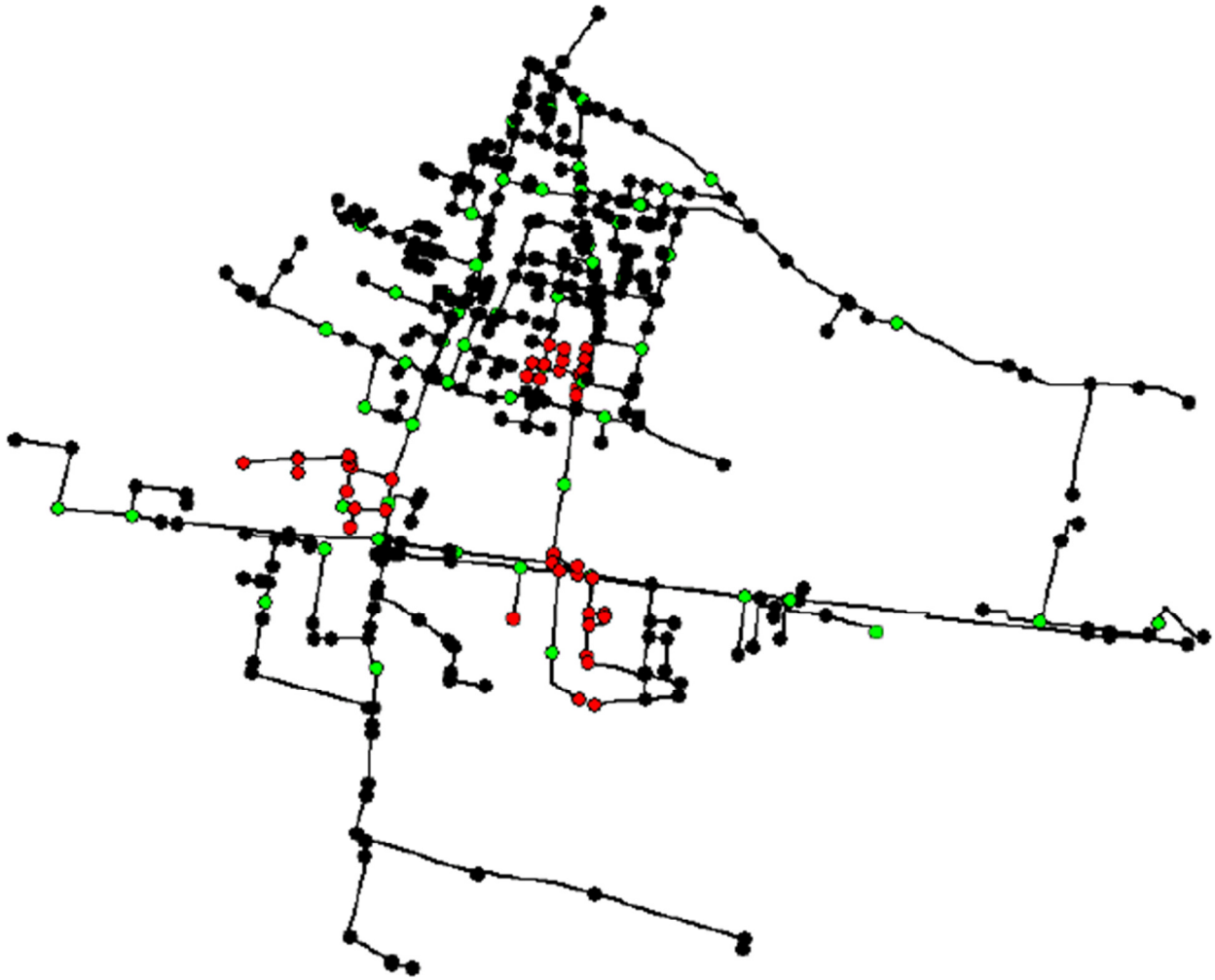


Figura 6.14: Rete Franchi-Coronino, scenario 6; in rosso sono evidenziati i nodi a cui sono state assegnate le perdite; in verde sono evidenziati i "nodi principali"

6.5.3. Punti di controllo

E' bene considerare che è stato previsto, oltre ad un lavoro di modellazione e simulazione della rete fittizia, una fase in cui effettuare misure nella rete vera e propria; secondo le indicazioni del gestore della rete, per la fase di misura in campo sono stati acquistati 25 misuratori di pressione e 5 misuratori di portata da suddividere nelle due reti; si è optato per una scelta dei punti di installazione che, tenendo conto di questi numeri, garantisca una maggiore copertura delle reti. I punti di controllo scelti risultano essere 10 di pressione e 2 di portata per la rete Cavour e 15 di pressione e 3 di portata per la rete Franchi-Coronino. Di seguito si riporta l'elenco e la mappatura dei punti di controllo .

Rete Cavour		Rete Franchi-Coronino	
512	P	143	P
592	P	148	P
336	P	273	P
530	P	283	P
515	P	300	P
517-Pertini	P	410	P
614	P	472	P
629	P	19-Franchi2	P
639	P	106	P
644-Palestro3	P	31	P
529	Q	224	P
635	Q	241	P
		239	P
		362	P
		44	P
		256	Q
		250	Q
		69	Q

Tabella 6.5 : Elenco dei punti di controllo scelti per l'installazione degli strumenti; sono indicati l'identificativo del nodo o della condotta utilizzato da EPANET e la grandezza misurata, indicata dalla lettera P (pressione) oppure Q (portata)



Figura 6.15: Disposizione dei punti di controllo scelti per la rete Cavour; in verde sono indicati i misuratori di pressione e in magenta i misuratori di portata

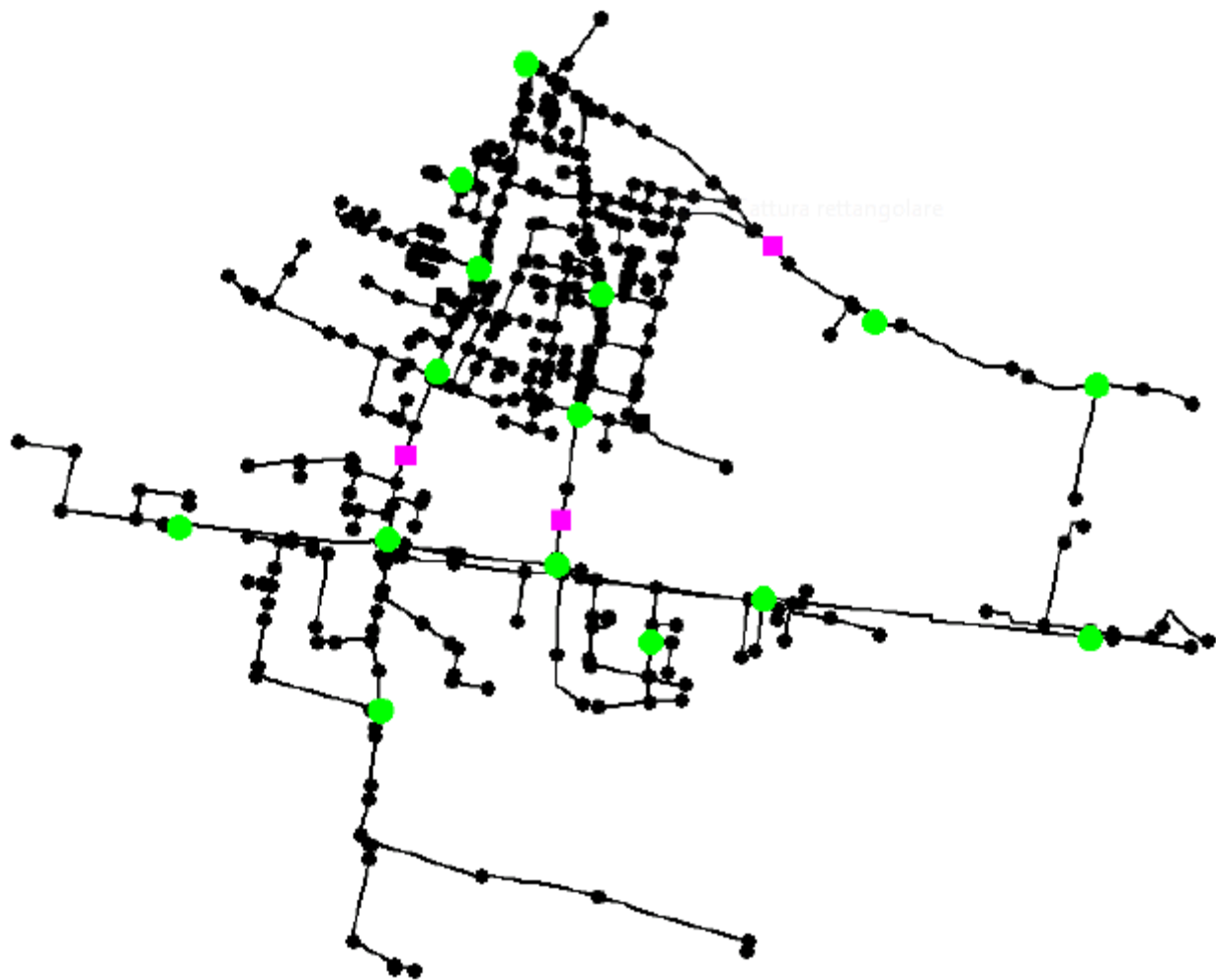


Figura 6.16 : Disposizione dei punti di controllo per la rete Franchi- Coronino; in verde sono indicati i misuratori di pressione e in magenta i misuratori di portata

Si nota come la disposizione degli strumenti di pressione sia stata scelta in modo da non lasciare, per quanto possibile, zone che ne siano sprovviste. Inoltre il numero di misuratori di entrambe le grandezze è maggiore per la rete Franchi-Coronino, che è più estesa, anche se è bene far notare che in proporzione all'estensione la rete Cavour è quella più "densamente" monitorata. Infatti il rapporto tra il numero di misuratori di pressione e la lunghezza totale della rete è pari a 1 misuratore/km per la rete Cavour mentre 0.45 misuratori/km per la rete Franchi-Coronino; l'analogo rapporto per i misuratori di portata 0.2 misuratori/km per la rete Cavour e 0.09 misuratori/km per la rete Franchi-Coronino.

Ottenute le registrazioni di pressione e portata dagli strumenti , si potrà procedere con una ricerca più accurata delle perdite. L'idea di base è che le misure di pressione e di portata effettuate in questi punti siano influenzate dalla presenza o meno di perdite e dalla loro posizione reale. L'installazione di questi strumenti consentirà in futuro l'utilizzo degli algoritmi genetici precedentemente definiti, con il fine di ricostruire , tramite l'evoluzione di una popolazione iniziale, i dati ottenuti dalle misurazioni. In altre parole attraverso l'utilizzo di una metodologia così fondata si cercherà una configurazione di perdite che minimizzi gli scarti tra le grandezze misurate nei punti di controllo della rete e quelle risultanti dall'adozione degli scenari proposti in precedenza. Queste misure consentono di calcolare il valore di una funzione obiettivo

appositamente scelta, la quale viene minimizzata se le grandezze derivanti dagli scenari di perdite si avvicinano a quelle realmente misurate.

Gli algoritmi genetici operano su una popolazione di potenziali soluzioni evolvendo verso una soluzione "ottimale" del problema. In questo caso la popolazione iniziale è formata da un insieme di n configurazioni di portate uscenti applicabili ai nodi della rete. Ciascuna configurazione rappresenta un individuo della popolazione, ovvero una potenziale soluzione al problema, ed è costituita da una stringa di numeri binari (bit) i quali rappresentano i valori della portata uscente da ogni nodo. Il programma andrà a calcolare per ogni potenziale soluzione (coincidente con un individuo) il valore della funzione obiettivo. Questa è descritta dalla seguente formula:

$$\begin{aligned}
 f_{\text{obiettivo}} = & \sum_{i=1}^{\text{NumeroControlli } P} \frac{|P_{\text{misurata}} - P_{\text{calcolata}}|}{|P_{\text{misurata}}|} \cdot \text{Peso}_P + \\
 & + \sum_{i=1}^{\text{NumeroControlli } Q} \frac{|Q_{\text{misurata}} - Q_{\text{calcolata}}|}{|Q_{\text{misurata}}|} \cdot \text{Peso}_Q + \\
 & + \frac{|Q_{\text{totale attesa}} - Q_{\text{totale calcolata}}|}{|Q_{\text{totale attesa}}|} \cdot \text{Peso}_T
 \end{aligned}$$

dove con P si indica la pressione, con Q la portata . I pedici "misurata" indicano i valori misurati delle grandezze nei punti di controllo (cioè che si vuole riprodurre); i pedici "calcolata" indicano invece i valori frutto della simulazione per le stesse grandezze nei medesimi punti di controllo. Per $Q_{\text{totale attesa}}$ si intende invece la portata realmente circolante in rete e per $Q_{\text{totale calcolata}}$ la portata circolante in rete per lo scenario scelto (frutto della simulazione). I pesi rappresentano dei coefficienti che permettono di accentuare o, viceversa attenuare o addirittura annullare l'influenza di una delle tre tipologie di controllo (pressione, portata e portata totale circolante in rete). Tale funzione obiettivo deve essere minimizzata.

L'output di tale metodo altro non sarà che un individuo rappresentante la configurazione ottima delle portate uscenti da applicare ai nodi , cioè delle perdite. Ci si aspetterà così di poter ottenere una valida indicazione su quali siano le zone della rete più colpite dal fenomeno delle perdite idriche, in modo da definire un ambito entro il quale procedere con una ricerca di carattere puntuale (ad esempio attraverso metodi descritti precedentemente) consentendo un risparmio di risorse in termini economici e di tempo.

7 Analisi e valutazione delle rotture osservate

La rete di distribuzione del comune preso in esame si sviluppa per un'estensione poco superiore a 45 km. Le tubazioni costituenti la rete presentano diametro appartenente ad un range che va da 20 a 200 mm. Il 53% della totalità dei tubi presenti sono in acciaio e ricoprono poco più di 24km di rete. La restante parte, 21 km, è in polietilene. In precedenza si è evidenziato l'elevato ammontare delle perdite di rete, differenza tra il volume sollevato e quello consegnato alle utenze (fatturato). Quanto appena detto ha posto l'accento su una accurata analisi delle rotture. L'analisi proposta riguarda le rotture intercorse tra il 2003 e il 2010. Nella tabella seguente sono riportate per ogni anno di osservazione le rotture registrate sulla traccia distributrice e sugli allacci.

Rotture	2003	2004	2005	2006	2007	2008	2009	2010	medie
n° RR	12	19	18	17	29	48	24	37	25,50
n° R+Rif. Allacci	23	26	24	23	34	33	27	33	27,88
n° tot. Rotture annuali	35	45	42	40	63	81	51	70	53,38

Tabella 7.1 : Rotture su rete e rotture/rifacimenti allacci registrati negli anni di osservazione

Come si può notare in tabella e nelle figure seguenti (figure 7.1 e 7.2) il numero delle rotture di rete riscontrate nella traccia distributrice, eccezion fatta per il 2008, contribuisce per circa il 50% alle rotture totali registrate annualmente.

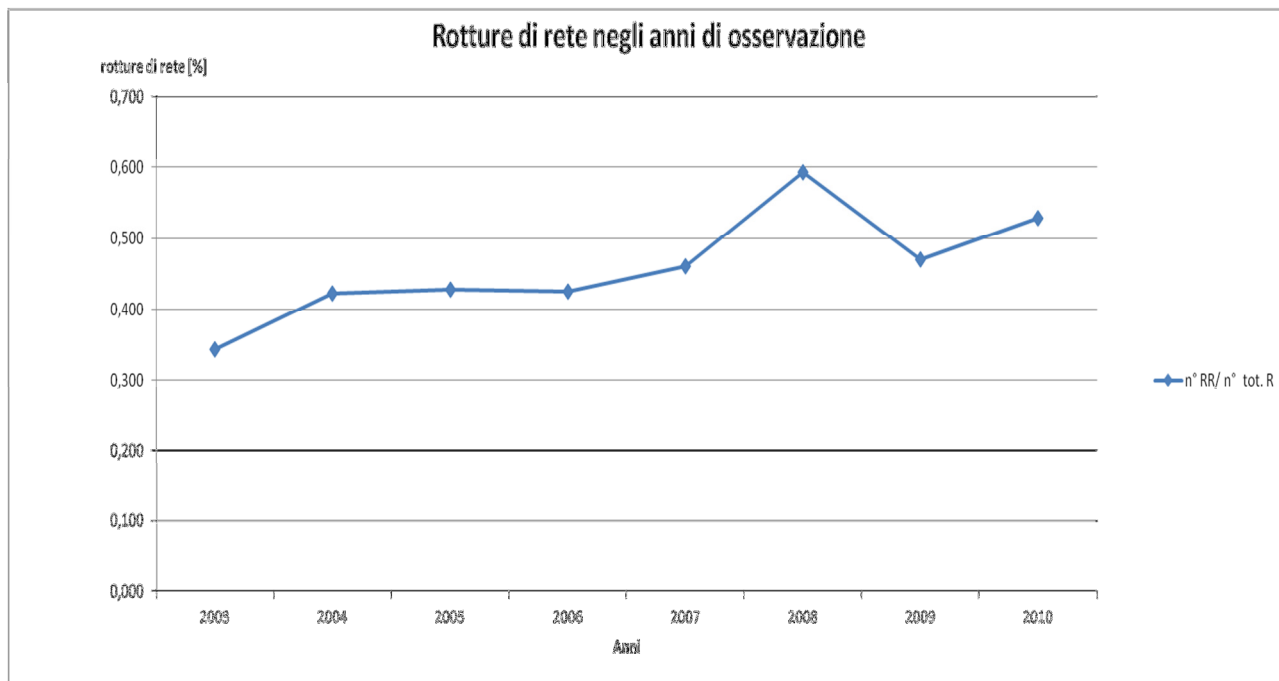


Figura 7.1 : Percentuale di rotture di rete riscontrate negli anni di osservazione.

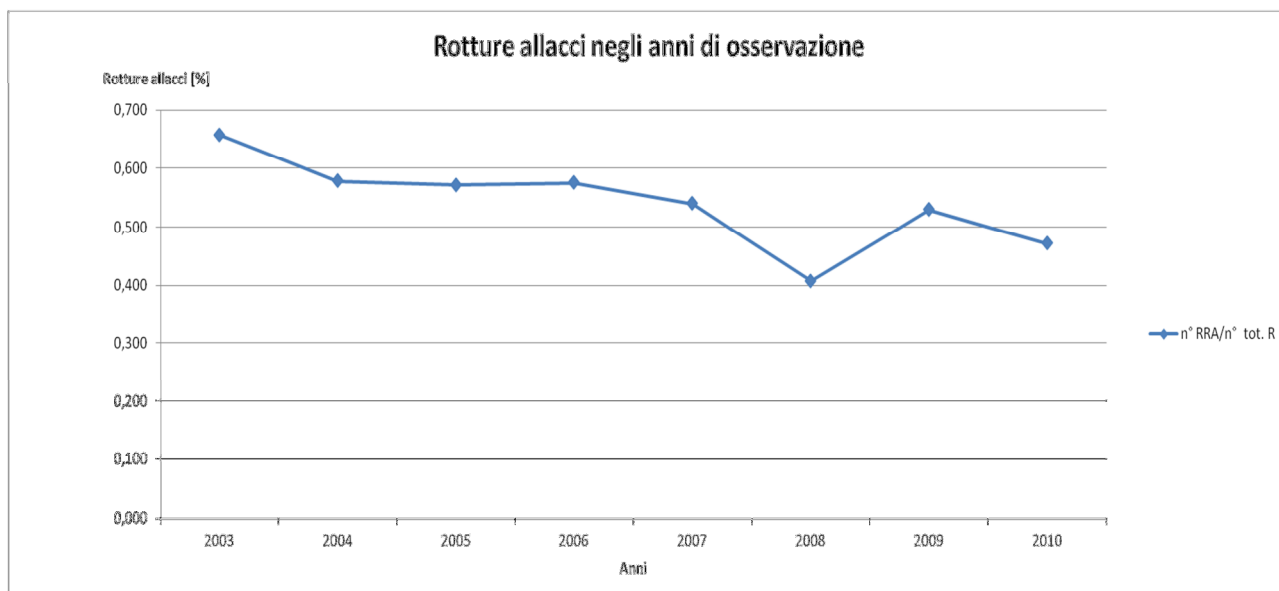


Figura 7.2 : Percentuale di rotture sugli allacci riscontrate negli anni di osservazione.

Le medie delle rotture registrate nella distribuzione e sugli allacci durante la finestra di osservazione risultano rispettivamente 25,5 e 27,9 [rotture/anno]. Tali valori confermano il simile contributo in termini di numerosità fornito dai due tipi di rotture.

Dalle analisi fatte si evince come, durante gli ultimi anni di osservazione, il tasso di rottura sia aumentato (figura). Singolare è tale valore all'anno 2008, in cui le registrazioni mostrano un numero di rotture al km superiore all'unità. Il tasso medio calcolato durante il periodo di osservazione è risultato 0,565 [rotture/km anno], valore che, se confrontato con i riferimenti di letteratura, risulta elevato al punto da definire le condizioni di rete non accettabili. Il valore limite in grado di garantire un buono stato della rete risulta essere 0,4 [Pelletier et al. 2003].

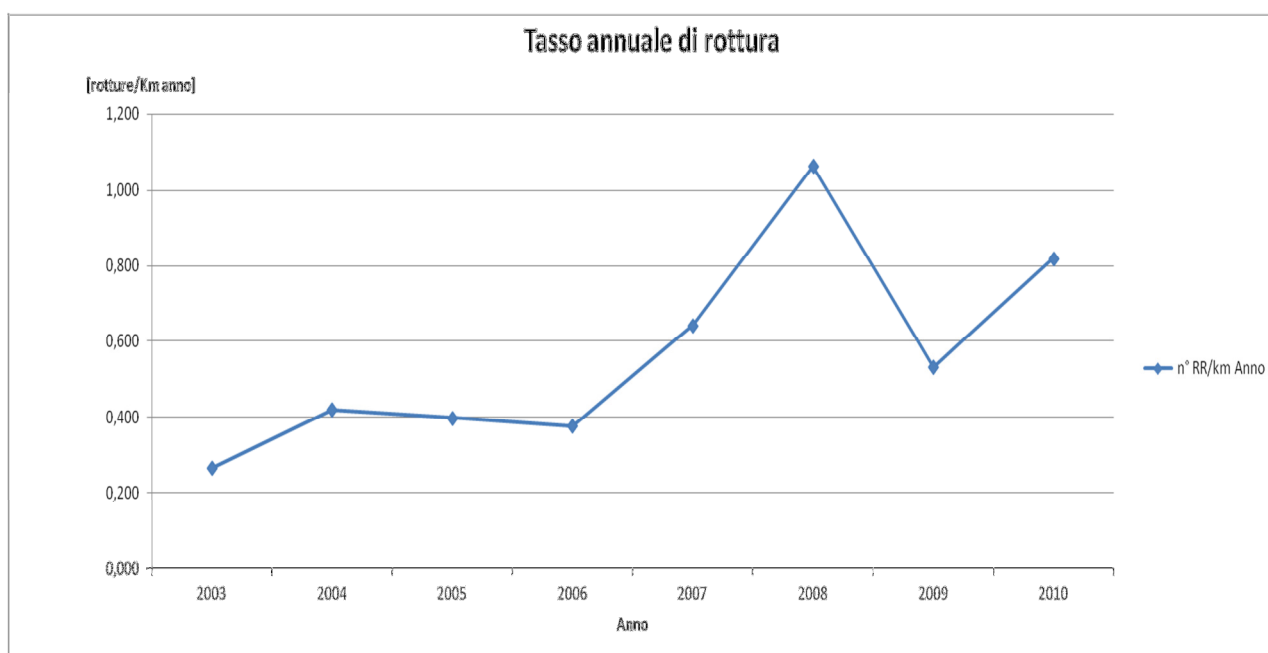


Figura 7.3 : Tasso di rottura di rete negli anni di osservazione.

I diametri presenti in rete ricoprono in lunghezza porzioni molto diverse. Partendo da questa osservazione, si è svolta un'analisi al fine di capire il peso con cui ogni diametro influisce sulle rotture.

DIAMETRO	n° tubi	Km
20	1	0,084
25	7	0,373
30	2	0,277
32	5	0,087
40	52	1,581
50	120	6,556
63	103	4,090
65	20	0,501
75	27	1,053
80	207	6,894
90	171	6,733
100	120	4,900
110	66	2,738
125	4	0,724
150	87	4,064
160	84	4,197
200	12	0,307

Tabella 7.2: Numerosità ed estensione dei diametri costituenti la traccia di distribuzione.

Le dimensioni più presenti sono quelle del 50,80 e 90 mm, tutti con estensione maggiore a 6,5 km. Come mostrato dal grafico seguente, non si è riscontrata una correlazione univoca e proporzionale tra il numero di rotture riscontrate per un determinato diametro e la sua estensione. Ad esempi lampanti di quanto espresso si possono prendere i diametri del 65, 75,200 mm; tali diametri, infatti, sono stati soggetti in proporzione a molte rotture (tasso di fallanza elevato) malgrado la loro presenza in rete in termini di estensione sia modesta. Un'analisi basata sulle porzioni di copertura di rete avrebbe giustificato tassi elevati per diametri come il 50, l'80 e il 90, in quanto tutti di estensione superiore ai 6 km e quindi probabilisticamente più a rischio fallanza. Quanto detto è smentito dai dati che registrano il maggior numero di rotture nei condotti coprenti regioni esigue di rete.

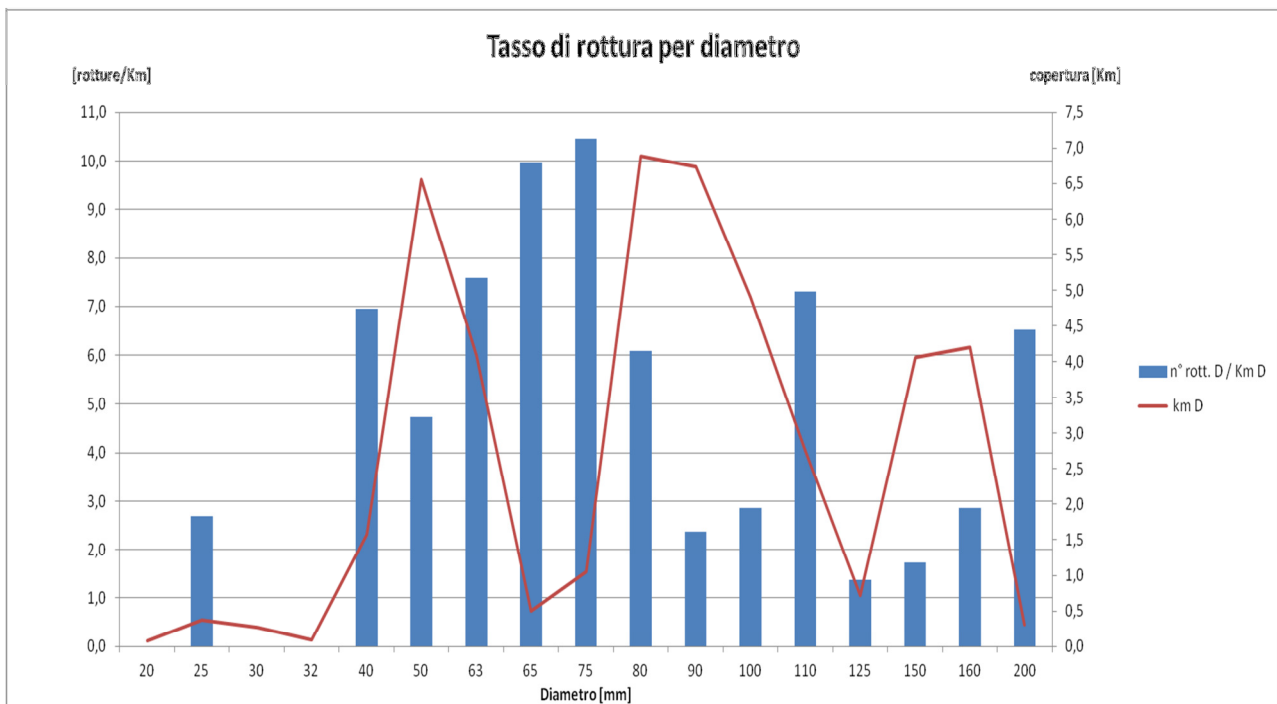


Figura 7.4 : Tasso di rottura di rete osservato per i singoli diametri. Copertura offerta dei singoli diametri.

E' già stato evidenziato come la presenza in rete dei due materiali sia poco diversa in termini percentuali (53% acciaio, 47% polietilene). Tale rapporto percentuale è mantenuto nel numero di rotture osservate durante il periodo di analisi; infatti, le rotture avvenute nelle tubazioni d'acciaio sono state 104, mentre 100 quelle riguardanti la tratta in polietilene.

DIAMETRO	n° RR D Acc	n° RR D Pol
20	0	0
25	1	0
30	0	0
32	0	0
40	6	5
50	26	5
63	0	31
65	5	0
75	0	11
80	42	0
90	0	16
100	14	0
110	0	20
125	1	0
150	7	0
160	0	12
200	2	0

Tabella 7.3 : Numerosità delle rotture per i diversi materiali presenti in rete.

Un'analisi più approfondita è stata fatta per i diversi materiali. I tassi osservati per il polietilene mostrano una tendenza alla rottura superiore rispetto all'acciaio, in proporzione inversa all'estensione della copertura (ricordiamo che la porzione in acciaio risulta 3km più estesa). Il tasso di rottura, numero di rotture delle tubazioni in acciaio sull'estensione di tali condotti, risulta 4,3 [rotture acciaio/ Km acciaio anno]; tale valore è superato dall'altro materiale le cui rotture registrate nel periodo di osservazione al km sono 4,7. Da quanto ottenuto ne traspare quindi una maggiore facilità di fallanza dei tubi in polietilene a conferma dei riscontri di letteratura. Di seguito nelle figure si può osservare l'apporto percentuale in termini di rotture dato da ogni diametro in funzione del materiale e dell'estensione.

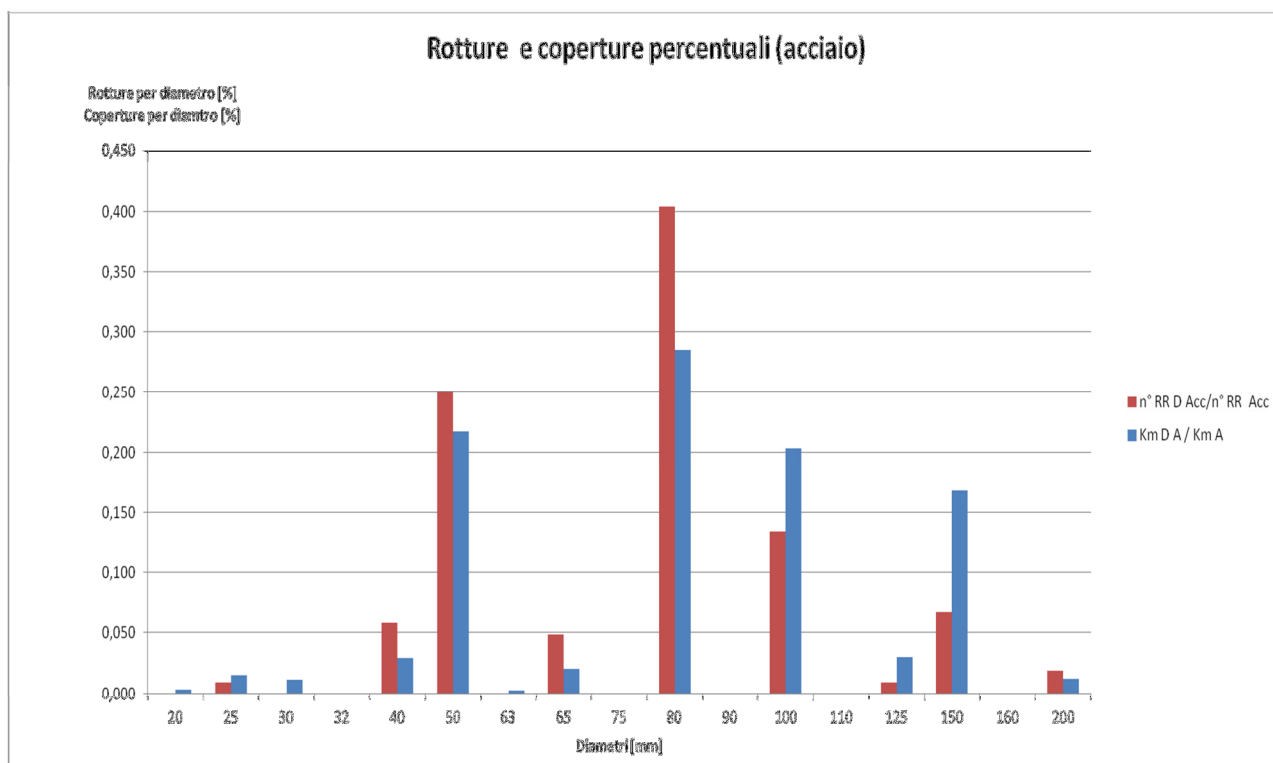


Figura 7.5 : Contributo percentuale alla rottura e alla copertura offerto dai singoli diametri per le tubazioni in acciaio.

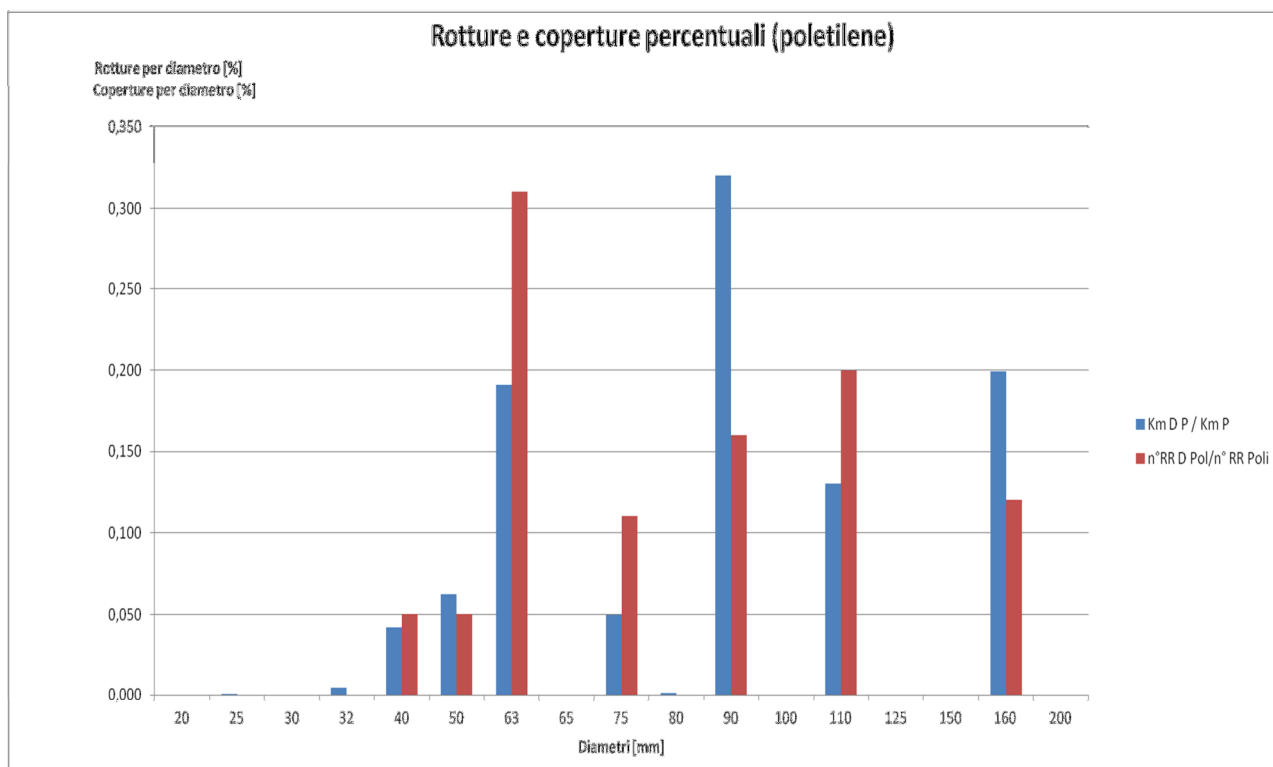


Figura 7.6 : Contributo percentuale alla rottura e alla copertura offerto dai singoli diametri per le tubazioni in poietilene.

Si noti come, per i dati materiali, la numerosità delle rotture per alcuni diametri non ricalchi la percentuale di copertura della tratta. Nella frazione in polietilene, per esempio, le tubazioni del 90 malgrado ricoprono oltre il 30% dello sviluppo di tale materiale, hanno contribuito percentualmente a circa il 15% delle rotture totali. Ciò dimostra la particolare performance di tali tubazioni in questa classe di materiale. Caso inverso per i condotti di 63 mm. Analoghe valutazioni possono essere fatte per le condotte in acciaio, per esempio per le tratte di diametro 80 mm, oppure per i diametri del 50 e 100 aventi un contributo circa pari in estensione, ma il cui numero di rotture risulta uno doppio dell'altro.

Un successivo confronto potrebbe portare ad affermare, dato il diverso peso offerto in termini di rotture al km, che effettuando delle variazioni di diametro, in particolare mediante l'adozione di condotti di diametro simile (differenza di 10-20 mm), si possa ottenere un aumento dell'integrità strutturale di rete tale da giustificare i costi.

E' stata successivamente eseguita una suddivisione delle tubazioni per classi di diametro, andando anche ad evidenziare la distribuzione dei materiali all'interno delle classi. La tabella sottostante mostra l'importanza in termini di numerosità rivestita dalla classe 80-110mm. Essendo lo studio in esame riferito ad un piccolo comune, si può notare come il maggior numero delle tubazioni si presentino all'interno delle classi intermedie. Da evidenziare è come le percentuali di rottura per queste classi siano profondamente diverse in funzione del materiale adottato, il che può essere giustificato dal diverso numero di tubi presenti tra i due materiali.

classi	20-40	50-75	80-110	125-200
acciaio	31	122	323	103
polietilene	36	148	241	84
acciaio %	0,054	0,211	0,558	0,178
polietilene %	0,071	0,291	0,473	0,165
% RR A	0,583	0,397	0,609	0,455
% RR P	0,417	0,603	0,391	0,545

Tabella 7.4 : Distribuzione dei materiali e delle rotture per varie classi di diametro

Osservazioni interessanti possono scaturire dall'analisi dei tassi di rottura per ognuna classe. In tabella sono presenti i risultati calcolati.

classi	n° tubi tot.	Km	Km A	Km P	n° RR A / Km A	n° RR P / Km P	n° RR Clas/ Km Clas
20-40	67	2,402	1,431	0,971	4,893	5,149	4,997
50-75	270	12,200	5,823	6,377	5,324	7,370	6,393
80-110	564	21,265	11,770	9,495	4,758	3,792	4,326
125-200	187	9,292	5,095	4,197	1,963	2,859	2,368

Tabella 7.5 : Numerosità , estensione e tassi per classi di diametro in funzione dei singoli materiali

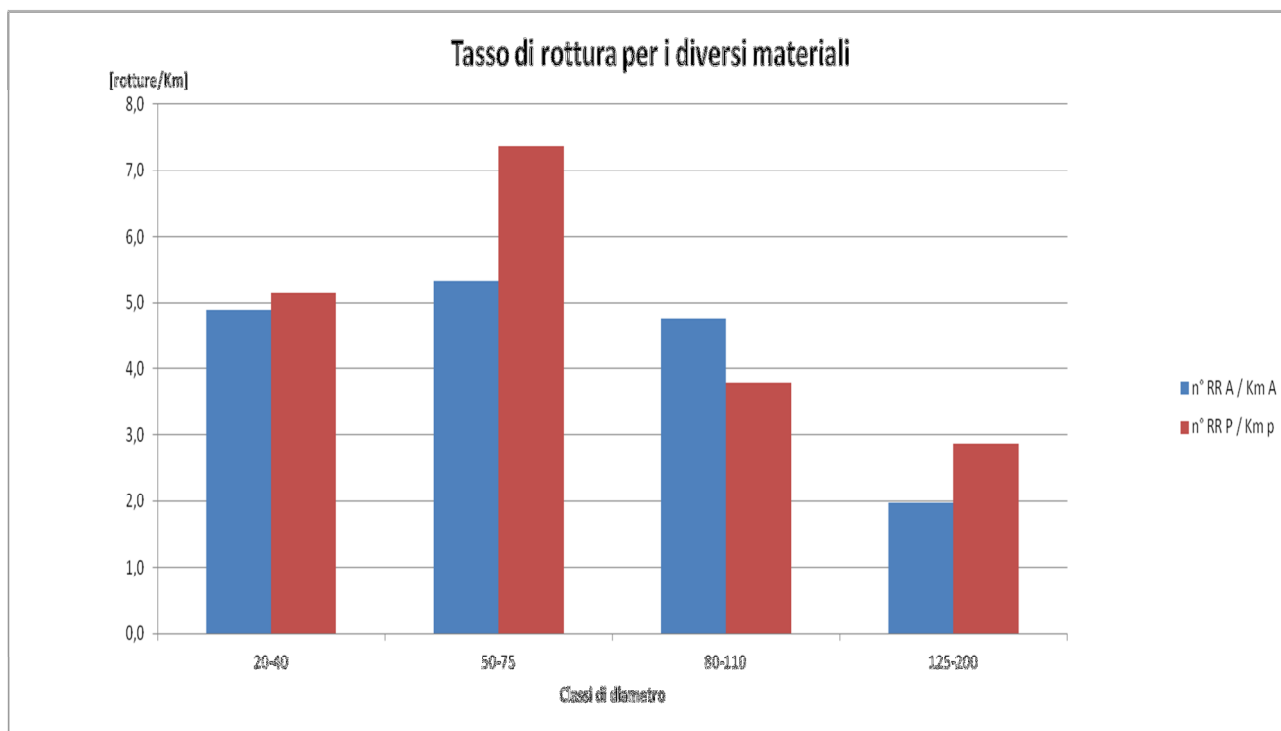


Figura 7.7 : Tasso di rottura dei diversi materiali per le singole classi di diametro.

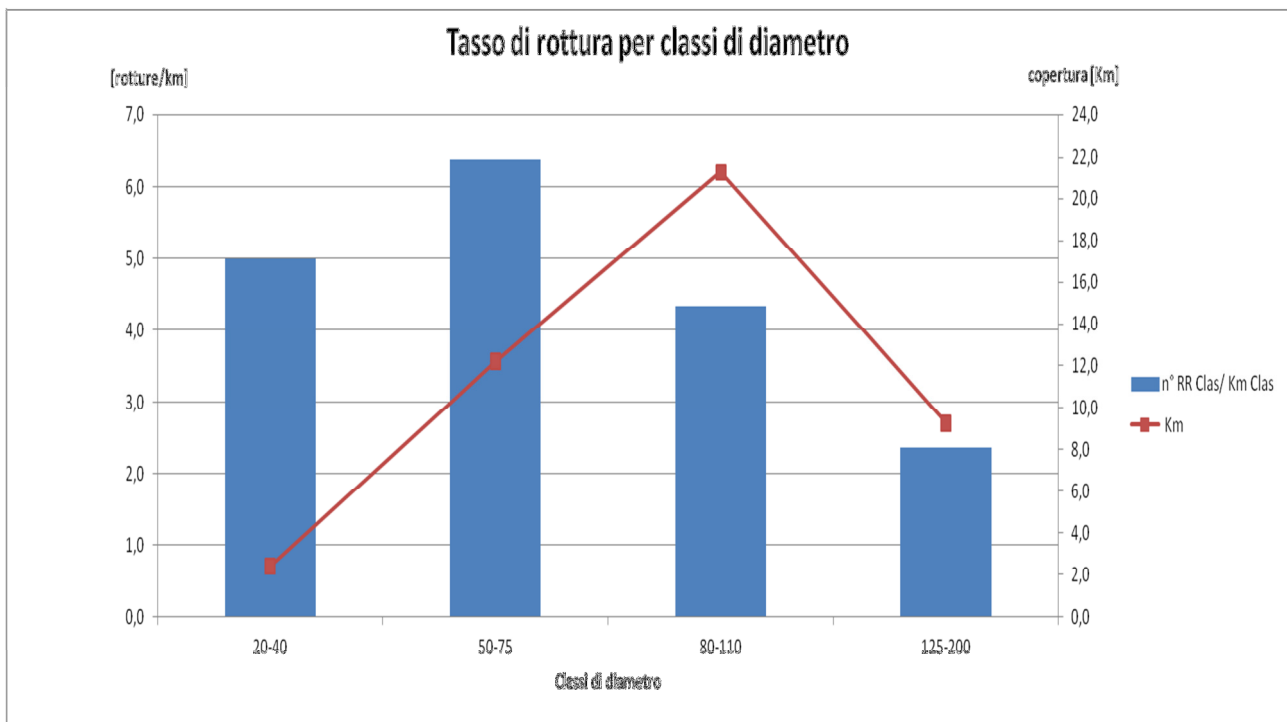


Figura 7.8 : Tasso di rottura e copertura di rete delle singole classi di diametro.

Quanto ottenuto pone l'accento sul diverso comportamento dei due materiali in particolar modo per la classe di diametro 50-75 mm, classe con il più elevato numero di rotture al km (6,4) e che presenta numerosità non troppo diverse; tale classe ricopre circa 12 km di rete ed è la seconda in estensione. I tassi ottenuti mostrano un numero maggiore di rotture per il polietilene di circa due unità rispetto all'acciaio, con una variazione di lunghezza poco superiore ai 500 m. Il dato risulta molto elevato in riferimento alle altre classi di analisi in cui la differenza dei tassi si assesta attorno all'unità, anche nel caso in cui i due materiali si presentino con estensioni differenti fino ad oltre 2km (classe 80-110mm). Ciò va a sottolineare il comportamento particolarmente scadente dei diametri in polietilene compresi in tale classe. In tre delle quattro classi i tassi più elevati risultano essere nelle frazioni in polietilene il che risulta discordante con le estensioni e numerosità. Risulta quindi evidente la scadente performance del polietilene per queste classi di diametro. Ciò avvalorava quanto precedentemente esposto riguardo ad una possibile redistribuzione dei diametri tra i materiali mirando ad un aumento dell'affidabilità.

6.6.Conclusioni

Dalle analisi condotte e dal confronto con i casi di studio internazionali esposti in bibliografia si è giunti a delle valutazioni globali sulla rete in oggetto. Tali considerazioni passano attraverso una più attenta analisi sui materiali delle condotte presenti nel sistema di distribuzione e sul loro grado di copertura della rete, il tutto in funzione dei diametri impiegati. Le ingenti perdite occulte e la numerosità delle rotture registrate, come esposto in precedenza, avevano evidenziato le condizioni scadenti in cui si trova la rete. A confermare quanto detto è anche il tasso di rottura al km mediato negli anni di osservazione, il cui valore (0,565 rotture/km anno) risulta considerevolmente elevato se confrontato con i risultati ottenuti dalle

municipalizzate svedesi e americane. Si vedano per esempio i casi di Denver e Malmo, i cui tassi risultano rispettivamente circa nove e sei volte inferiore al comune di Castegnato all'interno di un periodo di osservazione circa pari. Di seguito una tabella comparativa dei tassi osservati nelle varie città.

Municipalizzate	anni	n° RR	km	tasso
Malmo	1974-1992	1400	847	0,09
Orebro	1987-1992	253	378	0,11
Eskilstuma	1980-1991	622	451	0,13
Vesteras	1974-1989	1210	512	0,17
Lulea	1965-1990	1161	510	0,11
Denver, Co	1973-1983	215	3572	0,06
Oakland, Ca	1970-1982	923	5625	0,16
Kenosha, WS	1974-1984	99	436	0,23
Louisville, KY	1963-1983	565	4114	0,14
New York, NY	1972-1976	484	9887	0,05
Philadelphia	1964-1980	880	5265	0,17
Castegnato	2002-2010	204	45	0,57

Tabella 7.6 : Tassi medi di rottura osservati nelle varie municipalizzate

Lo stato della rete ha spinto verso una più attenta analisi dei diametri presenti e della loro relativa estensione. I tassi più elevati si sono osservati per i diametri del 40,63, 65, 75, 110 e 200mm . Tali tassi però non modulano il grado di copertura offerto dai singoli diametri, secondo cui si hanno presenze maggiori di diametri come il 50,80 e 90mm . Quanto detto, già osservato in figura() , sottolinea le condizioni sfavorevoli di alcuni diametri quali il 65,75 e 200 mm, le cui esigue coperture ne fanno risuonare gli elevati tassi. Il numero delle rotture, divise per classi di materiali, risulta circa identico , ma il tasso al km ha evidenziato un peggior comportamento dei tratti in polietilene. Particolare attenzione va posta sui diametri del 63, 75,90 e 110mm. Per i diametri del 75 per esempio si è osservato un elevato tasso di rottura il che non è supportato dai km di estensione (11 rotture su circa 1km di copertura). Analogo risulta il caso del 110. Migliore invece è risultato essere il comportamento delle tubazioni del 90 che, malgrado ricoprano la maggior percentuale della frazione in polietilene, hanno fatto registrare un numero contenuto di rotture. Per l'acciaio le condizioni peggiori in termini percentuali (contributo di tale diametro offerto in termini di numerosità di rotture e copertura di rete) si sono riscontrate per i diametri dell'80; infatti il contributo in estensione sfiora il 28% , ma le cui occorrenze superano il 40% delle rotture registrate in tale materiale. Diverso è il suo comportamento in termini di tasso, mediato negli anni, in cui si colloca al quarto posto per intensità dietro i diametri del 65, 40 e 200mm (in ordine decrescente di intensità). Nei grafici seguenti è mostrato quanto espresso in funzione dei diversi diametri e materiali.

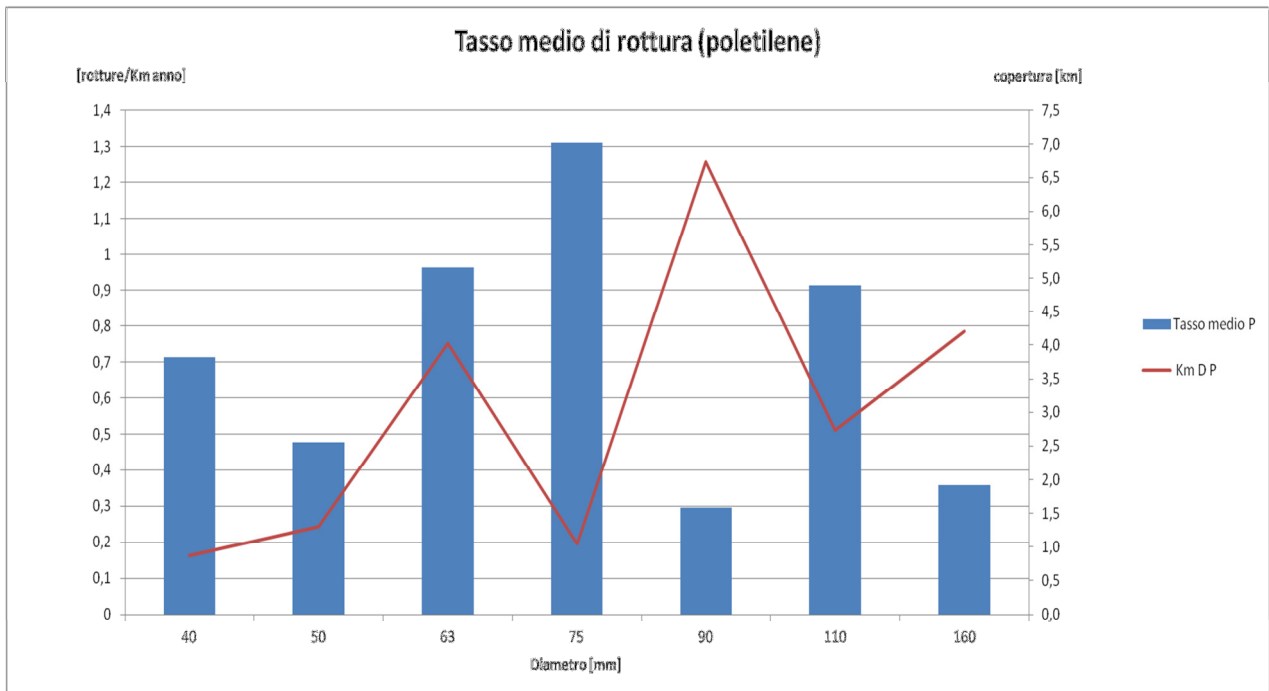


Figura 7.9 : Tasso medio di rottura ed estensione dei singoli diametri per le condotte in polietilene.

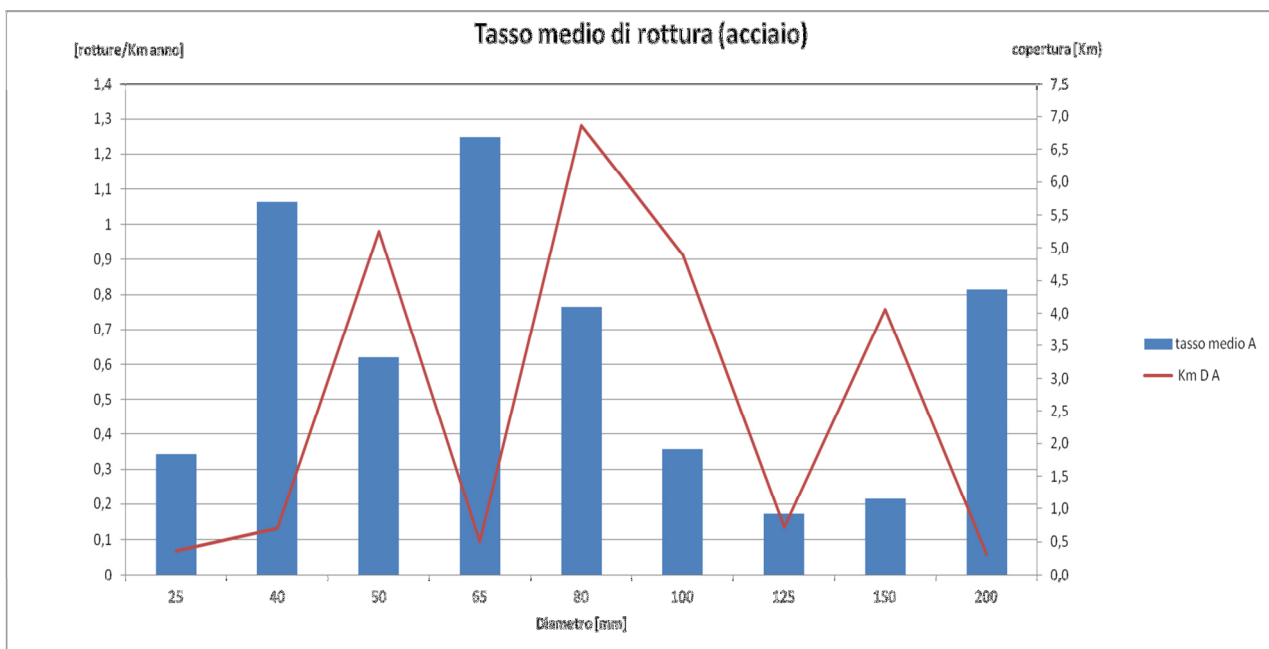


Figura 7.10: Tasso medio di rottura ed estensione dei singoli diametri per le condotte in acciaio.

La suddivisione in classi di diametro precedentemente proposta ha messo in risalto l'importanza delle classi intermedie che ricoprono la maggior parte della rete. La classe 80-110, in cui si trovano rispettivamente il 56% e il 47% dell'acciaio e del polietilene presenti in rete, che si sviluppa per un'estensione di circa 21,3 km, ha riscontrato avere un tasso di rottura più elevato per l'acciaio rispetto al polietilene. Ciò evidenzia il diverso peso dei vari diametri all'interno della classe; nel dettaglio si può vedere come le eccessive rotture

riscontrate nei diametri dell' 80 siano bilanciate dal migliore comportamento delle tubazioni del 100 che malgrado un'estensione di circa 5 km non hanno subito proporzionalmente un elevato numero di fallanze . Quanto detto vale specularmente per i diametri in polietilene appartenenti alla classe; qui è la bontà registrata dei condotti del 90 a bilanciare le elevate fallanze al km riscontrate per i diametri del 110. Particolare attenzione in relazione ai materiali va posta a questa classe essendo l'unica in cui il comportamento in termini di tasso sia risultato migliore per i diametri in polietilene (a conferma di quanto espresso precedentemente sul 90). Nella classe 50-75 mm l'elevato valore del tasso per la frazione in polietilene conferma un inefficiente comportamento dei diametri del 63 e del 75mm. Stesso dicasi per il 65 in acciaio, il cui tasso risulta il più alto di tutta la frazione in acciaio. L'ultima classe, 125-200mm, mette in luce le scadenti condizioni in termini di tasso delle condotte del 200 in acciaio, che hanno fatto registrare molte rotture in proporzione ai circa 300 metri di condotte; buono invece è risultato il comportamento dei diametri del 150 che hanno fatto registrare soltanto sette rotture su circa 4km di estensione. Di seguito viene riportata una tabella con un giudizio complessivo, scaturito da quanto analizzato, basato sul comportamento dei vari diametri e materiali.

DIAMETRO	tasso A	tasso P	Km D A	Km D P	n° rott. D	n° RR D Acc	n° RR D Pol	Comportamento
20	0,000	0,000	0,084	0,000	0	0	0	Ottimo
25	0,342	0,000	0,365	0,008	1	1	0	Buono
30	0,000	0,000	0,277	0,000	0	0	0	Ottimo
32	0,000	0,000	0,000	0,087	0	0	0	Ottimo
40	1,064	0,714	0,705	0,876	11	6	5	Pessimo A Scadente P
50	0,619	0,478	5,249	1,307	31	26	5	Scadente A Scadente P
63	0,000	0,964	0,070	4,021	31	0	31	Pessimo
65	1,247	0,000	0,501	0,000	5	5	0	Pessimo
75	0,000	1,311	0,004	1,049	11	0	11	Pessimo
80	0,764	0,000	6,870	0,024	42	42	0	Pessimo
90	0,000	0,297	0,000	6,733	16	0	16	Buono
100	0,357	0,000	4,900	0,000	14	14	0	Buono
110	0,000	0,913	0,000	2,738	20	0	20	Pessimo
125	0,173	0,000	0,724	0,000	1	1	0	Ottimo
150	0,215	0,000	4,064	0,000	7	7	0	Buono
160	0,000	0,357	0,000	4,197	12	0	12	Buono
200	0,814	0,000	0,307	0,000	2	2	0	Pessimo

Tabella 7.7 : Tasso, estensione, numero di rotture e giudizio comportamentale per i vari diametri in funzione dei diversi materiali

Range adottati:

- $0 \leq \text{ottimo} \leq 0,2$;
- $0,2 < \text{buono} \leq 0,45$;
- $0,45 < \text{scadente} \leq 0,75$;
- $0,75 < \text{pessimo}$.

Da quanto evidenziato in tabella si evince come il comportamento pregresso espresso in termini di giudizio possa influire sulla localizzazione delle perdite e sulla loro ricerca. Tale valutazione avrà anche un riflesso sulla futura adozione o meno di alcuni dei diametri considerati.

Nei capitoli precedenti si è messa in evidenza l'importanza ricoperta da alcune variabili nel processo di occorrenza delle fallanze. In aggiunta a quanto già esposto su materiali e diametri, nel caso di studio in esame, si sono espresse delle valutazioni anche sull'età delle tubazioni e sul traffico. Di seguito, si è cercato di tenere in considerazione il diverso apporto in termini di peso offerto dai diversi fattori evidenziati con lo scopo di ottenere un'analisi integrata della propensione al rischio rotture.

Grazie alle analisi precedentemente condotte, sono state definite quattro classi comportamentali di diametro alle quali si è fatto corrispondere un peso al fine di gradarne l'affidabilità futura. I pesi (γ) assegnati sono riassunti in tabella.

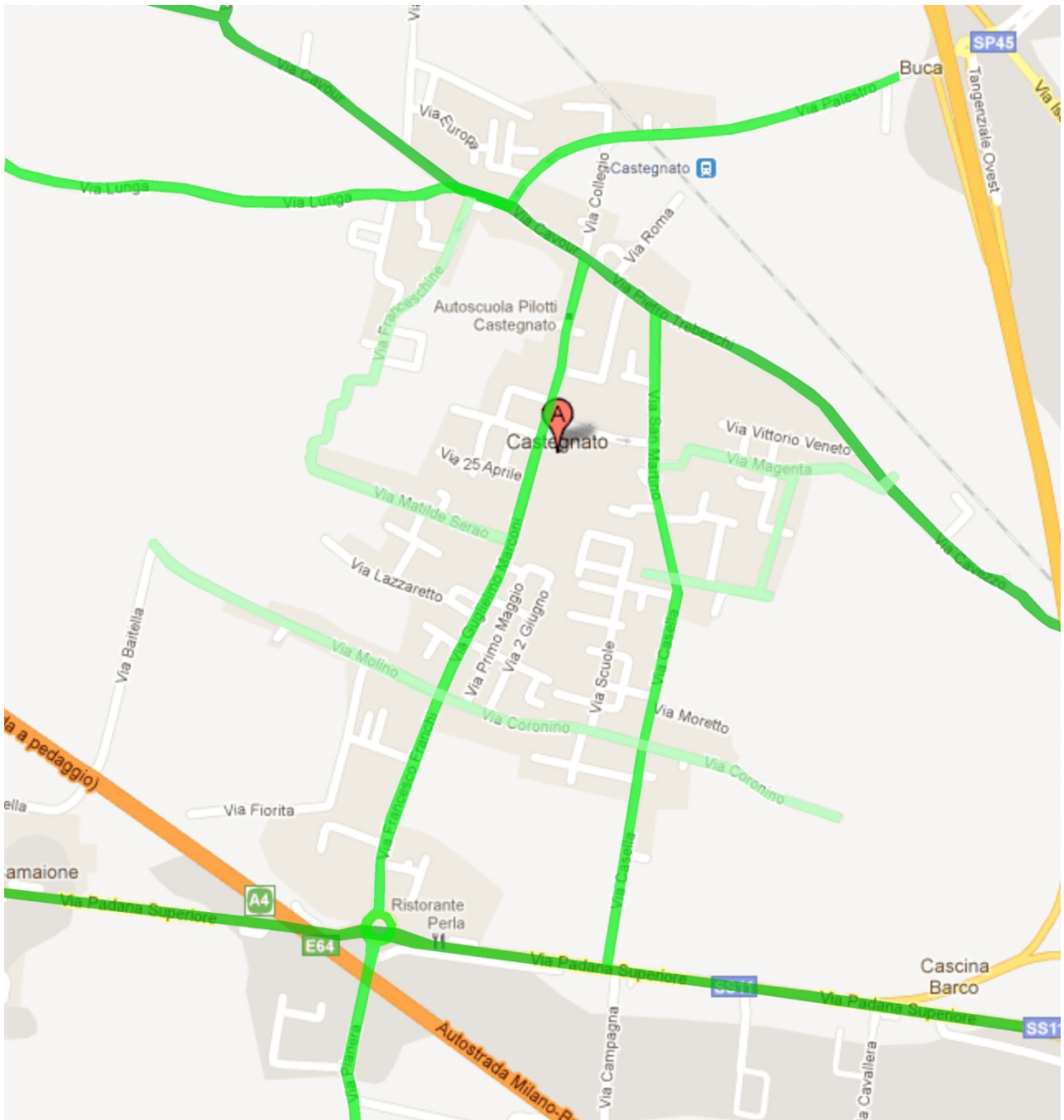
Coportamento	peso
Ottimo	0,25
Buono	0,5
Scadente	0,75
Pessimo	1

Tabella 7.8 : Peso assegnato alle singole classi comportamentali

Come già espresso, si è ritenuta opportuna una definizione di massima del traffico insistente sulla rete del comune analizzato il che ha condotto ad una suddivisione del circuito viario in classi di intensità. L'intensità infatti, intesa come carico accidentale dovuto al transito dei veicoli da aggiungersi al terreno di riporto, fornisce sia un'informazione sulla rilevanza di una possibile rotture futura in una data area, in termini di costi indiretti e esternalità, sia sull'apporto in peso offerto da una delle cause influenti sulle rotture. Sono state individuate quattro classi di traffico:

- Molto intenso: strade di scorrimento veloci e statali;
- Intenso: strade urbane di scorrimento ;
- Tenue: strade urbane di quartiere ;
- Scarso: strade locali.

Di seguito in figura 7.11 è riportata una mappa delle intensità relative.



Legenda

- Molto intenso
- Intenso
- Tenue

Figura 7.11: distribuzione delle intensità di traffico nel comune di Castegnato.

Ognuna di queste classi contribuirà quindi in modo diverso ad un possibile fenomeno di rottura. Per tener conto di quanto illustrato è stato assegnato ad ognuna di esse un peso decrescente con l'intensità. Tali pesi (α) risultano elencati in tabella 7.9:

Intensità	peso
Molto intenso	1
Intenso	0,75
Tenue	0,5
Scarso	0,25

Tabella 7.9 : Peso assegnato alle singole intensità di traffico

Le analisi sulla distribuzione hanno fatto registrare tassi di fallanza diversi in funzione dei materiali messi in opera. Come già sottolineato, il tasso di fallanza ottenuto per le condotte in polietilene (4,7 rotture/Km) è risultato superiore all'analogo tasso valutato sulla traccia in acciaio (4,3 rotture/Km). Le strategie seguite attualmente dall'ente di gestione sono volte ad un ritorno alla ghisa in sostituzione del materiale plastico, definita in generale più affidabile. Ciò avvalorava quanto riscontrabile dai tassi sulle scarse performance del polietilene. Le informazioni forniteci dal gestore, unite all'output delle analisi, giustificano l'attribuzione di pesi diversi per i due tipi di copertura all'interno di una valutazione d'efficienza complessiva. La maggior propensione alla rottura dimostrata dalle condotte in polietilene ha portato all'attribuzione di un fattore di penalità β pari a 0,7. Il complemento a uno invece è stato adottato per la copertura in acciaio.

Un altro fattore di influenza tenuto in considerazione per le rotture, la cui importanza è già stata sottolineata in relazione alle funzioni di sopravvivenza, è l'anno di posa. I dati fornitici dall'ente di gestione hanno fatto emergere come negli ultimi 20 anni siano stati posati (posati/sostituiti) circa 12 km di condotte. La posa della parte restante delle tubazioni, 33km, risale agli anni antecedenti il 1991 (afferenti alla precedente gestione). E' stata quindi operata una suddivisione per i dati di posa: ante e post 1991. Tale suddivisione è stata messa in atto con l'intento di tenere in considerazione anche il processo di invecchiamento nella nostra analisi di propensione al rischio. A tal proposito, per evidenziare, come espresso nei capitoli precedenti, la maggiore probabilità di rottura dei condotti nella fase di maturità, si è deciso di pesare le tubazioni con posa antecedente al 91 con un fattore 0,7 (δ). Per le restanti (post 91), giovani, si è quindi adottato un peso di 0,3.

Alla luce di queste considerazioni si è ritenuto opportuno definire un indice in grado di combinare il comportamento delle variabili in gioco (diametri, traffico, materiale e posa) definito come segue:

$$I \text{ risk} = \alpha + \beta + \gamma + \delta$$

I valori ottenuti dall'unione pesata dei quattro campi serviranno a delimitare delle zone di rischio. A tal proposito è stato sviluppato un apposito software in grado di visualizzare una mappa del rischio. Il programma riceve in ingresso due file di testo così strutturati :

- un file contenente le coordinate dei nodi con cui è stata modellata la rete in Epanet ;
- un file contenente per ogni condotta un identificativo della tubazione, gli identificativi dei nodi di monte e valle ad essa afferenti, e i pesi delle singole variabili considerate nell'analisi (traffico, giudizio comportamentale del diametro, materiale e posa).

Il programma effettua la somma pesata delle variabili per ogni singolo condotto; il valore ottenuto, viene confrontato con dei range di rischio implementati nel codice (Appendice A)

A seguito di tale operazione, vi è l'assegnazione di una diversa tonalità ai condotti in funzione delle diverse classi di rischio di appartenenza.

Il software ci restituisce quindi una mappa del rischio associato ad ogni condotto permettendo l'individuazione delle zone più soggette al fenomeno delle rotture. In figura 7.12 si riporta quanto ottenuto dalla simulazione.

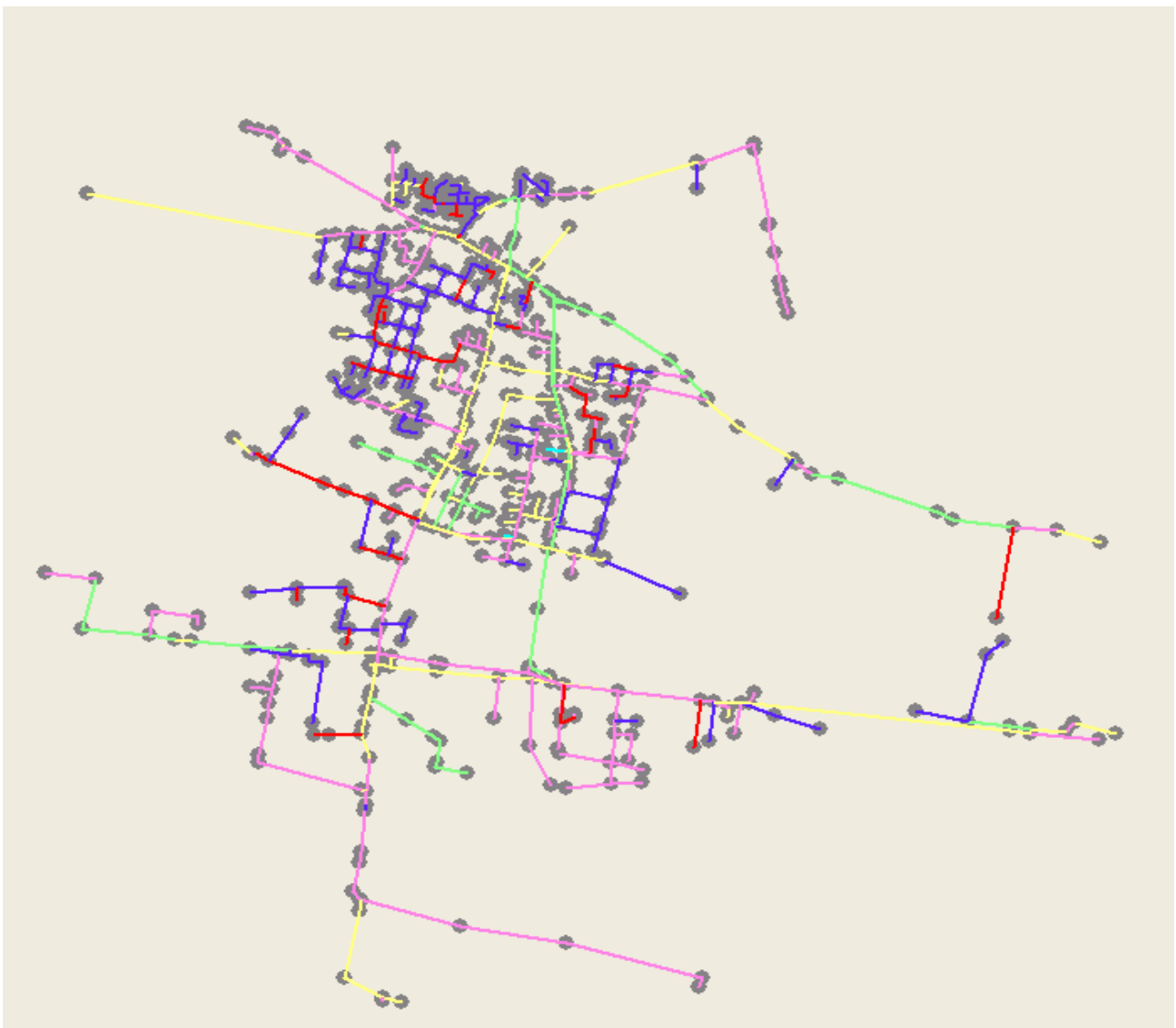




Figura 7.12 : Mappa del rischio ottenuta in funzione dell'indice proposto e relativa legenda.

La stima del rischio ottenuta dovrà essere sottoposta successivamente ad una più attenta analisi in relazione agli scenari di perdite precedentemente ipotizzati. Tale zonazione unita alla localizzazione (ipotizzata) delle perdite può infatti porsi a supporto del processo decisionale di manutenzione; per esempio, una possibile coincidenza tra zone ad alto rischio di rottura e zone di localizzazione perdite, potrebbe spingere il gestore, all'occorrenza di una rottura all'interno di una zona così definita, verso la sostituzione del condotto. Viceversa, in caso di diversa insistenza da parte delle due zone, si tenderà alla riparazione.

7. Applicazione del software Casses

A seguito dello studio condotto sulle rotture della rete in esame, si è deciso di utilizzare il software Casses per un'analisi statistica di previsione. Tale software, sviluppato dal Cemagref Sciences, eaux & territoires, consente di sviluppare delle previsioni sull'occorrenza delle rotture di una determinata rete. A tale scopo il software utilizza la "*Linear extension of the Yule process*", già precedentemente discussa, per calcolare il numero delle possibili fallanze future ("*processo di conteggio*", $N(t)$) a cui possono essere soggette tubazioni di caratteristiche note (vettore Z delle covariate). Di seguito vengono riportati i passi principali di implementazione e i file da porre in ingresso:

- un file excel (formato .csv) con i dati delle condotte, in particolare: un identificativo della tubazione, la lunghezza, diametro, anno di posa e materiale;
- un file excel (formato .csv) con i dati delle rotture: un identificativo della tubazione su cui è avvenuta la rottura e la data in cui è stata registrata.

Per l'inserimento dei file in Casses sono state apportate delle modifiche ai dati di registrazione di partenza. In particolare :

- per le rotture avvenute nel 2006, è stata effettuata una variazione sulla data in quanto nei dati di partenza vi erano più rotture registrate nello stesso giorno; tale condizione non è supportata dal software che accetta in ingresso un massimo di un'osservazione al giorno;
- nei dati erano presenti tre tubazioni la cui data di posa risultava essere successiva alle occorrenze registrate; tali tubazioni non sono state considerate nell'analisi. L'anomalia potrebbe essere dovuta ad una possibile sostituzione dei condotti;
- per le tubazioni con posa antecedente al 1991, per mancanza di dati, si è fissato un anno di installazione di riferimento (1985).

Alla base del processo di predizione, vi è un'operazione di validazione. Tale validazione viene condotta sfruttando i dati in possesso, cioè le registrazioni. Inserendo i dati precedentemente esposti, il programma esegue un confronto tra la predizione generata e le rotture realmente osservate. Si possono definire quindi due finestre temporali:

- periodo di calibrazione;
- periodo di validazione.

Durante il primo periodo il programma calibra i parametri della funzione della LEYP implementata all'interno del software. Nel periodo di validazione avviene il confronto tra le rotture ottenute tramite

l'algoritmo di simulazione e le rotture reali note, in moda da valutare l'affidabilità del risultato ottenuto. Essendo in possesso delle registrazioni delle rotture dal 2003 al 2010, si è scelto come periodo di calibrazione la finestra 2003-2008, cercando di riprodurre durante la validazione le rotture dei due anni seguenti (figura 8.1).

Figura 8.1 : Schermata del software relativa alla definizione dei periodi di calibrazione e validazione.

Alla fine della fase della fase di calibrazione il programma restituisce per ogni covariata (diametro, lunghezza e materiale) o parametro il valore ottenuto (theta), la deviazione standard e la relativa significatività.

Oltre alle covariate considerate, gli altri parametri presenti nella calibrazione sono i seguenti :

- Alpha, parametro che tiene in considerazione l'influenza delle rotture precedenti; quando è non significativo prende il valore 0;
- Delta, parametro che tiene in conto l'influenza della vecchiaia delle condotte; quando non è significativo il suo valore è 1;
- Zeta0 parametro di correzione del "survival bias"; quando non è significativo il suo valore è -infinito (in pratica -30 di default);
- Zeta 1 parametro di correzione del "selective survival bias"; quando non è significativo il suo valore è 0 (di default).

I parametri (covariate) risultano significativi per valori del p-value inferiori a 0,05 (test d'ipotesi : probabilità di sbagliare, rifiutando l'ipotesi che i parametri non abbiano effetto, cioè errore del primo tipo, inferiore al 5%). Dai risultati ottenuti dalla calibrazione iterativa si evince l'importanza ricoperta dalla lunghezza dei condotti. La covariata infatti risulta significativa avendo un valore del p-value inferiore al livello fissato. Inverso è il comportamento per le covariate relative al materiale e al diametro. Esse, risultando non

significative per l'elevato valore del p-value riscontrato, vengono rimosse automaticamente dal programma (figura 8.3). Di seguito nelle schermate riportate si può vedere quanto esposto, la convergenza per ogni ciclo di calibrazione espressa in numero di iterazioni e la bontà della calibrazione (Log-Likelihood).

Calibration: Calibration 2

Log Likelihood: 78.143

Calibration status The Calibration converged after 272 iterations.

Z[i]	theta	ref	std	Chi2	pval
Alpha	4.7208E0	0.0000E0	1.0680E0	2.0080E2	0.0000
Delta	1.0000E0	1.0000E0	NaN	NaN	NaN
Zeta0	-3.0000E1	-3.0000E1	NaN	NaN	NaN
Zeta1	0.0000E0	0.0000E0	NaN	NaN	NaN
Beta0	-1.7948E-1	0.0000E0	3.2761E-1	3.0015E-1	0.5838
DIA	-2.1782E-3	0.0000E0	1.7526E-3	1.5447E0	0.2139
DDP	4.2482E-5	0.0000E0	3.3487E-5	1.6094E0	0.2046
LNG	2.7666E-3	0.0000E0	4.2189E-4	4.3001E1	0.0000
MAT[POLIETIL...	0.0000E0	0.0000E0	NaN	NaN	NaN
MAT[ACCIAIO]	-7.2618E-2	0.0000E0	1.2500E-1	3.3751E-1	0.5613

Advice:
Covariate MAT not significant (remove related parameter)

Figura 8.2 : Schermata di output della seconda calibrazione effettuata dal software.

Calibration: Calibration 5

Log Likelihood: 76.539

Calibration status The Calibration converged after 80 iterations.

Z[i]	theta	ref	std	Chi2	pval
Alpha	4.5575E0	0.0000E0	1.0063E0	1.9777E2	0.0000
Delta	1.0000E0	1.0000E0	NaN	NaN	NaN
Zeta0	-3.0000E1	-3.0000E1	NaN	NaN	NaN
Zeta1	0.0000E0	0.0000E0	NaN	NaN	NaN
Beta0	-1.6047E-1	0.0000E0	1.2779E-1	1.5769E0	0.2092
LNG	2.7666E-3	0.0000E0	4.2189E-4	4.3001E1	0.0000

Advice:
All parameters are significant

Figura 8.3 : Schermata di output dell'ultima calibrazione effettuata dal software.

Una volta ottenuti i valori dei parametri e definita la loro rispettiva significatività, inizia la fase di validazione. Nella quale viene applicata la LEYP con i parametri precedentemente calibrati in modo da ottenere una previsione per l'orizzonte temporale prescelto. Tale fase ha lo scopo di definire la bontà con cui il programma approssima le rotture reali.

Dopo aver ordinato le condotte per tasso di rottura previsto decrescente, la misura del numero delle rotture reali durante il periodo di validazione può essere espressa in funzione della lunghezza totale delle condotte oppure del numero totale. Le figure seguenti (figure 8.4 e 8.5) mostrano gli andamenti delle rotture reali e predette durante il periodo di validazione.

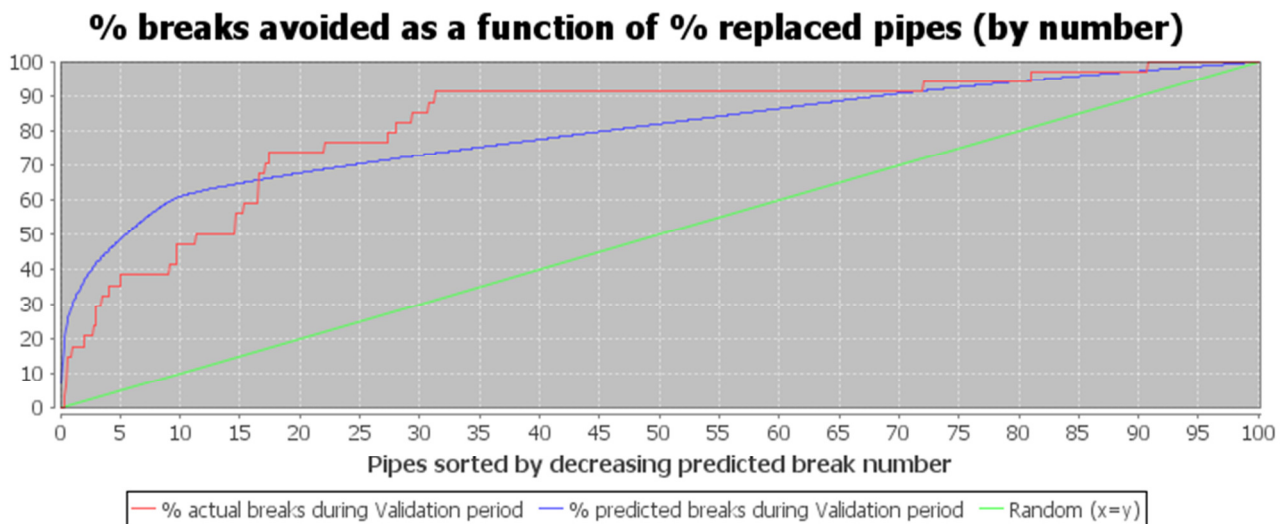


Figura 8.4 : Andamento percentuale delle rotture reali e predette in funzione del numero totale di condotti. Lungo l'asse X è rappresentata la % del numero delle condotte, lungo l'asse Y sono invece rappresentate tre curve: una curva rossa (% di rotture reali durante il periodo di validazione), una curva blu (% di rotture previste durante il periodo di validazione), una curva verde (bisettrice x=y, corrisponde ad una classificazione casuale dei condotti).

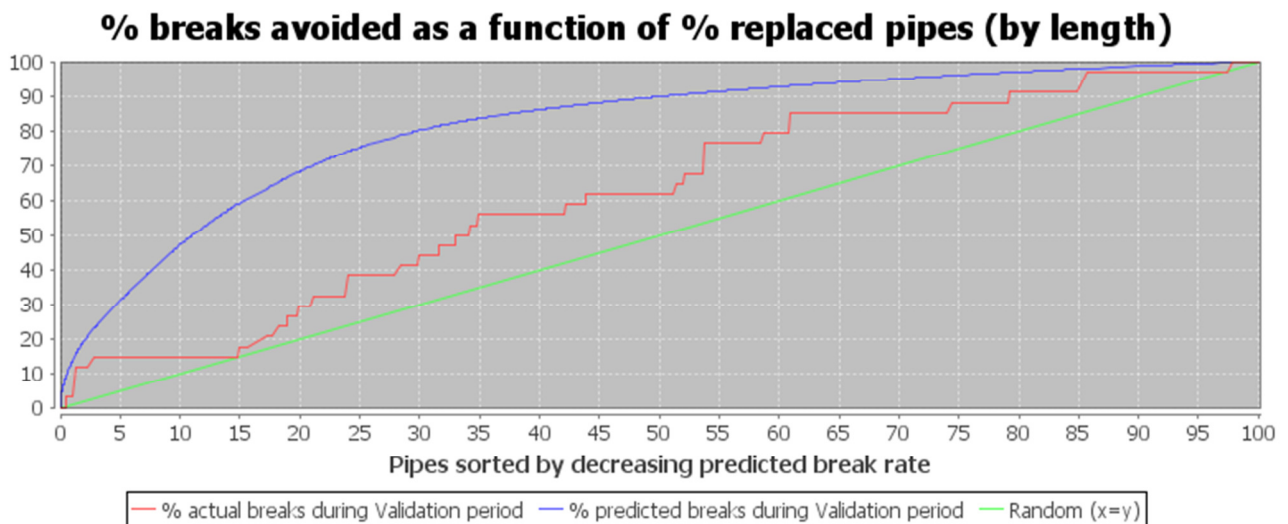


Figura 8.5 : Andamento percentuale delle rotture reali e predette in funzione della lunghezza totale dei condotti. Lungo l'asse X è rappresentata la % della lunghezza delle condotte, lungo l'asse Y sono invece rappresentate tre curve: una curva rossa (% di rotture reali durante il periodo di validazione), una curva blu (% di rotture previste durante il periodo di validazione), una curva verde (bisettrice $x=y$, corrisponde ad una classificazione casuale dei condotti).

La validazione presenta un andamento isteretico, ma in media riproduce discretamente le rotture osservate; si può notare come nella prima parte la curva blu, riferita alla predizione, sovrastimi la reale percentuale di rotture osservate. Tra il 17% e il 72% in numerosità delle condotte la stima si inverte (superato il flesso). In tale punto una sostituzione del 17% delle condotte (ordinate per tasso decrescente) farebbe diminuire del 68% le fallanze. Quanto espresso è definito tramite un indicatore proposto dal programma: il CXn (o il CXI); tale valore definisce quindi la percentuale delle rotture osservate durante il periodo di validazione su un x% del numero (o nel caso del CXI della lunghezza totale) delle condotte ordinate per tasso di rotture previste decrescente. Per esempio nel caso random (curva verde) il C5n risulta essere il 5%. Si ottiene quindi un'indicazione della percentuale delle rotture evitabili a seguito della sostituzione di una x% di condotte (in numero o in estensione). Diverso è invece l'andamento delle due curve in funzione della % di copertura. Dalle figura si vede come per tutta la validazione il programma sovrastimi la percentuale di rotture previste rispetto ai dati reali. Inoltre si può notare come in alcuni casi il comportamento reale si avvicini molto al caso random (curva verde). Si percepisce quindi il peso offerto della lunghezza dei condotti all'interno dell'analisi. Tale importanza va a sottolineare quanto già riscontrato in fase di calibrazione sulla significatività di tale covariata.

Si è in seguito condotta un'analisi sulle rotture future, utilizzando sempre gli stessi periodi di calibrazione e validazione. Il periodo scelto per la previsione è la finestra degli otto anni successivi alle osservazioni (2011-2018). In figura 8.6 è riportata la schermata di inserimento dei dati di previsione.

The screenshot shows a dialog box titled "Prediction creation" with a close button in the top right corner. It contains the following fields and buttons:

- Name :** A text input field containing "pred_8anni".
- Start date of Prediction period:** A date input field containing "1/1/2011".
- End date of Prediction period:** A date input field containing "12/31/2018".
- Comment :** A large empty text area.
- Buttons:** "Validate" and "Cancel" buttons are located at the bottom center.

Figura 8.6 : Schermata del software relativa alla definizione del periodo di previsione.

L'output della nuova simulazione è espresso in termini di tasso medio di rottura annuale per ogni condotto e numerosità delle occorrenze previste. I dati ottenuti sono superiori a quanto riscontrato nelle osservazioni, quindi si deduce che il modello sovrastimi le rotture della rete in esame.

Sulla base dei risultati ottenuti si è svolta un'analisi del rischio associato alle singole condotte basata sulla numerosità delle rotture previste. A tal proposito sono state definite quattro classi (tabella 8.1), corrispondenti ad un giudizio comportamentale atteso.

Comportamento	numero rotture previste
Ottimo	$n \leq 1$
Buono	$1 < n \leq 2$
Medio	$2 < n \leq 4$
Scadente	$4 < n \leq 5$
Pessimo	$n > 5$

Tabella 8.1 : Suddivisione in classi di rotture previste e relativo giudizio comportamentale.

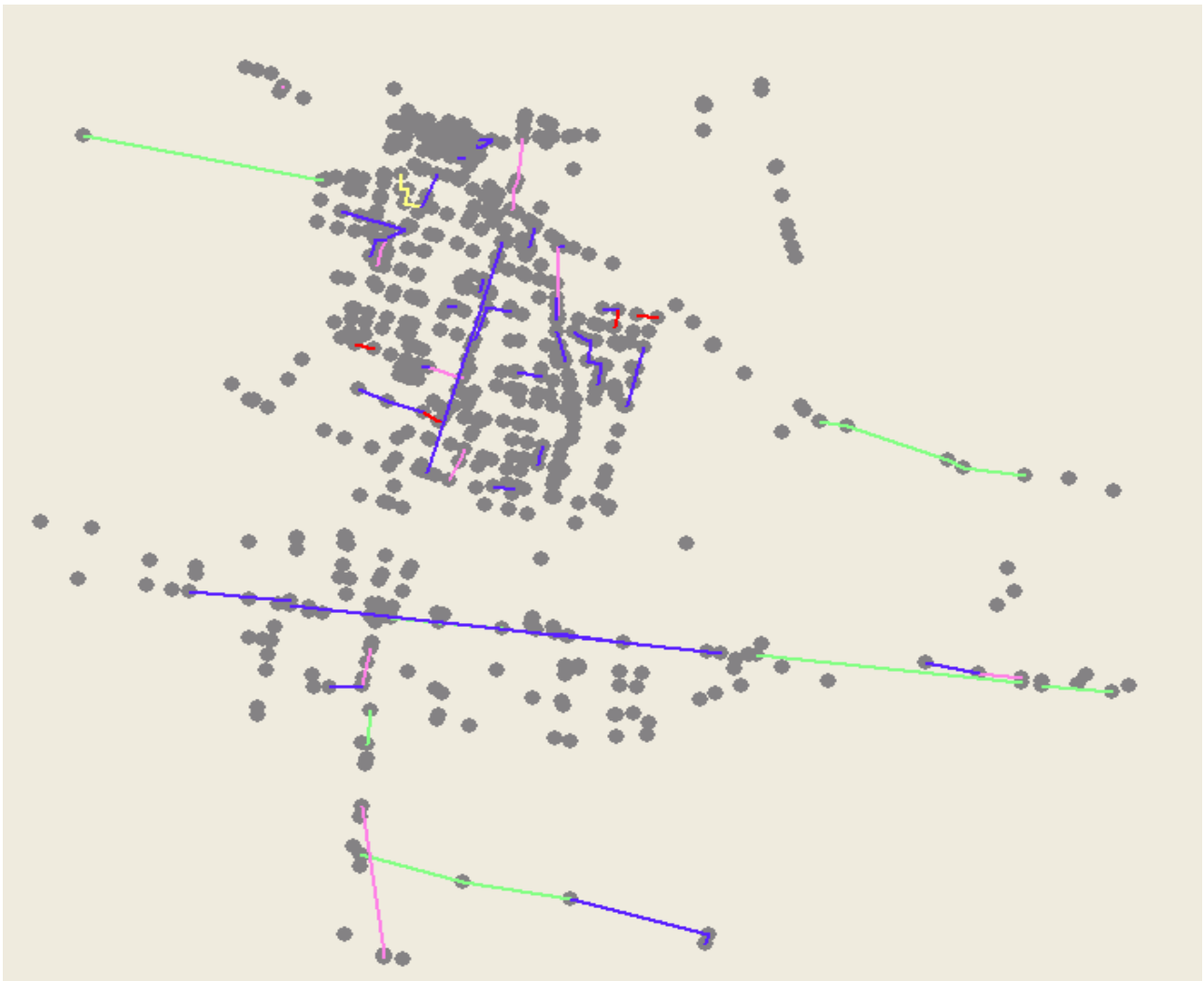
E' stato sviluppato un software simile a quello descritto nel capitolo precedente in grado di visualizzare quanto ottenuto dalla simulazione svolta in Casses in termini di numerosità delle rotture previste. In ingresso al programma sono stati forniti due file di testo:

- Un primo file con le coordinate e gli identificativi dei nodi della rete esaminata (modello Epanet);
- Un file contenente gli identificativi dei nodi di monte e valle per ogni condotto ed un peso in funzione del numero delle rotture previste dalla simulazione (range tabella 8.1).

Nell'analisi svolta non sono state tenute in considerazione quattro tubazioni il cui numero di rotture previste è risultato molto elevato; il contributo in termini di estensione di tali condotti era superiore ai 600 m, per un totale inferiore ai 2,5 km (circa il 4% della distribuzione totale). Ciò ha confermato quanto già evidenziato nella fase di calibrazione e validazione sulla significatività della lunghezza ai fini della simulazione. Sono state definite "altre" le vie per le quali Casses non ha previsto rotture nell'orizzonte temporale investigato (tre) o per cui non è stato possibile fornirle, per mancanza di dati, in ingresso al programma.

Il programma dopo aver associato ad ogni condotto il comportamento risultante dalle rotture attese, vi assegna un colore in funzione del range di appartenenza. Ciò consente la visualizzazione pesata del rischio associato alle diverse tratte.

Di seguito in figura 8.7 è riportata la mappa ottenuta dall'analisi.



Comportamento






Ottimo	
Buono	
Medio	
Scadente	
Pessimo	

Figura 8.7 : Mappa del rischio associato alle rotture previste dal programma Casses e relativa legenda.

I risultati ottenuti per le singole vie sono stati confrontati con le registrazioni effettuate durante gli anni di osservazione e sono riassunti in tabella 8.2. Si evince quindi come il programma riproduca in media abbastanza bene il comportamento degli anni di osservazione con un errore relativo di circa il 16% e pertanto un'analisi di previsione così condotta possa essere tenuta in considerazione in sede di pianificazione preventiva.

	ROTTURE OSSERVATE	ROTTURE PREDETTE CASSES	ERRORE RELATIVO PERCENTUALE
VIA AMBROSETTI	2	3,2	0,37
VIA ANNA FRANK	4	3,7	0,09
VIA BARCO	2	4,9	0,59
VIA BUONARROTI	3	3,4	0,12
VIA CAVALLERA	5	4,4	0,14
VIA CAVEZZO	11	1,3	7,36
VIA CAVOUR	6	8,6	0,30
VIA COLLEGIO	2	2,9	0,31
VIA CORONINO	5	10,4	0,52
VIA DONATORI DI SANGUE	1	1,0	0,02
VIA FALCONE G.	1	2,7	0,63
VIA FRANCESCHINE	9	8,1	0,11
VIA FRANCHI F.	2	9,9	0,80
VIA GALILEI G.	4	1,3	2,00
VIA GALLO A.	2	2,8	0,28
VIA GARIBALDI G.	1	1,2	0,15
VIA II GIUGNO	3	4,0	0,25
VIA ITALIA	1	2,6	0,61
VIA LAZZARETTO	2	3,3	0,38
VIA LEONARDO DA VINCI	1	3,0	0,67
VIA LUNGA	5	1,2	3,17
VIA MAGENTA	4	4,0	0,01
VIA MARCONI	3	6,2	0,51
VIA MARTIRI DELLA LIBERTA	2	3,5	0,42
VIA MOLINO	3	3,6	0,17
VIA MONTESSORI	1	1,0	0,02
VIA MORO A.	2	2,1	0,07
VIA PADANA SUPERIORE	43	55,1	0,22
VIA PALESTRO	5	6,7	0,25
VIA PIANERA	23	17,5	0,32
VIA S.MARTINO	9	13,1	0,31
VIA SCUOLE	1	4,4	0,77
VIA SERAO M.	8	10,5	0,24
VIA SOLFERINO	4	6,9	0,42
VIA TORRE	12	6,5	0,85
VIA TREBESCHI P.	1	1,7	0,41
VIA VITTORIO VENETO	2	6,0	0,66
VIA XXV APRILE	1	1,1	0,06
VIALE DEL LAVORO	3	2,0	0,50
VIALE EUROPA	2	1,3	0,55
ALTRE	3	9,2	0,67
TOTALE	207	246,2	0,16

Tabella 8.2 : Numero di rotture osservate e previste per le singole vie.

8. Conclusioni

Nei moderni sistemi acquedottistici, a causa della scarsità di risorse e dell'elevato costo dell'energia, le perdite idriche non possono essere trascurate come in passato ma devono essere approfonditamente studiate al fine di limitarne il più possibile l'occorrenza. Partendo da quest'idea il presente lavoro di tesi ha avuto come obiettivo lo studio delle rotture registrate nel comune di Castegnato al fine di sviluppare e validare un metodo in grado di definire le tubazioni, e quindi le aree, maggiormente soggette a rottura. La prima parte dello studio è stata dedicata alla ricerca bibliografica riguardante le definizioni di efficienza del sistema idrico, i metodi di ottimizzazione dei sistemi acquedottistici con particolare attenzione alla tecnica degli algoritmi genetici, e la revisione di alcuni metodi presenti in letteratura relativi alla modellazione delle rotture. In seguito è stata descritta la rete di Castegnato e sono state brevemente riassunte le elaborazioni precedentemente effettuate (Bertoletti e Castelnovo 2010) da cui risulta evidente l'elevata percentuale di perdite idriche, da cui la necessità di individuarle nella maniera più accurata possibile. È stato quindi analizzato il database in cui di anno in anno sono state registrate le rotture, è risultato immediatamente evidente come poco oltre la metà delle rotture sia avvenuta sugli allacci e non lungo le condotte di rete, relativamente agli stessi allacci non si sono però resi disponibili dati, si è deciso perciò di lavorare sulle sole rotture di rete. La metodologia scelta si è quindi basata sulla definizione di un indice in grado di pesare opportunamente i diversi fattori che possono causare o comunque influenzare i meccanismi di rottura: diametro delle tubazioni, materiale costituente, lunghezza traffico e età. L'analisi condotta sui diametri ha evidenziato un comportamento diverso in relazione alla copertura di rete. Alcuni diametri, infatti, come per esempio quelli del 75 o del 110, hanno riscontrato un elevato tasso di rottura malgrado la loro esigua percentuale di copertura di rete. Caso inverso è stato evidenziato per esempio per diametri del 90 e del 100mm. Un comportamento diverso è stato ottenuto anche in relazione ai materiali. Tra questi il polietilene è risultato più scadente, facendo registrare un tasso di rottura superiore rispetto alla porzione in acciaio. Il traffico è stato valutato individuando le strade soggette a maggior traffico mentre per l'età è stato considerato l'anno di posa. La valutazione singola di tali variabili ha messo in evidenza l'importanza che ognuna di esse offre all'occorrenza delle rotture. Ma la definizione dell'indice è risultata necessaria al fine di ottenere una valutazione d'insieme del processo. Il calcolo dell'indice ha reso possibile la redazione di una mappa del rischio associato alle singole condotte. Tale mappa ha messo in evidenza le zone più colpite dall'occorrenza delle rotture e quindi le più a rischio.

Infine è stata svolta un'analisi di previsione tramite l'utilizzo del software Casses, i risultati hanno mostrato un buon adattamento quanto osservato negli anni di registrazione. Nello specifico, le zone che nella finestra di calibrazione (condotta sui dati osservati) erano state caratterizzate dal maggior numero di rotture, hanno fatto registrare simili valori nel periodo di previsione (errore relativo medio del 16%). Tale modello di previsione, dopo ulteriori calibrazioni in particolare per quanto riguarda il peso dato alla lunghezza delle condotte, è quindi risultato performante per le analisi future sulla rete in questione.

La stima del rischio ottenuta potrà essere sottoposta successivamente ad una più attenta analisi in relazione ai volumi non fatturati, in modo da associare gli scenari di perdita a quelli di rottura, ovviamente dato il legame imprescindibile tra rotture e perdite, i due scenari dovrebbero, in condizioni ideali coincidere, un'analisi congiunta può in ogni caso portare ad ottimi miglioramenti nella gestione del sistema di distribuzione in esame.

Lo sviluppo del lavoro di tesi sarà eseguito su campo: a seguito dell'installazione di misuratori di portata e pressione all'interno della rete di distribuzione, si potrà infatti, tramite l'utilizzo di una metodologia evolutiva, migliorare il processo di localizzazione. Da tale metodologia ci si aspetta infatti la migliore configurazione della localizzazione delle perdite, in modo da definire un ambito entro il quale procedere con una ricerca di carattere puntuale consentendo un risparmio in termini economici e di tempo.

La zonazione del rischio di rottura sviluppata in questo studio, unita alla localizzazione delle perdite, può infatti porsi a supporto del processo decisionale di manutenzione; per esempio, una possibile coincidenza tra zone ad alto rischio di rottura e zone di localizzazione perdite, potrebbe spingere il gestore, all'occorrenza di una rottura all'interno di una zona così definita, verso la sostituzione del condotto. Viceversa, in caso di diversa insistenza da parte delle due zone, si tenderà alla riparazione.

La redazione qui effettuata della carta di rischio, unita alle analisi di previsione, potrà far da ausilio all'ente di gestione della distribuzione al servizio di Castegnato al fine di migliorare l'affidabilità della rete e definire delle strategie di manutenzione preventiva, il che si tradurrebbe anche in un miglior servizio reso all'utenza. Il metodo, una volta testato e validato potrà anche essere applicato, con le dovute modifiche per gli specifici casi, essere applicato anche ad altre realtà in cui si renda necessaria l'individuazione preventiva delle zone maggiormente soggette a rottura ovvero delle perdite idriche.

Bibliografia

- ALEGRE H., HIRNER W., BAPTISTA J. M., PARENA R. (2006); "*Performance Indicators for Water Supply Services*"; IWA Manual of Best Practice; IWA Publishing.
- ALMANDOZ J., CABRERA E., ARREGUI F., CABRERA E. JR., COBACHO R. (2005); "*Leakage Assessment through Water Distribution Network Simulation*"; Journal of Water Resources Planning and Management, Volume 131, Issue 6; ASCE.
- BAO Y., MAYS L. W. (1990); "*Model for Water Distribution System Reliability*"; Journal of Hydraulic Engineering, Volume 116, Issue 9; ASCE.
- BREMOND B., (1996); "Decision making tools in water supply network renewal"; COST Action C3 workshop, 18 and 19 June 1996, Brussels.
- COELHO S. T. (1997); "*Performance in Water Distribution, A Systems Approach*"; Research Studies Press.
- COGEME (2010); "*Estratto di documentazione relativa alla rete acquedottistica a servizio del comune di Castegnato*".
- FOGEL L. J., OWENS A. J., WALSH M. J. (1966); "*Artificial intelligence through simulated evolution*"; Wiley.
- GOLDBERG D. E. (1989); "*Genetic Algorithms in Search, Optimization and Machine Learning*"; Addison Wesley.
- GOLDBERG D. E., KUO C. H. (1987); "*Genetic algorithms in pipeline optimization*"; Journal of Computing in Civil Engineering, Volume 1, Issue 2; ASCE.
- HALHAL, D., WALTERS, G. A., SAVIC, D. A., OUAZAR, D. (1999); "*Scheduling of water distribution system rehabilitation using structured messy genetic algorithms*"; Evolutionary Computation, Volume 7, No. 3; MIT Press.
- HOLLAND J. H. (1962); "*Outline for a logical theory of adaptive systems*"; Journal of the ACM, Volume 9, Issue 3; ACM.
- HOLLAND J. H. (1975); "*Adaptation in natural and artificial systems*"; University of Michigan Press.
- LAMBERT A. O., HIRNER W. (2000); "*Losses from Water Supply Systems: Standard Terminology and Recommended Performance Measures*"; IWA the Blue Pages.
- KOZA J. R. (1992); "*Genetic Programming*"; MIT Press.

- CIAPONI C., FRANCHIOLI L., PARIRI S.,(2009); "*A simplified procedure for water distribution networks reliability assessment*"; Performance indicators for the planning , design and management of water supply systems (CSDU) .
- POULTON M., LE GAT Y. & BREMOND B. (2007); "*The impact of pipe lenght on break predictions in water distribution systems*"; Leading Edge conference on strategic asset management , Lisbon 17-18 October 2007.
- JAMES W. , MALE , THOMAS M., WALSKI, Members , ASCE, and Slutsky H. (1990); "*Analyzing water main replacement policies*"; Journal of Water Resources Planning and Management; ASCE.
- LE GAT Y., EISENBEIS P.,(2000); "*Using maintenance record sto forecast failures in water networks*"; Urban Water.
- MAMBRETTI S., ZUCCOLI A. (2009); "*Moderne tecnologie per gli acquedotti*"; Editoriale Delfino.
- MINISTERO DEI LAVORI PUBBLICI (1997); "*DM 8 gennaio 1997 n. 99, Regolamento sui criteri e sul metodo in base ai quali valutare le perdite degli acquedotti e delle fognature*"; Gazzetta Ufficiale della Repubblica Italiana, Serie Generale, numero 90 del 18 aprile 1997.
- MITCHELL M. (1996); "*An Introduction To Genetic Algorithms*"; MIT Press.NICKLOW J., REED P., SAVIC D., DESSALEGNE T., HARRELL L., CHAN-HILTON A., KARAMOUZ M., MINSKER B.,
- OSTFELD A., SINGH A., ZECHMAN E. (2010); "*State of the Art for Genetic Algorithms and Beyond in Water Resources Planning and Management*"; Journal of Water Resources Planning and Management, Volume 136, Issue 4; ASCE.
- POLITECNICO DI MILANO, DIAR: DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA IDRAULICA, AMBIENTALE, INFRASTRUTTURE VIARIE, RILEVAMENTO (2010); "*Ottimizzazione energetica delle stazioni di spinta dell'acquedotto di Milano*".
- PRESIDENZA DEL CONSIGLIO DEI MINISTRI (1996); "*DPCM 4 marzo 1996, Disposizioni in materia di risorse idriche*"; Gazzetta Ufficiale della Repubblica Italiana, Serie Generale, numero 62 del 14 marzo 1996.
- RECHENBERG I. (1973); "*Evolutionsstrategie: Optimierung Technischer Systeme Nach Prinzipien der Biologischen Evolution*"; Fromann-Holzboog.
- SIMPSON A. R., DANDY G. C., MURPHY L. J. (1994); "*Genetic algorithms compared to other techniques for pipe optimization*"; Journal of Water Resources Planning and Management, Volume 120, Issue 4; ASCE.
- SAVIC D., WALTERS G. (1997); "*Genetic algorithms for least-cost design of water distribution networks*"; Journal of Water Resources Planning and Management, Volume 123, Issue 2; ASCE.
- SIMPSON A. R., DANDY G. C., MURPHY L. J. (1994); "*Genetic algorithms compared to other techniques for pipe optimization*"; Journal of Water Resources Planning and Management, Volume 120, Issue 4; ASCE.

- SUNDAHL A., (1996); "Using break data on water pipe systems for renewal planning"; COST Action C3 workshop, 18 and 19 June 1996, Brussels.
- UGARELLI U., DI FEDERICO V., BRUASET S., (2010); "Analisi dei limiti imposti dai dati sulla previsione delle rotture delle condotte di acquedotto"; La gestione delle reti idriche, Ferrara Maggio 2010 CSSI.
- VITKOVSKY J. P., SIMPSON A. R., LAMBERT M. F. (2000); "*Leak Detection and Calibration using Transients and Genetic Algorithms*"; Journal of Water Resources Planning and Management, Volume 126, Issue 4; ASCE.
- WU Z. Y., WALSKI T., MANKOWSKI R., HERRIN G., GURRIERI R., TRYBY M. (2002); "*Calibrating water distribution model via genetic algorithms*"; paper presented at AWWA IMTech Conference.
- WU Z. Y., SAGE P. (2006); "*Water Loss Detection via Genetic Algorithm Optimization-Based Model Calibration*"; ASCE 8th Annual International Symposium on Water Distribution System Analysis.
- WU Z. Y., SAGE P., TURTLE D. (2010); "*Pressure-Dependent Leak Detection Model and Its Application to a District Water System*"; Journal of Water Resources Planning and Management, Volume 136, Issue 1; ASCE.

Appendice A

Codice del Software di visualizzazione

Si riporta il codice del programma di visualizzazione utilizzato per la redazione della mappa del rischio , compilato con Delphi 6.

```
unit MainVisualizza;
```

```
interface
```

```
uses
```

```
Windows, Messages, SysUtils, Variants, Classes, Graphics, Controls, Forms,  
Dialogs, StdCtrls, ExtCtrls, Chart, QControls, QGrids;
```

```
type
```

```
TForm1 = class(TForm)
```

```
Label1: TLabel;
```

```
Edit1: TEdit;
```

```
Button1: TButton;
```

```
Button2: TButton;
```

```
Label4: TLabel;
```

```
PaintBox1: TPaintBox;
```

```
OpenDialog1: TOpenDialog;
```

```
Button3: TButton;
```

```
Label2: TLabel;
```

```
Label3: TLabel;
```

```

Button5: TButton;

Button6: TButton;

Label5: TLabel;

Edit2: TEdit;

Button4: TButton;

OpenDialog2: TOpenDialog;

procedure Button2Click(Sender: TObject);

procedure Button1Click(Sender: TObject);

procedure PaintBox1DragOver(Sender, Source: TObject; X, Y: Integer;
    State: TDragState; var Accept: Boolean);

procedure PaintBox1EndDrag(Sender, Target: TObject; X, Y: Integer);

procedure PaintBox1DragDrop(Sender, Source: TObject; X, Y: Integer);

procedure PaintBox1EndDock(Sender, Target: TObject; X, Y: Integer);

procedure PaintBox1Paint(Sender: TObject);

procedure Button3Click(Sender: TObject);

procedure PaintBox1MouseMove(Sender: TObject; Shift: TShiftState; X,
    Y: Integer);

procedure Button5Click(Sender: TObject);

procedure Button6Click(Sender: TObject);

procedure PaintBox1MouseDown(Sender: TObject; Button: TMouseButton;
    Shift: TShiftState; X, Y: Integer);

procedure PaintBox1MouseUp(Sender: TObject; Button: TMouseButton;
    Shift: TShiftState; X, Y: Integer);

procedure Button4Click(Sender: TObject);

private
    { Private declarations }

public

```

```

    { Public declarations }

end;

type

    TipoCoord = record

        ID: integer;

        X, Y: real;

    end;

    TipoLati = record

        IDLato, IDMonte, IDValle, Traffico, Materiale, Diametro, Anno, Colore: integer;

        XMonte, YMonte, XValle, YValle: real;

    end;

const // Dimensioni della PaintBox1

    DimOrizzontale = 960;

    DimVerticale = 726;

    Puntino = 5;

    MaxArray = 300000;

var

    Form1: TForm1;

    Errore: boolean;

    nfileincoord, nfileinrete: string;

    fileincoord, fileinrete: text;

    Errore1, MouseGiu, FaiZoom: boolean;

// Punto, DisegnaPunto: array[1..MaxCoord] of TipoPunto;

    DisegnaCoord, Coord: array[1..MaxArray] of TipoCoord;

```

DisegnaLato, Lato: array[1..MaxArray] of TipoLati;

NumeroPunti, NumeroLati: integer;

Stringa: string[100];

DatiXMin, DatiXMax, DatiYMin, DatiYMax, DatiQMax, DisegnaDatiXMin,

DisegnaDatiXMax, DisegnaDatiYMin, DisegnaDatiYMax: real;

Mouse: TMouse;

PosizioneMouse: TPoint;

Rett: TRect;

implementation

{SR *.dfm}

Procedure DisegnaFile;

var

i: integer;

begin

with Form1 do

begin

// Il seguente comando serve per tracciare una figura con un riempimento di

// colore uniforme, se invece non si vuole riempimento, usare bsclear.

PaintBox1.Canvas.brush.style:=bssolid;

// Allo stesso modo esiste la configurazione della penna, ossia il

// formato delle linee

PaintBox1.canvas.Pen.Style:=pssolid;

```

// Infine si può impostare lo spessore delle linee con:

    PaintBox1.canvas.pen.width:=1;

// Ed i colori

    PaintBox1.Canvas.pen.Color:=clBlack;

// 0 è il valore di default.

// Dopo aver settato colori e stili, si può procedere col disegno.

// Faccio il rettangolo che delimita il PaintBox

    PaintBox1.canvas.moveto(0,0);
    PaintBox1.canvas.lineto(DimOrizzontale-1,0);
    PaintBox1.Canvas.LineTo(DimOrizzontale-1,DimVerticale-1);
    PaintBox1.Canvas.LineTo(0,DimVerticale-1);
    PaintBox1.Canvas.LineTo(0,0);

    for i:=1 to NumeroPunti do

        begin

// Per settare i colori di riempimento o delle linee si usa:

            PaintBox1.canvas.brush.color:=clGray;
            PaintBox1.canvas.pen.color:=clGray;
            PaintBox1.canvas.brush.style:=bsSolid;
            PaintBox1.Canvas.Ellipse(round(DisegnaCoord[i].X-Puntino),
                round(DisegnaCoord[i].Y-Puntino),
                round(DisegnaCoord[i].X+Puntino),
                round(DisegnaCoord[i].Y+Puntino));

        end;

```

```

for i:=1 to NumeroLati do
begin
    PaintBox1.canvas.brush.color:=DisegnaLato[i].Colore;
    PaintBox1.canvas.pen.color:=DisegnaLato[i].Colore;
    PaintBox1.canvas.pen.Width:=2;
    PaintBox1.canvas.brush.style:=bsSolid;
    PaintBox1.Canvas.MoveTo(round(DisegnaLato[i].XMonte),
        round(DisegnaLato[i].YMonte));
    PaintBox1.Canvas.LineTo(round(DisegnaLato[i].XValle),
        round(DisegnaLato[i].YValle));
end;
end;
end;

```

```

procedure TForm1.Button2Click(Sender: TObject);
begin
    Form1.Close;
end;

```

```

Procedure LeggiFileInCoord;
var
    Valore1, Valore2: string[10];

begin
    NumeroPunti:=0;

    while not eof(FileinCoord) do

```

```

begin
    NumeroPunti:=NumeroPunti+1;
    read(fileincoord,Coord[NumeroPunti].ID,Coord[NumeroPunti].X,Coord[NumeroPunti].Y);

    if NumeroPunti=1 then
        begin
            DatiXMin:=Coord[NumeroPunti].X;
            DatiYMin:=Coord[NumeroPunti].Y;
            DatiXMax:=Coord[NumeroPunti].X;
            DatiYMax:=Coord[NumeroPunti].Y;
        end;

        if Coord[NumeroPunti].X>DatiXMax then DatiXMax:=Coord[NumeroPunti].X;
        if (Coord[NumeroPunti].X<DatiXMin) and (Coord[NumeroPunti].X>0) then
DatiXMin:=Coord[NumeroPunti].X;
        if Coord[NumeroPunti].Y>DatiYMax then DatiYMax:=Coord[NumeroPunti].Y;
        if (Coord[NumeroPunti].Y<DatiYMin) and (Coord[NumeroPunti].Y>0) then
DatiYMin:=Coord[NumeroPunti].Y;
        end;

        str(NumeroPunti,Stringa);
        Stringa:='Il file '+fileincoord+' contiene '+Stringa+' punti.';
        ShowMessage(Stringa);

        str(DatiXMin:10:3,Valore1);
        str(DatiYMax:10:3,Valore2);
        Stringa:='Coordinate del punto in alto a sinistra: X='+Valore1+' Y='+Valore2;
        ShowMessage(Stringa);

```

```

str(DatiXMax:10:3,Valore1);

str(DatiYMin:10:3,Valore2);

Stringa:='Coordinate del punto in basso a destra: X='+Valore1+' Y='+Valore2;

ShowMessage(Stringa);

DisegnaDatiXMin:=DatiXMin*0.95;

DisegnaDatiXMax:=DatiXMax*1.05;

DisegnaDatiYMin:=DatiYMin*0.95;

DisegnaDatiYMax:=DatiYMax*1.05;

end;

Procedure LeggiFileInRete;

var

i,j : integer;

Cerca1, Cerca2: boolean;

Str1, Str2: string;

begin

// assign(fileout,'Prova.txt');

// rewrite(fileout);

NumeroLati:=0;

while not eof(FileInRete) do

begin

NumeroLati:=NumeroLati+1;

read(fileinrete,Lato[NumeroLati].IDLato,Lato[NumeroLati].IDMonte,Lato[NumeroLati].IDValle,

Lato[NumeroLati].Traffico,Lato[NumeroLati].Materiale,

Lato[NumeroLati].Diametro,Lato[NumeroLati].Anno);

```



```

(*)   str(Lato[NumeroLati].IDLato, Str1);
      str(Lato[NumeroLati].IDMonte, Str2);
      Str1:=Str1+' '+Str2;
      str(Lato[NumeroLati].IDValle, Str2);
      Str1:=Str1+' '+Str2;
      str(Lato[NumeroLati].Traffico, Str2);
      Str1:=Str1+' '+Str2;
      str(Lato[NumeroLati].Materiale, Str2);
      Str1:=Str1+' '+Str2;
      str(Lato[NumeroLati].Diametro, Str2);
      Str1:=Str1+' '+Str2;
      str(Lato[NumeroLati].Anno, Str2);
      Str1:=Str1+' '+Str2;
      writeln(fileout, Str1);
*)
end;

//   close(fileout);

str(NumeroLati,Stringa);
Stringa:='Il file '+nfileinrete+' contiene '+Stringa+' punti.';
ShowMessage(Stringa);

for i:=1 to NumeroLati do
begin
  Cerca1:=true;
  Cerca2:=true;
  j:=0;

```

```

while (Cerca1) or (Cerca2) do
begin
  j:=j+1;
  if j<=NumeroPunti then
  begin
    if Coord[j].ID=Lato[i].IDMonte then
    begin
      Lato[i].XMonte:=Coord[j].X;
      Lato[i].YMonte:=Coord[j].Y;
      Cerca1:=false;
    end;
    if Coord[j].ID=Lato[i].IDValle then
    begin
      Lato[i].XValle:=Coord[j].X;
      Lato[i].YValle:=Coord[j].Y;
      Cerca2:=false;
    end;
  end else
  begin
    if Cerca1=true then str(Lato[i].IDMonte,Stringa)
      else str(Lato[i].IDValle,Stringa);

    str(Lato[i].IDLato,Str1);
    str(Lato[i].IDMonte,Str2);
    Str1:=Str1+' '+Str2;
    str(Lato[i].IDValle,Str2);
    Str1:=Str1+' '+Str2;
  end;
end;

```

```

        Cerca1:=false;

        Cerca2:=false;

        ShowMessage('Il nodo '+Stringa+' non si trova.');
```

end;

end;

end;

end;

procedure Scala_Dati;

var

 i: integer;

 Moltiplicatore, tempo: double;

 Peso: real;

begin

 Moltiplicatore:=(DisegnaDatiXMax-DisegnaDatiXMin)/DimOrizzontale;

 Tempo:=(DisegnaDatiYMax-DisegnaDatiYMin)/DimVerticale;

 if tempo>Moltiplicatore then Moltiplicatore:=tempo;

 Moltiplicatore:=1/Moltiplicatore;

 for i:=1 to NumeroPunti do

 begin

 DisegnaCoord[i].X:=(Coord[i].X-DisegnaDatiXMin)*Moltiplicatore;

 DisegnaCoord[i].Y:=DimVerticale-(Coord[i].Y-DisegnaDatiYMin)*Moltiplicatore;

 end;

 DisegnaCoord[i].X:=(Coord[i].X-DisegnaDatiXMin)*Moltiplicatore;

 DisegnaCoord[i].Y:=DimVerticale-(Coord[i].Y-DisegnaDatiYMin)*Moltiplicatore;

end;

for i:=1 to NumeroLati do

begin

DisegnaLato[i].XMonte:=(Lato[i].XMonte-DisegnaDatiXMin)*Moltiplicatore;

DisegnaLato[i].YMonte:=DimVerticale-(Lato[i].YMonte-DisegnaDatiYMin)*Moltiplicatore;

DisegnaLato[i].XValle:=(Lato[i].XValle-DisegnaDatiXMin)*Moltiplicatore;

DisegnaLato[i].YValle:=DimVerticale-(Lato[i].YValle-DisegnaDatiYMin)*Moltiplicatore;

case Lato[i].Traffico of

1: Peso:=0.25;

2: Peso:=0.50;

3: Peso:=0.75;

4: Peso:=1.00;

end;

case Lato[i].Materiale of

1: Peso:=Peso+1.00;

2: Peso:=Peso+0.50;

end;

case Lato[i].Diametro of

1: Peso:=Peso+0.25;

2: Peso:=Peso+0.50;

3: Peso:=Peso+0.75;

4: Peso:=Peso+1.00;

end;

case Lato[i].Anno of

1: Peso:=Peso+0.25;

2: Peso:=Peso+0.50;

3: Peso:=Peso+0.75;

4: Peso:=Peso+1.00;

end;

if Peso<0.5 then DisegnaLato[i].Colore:=clGreen;

if (Peso>=0.5) and (Peso<1) then DisegnaLato[i].Colore:=clLime;

if (Peso>=1) and (Peso<1.5) then DisegnaLato[i].Colore:=clAqua;

if (Peso>=1.5) and (Peso<2) then DisegnaLato[i].Colore:=\$80FF80;

if (Peso>=2) and (Peso<2.5) then DisegnaLato[i].Colore:=\$80FFFF;

if (Peso>=2.5) and (Peso<3) then DisegnaLato[i].Colore:=\$E081FF;

if (Peso>=3) and (Peso<3.5) then DisegnaLato[i].Colore:=\$FF2259;

if Peso>=3.5 then DisegnaLato[i].Colore:=clRed;

end;

end;

Procedure TForm1.Button1Click(Sender: TObject);

begin

// Lavoro sul File In delle coordinate

nfileincoord:=Form1.Edit1.Text;

Errore1:=false;

if FileExists(nfileincoord) then

begin

AssignFile(fileincoord, nfileincoord);

Reset(Fileincoord);

end else errore1:=true;

```
if Errore1 then
    ShowMessage('Il file delle coordinate in input non si può aprire.');
```

if not Errore1 then

```
begin
    LeggiFileInCoord; // Legge le righe e le inserisce in matrice
    CloseFile(FileinCoord);
end;
```

```
// Lavoro sul File In della rete
```

```
nfileinrete:=Form1.Edit2.Text;
```

```
Errore1:=false;
```

```
if FileExists(nfileinrete) then
```

```
begin
```

```
    AssignFile(fileinrete, nfileinrete);
```

```
    Reset(FileinRete);
```

```
end else errore1:=true;
```

```
if Errore1 then
```

```
    ShowMessage('Il file di rete in input non si può aprire.');
```

```
if not Errore1 then
```

```
begin
```

```
    LeggiFileInRete; // Legge le righe e le inserisce in matrice
```

```
    CloseFile(FileinRete);
```

```
end;
```

```
if not Errore1 then
```

```
begin
```

```
    Scala_dati;
```

```
    DisegnaFile;
    ShowMessage('Rete visualizzata');
end;
end;
```

```
procedure TForm1.PaintBox1DragOver(Sender, Source: TObject; X, Y: Integer;
    State: TDragState; var Accept: Boolean);
begin
    DisegnaFile;
end;
```

```
procedure TForm1.PaintBox1EndDrag(Sender, Target: TObject; X, Y: Integer);
begin
    DisegnaFile;
end;
```

```
procedure TForm1.PaintBox1DragDrop(Sender, Source: TObject; X, Y: Integer);
begin
    DisegnaFile;
end;
```

```
procedure TForm1.PaintBox1EndDock(Sender, Target: TObject; X, Y: Integer);
begin
    DisegnaFile;
end;
```

```
procedure TForm1.PaintBox1Paint(Sender: TObject);
```

```

begin
    DisegnaFile;
end;

procedure TForm1.Button3Click(Sender: TObject);
begin
    if Form1.OpenDialog1.Execute then
        nfileincoord:=Form1.OpenDialog1.FileName;
        Form1.Edit1.Text:=nfileincoord;
end;

procedure TForm1.PaintBox1MouseMove(Sender: TObject; Shift: TShiftState; X,
Y: Integer);

type
    TPuntoIndicato = record
        X, Y: real;
    end;

var
    Moltiplicatore, Tempo: real;
    PuntoIndicato: TPuntoIndicato;
    S1,S2: string;

begin
    PosizioneMouse:=Mouse.CursorPos;

// Posizione del Mouse - coordinate riferite alla PaintBox

```



```
PosizioneMouse.X:=PosizioneMouse.X-Form1.Left-PaintBox1.Left-4;  
PosizioneMouse.Y:=PosizioneMouse.Y-Form1.Top-PaintBox1.Top-30;
```

```
if MouseGiu then
```

```
begin
```

```
    PaintBox1.Canvas.DrawFocusRect(Rett);
```

```
    Rett.Right:=PosizioneMouse.X;
```

```
    Rett.Bottom:=PosizioneMouse.Y;
```

```
    PaintBox1.Canvas.DrawFocusRect(Rett);
```

```
end;
```

```
Moltiplicatore:=(DisegnaDatiXMax-DisegnaDatiXMin)/DimOrizzontale;
```

```
Tempo:=(DisegnaDatiYMax-DisegnaDatiYMin)/DimVerticale;
```

```
if tempo>Moltiplicatore then Moltiplicatore:=tempo;
```

```
PuntoIndicato.X:=PosizioneMouse.X*Moltiplicatore+DisegnaDatiXMin;
```

```
PuntoIndicato.Y:=(DimVerticale-PosizioneMouse.Y)*Moltiplicatore+DisegnaDatiYMin;
```

```
str(PuntoIndicato.X:10:2,S1);
```

```
Form1.Label2.Caption:='Coord X: '+S1;
```

```
str(PuntoIndicato.Y:10:2,S2);
```

```
Form1.Label3.Caption:='Coord Y: '+S2;
```

```
end;
```

```
procedure TForm1.Button5Click(Sender: TObject);
```

```
begin
```

```
    PaintBox1.Invalidate;
```

```
    DisegnaDatiXMin:=DatiXMin*0.95;
```

```
    DisegnaDatiXMax:=DatiXMax*1.05;
```

```

DisegnaDatiYMin:=DatiYMin*0.95;
DisegnaDatiYMax:=DatiYMax*1.05;
Scala_Dati;
DisegnaFile;
Button6.Enabled:=true;
end;

procedure TForm1.Button6Click(Sender: TObject);
begin
    Button6.Enabled:=false;
    FaiZoom:=true;
    PaintBox1.Invalidate;
    Scala_Dati;
    DisegnaFile;
end;

procedure TForm1.PaintBox1MouseDown(Sender: TObject; Button: TMouseButton;
Shift: TShiftState; X, Y: Integer);
begin
    if FaiZoom then
        begin
            PosizioneMouse:=Mouse.CursorPos;

// Posizione del Mouse - coordinate riferite alla PaintBox
            PosizioneMouse.X:=PosizioneMouse.X-Form1.Left-PaintBox1.Left-4;
            PosizioneMouse.Y:=PosizioneMouse.Y-Form1.Top-PaintBox1.Top-30;

```

```

    Rett.Left:=round(PosizioneMouse.X);
    Rett.Top:=round(PosizioneMouse.Y);
    Rett.Right:=round(PosizioneMouse.X);
    Rett.Bottom:=round(PosizioneMouse.Y);
    MouseGiu:=true;
end;
end;

procedure TForm1.PaintBox1MouseUp(Sender: TObject; Button: TMouseButton;
Shift: TShiftState; X, Y: Integer);

var
    NuovoMinX, NuovoMaxX, NuovoMinY, NuovoMaxY: real;
    Moltiplicatore, tempo: real;
begin
    if FaiZoom then
        begin
            Moltiplicatore:=(DisegnaDatiXMax-DisegnaDatiXMin)/DimOrizzontale;
            Tempo:=(DisegnaDatiYMax-DisegnaDatiYMin)/DimVerticale;
            if tempo>Moltiplicatore then Moltiplicatore:=tempo;

            NuovoMinX:=Rett.Left*Moltiplicatore+DisegnaDatiXMin;
            NuovoMaxX:=Rett.Right*Moltiplicatore+DisegnaDatiXMin;

            NuovoMinY:=(DimVerticale-Rett.Bottom)*Moltiplicatore+DisegnaDatiYMin;
            NuovoMaxY:=(DimVerticale-Rett.Top)*Moltiplicatore+DisegnaDatiYMin;

            DisegnaDatiXMin:=Puntino*round(NuovoMinX/Puntino);

```

```
DisegnaDatiXMax:=Puntino*round(NuovoMaxX/Puntino);
```

```
DisegnaDatiYMin:=Puntino*round(NuovoMinY/Puntino);
```

```
DisegnaDatiYMax:=Puntino*round(NuovoMaxY/Puntino);
```

```
PaintBox1.Invalidate;
```

```
Scala_Dati;
```

```
DisegnaFile;
```

```
end;
```

```
MouseGiu:=false;
```

```
FaiZoom:=false;
```

```
end;
```

```
procedure TForm1.Button4Click(Sender: TObject);
```

```
begin
```

```
  if Form1.OpenDialog2.Execute then
```

```
    nfileinrete:=Form1.OpenDialog2.FileName;
```

```
    Form1.Edit2.Text:=nfileinrete;
```

```
end;
```

```
initialization
```

```
  MouseGiu:=false;
```

```
  FaiZoom:=false;
```

```
end.
```

Appendice B

Codice del software di visualizzazione

Di seguito si riporta il codice compilato per la visualizzazione dei dati ottenuti in Casses.

```
unit MainVisualizza;

interface

uses

Windows, Messages, SysUtils, Variants, Classes, Graphics, Controls, Forms,
Dialogs, StdCtrls, ExtCtrls, Chart, QControls, QGrids;

type

TForm1 = class(TForm)
    Label1: TLabel;
    Edit1: TEdit;
    Button1: TButton;
    Button2: TButton;
    Label4: TLabel;
    PaintBox1: TPaintBox;
    OpenDialog1: TOpenDialog;
    Button3: TButton;
    Label2: TLabel;
    Label3: TLabel;
    Button5: TButton;
```

```

Button6: TButton;

Label5: TLabel;

Edit2: TEdit;

Button4: TButton;

OpenDialog2: TOpenDialog;

procedure Button2Click(Sender: TObject);

procedure Button1Click(Sender: TObject);

procedure PaintBox1DragOver(Sender, Source: TObject; X, Y: Integer;
    State: TDragState; var Accept: Boolean);

procedure PaintBox1EndDrag(Sender, Target: TObject; X, Y: Integer);

procedure PaintBox1DragDrop(Sender, Source: TObject; X, Y: Integer);

procedure PaintBox1EndDock(Sender, Target: TObject; X, Y: Integer);

procedure PaintBox1Paint(Sender: TObject);

procedure Button3Click(Sender: TObject);

procedure PaintBox1MouseMove(Sender: TObject; Shift: TShiftState; X,
    Y: Integer);

procedure Button5Click(Sender: TObject);

procedure Button6Click(Sender: TObject);

procedure PaintBox1MouseDown(Sender: TObject; Button: TMouseButton;
    Shift: TShiftState; X, Y: Integer);

procedure PaintBox1MouseUp(Sender: TObject; Button: TMouseButton;
    Shift: TShiftState; X, Y: Integer);

procedure Button4Click(Sender: TObject);

private
    { Private declarations }

public
    { Public declarations }

```

```

end;

type
  TipoCoord = record
    ID: integer;
    X, Y: real;
  end;

  TipoLati = record
    IDMonte, IDValle, Classe, Colore: integer;
    XMonte, YMonte, XValle, YValle: real;
  end;

const // Dimensioni della PaintBox1
  DimOrizzontale = 960;
  DimVerticale = 726;
  Puntino = 5;
  MaxArray = 300000;

var
  Form1: TForm1;
  Errore: boolean;
  nfileincoord, nfileinrete: string;
  fileincoord, fileinrete: text;
  Errore1, MouseGiu, FaiZoom: boolean;
// Punto, DisegnaPunto: array[1..MaxCoord] of TipoPunto;
  DisegnaCoord, Coord: array[1..MaxArray] of TipoCoord;
  DisegnaLato, Lato: array[1..MaxArray] of TipoLati;

```

```
NumeroPunti, NumeroLati: integer;

Stringa: string[100];

DatiXMin, DatiXMax, DatiYMin, DatiYMax, DatiQMax, DisegnaDatiXMin,
    DisegnaDatiXMax, DisegnaDatiYMin, DisegnaDatiYMax: real;

Mouse: TMouse;

PosizioneMouse: TPoint;

Rett: TRect;
```

implementation

```
{$R *.dfm}
```

```
Procedure DisegnaFile;
```

```
var
```

```
    i: integer;
```

```
begin
```

```
    with Form1 do
```

```
        begin
```

```
// Il seguente comando serve per tracciare una figura con un riempimento di
```

```
// colore uniforme, se invece non si vuole riempimento, usare bscler.
```

```
        PaintBox1.Canvas.brush.style:=bssolid;
```

```
// Allo stesso modo esiste la configurazione della penna, ossia il
```

```
// formato delle linee
```

```
        PaintBox1.canvas.Pen.Style:=pssolid;
```

```
// Infine si può impostare lo spessore delle linee con:
```



```

PaintBox1.canvas.pen.width:=1;

// Ed i colori
PaintBox1.Canvas.pen.Color:=clBlack;

// 0 è il valore di default.
// Dopo aver settato colori e stili, si può procedere col disegno.

// Faccio il rettangolo che delimita il PaintBox
PaintBox1.canvas.moveto(0,0);
PaintBox1.canvas.lineto(DimOrizzontale-1,0);
PaintBox1.Canvas.LineTo(DimOrizzontale-1,DimVerticale-1);
PaintBox1.Canvas.LineTo(0,DimVerticale-1);
PaintBox1.Canvas.LineTo(0,0);

for i:=1 to NumeroPunti do
begin
// Per settare i colori di riempimento o delle linee si usa:
PaintBox1.canvas.brush.color:=clGray;
PaintBox1.canvas.pen.color:=clGray;
PaintBox1.canvas.brush.style:=bsSolid;
PaintBox1.Canvas.Ellipse(round(DisegnaCoord[i].X-Puntino),
round(DisegnaCoord[i].Y-Puntino),
round(DisegnaCoord[i].X+Puntino),
round(DisegnaCoord[i].Y+Puntino));
end;

for i:=1 to NumeroLati do

```

```

begin
    PaintBox1.canvas.brush.color:=DisegnaLato[i].Colore;
    PaintBox1.canvas.pen.color:=DisegnaLato[i].Colore;
    PaintBox1.canvas.pen.Width:=2;
    PaintBox1.canvas.brush.style:=bsSolid;
    PaintBox1.Canvas.MoveTo(round(DisegnaLato[i].XMonte),
        round(DisegnaLato[i].YMonte));
    PaintBox1.Canvas.LineTo(round(DisegnaLato[i].XValle),
        round(DisegnaLato[i].YValle));
end;
end;
end;

```

```

procedure TForm1.Button2Click(Sender: TObject);

```

```

begin
    Form1.Close;
end;

```

```

Procedure LeggiFileInCoord;

```

```

var
    Valore1, Valore2: string[10];

```

```

begin
    NumeroPunti:=0;

    while not eof(FileinCoord) do
        begin

```

```

NumeroPunti:=NumeroPunti+1;

read(fileincoord,Coord[NumeroPunti].ID,Coord[NumeroPunti].X,Coord[NumeroPunti].Y);

if NumeroPunti=1 then
begin
    DatiXMin:=Coord[NumeroPunti].X;
    DatiYMin:=Coord[NumeroPunti].Y;
    DatiXMax:=Coord[NumeroPunti].X;
    DatiYMax:=Coord[NumeroPunti].Y;
end;

if Coord[NumeroPunti].X>DatiXMax then DatiXMax:=Coord[NumeroPunti].X;
if (Coord[NumeroPunti].X<DatiXMin) and (Coord[NumeroPunti].X>0) then
DatiXMin:=Coord[NumeroPunti].X;
if Coord[NumeroPunti].Y>DatiYMax then DatiYMax:=Coord[NumeroPunti].Y;
if (Coord[NumeroPunti].Y<DatiYMin) and (Coord[NumeroPunti].Y>0) then
DatiYMin:=Coord[NumeroPunti].Y;
end;

str(NumeroPunti,Stringa);
Stringa:='Il file '+fileincoord+' contiene '+Stringa+' punti.';
ShowMessage(Stringa);

str(DatiXMin:10:3,Valore1);
str(DatiYMax:10:3,Valore2);
Stringa:='Coordinate del punto in alto a sinistra: X='+Valore1+' Y='+Valore2;
ShowMessage(Stringa);

str(DatiXMax:10:3,Valore1);

```

```

str(DatiYMin:10:3,Valore2);

Stringa:='Coordinate del punto in basso a destra: X='+Valore1+' Y='+Valore2;

ShowMessage(Stringa);

DisegnaDatiXMin:=DatiXMin*0.95;

DisegnaDatiXMax:=DatiXMax*1.05;

DisegnaDatiYMin:=DatiYMin*0.95;

DisegnaDatiYMax:=DatiYMax*1.05;

end;

Procedure LeggiFileInRete;

var

  i,j : integer;

  Cerca1, Cerca2: boolean;

  Str1, Str2: string;

begin

//  assign(fileout,'Prova.txt');

//  rewrite(fileout);

  NumeroLati:=0;

  while not eof(FileInRete) do

    begin

      NumeroLati:=NumeroLati+1;

      read(fileinrete,Lato[NumeroLati].IDMonte,Lato[NumeroLati].IDValle,

        Lato[NumeroLati].Classe);

      (*  str(Lato[NumeroLati].IDLato, Str1);

```

```

str(Lato[NumeroLati].IDMonte, Str2);

Str1:=Str1+' '+Str2;

str(Lato[NumeroLati].IDValle, Str2);

Str1:=Str1+' '+Str2;

str(Lato[NumeroLati].Traffico, Str2);

Str1:=Str1+' '+Str2;

str(Lato[NumeroLati].Materiale, Str2);

Str1:=Str1+' '+Str2;

str(Lato[NumeroLati].Diametro, Str2);

Str1:=Str1+' '+Str2;

str(Lato[NumeroLati].Anno, Str2);

Str1:=Str1+' '+Str2;

writeln(fileout, Str1);

*)

end;

// close(fileout);

str(NumeroLati,Stringa);

Stringa:='Il file '+nfileinrete+' contiene '+Stringa+' punti.';

ShowMessage(Stringa);

for i:=1 to NumeroLati do

begin

    Cerca1:=true;

    Cerca2:=true;

    j:=0;

    while (Cerca1) or (Cerca2) do

begin

```

```

j:=j+1;
if j<=NumeroPunti then
begin
  if Coord[j].ID=Lato[i].IDMonte then
  begin
    Lato[i].XMonte:=Coord[j].X;
    Lato[i].YMonte:=Coord[j].Y;
    Cerca1:=false;
  end;
  if Coord[j].ID=Lato[i].IDValle then
  begin
    Lato[i].XValle:=Coord[j].X;
    Lato[i].YValle:=Coord[j].Y;
    Cerca2:=false;
  end;
end else
begin
  if Cerca1=true then str(Lato[i].IDMonte,Stringa)
  else str(Lato[i].IDValle,Stringa);

  str(Lato[i].IDMonte,Str2);
  Str1:=Str1+' '+Str2;
  str(Lato[i].IDValle,Str2);
  Str1:=Str1+' '+Str2;

  Cerca1:=false;
  Cerca2:=false;

  ShowMessage('Il nodo '+Stringa+' non si trova.');
```

```

        end;
    end;
end;
end;

procedure Scala_Dati;
var
    i: integer;
    Moltiplicatore, tempo: double;
begin
    Moltiplicatore:=(DisegnaDatiXMax-DisegnaDatiXMin)/DimOrizzontale;
    Tempo:=(DisegnaDatiYMax-DisegnaDatiYMin)/DimVerticale;
    if tempo>Moltiplicatore then Moltiplicatore:=tempo;
    Moltiplicatore:=1/Moltiplicatore;

    for i:=1 to NumeroPunti do
        begin
            DisegnaCoord[i].X:=(Coord[i].X-DisegnaDatiXMin)*Moltiplicatore;
            DisegnaCoord[i].Y:=DimVerticale-(Coord[i].Y-DisegnaDatiYMin)*Moltiplicatore;

            DisegnaCoord[i].X:=(Coord[i].X-DisegnaDatiXMin)*Moltiplicatore;
            DisegnaCoord[i].Y:=DimVerticale-(Coord[i].Y-DisegnaDatiYMin)*Moltiplicatore;
        end;

    for i:=1 to NumeroLati do
        begin
            DisegnaLato[i].XMonte:=(Lato[i].XMonte-DisegnaDatiXMin)*Moltiplicatore;
            DisegnaLato[i].YMonte:=DimVerticale-(Lato[i].YMonte-DisegnaDatiYMin)*Moltiplicatore;

```

```

DisegnaLato[i].XValle:=(Lato[i].XValle-DisegnaDatiXMin)*Moltiplicatore;
DisegnaLato[i].YValle:=DimVerticale-(Lato[i].YValle-DisegnaDatiYMin)*Moltiplicatore;

case Lato[i].Classe of
//      1: DisegnaLato[i].Colore:=clAqua;
      1: DisegnaLato[i].Colore:=$80FF80;
      2: DisegnaLato[i].Colore:=$80FFFF;
      3: DisegnaLato[i].Colore:=$E081FF;
      4: DisegnaLato[i].Colore:=$FF2259;
      5: DisegnaLato[i].Colore:=clRed;
end;

end;

end;

Procedure TForm1.Button1Click(Sender: TObject);

begin
// Lavoro sul File In delle coordinate
nfileincoord:=Form1.Edit1.Text;
Errore1:=false;

if FileExists(nfileincoord) then
begin
AssignFile(fileincoord, nfileincoord);
Reset(fileincoord);
end else errore1:=true;

if Errore1 then
ShowMessage('Il file delle coordinate in input non si può aprire.');
```



```

if not Errore1 then
begin
    LeggiFileInCoord; // Legge le righe e le inserisce in matrice
    CloseFile(FileinCoord);
end;

// Lavoro sul File In della rete
nfileinrete:=Form1.Edit2.Text;
Errore1:=false;

if FileExists(nfileinrete) then
begin
    AssignFile(fileinrete, nfileinrete);
    Reset(FileinRete);
end else errore1:=true;

if Errore1 then
    ShowMessage('Il file di rete in input non si può aprire. ');

if not Errore1 then
begin
    LeggiFileInRete; // Legge le righe e le inserisce in matrice
    CloseFile(FileinRete);
end;

if not Errore1 then
begin
    Scala_dati;
    DisegnaFile;
    ShowMessage('Rete visualizzata');

```

```
end;
```

```
end;
```

```
procedure TForm1.PaintBox1DragOver(Sender, Source: TObject; X, Y: Integer;
```

```
State: TDragState; var Accept: Boolean);
```

```
begin
```

```
    DisegnaFile;
```

```
end;
```

```
procedure TForm1.PaintBox1EndDrag(Sender, Target: TObject; X, Y: Integer);
```

```
begin
```

```
    DisegnaFile;
```

```
end;
```

```
procedure TForm1.PaintBox1DragDrop(Sender, Source: TObject; X, Y: Integer);
```

```
begin
```

```
    DisegnaFile;
```

```
end;
```

```
procedure TForm1.PaintBox1EndDock(Sender, Target: TObject; X, Y: Integer);
```

```
begin
```

```
    DisegnaFile;
```

```
end;
```

```
procedure TForm1.PaintBox1Paint(Sender: TObject);
```

```
begin
```

```
    DisegnaFile;
```

```
end;
```

```
procedure TForm1.Button3Click(Sender: TObject);
```

```
begin
```

```
  if Form1.OpenDialog1.Execute then
```

```
    nfileincoord:=Form1.OpenDialog1.FileName;
```

```
    Form1.Edit1.Text:=nfileincoord;
```

```
end;
```

```
procedure TForm1.PaintBox1MouseMove(Sender: TObject; Shift: TShiftState; X,  
Y: Integer);
```

```
type
```

```
  TPuntoIndicato = record
```

```
    X, Y: real;
```

```
  end;
```

```
var
```

```
  Moltiplicatore, Tempo: real;
```

```
  PuntoIndicato: TPuntoIndicato;
```

```
  S1,S2: string;
```

```
begin
```

```
  PosizioneMouse:=Mouse.CursorPos;
```

```
// Posizione del Mouse - coordinate riferite alla PaintBox
```

```
  PosizioneMouse.X:=PosizioneMouse.X-Form1.Left-PaintBox1.Left-4;
```

```
  PosizioneMouse.Y:=PosizioneMouse.Y-Form1.Top-PaintBox1.Top-30;
```

```

if MouseGiu then
begin
    PaintBox1.Canvas.DrawFocusRect(Rett);
    Rett.Right:=PosizioneMouse.X;
    Rett.Bottom:=PosizioneMouse.Y;
    PaintBox1.Canvas.DrawFocusRect(Rett);
end;

```

```

Moltiplicatore:=(DisegnaDatiXMax-DisegnaDatiXMin)/DimOrizzontale;
Tempo:=(DisegnaDatiYMax-DisegnaDatiYMin)/DimVerticale;
if tempo>Moltiplicatore then Moltiplicatore:=tempo;
PuntoIndicato.X:=PosizioneMouse.X*Moltiplicatore+DisegnaDatiXMin;
PuntoIndicato.Y:=(DimVerticale-PosizioneMouse.Y)*Moltiplicatore+DisegnaDatiYMin;

str(PuntoIndicato.X:10:2,S1);
Form1.Label2.Caption:='Coord X: '+S1;
str(PuntoIndicato.Y:10:2,S2);
Form1.Label3.Caption:='Coord Y: '+S2;
end;

```

```

procedure TForm1.Button5Click(Sender: TObject);
begin
    PaintBox1.Invalidate;
    DisegnaDatiXMin:=DatiXMin*0.95;
    DisegnaDatiXMax:=DatiXMax*1.05;
    DisegnaDatiYMin:=DatiYMin*0.95;
    DisegnaDatiYMax:=DatiYMax*1.05;

```

```
Scala_Dati;  
DisegnaFile;  
Button6.Enabled:=true;  
end;
```

```
procedure TForm1.Button6Click(Sender: TObject);  
begin  
    Button6.Enabled:=false;  
    FaiZoom:=true;  
    PaintBox1.Invalidate;  
    Scala_Dati;  
    DisegnaFile;  
end;
```

```
procedure TForm1.PaintBox1MouseDown(Sender: TObject; Button: TMouseButton;  
    Shift: TShiftState; X, Y: Integer);  
begin  
    if FaiZoom then  
        begin  
            PosizioneMouse:=Mouse.CursorPos;  
  
// Posizione del Mouse - coordinate riferite alla PaintBox  
            PosizioneMouse.X:=PosizioneMouse.X-Form1.Left-PaintBox1.Left-4;  
            PosizioneMouse.Y:=PosizioneMouse.Y-Form1.Top-PaintBox1.Top-30;  
  
            Rett.Left:=round(PosizioneMouse.X);  
            Rett.Top:=round(PosizioneMouse.Y);
```

```

    Rett.Right:=round(PosizioneMouse.X);

    Rett.Bottom:=round(PosizioneMouse.Y);

    MouseGiu:=true;

end;

end;

procedure TForm1.PaintBox1MouseUp(Sender: TObject; Button: TMouseButton;
Shift: TShiftState; X, Y: Integer);

var
    NuovoMinX, NuovoMaxX, NuovoMinY, NuovoMaxY: real;
    Moltiplicatore, tempo: real;
begin
    if FaiZoom then
        begin
            Moltiplicatore:=(DisegnaDatiXMax-DisegnaDatiXMin)/DimOrizzontale;
            Tempo:=(DisegnaDatiYMax-DisegnaDatiYMin)/DimVerticale;
            if tempo>Moltiplicatore then Moltiplicatore:=tempo;

            NuovoMinX:=Rett.Left*Moltiplicatore+DisegnaDatiXMin;
            NuovoMaxX:=Rett.Right*Moltiplicatore+DisegnaDatiXMin;

            NuovoMinY:=(DimVerticale-Rett.Bottom)*Moltiplicatore+DisegnaDatiYMin;
            NuovoMaxY:=(DimVerticale-Rett.Top)*Moltiplicatore+DisegnaDatiYMin;

            DisegnaDatiXMin:=Puntino*round(NuovoMinX/Puntino);
            DisegnaDatiXMax:=Puntino*round(NuovoMaxX/Puntino);

```

```
DisegnaDatiYMin:=Puntino*round(NuovoMinY/Puntino);  
DisegnaDatiYMax:=Puntino*round(NuovoMaxY/Puntino);
```

```
PaintBox1.Invalidate;
```

```
Scala_Dati;
```

```
DisegnaFile;
```

```
end;
```

```
MouseGiu:=false;
```

```
FaiZoom:=false;
```

```
end;
```

```
procedure TForm1.Button4Click(Sender: TObject);
```

```
begin
```

```
  if Form1.OpenDialog2.Execute then
```

```
    nfileinrete:=Form1.OpenDialog2.FileName;
```

```
    Form1.Edit2.Text:=nfileinrete;
```

```
end;
```

```
initialization
```

```
  MouseGiu:=false;
```

```
  FaiZoom:=false;
```

```
end.
```