

UNIVERSITÀ DELLA CALABRIA



**UNIVERSITA' DELLA CALABRIA**

Dipartimento di Ingegneria Civile

**Dottorato di Ricerca in**

Ingegneria Civile e Industriale

**CICLO**

XXIX

**TITOLO TESI**

UN MODELLO DI GESTIONE DELLE RETI IDRICHE IN CONDIZIONI DI EMERGENZA

**Settore Scientifico Disciplinare ICAR/02**

**Coordinatore:** Ch.mo Prof. Franco Furgiuele

Firma \_\_\_\_\_

**Supervisore/Tutor:** Ch.mo Prof. Attilio Fiorini Morosini

Firma \_\_\_\_\_

**Dottorando:** Dott./ssa Olga Caruso

Firma \_\_\_\_\_

---

# Indice

---

INTRODUZIONE.....	1
CAPITOLO 1 - LA GESTIONE DELLE RETI IDRICHE MEDIANTE L'UTILIZZO DI VALVOLE DI INTERCETTAZIONE	
1.1 L'affidabilità dei sistemi di distribuzione idrica.....	4
1.2 L'identificazione dei segmenti e della posizione ottimale di un sistema di valvole di isolamento.....	17
1.3 Alcune considerazioni.....	26
CAPITOLO 2 - LA VALUTAZIONE DEL POSIZIONAMENTO DI UN SISTEMA DI VALVOLE DI SEZIONAMENTO: UN NUOVO APPROCCIO ALLA GESTIONE IN CONDIZIONI DI EMERGENZA	
2.1 Premessa.....	29
2.2 I modelli di simulazione per l'analisi delle reti.....	30
2.2.1 I modelli di DDA e i modelli PDA.....	31
2.3 La calibrazione delle reti idriche.....	35
2.3.1 Il modello di calibrazione UNINET.....	36
2.3.1.1 Il modello di simulazione INetPDA.....	37
2.3.1.2 Il codice ReteModel.....	38
2.3.1.3 Il codice ElabRis.....	40
2.4 Distrettualizzazione di una rete idrica mediante valvole di sezionamento.....	40
2.4.1 Definizione della Funzione Obiettivo.....	41
2.4.2 Descrizione della procedura proposta e considerazioni .....	43
2.5 Gestione di una rete di distribuzione idrica in condizione di emergenza.....	46
2.5.1 Metodologia proposta per la gestione di una rete idrica in condizioni di emergenza.....	46
CAPITOLO 3 - CASI DI STUDIO	
3.1 Premessa.....	53
3.2 Le reti idriche oggetto di studio.....	53
3.2.1 Descrizione topologica delle reti oggetto di studio.....	54
3.2.1.1 La rete teorica.....	54
3.2.1.2 La rete idrica di Paola .....	55
3.2.1.3 La rete idrica di Cosenza .....	57
3.2.1.4 La rete idrica di Praia a Mare.....	60
3.3 La valutazione della Funzione Obiettivo.....	63
3.3.1 La rete idrica di Cosenza.....	64
3.3.2 La rete idrica di Praia a Mare.....	73
3.4 Considerazioni sulla determinazione della funzione obiettivo.....	81
3.5 Le operazioni da eseguire per la gestione delle condizioni di emergenza.....	82
3.5.1 Approccio con la procedura di calibrazione.....	82
3.5.1.1 La rete teorica.....	82
3.5.1.2 La rete idrica di Paola.....	89
3.5.2 Approccio con nodi sensibili.....	96
3.5.2.1 La rete teorica.....	96
3.5.2.2 La rete idrica di Cosenza.....	98
3.5.2.3 La rete idrica di Praia a Mare.....	133
CONCLUSIONI.....	161
BIBLIOGRAFIA.....	164

# **Introduzione**

---

Gli interventi sulle reti idriche sono finalizzati a migliorare l'efficienza dei sistemi idrici e consentire, attraverso tecniche di telecontrollo, la minimizzazione delle fallanze del sistema e il soddisfacimento di livelli adeguati del servizio alle utenze.

In particolari condizioni di emergenza, per limitare i problemi nei sistemi idrici si rende necessario definire opportuni programmi di gestione. Condizioni di emergenza possono essere le fallanze di una o più componenti del sistema idrico o semplici manutenzioni ordinarie delle componenti della rete che provocano disagi all'utenza a causa di una riduzione del carico piezometrico e conseguentemente della portata effettivamente erogata.

L'aspetto negativo dovuto ad una condizione di emergenza non è solo di natura economica, legato ai costi di sostituzione o riparazione di eventuali condotte danneggiate o al costo della risorsa che non viene erogata, ma anche di tipo sociale, legato ai disservizi per le utenze della rete che subiscono una limitazione o un'interruzione del servizio.

L'obiettivo della tesi è proporre una metodologia di gestione che abbia lo scopo di assicurare livelli adeguati del servizio in particolari e ben definiti nodi della rete soggetti ad una limitazione dello stesso e per i quali un disservizio, seppur temporaneo e limitato al tempo necessario al ripristino delle condizioni originarie, non è tollerabile. Tali nodi, denominati nel seguito "nodi critici", corrispondono ad aree della rete in cui sono presenti ospedali o aree soggette ad incendio in cui potrà essere necessario dirottare grosse quantità di risorsa con livelli di pressione elevati.

In particolare, dopo un'analisi delle metodologie proposte in letteratura sull'affidabilità dei sistemi di distribuzione, in una prima fase sarà esposta una procedura di valutazione dei sistemi di valvole di sezionamento, necessari per isolare le porzioni di rete soggette ad intervento di manutenzione. A tale scopo si definirà una Funzione Obiettivo, che consenta di stabilire, per una rete in cui è presente un sistema di valvole di sezionamento, il funzionamento dello stesso ed eventualmente definire una diversa segmentazione, che sia più efficace a garantire un adeguato servizio in condizioni di emergenza, cioè di chiusura di un distretto. Tale nuova segmentazione è ottenibile sia aumentando il numero di valvole già presenti sia modificando la disposizione delle stesse.

In una seconda parte, sarà esposta la procedura di gestione vera e propria da attuare in condizioni di emergenza con lo scopo di ottenere un incremento del carico idraulico nei nodi più sfavoriti e di conseguenza dell'effettiva portata da essi erogata.

# Capitolo 1

La gestione delle reti idriche mediante  
l'utilizzo di valvole di intercettazione – stato  
dell'arte

---

### 1.1 L'affidabilità dei sistemi di distribuzione idrica

Gli interventi sulle reti idriche mediante l'utilizzo di valvole di controllo opportunamente settate sono sempre più indirizzati verso azioni che garantiscano l'efficienza del sistema a lungo termine e la minimizzazione delle fallanze.

Si definisce efficienza di una rete idrica la capacità della stessa di raggiungere i livelli di servizio richiesti, ovvero la capacità di utilizzare in maniera ottimale la risorsa idrica.

Si definisce fallanza una condizione nella quale avviene un guasto o una rottura di una componente del sistema, ad esempio condotte, pompe, valvole, ecc.

Una delle maggiori difficoltà nella gestione delle reti idriche è di riuscire a garantire il soddisfacimento della richiesta delle utenze nel momento in cui il sistema subisce un danneggiamento. Tali eventi si configurano come momenti nei quali alcune utenze possono essere escluse dal servizio ma anche condizioni nelle quali il carico in alcune aree diventa insufficiente. Il problema si aggrava quando si verificano eventi come la rottura di una condotta, difficilmente prevedibili e improvvisi, che possono provocare malfunzionamenti e disservizi della rete. In questi casi, diventa necessario attuare strategie che assicurino che il sistema di distribuzione continui a funzionare in modo efficiente o quanto meno sia possibile limitare l'entità del disservizio.

L'attenzione della comunità scientifica a riguardo si è finora indirizzata verso analisi di tipo predittivo, basate sull'approfondimento della conoscenza dei diversi parametri caratteristici del funzionamento del sistema (pressioni, conoscenza di zone con particolari problemi, etc.) ovvero sulle caratteristiche e sulla vetustà delle condotte. Gli approcci sono stati finalizzati a definire le modalità di una pianificazione a lungo termine, che tenga conto della necessità di ottimizzare gli impatti economici (Engelhardt et al., 2000). Per poter procedere ad una loro ottimizzazione ai fini di una efficace strategia di gestione delle reti idriche devono quindi essere definiti i concetti di economia, affidabilità idraulica e criteri di prestazione oggettivi.

Gargano e Pianese (2000) hanno proposto una metodologia per la valutazione dell'affidabilità delle reti idriche sia durante la fase di progettazione della stessa, sia in quella di esercizio quando si tratti di identificare i lavori di riparazione da eseguire su sistemi di distribuzione già in esercizio. La metodologia proposta dagli autori si basa sull'analisi statistica di indici di prestazione idraulica al variare della domanda del sistema idrico e/o delle condizioni di esercizio. In particolare, tali indici sono basati sul rapporto tra i volumi effettivamente erogati

nel periodo di valutazione e i volumi richiesti. L'affidabilità idraulica viene determinata come la probabilità che, in una determinata condizione, l'indice di prestazione sia superiore ad una soglia; l'affidabilità complessiva (idraulica e meccanica), pertanto, è determinata utilizzando una media ponderata degli indici di prestazione idraulica ottenuti nelle diverse condizioni operative.

Todini (2000), per garantire la funzionalità e aumentare l'affidabilità di una rete idrica, ha proposto una tecnica basata sulla definizione di un indice di resilienza che tiene conto della disponibilità idrica durante situazioni di rottura. Guasti, variazioni e incrementi della domanda idrica in una rete provocano in alcuni casi un aumento della dissipazione di energia interna e se non è disponibile un surplus di energia, non è possibile garantire il soddisfacimento della domanda idrica richiesta se non si è preventivamente tenuto conto della possibilità, e quindi della probabilità, del verificarsi dell'evento perturbatore. Al fine di aumentare l'affidabilità, il metodo propone l'aumento della resilienza, cioè della capacità del sistema di reagire e superare condizioni di stress. Questo aumento di resilienza, per una data topologia, viene espresso come un aumento della ridondanza energetica, ovvero una diminuzione della dissipazione di energia. Poiché la topologia del sistema è generalmente imposta dalla struttura urbana: strade, edifici, aree industriali, ospedali, il problema della progettazione ottimale ipotizza una topologia di riferimento e un insieme di vincoli di portata da erogare ai nodi, stabiliti sulla base di fattori quali il consumo, la popolazione effettivamente servita, la crescita, lo sviluppo industriale, l'utilizzo degli idranti, mentre il carico minimo ai nodi è definito sulla base delle esigenze di pressione da garantire alle utenze tenendo ovviamente conto dell'elevazione. Il problema viene formulato come un problema di ottimizzazione vettoriale con due funzioni obiettivo, una legata al costo e una alla resilienza. La procedura proposta è la seguente:

1. si fissa un valore per l'indice minimo richiesto di resilienza;
2. si fissa un determinato diametro per ciascuna condotta il cui valore iniziale può essere selezionato dal progettista o più semplicemente coincidere con quello di una classe di diametri commerciali;
3. si esegue la verifica della rete utilizzando il metodo del "gradiente globale" (Todini 1979, Todini e Pilati, 1988), incluso nel software EPANET (Rossman, 1993). Dai risultati delle analisi, se l'indice di fallanza è nullo la procedura inizia ridurre i diametri delle condotte, altrimenti i diametri devono essere aumentati per garantire il surplus energetico avendo diminuito le perdite di carico;

4. si esegue la riduzione dei diametri per le condotte per le quali si ha il maggior decremento del costo per unità di dissipazione di potenza. Prima di applicare la riduzione di diametro sono effettuati tre controlli: il primo sulla velocità massima della condotta modificata che non deve superare un valore predefinito (generalmente impostato a 2 m/s), il secondo sulla base dell'indice di resilienza, dato in funzione di una stima approssimativa dell'aumento complessivo di dissipazione di potenza, che dovrebbe essere maggiore di un valore specificato, il terzo controllo viene effettuato sulla base di una stima dell'indice di fallanza, proposta in termini di indice di resilienza, che non deve essere positivo. Questa procedura viene seguita in modo iterativo, senza ricorrere ad una nuova analisi della rete ad ogni cambio di diametro, fino a quando non sono possibili altre modifiche. A questo punto, viene eseguita l'analisi della rete con la nuova configurazione diametro;
5. si esegue l'aumento dei diametri in base al più grande decremento di dissipazione di potenza per unità di costo. Il processo di aumento del diametro si ferma quando è stato effettuato un numero massimo di passi fissato o quando la stima dell'indice di affidabilità è superiore al valore determinato. Anche in questo caso, al termine della fase, viene eseguita una nuova analisi della rete e sia la resilienza che gli indici di fallanza vengono calcolati;
6. quando non sono più possibili altre modifiche o dopo un numero fisso di passi, si assegna un nuovo valore per l'indice minimo accettabile di resilienza e si ripete l'intera procedura.

Dopo un certo numero di passi è possibile costruire ed analizzare una funzione costo-resilienza che dà un'indicazione sul set di soluzioni ottimali possibili. La soluzione del problema di ottimizzazione vettoriale è un'approssimazione dell'insieme non dominato o di Pareto e può essere utile per identificare un insieme di soluzioni accettabili.

Tolson et al. (2004) hanno proposto un approccio basato sull'affidabilità per l'ottimizzazione delle reti idriche. L'approccio lega un algoritmo genetico (GA) a un metodo di analisi di affidabilità denominato FORM, First-Order Reliability Method. Va notato che l'approccio presentato è limitato alla stima della capacità di affidabilità (Xu e Goulter, 1999) che si riferisce alla probabilità che siano soddisfatte le pressioni minime ammissibili nei nodi e le portate richieste.



L'affidabilità della rete, in questo caso, descrive la probabilità di avere vincoli minimi ammissibili di pressione in tutta la rete con richieste nodali non univocamente definite, ma affette da incertezza così come sono da considerarsi le caratteristiche di scabrezza. Il metodo FORM può inoltre essere utilizzato per determinare automaticamente la posizione di nodi critici e la corrispondente affidabilità. La capacità di affidabilità dei nodi critici è definita come la capacità di affidabilità nodale peggiore della rete; mentre la capacità di affidabilità della rete può essere definita come la probabilità che le pressioni minime ammissibili siano rispettate in tutti i nodi.

La metodologia per la valutazione dell'affidabilità di un sistema di distribuzione proposta da Farmani et al. (2005) prevede l'applicazione di algoritmi evolutivi multi-obiettivo. L'obiettivo del problema è quello di progettare la soluzione economicamente più efficace per rafforzare il sistema esistente e per soddisfare le esigenze previste, tenendo conto dei costi. Gli autori considerano come obiettivi della funzione da considerare i costi e la massimizzazione dell'indice di resilienza così come definito da Todini (2000) per aumentare l'affidabilità idraulica e la disponibilità di risorsa durante le condizioni di rottura delle condotte. L'approccio proposto dagli Autori è in grado di identificare il rendimento tra il costo totale e l'indice di resilienza (misura surrogata per l'affidabilità) per la rete. Il duplice obiettivo di massimizzare la capacità di recupero e di ridurre al minimo il costo in più condizioni di carico portano ad una serie di soluzioni non dominate. L'algoritmo applicato è il Non-Dominated Sorting Genetic Algorithm, NSGAI (Deb et al., 2000). L'efficacia del metodo di ricerca è stata valutata in funzione del dimensionamento ottimale delle condotte e dei volumi e della posizione dei serbatoi. Per valutare la qualità delle soluzioni sul fronte di Pareto in relazione alla configurazione fissata di una condotta, si è considerata la possibilità di rottura di ciascuna di esse presa singolarmente. Le variabili di progetto considerate sono state l'aggiunta di nuove condotte, la sostituzione di condotte esistenti, l'ubicazione e il dimensionamento di nuovi serbatoi e il funzionamento delle pompe esistenti. Poiché il solo indice di resilienza non fornisce un'adeguata rappresentazione di robustezza della rete durante condizioni di fallanza, gli Autori hanno successivamente introdotto un terzo obiettivo, quello di massimizzare il carico minimo ai nodi di erogazione della rete.

Di Federico (2005) ha proposto un approccio basato un sistema di supporto decisionale DSS (CARE-W) per la gestione e manutenzione delle reti di tipo preventivo, ovvero basato su una strategia di riabilitazione della condotta prima che si verifichi un disservizio. Lo scopo è di individuare sia il momento più idoneo, sia la tecnica più efficace, ossia quella in grado di

minimizzare il disservizio. Il sistema include una serie di strumenti tecnici per la valutazione di indicatori di performance, per la modellazione idraulica e strutturale, per la previsione della affidabilità e delle fallanze; un database centrale garantisce lo scambio di dati tra gli strumenti e la visualizzazione dei risultati delle analisi. Gli indicatori di performance della rete, selezionati a partire da quelli individuati dall'IWA (Alegre et al., 2000), sono calcolati a partire dalle cosiddette Informazioni di Utilità, che consistono in informazioni di tipo gestionale, fisico, operativo, economico, di qualità del servizio, o relative al personale impiegato. Il sistema inoltre permette di calcolare con appositi strumenti di analisi (Proportional Hazards Model, PHM e Poisson) il tasso di fallanza previsto per ciascuna condotta della rete basandosi su un'analisi statistica delle fallanze osservate in un certo periodo di tempo. I due modelli hanno diversi fondamenti teorici: PHM è basato sulla "Renewal Theory" (Eisembeis, 1994; Cox e Isham, 1980; Kalbfleisch e Prentice, 1980), mentre lo strumento denominato Poisson si basa sul metodo della regressione di Poisson (Malandain, 1999; Selvin, 1995). Le informazioni fornite consentono di prevedere le condotte a rischio di rottura più elevato. Scopo degli strumenti è il calcolo dell'indice di criticità idraulica (HCI) per ogni ramo della rete, che può assumere valori compresi tra 0 e 1, ed esprime la capacità di soddisfare la richiesta di portata da parte delle utenze nelle reali condizioni di pressione in rete; per ogni ramo, a valori di HCI prossimi all'unità corrisponde una criticità maggiore del sistema. Il sistema consente, inoltre, l'analisi degli effetti dell'invecchiamento delle reti, dei cedimenti strutturali, delle perdite idriche, dei costi di manutenzione e degli effetti sull'ambiente. Lo strumento denominato ARP (Annual Rehabilitation Planning) è il vero e proprio sistema di supporto decisionale, poiché a partire dai risultati delle precedenti analisi fornisce un supporto alla pianificazione degli interventi di riabilitazione delle condotte definendo un ordine di priorità. Lo strumento applica metodi multicriterio che consentono l'elaborazione delle informazioni disponibili in modo flessibile, ovvero dando la possibilità di selezionare i criteri di valutazione da adottare e i differenti livelli di dettaglio. Allo strumento ARP è abbinato uno strumento di analisi costi-benefici, che permette di confrontare le varie tecniche di riabilitazione.

Alvisi e Franchini (2006) hanno proposto una procedura per la pianificazione della sequenza ottimale degli interventi manutentivi in una rete acquedottistica, con lo scopo di massimizzare l'affidabilità delle rete e minimizzare i costi degli interventi. La misura dell'affidabilità della rete è di tipo sia meccanico sia idraulico ed è intesa come la capacità di far fronte all'incremento nel tempo della resistenza delle condotte e alla variabilità delle richieste idriche (stagionale e giornaliera). Sulla base delle caratteristiche delle condotte, età e

diametro, della variabilità delle richieste idriche e della frequenza delle rotture e delle caratteristiche proprie del modello già proposte in Alvisi e Franchini (2005), è stato introdotto un modello di supporto decisionale che consente di pianificare gli interventi di ammodernamento della rete e di valutare i volumi effettivi non erogati e conseguentemente il mancato profitto a cui va incontro l'ente gestore al variare delle scelte decisionali. Nel precedente modello proposto da Alvisi e Franchini (2005) si ricerca, mediante un algoritmo genetico multi-obiettivo, la sequenza ottimale degli interventi che minimizza i costi complessivi di riparazione e/o sostituzione e massimizza l'affidabilità della rete. La procedura proposta si basa sui seguenti passi:

1. si fissa l'orizzonte temporale sul quale pianificare gli interventi di manutenzione;
2. si suddivide tale orizzonte temporale in intervalli temporali, ad esempio annuali, e per ciascuno di essi si fissa il limite superiore di spesa;
3. l'algoritmo di ottimizzazione produce possibili soluzioni che identificano su quali condotte effettuare la manutenzione;
4. in base alle soluzioni ottenute e alle caratteristiche delle condotte si generano diversi valori di scabrezza e scenari di rottura;
5. si esegue la simulazione idraulica di ciascuno scenario per valutare gli effetti delle soluzioni fornite dall'ottimizzatore;
6. si calcolano le funzioni obiettivo costituite dal costo e dall'affidabilità sull'orizzonte temporale, verificando che i costi in ciascun intervallo temporale siano inferiori o al più uguali ai fondi disponibili per quel intervallo;
7. i risultati ottenuti sono utilizzati dall'algoritmo genetico per ricercare nuovi insiemi di soluzioni.

La procedura termina quando è raggiunto uno dei criteri di arresto dell'ottimizzatore (per esempio, massimo numero di generazioni, tempo trascorso, ecc.). La pianificazione ottimale degli interventi di manutenzione è ricercata quindi in funzione di due obiettivi: la minimizzazione dei costi di manutenzione, calcolati come somma dei costi di sostituzione e di manutenzione propria, e la massimizzazione dell'affidabilità sull'orizzonte temporale, calcolata in base al volume delle richieste idriche non servite (Wagner et al., 1988; Engelhardt et al., 2000) e che equivale alla minimizzazione dei volumi non erogati.

L'algoritmo genetico multi-obiettivo utilizzato è basato sul concetto di frontiera di Pareto con implementazione dell'elitismo (Deb, 2001), cioè della selezione degli individui che presentano

un fitness (capacità o grado di valutazione associato ad una soluzione) maggiore a una certa soglia impostata. Tale algoritmo è stato migliorato per ridurre i tempi computazionali adottando un modello “regionale” (Lohmann, 1991) che consiste nel suddividere la popolazione in sottopopolazioni che evolvono indipendentemente le une dalle altre per prefissati periodi, al termine dei quali alcuni individui migrano da una sottopopolazione all’altra arricchendo così le diverse sottopopolazioni di nuovi patrimoni genetici. Le variabili decisionali ed in particolare le diverse tecniche di riabilitazione sono codificate nell’algoritmo genetico in una stringa (individuo) fissando a priori il numero massimo di interventi di manutenzione e inserendo per ciascuna sostituzione tre geni: nel primo è contenuto il codice identificativo della condotta su cui effettuare la manutenzione, nel secondo è codificato il momento in cui effettuare la manutenzione, nel terzo è codificata la tipologia di intervento mediante una variabile che può assumere valori interi da 1 a 3 se la sostituzione della condotta avviene con una avente diametro uguale, se la sostituzione della condotta avviene con una avente il diametro commerciale immediatamente superiore e 3 se si tratta della pulizia della condotta. La ricerca del valore termina quando nelle soluzioni ottimali che costituiscono il fronte di Pareto non tutti gli interventi a disposizione sono utilizzati, ovvero quando in tutti gli individui del fronte di Pareto almeno uno dei geni che identifica l’istante di manutenzione assume un valore che cade al di fuori dell’orizzonte temporale prefissato (Dandy e Engeldhardt, 2001). Le soluzioni proposte dall’ottimizzatore sono valutate in termini di costi e di affidabilità in base a diversi scenari di rottura, generati in funzione dell’età della condotta e del periodo temporale considerato, e alla variabilità nel tempo della scabrezza e delle richieste idriche.

Ciaponi (2007) ha proposto un’analisi prestazionale basata su misure di affidabilità delle reti, espresse attraverso indicatori definiti dal rapporto fra i volumi effettivamente erogati e quelli richiesti dall’utenza. Per un’assegnata rete di distribuzione, soggetta a diversi possibili stati di lavoro, considerata un’unica configurazione di domanda definita dal valore della portata richiesta  $Q_{rj}$  e indicando con  $Q_j$  la portata effettivamente erogata al nodo  $j$ -esimo valutata in funzione del carico al nodo, si possono definire i seguenti indici che distinguiamo in locali e globali. Ogni stato di lavoro è stato definito dall’indice  $k$  con  $k=1, \dots, NS$  essendo  $NS$  il numero delle condizioni di lavoro analizzate; ogni nodo, invece, è identificato con l’indice  $j$  con  $j=1, \dots, NN$  essendo  $NN$  il numero dei nodi della rete.

Gli indicatori locali sono quelli relativi ai singoli nodi e possono essere calcolati, relativamente ad uno stato di lavoro o ad un insieme di stati di lavoro, come segue:

- indicatore locale per la condizione di lavoro  $k$ -esima:

$$1. \quad R_{j,k} = \frac{Q_{j,k}}{Qr_j} \quad (1.1)$$

che esprime il rapporto tra la portata effettivamente erogata al nodo j-esimo per la condizione di lavoro k-esima e la portata richiesta dall'utenza al nodo j-esimo;

- indicatore locale per l'insieme NS delle condizioni di lavoro:

$$2. \quad R_j = \sum_{k=1}^{NS} (R_{j,k} w_k) \quad (1.2)$$

che è pari alla sommatoria dei prodotti degli indicatori locali per la condizione di lavoro per il peso  $w_k$  attribuito al valore della condizione di lavoro k-esima.

Gli indicatori globali, invece, sono quelli relativi all'intera rete e possono essere calcolati, per una condizione di lavoro o per un insieme di condizioni di lavoro, come segue:

- indicatore globale per la condizione di lavoro k-esima:

$$3. \quad RR_k = \frac{\sum_{j=1}^{NN} R_{j,k} Qr_j}{\sum_{j=1}^{NN} Qr_j} \quad (1.3)$$

che esprime il rapporto tra la sommatoria degli indicatori locali per la condizione di lavoro k-esima per la portata effettivamente richiesta dall'utenza e la sommatoria della portata effettivamente richiesta negli NN nodi della rete;

- indicatore globale per l'insieme delle condizioni di lavoro:

$$4. \quad RR = \sum_{k=1}^{NS} (RR_k w_k) \quad (1.4)$$

che è pari alla sommatoria dei prodotti degli indicatori globali per la condizione di lavoro k-esima per il peso  $w_k$  attribuito al valore della condizione di lavoro k-esima.

Per un prefissato stato di lavoro del sistema ed una variabile nel tempo definita attraverso n configurazioni di portate richieste  $Qr_j$  ai nodi, gli indici di prestazione possono essere definiti attraverso le relazioni riportate di seguito. Gli indicatori locali sono quelli relativi ai singoli nodi e possono essere calcolati relativamente ad un intervallo o ad un intero periodo come segue:

- indicatore locale per l'intervallo i-esimo:

$$5. \quad R_{j,i} = \frac{Q_{j,i}}{Qr_{j,i}} \quad (1.5)$$

che esprime il rapporto tra la portata effettivamente erogata al nodo j-esimo nell'intervallo i-esimo e la portata richiesta dall'utenza al nodo j-esimo nell'intervallo i-esimo;

- indicatore locale per l'intero periodo considerato:

$$6. \quad R_j = \frac{\sum_{i=1}^n Q_{j,i}}{\sum_{i=1}^n Qr_{j,i}} \quad (1.6)$$

che esprime il rapporto tra la somma delle portate effettivamente erogate al nodo j-esimo e la somma delle portate richieste dall'utenza al nodo j-esimo;

Gli indicatori globali sono quelli relativi all'intera rete e possono essere calcolati per un determinato intervallo o per un intero periodo, come segue:

- indicatore globale per l'intervallo i-esimo:

$$7. \quad RR_i = \frac{\sum_{j=1}^{NN} R_{j,i} Qr_{j,i}}{\sum_{j=1}^{NN} Qr_{j,i}} \quad (1.7)$$

che esprime il rapporto tra la sommatoria degli indicatori locali per la portata effettivamente richiesta dall'utenza nell'intervallo considerato e la sommatoria della portata effettivamente richiesta;

- indicatore globale per l'intero periodo considerato:

$$8. \quad RR = \frac{\sum_{j=1}^{NN} \sum_{i=1}^n Q_{j,i}}{\sum_{j=1}^{NN} \sum_{i=1}^n Qr_{j,i}} \quad (1.8)$$

che è dato dal rapporto tra la somma delle portate totali ai nodi nell'intero periodo considerato e la somma delle portate richieste ai nodi nell'intero periodo considerato e dove ogni intervallo di lavoro è stato definito dall'indice i con  $i=1, \dots, n$  essendo n il numero degli intervalli di lavoro di durata  $\Delta t$  considerati.

L'ultima situazione esaminata è un insieme delle due precedenti, poiché valuta gli indici di prestazione di una rete soggetta a diversi possibili stati di lavoro e caratterizzata da una domanda variabile nel tempo. Gli indicatori locali sono quelli relativi ai singoli nodi, calcolati per l'intero periodo considerato o per un insieme di stati di lavoro come segue:

- per ogni nodo indicatori locali per l'intero periodo considerato:

$$9. \quad R_{j,k} = \frac{\sum_{i=1}^n Q_{j,i,k}}{\sum_{i=1}^n Q_{j,i}} \quad (1.9)$$

che esprimono il rapporto tra la portata effettivamente erogata al nodo j-esimo per l'intero periodo considerato per un determinato stato di lavoro k-esimo;

- indicatori locali per l'intero periodo considerato e per l'insieme delle condizioni di lavoro:

$$10. \quad R_j = \sum_{k=1}^{NS} (R_{j,k} w_k) \quad (1.10)$$

che esprimono la sommatoria dei prodotti tra gli indicatori locali relativi al nodo j-esimo per le diverse condizioni di lavoro e il peso  $w_k$  attribuito al valore della condizione di lavoro k-esima;

- per la rete indicatori globali per l'intero periodo considerato:

$$11. \quad RR_k = \frac{\sum_{j=1}^{NN} \sum_{i=1}^n Q_{j,i,k}}{\sum_{j=1}^{NN} \sum_{i=1}^n Q_{j,i}} \quad (1.11)$$

che esprimono il rapporto tra le portate totali effettivamente erogate ai nodi per l'intero periodo considerato e le portate totali richieste ai nodi dall'utenza per l'intero periodo considerato per un determinato stato di lavoro;

Si ha infine un indicatore globale relativo all'intera rete, calcolato come segue:

- indicatore globale per l'intero periodo considerato e per l'insieme delle condizioni di lavoro:

$$12. \quad RR = \sum_{k=1}^{NS} (RR_k w_k) \quad (1.12)$$

Per descrivere completamente l'affidabilità di un sistema, sono stati introdotti indici supplementari (Gupta e Bhave, 1994):

- 1) fattore temporale, che rappresenta il rapporto tra la durata delle condizioni inaccettabili e la durata totale considerata:

$$13. F_t = \frac{\sum_{j=1}^{NN} \sum_{i=1}^n \beta_{j,i} \cdot \Delta t}{NN \cdot T} \quad (1.13)$$

$$\beta=1 \quad \text{se} \quad Q_{j,i} / Q_{r_{j,i}} \geq \text{valore accettabile}$$

$$\beta=0 \quad \text{se} \quad Q_{j,i} / Q_{r_{j,i}} < \text{valore accettabile}$$

T è la durata totale del periodo considerato

- 2) fattore nodale, che corrisponde alla media geometrica degli indici nodali:

$$14. F_n = \left[ \prod_{j=1}^{NN} R_j \right]^{1/NN} \quad (1.14)$$

L'indice globale di prestazione può essere quindi corretto:

$$15. RR_c = RR \cdot F_t \cdot F_n \quad (1.15)$$

Applicando i coefficienti correttivi, si possono definire tre diversi gradi di gravità degli indici prestazionali: situazione poco grave ( $RR_c=0.81$ ), situazione grave ( $RR_c=0.73$ ), situazione gravissima ( $RR_c=0$ ). Nella definizione degli scenari da considerare si tiene conto di fattori meccanici (rottture, guasti e interruzioni elettriche delle componenti del sistema) e fattori idraulici (variazioni della domanda e/o riduzioni della conduttanza idraulica delle condotte dovute all'invecchiamento).

De Marinis et al. (2008), per identificare la soluzione ottimale da adottare in un programma di riabilitazione di una rete idrica, hanno proposto un approccio di ottimizzazione multi-obiettivo. Gli obiettivi considerati sono la minimizzazione del costo totale della riabilitazione, la somma dei costi, entrate strutturali e mancato guadagno per l'azienda a causa della mancata fornitura di acqua agli utenti dovuta all'inadeguatezza strutturale della rete, e la massimizzazione dell'affidabilità idraulica dell'intero sistema. Quest'ultimo parametro è stato considerato come media ponderata dell'affidabilità nodale della rete ossia la probabilità di soddisfare i requisiti dell'utenza in quel nodo di rete. Per caratterizzare le incertezze della domanda all'interno del modello di ottimizzazione è stato utilizzato un approccio probabilistico. Il consumo di acqua per ciascun nodo della rete è modellato come una variabile casuale indipendente, distribuita con una funzione di densità di probabilità predefinito (PDF). I



parametri e il tipo di distribuzione di probabilità adottata derivano dall'analisi sperimentale effettuata su una rete di distribuzione reale (de Marinis et al., 2006; Tricarico et al., 2007). L'algoritmo utilizzato per risolvere il problema di ottimizzazione è l'algoritmo nrNSGAI, non-repeating non dominated Sorted Genetic Algorithm II, introdotto da Morley (2008). Per valutare gli obiettivi del problema di ottimizzazione e quindi l'effettiva portata erogata agli utenti, viene utilizzato un modello Pressure Driven Analysis (PDA), in cui si assume che la portata erogata è funzione del carico disponibile in ciascuno dei nodi.

Berardi et al. (2008) definiscono l'affidabilità di una rete come una stima della capacità del sistema di soddisfare i livelli di servizio fissati anche durante condizioni di funzionamento particolari. In dettaglio, gli Autori considerano le anomalie indotte dall'isolamento di tronchi della rete dalla chiusura di valvole di intercettazione per interventi di manutenzione ordinaria o straordinaria, e i livelli di servizio in termini di portata effettivamente erogata ai nodi, utilizzando uno strumento per l'identificazione automatica della posizione delle valvole cui corrisponde una variazione della topologia della rete distrettualizzata. L'identificazione della nuova configurazione del sistema in termini di nodi connessi e non ai punti di approvvigionamento viene eseguita utilizzando un algoritmo basato sul modello di simulazione idraulica del gradiente globale introdotto da Todini e Pilati (1998). La verifica della rete, invece, avviene utilizzando un modello di simulazione idraulica di tipo PDA che lega la portata erogata al nodo al carico effettivamente esistente in corrispondenza del nodo stesso. La misura dell'affidabilità è quindi espressa mediante un indicatore di prestazione che descrive l'affidabilità dei singoli nodi e di tutta la rete nelle diverse ore del giorno. In particolare, si fa riferimento alla frazione di domanda non erogata (FUD) con riferimento a ciascun nodo e all'intera rete. La frazione di domanda non soddisfatta nel nodo è valutata in un determinato periodo del giorno, poiché lo scopo è valutare l'affidabilità individuale del nodo e non il suo contributo all'affidabilità globale della rete.

$$16. FUD_{nodes}(i, t) = \sum_{c=1}^{N_c} \left( W_c(c) \cdot \left( 1 - \frac{q_{act}(i,c,t)}{r(t) \cdot q_{design}(i)} \right) \right) \quad (1.16)$$

$$17. FUD_{net}(i) = \sum_{i=1}^{n_n} \left( FUD_{nodes}(i, t) \cdot \frac{r(t) \cdot q_{design}(i)}{\sum_{i=1}^{n_n} r(i) \cdot q_{design}(i)} \right) \quad (1.17)$$

Gli indicatori sono funzione: del coefficiente  $r(t)$  di domanda variabile nell'intervallo considerato, della portata erogata  $q_{act}(i,c,t)$  al nodo  $i$  nell'ora specificata  $t$  del giorno medio sotto una configurazione  $c$  della rete, del numero di configurazioni  $N_c$  considerate corrispondenti all'isolamento di un solo distretto per volta e del peso  $W_c(c)$  associato alla configurazione  $c$ -

esima che a sua volta è funzione della probabilità relativa di isolamento del distretto C. Tale probabilità è legata sia alla programmazione degli interventi sui tronchi, sia alla chiusura durante condizioni emergenza come la rottura di una condotta interna al distretto isolato.

La valutazione dell'affidabilità idraulica di un sistema di distribuzione, secondo Gheisi e Naser, 2014, può, ancora, essere eseguita considerando diversi stati di funzionamento del sistema e differenti combinazioni di condotte danneggiate. Le tecniche di affidabilità proposte dagli autori per lo più sono limitate a ridurre gli effetti sul sistema della rottura di una singola condotta. Essi propongono un approccio utilizzando modelli di analisi decisionale multi-criteri (MCDA, Multi-Criteria Decision Analysis) per classificare una serie di possibili scenari di distribuzione alternativi, ciascuno ottenuto utilizzando un diverso criterio di affidabilità. I risultati mostrano che la valutazione multi-stato dell'affidabilità (MSRA, Multi-State Reliability Assessment) di una rete può portare a risultati completamente diversi e più completi considerando vari stati di affidabilità allo stesso tempo.

## **1.2 L'identificazione dei segmenti e della posizione ottimale di un sistema di valvole di isolamento**

Gli interventi sulle reti idriche, sia quelli pianificati quali le regolari manutenzioni programmate, sia quelli non previsti, come quelli conseguenti alla rottura di una condotta, rendono necessario isolare una zona della rete, quella in cui è necessario intervenire, operando la chiusura di un certo numero di valvole di sezionamento. Per motivi gestionali, dovendo creare minori disservizi possibile, è importante definire quali siano i sottoinsiemi di condotte che vengono isolati dalla chiusura di un definito insieme di valvole.

In letteratura, diversi Autori hanno proposto metodologie per aumentare l'affidabilità della rete attraverso la definizione della posizione più idonea e del numero più adeguato di valvole da installare all'interno della rete.

L'approccio proposto da Giustolisi e Savic (2010) è stato di identificare, mediante una metodologia che prevede l'ottimizzazione mediante l'uso di un algoritmo genetico multi-obiettivo (Goldberg, 1989), la migliore associazione tra le valvole da posizionare e i distretti isolati dalla chiusura delle stesse. L'approccio si basa sull'uso delle matrici di incidenza topologiche di una rete. La formulazione matriciale utilizzata per modelli di simulazione della rete (Todini e Pilati, 1988; Todini, 2003; Giustolisi et al., 2008a) viene usata per definire la topologia della rete. Pertanto, indicando con  $n_p$  il numero di condotte e con  $n_n$  il numero dei nodi,  $A_{pn} = A_{np}^T$  e  $A_{p0}$  sono le sottomatrici di incidenza topologica, rispettivamente di dimensioni  $(n_p, n_n)$  e  $(n_p, n_0)$ , derivate dalla generica matrice topologica  $A_{pn}$  di dimensioni  $(n_p, n_n + n_0)$ , definita nel seguente modo:

$$18. \bar{A}_{pn}(k, j) = \begin{cases} -1 & \text{se la direzione è dal nodo } j \text{ al nodo } i \\ 0 & \text{se il nodo } i \text{ non è collegato al nodo } j \\ 1 & \text{se la direzione è dal nodo } i \text{ al nodo } j \end{cases} \quad (1.18)$$

Ogni sottoinsieme delle valvole è caratterizzato da un set minimo di condotte e nodi (segmento), che può essere isolato in rete, e da un'associazione univoca bidirezionale tra loro. Il segmento è la più piccola porzione di un sistema di distribuzione che può essere isolato mediante un sottoinsieme di valvole. Ad esempio, il caso di due valvole poste alle estremità di una condotta identifica l'associazione tra ciascun segmento, costituito da una condotta, e le due valvole poste ai lati; il numero di segmenti è uguale al numero delle condotte e il numero di valvole è il doppio del numero dei segmenti/condotte.

Ovviamente, la matrice delle valvole  $V_{pn}$  ha la stessa dimensione della matrice  $A_{pn}$  e gli elementi diversi da zero sono le valvole del sistema di isolamento, mentre i segni sono definiti utilizzando la stessa convenzione per la matrice topologica generale. Il passo successivo è quello di generare automaticamente la topologia della rete per analizzare il sistema di valvole. La matrice topologica generale della rete modificata può essere realizzata utilizzando la seguente matrice composta di quattro blocchi

$$19. \bar{A}_{pn-mod} = \begin{bmatrix} B_{pn} & V_{pv} \\ V_{vn} & V_{vv} \end{bmatrix} \quad (1.19)$$

dove:

- $B_{pn} = \bar{A}_{pn} - V_{pn}$
- $V_{pv}$  è ottenuta rimuovendo le colonne di zeri in  $V_{pn}$  e dividendo le restanti colonne che hanno più di un elemento diverso da zero in più colonne in modo da ottenere un elemento in ciascuna colonna
- $V_{vn}$  è ottenuta nello stesso modo come  $V_{pv}$  ma agendo sulla trasposizione di  $V_{pn}$
- $V_{vv}$  è ottenuta nello stesso modo come  $V_{pv}$  ma agendo sulla trasposizione di  $V_{vn}$ .

Una volta creata la matrice  $A_{pn-mod}$ , è possibile identificare automaticamente l'associazione tra i sottoinsiemi valvola di isolamento e segmenti: partendo dalla matrice di incidenza  $C = [B_{pn} \mid V_{pv}]$  è possibile eseguire il prodotto della matrice:

$$20. |C|_x |C|^T = V = L + 2I \quad (1.20)$$

dove la matrice simmetrica  $V$  è la somma della matrice di linea o bordo  $L$  del grafo (Brualdi e Ryser, 1991), che rappresenta le adiacenza tra le condotte, e della matrice identità  $I$  moltiplicato per due. Considerando la potenza  $m$  di  $V$ , è possibile affermare che gli elementi diversi da zero di  $V^m$  rappresentano le condotte che sono collegati a percorsi di lunghezza minore o uguale ad  $m$ . Pertanto, trasformando ciascuna matrice  $V^m$  in forma booleana, esiste un valore di  $m$  per cui la matrice  $V^m$  è uguale a  $V^{m-1}$ . Di conseguenza, la matrice  $V^{m-1}$  indica in ogni colonna i tubi collegati tra loro, ovvero i segmenti (sottocomponenti della rete).

Una volta definita l'associazione tra un sottoinsieme di valvole di isolamento e i segmenti, l'ottimizzazione del sistema di valvole di isolamento viene eseguita utilizzando il classico algoritmo genetico multi-obiettivo (Goldberg, 1989). Le variabili decisionali vengono codificate utilizzando una stringa binaria (ogni soluzione è un individuo) i cui valori del gene indicano la presenza o assenza di valvole nel sistema.

Il metodo proposto da Creaco et al. (2010) è costituito da due parti: la prima parte si basa sull'uso di matrici topologiche e permette l'identificazione e la caratterizzazione dei segmenti che si formano in seguito all'installazione di valvole di isolamento; la seconda costituisce l'effettiva procedura di ricerca della posizione ottimale delle valvole basata sull'algoritmo multi-obiettivo (NSGAI, Deb et al., 2002), opportunamente modificato per gestire la posizione delle valvole nelle condotte; le modifiche riguardano le procedure di generazione, crossover e mutazione. In dettaglio, per l'identificazione dei segmenti che si formano in seguito all'installazione e alla chiusura delle valvole di isolamento, viene introdotto un algoritmo specifico che si basa sull'utilizzo di matrici topologiche associate alla struttura della rete originale e a quella modificata per tener conto della presenza di valvole chiuse. La procedura proposta comprende tre fasi:

1. identificazione dei nodi e delle condotte collegate al serbatoio o ai nodi della rete e, in modo complementare, di quelli sconnessi;
2. definizione e composizione dei segmenti;
3. calcolo del deficit di richiesta idrica associata ai segmenti.

Per il passaggio 1 di identificazione dei nodi e delle condotte connesse e di quelle disconnesse si segue la procedura proposta da Giustolisi et al. (2008a).

Successivamente, i nodi e le condotte scollegati dal serbatoio possono essere raggruppati in segmenti, vale a dire porzioni di rete, che possono a loro volta essere isolati in modo indipendente chiudendo le valvole di isolamento. Per identificare i diversi segmenti, l'algoritmo utilizza una procedura basata sul vettore dei nodi disconnessi dal serbatoio. Il serbatoio che effettivamente serve la rete è sostituito da un serbatoio fittizio con carico pari a 1, posizionato al primo nodo del vettore. I nodi e le condotte appartenenti al segmento sono collegati al serbatoio fittizio e possono essere determinati ripetendo la procedura eseguita durante la prima fase. Per determinare il deficit di domanda associato a ciascuno dei segmenti, l'algoritmo utilizza la seguente procedura, che tiene implicitamente conto di eventuali sconessioni indesiderate o involontarie. In questa procedura le richieste idriche dell'utenza sono collocate lungo le condotte piuttosto che concentrate nei nodi. Come risulterà evidente dalla descrizione della procedura stessa, questa scelta fornisce una migliore stima della domanda insufficiente nel caso in cui i segmenti siano isolati. Partendo dalla configurazione di rete iniziale, la richiesta idrica totale della rete può essere calcolata come la somma della domanda associata alle varie condotte. Come passo successivo, le condotte associate ad uno specifico segmento vengono

rimosse. Ripetendo la procedura eseguita durante la prima fase è possibile determinare i nodi e le condotte collegate al serbatoio nonostante l'isolamento e la rimozione di segmenti. La domanda effettivamente fornita, nonostante l'isolamento del segmento, è data dalla somma delle richieste associate alle condotte alimentate dal serbatoio. Il deficit di domanda, associato alla rimozione e isolamento del segmento e a eventuali disconnessioni indesiderate, può essere calcolato come differenza tra la richiesta idrica totale originaria e quella effettivamente fornita a seguito dell'isolamento del segmento. La stessa procedura è applicata per gli altri segmenti. Nell'applicazione dell'algoritmo multi-obiettivo per la ricerca ottimale della posizione delle valvole sono state utilizzate e confrontate tra loro due funzioni obiettivo: la prima funzione obiettivo da minimizzare ha preso in considerazione il numero e il costo totale delle valvole nella rete; la seconda funzione obiettivo da minimizzare ha considerato il media ponderata e il massimo deficit della richiesta idrica nei vari segmenti di rete, calcolato sulla base del rischio di guasti negli stesse segmenti a causa di fattori meccanici. All'interno dell'algoritmo genetico, le variabili decisionali sono codificate in individui con un numero di geni pari al numero delle condotte della rete. I geni possono assumere valori di 0, 1, 2 e 3, che indicano rispettivamente condizioni in cui non è presente la valvola, una valvola è presente in prossimità del primo o secondo nodo estremità (tenendo conto della direzione del flusso presupposta inizialmente arbitraria) e le valvole sono presenti in prossimità di entrambi i nodi alle estremità della condotta (due valvole per tubo). I valori dei geni negli individui della popolazione iniziale vengono generati casualmente considerando, per ogni singolo gene, una probabilità del 25% per ognuno dei quattro valori. Nella generazione di geni di individui, un numero di vincoli sono stati introdotti per tener conto di alcuni aspetti tecnici legati alla posizione delle valvole; in particolare, la necessità di isolare il principale collegato direttamente al serbatoio per effettuare operazioni di manutenzione. Per consentire un confronto tra i diversi individui della popolazione, l'algoritmo offre la possibilità di utilizzare il numero o il costo totale di valvole in rete come prima funzione obiettivo da minimizzare e il massimo deficit di domanda o la media ponderata del deficit di domanda della rete come seconda funzione obiettivo.

Alvisi et al. (2011) hanno presentato un metodo per identificare i segmenti che si generano dopo l'installazione e la chiusura delle valvole di isolamento in una rete di distribuzione. Il metodo si basa sulla definizione della classica matrice di incidenza topologica che rappresenta la rete reale (senza condotte fittizie collegate alle valvole di isolamento). Le informazioni sulla posizione delle valvole sono contenute in una matrice ausiliaria e un vettore ausiliario. In particolare, la matrice ausiliaria associa ogni condotta in cui è presente una valvola

al nodo attraverso cui la condotta può essere alimentata anche quando la valvola è chiusa. Gli elementi del vettore ausiliario, invece, indicano le condotte in cui sono presenti due valvole. Utilizzando la matrice e il vettore ausiliario si evita l'aumento delle dimensioni delle matrici topologiche che vengono utilizzate per identificare i diversi segmenti e le loro sconnessioni indesiderate. Per risolvere il sistema di equazioni di bilancio di massa ed energia semplificate associate ai vari scenari di rete, si usa il metodo di Gauss-Seidel, che consente di tenere in conto i dispositivi unidirezionali per quanto riguarda la ricerca di sconnessioni indesiderate. Il metodo può, inoltre, essere applicato in modo efficiente anche nei problemi di posizionamento ottimale delle valvole di sezionamento. In quest'ultimo caso, il metodo può essere utilizzato per identificare i segmenti formati in ciascuna configurazione delle valvole. L'ottimizzazione del posizionamento delle valvole viene fatta attraverso un algoritmo genetico multi-obiettivo (Creaco et al., 2010), basato sull'algoritmo NSGA II, Non-dominated Sorting Genetic Algorithm-II (Deb et al., 2002), a cui è associato il metodo proposto. In questo algoritmo la popolazione è rappresentata dalle diverse configurazioni di valvole possibili nelle reti e i geni degli individui codificano quattro possibili condizioni di valvole per ogni tubo di rete: 0 se nessuna valvola di isolamento è presente nella condotta, -1 se la valvola di isolamento è presente in prossimità del nodo di monte, -2 se le valvole di isolamento sono presenti in prossimità del nodo di valle, -3 se le valvole di isolamento sono presenti in prossimità di entrambi i nodi di estremità del tubo.

Perelman e Ostfeld (2011) hanno proposto un algoritmo basato sulla teoria dei grafi che divide il sistema in cluster in base alle direzioni del flusso nelle condotte. L'analisi dei cluster è un processo di divisione di un insieme di oggetti in sottoinsiemi con proprietà simili. Gli oggetti sono "simili" in un dato cluster e "diversi" rispetto agli oggetti in altri cluster. La topologia dei sistemi di distribuzione è naturalmente composta da diverse reti secondarie che sono connesse o disconnesse idraulicamente. Le proprietà di connettività variano nel tempo a seguito delle variazioni delle condizioni di carico. La metodologia proposta da Perelman e Ostfeld suggerisce una partizione in gruppi (cluster della rete) di un sistema di distribuzione in funzione delle sue caratteristiche strutturali e di connettività (cioè topologia e caratteristiche idrauliche). In particolare, un cluster è definito come un insieme di nodi con più e/o migliori collegamenti tra i nodi interni. I cluster possono essere sia fortemente sia debolmente collegati, a seconda che esista almeno un percorso diretto tra loro. L'obiettivo è quello di suddividere la rete in gruppi fortemente e debolmente connessi. Un sottografo è fortemente connesso se esiste almeno un percorso diretto tra ogni coppia di nodi di tale componente. Un sottografo è

debolmente collegato se contiene un percorso ogni due nodi. Gli algoritmi per grafi di ricerca in profondità, DFS (Tarjan, 1972), e ricerca in ampiezza, BFS (Pohl, 1969), sono utilizzati per calcolare rispettivamente la connettività dei grafi e i nodi all'interno di un componente debolmente collegate. Una volta identificati come fortemente o debolmente connessi, vengono raggruppati in cluster indipendenti fortemente o debolmente connessi. Tali cluster sono collegati tra loro con condotte la cui direzione di flusso è, per definizione, nota e costante.

La metodologia che ha proposto Gao (2013) si basa sulla teoria della chiusura transitiva dei grafi e per l'identificazione e l'analisi dei segmenti in reti di grande dimensione. Rispetto ai metodi precedenti, il metodo fa uso di coppie di valvole per la loro modellazione anziché condotte fittizie e matrici ausiliarie e utilizza la teoria dei grafi per identificare interi segmenti nelle reti in un unico passaggio. Scartando la limitazione che una valvola può essere installata solo in due posizioni, cioè alle estremità di una tubazione, il metodo utilizza due valvole per simulare lo stato apertura e chiusura delle stesse e considera che una valvola può essere installata ovunque su una condotta tagliando la tubazione. Si parte dalla matrice di incidenza simmetrica in forma booleana, che rappresenta la connettività dei nodi, in cui i valori sono definiti nel seguente modo:

- 1 (true) il nodo  $i$  è connesso direttamente al nodo  $j$  da una condotta o  $i=j$ ;
- 0 (false) il nodo  $i$  non è direttamente connesso al nodo  $j$

Si costruisce la matrice di incidenza dei nodi dopo l'inserimento delle valvole fittizie, attraverso la matrice originaria, utilizzando 5 passi:

21. si conta il numero totale di valvole reali con  $K$ ;
22. si aggiungono  $K$  valvole fittizie nella matrice originaria e si isolano;  $K$  righe e  $K$  colonne vengono aggiunte, in cui i valori dei nuovi elementi vengono assegnati da  $A_{ii} = 1$  e  $A_{ij} = 0$ , dove  $i$  non è uguale a  $j$ . Così, ogni valvola fittizia è isolata;
23. si divide la connettività delle valvole reale su un lato;
24. si collegano le valvole fittizie al nodo diviso;
25. si ripete dal punto 3 al punto 4 per tutte le altre valvole reali e fittizie.

Una volta modificata la matrice di incidenza, si utilizza l'algoritmo di Warshall (1962), ottimizzato per abbreviare i tempi di calcolo. Il metodo accoppiato ad un algoritmo di ottimizzazione permette di supportare la progettazione ottimale dei sistemi di valvole in reti di grandi dimensioni e di valutare l'efficacia dell'aggiunta di ulteriori valvole nei segmenti.



Giustolisi et al (2014) hanno proposto una metodologia per la progettazione ottimale del sistema di valvole di isolamento. Poiché l'ottimizzazione richiede la valutazione di differenti configurazioni della rete indotte dalla chiusura delle valvole nel sistema, gli Autori hanno proposto una strategia per ridurre l'onere computazionale, ovvero valutare solo le configurazioni critiche, cioè quelle per le quali la capacità idraulica diventa insufficiente a soddisfare le richieste di acqua nella rete ancora collegata e le configurazioni dominanti, cioè quelle più critiche. La procedura di compone di due principali caratteristiche:

- la valutazione delle configurazioni topologiche della rete effettiva attribuibili alle chiusure delle valvole di isolamento (Giustolisi et al., 2008b);
- l'uso della modellazione PDA (Todini, 2003; Giustolisi et al., 2008c; Giustolisi e Laucelli, 2011).

L'analisi in condizioni PDA (Pressure Driven Analysis) della rete è indispensabile poiché la diminuzione di pressione al di sotto del minimo richiesto può causare condizioni di inadeguatezza nel servizio (Giustolisi e Walski, 2012) in quelle parti della rete che sono ancora collegate al sistema dopo la chiusura delle valvole. Il problema di ottimizzazione è basato sulla minimizzazione del deficit di pressione all'interno della rete. L'ipotesi di partenza si basa sull'assunto che, per un dato insieme di diametri, ciascuna delle configurazioni di rete generate dalla chiusura di valvole potrebbe comportare diversi valori di deficit di pressione. È utile impostare un limite superiore al deficit massimo di pressione ammissibile tra le configurazioni di rete e porre ovviamente pari a zero i valori negativi di deficit, corrispondenti alla situazione in cui è garantito il corretto funzionamento del sistema. Il problema si risolve utilizzando un algoritmo genetico multi obiettivo ottimizzato, OPTIMOGA (Laucelli e Giustolisi, 2011). Ogni individuo (soluzione del dimensionamento delle condotte) è codificato come una stringa di indici che puntano ad una tabella di diametri candidati. L'algoritmo OPTIMOGA impiega un archivio dinamico crescente. La valutazione del deficit di pressione massimo per ogni singola configurazione viene calcolato come valore massimo tra tutte le possibili configurazioni di rete causate dai cambiamenti topologici attribuibili al sistema di valvole di isolamento reale. Il numero massimo ipotetico di configurazioni da valutare per ogni soluzione progettuale è uguale al numero di condotte della rete, che corrisponde all'assunzione di due valvole per ogni condotta. Gli svantaggi della procedura sono il gran numero di configurazioni che potrebbero essere valutate, che aumentano notevolmente e il carico computazionale per le reti di grandi dimensioni. Per ridurre l'onere computazionale del problema di ottimizzazione vengono introdotti due concetti relativi a configurazioni di rete:

1. la criticità: una configurazione di rete è critica se la capacità idraulica del sistema non è sufficiente a fornire le portate richieste dalle utenze. Le configurazioni critiche da risolvere durante il processo di ottimizzazione devono essere identificate in anticipo sulla base di una prima serie di diametri. Il sottoinsieme di configurazioni critiche sono le modifiche di rete a causa di arresti delle valvole di isolamento che verranno effettivamente utilizzati per la progettazione ottimale delle condotte;
2. dominanza di configurazioni di rete causati da arresti delle valvole: alcune configurazioni di rete sono molto più critiche rispetto ad altre in termini di capacità idraulica nelle porzioni ancora collegati. Il predominio di alcune configurazioni sulle altre dipende molto dalla posizione dei segmenti isolati rispetto alla sorgente di acqua, e anche dai diametri da ottimizzare. Il concetto di dominanza consente di effettuare l'arresto precoce della valutazione di deficit.

Giustolisi e Ridolfi (2014), partendo dall'analisi classica dell'indice modularità che permette di identificare cluster di nodi caratterizzati da interconnessioni forti, propongono un metodo ispirato alle teorie delle reti complesse (Albert e Barabasi, 2002; Boccaletti et al., 2006; Barrat et al., 2008; Newman 2010) per modificare e adattare l'indice di modularità alle reti idriche. L'indice deve essere adattato poiché la struttura delle reti idriche è fortemente influenzata da una serie di vincoli fisici (dimensione, struttura urbana, domanda nodale), considerando anche la matrice di incidenza topologico generale (Giustolisi e Savic, 2010), comunemente adottata per rappresentare la topologia della rete. Inoltre, essendo la segmentazione delle reti eseguita per scopi diversi, la formulazione dell'indice modularità deve essere estesa, con le caratteristiche delle condotte, per tenere conto della funzione specifica della segmentazione (a esempio misurazioni nel sistema, controllo delle perdite, calibrazione del modello, gestione del rischio di contaminazione). Ulteriori considerazioni sono state fatte sulla posizione dei dispositivi. L'indice di modularità considera implicitamente che i dispositivi siano posizionati nel mezzo della condotta. Tuttavia, questa ipotesi può essere fuorviante per le reti idriche in cui le valvole sono installate vicino ai nodi terminali delle condotte. Il fatto che un dispositivo è installato vicino all'uno o all'altro nodo corrisponde a due diverse soluzioni tecniche che dovrebbero avere un valore diverso modularità. Pertanto, l'indice modularità viene modificato per tener conto della posizione effettiva dei dispositivi. Inoltre, gli autori propongono l'utilizzo di un algoritmo genetico multi-obiettivo (OPTIMOGA), per la segmentazione ottimale basata sulla massimizzazione dell'indice modularità adattato alle reti idriche e mirato alla minimizzazione del costo dei dispositivi di nuova installazione per ottenere

la segmentazione della rete. È da osservare che le valvole di isolamento già installate, utili alla segmentazione della rete, devono essere considerate per il calcolo dell'indice modularità ma non concorrono al costo della segmentazione. L'algoritmo permette di ottenere una serie di Pareto di segmentazioni ottimali; tali insiemi sono composti dai compromessi ottimali tra una specifica selezione di segmentazione e il costo della soluzione. Le soluzioni ottimali sono uno strumento a sostegno della decisione tecnica e tengono conto dell'incertezza di bilancio e delle esigenze di pianificazione. In questo contesto, l'indice modularità è una metrica per misurare l'efficacia della segmentazione che si ottiene dall'algoritmo manipolando la matrice di adiacenza

Gupta et al. (2014) hanno proposto una procedura iterativa per valutare l'affidabilità delle reti idriche al variare delle valvole. In ogni iterazione, si propongono tre tipi di alternative:

1. l'aggiunta di una valvola in condotte senza valvole;
2. l'aggiunta di condotte parallele a condotte esistenti
3. un aumento delle dimensioni delle condotte

Il metodo iterativo continua finché nessun ulteriore miglioramento dell'affidabilità è possibile o è raggiunto un livello desiderato di affidabilità. Il primo passo per migliorare l'affidabilità di una rete esistente è quello di ottenere la ridondanza topologica. Per garantire l'affidabilità a tutti i nodi della rete, ogni nodo della rete dovrebbe avere almeno due collegamenti, cioè ogni nodo deve essere almeno di grado due. Più alto è il grado di un nodo, maggiore è la ridondanza topologica in quel nodo e la rete può essere in grado di sopportare guasti multipli in prossimità di quel nodo. Tuttavia, poiché la probabilità di rotture simultanee di due o più condotte è piuttosto piccola, una rete con tutti i nodi di grado due ha ridondanza topologica soddisfacente, a condizione che l'isolamento di ogni condotta durante una rottura sia possibile. Ciò richiederebbe l'installazione di valvole ad entrambe le estremità della tubazione, che non è una pratica corrente. Inoltre, la ridondanza topologica non garantisce l'affidabilità della rete idrica. In altre parole, una rete topologicamente ridondante dovrebbe avere anche la capacità di garantire la resilienza del sistema ovvero un carico adeguato e un conseguente approvvigionamento idrico soddisfacente durante le condizioni di fallanza (ridondanza idraulica). L'affidabilità di una rete esistente può essere migliorata attraverso una ridondanza sia topologica sia idraulica. Per l'identificazione dei segmenti è stata utilizzata la metodologia proposta da Kaldenbach e Ormsbee (2012) con lievi modifiche per evitare la duplicazione dei nodi, delle condotte e delle valvole nei diversi segmenti. Le modifiche suggerite nella

metodologia di Kaldenbach e Ormsbee consistono nel cercare sia la struttura dati, sia la lista dei nodi del segmento, ogni volta che viene trovato un collegamento invece di cercare soltanto la struttura dati. Allo stesso modo, la duplicazione di condotte e valvole può essere evitata controllando la lista delle condotte del segmento e la lista delle valvole del segmento, rispettivamente, ogni volta che viene trovata una connessione. L'affidabilità è quantificata mediante il metodo suggerito da Gupta e Bhave (1994), che considera tre parametri di affidabilità per descrivere le prestazioni di una rete:

1. parametro di affidabilità dei nodi, che è il rapporto tra il volume totale effettivamente erogato in un nodo e il volume richiesto in quel nodo per tutti gli stati del periodo di analisi;
2. parametro di affidabilità del volume, che è il rapporto del volume totale erogato e il volume totale richiesto da tutta la rete per tutti gli stati durante il periodo di analisi
3. parametro di affidabilità del sistema, che è un singolo parametro di affidabilità valutato come prodotto di affidabilità del volume, fattore nodo e fattore tempo introdotto per distinguere valori di affidabilità in situazioni diverse.

Le differenti soluzioni, ottenute dall'applicazione delle tre alternative proposte, vengono confrontate sulla base del fattore di capacità marginale, definito come il prodotto dell'aumento marginale nel parametro affidabilità del volume, l'aumento marginale dell'affidabilità del nodo meno affidabile e l'aumento marginale dei costi di rete. L'opzione migliore da attuare è quello che fornisce il massimo fattore di capacità marginale ad un costo minimo di rete.

### 1.3 Alcune considerazioni

Si è visto che una delle maggiori difficoltà nella gestione delle reti idriche, specialmente durante condizioni di emergenza dovute a fallanze di alcune componenti del sistema (condotte, valvole o altri dispositivi), è riuscire a garantire livelli efficienti del servizio e il soddisfacimento della portata richiesta dalle utenze. La comunità scientifica ha ampiamente trattato il problema proponendo modelli di tipo predittivo, basati sull'ottenimento dell'affidabilità del sistema mediante l'approfondimento dei parametri caratteristici dello stesso durante diversi stati di funzionamento. Tali approcci sono stati mirati a definire una pianificazione degli interventi a lungo termine in grado di contenere i costi per i gestori del servizio e al contempo massimizzare l'affidabilità del sistema.

L'approccio proposto nel presente lavoro di tesi, invece, affronta il problema della gestione delle reti idriche in condizioni di emergenza durante la fase compresa tra la rottura di una condotta e la riparazione della stessa. E' un approccio che consente, in tempo reale e nell'ottica di una gestione intelligente della città, il raggiungimento di livelli di servizio adeguati attribuendo una particolare attenzione ad alcuni nodi della rete, a esempio gli ospedali, per i quali una riduzione della portata erogata, seppur temporanea e limitata, è inaccettabile.

Poiché durante gli interventi di riparazione delle condotte è necessario isolare la porzione della rete soggetta all'intervento dalla restante parte, è comunque necessario considerare che nella rete sia installato un opportuno sistema di valvole di isolamento.

Essendo possibile, come già analizzato, definire in maniera opportuna quale possa essere la disposizione e la numerosità del sistema di valvole, risulta necessario determinare anche una misura della bontà del servizio attraverso la minimizzazione di grandezze più propriamente legate alla quantità di portata effettivamente erogata in condizioni critiche. Nei casi reali, inoltre, ci si trova ad affrontare il problema di un sistema in cui la posizione delle valvole risulta definita. In questi casi è necessario operare a partire da questa situazione di fatto e procedere con eventuali modifiche del sistema mediante l'eventuale aggiunta di ulteriori valvole.

Non si tratta, pertanto, di ottimizzare una disposizione di valvole, ma di comprendere quale sia la più appropriata scelta operativa per la gestione della rete in condizioni di emergenza.

## Capitolo 2

La valutazione del posizionamento di un sistema di valvole di sezionamento: un nuovo approccio alla gestione in condizioni di emergenza

---

### 2.1 Premessa

Dopo aver esaminato nel precedente capitolo i diversi modelli proposti dalla comunità scientifica per affrontare le numerose problematiche legate all'affidabilità dei sistemi e al più idoneo posizionamento delle valvole in una rete, in questo capitolo si propone un nuovo approccio basato sulla gestione del sistema in condizioni di emergenza determinate da guasti meccanici delle apparecchiature o dalla rottura delle condotte. Vi sono due specifiche tematiche connesse ai problemi di gestione in emergenza:

1. la distrettualizzazione delle reti idriche mediante valvole di sezionamento;
2. la gestione delle reti idriche conseguente alla chiusura di un distretto.

È infatti noto, e auspicabile, che in un sistema di distribuzione siano presenti valvole in grado sezionare la rete idrica cittadina sia per poter controllare adeguatamente i consumi e le pressioni all'interno di un'area, sia per contenere, quando fosse necessario effettuare interventi di ripristino, il numero di utenti penalizzato dal diverso funzionamento del servizio.

Riveste quindi particolare importanza la definizione di criteri oggettivi per la valutazione dell'efficienza nella distribuzione delle valvole ma anche la definizione di metodologie che:

- guidino nella scelta della delimitazione della zona di intervento;
- consentano di garantire il rispetto di standard di servizio nel caso di isolamento della porzione di rete in cui è posizionata la condotta da riparare.

Nel secondo caso, infatti, accanto ad una modifica delle perdite di carico in rete dovute alla variazione della portata circolante, si assiste ad una variazione dei percorsi seguiti dall'acqua per raggiungere i nodi delle utenze, sicché in alcuni di questi, definiti critici, si dovrà garantire, con opportune manovre, il soddisfacimento dei valori di pressione per la corretta erogazione della risorsa durante le fasi comprese tra la rottura di una condotta e la riparazione della stessa.

Il metodo proposto è innovativo e differisce dai modelli presenti in letteratura e già descritti nel capitolo precedente perché quelli finora proposti si basano su metodiche intese a prevenire la condizione di emergenza e non a interventi in tempo reale. In esso non si tiene conto delle perdite, ritenendo tale analisi un passo successivo alla concreta validazione del modello.

### 2.2 I modelli di simulazione per l'analisi delle reti

Nell'analisi delle reti idriche è sempre più evidente la necessità di affrontare le problematiche legate alla gestione della rete stessa. Gli interventi sulle reti, ormai, sono indirizzati a migliorare l'affidabilità e l'efficienza nelle reti esistenti, anziché progettare nuove reti idriche. Negli ultimi anni, si studiano sempre più soluzioni in grado di minimizzare le fallanze del sistema idrico e migliorare il servizio alle utenze attraverso il controllo dei parametri idraulici.

I modelli di verifica diventano quindi uno strumento sempre più indispensabile per valutare il corretto funzionamento del sistema. Tali modelli non sono però gli unici necessari, e tra l'altro anche la verifica dovrà tenere conto di particolari condizioni che possono instaurarsi in rete.

I modelli classici per la verifica idraulica di una rete idrica considerano noti i dati topologici e le caratteristiche geometriche delle condotte, le scabrezze delle condotte e la portata erogata ai nodi. Dalla risoluzione del sistema di equazioni di continuità e del modo si determinano le portate circolanti nelle condotte e le pressioni in rete.

L'attendibilità del risultato è evidentemente legata alla corretta valutazione sia delle portate erogate sia dei valori assunti dalle scabrezze delle condotte.

Per quanto riguarda le portate erogate ai nodi bisogna schematizzare il reale funzionamento della rete tenendo conto che esse dipendono anche dal carico disponibile negli stessi (Calomino e Veltri, 1980). Vi è pertanto la necessità di utilizzare modelli in grado di fornire risultati aderenti alla realtà.

Tra i modelli di letteratura, quelli indicati con la sigla DDA (Demand Driven Analysis), fissano la portata  $Q_i$  erogata in ogni nodo assumendola pari alla portata richiesta con l'ipotesi implicita che il carico piezometrico nel nodo sia sufficiente a soddisfarla.

Seppur validi per la risoluzione dei problemi di verifica e di progetto, i modelli DDA risultano però inadeguati soprattutto nel caso di gestione di reti idriche esistenti, per le quali risulta fondamentale conoscere i valori di pressione e portata ai nodi reali per comprendere il reale funzionamento del sistema. In questo caso, infatti, per ottenere risultati validi, è necessario rimuovere la semplificazione di portata erogata costante e tenere conto della variabilità della stessa con la pressione al nodo e alla definizione del modello PDA (Pressure-Driven Analysis).

Volendo quindi conoscere sia le portate erogate, in funzione del carico piezometrico, sia le caratteristiche di scabrezza è quindi necessario procedere alla risoluzione del problema



inverso, quello della calibrazione della rete. In tal modo si ottengono i valori corretti dei dati di input del modello di verifica, comunque legati alla piezometria reale, si può risalire ai valori delle portate circolanti lungo le condotte e dei carichi ai nodi.

### 2.2.1 I modelli DDA e i modelli PDA

I modelli di verifica generalmente utilizzati nella verifica delle reti sono i modelli DDA (Demand Driven Analysis), che fissano a priori la portata erogata in ogni nodo assumendola pari alla portata richiesta con l'ipotesi implicita che il carico piezometrico nel nodo sia adeguato. I risultati forniti dai modelli DDA, tuttavia, sono corretti solo se dalla verifica della rete i carichi piezometrici risultano maggiori o uguali al valore richiesto per soddisfare la richiesta idrica. Qualora vi siano nodi per i quali il carico piezometrico risulta inferiore al valore richiesto, le portate erogate da tali nodi non sono compatibili con i valori del carico stesso.

In altri termini, seppure dal punto di vista numerico esiste una soluzione del sistema di equazioni che fornisce un valore del carico al nodo compatibile con la portata erogata, non sempre tale carico è adeguato per garantire l'erogazione della risorsa agli utenti.

Per implementare il modello PDA, è necessario quindi definire un legame funzionale portata erogata - pressione ai nodi e, successivamente, risolvere in maniera iterativa il sistema algebrico (non lineare) ottenuto da tutte le equazioni che descrivono il comportamento della rete. Un approccio di questo tipo si definisce Pressure Driven Analysis (PDA).

La variabilità delle portate effettivamente erogate ai nodi, generalmente, è espressa con equazioni del tipo:

$$Q_i = \alpha_i Q_i^{\max} \quad (2.1)$$

in cui:

- $Q_i$  è la portata effettivamente erogata al nodo;
- $Q_i^{\max}$  è la portata massima erogata al nodo in condizioni di pressione sufficiente, ovvero la portata di normale esercizio;
- $\alpha_i$  è un coefficiente variabile in funzione della pressione.

Considerando che in condizioni di pressione sufficiente la portata erogata sarà pari al fabbisogno e che la stessa tenderà a zero al ridursi della pressione, per il valore  $\alpha_i$  si pone:

- $\alpha_i = 0$  per  $H_i \leq H_i^{\min}$

- $\alpha_i = 1$  per  $H_i \geq H_i^{\max}$
- $0 < \alpha_i < 1$  per  $H_i^{\min} < H_i < H_i^{\max}$

dove si è indicato con:

- $H_i$  la quota piezometrica sul nodo;
- $H_i^{\max}$  la quota piezometrica necessaria affinché la portata erogata sia pari alla massima, ovvero la quota piezometrica necessaria ad alimentare anche le utenze a quota geodetica più elevata;
- $H_i^{\min}$  la quota piezometrica al di sotto della quale la portata erogata è nulla.

Per l'applicazione del modello PDA è necessario definire i valori dei carichi  $H_i^{\min}$  e  $H_i^{\max}$  e la relazione funzionale che consente di determinare il coefficiente  $\alpha_i$ .

Poiché in condizioni di pressione sufficiente la portata erogata sarà proprio pari alla portata di normale esercizio e che la stessa diminuisce man mano che si riduce la pressione, il valore di  $\alpha_i$  varia tra 0 e 1 (Figura 2.1).

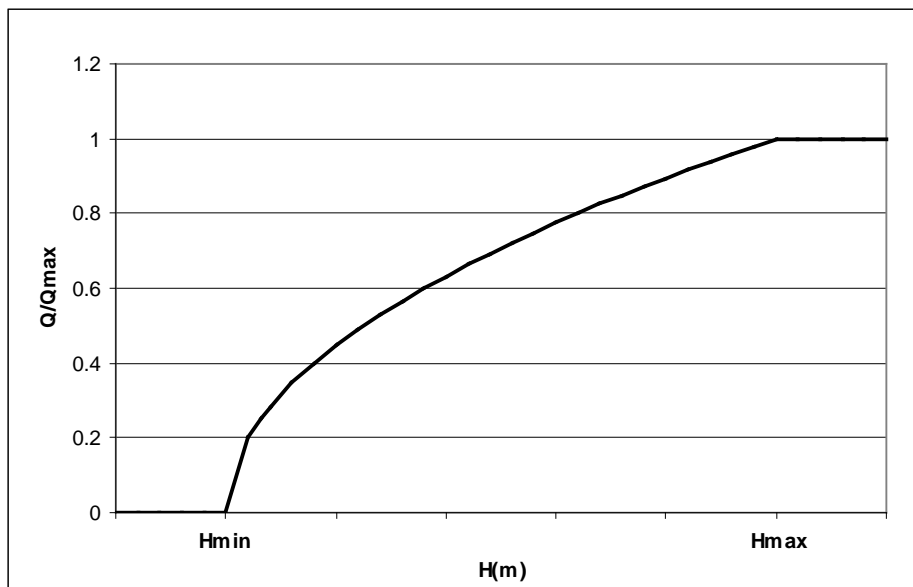


Figura 2.1 - Variazione del rapporto  $Q/Q_{\max}$  in funzione del carico  $H$ .

Generalmente, per  $H_i^{\min}$  si assume un valore superiore alla quota terreno al nodo di 3 – 5 metri. Il valore di  $H_i^{\max}$ , invece, dipende dalla quota massima degli edifici serviti dal nodo, dalla pressione minima necessaria per il corretto funzionamento dell'apparecchio più sfavorito e dalle perdite di carico totali nel percorso tra il nodo e il punto di erogazione; pertanto il valore di  $H_i^{\max}$  è variabile da nodo a nodo.

In particolare, per il calcolo di  $H_i^{\max}$  è stata utilizzata la seguente relazione (Veltri et al., 2010):

$$H_i^{\max} = z + H + P_{ms} + P_p + P_D \quad (2.2)$$

in cui:

- $z$  è la quota terreno;
- $H$  è l'altezza massima degli edifici serviti dal nodo;
- $P_{ms}$  pressione minima necessaria al funzionamento dell'apparecchio più sfavorito;
- $P_p$  perdite di carico concentrate e distribuite lungo la colonna montante, dalla base dell'edificio fino al punto di erogazione;
- $P_D$  perdite di carico dal nodo erogazione alla base dell'edificio, calcolate considerando un diametro standard della tubazione (in genere  $D = 60\div 80$  mm).

Per il coefficiente  $\alpha_i$ , esistono in letteratura espressioni che ne forniscono il valore in funzione di  $H_i$ ,  $H_i^{\min}$ ,  $H_i^{\max}$  (Figura 2.2).

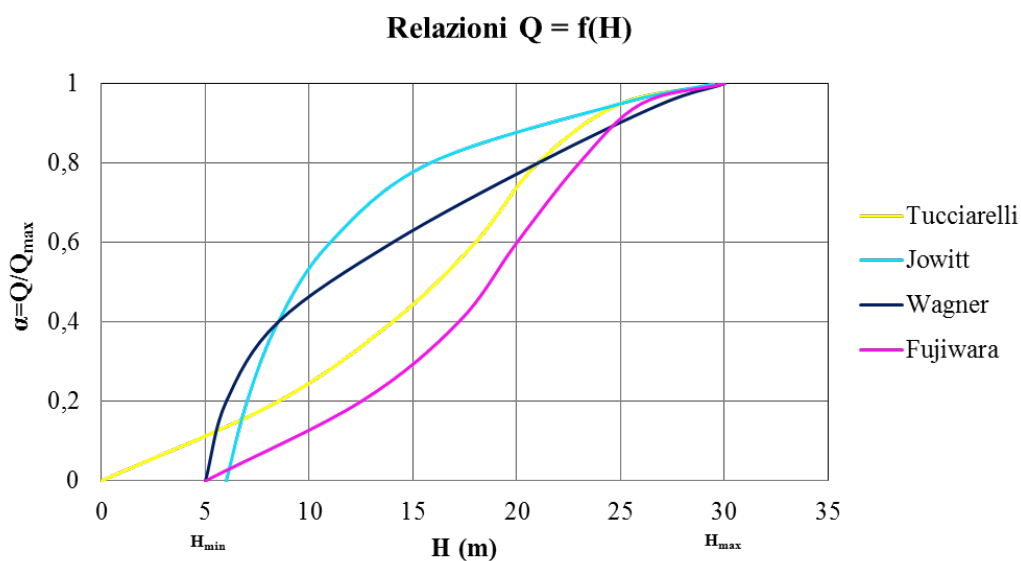


Figura 2.2 - Relazioni fra portata erogata e pressione nel nodo proposte da vari autori

La procedura per il calcolo della portata effettivamente erogata ai nodi è iterativa poiché ad ogni passo di calcolo, avendo definito la distribuzione dei carichi e quindi una nuova distribuzione delle portate effettive erogate in ciascun nodo, è necessaria una nuova verifica della rete stante il fatto che la portata circolante è diversa dalla precedente.

Software di verifica delle reti basati sull'analisi DDA, quale ad esempio EPANET, possono essere utilizzati per procedure di calcolo secondo un modello di tipo PDA. In

particolare, nel software EPANET è possibile, attraverso l'utilizzo degli emitters, introdotti anche per la simulazione delle perdite idriche, valutare la portata in uscita in funzione pressione mediante la seguente relazione (bibliografia):

$$Q_i = C_i(H_i - z_i)^\gamma \quad (2.3)$$

nella quale:

- $Q_i$  è la portata erogata;
- $\gamma$  è un esponente che, in assenza di altre indicazioni, può essere assunto pari a 0.5;
- $C_i$  è il coefficiente di efflusso;
- $H_i$  è il carico piezometrico in corrispondenza dell'emitter.

Se si ipotizza che i nodi di erogazione funzionino come emitters, indicando con il pedice  $r$  le grandezze relative alle grandezze richieste si impone che la portata  $Q_i$  sia pari alla portata richiesta  $Q_{r_i}$  quando  $H_i - z_i = H_{r_i} - z_i$ , si ottiene:

$$C_i = \frac{Q_{r_i}}{(H_{r_i} - z_i)^\gamma} \quad (2.4)$$

Dalla (2.3) e (2.4) si ottiene:

$$Q_i = Q_{r_i} \left( \frac{H_i - z_i}{H_{r_i} - z_i} \right)^\gamma \quad (2.5)$$

che mette in relazione la portata effettivamente erogata al nodo con la pressione effettiva, determinandola come aliquota della portata richiesta rispetto al deficit di pressione commisurato al valore di esercizio richiesto. Poiché il software non possiede un limite superiore di carico oltre il quale la portata si mantiene costante e pari alla portata richiesta, è necessario utilizzare una procedura iterativa che consiste nei seguenti passaggi:

1. verifica della rete idrica con analisi in DDA;
2. nei nodi per i quali risulta  $H_i < H_{r_i}$ , inserimento di una portata pari a zero e posizionamento di un emitter con un coefficiente  $C_i$  calcolato;
3. verifica del sistema modificato e definizione delle portate erogate  $Q_e$  ai nodi nel seguente modo:

$$\begin{aligned} Q_i &= Q_{e_i} && \text{se } 0 < Q_{e_i} < Q_{r_i} \\ Q_i &= Q_{r_i} && \text{se } Q_{e_i} > Q_{r_i} \\ Q_i &= 0. && \text{se } Q_{e_i} < 0 \end{aligned}$$

### 2.3 La calibrazione delle reti idriche

Dal punto di vista operativo, per come verrà anche chiarito nel seguito, è necessario ricordare il problema della calibrazione delle reti idriche, in quanto i modelli di verifica idraulica si basano sull'ipotesi che siano noti i valori della scabrezza delle condotte e quelli delle portate erogate ai nodi. In fase di gestione del sistema essi sono però incognite del sistema, da cui scaturisce il reale valore del carico ai nodi e della portata circolante nei lati. Spesso, quindi, i valori forniti dal modello non forniscono risultati che rispecchiano la realtà, poiché i parametri in input non sono stati scelti in maniera corretta. Nasce quindi la necessità di essere in grado di effettuare una calibrazione del sistema per poter utilizzare modelli di simulazione che diano risultati attendibili. Ciò può essere fatto attraverso tecniche che, a partire dai dati misurati di pressione ai nodi e di portata circolante nelle condotte, consentano di ottenere i valori di portata erogata ai nodi e di scabrezza delle condotte.

I modelli di calibrazione proposti dalla comunità scientifica possono essere suddivisi in tre macro gruppi distinti:

- metodi di tipo empirico (trial and error) sviluppati agli inizi degli anni '80 (Walski, 1983, 1986; Bhave, 1988) che confrontano i risultati ottenuti dal modello con quelli reali;
- metodi di tipo esplicito (Ormsbee e Wood, 1986; Ferreri et al., 1994) basati sulla risoluzione di set di equazioni di massa e di energia;
- metodi di tipo implicito (Shamir, 1974; Ormsbee, 1989; Lansey e Basnet, 1991; Pudar e Liggett, 1992; Datta e Sridharan, 1994; Veltri et al., 1994 e 2010; SavicWalters, 1995; Reddy et al., 1996; Lingireddy e Ormsbee, 1999; Greco e Di Cristo, 1999; Tucciarelli et al., 1999; De Schaetzen, 2000; Ferreri e Gangitano, 2001; Lansey et al., 2001; Kapelan et al., 2005 e 2007; Boccelli e Uber, 2004 e 2005; Van BloemenWaanders, 2004; Wu e Sage, 2007) che approcciano al problema della calibrazione tramite la risoluzione di funzioni obiettivo.

I modelli descritti non operano secondo un approccio PDA. Il modello di calibrazione utilizzato in questo lavoro di tesi è invece un modello di tipo implicito basato su un approccio di tipo statistico-bayesiano, in cui i parametri del modello sono delle variabili casuali.

A differenza di quelli tradizionalmente usati, consente la risoluzione del problema operando un approccio di tipo PDA nella fase di verifica della rete.

Il problema si riconduce alla determinazione della distribuzione di probabilità dei parametri a partire da una distribuzione iniziale (distribuzione a priori), da un vettore di misure (considerato come un campione della popolazione) e dal modello statistico che descrive la distribuzione del campione (funzione di verosimiglianza, ovvero probabilità di ottenere il vettore di misure una volta assegnato il valore dei parametri).

### 2.3.1 Il modello di calibrazione UNINET

Per la calibrazione delle portate ai nodi e delle scabrezze lungo i lati è stato utilizzato il modello UNINET (Orlando, 2010), che utilizza una versione dell' algoritmo SCEM-UA (Vrugt et al., 2003), applicabile all'analisi di reti in pressione (Kapelan et al., 2007).

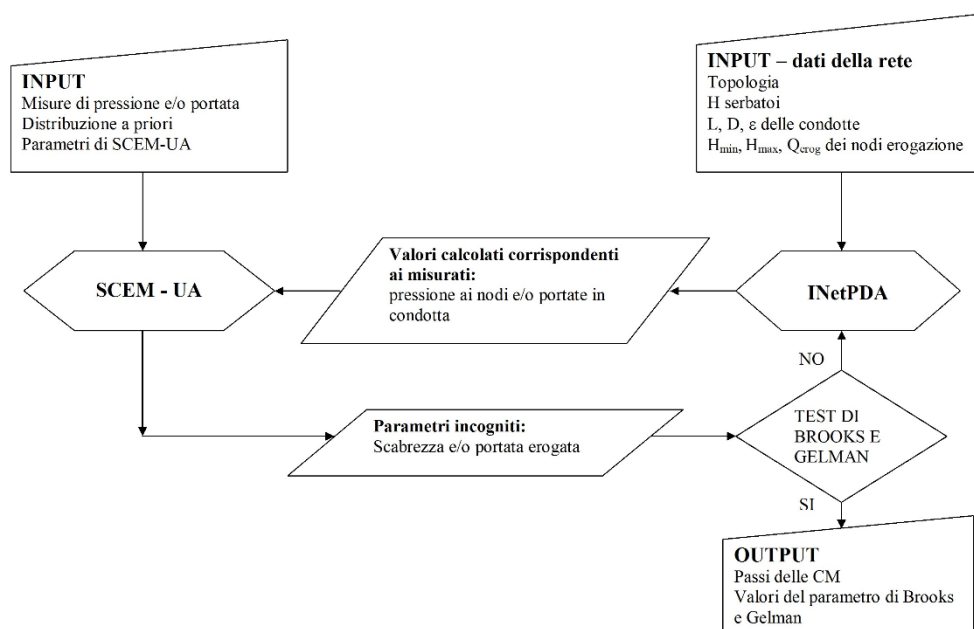


Figura 2.3 - Algoritmo UNINET (Orlando et al., 2010)

Il modello UNINET è costituito da 3 sottocodici:

- INetPDA
- ReteModel;
- ElabRis

### 2.3.1.1 Il modello di simulazione INetPDA

Il sottocodice INetPDA è il modello di calcolo utilizzato per effettuare le verifiche idrauliche delle reti di distribuzione idriche (Orlando, 2010). Le caratteristiche principali del modello INetPDA sono:

- portate erogate variabili in funzione della pressione al nodo, secondo un approccio di tipo PDA;
- utilizzo della formula di Colebrook per il calcolo delle perdite di carico in condotta;
- utilizzo di un efficiente algoritmo di soluzione del sistema algebrico non lineare.

Il modello, implementato in Matlab, si compone di 3 files:

- Dati.mat: file in cui vengono registrati i dati della rete;
- SimulRete.m: file principale del programma;
- Conduttanze.m: file che implementa la funzione per il calcolo delle conduttanze delle condotte

La registrazione dei dati avviene in una *structure* che contiene 3 array:

- Dati.Codotte: contiene i dati relativi alle condotte; l'array ha un numero di righe pari al numero di condotte e un numero di colonne pari a 6; per ciascuna colonna sono registrati i seguenti dati:
  1. numero d'ordine della condotta;
  2. numero d'ordine del primo nodo di estremità;
  3. numero d'ordine del secondo nodo di estremità;
  4. lunghezza in metri;
  5. diametro in millimetri;
  6. scabrezza di Colebrook in millimetri.;
- Dati.Nodi: contiene i dati relativi ai nodi di erogazione; l'array ha un numero di righe pari al numero di nodi di erogazione e un numero di colonne pari a 4; per ciascuna colonna sono registrati i seguenti dati:
  1. numero d'ordine del nodo;
  2. portata massima erogata;
  3. quota piezometrica minima, al di sotto della quale la portata erogata è zero;
  4. quota piezometrica massima, al di sopra della quale la portata erogata è pari al massimo.

- Dati.Serbatoi: contiene i dati relativi ai nodi di alimentazione; l'array ha un numero di righe pari al numero di nodi di alimentazione e un numero di colonne pari a 3; per ciascuna colonna sono registrati:
  1. numero d'ordine del nodo alimentazione
  2. quota piezometrica in m s.m.m;
  3. quota del terreno al nodo in m s.m.m.

Una volta registrati i dati, si utilizza l'algoritmo di simulazione Simulrete.m, che esegue il calcolo di verifica della rete in regime stazionario tenendo conto del legame tra le portate erogate e la pressione ai nodi (modello tipo PDA) e utilizzando come formula del moto la formula di Colebrook. L'output fornito dal modello è costituito da un vettore dei carichi ai nodi, da un vettore delle portate effettivamente erogata ai nodi e dal vettore delle portate circolanti nei lati.

### 2.3.1.2 Il codice ReteModel

Il sottocodice ReteModel permette di affrontare il problema di ottimizzazione dei parametri una volta noti il vettore dei carichi ai nodi di erogazione e il vettore delle portate circolanti nei lati.

Il sottocodice si compone dei seguenti file:

- Dati.mat;
- MeasData.mat
- RunSCEM.m

Nel file MeasData.mat sono registrati 5 array:

- meas: array, di dimensione pari al numero totale di misure, in cui sono registrati in modo ordinato le misure di carico nei nodi e di portata nei lati; per le misure di portata è necessario assegnare il segno (+/-) in funzione del verso: l'orientamento delle condotte è dato dall'ordine in cui (nella matrice *Dati.Condotte*) sono registrati i numeri d'ordine dei nodi di estremità;
- mapScabr: array, di dimensione pari al numero di condotte della rete, che contiene le informazioni necessarie a raggruppare le condotte in classi di scabrezza omogenea; il generico elemento  $j$  del vettore è il numero della classe a cui appartiene la condotta  $j$ . Per escludere una condotta  $j$  dalla calibrazione delle scabrezze, è necessario riportare nella posizione  $j$  il valore  $-1$ ; in questo



caso, è adottata come scabrezza della condotta  $j$  quella registrata nel vettore `Condotte` della struct `Dati`;

- mapErog: array, di dimensione pari al numero di nodi erogazione della rete, che contiene le informazioni necessarie a raggruppare i nodi erogazione in classi di portata erogata omogenea; il generico elemento  $k$  del vettore è il numero della classe a cui appartiene il nodo  $k$ . Per escludere il nodo  $k$  dalla calibrazione delle portate erogate, occorre riportare nella posizione  $k$  il valore  $-1$ . In questo caso, è adottata come portata erogata del nodo  $k$  quella registrata nel vettore `Nodi` della struct `Dati`;
- measq: array di flag, di dimensione pari al numero di condotte, che indica le condotte sulle quali sono disponibili misure di portata: nella generica posizione  $j$  del vettore, il valore  $0$  indica nessuna misura,  $1$  misura di portata sulla condotta  $j$  (il valore della misura è registrato nell'array `meas`);
- measH: array di flag, di dimensione pari al numero di nodi erogazione, che indica i nodi sui quali sono disponibili misure di pressione: nella generica posizione  $k$  del vettore, il valore  $0$  indica nessuna misura,  $1$  misura di pressione sul nodo  $k$  (il valore della misura è registrato nell'array `meas`).

Una volta compilati i file `Dati.m` e `MeasData.mat`, è sufficiente eseguire il file “`RunSCEM.m`” per risolvere il problema di ottimizzazione. In tale file è indicato il numero di parametri da ottimizzare, il numero massimo di passi delle Catene Markoviane (CM) e gli estremi della distribuzione a priori per ciascun parametro da ottimizzare.

I risultati forniti dal calcolo sono due array:

- ParSet: che contiene tutti i set di parametri ottenuti come campione della distribuzione a posteriori; è un array bidimensionale con  $n+1$  colonne ( $n$  = numero dei parametri da stimare) che, su ciascuna riga, contiene un set di parametri, ottenuto come campione (tramite la Catena Markoviana) dalla distribuzione a posteriori, e nell'ultima colonna contiene il corrispondente valore della funzione densità di probabilità. In altri termini le prime  $n$  colonne contengono tutti i valori (campioni) di un parametro;
- GR: che contiene i risultati del criterio di convergenza di Gelman–Rubin (1994). Questo si basa sull'analisi dei risultati di più CM parallele che partono da condizioni iniziali diverse. Indicazioni sulla convergenza si possono ottenere (numericamente) dall'analisi di ciascun parametro dell'array `GR`, che contiene,

nelle ultime colonne, il parametro di convergenza di Gelman – Rubin, ovvero la stima della varianza.

### 2.3.1.3 Il codice ElabRis

Il sottocodice ElabRis è utilizzato per ottenere l'istogramma della distribuzione a posteriori dell'i-esimo parametro e consente di ricavare il valore più probabile dello stesso e l'incertezza associata alla sua stima.

In input al sottocodice vanno inseriti gli output generati dal sottocodice ReteModel: ParSet e GR. Si esegue quindi il file “Distrpost.m”, che fornisce come output i valori di scabrezza delle condotte o di portata nei nodi.

## **2.4 Distrettualizzazione di una rete idrica mediante valvole di sezionamento**

Nell'ambito della gestione delle reti idriche, specialmente in condizioni di emergenza, la distrettualizzazione rientra tra i metodi che permettono, attraverso l'osservazione dei dati monitorati, sia il supporto decisionale alla gestione sia il controllo dei volumi immessi in rete e quello del consumo reale. La distrettualizzazione consiste nel suddividere la rete in distretti, che hanno la caratteristica di avere nei nodi in entrata organi di misura in tempo reale della portata immessa. È possibile, inoltre, regolare le pressioni in una zona della rete attraverso il loro controllo nei punti di sezionamento.

Al fine di garantire il corretto funzionamento di un sistema di distribuzione, durante gli interventi di manutenzione ordinaria e/o straordinaria o nel caso in cui si verifichi la rottura di una condotta, è necessario isolare la zona soggetta ad intervento dalla restante parte della rete, chiudendo un insieme di valvole. La rete viene pertanto suddivisa in aree mediante valvole che possono essere chiuse in modo permanente o controllate da sistema remoto. Tali valvole, dette di sezionamento, consentono di isolare una zona della rete (distretto/segmento), garantendo al contempo l'erogazione del servizio nella restante parte della rete. La più efficace configurazione della posizione e del numero di valvole da chiudere è genericamente parte della gestione delle reti idriche e si rifà alla necessità di avere un sistema affidabile.

Le valvole di sezionamento possono essere posizionate alle estremità delle condotte; quindi in ogni condotta della rete possono essere installate al massimo due valvole. Il numero

massimo di valvole nell'intera rete, in questo caso, risulta pari al doppio del numero di condotte e il numero di distretti/segmenti potrebbe, al limite, coincidere con il numero di condotte.

In tal modo un intervento di ripristino escluderebbe dal servizio solo gli utenti serviti lungo la condotta danneggiata. Tuttavia, nella progettazione del sistema di isolamento è sconsigliato l'inserimento di due valvole in ciascuna condotta, sia per le problematiche legate al costo, alla messa in opera e alla gestione delle valvole, sia per evitare problemi di deterioramento della condotta in prossimità della valvola stessa. Inoltre, per come già analizzato, tale ridondanza non produce effetti sulla resilienza della rete.

Invece, il numero minimo di valvole è pari al numero di condotte di avvicinamento che si dipartono dai serbatoi presenti in rete, formando un unico distretto (l'intera rete). Nella pratica il sistema di isolamento è costituito da più valvole che consentono l'isolamento di zone della rete in cui ricadono sia la condotta danneggiata, sia altre condotte. Tuttavia, mentre l'associazione tra un insieme di valvole e un distretto/segmento è univoca, il numero di possibili soluzioni, ovvero il numero e la disposizione delle valvole nell'intera rete, può variare notevolmente se non si definiscono opportuni vincoli. Questi ultimi, generalmente, fanno riferimento al numero di condotte e nodi della rete, al numero di valvole, al costo per l'acquisto e l'installazione delle stesse, alla domanda degli utenti non soddisfatta. Diversi autori hanno proposto tecniche per la progettazione dei distretti, come a esempio le tecniche basate sulla teoria dei grafi (Biggs et al., 1986) e su tecniche di clustering (Ng et al., 2001; Herrera et al., 2010). Altri Autori hanno proposto procedure di ottimizzazione per la scelta della posizione e del numero delle valvole basate su matrici topologiche (Giustolisi and Savic, 2010; Creaco et al., 2010; Alvisi et al., 2011), su indici di modularità e su proprietà di connettività topologiche e idraulica (Giustolisi and Ridolfi, 2014; Perelman and Ostfeld, 2011).

### *2.4.1 Definizione della Funzione Obiettivo*

Per caratterizzare la disposizione delle valvole di sezionamento all'interno di una rete è importante definire una metodologia di analisi della sua topologia e dell'effetto che l'inserimento delle valvole ha sul funzionamento del sistema.

Per un corretto progetto del sistema di isolamento dei distretti va soddisfatta la necessità di trovare un compromesso tra l'esigenza di ridurre i costi legati all'acquisto e alla messa in opera delle valvole e quella di garantire una elevata affidabilità del sistema durante gli interventi di manutenzione ordinaria e/o straordinaria.

Poiché l'installazione di valvole di sezionamento in una rete di distribuzione idrica comporta una variazione della portata erogata ai nodi dovuta alla disconnessione delle utenze all'interno del distretto, e quindi una variazione della portata circolante nella restante parte della rete, nella metodologia proposta ci si è posti l'obiettivo di valutare, dato un sistema di valvole di isolamento in una rete di distribuzione idrica, l'efficacia nel garantire un adeguato servizio idrico in condizioni di emergenza. A tal proposito è stata definita una Funzione Obiettivo che tiene conto del raggiungimento dei livelli di pressione adeguati a soddisfare le esigenze dell'utenza e consente di limitare le disconnessioni di utenti in condizioni di emergenza.

Per ottenere in maniera oggettiva il funzionamento della rete si può definire una funzione obiettivo che dipende dai seguenti parametri:

- numero complessivo di distretti in cui viene suddivisa la rete di distribuzione idrica dalla serie di valvole,  $n_{\text{dist}}$ ;
- numero totale di valvole presenti in rete  $n_v$ ;
- numero di valvole da regolare per isolare il distretto soggetto all'intervento di riparazione/manutenzione,  $n_{CVi}$ ;
- portata erogata del distretto che contiene la condotta interessata dalla rottura, prima della chiusura delle valvole, valutata in condizioni PDA,  $Q_{PDAi}$ ;
- portata non erogata nel distretto a seguito della chiusura del sottoinsieme di valvole  $Q_i$ ;
- portata erogata dopo la chiusura del sottoinsieme di valvole  $Q_{RD_i}$ ;
- $w_i$  è il peso di ciascun distretto, calcolato come rapporto tra la richiesta idrica del distretto e la richiesta idrica dell'intera rete.

La Funzione Obiettivo proposta, relativa ad un sistema di valvole di isolamento da inserire in una rete di distribuzione idrica, è così definita:

$$FO = \sum_{i=1}^{n_{\text{dist}}} \left( \frac{n_{CVi}}{n_v} + \frac{Q_i}{Q_{PDAi}} + \frac{Q_{PDAi} - Q_{RD_i}}{Q_{PDAi}} \right) w_i \quad (2.6)$$

dove:

- $\frac{n_{CVi}}{n_v}$  è un parametro che tiene conto del rapporto tra il numero di valvole chiuse per isolare l'i-esimo distretto ( $n_{CV}$ ), contenente la condotta danneggiata, e il numero totale di valvole presenti in rete. Consente quindi di valutare l'effetto del numero di valvole dando un peso a ciascun distretto sulla base di esso.

- $\frac{Q_i}{Q_{PDAi}}$  è il rapporto tra la portata non erogata per l'isolamento dell'i-esimo distretto e la portata totale della rete calcolata secondo l'approccio PDA.
- $\frac{Q_{PDAi}-Q_{RDi}}{Q_{PDAi}}$  è il rapporto tra la portata che non viene erogata in seguito alla chiusura dell'i-esimo distretto e la portata totale:
- $W_i$  è un parametro che tiene conto del peso che l'i-esimo distretto isolato ha nella rete di distribuzione idrica.

Minimizzando tale Funzione Obiettivo, si riesce a definire l'efficacia della segmentazione cui corrisponde un migliore funzionamento della rete in condizioni di emergenza

### *2.4.2 Descrizione della procedura proposta e considerazioni*

Assegnata una rete idrica, di cui sono note la topologia, le portate richieste ai nodi, i carichi minimi da garantire e le portate circolanti nei lati, si sono ipotizzati diversi scenari variando il numero di valvole di sezionamento e la loro posizione e, conseguentemente, il numero e l'estensione dei distretti.

Per ogni scenario ipotizzato, è stato effettuato il calcolo idraulico, isolando singolarmente ciascun segmento/distretto nell'ipotesi che fosse necessario un intervento di riparazione o di manutenzione di una delle condotte presenti nel distretto. Alla base di tale procedura, che non considera le perdite in rete, vi è comunque l'ipotesi che non si verifichino contemporaneamente rotture di condotte in due o più segmenti/distretti differenti.

A questo punto, è possibile calcolare i parametri della Funzione Obiettivo proposta, ottenendo per ciascuno scenario ipotizzato un valore della stessa.

È importante evidenziare che la Funzione Obiettivo (Figura 2.4), per come è stata definita, può essere intesa solo come una guida per individuare una prima stima della possibile soluzione, in termini di numero e posizionamento delle valvole in una rete, poiché non tiene conto dei parametri economici legati al costo e alla messa in opera delle valvole stesse.

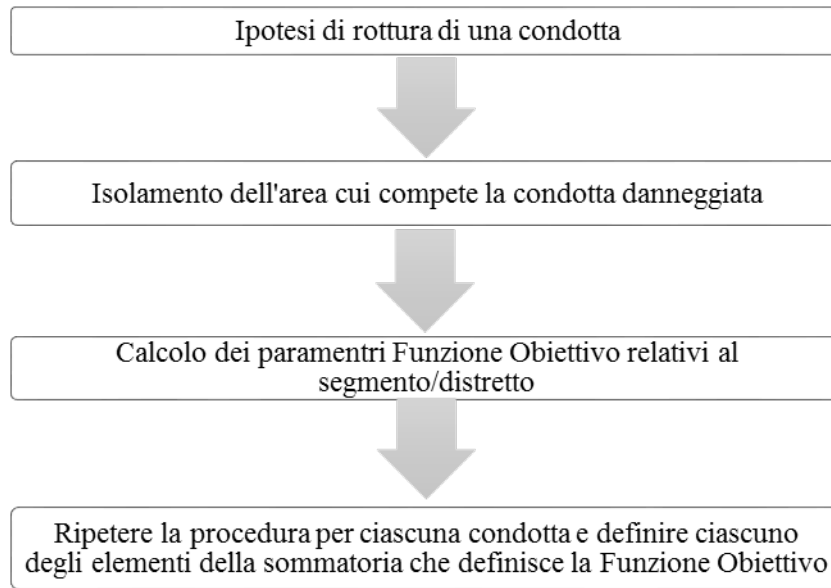


Figura 2.4 - Procedura per la determinazione della Funzione Obiettivo

Di seguito, si riporta un esempio di calcolo della Funzione Obiettivo, per le semplici reti idriche in Figure 2.5 e 2.6:

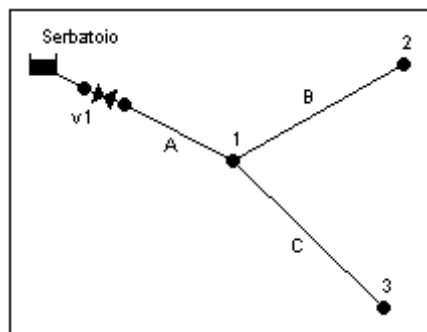


Figura 2.5 - Schema di una rete idrica con una valvola

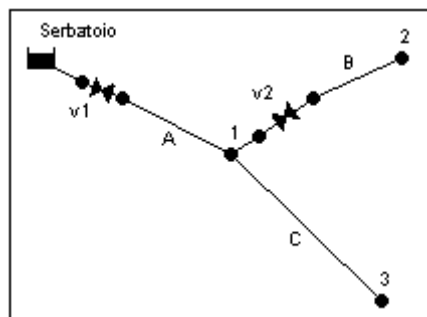


Figura 2.6 - Schema di una rete idrica con due valvole

La rete di Figura 2.5 è costituita da un serbatoio che immette in rete 1 l/s; tre nodi 1, 2 e 3 che erogano rispettivamente 1/7, 2/7 e 4/7 della portata complessivamente immessa in rete,

tre condotte e una valvola di sezionamento, che porta alla formazione di un unico distretto. Nell'ipotesi di condizioni DDA, i parametri per il calcolo della Funzione Obiettivo, risultano:

- la portata eliminata in seguito alla chiusura dell'area  $Q_i = 1$
- la portata non erogata  $Q_{PDAi} - Q_{RDi} = 1$
- la portata del distretto  $Q_{distretto} = 1$

Il valore della Funzione Obiettivo è quindi pari a:

$$FO = \left( \frac{n_{CVi}}{n_V} + \frac{Q_i}{Q_{PDAi}} + \frac{Q_{PDAi} - Q_{RDi}}{Q_{PDAi}} \right) \cdot w_i = (1 + 1 + 1) \cdot 1 = 3$$

La rete di Figura 2.6, invece, presenta due valvole di sezionamento, che permettono di identificare due distinti segmenti:

1. chiudendo la valvola v2, si ha il segmento costituito dalla condotta B e dal nodo 2;
2. chiudendo le valvole v1 e v2, si ha il segmento costituito dalle condotte A e C e nodi 1 e 3; in questo caso si ha la formazione di disconnessioni indesiderate poiché l'altro distretto è isolato dalla fonte d'acqua, pertanto la portata eliminata dalla rete dovrà tener conto della portata erogata dai nodi disconnessi.

Analogamente a quanto fatto nell'esempio precedente, si definiscono i parametri per il calcolo della Funzione Obiettivo:

1. chiudendo la valvola v2 si hanno i seguenti parametri:
  - la portata eliminata in seguito alla chiusura dell'area  $Q_i = 2/7$
  - la portata non erogata  $Q_{PDAi} - Q_{RDi} = 2/7$  sempre un funzionamento in DDA
  - la portata del distretto  $Q_{distretto} = 2/7$
2. chiudendo le valvole v1 e v2 si hanno i seguenti parametri:
  - la portata eliminata in seguito alla chiusura dell'area  $Q_i = 1$
  - la portata non erogata  $Q_{PDAi} - Q_{RDi} = 1$  essendo quella erogata dalla rete pari a 0
  - la portata del distretto  $Q_{distretto} = 5/7$

In definitiva il valore della Funzione Obiettivo vale:

$$FO = \sum_{i=1}^2 \left( \frac{n_{CVi}}{n_V} + \frac{Q_i}{Q_{PDAi}} + \frac{Q_{PDAi} - Q_{RDi}}{Q_{PDAi}} \right) \cdot w_i = \left( \frac{1}{2} + \frac{2}{7} + \frac{2}{7} \right) \cdot \frac{2}{7} + \left( \frac{1}{2} + 1 + 1 \right) \cdot \frac{5}{7} \cong 2.09$$

Nel secondo caso il valore della Funzione Obiettivo risulta minore del caso precedente, poiché con il secondo set di valvole installate, la rete idrica ha un migliore funzionamento in emergenza riuscendo a soddisfare la richiesta idrica delle utenze.

Nel primo caso, essendo presente una sola valvola, qualsiasi condotta si rompe, chiudendo la valvola per intercettare la condotta, il servizio idrico non è garantito in tutta la rete; mentre nel secondo caso, avendo due distretti, in caso di rottura è possibile isolare la condotta B, continuando a garantire il servizio idrico nella restante parte della rete.

### **2.5 Gestione di una rete di distribuzione idrica in condizione di emergenza**

Come precedentemente evidenziato, il problema della gestione di una rete di distribuzione in condizioni di emergenza è tra le tematiche più importanti nella gestione delle reti idriche. Una condizione di emergenza si ha quando, a causa di un guasto meccanico, come la rottura di una condotta o di una valvola il servizio alle utenze non è garantito, poiché il carico ai nodi della rete può risultare inadeguato.

Nel paragrafo seguente è descritta la metodologia proposta per la gestione delle emergenze, definendo gli obiettivi da raggiungere.

Come nel caso precedente, il metodo proposto è stato testato su alcuni casi studio per verificarne l'efficienza. I risultati sono riportati nel capitolo successivo.

La procedura proposta, applicata a reti teoriche e reti reali, ha prodotto buoni risultati nelle condizioni di emergenza garantendo minori disservizi nel sistema (Fiorini Morosini et al., 2015; Fiorini Morosini et al., 2016a; Fiorini Morosini et al., 2016b).

#### *2.5.1 Metodologia proposta per la gestione di una rete idrica in condizioni di emergenza*

A differenza dei modelli presenti in letteratura e descritti in dettaglio nel capitolo precedente, lo scopo di questo lavoro è di definire una metodologia che consenta di intervenire nella fase tra la rottura di una condotta della rete e la riparazione della stessa limitando le conseguenze negative dovute all'isolamento del segmento/distretto cui compete la condotta danneggiata.

Come esposto nei paragrafi precedenti, la rottura di una condotta comporta l'isolamento di un segmento/distretto, cui compete la condotta danneggiata, in modo da effettuare le dovute



riparazioni e garantire al contempo l'erogazione nella restante parte della rete. L'isolamento di un segmento/distretto può provocare una riduzione delle pressioni in alcuni nodi della rete che non sono più in grado di erogare la portata di normale esercizio

L'obiettivo della metodologia proposta è di aumentare la pressione in alcuni nodi della rete, denominati nodi critici, (per esempio gli ospedali) per i quali una riduzione del servizio, seppur temporaneo e limitato al periodo di riparazione, è inaccettabile.

In particolare la metodologia prevede la definizione di una nuova distribuzione di portate che consenta un incremento del carico idraulico nei nodi sfavoriti con conseguente aumento della portata effettivamente erogata da essi. Tale distribuzione si ottiene imponendo che da alcuni dei nodi con carico adeguato, cioè i nodi per i quali non viene limitata l'erogazione della portata, si imponga di erogare una portata inferiore a quella di normale esercizio in modo da ridurre la portata che circola in rete e, conseguentemente, le perdite di carico complessive; in tal modo si può ottenere un aumento del valore della pressione ai nodi critici.

Il controllo della portata in uscita ai nodi può essere effettuato mediante l'installazione di valvole telecontrollate posizionate a valle del nodo e prima della derivazione alle utenze, in grado di limitare il carico (Figura 2.7). La tipologia di valvole scelte per operare tale controllo è del tipo Pressure Reducing Valve (PRV), ovvero valvole che riducono la pressione della estremità a valle. Solitamente tali valvole sono utilizzate per controllare il valore della pressione e mantenerlo al di sotto dei livelli consentiti. Qualora la pressione a monte rispetta i livelli massimi, il flusso attraverso la valvola non subisce restrizioni. Nel caso in cui, invece, la pressione nel nodo a valle sia maggiore di quella che si ha a monte, la valvola si chiude immediatamente per evitare che il flusso si inverta.

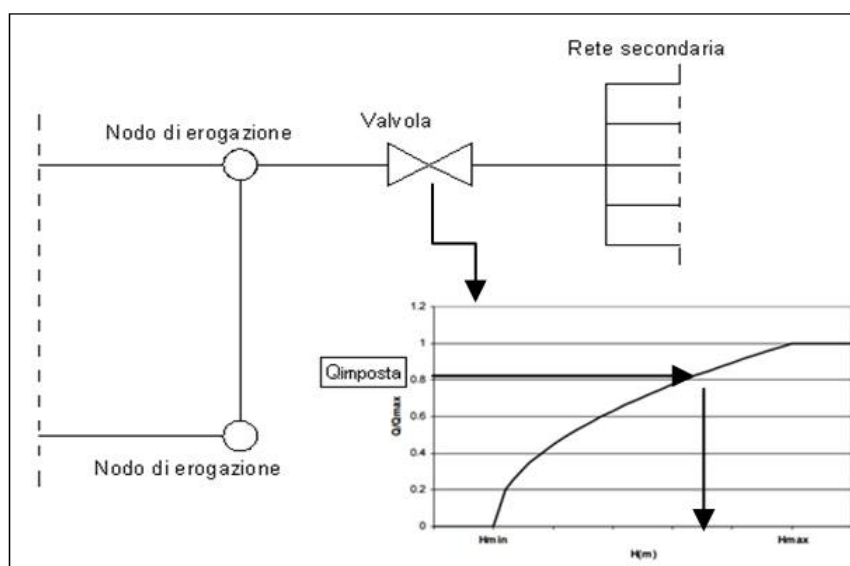


Figura 2.7 - Controllo delle portate ai nodi

I nodi in cui è possibile l'installazione delle valvole possono essere selezionati attraverso due procedure:

1. Calibrazione delle portate;
2. Utilizzo delle Matrici di sensitività.

Come verrà esposto nel seguito, le procedure sopra indicate, consentiranno di definire il settaggio da attribuire a ciascuna valvola.

Per quanto riguarda la procedura di calibrazione delle portate, si utilizza UNINET, operando con un modello di verifica delle reti in condizioni PDA. La procedura, una volta fissato il valore del carico  $H_{max}$  da garantire nei nodi critici perché sia erogata la portata di normale esercizio, effettua una calibrazione del sistema con il modello UNINET assumendo come incognita i valori di portata nei nodi della rete. Imponendo, quindi, nei nodi critici la portata di progetto, si assume che dai restanti nodi sia erogata una portata  $Q_{ridotta}$ , quella da imporre al nodo per garantire l'erogazione al nodo critico, pari al valore minimo tra la portata calibrata e quella di progetto.

Un'altra procedura per la definizione della distribuzione di portata si basa sull'uso delle matrici di sensitività per individuare i nodi in cui imporre una riduzione di portata da erogare. Le matrici di sensitività possono essere costruite a partire da elaborazioni sulle portate o sui coefficienti di scabrezza, per i nodi della rete, considerando le pressioni o i carichi, e per le condotte, considerando le portate circolanti. Ogni elemento della matrice rappresenta la variazione di pressione o di carico nell' $i$ -esimo nodo o della portata circolante nella  $j$ -esima condotta, al variare della portata erogata dal nodo  $i$ -esimo o della scabrezza della  $j$ -esima condotta. Quindi, se  $n$  è il numero dei nodi della rete e  $l$  il numero dei lati, è possibile costruire le seguenti matrici di sensitività:

$$S_H = \begin{bmatrix} \partial H_1 / \partial \varepsilon_1 & \dots & \partial H_1 / \partial \varepsilon_l \\ \vdots & \ddots & \vdots \\ \partial H_n / \partial \varepsilon_1 & \dots & \partial H_n / \partial \varepsilon_l \end{bmatrix} \quad S_H = \begin{bmatrix} \partial H_1 / \partial Q_1 & \dots & \partial H_1 / \partial Q_n \\ \vdots & \ddots & \vdots \\ \partial H_n / \partial Q_1 & \dots & \partial H_n / \partial Q_n \end{bmatrix} \quad (2.7)$$

$$S_q = \begin{bmatrix} \partial q_1 / \partial \varepsilon_1 & \dots & \partial q_1 / \partial \varepsilon_l \\ \vdots & \ddots & \vdots \\ \partial q_l / \partial \varepsilon_1 & \dots & \partial q_l / \partial \varepsilon_l \end{bmatrix} \quad S_q = \begin{bmatrix} \partial q_1 / \partial Q_1 & \dots & \partial q_1 / \partial Q_n \\ \vdots & \ddots & \vdots \\ \partial q_l / \partial Q_1 & \dots & \partial q_l / \partial Q_n \end{bmatrix} \quad (2.8)$$

di dimensioni  $[n \times l]$  o  $[n \times n]$  a seconda che si consideri una variazione di carico nei nodi o di portata circolante nelle condotte, al variare della portata erogata dal nodo o della scabrezza della condotta.

Con riferimento al metodo Max-Sum Method (Bush e Uber, 1998), la metodologia proposta fa riferimento alla gerarchia dei nodi sensibili, cioè quei nodi la cui somma degli elementi per riga delle matrici di sensitività dei carichi, costruite rispettivamente per una variazione del coefficiente di scabrezza dei lati della rete e per una variazione della portata erogata ai nodi, fornisce i valori più alti. In particolare, si definisce una riduzione di portata rispetto a quella di normale esercizio nei nodi più sensibili della rete tra quelli non critici.

Una volta definita la nuova distribuzione di portata, mediante calibrazione o matrici di sensitività, si ottiene un beneficio nei nodi critici in termini di disponibilità di carico, pertanto essi saranno in grado di erogare parzialmente o completamente il deficit di portata generato dalla chiusura del segmento/distretto.

La metodologia è stata applicata a reti sia di letteratura, sia reali. Anche in questo caso, le verifiche delle reti sono state chiaramente effettuate utilizzando un modello di tipo PDA (INetPDA), per ottenere i valori effettivi dei carichi e le portate effettivamente erogate ai nodi. Dopo aver effettuato l'analisi della rete nella condizione in cui non sono presenti condotte danneggiate, sono stati analizzati diversi scenari in cui è ipotizzata la rottura di una condotta. La metodologia si può schematizzare nei seguenti passi (Figura 2.8):

1. Identificazione dello scenario critico di riferimento, mediante isolamento dei segmenti/distretti interessati dalla rottura e identificazione dei nodi critici della rete;
2. Definizione di una nuova distribuzione delle portate erogabili ai nodi, mediante individuazione dei nodi in cui effettuare la limitazione utilizzando due metodi alternativi:
  - a. Calibrazione delle portate con modello UNINET;
  - b. Nodi sensibili della rete, mediante matrici di sensitività dei carichi costruite per una variazione del coefficiente di scabrezza dei lati della rete e/o per una variazione della portata erogata ai nodi.

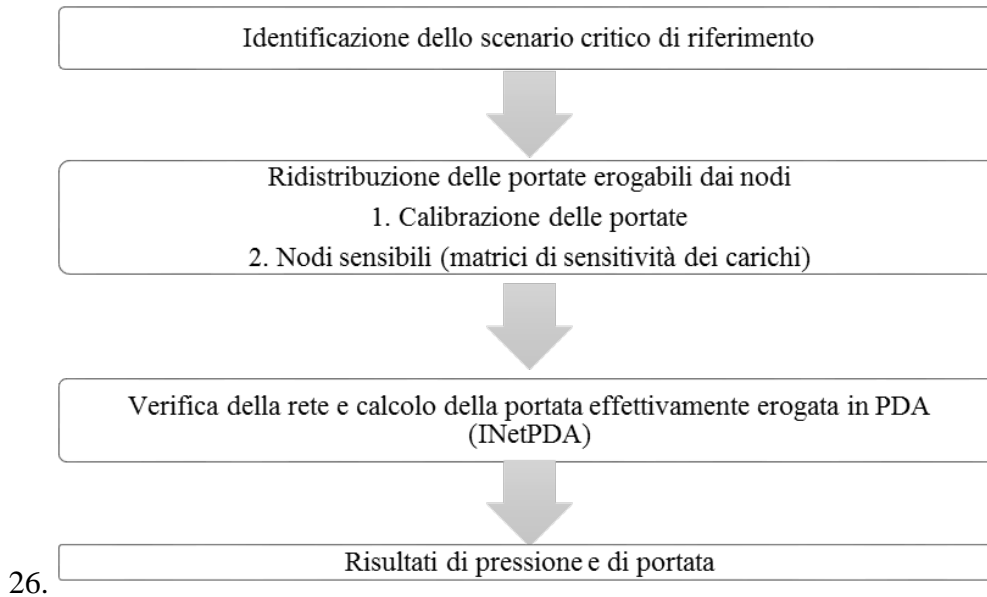


Figura 2.8 - Schematizzazione della procedura

Analogamente al caso di calibrazione delle portate, è stata applicata anche la procedura di calibrazione delle scabrezze sempre mediante l'utilizzo del modello UNINET. La procedura, come per il caso delle portate, consiste nel fissare il valore del carico  $H_{\max}$  da garantire nei nodi critici perché sia erogata la portata di normale esercizio ma a differenza di prima le incognite del problema di calibrazione sono le scabrezze nei lati. Imponendo, quindi, i valori calibrati nei lati in cui la scabrezza calibrata è maggiore di quella di progetto ed effettuando nuovamente la verifica della rete in PDA si verifica se la redistribuzione delle portate circolanti nei lati provoca un aumento del carico piezometrico nei nodi critici. Dal punto di vista operativo, però, se è possibile aumentare la scabrezza nelle condotte mediante valvole inserite nelle condotte provocando una perdita di carico concentrata, non è possibile poter schematizzare una diminuzione della scabrezza delle condotte, diminuzione che può essere il risultato del calcolo della calibrazione. Pertanto tale approccio ha evidenti problemi di natura tecnica.

Al fine di valutare gli effetti delle procedure proposte sul funzionamento di una rete idrica in condizioni di emergenza, è utile definire una serie di misure che descrivano in maniera oggettiva il funzionamento globale della rete, di parti di essa, ovvero dei singoli nodi.

I parametri che consentono di valutare il miglioramento globale della rete in seguito alle manovre di gestione sono:

- la variazione percentuale tra la portata totale effettivamente erogata ai nodi critici in condizioni di rottura senza intervento e la portata totale effettivamente erogata ai nodi critici dopo aver imposto un'erogazione inferiore a quella di normale esercizio.

- la percentuale del deficit complessivo di portata ai nodi critici che si recupera dopo la manovra. Il deficit rappresenta la richiesta dell'utenza non soddisfatta ai nodi critici in condizioni di emergenza (di chiusura del distretto).
- la percentuale di portata che non viene effettivamente erogata dalla rete in seguito alla manovra. Questa tiene conto sia della portata che viene tolta ai nodi non critici usati per la manovra, sia del deficit che non si recupera ai nodi critici in seguito alla manovra.

Le misure relative all'analisi locale della rete sono riferite invece alle prestazioni dei singoli nodi in seguito alla procedura di gestione:

- se il nodo è critico, si calcola il deficit di portata che si recupera in seguito alla manovra;
- se il nodo non è critico e viene usato per la manovra, si calcola la percentuale di portata che viene erogata in meno da tale nodo.

Nel capitolo successivo si riporteranno i risultati ottenuti per alcuni casi di studio analizzati.

## Capitolo 3

### Casi di studio

---

### 3.1 Premessa

Nel presente capitolo si applicano le metodologie sia di individuazione delle valvole di sezionamento da attivare per l'isolamento della zona in cui è posizionata la condotta danneggiata, sia le operazioni di tipo gestionale da porre in atto per limitare i disservizi in rete nei nodi critici durante le operazioni di ripristino. Si forniranno, inoltre, le indicazioni operative per l'esecuzione di tali manovre. Le due metodologie proposte, come già descritto nel capitolo precedente, sono diverse e basate:

- sulla valutazione della Funzione Obiettivo come misura del funzionamento di un sistema di valvole di sezionamento;
- sulle operazioni da eseguire per la gestione in emergenza di una rete idrica nell'ipotesi di rottura di una condotta.

Con riferimento al sezionamento della rete si provvederà a caratterizzare l'intervento attraverso un approccio di tipo quantitativo minimizzando la funzione obiettivo definita al capitolo 2.

Con riferimento alla gestione vera e propria in condizioni di emergenza si procederà attraverso i due approcci, quello della calibrazione delle portate erogate ai nodi e della scabrezza nei lati e quello dell'individuazione dei nodi sensibili attraverso le matrici di sensitività.

Le metodologie proposte sono state applicate a diversi casi di studio per reti sia teoriche, sia reali.

### 3.2 Le reti idriche oggetto di studio

In una prima fase, le metodologie sono state applicate a una rete di letteratura (Fiorini et al., 2015), successivamente sono state prese in esame tre reti reali: la rete idrica di Cosenza (CS), la rete idrica di Paola (CS) e quella di Praia a Mare (CS). Il modello è attualmente utilizzato a fini di test anche per l'analisi di ulteriori reti reali dovendo procedere ad una loro caratterizzazione e per fornire ipotesi di intervento.

Per la rete idrica teorica e per quella di Paola la metodologia di gestione è stata applicata considerando che ciascuno dei lati delle due reti fosse, in realtà, assimilabile a un distretto: questo può essere isolato mediante la chiusura di un sistema di valvole di sezionamento presenti nella rete e quindi assunte come dislocate agli estremi del lato. L'ipotesi trova giustificazione nel fatto che le reti analizzate sono fortemente scheletrizzate. Per la rete di Paola è stata

applicata la metodologia di gestione basata sulla calibrazione delle portate erogate ai nodi e delle scabrezze nei lati; per la rete teorica è stata applicata la procedura basata sia sulla calibrazione delle portate erogate ai nodi e delle scabrezze nei lati, sia sull'individuazione dei nodi sensibili della rete attraverso le matrici di sensitività.

Le reti idriche di Praia a Mare e di Cosenza sono stati analizzate, invece, considerando i sistemi di valvole di isolamento effettivamente presenti nelle reti ed è stata valutata la Funzione Obiettivo al variare del numero di valvole (aggiungendone altre) e della loro posizione. Definito il sistema di valvole che meglio garantiva il funzionamento delle reti e il soddisfacimento delle utenze in condizioni di emergenza, è stata applicata la metodologia di gestione proposta a partire dall'individuazione dei nodi sensibili.

### 3.2.1 Descrizione topologica delle reti oggetto di studio

#### 3.2.1.1 La rete teorica

La rete teorica analizzata è indicata in Figura 3.1.

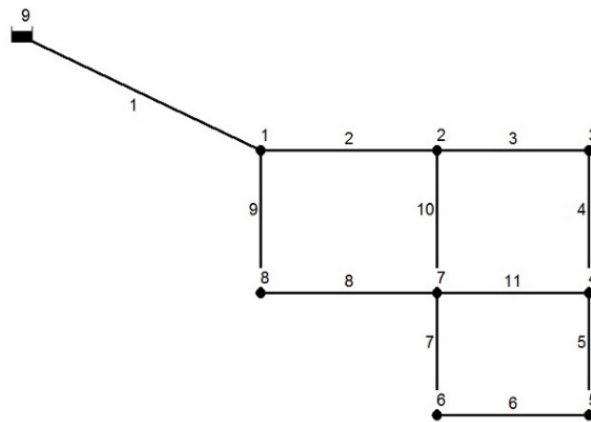


Figura 3.1 - Rete teorica (Fiorini et al. 2015)

Nella tabella 3.1 si riportano i dati relativi ai nodi della rete: portate richieste ai nodi  $Q_{req}$ , quota e carico  $H_{max}$  necessario per l'erogazione della portata richiesta.



## Un modello di gestione delle reti idriche in condizioni di emergenza

<i>Numero Nodo</i>	<i>Q<sub>req</sub> (l/s)</i>	<i>Quota (m)</i>	<i>H<sub>max</sub> (m)</i>
1	6.68	0	25
2	4.26	0	25
3	2.84	0	25
4	3.65	0	25
5	2.43	0	25
6	2.43	0	25
7	5.07	0	25
8	2.64	0	25

Tabella 3.1 – Caratteristiche dei nodi costituenti la rete

Le caratteristiche delle condotte della rete, le lunghezze, i diametri e le scabrezze sono quelli riportati nella tabella 3.2:

<i>Numero Condotta</i>	<i>Lunghezza (m)</i>	<i>Diametro (mm)</i>	<i>Scabrezza (mm)</i>
1	500	200	0.7
2	350	130	0.7
3	400	100	0.7
4	300	50	0.7
5	200	50	0.7
6	400	50	0.7
7	200	80	0.7
8	350	130	0.7
9	300	130	0.7
10	300	80	0.7
11	400	80	0.7

Tabella 3.2 – Caratteristiche delle condotte costituenti la rete.

Essendo la rete fortemente scheletrizzata, si ribadisce che è possibile assumere che ciascun lato sia, in realtà, un distretto che può essere isolato mediante la chiusura di un sistema di valvole di sezionamento. In questa schematizzazione l'ipotesi è pertanto quella di ritenerle coincidenti con gli estremi del lato stesso.

### 3.2.1.2 La rete idrica di Paola

La rete idrica di Paola (CS), schematizzata in Figura 3.2, è costituita da 48 condotte, 34 nodi e 1 serbatoio con carico di 145 m. I valori del carico necessario per garantire l'erogazione variano da circa 70 m slm a circa 100 m slm.

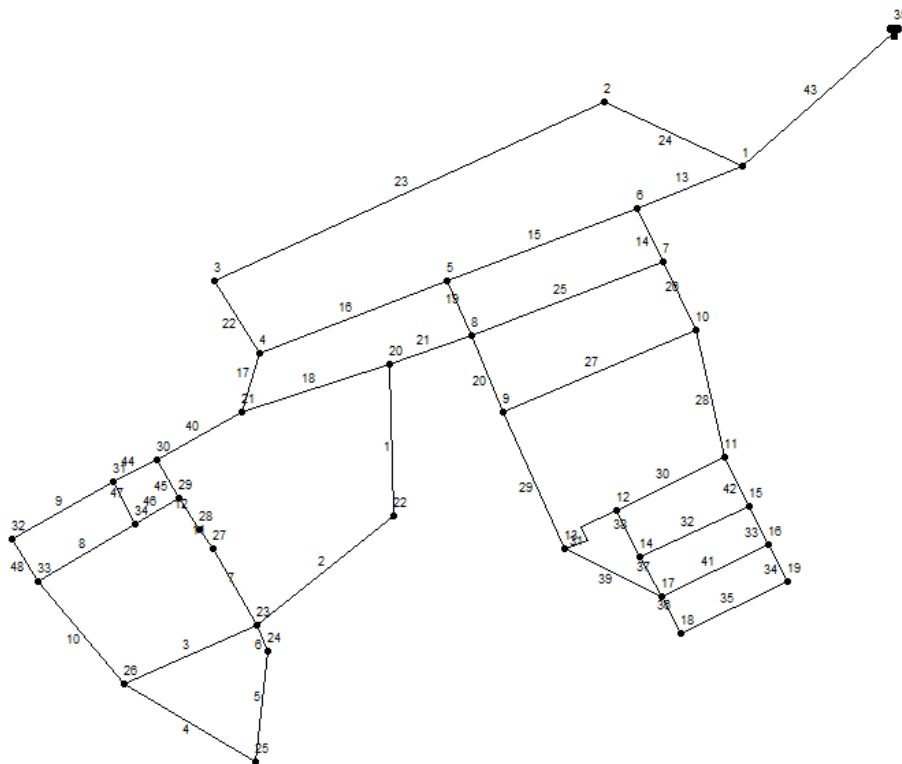


Figura 3.2 - Schema della rete di Paola

<i>Numero Nodo</i>	$Q_{req}$ (l/s)	<i>Quota</i> (m)	$H_{max}$ (m)	<i>Numero Nodo</i>	$Q_{req}$ (l/s)	<i>Quota</i> (m)	$H_{max}$ (m)
1	5.830	71.40	92.80	18	0.600	53.10	70.90
2	2.810	77.50	91.70	19	0.590	56.00	73.80
3	2.880	85.00	99.20	20	1.610	67.80	96.40
4	1.680	81.40	99.20	21	1.080	64.20	92.80
5	1.910	67.50	96.10	22	1.400	76.50	97.90
6	0.950	71.40	96.40	23	1.350	78.80	96.60
7	0.930	66.80	95.40	24	0.400	76.00	93.80
8	1.410	64.20	92.80	25	0.690	76.00	93.80
9	1.440	57.80	86.40	26	0.880	75.80	93.60
10	1.470	60.20	88.80	27	0.200	76.50	94.30
11	1.110	53.00	70.80	28	0.260	77.00	94.80
12	0.910	52.10	69.90	29	0.440	70.00	91.40
13	1.330	53.40	71.20	30	0.570	72.50	93.90
14	0.770	54.00	71.80	31	0.730	75.00	96.40
15	0.750	58.00	75.80	32	0.500	73.00	94.40
16	0.740	56.70	74.50	33	0.810	74.00	95.40
17	1.250	53.20	71.00	34	0.720	66.40	87.80

Tabella 3.3 – Caratteristiche dei nodi della rete di Paola (CS)

## Un modello di gestione delle reti idriche in condizioni di emergenza

<i>Numero Condotta</i>	<i>Lunghezza (m)</i>	<i>Diametro (mm)</i>	<i>Numero Condotta</i>	<i>Lunghezza (m)</i>	<i>Diametro (mm)</i>
1	129.50	100	25	129.50	200
2	249.00	100	26	60.00	200
3	78.50	200	27	191.50	100
4	99.00	100	28	147.00	200
5	87.45	150	29	136.50	200
6	20.05	150	30	114.50	200
7	17.31	100	31	90.00	200
8	115.00	200	32	119.50	80
9	92.77	200	33	42.50	80
10	61.50	200	34	37.50	80
11	36.37	100	35	121.50	80
12	35.23	100	36	40.00	80
13	18.50	150	37	45.50	80
14	62.00	200	38	42.50	80
15	178.00	150	39	133.50	80
16	269.00	150	40	46.50	150
17	58.00	150	41	120.50	80
18	187.50	150	42	40.50	80
19	72.00	150	43	729.50	150
20	62.50	200	44	54.23	200
21	119.00	200	45	53.50	100
22	127.93	150	46	29.55	80
23	652.50	150	47	49.73	200
4	110.00	150	48	43.00	150

Tabella 3.4 - Caratteristiche delle condotte della rete di Paola (CS)

Come nel caso della rete teorica, essendo la rete di Paola fortemente scheletrizzata, si può assumere che ciascun lato sia, in realtà, un distretto isolabile attraverso la chiusura di un sistema di valvole di sezionamento ipotizzate come una coppia di organi di regolazione dislocati agli estremi del lato.

### 3.2.1.3 La rete idrica di Cosenza

La rete idrica di Cosenza (CS), il cui schema è rappresentato in Figura 3.3, è costituita da 48 condotte, 40 nodi e 2 serbatoi. La richiesta idrica totale della rete è 256.52 l/s; i carichi  $H_{\max}$  da garantire per soddisfare le richieste idriche ai singoli nodi di erogazione variano da 261 m a 339 m.

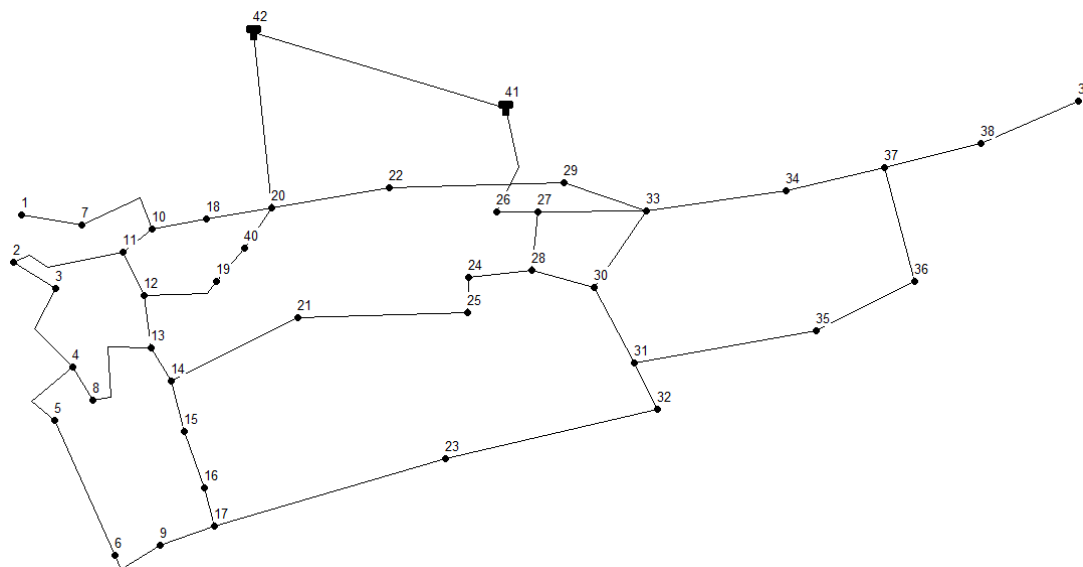


Figura 3.3 - Schema della rete di Cosenza

Nella tabella 3.5 sono riportati i valori delle portate richieste ai nodi, della quota e del carico  $H_{max}$  necessario per l'erogazione della portata richiesta.

Numero Nodo	$Q_{req}$ (l/s)	Quota (m)	$H_{max}$ (m)	Numero Nodo	$Q_{req}$ (l/s)	Quota (m)	$H_{max}$ (m)
1	1.72	284.50	312.62	21	9.55	247.00	285.96
2	3.89	256.80	297.74	22	11.08	260.60	315.49
3	3.99	250.00	283.87	23	14.16	229.00	292.90
4	5.30	240.20	268.87	24	4.20	246.50	284.26
5	5.88	238.20	264.33	25	6.62	243.10	281.55
6	5.23	237.40	263.25	26	7.14	253.80	297.01
7	3.47	270.50	314.53	27	5.87	249.70	286.62
8	3.35	238.40	264.30	28	6.55	242.30	280.60
9	2.58	233.00	261.74	29	8.32	245.00	291.19
10	4.09	264.20	301.81	30	6.85	236.70	279.25
11	5.61	261.60	301.63	31	9.43	232.00	281.39
12	6.02	259.00	299.81	32	8.75	227.90	275.28
13	4.16	245.00	282.70	33	12.68	233.00	297.66
14	7.24	240.00	279.85	34	7.72	233.10	277.72
15	3.18	235.00	260.71	35	9.94	224.00	271.40
16	2.34	233.00	261.54	36	6.90	222.00	264.66
17	9.34	232.80	274.72	37	10.13	228.00	283.22
18	3.41	266.60	299.77	38	5.73	226.60	266.85
19	6.62	255.20	297.25	39	2.65	221.00	264.20
20	14.83	268.00	338.64	40	0.00	285.00	288.60

Tabella 3.5 – Caratteristiche dei nodi costituenti la rete di Cosenza

## Un modello di gestione delle reti idriche in condizioni di emergenza

Nella tabella 3.6 sono riportate tutte le caratteristiche della rete: le lunghezze espresse in m, i diametri in mm e le scabrezze delle condotte espresse in mm.

<i>Numero Condotta</i>	<i>Lunghezza (m)</i>	<i>Diametro (mm)</i>	<i>Scabrezza (mm)</i>	<i>Numero Condotta</i>	<i>Lunghezza (m)</i>	<i>Diametro (mm)</i>	<i>Scabrezza (mm)</i>
1	166.0	200	1	26	637.0	200	1
2	168.0	200	1	27	442.0	400	1
3	98.5	200	1	28	475.5	400	1
4	237.5	200	1	29	161.0	400	1
5	135.5	200	1	30	241.5	400	1
6	248.5	80	1	31	305.0	400	1
7	155.5	80	1	32	75.5	400	1
8	104.5	80	1	33	177.5	400	1
9	409.5	80	1	34	210.5	200	1
10	93.0	200	1	35	385.5	400	1
11	154.5	200	1	36	278.5	200	1
12	108.0	400	1	37	168.0	80	1
13	116.5	400	1	38	635.0	200	1
14	190.0	400	1	39	724.5	400	1
15	64.0	200	1	40	117.5	400	1
16	217.0	200	1	41	621.0	400	1
17	118.5	200	1	42	334.5	400	1
18	202.5	200	1	43	328.5	400	1
19	127.5	200	1	44	295.5	200	1
20	199.0	200	1	45	255.0	125	1
21	221.5	375	1	46	350.0	400	1
22	165.5	375	1	47	391.5	400	1
23	189.0	200	1	48	163.0	200	1
24	257.5	200	1	49	1517.0	400	1
25	427.5	200	1				

Tabella 3.6 – Caratteristiche dei lati costituenti la rete di Cosenza

In questa rete sono presenti 19 valvole di sezionamento la cui posizione è nota per cui la modalità di chiusura di ciascun distretto è definita (Figura 3.4).

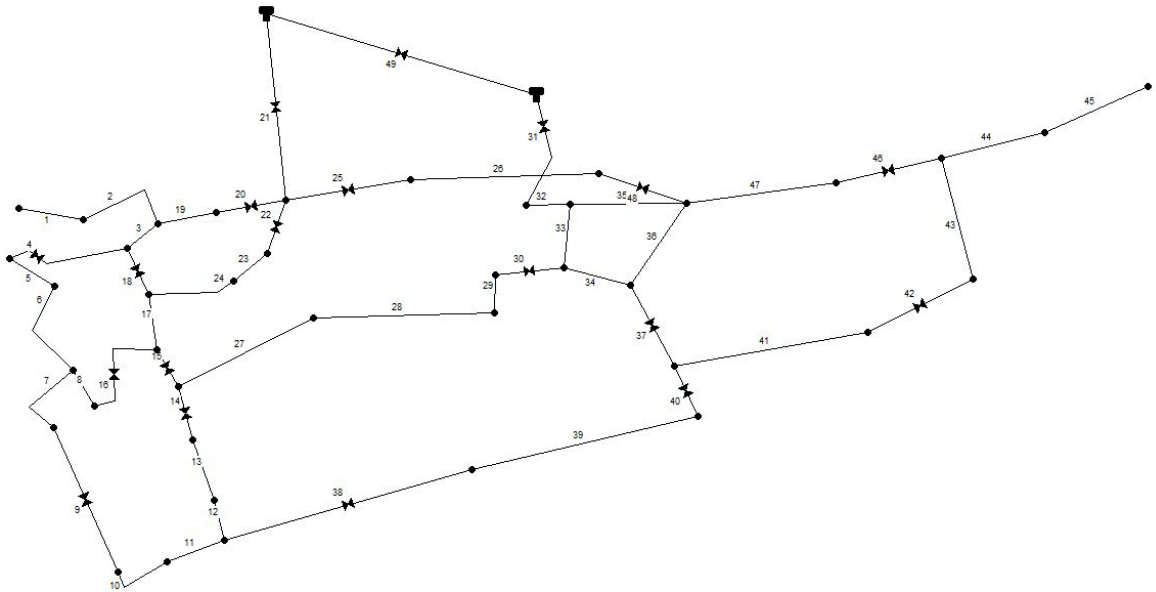


Figura 3.4 – Disposizione delle valvole di isolamento all'interno della rete di Cosenza

### 3.2.1.4 La rete idrica di Praia a Mare

La rete di distribuzione idrica del Comune di Praia a Mare è una rete lunga circa 18500 m costituita da 53 nodi e 73 condotte ed è alimentata da due serbatoi (Figura 3.5). La portata media che la rete idrica deve essere in grado di erogare, assumendo una popolazione di circa 5500 abitanti e una dotazione idrica di 350 l/(ab d), è pari a 22.28 l/s. I carichi  $H_{max}$  da garantire per soddisfare le richieste idriche ai singoli nodi di erogazione variano da 29 m slm a 68 m.slm.

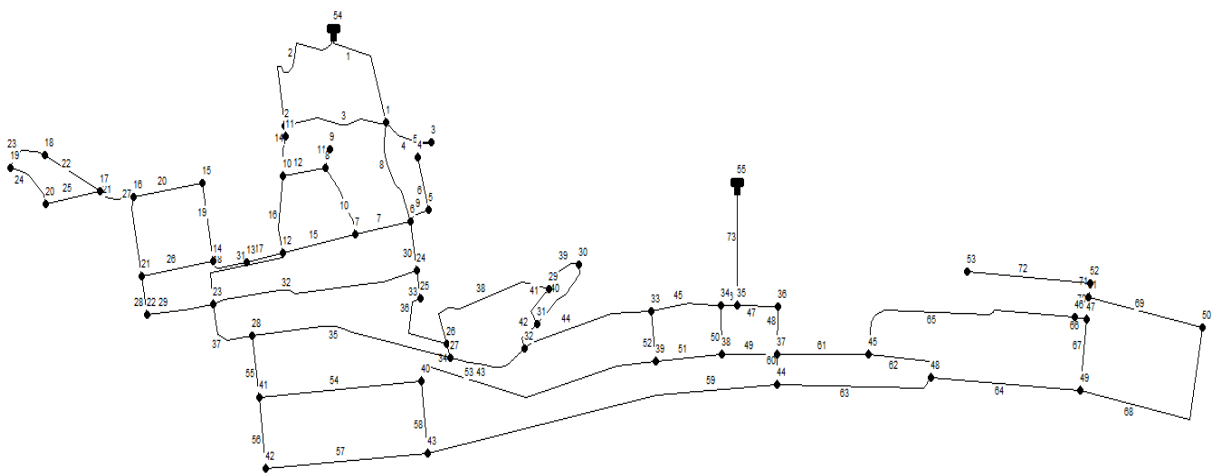


Figura 3.5 – Rete idrica di Praia a Mare (CS)

## Un modello di gestione delle reti idriche in condizioni di emergenza

I dati relativi ai due serbatoi, numero del nodo che identifica il serbatoio e quota, sono indicati in Tabella 3.7.

<i>Serbatoi</i>	<i>Quota (m.s.l.m.)</i>
54	70
55	78

Tabella 3.7 - Dati relativi ai serbatoi della rete idrica di Praia a Mare

I dati relativi alle caratteristiche dei nodi e delle condotte che costituiscono la rete sono riportati nelle Tabelle 3.8 e 3.9.

<i>Numero Nodo</i>	<i>Q<sub>req</sub> (l/s)</i>	<i>Quota (m)</i>	<i>H<sub>max</sub> (m)</i>	<i>Numero Nodo</i>	<i>Q<sub>req</sub> (l/s)</i>	<i>Quota (m)</i>	<i>H<sub>max</sub> (m)</i>
1	1.82	29.00	54.00	28	1.27	38.00	68.00
2	1.87	34.00	59.00	29	0.91	37.00	62.00
3	0.32	30.00	55.00	30	0.47	37.00	62.00
4	0.25	40.00	65.00	31	0.55	37.00	62.00
5	0.28	36.00	61.00	32	1.00	36.00	61.00
6	0.89	37.00	62.00	33	1.02	38.00	63.00
7	0.83	38.00	63.00	34	0.53	39.00	64.00
8	0.51	33.00	58.00	35	1.04	39.00	64.00
9	0.06	19.00	44.00	36	0.28	41.00	66.00
10	0.64	32.00	57.00	37	0.74	38.00	63.00
11	0.21	29.00	54.00	38	0.64	36.00	61.00
12	1.21	38.00	68.00	39	1.48	36.00	61.00
13	0.32	37.00	67.00	40	1.91	37.00	67.00
14	0.76	38.00	68.00	41	1.10	35.00	65.00
15	0.61	38.00	68.00	42	0.91	33.00	63.00
16	0.74	38.00	68.00	43	2.29	33.00	63.00
17	0.68	42.00	67.00	44	2.06	35.00	60.00
18	0.49	28.00	53.00	45	1.51	22.00	47.00
19	0.45	35.00	60.00	46	0.95	5.00	30.00
20	0.49	31.00	56.00	47	0.32	5.00	30.00
21	0.76	38.00	68.00	48	1.42	19.00	44.00
22	0.45	38.00	68.00	49	1.57	4.00	29.00
23	1.93	37.00	67.00	50	1.29	5.00	30.00
24	1.14	38.00	63.00	51	0.64	6.00	31.00
25	0.40	38.00	63.00	52	0.57	6.00	31.00
26	0.93	39.00	64.00	53	0.55	9.00	34.00
27	1.19	38.00	63.00				

Tabella 3.8 – Caratteristiche dei nodi costituenti la rete di Praia a Mare

## Un modello di gestione delle reti idriche in condizioni di emergenza

<i>Numero Condotta</i>	<i>Lunghezza (m)</i>	<i>Diametro (mm)</i>	<i>Scabrezza (mm)</i>	<i>Numero Condotta</i>	<i>Lunghezza (m)</i>	<i>Diametro (mm)</i>	<i>Scabrezza (mm)</i>
1	312.0	150	1	38	442.0	60	1
2	549.0	250	1	39	132.0	60	1
3	328.0	125	1	40	224.0	60	1
4	175.0	125	1	41	128.0	60	1
5	65.0	100	1	42	84.0	60	1
6	138.0	125	1	43	263.0	100	1
7	197.0	125	1	44	437.0	250	1
8	287.0	250	1	45	246.0	200	1
9	79.0	125	1	46	47.0	200	1
10	209.0	125	1	47	102.0	200	1
11	46.0	125	1	48	108.0	200	1
12	141.0	125	1	49	143.0	60	1
13	134.0	125	1	50	112.0	60	1
14	29.0	100	1	51	236.0	60	1
15	242.0	125	1	52	108.0	60	1
16	224.0	200	1	53	807.0	60	1
17	127.0	200	1	54	527.0	60	1
18	116.0	200	1	55	162.0	100	1
19	217.0	125	1	56	175.0	125	1
20	261.0	250	1	57	532.0	80	1
21	103.0	200	1	58	155.0	60	1
22	226.0	200	1	59	1096.0	80	1
23	161.0	200	1	60	66.0	80	1
24	190.0	60	1	61	258.0	60	1
25	195.0	60	1	62	202.0	80	1
26	269.0	60	1	63	437.0	80	1
27	218.0	60	1	64	471.0	60	1
28	107.0	100	1	65	715.0	60	1
29	238.0	100	1	66	26.0	60	1
30	124.0	250	1	67	161.0	125	1
31	344.0	60	1	68	597.0	60	1
32	697.0	100	1	69	417.0	200	1
33	72.0	250	1	70	56.0	200	1
34	34.0	60	1	71	21.0	200	1
35	621.0	100	1	72	425.0	200	1
36	244.0	60	1	73	334.0	250	1
37	214.0	80	1				

Tabella 3.9 - Caratteristiche delle condotte costituenti la rete di Praia a Mare



### 3.3 La valutazione della Funzione Obiettivo

Il primo passo nella fase di gestione di una rete idrica in condizioni di emergenza è isolare il distretto in cui è presente la condotta danneggiata per consentire le operazioni di riparazione ed evitare l'interruzione del servizio alla restante parte della rete; pertanto è necessario valutare l'efficacia del posizionamento delle valvole di sezionamento per la segmentazione del sistema. In questo paragrafo è affrontato il calcolo della Funzione Obiettivo descritta nel capitolo precedente per i diversi schemi idrici proposti.

In dettaglio, la Funzione Obiettivo è calcolata confrontando tra loro diverse disposizioni delle valvole di sezionamento, che al variare del numero consentono di definire diversi distretti; tali disposizioni sono scelte in modo arbitrario senza tener conto di vincoli di natura tecnica ed economica. L'obiettivo è quello di definire, tra i diversi schemi ottenibili per ciascuna disposizione di valvole, quello che garantisce il migliore funzionamento, ipotizzando di isolare il distretto in cui è posizionata la condotta danneggiata.

La procedura di analisi, a partire dal valore assunto dalla Funzione Obiettivo, può essere così schematizzata:

1. determinazione del numero e del posizionamento delle valvole presenti nella rete;
2. identificazione dei distretti che si formano in seguito alla chiusura delle valvole esistenti ovvero di quelli aggiuntivi che si determinano nell'ipotesi di incrementarne il numero;
3. analisi della rete in condizioni PDA, utilizzando il modello INetPDA, nello stato di fatto che si determina con la rottura di ciascuna condotta e con il conseguente isolamento del distretto in cui essa è posizionata; per ciascuna condizione si calcolano
  - il numero di valvole da chiudere per isolare il distretto;
  - la portata del distretto;
  - la portata non erogata dalla rete in seguito alla chiusura del distretto (pari a quella del distretto stesso se non si sono create disconnessioni indesiderate);
  - la portata effettivamente erogata nel resto della rete dopo la chiusura del distretto, potendo accadere che il funzionamento del sistema sia in condizioni PDA;
  - i parametri della Funzione Obiettivo.

L'applicazione, evidentemente, è stata effettuata per le reti in cui era noto il posizionamento reale delle valvole (Cosenza e Praia a Mare) e non in quelle dove ciascuna condotta è stata fatta coincidere con un distretto (rete teorica e rete di Paola).

### 3.3.1 La rete idrica di Cosenza

Per la rete idrica di Cosenza sono stati analizzati 6 scenari, in ciascuno dei quali variava il numero delle valvole di sezionamento (Tabella 3.10)

Scenario	N° totale di valvole in rete	N° totale di distretti
1	19	12
2	23	14
3	29	20
4	34	25
5	38	29
6	41	30

Tabella 3.10 – Indicazione degli scenari analizzati

La disposizione delle valvole e i conseguenti distretti che si generano sono rappresentati nelle Figure da 3.6 a 3.11.

Il primo scenario è quello reale (19 valvole), i successivi, ottenuti con l'aggiunta di ulteriori valvole di sezionamento, sono quelli analizzati per valutare, attraverso l'eventuale diminuzione del valore della funzione obiettivo, il miglioramento nel soddisfacimento delle utenze.

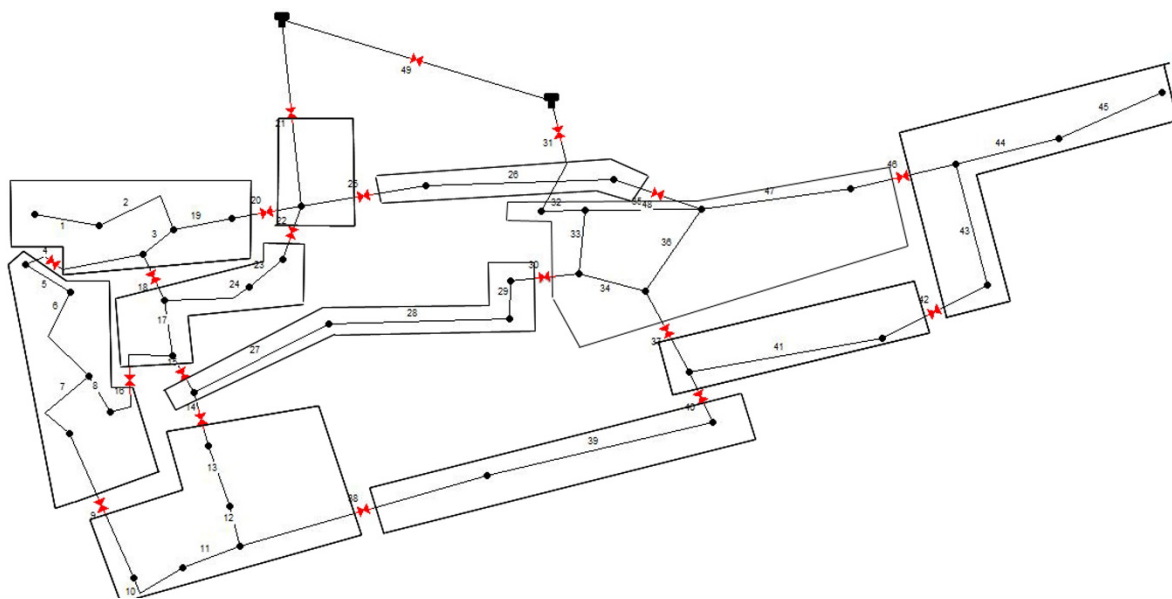


Figura 3.6 - Scenario 1: 19 valvole e 11 distretti (situazione reale)

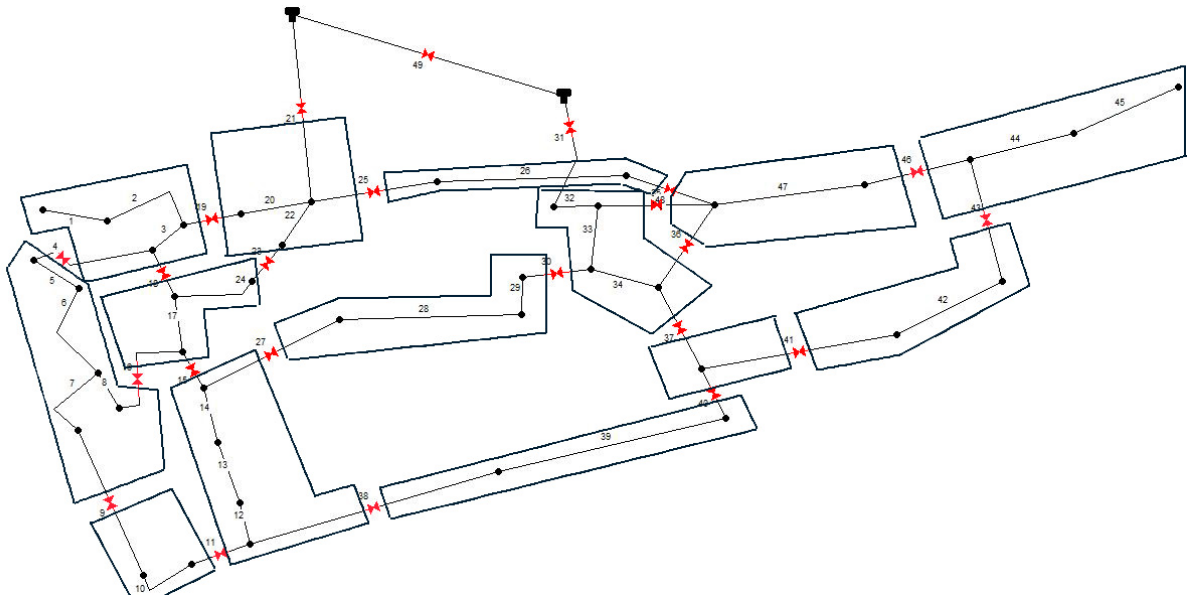


Figura 3.7 - Scenario 2: 23 valvole e 14 distretti

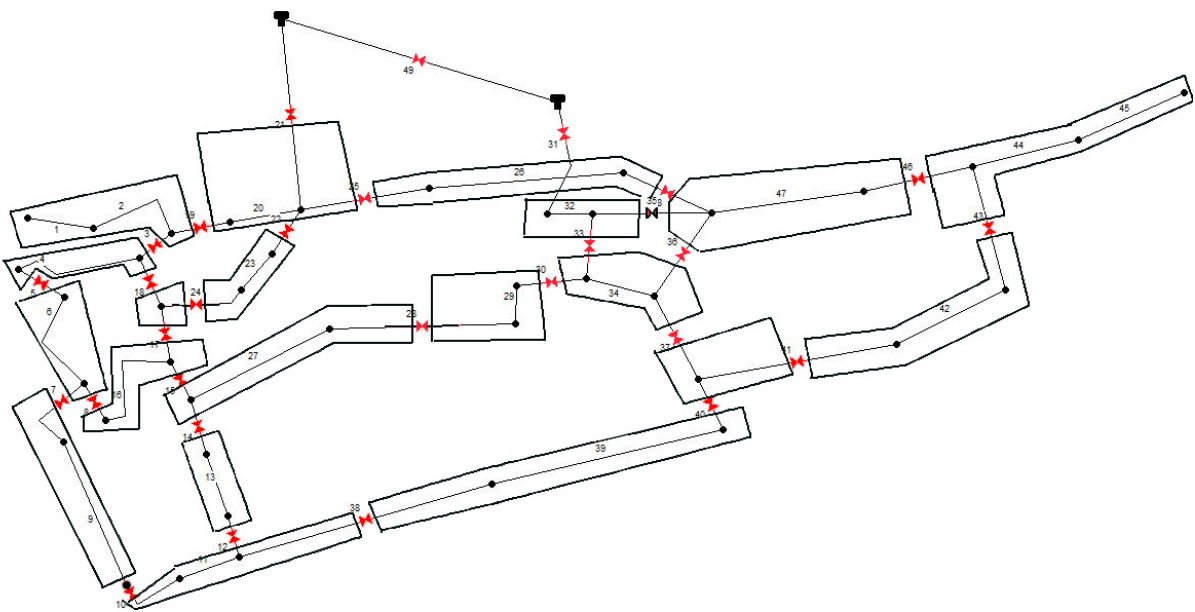


Figura 3.8 - Scenario 3: 29 valvole e 20 distretti

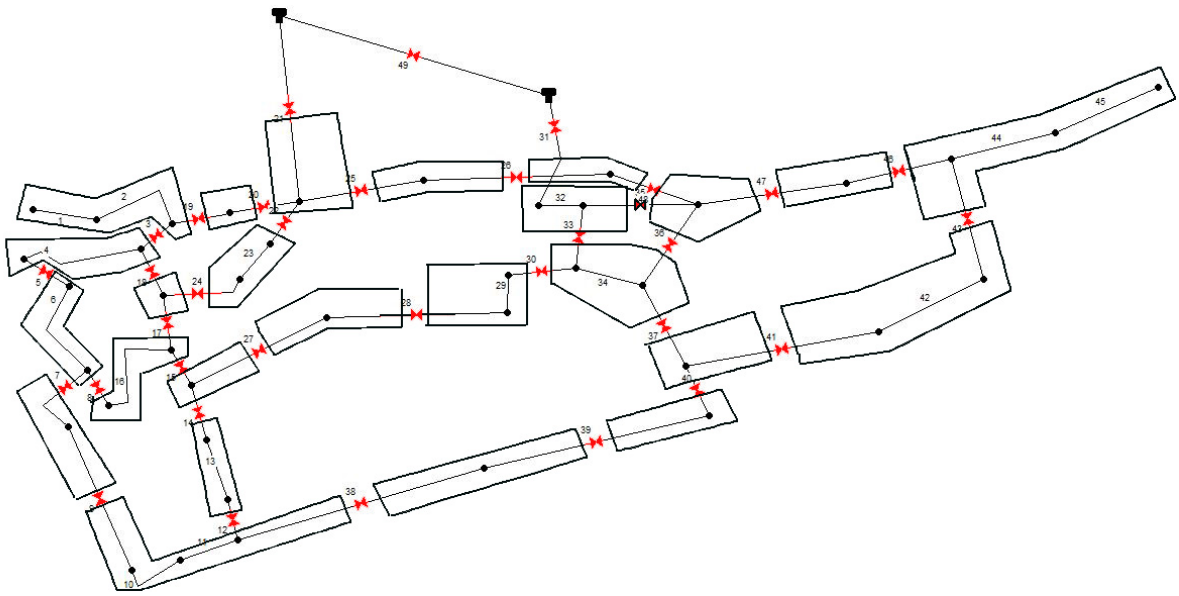


Figura 3.9 - Scenario 4: 34 valvole e 25 distretti

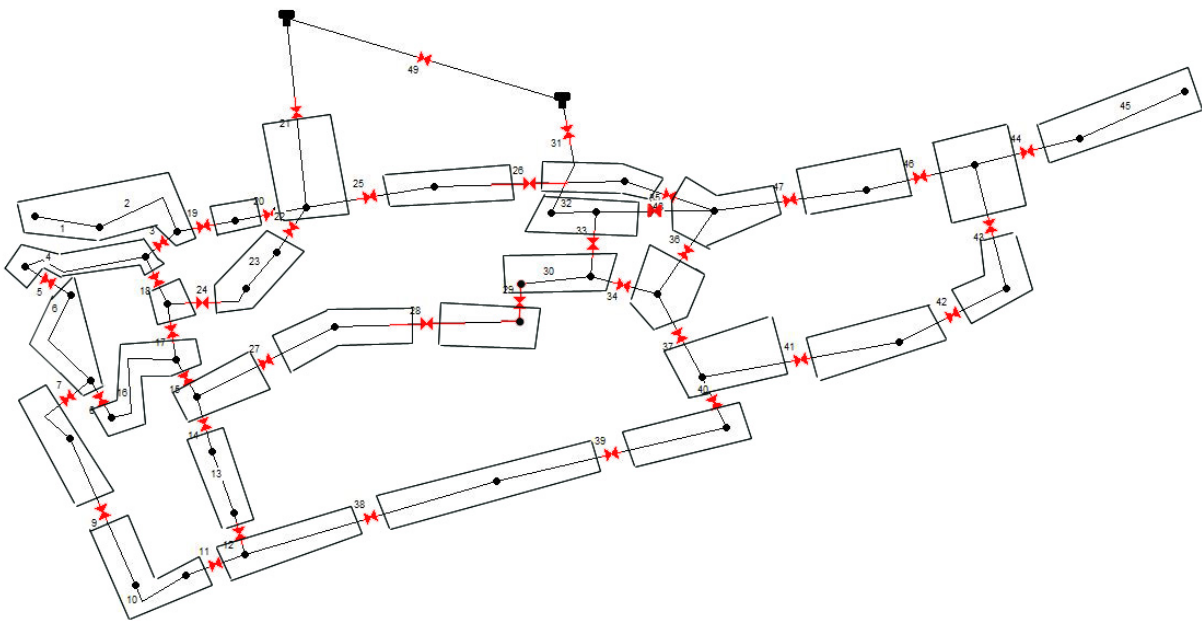


Figura 3.10 - Scenario 5: 38 valvole e 29 distretti

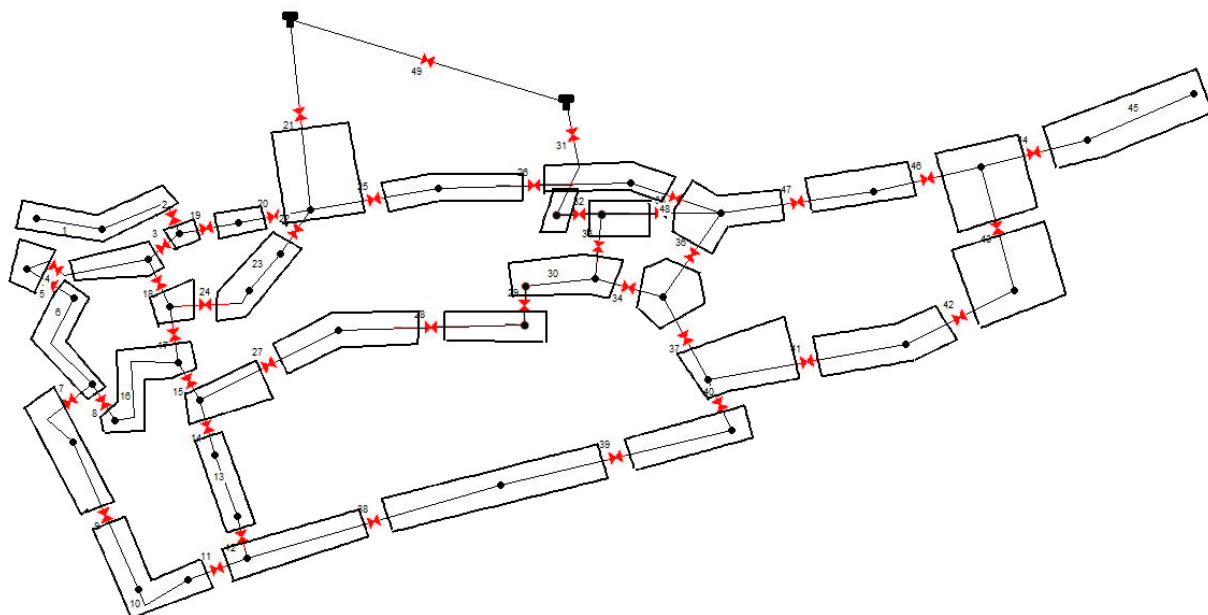


Figura 3.11 - Scenario 6: 41 valvole e 30 distretti

Nella tabella seguente (Tabelle da 3.11 a 3.15) si riportano i risultati ottenuti per il calcolo della Funzione Obiettivo, in particolare si indicano:

- i distretti presenti in ogni scenario;
- il numero di valvole, per ciascun distretto, che bisogna chiudere per isolarlo;
- i valori dei parametri della Funzione Obiettivo ottenuti.

<i>Schema</i>	<i>Distretto</i>	<i>ncv</i>	<i>ncv / nv</i>	$Q_i/Q_{PDAi}$	$(Q_{PDAi}-Q_{RDi})/Q_{PDAi}$	$w_i$	$FO_i$
1	1	5	0.263	0.168	0.217	0.167	0.108
	2	2	0.105	0.100	0.100	0.099	0.030
	3	3	0.158	0.076	0.076	0.076	0.023
	4	2	0.105	0.090	0.090	0.089	0.025
	5	3	0.158	0.108	0.107	0.108	0.040
	6	2	0.105	0.076	0.075	0.076	0.019
	7	4	0.211	0.066	0.065	0.065	0.022
	8	3	0.158	0.072	0.078	0.071	0.022
	9	3	0.158	0.088	0.087	0.087	0.029
	10	3	0.158	0.089	0.089	0.088	0.030
	11	4	0.211	0.058	0.091	0.058	0.021

Tabella 3.11 – Risultati del calcolo della Funzione Obiettivo per gli scenari considerati

## Un modello di gestione delle reti idriche in condizioni di emergenza

<i>Schema</i>	<i>Distretto</i>	$n_{CV}$	$n_{CV} / n_V$	$Q_i / Q_{PDAi}$	$(Q_{PDAi} - Q_{RDi}) / Q_{PDAi}$	$w_i$	$FO_i$
2	1	4	0.174	0.065	0.076	0.064	0.020
	2	5	0.217	0.103	0.110	0.103	0.044
	3	3	0.130	0.037	0.037	0.037	0.008
	4	2	0.087	0.090	0.090	0.089	0.024
	5	2	0.087	0.066	0.066	0.066	0.014
	6	2	0.087	0.073	0.073	0.072	0.017
	7	2	0.087	0.080	0.080	0.079	0.020
	8	2	0.087	0.076	0.075	0.076	0.018
	9	4	0.174	0.071	0.096	0.071	0.024
	10	4	0.174	0.066	0.065	0.065	0.020
	11	4	0.174	0.086	0.092	0.086	0.030
	12	3	0.130	0.031	0.031	0.030	0.006
	13	4	0.174	0.058	0.064	0.058	0.017
	14	3	0.130	0.088	0.088	0.087	0.027
3	1	2	0.069	0.036	0.036	0.036	0.005
	2	3	0.103	0.037	0.037	0.037	0.007
	3	4	0.138	0.071	0.096	0.071	0.022
	4	2	0.069	0.026	0.026	0.026	0.003
	5	3	0.103	0.024	0.022	0.023	0.004
	6	3	0.103	0.036	0.036	0.036	0.006
	7	3	0.103	0.029	0.028	0.029	0.005
	8	2	0.069	0.044	0.044	0.043	0.007
	9	3	0.103	0.066	0.065	0.065	0.015
	10	2	0.069	0.022	0.022	0.022	0.002
	11	3	0.103	0.046	0.052	0.046	0.009
	12	2	0.069	0.090	0.090	0.089	0.022
	13	2	0.069	0.042	0.042	0.042	0.006
	14	4	0.138	0.053	0.052	0.052	0.013
	15	2	0.069	0.076	0.075	0.076	0.017
	16	3	0.103	0.051	0.060	0.051	0.011
	17	4	0.138	0.080	0.084	0.080	0.024
	18	3	0.103	0.037	0.037	0.037	0.007
	19	2	0.069	0.066	0.066	0.066	0.013
	20	2	0.069	0.073	0.073	0.072	0.016

Tabella 3.12 – Risultati del calcolo della Funzione Obiettivo per gli scenari considerati

## Un modello di gestione delle reti idriche in condizioni di emergenza

<i>Schema</i>	<i>Distretto</i>	$n_{CV}$	$n_{CV} / n_V$	$Q_i / Q_{PDAi}$	$(Q_{PDAi} - Q_{RDi}) / Q_{PDAi}$	$w_i$	$FO_i$
4	1	2	0.059	0.036	0.036	0.036	0.005
	2	3	0.088	0.037	0.037	0.037	0.006
	3	4	0.118	0.058	0.086	0.058	0.015
	4	2	0.059	0.026	0.026	0.026	0.003
	5	3	0.088	0.024	0.022	0.023	0.003
	6	3	0.088	0.036	0.036	0.036	0.006
	7	3	0.088	0.029	0.028	0.029	0.004
	8	2	0.059	0.023	0.018	0.023	0.002
	9	3	0.088	0.028	0.027	0.028	0.004
	10	2	0.059	0.022	0.022	0.022	0.002
	11	3	0.088	0.067	0.072	0.067	0.015
	12	2	0.059	0.055	0.055	0.055	0.009
	13	2	0.059	0.042	0.042	0.042	0.006
	14	4	0.118	0.053	0.052	0.052	0.012
	15	2	0.059	0.043	0.042	0.043	0.006
	16	3	0.088	0.051	0.060	0.051	0.010
	17	4	0.118	0.050	0.058	0.049	0.011
	18	3	0.088	0.037	0.037	0.037	0.006
	19	2	0.059	0.066	0.066	0.066	0.013
	20	2	0.059	0.073	0.073	0.072	0.015
	21	2	0.059	0.013	0.017	0.013	0.001
	22	2	0.059	0.037	0.037	0.037	0.005
	23	2	0.059	0.033	0.032	0.032	0.004
	24	2	0.059	0.034	0.034	0.034	0.004
	25	2	0.059	0.030	0.035	0.030	0.004

Tabella 3.13 – Risultati del calcolo della Funzione Obiettivo per gli scenari considerati

## Un modello di gestione delle reti idriche in condizioni di emergenza

<i>Schema</i>	<i>Distretto</i>	$n_{CV}$	$n_{CV} / n_V$	$Q_i / Q_{PDAi}$	$(Q_{PDAi} - Q_{RDi}) / Q_{PDAi}$	$w_i$	$FO_i$
5	1	2	0.053	0.036	0.036	0.036	0.005
	2	3	0.079	0.037	0.037	0.037	0.006
	3	4	0.105	0.058	0.086	0.058	0.014
	4	2	0.053	0.026	0.026	0.026	0.003
	5	3	0.079	0.024	0.022	0.023	0.003
	6	3	0.079	0.036	0.036	0.036	0.005
	7	3	0.079	0.029	0.028	0.029	0.004
	8	2	0.053	0.023	0.018	0.023	0.002
	9	3	0.079	0.028	0.027	0.028	0.004
	10	2	0.053	0.022	0.022	0.022	0.002
	11	3	0.079	0.036	0.047	0.036	0.006
	12	2	0.053	0.055	0.055	0.055	0.009
	13	2	0.053	0.026	0.026	0.026	0.003
	14	3	0.079	0.042	0.042	0.042	0.007
	15	2	0.053	0.043	0.042	0.043	0.006
	16	3	0.079	0.051	0.060	0.051	0.010
	17	4	0.105	0.050	0.058	0.049	0.011
	18	3	0.079	0.037	0.037	0.037	0.006
	19	2	0.053	0.027	0.027	0.027	0.003
	20	1	0.026	0.033	0.033	0.033	0.003
	21	2	0.053	0.013	0.017	0.013	0.001
	22	2	0.053	0.037	0.037	0.037	0.005
	23	2	0.053	0.033	0.032	0.032	0.004
	24	2	0.053	0.034	0.034	0.034	0.004
	25	2	0.053	0.030	0.035	0.030	0.004
	26	2	0.053	0.031	0.031	0.030	0.003
	27	2	0.053	0.039	0.039	0.039	0.005
	28	4	0.105	0.027	0.027	0.027	0.004

Tabella 3.14 – Risultati del calcolo della Funzione Obiettivo per gli scenari considerati



## Un modello di gestione delle reti idriche in condizioni di emergenza

<i>Schema</i>	<i>Distretto</i>	$n_{CV}$	$n_{CV} / n_V$	$Q_i / Q_{PDAi}$	$(Q_{PDAi} - Q_{RDi}) / Q_{PDAi}$	$w_i$	$FO_i$
6	1	1	0.024	0.020	0.020	0.020	0.001
	2	3	0.073	0.022	0.028	0.022	0.003
	3	4	0.098	0.058	0.086	0.058	0.014
	4	2	0.049	0.026	0.026	0.026	0.003
	5	3	0.073	0.024	0.022	0.023	0.003
	6	2	0.049	0.031	0.031	0.031	0.003
	7	3	0.073	0.021	0.021	0.021	0.002
	8	2	0.049	0.023	0.018	0.023	0.002
	9	3	0.073	0.028	0.027	0.028	0.004
	10	2	0.049	0.022	0.022	0.022	0.002
	11	3	0.073	0.036	0.047	0.036	0.006
	12	2	0.049	0.055	0.055	0.055	0.009
	13	2	0.049	0.026	0.026	0.026	0.003
	14	3	0.073	0.042	0.042	0.042	0.007
	15	2	0.049	0.043	0.042	0.043	0.006
	16	2	0.049	0.028	0.040	0.028	0.003
	17	4	0.098	0.050	0.058	0.049	0.010
	18	3	0.073	0.037	0.037	0.037	0.005
	19	2	0.049	0.027	0.027	0.027	0.003
	20	1	0.024	0.033	0.033	0.033	0.003
	21	2	0.049	0.013	0.017	0.013	0.001
	22	2	0.049	0.037	0.037	0.037	0.005
	23	2	0.049	0.033	0.032	0.032	0.004
	24	2	0.049	0.034	0.034	0.034	0.004
	25	2	0.049	0.030	0.035	0.030	0.003
	26	2	0.049	0.031	0.031	0.030	0.003
	27	2	0.049	0.039	0.039	0.039	0.005
	28	3	0.073	0.023	0.032	0.023	0.003
	29	3	0.073	0.029	0.028	0.029	0.004
	30	3	0.073	0.027	0.027	0.027	0.003

Tabella 3.15 – Risultati del calcolo della Funzione Obiettivo per gli scenari considerati

In sintesi, il valore calcolato della FO è riportato, per ogni scenario nella Tabella 3.16.

L'andamento della Funzione Obiettivo risulta essere decrescente al crescere del numero di valvole (Figura 3.12). Quindi, la rete idrica presenta un funzionamento migliore in concomitanza con la rottura di una condotta all'aumentare del numero dei distretti.

<i>Scenario</i>	<i>N° totale di valvole in rete</i>	<i>N° totale di distretti</i>	<i>FO</i>
1	19	11	0.375
2	23	15	0.289
3	29	20	0.213
4	34	25	0.172
5	38	29	0.140
6	41	30	0.126

Tabella 3.16 – Sintesi dei risultati ottenuti per il calcolo della Funzione Obiettivo

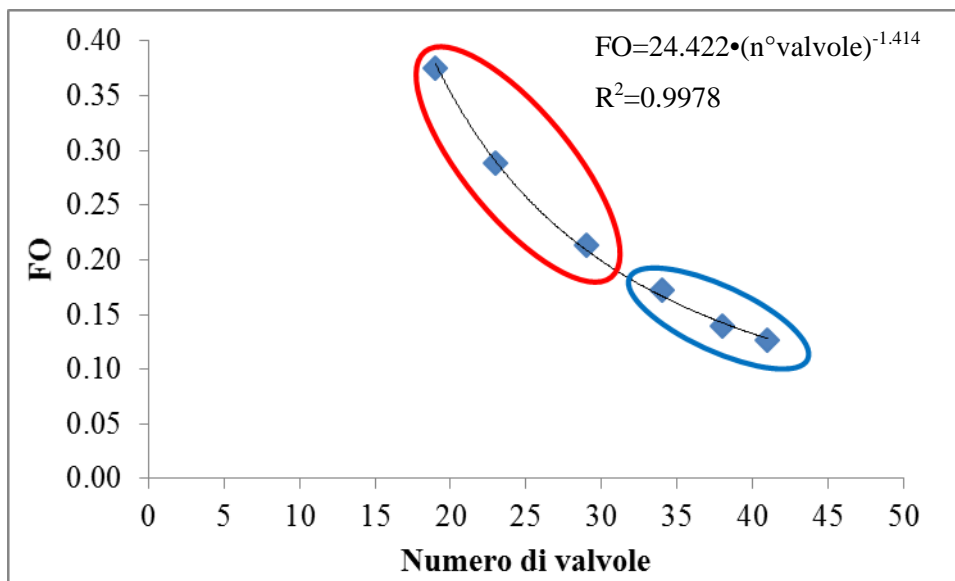


Figura 3.12 – Andamento della Funzione Obiettivo al variare del numero di valvole

In dettaglio, dal grafico di Figura 3.12, si notano due zone: una prima zona, cerchiata in rosso, in cui l'andamento della Funzione Obiettivo decresce in maniera rapida all'aumentare del numero di valvole; una seconda zona, in blu, in cui l'ulteriore aumento del numero di valvole non comporta, da un punto di vista tecnico, significativi miglioramenti nel funzionamento se si tiene anche in considerazione l'eventuale onere economico connesso con l'intervento.

In particolare, la configurazione 3 in cui sono presenti 29 valvole consente una riduzione del valore della Funzione Obiettivo rispetto alla condizione attuale della rete, in cui sono presenti 19 valvole, garantendo comunque un aumento non eccessivo del numero di valvole che porterebbe ad aumenti considerevoli dei costi di installazione.

### 3.3.2 La rete idrica di Praia a Mare

In analogia con il caso della rete idrica di Cosenza, anche per la rete idrica di Praia a Mare sono stati analizzati differenti scenari, in ciascuno dei quali si è aumentato il numero delle valvole di sezionamento (Tabella 3.17)

Scenario	N° totale di valvole in rete	N° totale di distretti
1	3	1
2	6	2
3	8	3
4	9	4
5	12	5
6	14	6
7	16	7
8	17	7
9	22	9
10	26	12
11	30	14
12	38	21

Tabella 3.17 – Indicazione degli scenari considerati per il calcolo della Funzione Obiettivo al variare del numero di valvole

La disposizione delle valvole e i conseguenti distretti che si generano è raffigurata nelle Figure da 3.13 a 3.24.

Con l'aggiunta di ulteriori valvole di sezionamento è stato possibile valutare, attraverso la diminuzione del valore della funzione obiettivo, il miglioramento nella risposta del sistema in termini di soddisfacimento delle utenze.

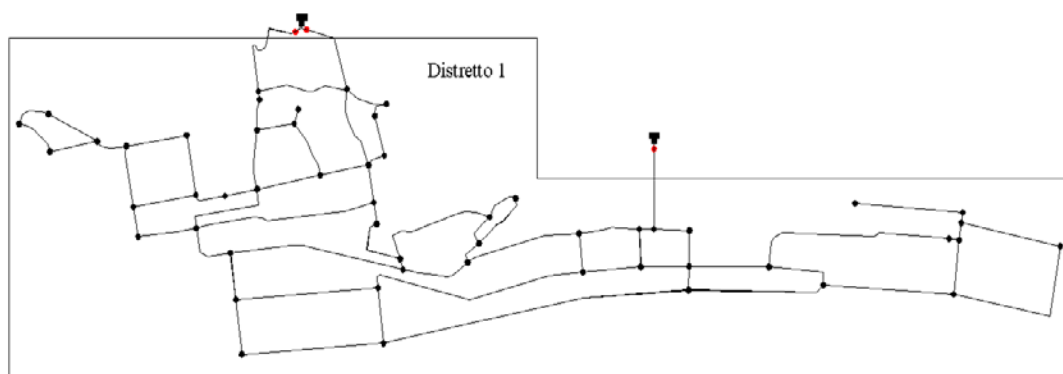


Figura 3.13 - Scenario 1: 3 valvole e 1 distretti

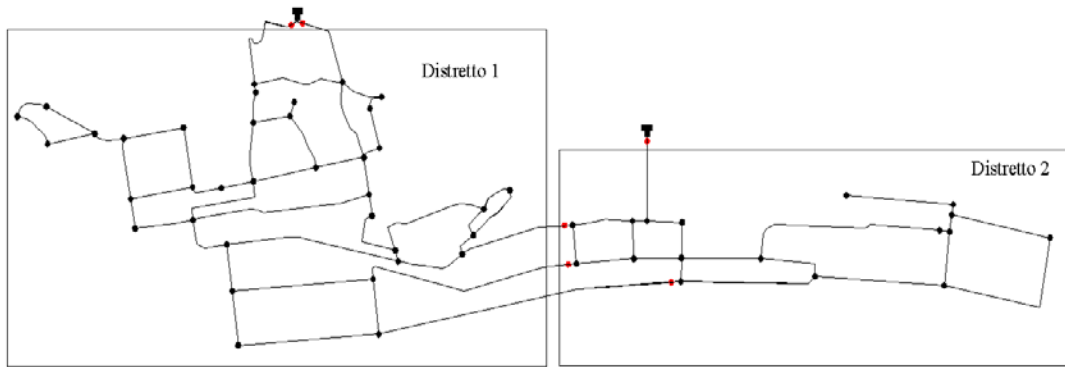


Figura 3.14 - Scenario 2: 6 valvole e 2 distretti

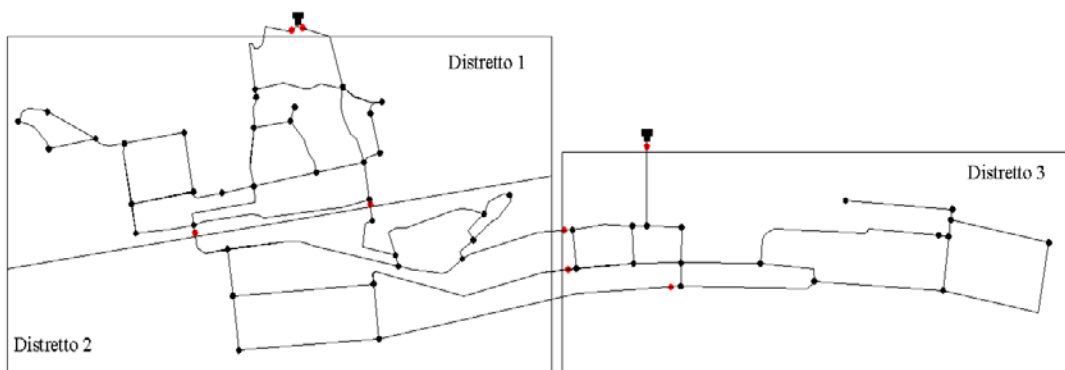


Figura 3.15 - Scenario 3: 8 valvole e 3 distretti

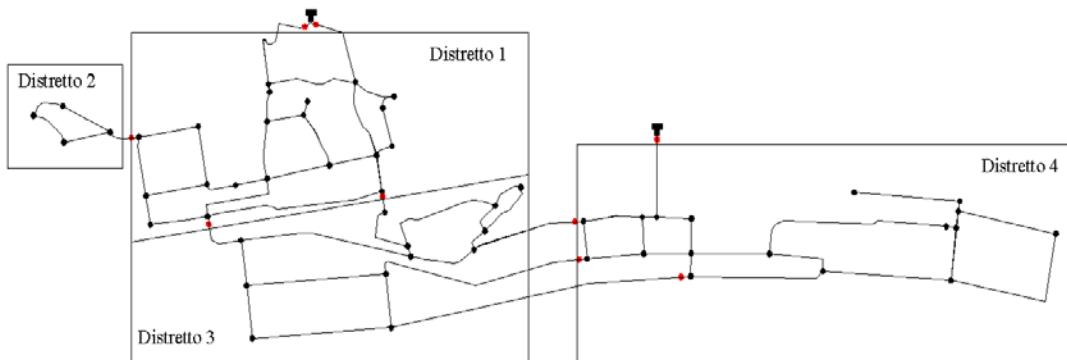


Figura 3.16 - Scenario 4: 9 valvole e 4 distretti

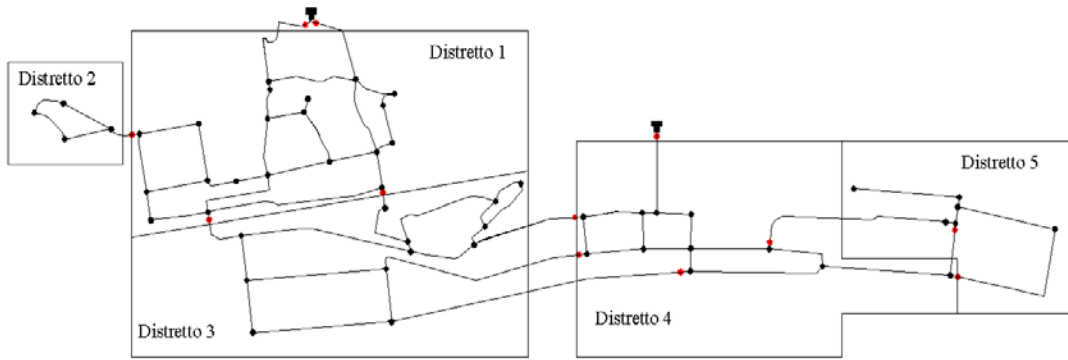


Figura 3.17- Scenario 5: 12 valvole e 5 distretti

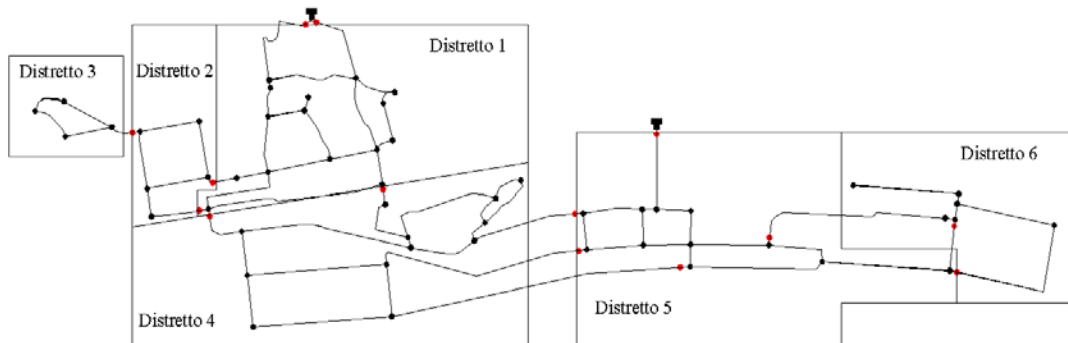


Figura 3.18 - Scenario 6: 14 valvole e 6 distretti

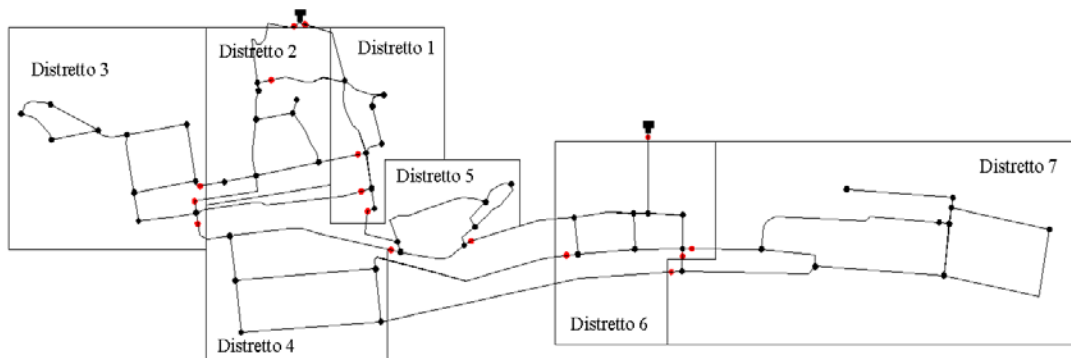


Figura 3.19 - Scenario 7: 16 valvole e 7 distretti

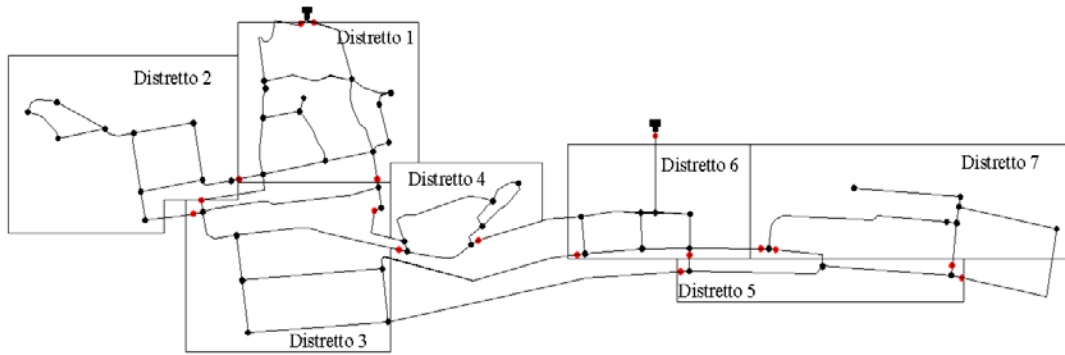


Figura 3.20 - Scenario 8: 17 valvole e 7 distretti

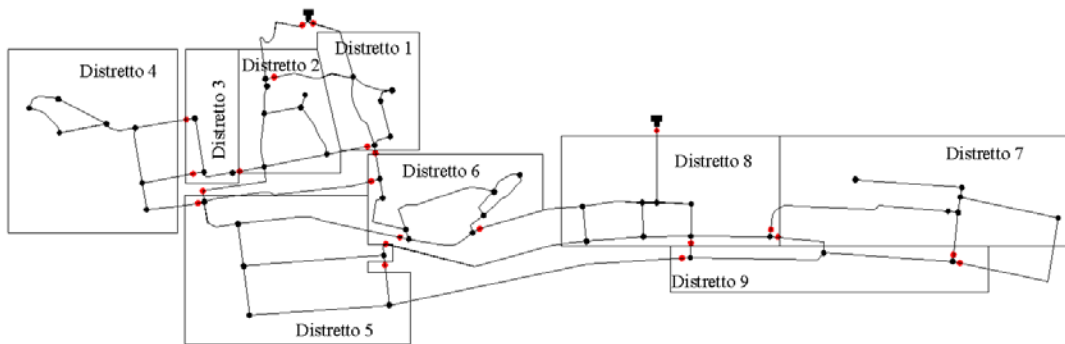


Figura 3.211 - Scenario 9: 22 valvole e 9 distretti

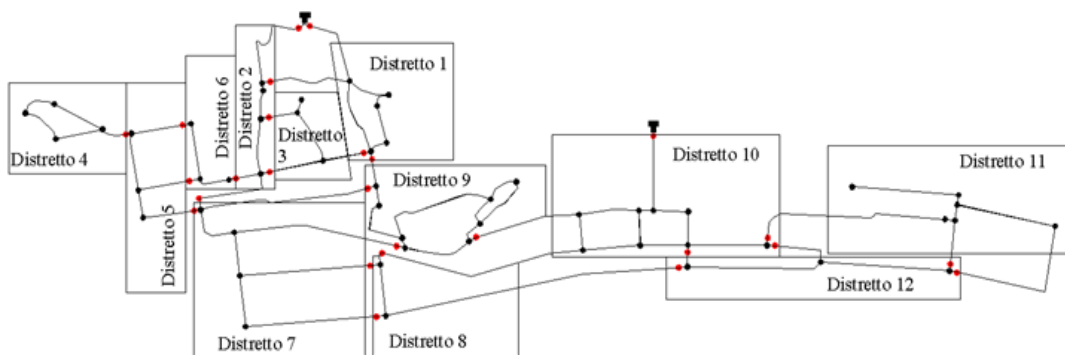


Figura 3.22 - Scenario 10: 26 valvole e 12 distretti

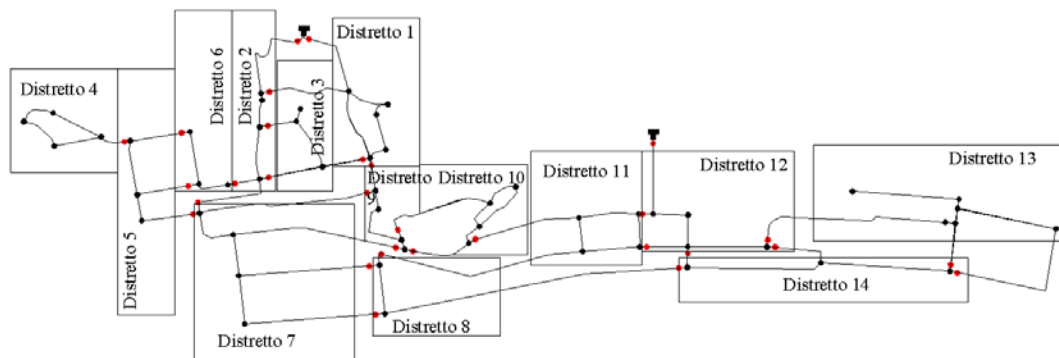


Figura 3.23 - Scenario 11: 30 valvole e 14 distretti

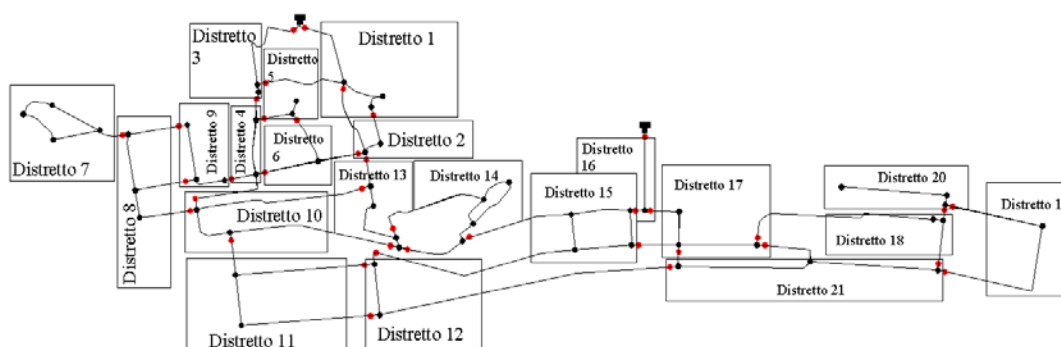


Figura 3.24 - Scenario 12: 38 valvole e 21 distretti

Analogamente al caso precedente, per ciascuno scenario costituito da una fissata disposizione di valvole, è stata imposta la chiusura di ciascun distretto.

Nella tabelle seguenti (Tabelle da 3.18 a 3.20) si riportano i risultati ottenuti per il calcolo della Funzione Obiettivo, in particolare si indicano:

- i distretti presenti in ogni scenario;
- il numero di valvole, per ciascun distretto, che bisogna chiudere per isolarlo;
- i valori dei parametri della Funzione Obiettivo ottenuti.

Schema	Distretto	$ncv$	$ncv/nv$	$Q_i/Q_{PDAi}$	$(Q_{PDAi}-Q_{RDi})/Q_{PDAi}$	$w_i$	$FO_i$
1	1	3	1.00	1.00	1.00	1.00	3.000
2	1	5	0.83	0.65	0.65	0.65	1.381
	2	4	0.67	0.35	0.41	0.35	0.504
3	1	4	0.50	0.37	0.37	0.37	0.468
	2	5	0.63	0.27	0.27	0.27	0.321
	3	4	0.50	0.35	0.41	0.35	0.445

Tabella 3.18 - Risultati del calcolo della Funzione Obiettivo per gli scenari considerati

## Un modello di gestione delle reti idriche in condizioni di emergenza

<i>Schema</i>	<i>Distretto</i>	$n_{CV}$	$n_{CV}/n_V$	$Q_i/Q_{PDAi}$	$(Q_{PDAi}-Q_{RDi})/Q_{PDAi}$	$w_i$	$FO_i$
4	1	5	0.56	0.37	0.37	0.33	0.431
	2	1	0.11	0.04	0.04	0.04	0.009
	3	5	0.56	0.27	0.27	0.27	0.302
	4	4	0.44	0.35	0.41	0.35	0.425
5	1	5	0.42	0.37	0.37	0.33	0.385
	2	1	0.08	0.04	0.04	0.04	0.008
	3	5	0.42	0.27	0.27	0.27	0.264
	4	6	0.50	0.35	0.41	0.26	0.329
	5	3	0.25	0.09	0.09	0.09	0.040
6	1	6	0.43	0.37	0.38	0.26	0.307
	2	3	0.21	0.11	0.11	0.07	0.031
	3	1	0.07	0.04	0.04	0.04	0.007
	4	5	0.36	0.27	0.27	0.27	0.248
	5	6	0.43	0.35	0.41	0.26	0.311
	6	3	0.21	0.09	0.09	0.09	0.036
7	1	5	0.31	0.11	0.11	0.11	0.057
	2	5	0.31	0.12	0.14	0.12	0.068
	3	4	0.25	0.16	0.16	0.16	0.087
	4	4	0.25	0.16	0.16	0.16	0.090
	5	3	0.19	0.11	0.12	0.11	0.045
	6	5	0.31	0.12	0.40	0.12	0.101
	7	3	0.19	0.23	0.23	0.23	0.150
8	1	5	0.29	0.19	0.26	0.19	0.137
	2	2	0.12	0.12	0.12	0.12	0.044
	3	7	0.41	0.23	0.23	0.23	0.203
	4	3	0.18	0.11	0.12	0.11	0.043
	5	5	0.29	0.11	0.14	0.11	0.057
	6	5	0.29	0.12	0.40	0.12	0.099
	7	4	0.24	0.12	0.12	0.12	0.059
9	1	4	0.18	0.08	0.08	0.08	0.025
	2	5	0.23	0.11	0.13	0.11	0.054
	3	3	0.14	0.04	0.05	0.04	0.008
	4	3	0.14	0.09	0.09	0.09	0.026
	5	7	0.32	0.20	0.20	0.20	0.143
	6	4	0.18	0.14	0.15	0.14	0.066
	7	3	0.14	0.09	0.09	0.09	0.029
	8	6	0.27	0.15	0.40	0.15	0.127
	9	5	0.23	0.11	0.14	0.11	0.050

Tabella 3.19 - Risultati del calcolo della Funzione Obiettivo per gli scenari considerati



## Un modello di gestione delle reti idriche in condizioni di emergenza

<i>Schema</i>	<i>Distretto</i>	$n_{CV}$	$n_{CV}/n_V$	$Q_i/Q_{PDAi}$	$(Q_{PDAi}-Q_{RDi})/Q_{PDAi}$	$w_i$	$FO_i$
10	1	4	0.15	0.08	0.08	0.08	0.023
	2	6	0.23	0.08	0.11	0.08	0.035
	3	3	0.12	0.03	0.03	0.03	0.005
	4	1	0.04	0.04	0.04	0.04	0.006
	5	4	0.15	0.09	0.09	0.04	0.013
	6	3	0.12	0.04	0.04	0.04	0.007
	7	6	0.23	0.11	0.11	0.11	0.050
	8	4	0.15	0.09	0.09	0.09	0.029
	9	4	0.15	0.14	0.15	0.14	0.062
	10	6	0.23	0.15	0.40	0.15	0.120
	11	3	0.12	0.09	0.09	0.09	0.027
	12	5	0.19	0.11	0.14	0.11	0.047
11	1	4	0.13	0.08	0.08	0.08	0.022
	2	6	0.20	0.08	0.11	0.08	0.032
	3	3	0.10	0.03	0.03	0.03	0.005
	4	1	0.03	0.04	0.04	0.04	0.005
	5	4	0.13	0.09	0.09	0.04	0.013
	6	3	0.10	0.04	0.04	0.04	0.006
	7	6	0.20	0.11	0.11	0.11	0.047
	8	4	0.13	0.09	0.09	0.09	0.028
	9	5	0.17	0.08	0.09	0.08	0.026
	10	3	0.10	0.06	0.07	0.06	0.014
	11	4	0.13	0.08	0.11	0.08	0.025
	12	6	0.20	0.08	0.38	0.08	0.049
	13	3	0.10	0.09	0.09	0.09	0.026
	14	5	0.17	0.11	0.14	0.11	0.044
12	1	4	0.11	0.05	0.05	0.05	0.011
	2	4	0.11	0.02	0.03	0.02	0.004
	3	3	0.08	0.04	0.05	0.04	0.008
	4	5	0.13	0.04	0.06	0.04	0.009
	5	2	0.05	0.01	0.01	0.01	0.001
	6	3	0.08	0.02	0.02	0.02	0.002
	7	1	0.03	0.04	0.04	0.04	0.005
	8	4	0.11	0.09	0.09	0.04	0.011
	9	3	0.08	0.04	0.04	0.04	0.006
	10	5	0.13	0.07	0.09	0.07	0.019
	11	3	0.08	0.04	0.04	0.04	0.007
	12	4	0.11	0.09	0.09	0.09	0.025
	13	5	0.13	0.08	0.09	0.08	0.023
	14	3	0.08	0.06	0.07	0.06	0.013
	15	4	0.11	0.08	0.11	0.08	0.023
	16	3	0.08	0.02	0.37	0.02	0.010
	17	5	0.13	0.05	0.20	0.05	0.020
	18	3	0.08	0.03	0.04	0.03	0.004
	19	2	0.05	0.03	0.03	0.03	0.003
	20	2	0.05	0.04	0.04	0.04	0.005
	21	5	0.13	0.11	0.14	0.11	0.040

Tabella 3.20 - Risultati del calcolo della Funzione Obiettivo per gli scenari considerati

Per ogni scenario il relativo valore della Funzione Obiettivo è riportato sinteticamente in Tabella 3.21.

<i>Scenario</i>	<i>Distretti</i>	<i>N° valvole</i>	<i>FO</i>
1	1	3	3.000
2	2	6	1.885
3	3	8	1.234
4	4	9	1.167
5	5	12	1.025
6	6	14	0.940
7	7	16	0.598
8	7	17	0.643
9	9	22	0.528
10	12	26	0.425
11	14	30	0.342
12	21	38	0.249

Tabella 3.21 – Sintesi dei risultati ottenuti per il calcolo della Funzione Obiettivo

L'andamento della Funzione Obiettivo in funzione del numero delle valvole, invece, è riportato in Figura 3.25.

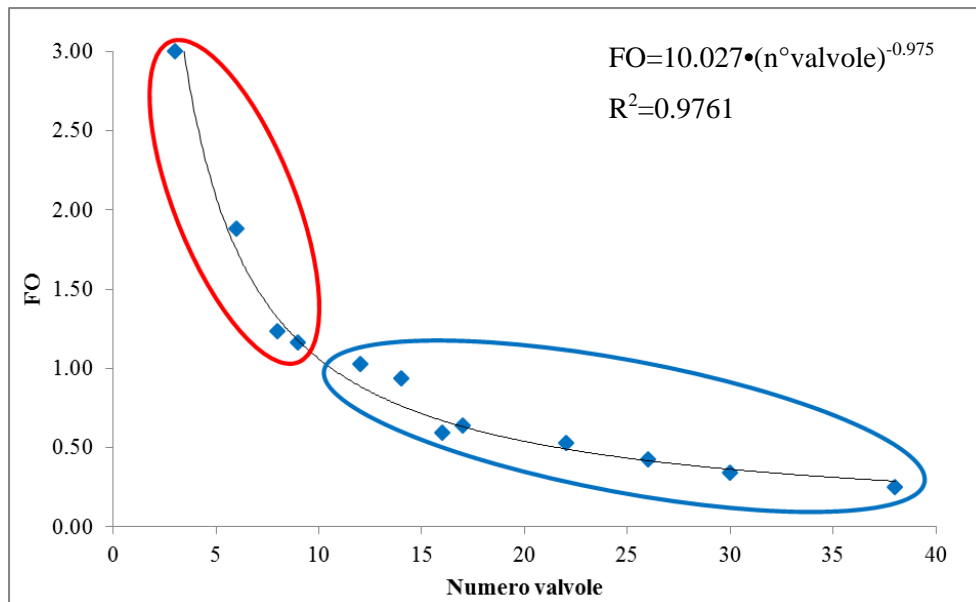


Figura 3.25 - Andamento di FO in funzione del numero di valvole.

Anche in questo caso, l'andamento della Funzione Obiettivo è decrescente al crescere del numero di valvole. Quindi, all'aumentare del numero di valvole e di conseguenza del numero di distretti, la rete idrica in condizione di emergenza manifesta un miglior funzionamento. Anche in questo caso, si possono individuare sempre le due zone distinte: una prima zona, evidenziata in rosso, in cui l'andamento della Funzione Obiettivo è decrescente, in maniera rapida, all'aumentare del numero delle valvole; una seconda zona, in blu, in cui si evidenzia che un ulteriore aumento delle valvole non comporta un miglioramento significativo

della Funzione Obiettivo. Si può, pertanto, ipotizzare che esista un limite oltre il quale non è opportuno inserire ulteriori valvole poiché l'onere economico non trova giustificazione con il miglioramento funzionale del sistema.

### **3.4 Considerazioni sulla determinazione della funzione obiettivo**

L'analisi delle due reti conferma la possibilità di definire un numero minimo di valvole da utilizzare in fase di gestione per garantire un corretto funzionamento della rete in condizioni di emergenza. Il modello, automatizzato nella fase di calcolo, consente quindi di stabilire dove posizionare e in che numero le ulteriori valvole di sezionamento.

Si è visto che per entrambe le reti oggetto di studio l'andamento della Funzione Obiettivo decresce all'aumentare del numero di valvole. In particolare è possibile individuare due zone: una prima zona in cui la Funzione Obiettivo decresce in maniera rapida con l'aumentare del numero delle valvole e una seconda zona in cui ulteriori aumenti del numero di valvole non comportano, da un punto di vista tecnico, miglioramenti significativi.

Si può affermare quindi che esiste un limite oltre il quale non è opportuno inserire ulteriori valvole. Ovviamente un'analisi di questo tipo deve essere accompagnata da un calcolo economico che giustifichi la spesa per l'installazione di ulteriori dispositivi.

I risultati ottenuti con questa procedura trovano conferma nei risultati ottenuti per altre reti reali sulle quali il modello è stato applicato.

### 3.5 Le operazioni da eseguire per la gestione delle condizioni di emergenza

Una volta definito quale sia il sistema di valvole più opportuno può succedere che la rete, in questa nuova configurazione, vada in emergenza determinandosi pressioni basse in qualche nodo. Ciò avviene perché, anche se si riduce la portata circolante, a una modifica dei flussi lungo le condotte presenti può associarsi un incremento delle perdite di carico lungo alcune condotte e un abbattimento delle pressioni nei nodi critici.

Nel prosieguo si è applicata la metodologia di gestione delle emergenze, con riferimento alla rottura di una condotta e alla chiusura del distretto in cui è posta la condotta danneggiata. In tali circostanze, risulta utile attuare procedure di gestione che garantiscano il servizio alle utenze specie se in corrispondenza di tali nodi vi sono strutture, come quelle ospedaliere o di interesse primario, in cui un'interruzione, anche solo limitata al periodo di riparazione della condotta, è inaccettabile.

La procedura proposta ha quindi il compito di garantire un servizio accettabile per questi nodi, e ciò è possibile facendo diminuire la portata che circola in rete mediante l'installazione di valvole che limitano il carico a valle del nodo di erogazione e quindi la portata effettivamente erogabile in alcuni nodi.

Le tecniche per l'individuazione dei nodi in cui effettuare il controllo della portata possono ricondursi a una delle seguenti procedure:

- calibrazione delle portate erogate ai nodi o delle scabrezze lungo i lati, fissando il valore del carico da garantire nei nodi critici;
- individuazione dei nodi sensibili della rete e determinazione del valore di abbattimento della portata da ciascuno di essi.

La prima procedura è stata applicata per la rete teorica e per la rete di Paola, mentre la seconda è stata applicata per la rete teorica e per le reti di Cosenza e di Praia a Mare.

#### *3.5.1 Approccio con la procedura di calibrazione*

##### 3.5.1.1 La rete teorica

Per la rete teorica è stata ipotizzata la rottura di ciascuna condotta, ma viene riportato e analizzato il caso più critico della rottura delle condotte 9 e 2 (Figura 3.26 e Figura 3.27).

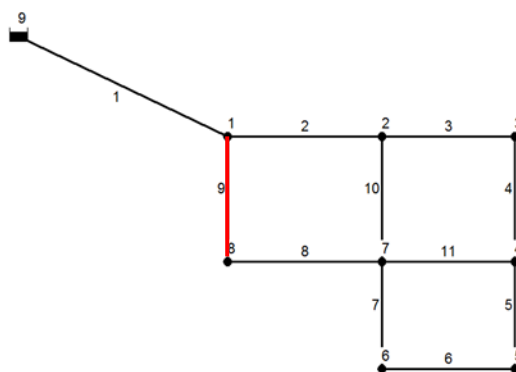


Figura 3.26 – Rete idrica teorica con indicazione della condotta danneggiata

La portata complessiva che la rete deve erogare in seguito alla chiusura del lato/distretto 9 è pari a 27.57 l/s, ovvero quella totale pari a 30 l/s meno quella che compete al segmento chiuso. Rimuovendo la portata associata al segmento 9, la distribuzione di portata nei nodi e i risultati dell’analisi in PDA della rete sono indicati in Tabella 3.22 (Fiorini Morosini et al., 2016b).

In particolare si è indicato con:

- $Q_{req}$  (l/s) la portata richiesta dall’utenza;
- $Q_{fail}$  (l/s) la portata effettivamente erogata in seguito alla rottura della condotta 9;
- $H_{fail}$  (m) il carico corrispondente alla situazione di emergenza.

Numero Nodo	$Q_{req}$ (l/s)	$Q_{fail}$ (l/s)	$H_{max}$ (m)	$H_{fail}$ (m)	Nodi critici
1	5.47	5.47	25	33.17	
2	4.26	4.26	25	26.10	
3	2.84	2.84	25	23.33	
4	3.65	2.40	25	8.66	4
5	2.43	1.44	25	7.01	5
6	2.43	1.57	25	8.37	6
7	5.07	3.44	25	9.23	7
8	1.42	0.96	25	9.20	8

Tabella 3.22 – Risultati dell’analisi in PDA in seguito alla rottura della condotta 9

Dai risultati ottenuti si può notare che la chiusura del lato 9 comporta una riduzione significativa del carico piezometrico dell’intera rete che funziona in PDA e 5 nodi lavorano in condizioni critiche. La portata che effettivamente viene erogata è 22.39 l/s generando un deficit di portata di 5.18 l/s.

Imponendo che nei nodi critici sia garantito il carico  $H_{max}$  necessario per l’erogazione della portata richiesta, è possibile calibrare le portate erogabili dai nodi mediante il software

## Un modello di gestione delle reti idriche in condizioni di emergenza

UNINET. Ottenuti i valori di portata calibrata  $Q_{cal}$  (l/s) per ciascuno dei nodi, si assegna ai nodi critici la portata di progetto e si assume che dai restanti nodi sia erogata una portata ridotta pari al valore minimo tra la portata calibrata e quella di progetto, ottenendo così una nuova distribuzione di portata  $Q_{red}$  (l/s). Nella tabella seguente sono riportati i risultati della calibrazione e la nuova distribuzione di portata  $Q_{red}$  (l/s).

<i>Nodi</i>	$Q_{req}$ (l/s)	$Q_{cal}$ (l/s)	$Q_{red}$ (l/s)
1	5.47	1.60	1.60
2	4.26	1.76	1.76
3	2.84	1.75	1.75
4	3.65	1.98	3.65
5	2.43	0.25	2.43
6	2.43	0.93	2.43
7	5.07	2.44	5.07
8	1.42	2.34	1.42

Tabella 3.23 – Risultati della nuova distribuzione di portate ai nodi definite mediante la procedura di calibrazione

Assumendo la nuova distribuzione di portata  $Q_{red}$  (l/s) ottenuta dalla calibrazione, la verifica della rete in condizioni PDA mostra un miglioramento del carico  $H_F$  nei nodi critici a cui corrisponde un aumento della portata effettivamente erogata  $Q_{del}$  (Tabella 3.24). La portata totale che circola in rete in questo caso decresce da 22.39 l/s corrispondenti allo scenario di rottura a 15.66 l/s a seguito dell'intervento proposto.

<i>Nodi</i>	$Q_{fail}$ (l/s)	$Q_{red}$ (l/s)	$Q_{del}$ (l/s)	$(Q_{del} - Q_{fail}) / Q_{del}$ (%)	$H_{fail}$ (m)	$H_{red}$ (m)	$(H_{red} - H_{fail}) / H_{fail}$ (%)
1	5.47	1.60	1.60	-71%	33.17	34.11	3%
2	4.26	1.76	1.76	-59%	26.10	29.30	12%
3	2.84	1.75	1.75	-38%	23.3	27.45	18%
4	2.40	3.65	2.59	8%	8.66	10.06	16%
5	1.44	2.43	1.54	7%	7.01	8.04	15%
6	1.57	2.43	1.69	7%	8.37	9.67	15%
7	3.44	5.07	3.70	7%	9.23	10.66	15%
8	0.96	1.42	1.04	7%	9.20	10.63	15%

Tabella 3.24 – Risultati dell'analisi in PDA in seguito alla manovra di gestione proposta

L'analisi dei risultati ottenuti mostra il beneficio per i nodi critici, per i quali si ha un incremento del carico piezometrico dal 3% al 18% e un incremento della portata totale erogata nei nodi critici da 9.82 l/s a 10.55 l/s.

Analogamente al caso precedente, quando si ipotizza nella rete la rottura di una condotta diversa, ad esempio la condotta 2 (Figura 3.27).

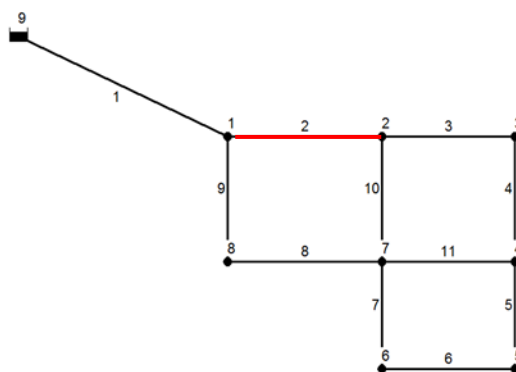


Figura 3.27 – Rete idrica teorica con indicazione della condotta danneggiata

La portata complessiva immessa in rete in seguito alla chiusura del segmento 2 è pari a 27.17 l/s, ovvero quella totale pari a 30 l/s meno quella che compete al segmento chiuso. Dall’analisi in PDA della rete, in cui è stato isolato il segmento 2, si ottengono i risultati di portata effettivamente erogata  $Q_{fail}$  (l/s) e del carico piezometrico  $H_{fail}$  (m) corrispondenti alla situazione di emergenza (Tabella 3.25).

Numero Nodo	$Q_{req}$ (l/s)	$Q_{fail}$ (l/s)	$H_{max}$ (m)	$H_{fail}$ (m)	Nodi critici
1	5.27	5.27	25	32.85	
2	2.84	2.31	25	13.22	2
3	2.84	2.26	25	12.7	3
4	3.65	2.93	25	12.87	4
5	2.43	1.84	25	11.44	5
6	2.43	2.21	25	16.58	6
7	5.07	4.89	25	18.58	7
8	2.64	2.64	25	25.21	

Tabella 3.25 – Risultati dell’analisi in PDA in seguito alla rottura della condotta 2

L’analisi mostra che una chiusura del segmento 2 provoca una riduzione del carico piezometrico nell’intera rete con conseguente funzionamento in PDA: 6 nodi, in particolare, lavorano in condizioni critiche. La portata che effettivamente viene erogata è 24.35 l/s generando un deficit di portata di 2.82 l/s.

Anche in questo caso, si impone che nei nodi critici sia garantito il carico minimo  $H_{max}$  necessario per l’erogazione della portata richiesta e si effettua una calibrazione delle portate erogabili dai nodi  $Q_{cal}$  (l/s) mediante il software UNINET. Si assegna, quindi, ai nodi critici la portata di progetto e si assume che dai restanti nodi sia erogata una portata ridotta pari al valore minimo tra la portata calibrata e quella di progetto, ottenendo così una nuova distribuzione di

## Un modello di gestione delle reti idriche in condizioni di emergenza

portata  $Q_{red}$  (l/s). I risultati della calibrazione e la nuova distribuzione di portata  $Q_{red}$  (l/s) sono riportati nella seguente tabella (Tabella 3.26).

<i>Nodi</i>	$Q_{req}$ (l/s)	$Q_{calib}$ l/s)	$Q_{red}$ (l/s)
1	5.27	0.90	0.90
2	2.84	0.98	2.84
3	2.84	1.00	2.84
4	3.65	0.88	3.65
5	2.43	0.97	2.43
6	2.43	1.09	2.43
7	5.07	0.94	5.07
8	2.64	0.81	0.81

Tabella 3.26 - Risultati della nuova distribuzione di portate ai nodi definite mediante la calibrazione

Con la nuova distribuzione di portata  $Q_{red}$  (l/s) ottenuta, la verifica della rete in condizioni PDA mostra un miglioramento del carico  $H_F$  nei nodi critici a cui corrisponde un aumento della portata effettivamente erogata  $Q_{del}$  (Tabella 3.27). La portata totale che circola in rete in questo caso decresce da 24.35 l/s corrispondenti allo scenario di rottura a 20.97 l/s a seguito dell'intervento proposto.

<i>Nodi</i>	$Q_{fail}$ (l/s)	$Q_{red}$ (l/s)	$Q_{del}$ (l/s)	$(Q_{del} - Q_{fail}) / Q_{del}$ (%)	$H_{fail}$ (m)	$H_{red}$ (m)	$(H_{red} - H_{fail}) / H_{fail}$ (%)
1	5.27	0.90	0.90	-82.9%	32.85	33.72	2.6%
2	2.31	2.84	2.39	3.6%	13.22	14.18	7.3%
3	2.26	2.84	2.34	3.6%	12.7	13.63	7.3%
4	2.93	3.65	3.03	3.6%	12.87	13.81	7.3%
5	1.84	2.43	1.90	3.6%	11.44	12.28	7.3%
6	2.21	2.43	2.29	3.6%	16.58	17.78	7.3%
7	4.89	5.07	5.06	3.6%	18.58	19.93	7.3%
8	2.64	0.81	0.81	-69.3%	25.21	27.04	7.2%

Tabella 3.27 - Risultati dell'analisi in PDA in seguito alla manovra di gestione proposta

Anche in questo caso, si ha un miglioramento nei nodi critici sia in termini di carico piezometrico del 7% sia di portata totale erogata da 16.44 l/s a 17.02 l/s.

In modo analogo alla calibrazione delle portate erogate, per la rete in esame è stato affrontato anche lo studio per la calibrazione delle scabrezze delle condotte, nella condizione di rottura del lato 9.



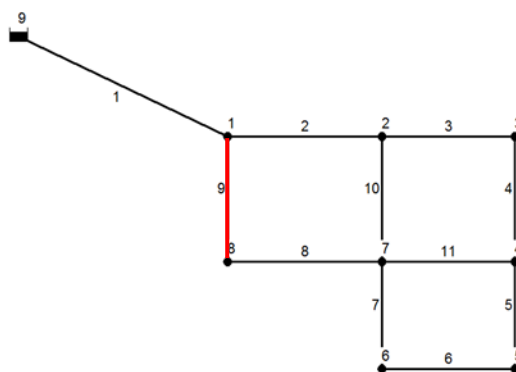


Figura 3.27 – Rete idrica teorica con indicazione della condotta danneggiata

Per ciascuno dei lati che costituiscono la rete è stata effettuata la calibrazione delle scabrezze imponendo che nei nodi critici sia garantito il carico  $H_{max}$  necessario per l'erogazione della portata richiesta. Dalla calibrazione, con il modello UNINET, si sono ottenuti i valori di scabrezza calibrati  $\epsilon_{cal}$  (mm) per ciascuno dei lati. Essendo i valori di scabrezza calibrata maggiori di quelli di progetto si può imporre che la scabrezza sia pari a quella calibrata. I risultati della calibrazione e la nuova distribuzione di scabrezza sono riportati nella Tabella 3.28.

Lati	$\epsilon_{cal}$ (mm)
1	1,95
2	2,54
3	1,67
4	2,23
5	1,56
6	1,52
7	1,52
8	1,55
10	2,70
11	1,53

Tabella 3.28 – Ridefinizione della scabrezza nei lati della rete in seguito alla procedura di calibrazione

Assumendo la nuova distribuzione di scabrezza, la verifica della rete in condizioni PDA non mostra alcun miglioramento nei nodi critici; il carico  $H_F$  e la portata effettivamente erogata  $Q_{del}$  sono inferiori a quelli della condizione di emergenza, cioè in seguito alla rottura della condotta 9 nella condizione in cui non si effettua alcun intervento gestionale. I risultati dell'analisi sono riportati in Tabella 3.29.

## Un modello di gestione delle reti idriche in condizioni di emergenza

<i>Nodi</i>	$Q_{fail}$ (l/s)	$Q_{red}$ (l/s)	$Q_{del}$ (l/s)	$(Q_{del} - Q_{fail}) / Q_{del}$ (%)	$H_{fail}$ (m)	$H_{red}$ (m)	$(H_{red} - H_{fail}) / H_{fail}$ (%)
1	5.47	5.47	5.47	0%	33,17	32,93	-1%
2	4.26	4.26	4,26	0%	26,10	24,35	-7%
3	2.84	2.84	2,84	0%	23,3	21,23	-9%
4	3.65	2.40	1,97	-18%	8,66	5,82	-33%
5	2.43	1.44	1,13	-21%	7,01	4,34	-38%
6	2.43	1.57	1,28	-19%	8,37	5,56	-34%
7	5.07	3.44	2,84	-18%	9,23	6,28	-32%
8	1.42	0.96	0,79	-18%	9,20	6,26	-32%

Tabella 3.29 - Risultati dell'analisi in PDA in seguito alla manovra di gestione proposta

In tabella 3.30 vengono riportati i valori ottenuti sia imponendo, in fase di gestione, la nuova distribuzione di portata ai nodi, sia quelli derivanti da una variazione del valore della scabrezza nei lati, valori ottenuti utilizzando la procedura della calibrazione.

<i>Nodi</i>	<i>Modifica della portata ai nodi</i>		<i>Modifica della scabrezza</i>	
	$(Q_{del} - Q_{fail}) / Q_{del}$ (%)	$(H_{red} - H_{fail}) / H_{fail}$ (%)	$(Q_{del} - Q_{fail}) / Q_{del}$ (%)	$(H_{red} - H_{fail}) / H_{fail}$ (%)
1	-71%	3%	0%	-1%
2	-59%	12%	0%	-7%
3	-38%	18%	0%	-9%
4	8%	16%	-18%	-33%
5	7%	15%	-21%	-38%
6	7%	15%	-19%	-34%
7	7%	15%	-18%	-32%
8	7%	15%	-18%	-32%

Tabella 3.30 – Confronto tra i risultati ottenuti in seguito alla manovra di gestione sui nodi e sui lati

La gestione della rete in condizioni di emergenza attraverso l'utilizzo dei nodi sensibili calcolati dalle matrici di sensitività dei carichi ha portato a risultati migliori che verranno mostrati nei successivi paragrafi.

### 3.5.1.2 La rete idrica di Paola

Per la rete idrica di Paola, tra tutte le ipotesi di rottura analizzate viene mostrato il caso della rottura della condotta 13 (Figura 3.28).

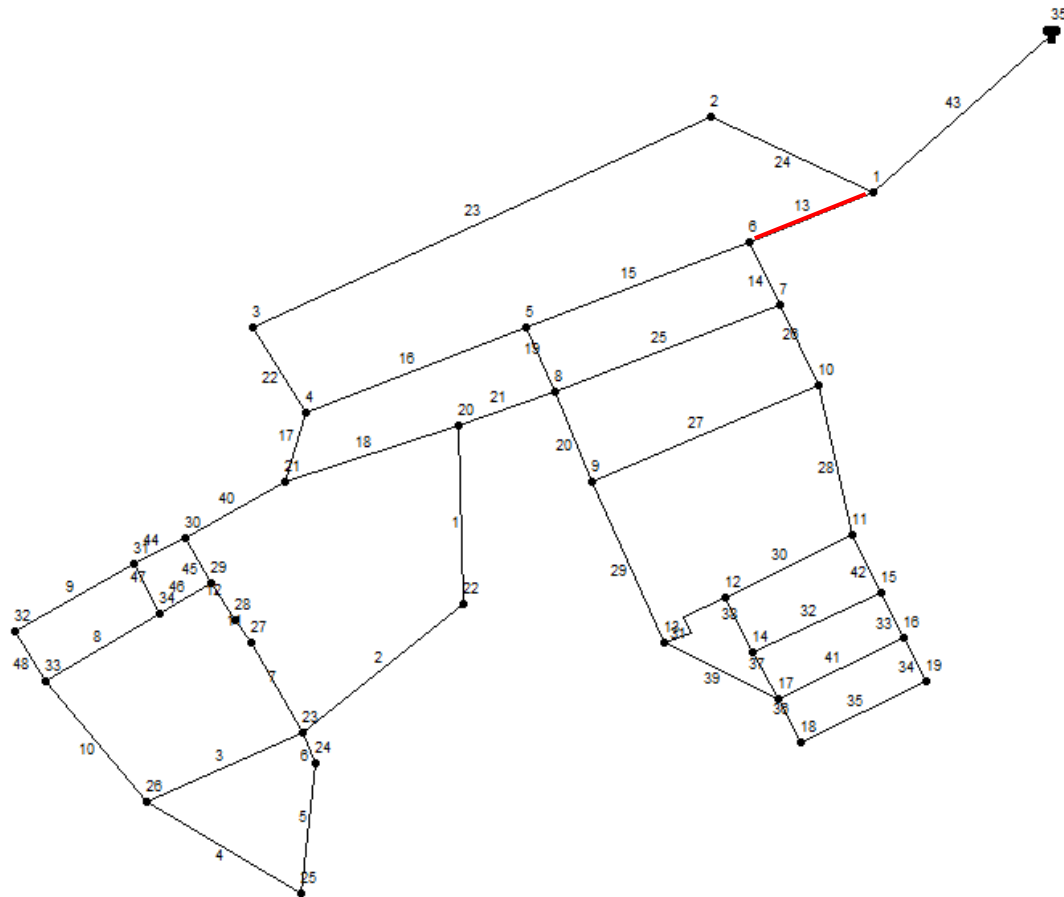


Figura 3.28 – Rete idrica teorica con indicazione della condotta danneggiata

La portata complessiva da erogare è pari 40.87 a l/s, ovvero quella totale, 41 l/s meno quella del distretto chiuso. Rimuovendo la portata associata al distretto cui compete la condotta danneggiata, i risultati dell'analisi in PDA della rete in condizione di emergenza sono riportati in Tabella 3.31, in cui si è indicato con:

- $Q_{req}$  (l/s) la portata richiesta dall'utenza;
- $Q_{fail}$  (l/s) la portata effettivamente erogata in seguito alla rottura della condotta;
- $H_{fail}$  (m) il carico corrispondente alla situazione di emergenza.

## Un modello di gestione delle reti idriche in condizioni di emergenza

<i>Nodi</i>	$Q_{req}$ (l/s)	$Q_{fail}$ (l/s)	$H_{max}$ (m)	$H_{fail}$ (m)	<i>Nodi critici</i>
1	5.76	5.76	92.80	111.30	
2	2.81	2.81	91.70	107.73	
3	2.88	1.76	99.20	90.30	3
4	1.68	0.97	99.20	87.31	4
5	1.91	1.56	96.10	86.49	5
6	0.89	0.69	96.40	86.43	6
7	0.93	0.77	95.40	86.42	7
8	1.41	1.24	92.80	86.44	8
9	1.44	1.44	86.40	86.42	
10	1.47	1.41	88.80	86.41	10
11	1.11	1.11	70.80	86.39	
12	0.91	0.91	69.90	86.39	
13	1.33	1.33	71.20	86.40	
14	0.77	0.77	71.80	86.25	
15	0.75	0.75	75.80	86.25	
16	0.74	0.74	74.50	86.20	
17	1.25	1.25	71.00	86.20	
18	0.60	0.60	70.90	86.19	
19	0.59	0.59	73.80	86.18	
20	1.61	1.30	96.40	86.47	20
21	1.08	0.96	92.80	86.81	21
22	1.40	0.96	97.90	86.49	22
23	1.35	0.90	96.60	86.68	23
24	0.40	0.31	93.80	86.68	24
25	0.69	0.53	93.80	86.68	25
26	0.88	0.69	93.60	86.68	26
27	0.20	0.15	94.30	86.68	27
28	0.26	0.19	94.80	86.68	28
29	0.44	0.39	91.40	86.69	29
30	0.57	0.46	93.90	86.71	30
31	0.73	0.54	96.40	86.70	31
32	0.50	0.40	94.40	86.69	32
33	0.81	0.62	95.40	86.69	33
34	0.72	0.70	87.80	86.69	34

Tabella 3.31 – Risultati dell’analisi in PDA in seguito alla rottura del segmento 13

La chiusura del lato 13 comporta una riduzione significativa del carico piezometrico dell’intera rete che funziona in PDA e ben 22 nodi lavorano in condizioni critiche (Figura 3.29). La portata che effettivamente viene erogata è 35.56 l/s con un deficit di portata di 5.31 l/s.

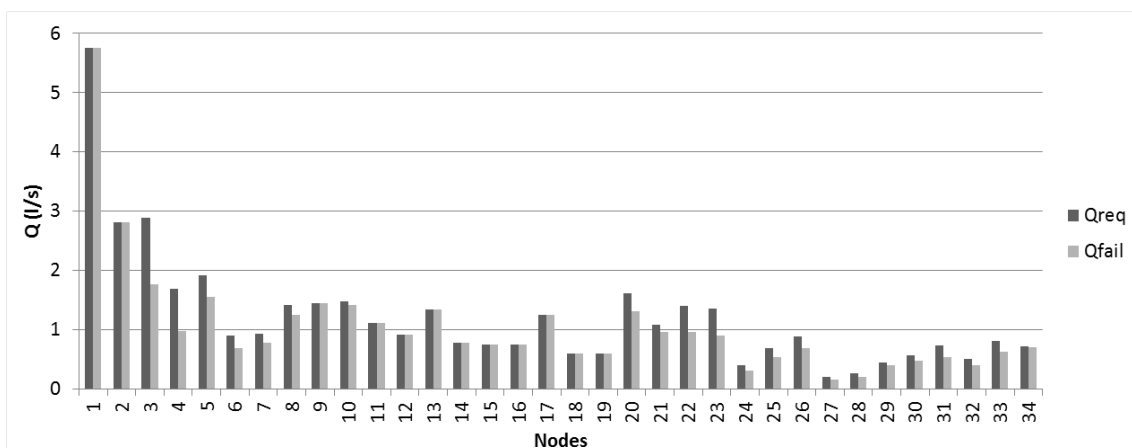


Figura 3.29 - Confronto tra la portata richiesta  $Q_{req}$  e la portata in condizioni di rottura in PDA  $Q_{fail}$

Suddividendo i nodi della rete in 11 classi di portata è possibile calibrare le portate erogabili dai nodi imponendo che nei nodi critici sia garantito il carico minimo  $H_{max}$  necessario per l'erogazione della portata richiesta. Dalla calibrazione, mediante il modello UNINET, si ottengono i valori di portata calibrati  $Q_{cal}$  (l/s) per ciascuno dei nodi. Si impone, quindi, nei nodi critici la portata di progetto e si assume che dai restanti nodi sia erogata una portata ridotta pari al valore minimo tra la portata calibrata e quella di progetto, ottenendo così una nuova distribuzione di portata  $Q_{red}$  (l/s) (Figura 3.30). Nella Tabella 3.32 sono riportati i risultati della calibrazione e la nuova distribuzione di portata  $Q_{red}$  (l/s).

Nodi	$Q_{req}$ (l/s)	Classe	$Q_{cal}$ (l/s)	$Q_{red}$ (l/s)	Nodi	$Q_{req}$ (l/s)	Classe	$Q_{cal}$ (l/s)
1	5.76	11	3.08	3.08	18	0.60	3	0.62
2	2.81	10	1.13	1.13	19	0.59	2	0.50
3	2.88	10	1.13	2.88	20	1.61	8	1.33
4	1.68	8	1.33	1.68	21	1.08	5	0.82
5	1.91	9	1.99	1.91	22	1.40	7	0.53
6	0.89	4	0.48	0.89	23	1.35	6	1.25
7	0.93	4	0.48	0.93	24	0.40	2	0.50
8	1.41	7	0.53	1.41	25	0.69	3	0.62
9	1.44	7	0.53	0.53	26	0.88	4	0.48
10	1.47	7	0.53	1.47	27	0.20	1	2.64
11	1.11	5	0.82	0.82	28	0.26	1	2.64
12	0.91	4	0.48	0.48	29	0.44	2	0.50
13	1.33	6	1.25	1.25	30	0.57	2	0.50
14	0.77	3	0.62	0.62	31	0.73	3	0.62
15	0.75	3	0.62	0.62	32	0.50	2	0.50
16	0.74	3	0.62	0.62	33	0.81	4	0.48
17	1.25	6	1.25	1.25	34	0.72	3	0.62

Tabella 3.32 - Risultati della nuova distribuzione di portate ai nodi definite mediante calibrazione

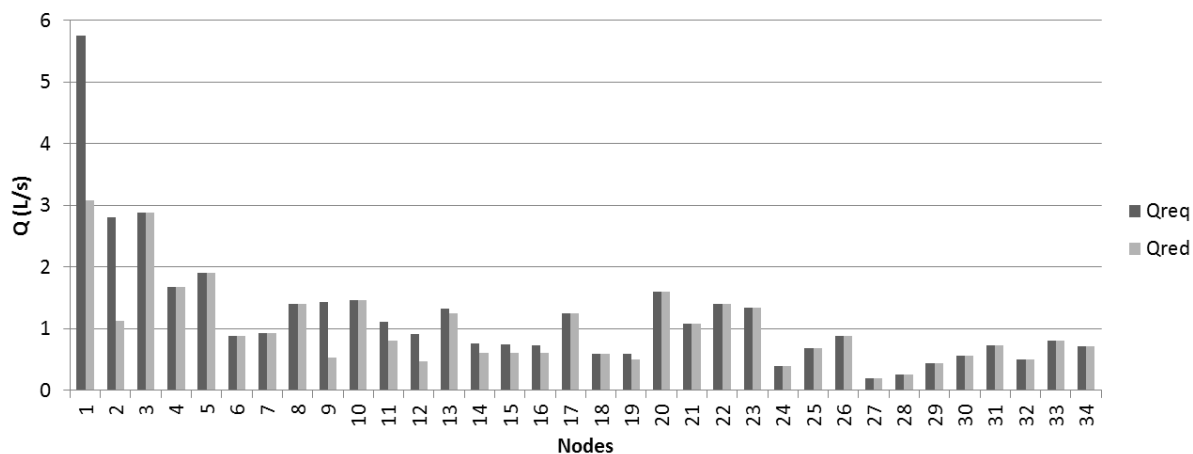


Figura 3.30 - Confronto tra la portata richiesta  $Q_{req}$  e la nuova distribuzione di portata definita mediante calibrazione  $Q_{red}$

Assumendo la portata ridotta  $Q_{red}$ , l'analisi della rete in condizioni PDA mostra un miglioramento del carico  $H_F$  nei nodi critici con conseguente aumento della portata effettivamente erogata  $Q_{del}$  (Figura 3.31). La portata totale che circola in rete in questo caso decresce da 35.56 l/s corrispondenti allo scenario di rottura a 32.39 l/s a seguito dell'intervento proposto. Dall'analisi dei risultati ottenuti è evidente il beneficio per i nodi critici, per i quali si ha un incremento del carico piezometrico del 6% con un conseguente aumento della portata totale erogata da 17.50 l/s a 20.89 l/s (Tabella 3.33).

Nodi	$Q_{fail}$ (l/s)	$Q_{red}$ (l/s)	$Q_{del}$ (l/s)	$(Q_{del} - Q_{fail}) / Q_{del}$ (%)	$H_{fail}$ (m)	$H_{red}$ (m)	$(H_{red} - H_{fail}) / H_{fail}$ (%)
1	5.76	3.08	3.08	-87%	111.30	117.60	5%
2	2.81	1.13	1.13	-149%	107.73	114.22	6%
3	1.76	2.88	2.50	30%	90.30	95.69	6%
4	0.97	1.68	1.34	28%	87.31	92.66	6%
5	1.56	1.91	1.76	12%	86.49	91.90	6%
6	0.69	0.89	0.80	14%	86.43	91.84	6%
7	0.77	0.93	0.87	11%	86.42	91.84	6%
8	1.24	1.41	1.39	10%	86.44	91.85	6%
9	1.44	0.53	0.53	-172%	86.42	91.84	6%
10	1.41	1.47	1.47	4%	86.41	91.83	6%
11	1.11	0.82	0.82	-35%	86.39	91.82	6%
12	0.91	0.48	0.48	-90%	86.39	91.82	6%
13	1.33	1.25	1.25	-6%	86.40	91.82	6%
14	0.77	0.62	0.62	-24%	86.25	91.71	6%
15	0.75	0.62	0.62	-21%	86.25	91.71	6%
16	0.74	0.62	0.62	-19%	86.20	91.66	6%
17	1.25	1.25	1.25	0%	86.20	91.66	6%
18	0.60	0.60	0.60	0%	86.19	91.65	6%

Nodi	$Q_{fail}$ (l/s)	$Q_{red}$ (l/s)	$Q_{del}$ (l/s)	$(Q_{del} - Q_{fail}) / Q_{del}$ (%)	$H_{fail}$ (m)	$H_{red}$ (m)	$(H_{red} - H_{fail}) / H_{fail}$ (%)
19	0.59	0.50	0.50	-18%	86.18	91.65	6%
20	1.30	1.61	1.48	12%	86.47	91.88	6%
21	0.96	1.08	1.07	10%	86.81	92.15	6%
22	0.96	1.40	1.19	19%	86.49	91.88	6%
23	0.90	1.35	1.16	23%	86.68	92.00	6%
24	0.31	0.40	0.38	18%	86.68	91.99	6%
25	0.53	0.69	0.65	18%	86.68	91.99	6%
26	0.69	0.88	0.84	18%	86.68	92.00	6%
27	0.15	0.20	0.19	19%	86.68	92.00	6%
28	0.19	0.26	0.24	20%	86.68	92.00	6%
29	0.39	0.44	0.44	12%	86.69	92.01	6%
30	0.46	0.57	0.54	15%	86.71	92.04	6%
31	0.54	0.73	0.65	17%	86.70	92.02	6%
32	0.40	0.50	0.47	15%	86.69	92.01	6%
33	0.62	0.81	0.74	16%	86.69	92.01	6%
34	0.70	0.72	0.72	3%	86.69	92.01	6%

Tabella 3.33 – Risultati dell’analisi in PDA in seguito alla procedura di gestione proposta

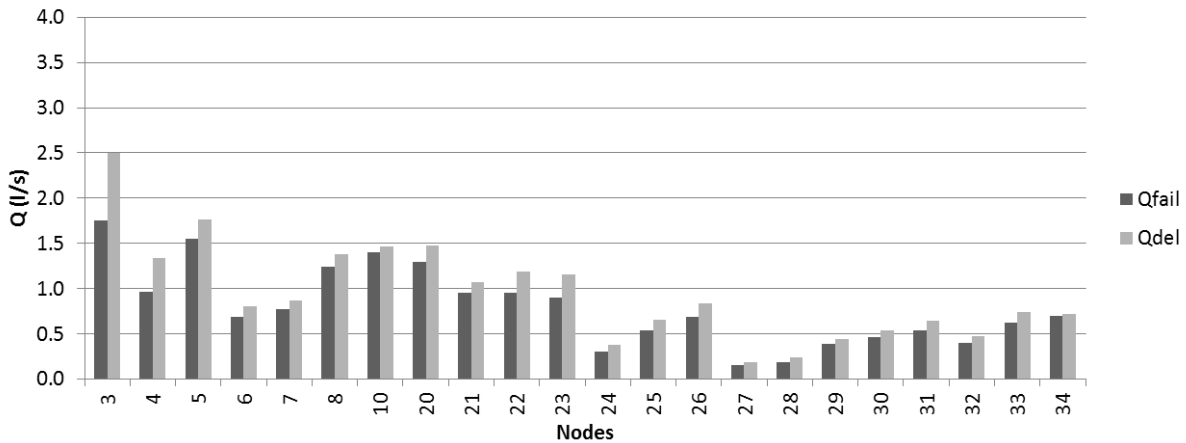


Figura 3.31 - Confronto tra la portata effettivamente erogata durante la rottura  $Q_{fail}$  e la portata effettivamente erogata  $Q_{del}$  assumendo la nuova distribuzione  $Q_{cal}$

Analogamente al caso precedente di calibrazione delle portate erogate, per la rete in esame è stato affrontato anche lo studio per la calibrazione delle scabrezze delle condotte. Anche in questo caso si suddividono i lati in classi di scabrezza e si effettua la calibrazione delle scabrezze nelle condotte imponendo che nei nodi critici sia garantito il carico  $H_{max}$  necessario per l’erogazione della portata richiesta. Dalla calibrazione, con il modello UNINET, si ottengono i valori di scabrezza calibrati  $\varepsilon_{cal}$  (mm) per ciascuno dei lati. Nei lati con scabrezza inferiore a quella di progetto si impone la scabrezza di progetto e nei restanti si assume la

## Un modello di gestione delle reti idriche in condizioni di emergenza

scabrezza calibrata, ottenendo così una nuova distribuzione di scabrezze nei lati  $\varepsilon_{asseg}$ . I risultati della calibrazione e la nuova distribuzione di scabrezza sono riportati nella Tabella 3.34.

<i>Lati</i>	<i>Classe</i>	$\varepsilon_{cal}$ (mm)	$\varepsilon_{asseg}$ (mm)	<i>Lati</i>	<i>Classe</i>	$\varepsilon_{calib}$ (mm)	$\varepsilon_{asseg}$ (mm)
1	1	1.560	1.56	25	2	0.376	1
2	1	1.560	1.56	26	3	1.490	1.49
3	1	1.560	1.56	27	3	1.490	1.49
4	1	1.560	1.56	28	3	1.490	1.49
5	1	1.560	1.56	29	3	1.490	1.49
6	1	1.560	1.56	30	3	1.490	1.49
7	1	1.560	1.56	31	3	1.490	1.49
8	1	1.560	1.56	32	3	1.490	1.49
9	1	1.560	1.56	33	3	1.490	1.49
10	1	1.560	1.56	34	3	1.490	1.49
11	1	1.560	1.56	35	3	1.490	1.49
12	1	1.560	1.56	36	3	1.490	1.49
13	2	0.376	1	37	3	1.490	1.49
14	2	0.376	1	38	3	1.490	1.49
15	2	0.376	1	39	3	1.490	1.49
16	2	0.376	1	40	1	1.560	1.56
17	2	0.376	1	41	3	1.490	1.49
18	2	0.376	1	42	3	1.490	1.49
19	2	0.376	1	43	4	0.182	1
20	3	1.490	1.49	44	1	1.560	1.56
21	2	0.376	1	45	1	1.560	1.56
22	2	0.376	1	46	1	1.560	1.56
23	2	0.376	1	47	1	1.560	1.56
24	2	0.376	1	48	1	1.560	1.56

Tabella 3.34 – Ridefinizione delle scabrezze nei lati della rete in seguito alla procedura di calibrazione

Rispetto al caso precedente, assumendo la scabrezza calibrata  $\varepsilon_{assegnata}$ , l'analisi della rete in condizioni PDA non mostra alcun miglioramento del carico  $H_F$  nei nodi critici e di conseguenza nessun aumento della portata effettivamente erogata  $Q_{del}$  (l/s).

<i>Nodi</i>	$Q_{fail}$ (l/s)	$Q_{del}$ (l/s)	$(Q_{del} - Q_{fail}) / Q_{del}$ (%)	$H_{fail}$ (m)	$H_F$ (m)	$(H_F - H_{fail}) / H_{fail}$ (%)
1	5.76	5.83	1%	111,30	111,85	0%
2	2.81	2.81	0%	107,73	108,36	1%
3	1.76	1.93	9%	90,30	91,38	1%
4	0.97	0.90	-8%	87,31	88,52	1%
5	1.56	1.61	3%	86,49	87,71	1%
6	0.69	0.72	4%	86,43	87,65	1%
7	0.77	0.79	3%	86,42	87,65	1%
8	1.24	1.28	3%	86,44	87,66	1%
9	1.44	1.44	0%	86,42	87,64	1%



## Un modello di gestione delle reti idriche in condizioni di emergenza

<i>Nodi</i>	$Q_{fail}$ (l/s)	$Q_{del}$ (l/s)	$(Q_{del} - Q_{fail}) / Q_{del}$ (%)	$H_{fail}$ (m)	$H_F$ (m)	$(H_F - H_{fail}) / H_{fail}$ (%)
10	1.41	1.44	2%	86,41	87,63	1%
11	1.11	1.11	0%	86,39	87,61	1%
12	0.91	0.91	0%	86,39	87,61	1%
13	1.33	1.33	0%	86,40	87,62	1%
14	0.77	0.77	0%	86,25	87,45	1%
15	0.75	0.75	0%	86,25	87,45	1%
16	0.74	0.74	0%	86,20	87,39	1%
17	1.25	1.25	0%	86,20	87,40	1%
18	0.60	0.60	0%	86,19	87,38	1%
19	0.59	0.59	0%	86,18	87,38	1%
20	1.30	1.34	3%	86,47	87,70	1%
21	0.96	0.99	3%	86,81	88,04	1%
22	0.96	0.94	-2%	86,49	87,71	1%
23	0.90	0.88	-2%	86,68	87,90	1%
24	0.31	0.30	-4%	86,68	87,90	1%
25	0.53	0.51	-4%	86,68	87,90	1%
26	0.69	0.66	-4%	86,68	87,91	1%
27	0.15	0.15	-4%	86,68	87,91	1%
28	0.19	0.19	-3%	86,68	87,91	1%
29	0.39	0.40	3%	86,69	87,92	1%
30	0.46	0.48	4%	86,71	87,94	1%
31	0.54	0.57	5%	86,70	87,92	1%
32	0.40	0.42	4%	86,69	87,92	1%
33	0.62	0.65	5%	86,69	87,91	1%
34	0.70	0.72	3%	86,69	87,92	1%

Tabella 3.35 – Risultati dell’analisi in condizioni PDA in seguito all’applicazione della procedura proposta

### 3.5.2 Approccio con l'utilizzo dei nodi sensibili

#### 3.5.2.1 La rete teorica

Per la rete teorica è stato analizzato il caso di una rottura della condotta 9 (Figura 3.32).

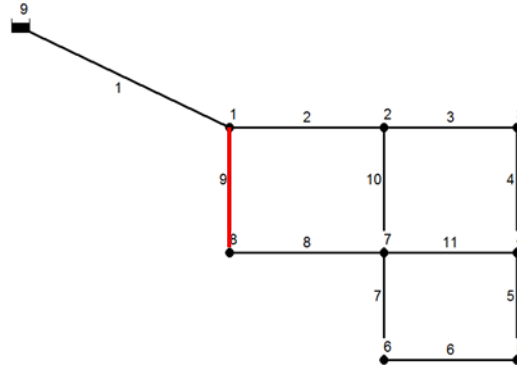


Figura 3.32 – Rete idrica teorica con indicazione della condotta danneggiata

La portata complessiva che la rete deve erogare in seguito alla chiusura del lato/distretto 9 è pari a 27.57 l/s, ovvero quella totale pari a 30 l/s meno quella che compete al segmento chiuso. Rimuovendo la portata associata al segmento 9, la distribuzione di portata nei nodi e i risultati dell'analisi in PDA della rete sono indicati in Tabella 3.36.

Numero Nodo	$Q_{req}$ (l/s)	$Q_{fail}$ (l/s)	$H_{max}$ (m)	$H_{fail}$ (m)	Nodi critici
1	5.47	5.47	25	33.17	
2	4.26	4.26	25	26.10	
3	2.84	2.84	25	23.33	
4	3.65	2.40	25	8.66	4
5	2.43	1.44	25	7.01	5
6	2.43	1.57	25	8.37	6
7	5.07	3.44	25	9.23	7
8	1.42	0.96	25	9.20	8

Tabella 3.36 – Risultati dell'analisi in PDA in seguito alla rottura della condotta 9

La chiusura del lato 9, come abbiamo già visto nel paragrafo precedente, porta ad una riduzione significativa del carico piezometrico dell'intera rete che funziona in PDA. La portata che effettivamente viene erogata è 22.39 l/s, generando un deficit di portata di 5.18 l/s.

Il primo passo per attuare la metodologia di gestione proposta è determinare i nodi più sensibili della rete nella condizione di rottura, cioè con il lato 9 chiuso. I nodi sensibili sono stati ottenuti dalla matrice di sensitività dei carichi, costruita in termini discreti per una

variazione del 10% sia della portata erogata ai nodi, sia del coefficiente di scabrezza dei lati della rete. I nodi più sensibili sono quelli che presentano la somma più alta degli elementi per riga di tale matrice di sensitività. Ordinando, a questo punto, i nodi in senso decrescente rispetto al valore della somma dei termini per riga della matrice, si determina la gerarchia dei nodi sensibili (Tabella 3.37).

<i>Nodi sensibili</i>	<i>Nodo critico</i>
8	SI
7	SI
3	NO
6	SI
4	SI
2	NO
5	SI
1	NO

Tabella 3.37 – Gerarchia dei nodi sensibili con indicazione della criticità

Si è fissata, a questo punto, una nuova distribuzione di portate erogabili ai nodi, stabilendo una percentuale di riduzione della portata complessiva che dovrebbe essere erogata dalla rete e il numero dei nodi sensibili, tra quelli non critici, da cui sottrarre questa portata.

Essendo quasi tutti i nodi della rete in condizioni critiche, si è deciso di utilizzare i 3 nodi della rete che non lavorano in PDA (nodi 1, 2, 3). In questi nodi è stata effettuata una riduzione di portata del 58%.

Nel seguito si riportano i risultati dell'applicazione della procedura di gestione (Tabella 3.38); in particolare si indicano:

- i nodi sensibili scelti per la procedura di gestione;
- i valori delle portate da erogare  $Q_{red}$  (l/s), ridotti ai nodi più sensibili e pari alla portata richiesta per i restanti nodi;
- i risultati del calcolo idraulico della rete in seguito alla procedura di gestione, cioè i valori di portata effettivamente erogata  $Q_{del}$  (l/s) e i corrispondenti carichi piezometrici  $H_{red}$  (m);
- l'effetto della procedura di gestione sui singoli nodi valutato come percentuale del deficit di portata  $(Q_{del} - Q_{fail}) / Q_{del}$  (%) o di carico piezometrico  $(H_{red} - H_{fail}) / H_{fail}$  (%) nei nodi critici che si recupera dopo la manovra:

<i>Nodi</i>	<i>Nodi sensibili</i>	$Q_{fail}$ (l/s)	$Q_{red}$ (l/s)	$Q_{del}$ (l/s)	$(Q_{del} - Q_{fail}) / Q_{del}$ (%)	$H_{fail}$ (m)	$H_{red}$ (m)	$(H_{red} - H_{fail}) / H_{fail}$ (%)
1	1	5.47	2,29	2,29	-58%	33.17	34,08	3%
2	2	4.26	1,79	1,79	-58%	26.10	29,57	13%
3	3	2.84	1,19	1,19	-58%	23.33	28,15	21%
4		2.40	3,65	2,59	8%	8.66	10,07	16%
5		1.44	2,43	1,54	7%	7.01	8,04	15%
6		1.57	2,43	1,69	8%	8.37	9,70	16%
7		3.44	5,07	3,70	8%	9.23	10,68	16%
8		0.96	1,42	1,04	8%	9.20	10,65	16%

Tabella 3.38 -Riduzione su 3 nodi sensibili della rete

Dai risultati ottenuti, è evidente il miglioramento del carico piezometrico nell'intera rete in seguito all'applicazione della manovra di gestione e di conseguenza della portata effettivamente erogata ai nodi critici della rete. Tale beneficio ottenuto è migliore di quello della procedura di calibrazione precedentemente proposto. Inoltre, l'onere computazionale per ottenere la gerarchia dei nodi sensibili della rete è nettamente inferiore alla procedura di calibrazione, soprattutto per reti reali per le quali si ha un notevole aumento del numero di nodi e di condotte costituenti la rete.

### 3.5.2.2 La rete idrica di Cosenza

Per la rete idrica di Cosenza è stato analizzato il caso in cui nella rete siano presenti 29 valvole di sezionamento e per due condizioni di emergenza:

1. rottura in una qualsiasi delle condotte del distretto 3 (Figura 3.33);
2. rottura in una qualsiasi delle condotte del distretto 16 (Figura 3.34);

La scelta di valutare la rete considerando la configurazione con 29 valvole deriva dalle precedenti considerazioni sulla Funzione Obiettivo.

Nelle due condizioni è stato analizzato il comportamento della rete imponendo una riduzione della portata complessiva immessa in rete del 5%, 10% e 15%. Tale riduzione viene effettuata su 3, 6, 9 e 12 nodi più sensibili tra quelli non critici.

I nodi sensibili della rete sono stati calcolati per la rete in condizioni di emergenza in cui è stato chiuso il distretto cui compete la condotta danneggiata, in due condizioni: imponendo una variazione del coefficiente di scabrezza del 10% e una variazione della portata della portata del 10%. I valori ottenuti per le due condizioni sono simili.

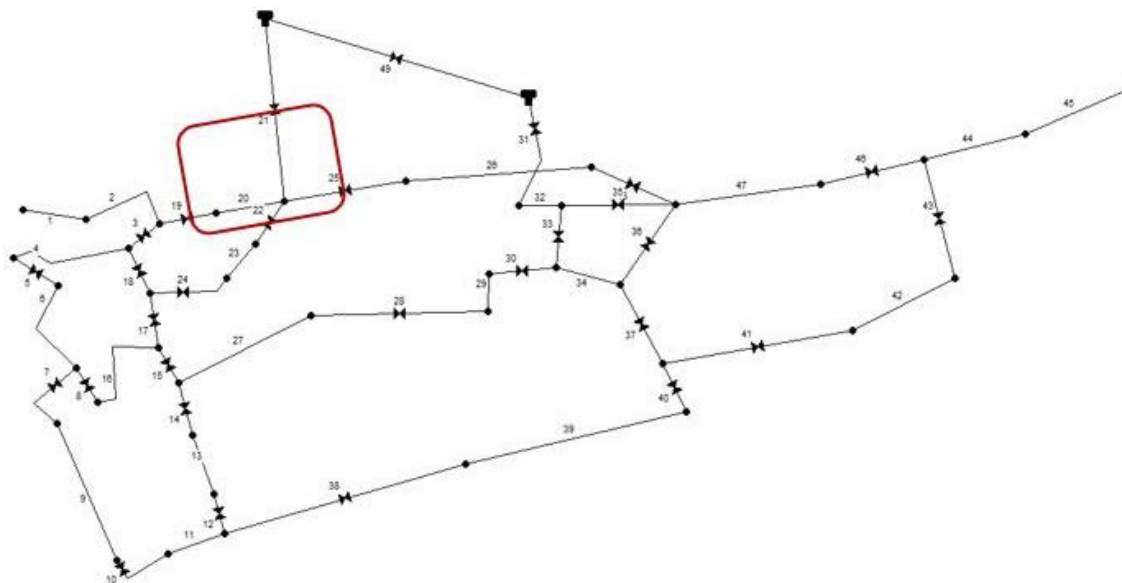


Figura 3.33 - rottura di una delle condotte del distretto 3 (19, 20, 21, 22, 25)

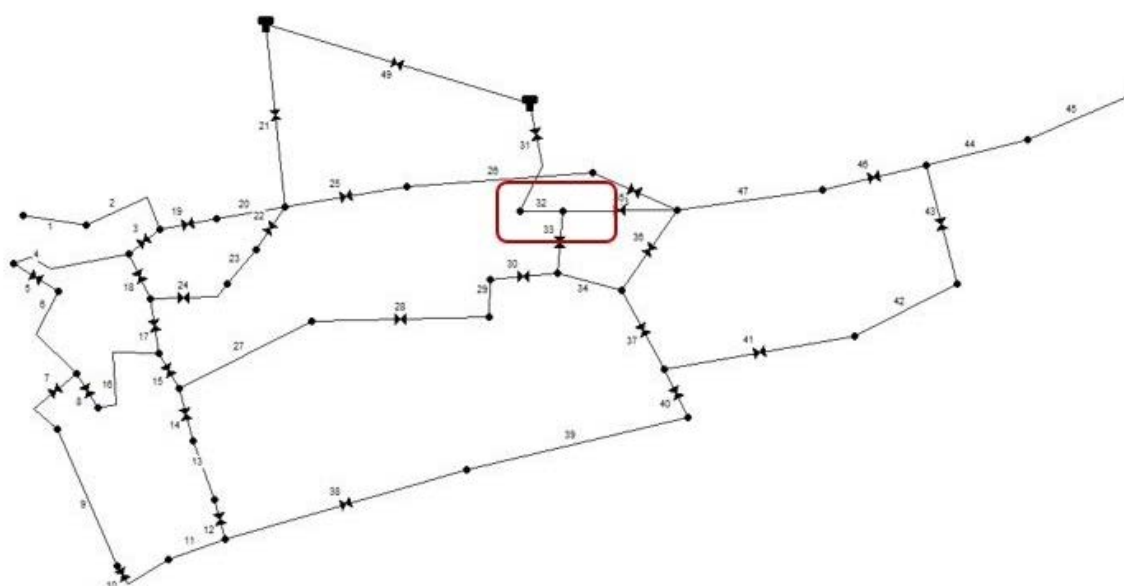


Figura 3.34 - rottura di una delle condotte del distretto 16 (31, 32, 33, 35)

Nel primo caso di chiusura del distretto 3, la portata da erogare in rete è 238.28 l/s, cioè la portata totale 256.52 l/s senza i 18.24 l/s del distretto chiuso. La verifica della rete idrica, con la chiusura del distretto numero 3, fornisce i risultati in Tabella 3.39.

La portata effettivamente erogata in seguito alla chiusura del distretto è di 230.64 l/s, invece dei 238.28 l/s richiesti dall'utenza, mentre i nodi critici della rete sono 10.

**Un modello di gestione delle reti idriche in condizioni di emergenza**

<i>Nodi</i>	$Q_{req}$ (l/s)	$Q_{fail}$ (l/s)	$H_{max}$ (m)	$H_{fail}$ (m)	<i>Nodi critici</i>	<i>Nodi</i>	$Q_{req}$ (l/s)	$Q_{fail}$ (l/s)	$H_{max}$ (m)	$H_{fail}$ (m)	<i>Nodi critici</i>
1	1.72	0.81	312.62	290.75	1	21	9.55	9.55	285.96	294.10	
2	3.89	3.53	297.74	290.62	2	22	11.08	8.69	315.49	294.34	22
3	3.99	3.99	283.87	290.57		23	14.16	14.16	292.90	293.71	
4	5.30	5.30	268.87	289.18		24	4.20	4.20	284.26	295.04	
5	5.88	5.88	264.33	288.20		25	6.62	6.62	281.55	294.77	
6	5.23	5.23	263.25	293.35		26	7.14	7.12	297.01	296.72	26
7	3.47	2.35	314.53	290.75	7	27	5.87	5.87	286.62	295.96	
8	3.35	3.35	264.30	292.40		28	6.55	6.55	280.60	295.48	
9	2.58	2.58	261.74	293.41		29	8.32	8.32	291.19	294.74	
10	4.09	3.44	301.81	290.77	10	30	6.85	6.85	279.25	295.16	
11	5.61	4.79	301.63	290.80	11	31	9.43	9.43	281.39	293.79	
12	6.02	5.37	299.81	291.53	12	32	8.75	8.75	275.28	293.77	
13	4.16	4.16	282.70	292.54		33	12.68	12.43	297.66	295.12	33
14	7.24	7.24	279.85	293.60		34	7.72	7.72	277.72	294.63	
15	3.18	3.18	260.71	293.58		35	9.94	9.94	271.40	293.95	
16	2.34	2.34	261.54	293.57		36	6.90	6.90	264.66	294.09	
17	9.34	9.34	274.72	293.57		37	10.13	10.13	283.22	294.27	
18	0	0	0	0		38	5.73	5.73	266.85	294.10	
19	6.62	6.15	297.25	291.45	19	39	2.65	2.65	264.20	293.92	
20	0	0	0	0		40	0.00	0.00	285.00	291.45	

Tabella 3.39 – Risultati dell’analisi in PDA in seguito alla chiusura del distretto 3

Il primo passo è determinare quali sono i nodi più sensibili della rete nella condizione di rottura, cioè col distretto 3 chiuso. I nodi sensibili sono stati ottenuti dalla matrice di sensitività dei carichi, costruita in termini discreti per una variazione del 10% sia della portata erogata ai nodi sia del coefficiente di scabrezza dei lati della rete. Analogamente al caso precedente si è calcolata la gerarchia di nodi sensibili (Tabella 3.40).

Successivamente, è stata applicata la metodologia di riduzione della portata erogata descritta precedentemente. Si è fissata cioè una nuova distribuzione di portate erogabili ai nodi, stabilendo una percentuale di riduzione della portata complessiva che dovrebbe essere erogata dalla rete e il numero dei nodi sensibili tra quelli non critici a cui sottrarre questa portata.

## Un modello di gestione delle reti idriche in condizioni di emergenza

<i>Nodi sensibili</i>	<i>Nodo critico</i>	<i>Nodi sensibili</i>	<i>Nodo critico</i>
5	NO	23	NO
4	NO	32	NO
3	NO	31	NO
2	SI	39	NO
7	SI	35	NO
1	SI	36	NO
10	SI	38	NO
11	SI	21	NO
40	NO	37	NO
19	SI	22	SI
12	SI	34	NO
8	NO	29	NO
13	NO	25	NO
6	NO	24	NO
9	NO	33	SI
17	NO	30	NO
16	NO	28	NO
15	NO	27	NO
14	NO	26	NO

Tabella 3.40 – Gerarchia dei nodi sensibili con indicazione della criticità

I nodi usati per la manovra di gestione proposta dovranno erogare, nel complesso, una portata almeno pari alla riduzione, se ciò non si verifica è necessario aumentare il numero di nodi su cui effettuare la manovra. Nel caso in esame si è deciso di ridurre la portata totale del 5%, 10% e 15% (Tabella 3.41).

<i>Percentuale di portata tolta</i>	<i>Numero di nodi sensibili usati per la manovra</i>
5%	3 – 6 – 9 - 12
10%	6 – 9 – 12
15%	9 – 12

Tabella 3.41 – Ipotesi di riduzione di portata al variare del numero di nodi sensibili considerati

Nel seguito si riportano i risultati dell'applicazione della procedura di gestione, al variare della distribuzione di portata da erogare ai nodi adottata, cioè della percentuale di portata sottratta e del numero di nodi più sensibili non critici a cui sottrarla. In dettaglio, si riportano (Figure da 3.35 a 3.43) il confronto tra il carico piezometrico di origine in condizioni di fallanza e quello ottenuto in seguito alla procedura di gestione proposta. Per ogni schema si riportano nelle Tabelle da 3.42 a 3.50 i seguenti risultati:

- i nodi sensibili scelti per la procedura di gestione;

## Un modello di gestione delle reti idriche in condizioni di emergenza

- i valori delle portate da erogare  $Q_{red}$  (l/s), ridotti ai nodi più sensibili e pari alla base demand per i restanti nodi;
- i risultati del calcolo idraulico della rete in seguito alla procedura di gestione, cioè i valori di portata effettivamente erogata  $Q_{del}$  (l/s) e i corrispondenti carichi piezometrici  $H_{red}$  (m);
- l'effetto della procedura di gestione sui singoli nodi valutato come percentuale del deficit di portata  $(Q_{del} - Q_{fail}) / Q_{del}$  (%) o di carico piezometrico  $(H_{red} - H_{fail}) / H_{fail}$  (%) nei nodi critici che si recupera dopo la manovra.

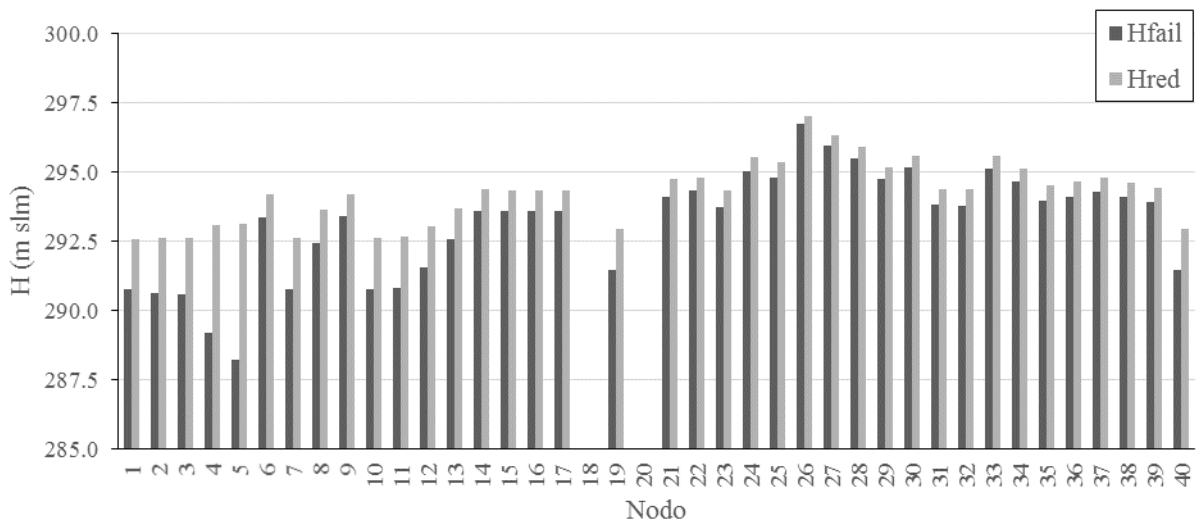


Figura 3.35 – Confronto tra i carichi piezometrici in condizioni di fallanza ( $H_{fail}$ ) e con una riduzione del 5% della portata su 3 nodi sensibili ( $H_{red}$ )

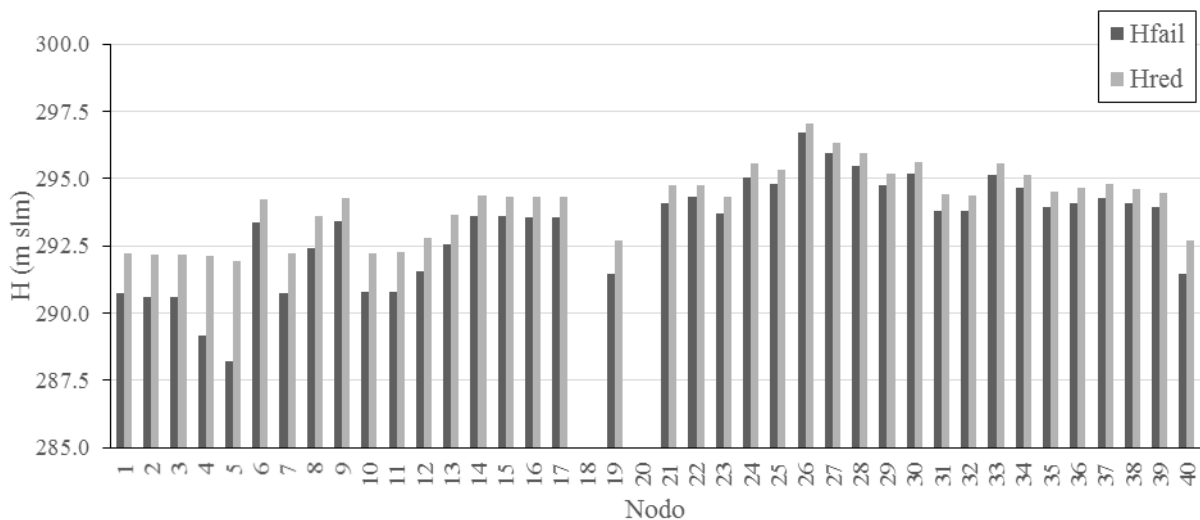


Figura 3.36 – Confronto tra i carichi piezometrici in condizioni di fallanza ( $H_{fail}$ ) e con una riduzione del 5% della portata su 6 nodi sensibili ( $H_{red}$ )



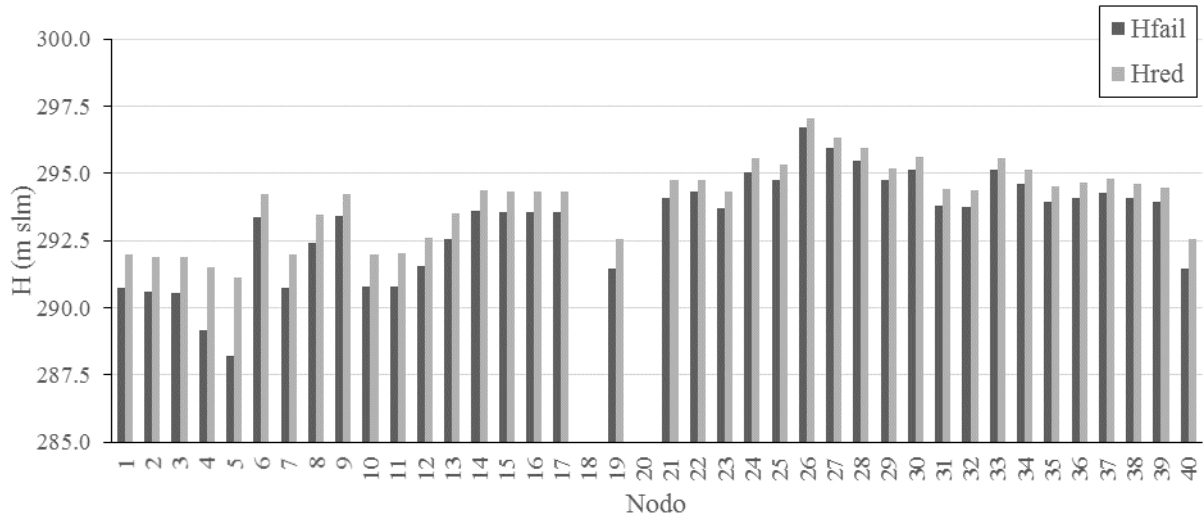


Figura 3.37 – Confronto tra i carichi piezometrici in condizioni di fallanza ( $H_{fail}$ ) e con una riduzione del 5% della portata su 9 nodi sensibili ( $H_{red}$ )

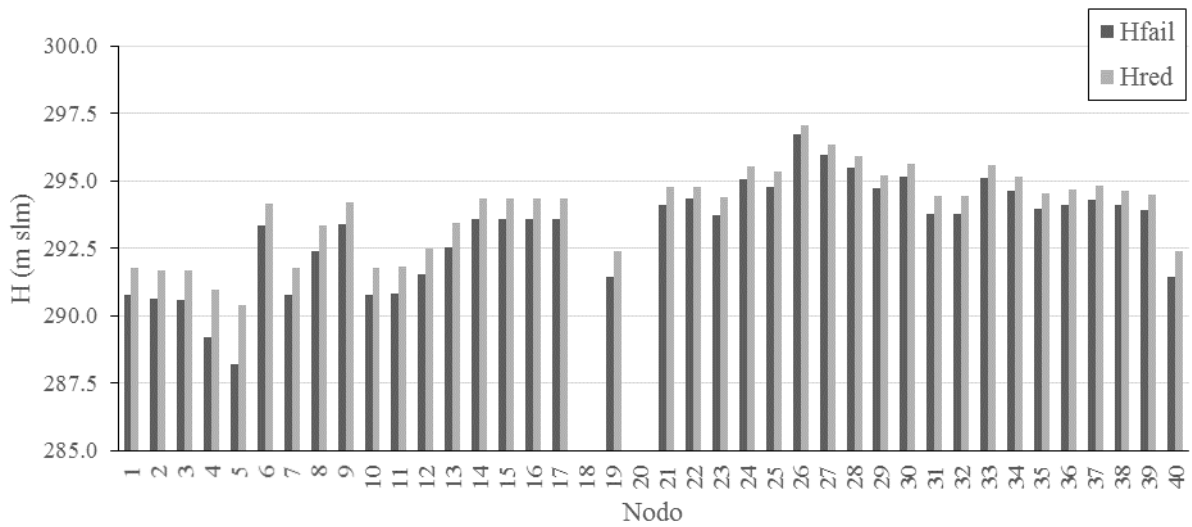


Figura 3.38 – Confronto tra i carichi piezometrici in condizioni di fallanza ( $H_{fail}$ ) e con una riduzione del 5% della portata su 12 nodi sensibili ( $H_{red}$ )

## Un modello di gestione delle reti idriche in condizioni di emergenza

<i>Nodi</i>	<i>Nodi sensibili</i>	$Q_{red}$ (l/s)	$Q_{del}$ (l/s)	$(Q_{del} - Q_{fail}) / Q_{del}$ (%)	$H_{fail}$ (m)	$H_{red}$ (m)	$(H_{red} - H_{fail}) / H_{fail}$ (%)
1		1.720	0.922	13.7%	290.75	292.59	0.6%
2		3.890	3.639	2.9%	290.62	292.62	0.7%
3	3	0.856	0.856	-78.5%	290.57	292.62	0.7%
4	4	1.138	1.138	-78.5%	289.18	293.10	1.4%
5	5	1.262	1.262	-78.5%	288.20	293.11	1.7%
6		5.230	5.230	0.0%	293.35	294.17	0.3%
7		3.470	2.458	4.4%	290.75	292.59	0.6%
8		3.350	3.350	0.0%	292.40	293.63	0.4%
9		2.580	2.580	0.0%	293.41	294.21	0.3%
10		4.090	3.554	3.4%	290.77	292.61	0.6%
11		5.610	4.940	3.1%	290.80	292.64	0.6%
12		6.020	5.496	2.2%	291.53	293.01	0.5%
13		4.160	4.160	0.0%	292.54	293.68	0.4%
14		7.240	7.240	0.0%	293.60	294.36	0.3%
15		3.180	3.180	0.0%	293.58	294.33	0.3%
16		2.340	2.340	0.0%	293.57	294.32	0.3%
17		9.340	9.340	0.0%	293.57	294.32	0.3%
18							
19		6.620	6.270	2.0%	291.45	292.93	0.5%
20							
21		9.550	9.550	0.0%	294.10	294.76	0.2%
22		11.080	8.742	0.6%	294.34	294.77	0.1%
23		14.160	14.160	0.0%	293.71	294.33	0.2%
24		4.200	4.200	0.0%	295.04	295.55	0.2%
25		6.620	6.620	0.0%	294.77	295.32	0.2%
26		7.140	7.140	0.3%	296.72	297.02	0.1%
27		5.870	5.870	0.0%	295.96	296.33	0.1%
28		6.550	6.550	0.0%	295.48	295.92	0.1%
29		8.320	8.320	0.0%	294.74	295.17	0.1%
30		6.850	6.850	0.0%	295.16	295.60	0.1%
31		9.430	9.430	0.0%	293.79	294.39	0.2%
32		8.750	8.750	0.0%	293.77	294.37	0.2%
33		12.680	12.472	0.4%	295.12	295.55	0.1%
34		7.720	7.720	0.0%	294.63	295.11	0.2%
35		9.940	9.940	0.0%	293.95	294.51	0.2%
36		6.900	6.900	0.0%	294.09	294.63	0.2%
37		10.130	10.130	0.0%	294.27	294.79	0.2%
38		5.730	5.730	0.0%	294.10	294.62	0.2%
39		2.650	2.650	0.0%	293.92	294.44	0.2%
40		0.000	0.000	0.0%	291.45	292.93	0.5%

Tabella 3.42 -Riduzione del 5% su 3 nodi sensibili della rete modificata

## Un modello di gestione delle reti idriche in condizioni di emergenza

<i>Nodi</i>	<i>Nodi sensibili</i>	$Q_{red}$ (l/s)	$Q_{del}$ (l/s)	$(Q_{del} - Q_{fail}) / Q_{del}$ (%)	$H_{fail}$ (m)	$H_{red}$ (m)	$(H_{red} - H_{fail}) / H_{fail}$ (%)
1		1.720	0.901	11.1%	290.75	292.21	0.5%
2		3.890	3.617	2.3%	290.62	292.19	0.5%
3	3	2.287	2.287	-42.7%	290.57	292.18	0.6%
4	4	3.038	3.038	-42.7%	289.18	292.12	1.0%
5	5	3.370	3.370	-42.7%	288.20	291.92	1.3%
6	6	2.997	2.997	-42.7%	293.35	294.23	0.3%
7		3.470	2.437	3.5%	290.75	292.21	0.5%
8	8	1.920	1.920	-42.7%	292.40	293.58	0.4%
9		2.580	2.580	0.0%	293.41	294.25	0.3%
10		4.090	3.531	2.7%	290.77	292.23	0.5%
11		5.610	4.910	2.5%	290.80	292.27	0.5%
12		6.020	5.479	1.9%	291.53	292.80	0.4%
13	13	2.384	2.384	-42.7%	292.54	293.64	0.4%
14		7.240	7.240	0.0%	293.60	294.36	0.3%
15		3.180	3.180	0.0%	293.58	294.34	0.3%
16		2.340	2.340	0.0%	293.57	294.33	0.3%
17		9.340	9.340	0.0%	293.57	294.33	0.3%
18							
19		6.620	6.253	1.7%	291.45	292.72	0.4%
20							
21		9.550	9.550	0.0%	294.10	294.76	0.2%
22		11.080	8.742	0.6%	294.34	294.77	0.1%
23		14.160	14.160	0.0%	293.71	294.34	0.2%
24		4.200	4.200	0.0%	295.04	295.55	0.2%
25		6.620	6.620	0.0%	294.77	295.33	0.2%
26		7.140	7.140	0.3%	296.72	297.03	0.1%
27		5.870	5.870	0.0%	295.96	296.34	0.1%
28		6.550	6.550	0.0%	295.48	295.92	0.1%
29		8.320	8.320	0.0%	294.74	295.18	0.1%
30		6.850	6.850	0.0%	295.16	295.60	0.2%
31		9.430	9.430	0.0%	293.79	294.39	0.2%
32		8.750	8.750	0.0%	293.77	294.38	0.2%
33		12.680	12.472	0.4%	295.12	295.56	0.1%
34		7.720	7.720	0.0%	294.63	295.12	0.2%
35		9.940	9.940	0.0%	293.95	294.52	0.2%
36		6.900	6.900	0.0%	294.09	294.64	0.2%
37		10.130	10.130	0.0%	294.27	294.80	0.2%
38		5.730	5.730	0.0%	294.10	294.62	0.2%
39		2.650	2.650	0.0%	293.92	294.44	0.2%
40		0.000	0.000	0.0%	291.45	292.72	0.4%

Tabella 3.43 -Riduzione del 5% su 6 nodi sensibili della rete modificata

## Un modello di gestione delle reti idriche in condizioni di emergenza

<i>Nodi</i>	<i>Nodi sensibili</i>	$Q_{red}$ (l/s)	$Q_{del}$ (l/s)	$(Q_{del} - Q_{fail}) / Q_{del}$ (%)	$H_{fail}$ (m)	$H_{red}$ (m)	$(H_{red} - H_{fail}) / H_{fail}$ (%)
1		1.720	0.886	9.3%	290.75	291.96	0.4%
2		3.890	3.602	1.9%	290.62	291.91	0.4%
3	3	2.863	2.863	-28.2%	290.57	291.89	0.5%
4	4	3.803	3.803	-28.2%	289.18	291.52	0.8%
5	5	4.219	4.219	-28.2%	288.20	291.12	1.0%
6	6	3.752	3.752	-28.3%	293.35	294.22	0.3%
7		3.470	2.423	2.9%	290.75	291.97	0.4%
8	8	2.404	2.404	-28.2%	292.40	293.45	0.4%
9	9	1.851	1.851	-28.3%	293.41	294.25	0.3%
10		4.090	3.515	2.3%	290.77	291.98	0.4%
11		5.610	4.890	2.1%	290.80	292.02	0.4%
12		6.020	5.464	1.7%	291.53	292.62	0.4%
13	13	2.985	2.985	-28.2%	292.54	293.53	0.3%
14		7.240	7.240	0.0%	293.60	294.36	0.3%
15		3.180	3.180	0.0%	293.58	294.35	0.3%
16	16	1.679	1.679	-28.2%	293.57	294.34	0.3%
17	17	6.701	6.701	-28.3%	293.57	294.34	0.3%
18							
19		6.620	6.238	1.5%	291.45	292.54	0.4%
20							
21		9.550	9.550	0.0%	294.10	294.77	0.2%
22		11.080	8.743	0.6%	294.34	294.77	0.1%
23		14.160	14.160	0.0%	293.71	294.35	0.2%
24		4.200	4.200	0.0%	295.04	295.55	0.2%
25		6.620	6.620	0.0%	294.77	295.33	0.2%
26		7.140	7.140	0.3%	296.72	297.03	0.1%
27		5.870	5.870	0.0%	295.96	296.34	0.1%
28		6.550	6.550	0.0%	295.48	295.93	0.2%
29		8.320	8.320	0.0%	294.74	295.18	0.1%
30		6.850	6.850	0.0%	295.16	295.61	0.2%
31		9.430	9.430	0.0%	293.79	294.40	0.2%
32		8.750	8.750	0.0%	293.77	294.39	0.2%
33		12.680	12.473	0.4%	295.12	295.56	0.2%
34		7.720	7.720	0.0%	294.63	295.12	0.2%
35		9.940	9.940	0.0%	293.95	294.53	0.2%
36		6.900	6.900	0.0%	294.09	294.65	0.2%
37		10.130	10.130	0.0%	294.27	294.80	0.2%
38		5.730	5.730	0.0%	294.10	294.63	0.2%
39		2.650	2.650	0.0%	293.92	294.45	0.2%
40		0.000	0.000	0.0%	291.45	292.54	0.4%

Tabella 3.44 -Riduzione del 5% su 9 nodi sensibili della rete modificata

**Un modello di gestione delle reti idriche in condizioni di emergenza**

<i>Nodi</i>	<i>Nodi sensibili</i>	$Q_{red}$ (l/s)	$Q_{del}$ (l/s)	$(Q_{del} - Q_{fail}) / Q_{del}$ (%)	$H_{fail}$ (m)	$H_{red}$ (m)	$(H_{red} - H_{fail}) / H_{fail}$ (%)
1		1.720	0.874	7.8%	290.75	291.77	0.3%
2		3.890	3.591	1.6%	290.62	291.68	0.4%
3	3	3.278	3.278	-17.8%	290.57	291.66	0.4%
4	4	4.354	4.354	-17.8%	289.18	290.97	0.6%
5	5	4.830	4.830	-17.9%	288.20	290.39	0.8%
6	6	4.297	4.297	-17.8%	293.35	294.17	0.3%
7		3.470	2.412	2.5%	290.75	291.77	0.3%
8	8	2.752	2.752	-17.9%	292.40	293.33	0.3%
9	9	2.120	2.120	-17.8%	293.41	294.21	0.3%
10		4.090	3.503	1.9%	290.77	291.79	0.4%
11		5.610	4.875	1.7%	290.80	291.82	0.4%
12		6.020	5.452	1.4%	291.53	292.48	0.3%
13	13	3.417	3.417	-17.9%	292.54	293.43	0.3%
14	14	5.948	5.948	-17.8%	293.60	294.35	0.3%
15	15	2.612	2.612	-17.9%	293.58	294.33	0.3%
16	16	1.922	1.922	-17.9%	293.57	294.33	0.3%
17	17	7.673	7.673	-17.8%	293.57	294.32	0.3%
18							
19		6.620	6.226	1.3%	291.45	292.39	0.3%
20							
21		9.550	9.550	0.0%	294.10	294.75	0.2%
22		11.080	8.744	0.7%	294.34	294.78	0.2%
23	23	11.633	11.633	-17.8%	293.71	294.38	0.2%
24		4.200	4.200	0.0%	295.04	295.55	0.2%
25		6.620	6.620	0.0%	294.77	295.32	0.2%
26		7.140	7.140	0.3%	296.72	297.03	0.1%
27		5.870	5.870	0.0%	295.96	296.34	0.1%
28		6.550	6.550	0.0%	295.48	295.93	0.2%
29		8.320	8.320	0.0%	294.74	295.19	0.2%
30		6.850	6.850	0.0%	295.16	295.61	0.2%
31		9.430	9.430	0.0%	293.79	294.43	0.2%
32		8.750	8.750	0.0%	293.77	294.42	0.2%
33		12.680	12.474	0.4%	295.12	295.57	0.2%
34		7.720	7.720	0.0%	294.63	295.14	0.2%
35		9.940	9.940	0.0%	293.95	294.55	0.2%
36		6.900	6.900	0.0%	294.09	294.67	0.2%
37		10.130	10.130	0.0%	294.27	294.82	0.2%
38		5.730	5.730	0.0%	294.10	294.65	0.2%
39		2.650	2.650	0.0%	293.92	294.47	0.2%
40		0.000	0.000	0.0%	291.45	292.39	0.3%

Tabella 3.45 -Riduzione del 5% su 12 nodi sensibili della rete modificata

## Un modello di gestione delle reti idriche in condizioni di emergenza

Si evidenzia un minimo incremento del valore del carico nei nodi critici, e di conseguenza della portata erogata pur rimanendo in condizioni PDA, che conferma la bontà dell'ipotesi anche se si rende necessaria una verifica del sistema aumentando l'aliquota di portata da diminuire nei nodi sensibili.

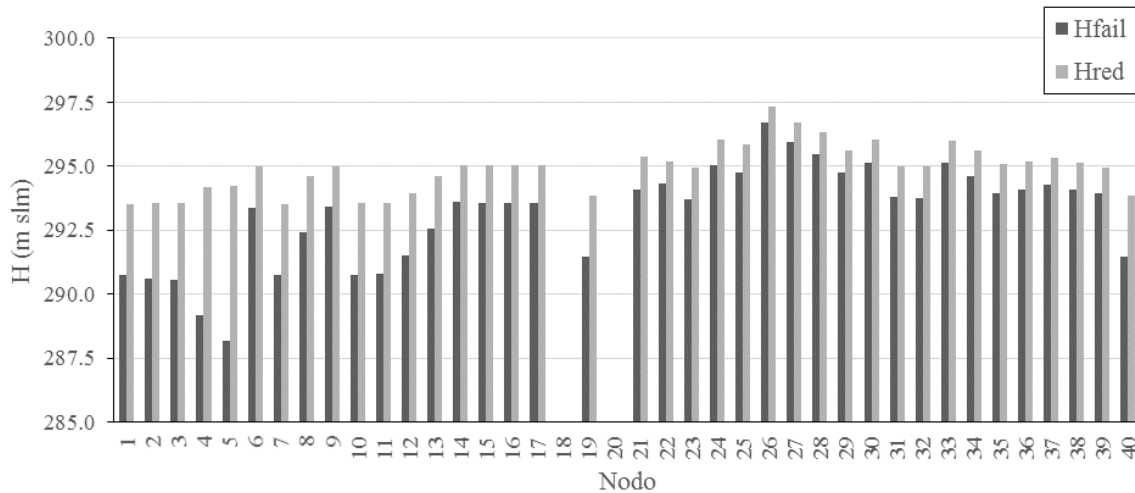


Figura 3.39 – Confronto tra i carichi piezometrici in condizioni di fallanza ( $H_{fail}$ ) e con una riduzione del 10% della portata su 6 nodi sensibili ( $H_{red}$ )

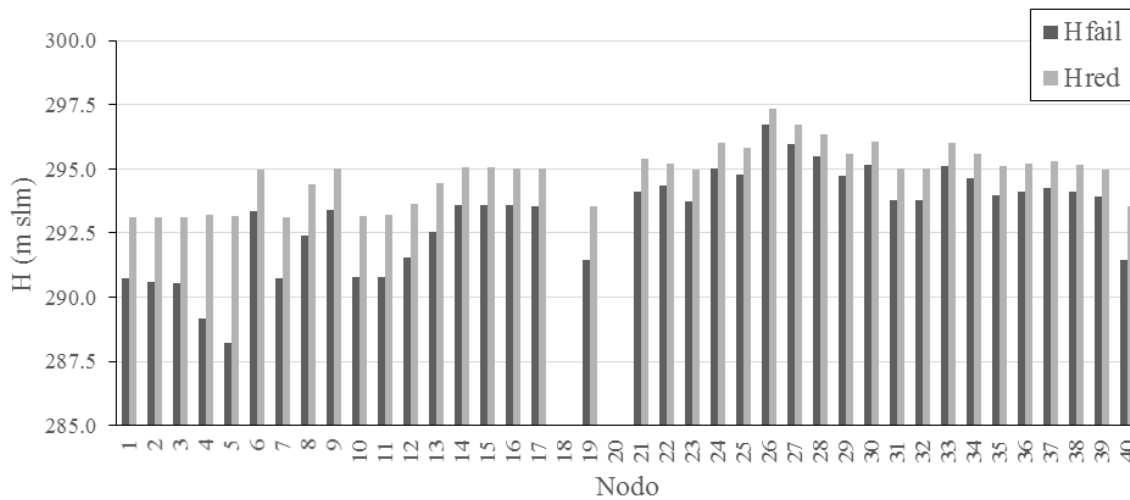


Figura 3.40 – Confronto tra i carichi piezometrici in condizioni di fallanza ( $H_{fail}$ ) e con una riduzione del 10% della portata su 9 nodi sensibili ( $H_{red}$ )

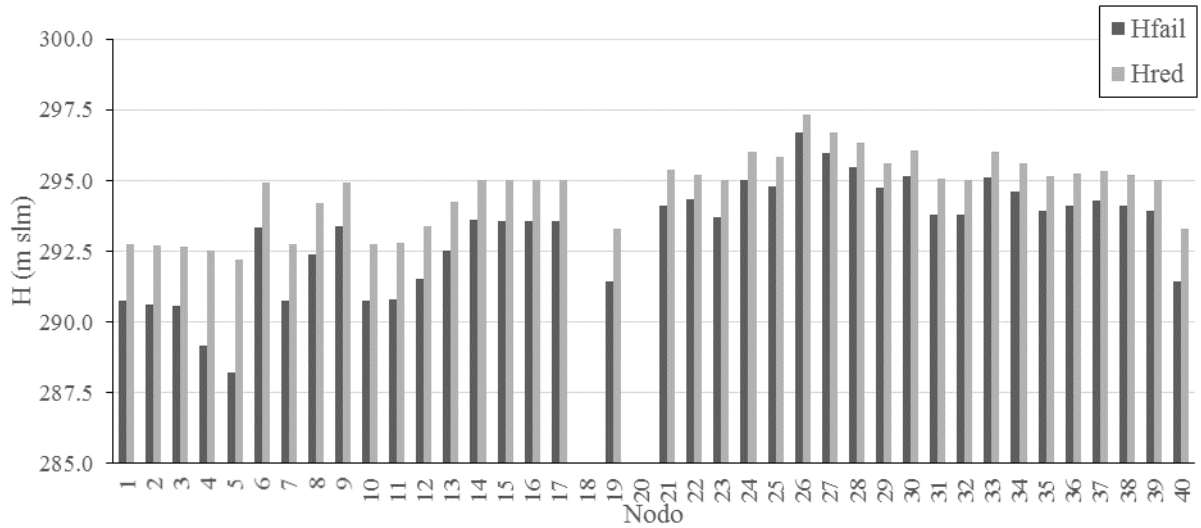


Figura 3.41 – Confronto tra i carichi piezometrici in condizioni di fallanza ( $H_{fail}$ ) e con una riduzione del 10% della portata su 12 nodi sensibili ( $H_{red}$ )

**Un modello di gestione delle reti idriche in condizioni di emergenza**

<i>Nodi</i>	<i>Nodi sensibili</i>	$Q_{red}$ (l/s)	$Q_{del}$ (l/s)	$(Q_{del} - Q_{fail}) / Q_{del}$ (%)	$H_{fail}$ (m)	$H_{red}$ (m)	$(H_{red} - H_{fail}) / H_{fail}$ (%)
1		1.720	0.974	20.2%	290.75	293.53	1.0%
2		3.890	3.687	4.3%	290.62	293.57	1.0%
3	3	0.584	0.584	-85.4%	290.57	293.57	1.0%
4	4	0.775	0.775	-85.4%	289.18	294.20	1.7%
5	5	0.860	0.860	-85.4%	288.20	294.24	2.1%
6	6	0.765	0.765	-85.4%	293.35	294.98	0.6%
7		3.470	2.509	6.6%	290.75	293.53	1.0%
8	8	0.490	0.490	-85.4%	292.40	294.60	0.7%
9		2.580	2.580	0.0%	293.41	294.99	0.5%
10		4.090	3.613	5.1%	290.77	293.55	1.0%
11		5.610	5.015	4.7%	290.80	293.59	1.0%
12		6.020	5.570	3.6%	291.53	293.94	0.8%
13	13	0.608	0.608	-85.4%	292.54	294.61	0.7%
14		7.240	7.240	0.0%	293.60	295.05	0.5%
15		3.180	3.180	0.0%	293.58	295.03	0.5%
16		2.340	2.340	0.0%	293.57	295.02	0.5%
17		9.340	9.340	0.0%	293.57	295.02	0.5%
18							
19		6.620	6.347	3.3%	291.45	293.85	0.8%
20							
21		9.550	9.550	0.0%	294.10	295.38	0.4%
22		11.080	8.797	1.3%	294.34	295.20	0.3%
23		14.160	14.160	0.0%	293.71	294.96	0.4%
24		4.200	4.200	0.0%	295.04	296.03	0.3%
25		6.620	6.620	0.0%	294.77	295.84	0.4%
26		7.140	7.140	0.3%	296.72	297.33	0.2%
27		5.870	5.870	0.0%	295.96	296.71	0.3%
28		6.550	6.550	0.0%	295.48	296.35	0.3%
29		8.320	8.320	0.0%	294.74	295.61	0.3%
30		6.850	6.850	0.0%	295.16	296.03	0.3%
31		9.430	9.430	0.0%	293.79	294.99	0.4%
32		8.750	8.750	0.0%	293.77	294.98	0.4%
33		12.680	12.515	0.7%	295.12	295.99	0.3%
34		7.720	7.720	0.0%	294.63	295.60	0.3%
35		9.940	9.940	0.0%	293.95	295.09	0.4%
36		6.900	6.900	0.0%	294.09	295.19	0.4%
37		10.130	10.130	0.0%	294.27	295.32	0.4%
38		5.730	5.730	0.0%	294.10	295.14	0.4%
39		2.650	2.650	0.0%	293.92	294.96	0.4%
40		0.000	0.000	0.0%	291.45	293.85	0.8%

Tabella 3.46 -Riduzione del 10% su 6 nodi sensibili della rete modificata



**Un modello di gestione delle reti idriche in condizioni di emergenza**

<i>Nodi</i>	<i>Nodi sensibili</i>	$Q_{red}$ (l/s)	$Q_{del}$ (l/s)	$(Q_{del} - Q_{fail}) / Q_{del}$ (%)	$H_{fail}$ (m)	$H_{red}$ (m)	$(H_{red} - H_{fail}) / H_{fail}$ (%)
1		1.720	0.953	17.5%	290.75	293.13	0.8%
2		3.890	3.665	3.7%	290.62	293.14	0.9%
3	3	1.735	1.735	-56.5%	290.57	293.14	0.9%
4	4	2.305	2.305	-56.5%	289.18	293.20	1.4%
5	5	2.558	2.558	-56.5%	288.20	293.15	1.7%
6	6	2.275	2.275	-56.5%	293.35	294.98	0.6%
7		3.470	2.488	5.7%	290.75	293.13	0.8%
8	8	1.457	1.457	-56.5%	292.40	294.39	0.7%
9	9	1.122	1.122	-56.5%	293.41	295.00	0.5%
10		4.090	3.588	4.4%	290.77	293.15	0.8%
11		5.610	4.984	4.0%	290.80	293.19	0.8%
12		6.020	5.547	3.2%	291.53	293.65	0.7%
13	13	1.809	1.809	-56.5%	292.54	294.43	0.6%
14		7.240	7.240	0.0%	293.60	295.06	0.5%
15		3.180	3.180	0.0%	293.58	295.05	0.5%
16	16	1.018	1.018	-56.5%	293.57	295.04	0.5%
17	17	4.062	4.062	-56.5%	293.57	295.04	0.5%
18							
19		6.620	6.323	2.9%	291.45	293.57	0.7%
20							
21		9.550	9.550	0.0%	294.10	295.38	0.4%
22		11.080	8.798	1.3%	294.34	295.20	0.3%
23		14.160	14.160	0.0%	293.71	294.98	0.4%
24		4.200	4.200	0.0%	295.04	296.04	0.3%
25		6.620	6.620	0.0%	294.77	295.85	0.4%
26		7.140	7.140	0.3%	296.72	297.33	0.2%
27		5.870	5.870	0.0%	295.96	296.71	0.3%
28		6.550	6.550	0.0%	295.48	296.35	0.3%
29		8.320	8.320	0.0%	294.74	295.61	0.3%
30		6.850	6.850	0.0%	295.16	296.04	0.3%
31		9.430	9.430	0.0%	293.79	295.01	0.4%
32		8.750	8.750	0.0%	293.77	295.00	0.4%
33		12.680	12.516	0.7%	295.12	296.00	0.3%
34		7.720	7.720	0.0%	294.63	295.61	0.3%
35		9.940	9.940	0.0%	293.95	295.10	0.4%
36		6.900	6.900	0.0%	294.09	295.20	0.4%
37		10.130	10.130	0.0%	294.27	295.33	0.4%
38		5.730	5.730	0.0%	294.10	295.15	0.4%
39		2.650	2.650	0.0%	293.92	294.97	0.4%
40		0.000	0.000	0.0%	291.45	293.57	0.7%

Tabella 3.47 -Riduzione del 10% su 9 nodi sensibili della rete modificata

**Un modello di gestione delle reti idriche in condizioni di emergenza**

<i>Nodi</i>	<i>Nodi sensibili</i>	$Q_{red}$ (l/s)	$Q_{del}$ (l/s)	$(Q_{del} - Q_{fail}) / Q_{del}$ (%)	$H_{fail}$ (m)	$H_{red}$ (m)	$(H_{red} - H_{fail}) / H_{fail}$ (%)
1		1.720	0.931	14.7%	290.75	292.73	0.7%
2		3.890	3.642	3.0%	290.62	292.69	0.7%
3	3	2.566	2.566	-35.7%	290.57	292.68	0.7%
4	4	3.408	3.408	-35.7%	289.18	292.50	1.1%
5	5	3.781	3.781	-35.7%	288.20	292.22	1.4%
6	6	3.363	3.363	-35.7%	293.35	294.92	0.5%
7		3.470	2.466	4.8%	290.75	292.73	0.7%
8	8	2.154	2.154	-35.7%	292.40	294.18	0.6%
9	9	1.659	1.659	-35.7%	293.41	294.94	0.5%
10		4.090	3.563	3.7%	290.77	292.75	0.7%
11		5.610	4.952	3.3%	290.80	292.79	0.7%
12		6.020	5.524	2.8%	291.53	293.36	0.6%
13	13	2.675	2.675	-35.7%	292.54	294.25	0.6%
14	14	4.656	4.656	-35.7%	293.60	295.03	0.5%
15	15	2.045	2.045	-35.7%	293.58	295.02	0.5%
16	16	1.505	1.505	-35.7%	293.57	295.02	0.5%
17	17	6.006	6.006	-35.7%	293.57	295.01	0.5%
18							
19		6.620	6.300	2.5%	291.45	293.28	0.6%
20							
21		9.550	9.550	0.0%	294.10	295.36	0.4%
22		11.080	8.799	1.3%	294.34	295.22	0.3%
23	23	9.105	9.105	-35.7%	293.71	295.02	0.4%
24		4.200	4.200	0.0%	295.04	296.03	0.3%
25		6.620	6.620	0.0%	294.77	295.84	0.4%
26		7.140	7.140	0.3%	296.72	297.33	0.2%
27		5.870	5.870	0.0%	295.96	296.72	0.3%
28		6.550	6.550	0.0%	295.48	296.35	0.3%
29		8.320	8.320	0.0%	294.74	295.63	0.3%
30		6.850	6.850	0.0%	295.16	296.05	0.3%
31		9.430	9.430	0.0%	293.79	295.05	0.4%
32		8.750	8.750	0.0%	293.77	295.04	0.4%
33		12.680	12.517	0.7%	295.12	296.01	0.3%
34		7.720	7.720	0.0%	294.63	295.63	0.3%
35		9.940	9.940	0.0%	293.95	295.14	0.4%
36		6.900	6.900	0.0%	294.09	295.23	0.4%
37		10.130	10.130	0.0%	294.27	295.35	0.4%
38		5.730	5.730	0.0%	294.10	295.18	0.4%
39		2.650	2.650	0.0%	293.92	295.00	0.4%
40		0.000	0.000	0.0%	291.45	293.28	0.6%

Tabella 3.48 -Riduzione del 10% su 12 nodi sensibili della rete modificata

L'incremento di portata che i nodi critici riescono ad erogare diventa, in questa condizione, più evidente.

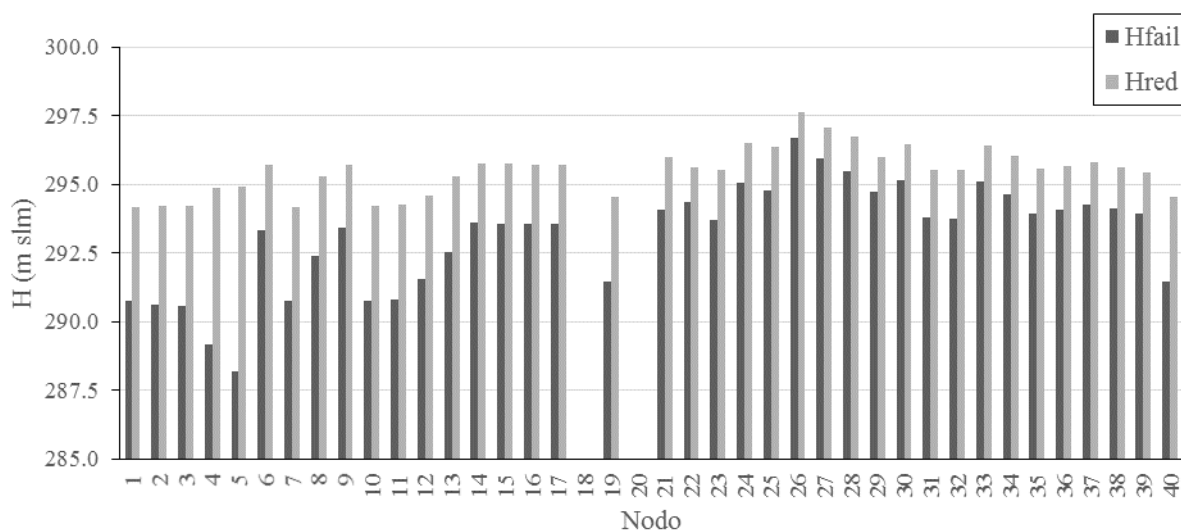


Figura 3.42 – Confronto tra i carichi piezometrici in condizioni di fallanza ( $H_{fail}$ ) e con una riduzione del 15% della portata su 9 nodi sensibili ( $H_{red}$ )

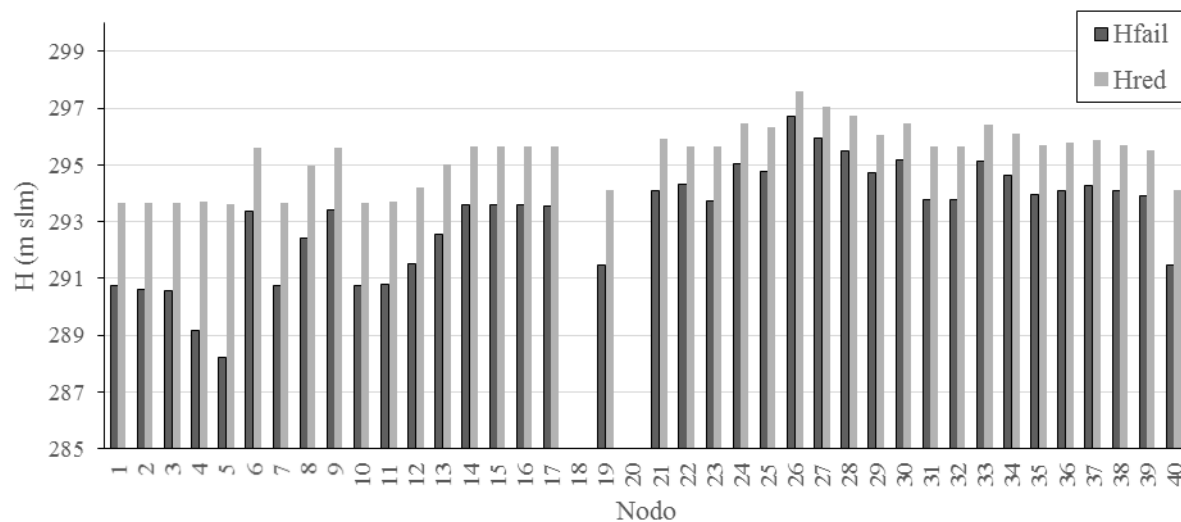


Figura 3.43 – Confronto tra i carichi piezometrici in condizioni di fallanza ( $H_{fail}$ ) e con una riduzione del 15% della portata su 12 nodi sensibili ( $H_{red}$ )

## Un modello di gestione delle reti idriche in condizioni di emergenza

<i>Nodi</i>	<i>Nodi sensibili</i>	$Q_{red}$ (l/s)	$Q_{del}$ (l/s)	$(Q_{del} - Q_{fail}) / Q_{del}$ (%)	$H_{fail}$ (m)	$H_{red}$ (m)	$(H_{red} - H_{fail}) / H_{fail}$ (%)
1		1.720	1.010	24.5%	290.75	294.19	1.2%
2		3.890	3.720	5.2%	290.62	294.23	1.2%
3	3	0.608	0.608	-84.8%	290.57	294.23	1.3%
4	4	0.808	0.808	-84.8%	289.18	294.88	2.0%
5	5	0.896	0.896	-84.8%	288.20	294.91	2.3%
6	6	0.797	0.797	-84.8%	293.35	295.72	0.8%
7		3.470	2.545	8.1%	290.75	294.19	1.2%
8	8	0.511	0.511	-84.7%	292.40	295.28	1.0%
9	9	0.393	0.393	-84.8%	293.41	295.73	0.8%
10		4.090	3.653	6.3%	290.77	294.21	1.2%
11		5.610	5.066	5.7%	290.80	294.25	1.2%
12		6.020	5.624	4.6%	291.53	294.61	1.1%
13	13	0.634	0.634	-84.8%	292.54	295.29	0.9%
14		7.240	7.240	0.0%	293.60	295.75	0.7%
15		3.180	3.180	0.0%	293.58	295.74	0.7%
16	16	0.357	0.357	-84.7%	293.57	295.74	0.7%
17	17	1.424	1.424	-84.8%	293.57	295.73	0.7%
18							
19		6.620	6.402	4.2%	291.45	294.52	1.1%
20							
21		9.550	9.550	0.0%	294.10	295.99	0.6%
22		11.080	8.848	1.9%	294.34	295.60	0.4%
23		14.160	14.160	0.0%	293.71	295.51	0.6%
24		4.200	4.200	0.0%	295.04	296.50	0.5%
25		6.620	6.620	0.0%	294.77	296.35	0.5%
26		7.140	7.140	0.3%	296.72	297.61	0.3%
27		5.870	5.870	0.0%	295.96	297.06	0.4%
28		6.550	6.550	0.0%	295.48	296.76	0.4%
29		8.320	8.320	0.0%	294.74	296.01	0.4%
30		6.850	6.850	0.0%	295.16	296.45	0.4%
31		9.430	9.430	0.0%	293.79	295.52	0.6%
32		8.750	8.750	0.0%	293.77	295.52	0.6%
33		12.680	12.556	1.0%	295.12	296.40	0.4%
34		7.720	7.720	0.0%	294.63	296.04	0.5%
35		9.940	9.940	0.0%	293.95	295.60	0.6%
36		6.900	6.900	0.0%	294.09	295.68	0.5%
37		10.130	10.130	0.0%	294.27	295.79	0.5%
38		5.730	5.730	0.0%	294.10	295.62	0.5%
39		2.650	2.650	0.0%	293.92	295.43	0.5%
40		0.000	0.000	0.0%	291.45	294.52	1.1%

Tabella 3.49-Riduzione del 15% su 9 nodi sensibili della rete modificata

## Un modello di gestione delle reti idriche in condizioni di emergenza

<i>Nodi</i>	<i>Nodi sensibili</i>	$Q_{red}$ (l/s)	$Q_{del}$ (l/s)	$(Q_{del} - Q_{fail}) / Q_{del}$ (%)	$H_{fail}$ (m)	$H_{red}$ (m)	$(H_{red} - H_{fail}) / H_{fail}$ (%)
1		1.720	0.982	21.0%	290.75	293.66	1.0%
2		3.890	3.691	4.4%	290.62	293.66	1.0%
3	3	1.854	1.854	-53.5%	290.57	293.66	1.1%
4	4	2.462	2.462	-53.5%	289.18	293.69	1.6%
5	5	2.731	2.731	-53.6%	288.20	293.62	1.9%
6	6	2.430	2.430	-53.5%	293.35	295.59	0.8%
7		3.470	2.517	6.9%	290.75	293.66	1.0%
8	8	1.556	1.556	-53.6%	292.40	294.96	0.9%
9	9	1.199	1.199	-53.5%	293.41	295.60	0.7%
10		4.090	3.621	5.3%	290.77	293.68	1.0%
11		5.610	5.025	4.9%	290.80	293.72	1.0%
12		6.020	5.591	4.0%	291.53	294.20	0.9%
13	13	1.932	1.932	-53.6%	292.54	295.00	0.8%
14	14	3.363	3.363	-53.5%	293.60	295.66	0.7%
15	15	1.477	1.477	-53.6%	293.58	295.66	0.7%
16	16	1.087	1.087	-53.5%	293.57	295.65	0.7%
17	17	4.339	4.339	-53.5%	293.57	295.65	0.7%
18							
19		6.620	6.369	3.6%	291.45	294.12	0.9%
20							
21		9.550	9.550	0.0%	294.10	295.93	0.6%
22		11.080	8.852	1.9%	294.34	295.63	0.4%
23	23	6.578	6.578	-53.5%	293.71	295.63	0.7%
24		4.200	4.200	0.0%	295.04	296.48	0.5%
25		6.620	6.620	0.0%	294.77	296.32	0.5%
26		7.140	7.140	0.3%	296.72	297.62	0.3%
27		5.870	5.870	0.0%	295.96	297.07	0.4%
28		6.550	6.550	0.0%	295.48	296.75	0.4%
29		8.320	8.320	0.0%	294.74	296.04	0.4%
30		6.850	6.850	0.0%	295.16	296.47	0.4%
31		9.430	9.430	0.0%	293.79	295.64	0.6%
32		8.750	8.750	0.0%	293.77	295.64	0.6%
33		12.680	12.559	1.1%	295.12	296.43	0.4%
34		7.720	7.720	0.0%	294.63	296.10	0.5%
35		9.940	9.940	0.0%	293.95	295.70	0.6%
36		6.900	6.900	0.0%	294.09	295.77	0.6%
37		10.130	10.130	0.0%	294.27	295.87	0.5%
38		5.730	5.730	0.0%	294.10	295.70	0.5%
39		2.650	2.650	0.0%	293.92	295.51	0.5%
40		0.000	0.000	0.0%	291.45	294.12	0.9%

Tabella 3.50 -Riduzione del 15% su 12 nodi sensibili della rete modificata

Di seguito (Figura 3.44) si riporta un confronto, per lo scenario 1 corrispondente alla chiusura del distretto n°3, della misura in termini percentuali della portata complessiva che viene erogata in più ai nodi critici rispetto a quella erogata dagli stessi nodi in seguito alla chiusura del distretto, al variare della distribuzione di portata adottata e del numero di nodi sensibili utilizzati per la procedura di gestione

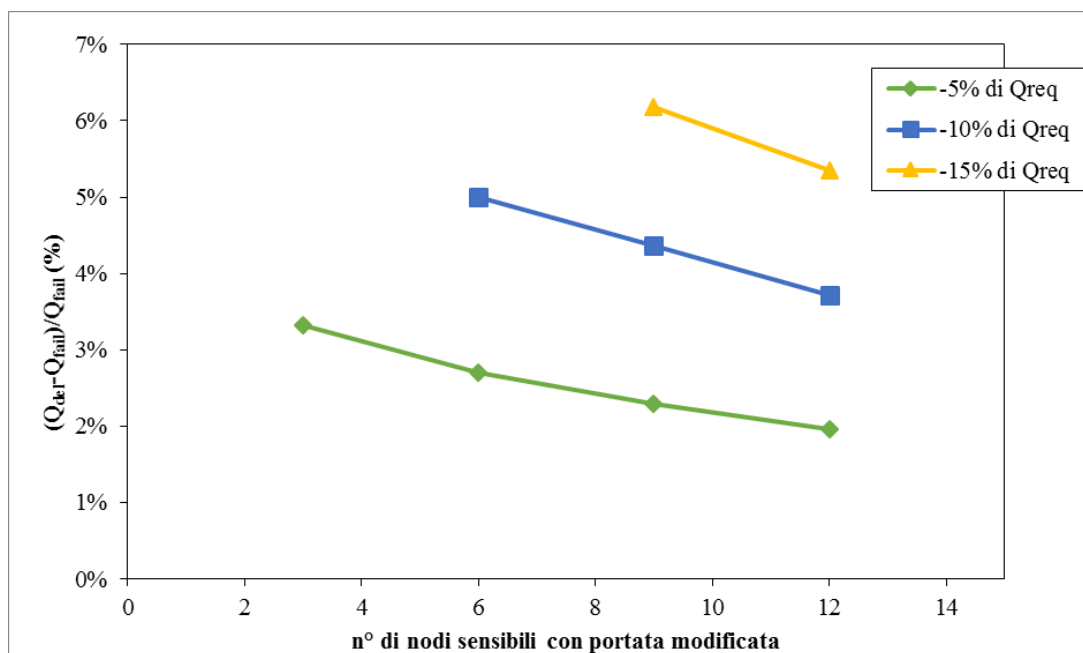


Figura 3.44 – Aumento percentuale della portata erogata nei nodi critici al variare del numero di nodi sensibili in cui è stata modificata la portata

Dal grafico riportato in Figura 3.44 si può osservare una diminuzione della portata erogata in più ai nodi critici all'aumentare del numero di nodi sensibili scelti per la procedura di gestione; invece, un aumento della percentuale di riduzione della portata ai nodi sensibili porta a un aumento della portata erogata ai nodi critici.

Analogamente al caso precedente è stato analizzato il caso della chiusura del distretto 16. La portata da erogare in rete è 243.51 l/s, cioè la portata totale 256.52 l/s cui vanno sottratti i 13.01 l/s relativi al distretto chiuso. Il calcolo della rete idrica, con la chiusura del distretto numero 16, fornisce i seguenti risultati (Tabella 3.51).

## Un modello di gestione delle reti idriche in condizioni di emergenza

<i>Nodi</i>	$Q_{req}$ (l/s)	$Q_{fail}$ (l/s)	$H_{max}$ (m)	$H_{fail}$ (m)	<i>Nodi critici</i>
1	1.720	1.697	312.62	311.88	1
2	3.890	3.890	297.74	308.31	
3	3.990	3.990	283.87	308.17	
4	5.300	5.300	268.87	293.57	
5	5.880	5.880	264.33	289.19	
6	5.230	5.230	263.25	289.41	
7	3.470	3.364	314.53	311.88	7
8	3.350	3.350	264.30	294.56	
9	2.580	2.580	261.74	289.44	
10	4.090	4.090	301.81	311.92	
11	5.610	5.610	301.63	308.77	
12	6.020	6.020	299.81	305.84	
13	4.160	4.160	282.70	294.63	
14	7.240	7.240	279.85	289.68	
15	3.180	3.180	260.71	289.60	
16	2.340	2.340	261.54	289.57	
17	9.340	9.340	274.72	289.53	
18	3.410	3.410	299.77	317.26	
19	6.620	6.620	297.25	316.65	
20	14.830	13.482	338.64	326.38	20
21	9.550	9.550	285.96	289.46	
22	11.080	10.470	315.49	309.62	22
23	14.160	13.556	292.90	287.57	23
24	4.200	4.200	284.26	289.27	
25	6.620	6.620	281.55	289.30	
26	0				
27	0				
28	6.550	6.550	280.60	289.22	
29	8.320	8.320	291.19	291.48	
30	6.850	6.850	279.25	288.41	
31	9.430	9.430	281.39	287.56	
32	8.750	8.750	275.28	287.56	
33	12.680	11.698	297.66	288.03	33
34	7.720	7.720	277.72	287.80	
35	9.940	9.940	271.40	287.57	
36	6.900	6.900	264.66	287.60	
37	10.130	10.130	283.22	287.65	
38	5.730	5.73	266.85	287.48	
39	2.650	2.65	264.20	287.30	
40	0	0	285.00	326.08	

Tabella 3.51 – Risultati dell’analisi in PDA in seguito alla chiusura del distretto 16

La portata effettivamente erogata in seguito alla chiusura del distretto è di 239.84 l/s, invece dei 243.51 l/s richiesti dall’utenza e i nodi critici della rete sono 6.

## Un modello di gestione delle reti idriche in condizioni di emergenza

Analogamente allo scenario analizzato precedentemente, sono stati calcolati i nodi più sensibili della rete nella condizione di emergenza, ovvero con il distretto 16 isolato. La gerarchia dei nodi sensibili ottenuta è riportata nella seguente tabella.

<i>Nodi sensibili</i>	<i>Nodo critico</i>	<i>Nodi sensibili</i>	<i>Nodo critico</i>
39	NO	16	NO
38	NO	15	NO
31	NO	14	NO
32	NO	29	NO
35	NO	4	NO
23	SI	8	NO
36	NO	13	NO
37	NO	12	NO
34	NO	3	NO
33	SI	2	NO
30	NO	11	NO
28	NO	22	SI
24	NO	1	SI
25	NO	7	SI
6	NO	10	NO
9	NO	19	NO
5	NO	18	NO
21	NO	40	NO
17	NO	20	SI

Tabella 3.46 – Gerarchia dei nodi sensibili con indicazione della criticità

È stata, quindi, applicata la procedura di gestione già descritta, fissando la distribuzione delle portate erogabili ai nodi. Si è fissata cioè una percentuale di portata da sottrarre alla rete e il numero dei nodi sensibili tra quelli non critici a cui sottrarre questa portata. Anche per questo scenario si è stabilito di ridurre la portata totale del 5%, 10% e 15% (Tabella 3.52).

<i>Percentuale di portata tolta</i>	<i>Numero di nodi sensibili usati per la manovra</i>
5%	3 – 6 – 9 – 12
10%	6 – 9 – 12
15%	9 – 12

Tabella 3.52 – Ipotesi di riduzione della portata al variare del numero di nodi sensibili considerati

Nel seguito si riportano i risultati dell'applicazione della procedura di gestione, al variare della distribuzione di portata da erogare ai nodi adottata, cioè della percentuale di portata sottratta e del numero di nodi più sensibili non critici a cui sottrarla. In dettaglio, si riportano (Figure da 3.45 a 3.53) il confronto tra il carico piezometrico di origine in condizioni di fallanza e quello ottenuto in seguito alla procedura di gestione proposta.



Si ricorda che nelle Tabelle da 3.53 a 3.61 si sono indicati per ciascuno schema:

- i nodi sensibili scelti per la procedura di gestione;
- i valori delle portate da erogare  $Q_{red}$  (l/s), ridotti ai nodi più sensibili e pari alla base demand per i restanti nodi;
- i risultati del calcolo idraulico della rete in seguito alla procedura di gestione, cioè i valori di portata effettivamente erogata  $Q_{del}$  (l/s) e i corrispondenti carichi piezometrici  $H_{red}$  (m);
- l'effetto della procedura di gestione sui singoli nodi valutato come percentuale del deficit di portata  $(Q_{del} - Q_{fail}) / Q_{del}$  (%) o di carico piezometrico  $(H_{red} - H_{fail}) / H_{fail}$  (%) nei nodi critici che si recupera dopo la manovra.

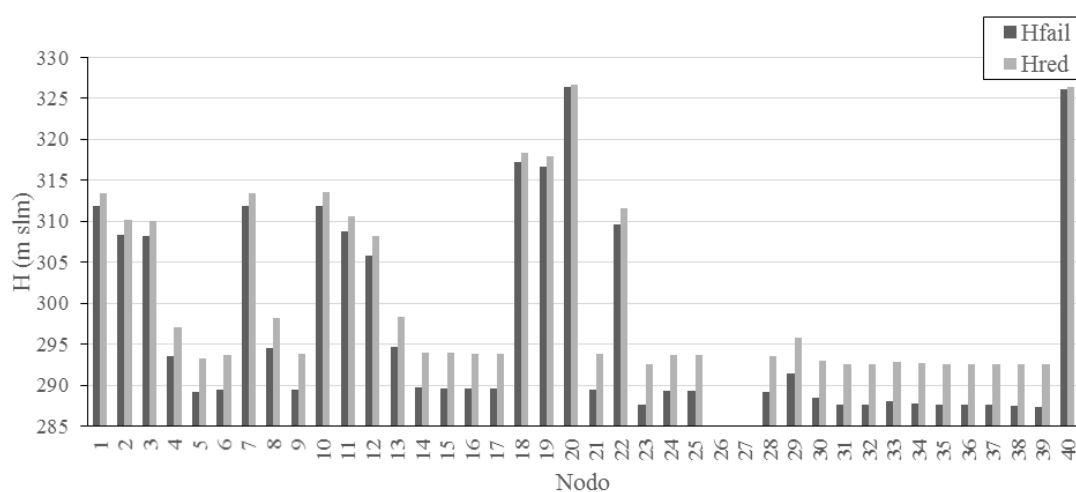


Figura 3.45 – Confronto tra i carichi piezometrici in condizioni di fallanza ( $H_{fail}$ ) e con una riduzione del 5% della portata su 3 nodi sensibili ( $H_{red}$ )

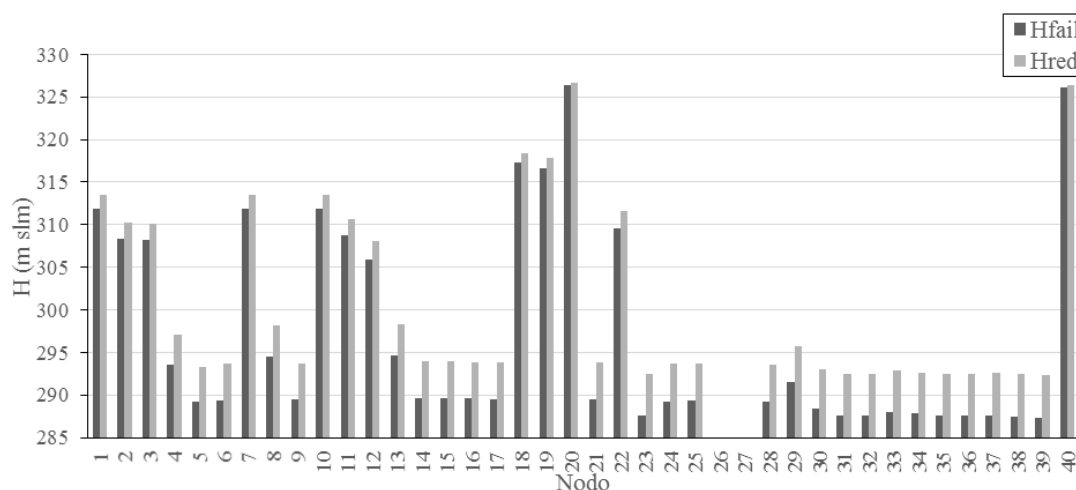


Figura 3.46 – Confronto tra i carichi piezometrici in condizioni di fallanza ( $H_{fail}$ ) e con una riduzione del 5% della portata su 6 nodi sensibili ( $H_{red}$ )

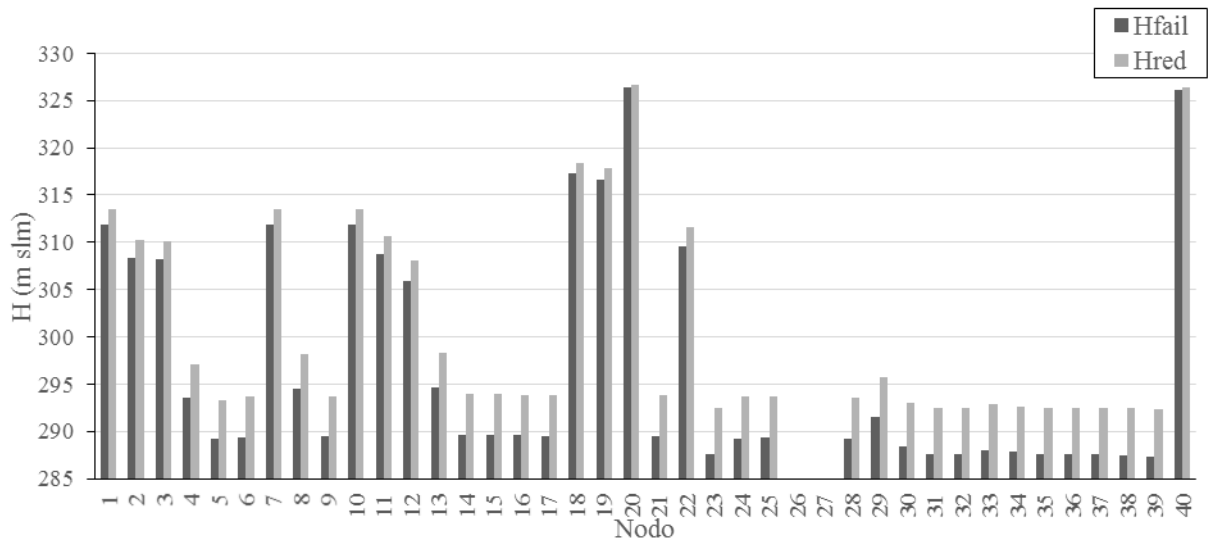


Figura 3.47 – Confronto tra i carichi piezometrici in condizioni di fallanza ( $H_{fail}$ ) e con una riduzione del 5% della portata su 9 nodi sensibili ( $H_{red}$ )

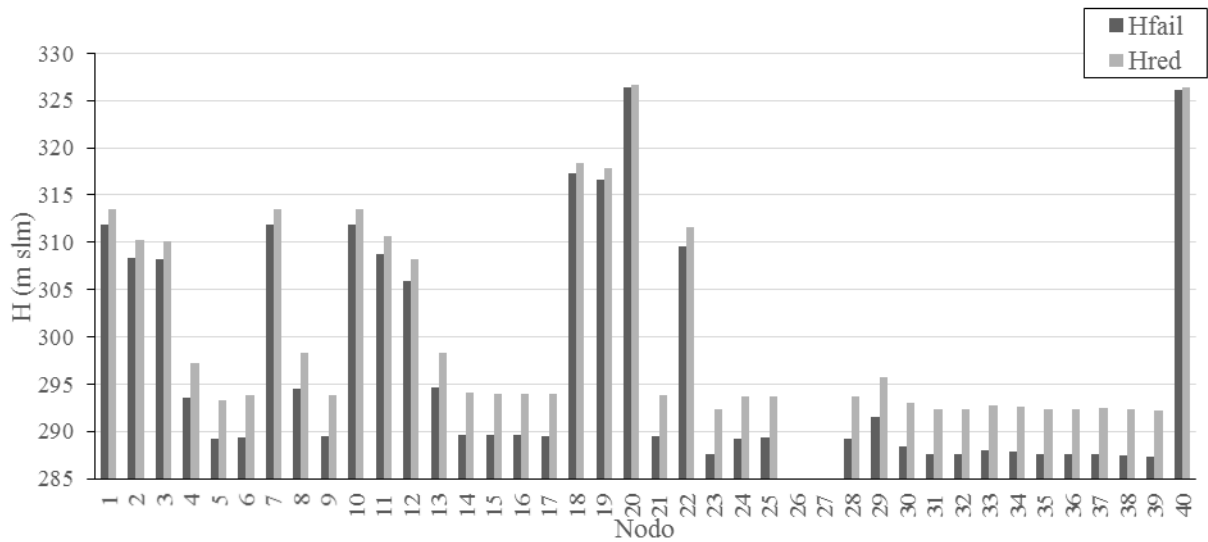


Figura 3.48 – Confronto tra i carichi piezometrici in condizioni di fallanza ( $H_{fail}$ ) e con una riduzione del 5% della portata su 12 nodi sensibili ( $H_{red}$ )

## Un modello di gestione delle reti idriche in condizioni di emergenza

<i>Nodi</i>	<i>Nodi sensibili</i>	$Q_{red}$ (l/s)	$Q_{del}$ (l/s)	$(Q_{del} - Q_{fail}) / Q_{del}$ (%)	$H_{fail}$ (m)	$H_{red}$ (m)	$(H_{red} - H_{fail}) / H_{fail}$ (%)
1		1.720	1.720	1.3%	311.88	313.45	0.5%
2		3.890	3.890	0.0%	308.31	310.24	0.6%
3		3.990	3.990	0.0%	308.17	310.10	0.6%
4		5.300	5.300	0.0%	293.57	297.13	1.2%
5		5.880	5.880	0.0%	289.19	293.26	1.4%
6		5.230	5.230	0.0%	289.41	293.72	1.5%
7		3.470	3.427	1.9%	311.88	313.46	0.5%
8		3.350	3.350	0.0%	294.56	298.19	1.2%
9		2.580	2.580	0.0%	289.44	293.75	1.5%
10		4.090	4.090	0.0%	311.92	313.50	0.5%
11		5.610	5.610	0.0%	308.77	310.67	0.6%
12		6.020	6.020	0.0%	305.84	308.14	0.8%
13		4.160	4.160	0.0%	294.63	298.27	1.2%
14		7.240	7.240	0.0%	289.68	293.98	1.5%
15		3.180	3.180	0.0%	289.60	293.91	1.5%
16		2.340	2.340	0.0%	289.57	293.88	1.5%
17		9.340	9.340	0.0%	289.53	293.85	1.5%
18		3.410	3.410	0.0%	317.26	318.35	0.3%
19		6.620	6.620	0.0%	316.65	317.86	0.4%
20		14.830	13.519	0.3%	326.38	326.70	0.1%
21		9.550	9.550	0.0%	289.46	293.79	1.5%
22		11.080	10.685	2.0%	309.62	311.64	0.7%
23		14.160	14.115	4.1%	287.57	292.49	1.7%
24		4.200	4.200	0.0%	289.27	293.63	1.5%
25		6.620	6.620	0.0%	289.30	293.66	1.5%
26							
27							
28		6.550	6.550	0.0%	289.22	293.60	1.5%
29		8.320	8.320	0.0%	291.48	295.79	1.5%
30		6.850	6.850	0.0%	288.41	293.05	1.6%
31	29	2.983	2.983	-68.4%	287.56	292.49	1.7%
32		8.750	8.750	0.0%	287.56	292.49	1.7%
33		12.680	12.198	4.3%	288.03	292.84	1.7%
34		7.720	7.720	0.0%	287.80	292.67	1.7%
35		9.940	9.940	0.0%	287.57	292.50	1.7%
36		6.900	6.900	0.0%	287.60	292.52	1.7%
37		10.130	10.130	0.0%	287.65	292.57	1.7%
38	36	1.813	1.813	-68.4%	287.48	292.55	1.8%
39	37	0.838	0.838	-68.4%	287.30	292.53	1.8%
40		0.000	0.000	0.0%	326.08	326.43	0.1%

Tabella 3.53 -Riduzione del 5% su 3 nodi sensibili della rete modificata

## Un modello di gestione delle reti idriche in condizioni di emergenza

<i>Nodi</i>	<i>Nodi sensibili</i>	$Q_{red}$ (l/s)	$Q_{del}$ (l/s)	$(Q_{del} - Q_{fail}) / Q_{del}$ (%)	$H_{fail}$ (m)	$H_{red}$ (m)	$(H_{red} - H_{fail}) / H_{fail}$ (%)
1		1.720	1.720	1.3%	311.88	313.45	0.5%
2		3.890	3.890	0.0%	308.31	310.24	0.6%
3		3.990	3.990	0.0%	308.17	310.10	0.6%
4		5.300	5.300	0.0%	293.57	297.13	1.2%
5		5.880	5.880	0.0%	289.19	293.26	1.4%
6		5.230	5.230	0.0%	289.41	293.72	1.5%
7		3.470	3.427	1.9%	311.88	313.46	0.5%
8		3.350	3.350	0.0%	294.56	298.19	1.2%
9		2.580	2.580	0.0%	289.44	293.76	1.5%
10		4.090	4.090	0.0%	311.92	313.50	0.5%
11		5.610	5.610	0.0%	308.77	310.67	0.6%
12		6.020	6.020	0.0%	305.84	308.14	0.8%
13		4.160	4.160	0.0%	294.63	298.27	1.2%
14		7.240	7.240	0.0%	289.68	293.98	1.5%
15		3.180	3.180	0.0%	289.60	293.91	1.5%
16		2.340	2.340	0.0%	289.57	293.88	1.5%
17		9.340	9.340	0.0%	289.53	293.85	1.5%
18		3.410	3.410	0.0%	317.26	318.36	0.3%
19		6.620	6.620	0.0%	316.65	317.86	0.4%
20		14.830	13.519	0.3%	326.38	326.70	0.1%
21		9.550	9.550	0.0%	289.46	293.79	1.5%
22		11.080	10.684	2.0%	309.62	311.64	0.7%
23		14.160	14.116	4.1%	287.57	292.50	1.7%
24		4.200	4.200	0.0%	289.27	293.63	1.5%
25		6.620	6.620	0.0%	289.30	293.66	1.5%
26							
27							
28		6.550	6.550	0.0%	289.22	293.60	1.5%
29		8.320	8.320	0.0%	291.48	295.78	1.5%
30		6.850	6.850	0.0%	288.41	293.04	1.6%
31	31	6.784	6.784	-28.1%	287.56	292.50	1.7%
32	32	6.295	6.295	-28.1%	287.56	292.50	1.7%
33		12.680	12.198	4.3%	288.03	292.83	1.7%
34		7.720	7.720	0.0%	287.80	292.67	1.7%
35	35	7.151	7.151	-28.1%	287.57	292.51	1.7%
36	36	4.964	4.964	-28.1%	287.60	292.53	1.7%
37		10.130	10.130	0.0%	287.65	292.56	1.7%
38	38	4.122	4.122	-28.1%	287.48	292.47	1.7%
39	39	1.907	1.907	-28.0%	287.30	292.38	1.8%
40		0.000	0.000	0.0%	326.08	326.43	0.1%

Tabella 3.54 - Riduzione del 5% su 6 nodi sensibili della rete modificata.

## Un modello di gestione delle reti idriche in condizioni di emergenza

<i>Nodi</i>	<i>Nodi sensibili</i>	$Q_{red}$ (l/s)	$Q_{del}$ (l/s)	$(Q_{del} - Q_{fail}) / Q_{del}$ (%)	$H_{fail}$ (m)	$H_{red}$ (m)	$(H_{red} - H_{fail}) / H_{fail}$ (%)
1		1.720	1.720	1.3%	311.88	313.45	0.5%
2		3.890	3.890	0.0%	308.31	310.24	0.6%
3		3.990	3.990	0.0%	308.17	310.11	0.6%
4		5.300	5.300	0.0%	293.57	297.14	1.2%
5		5.880	5.880	0.0%	289.19	293.27	1.4%
6		5.230	5.230	0.0%	289.41	293.73	1.5%
7		3.470	3.428	1.9%	311.88	313.46	0.5%
8		3.350	3.350	0.0%	294.56	298.20	1.2%
9		2.580	2.580	0.0%	289.44	293.76	1.5%
10		4.090	4.090	0.0%	311.92	313.50	0.5%
11		5.610	5.610	0.0%	308.77	310.67	0.6%
12		6.020	6.020	0.0%	305.84	308.14	0.8%
13		4.160	4.160	0.0%	294.63	298.27	1.2%
14		7.240	7.240	0.0%	289.68	293.98	1.5%
15		3.180	3.180	0.0%	289.60	293.92	1.5%
16		2.340	2.340	0.0%	289.57	293.89	1.5%
17		9.340	9.340	0.0%	289.53	293.86	1.5%
18		3.410	3.410	0.0%	317.26	318.36	0.3%
19		6.620	6.620	0.0%	316.65	317.86	0.4%
20		14.830	13.519	0.3%	326.38	326.70	0.1%
21		9.550	9.550	0.0%	289.46	293.80	1.5%
22		11.080	10.684	2.0%	309.62	311.64	0.7%
23		14.160	14.111	4.1%	287.57	292.45	1.7%
24		4.200	4.200	0.0%	289.27	293.65	1.5%
25		6.620	6.620	0.0%	289.30	293.67	1.5%
26							
27							
28		6.550	6.550	0.0%	289.22	293.61	1.5%
29		8.320	8.320	0.0%	291.48	295.78	1.5%
30	30	5.625	5.625	-17.9%	288.41	293.07	1.6%
31	31	7.744	7.744	-17.9%	287.56	292.45	1.7%
32	32	7.186	7.186	-17.9%	287.56	292.45	1.7%
33		12.680	12.197	4.3%	288.03	292.83	1.7%
34	34	6.340	6.340	-17.9%	287.80	292.65	1.7%
35	35	8.163	8.163	-17.9%	287.57	292.47	1.7%
36	36	5.666	5.666	-17.9%	287.60	292.50	1.7%
37	37	8.319	8.319	-17.9%	287.65	292.54	1.7%
38	38	4.706	4.706	-17.9%	287.48	292.42	1.7%
39	39	2.176	2.176	-17.9%	287.30	292.30	1.7%
40		0.000	0.000	0.0%	326.08	326.43	0.1%

Tabella 3.55 -Riduzione del 5% su 9 nodi sensibili della rete modificata

**Un modello di gestione delle reti idriche in condizioni di emergenza**

<i>Nodi</i>	<i>Nodi sensibili</i>	$Q_{red}$ (l/s)	$Q_{del}$ (l/s)	$(Q_{del} - Q_{fail}) / Q_{del}$ (%)	$H_{fail}$ (m)	$H_{red}$ (m)	$(H_{red} - H_{fail}) / H_{fail}$ (%)
1		1.720	1.720	1.3%	311.88	313.47	0.5%
2		3.890	3.890	0.0%	308.31	310.26	0.6%
3		3.990	3.990	0.0%	308.17	310.13	0.6%
4		5.300	5.300	0.0%	293.57	297.18	1.2%
5		5.880	5.880	0.0%	289.19	293.31	1.4%
6		5.230	5.230	0.0%	289.41	293.78	1.5%
7		3.470	3.428	1.9%	311.88	313.48	0.5%
8		3.350	3.350	0.0%	294.56	298.24	1.3%
9		2.580	2.580	0.0%	289.44	293.81	1.5%
10		4.090	4.090	0.0%	311.92	313.51	0.5%
11		5.610	5.610	0.0%	308.77	310.69	0.6%
12		6.020	6.020	0.0%	305.84	308.17	0.8%
13		4.160	4.160	0.0%	294.63	298.32	1.3%
14		7.240	7.240	0.0%	289.68	294.04	1.5%
15		3.180	3.180	0.0%	289.60	293.97	1.5%
16		2.340	2.340	0.0%	289.57	293.93	1.5%
17		9.340	9.340	0.0%	289.53	293.91	1.5%
18		3.410	3.410	0.0%	317.26	318.37	0.3%
19		6.620	6.620	0.0%	316.65	317.88	0.4%
20		14.830	13.519	0.3%	326.38	326.70	0.1%
21		9.550	9.550	0.0%	289.46	293.86	1.5%
22		11.080	10.681	2.0%	309.62	311.61	0.6%
23		14.160	14.099	4.0%	287.57	292.35	1.7%
24	24	3.602	3.602	-14.2%	289.27	293.71	1.5%
25	25	5.677	5.677	-14.2%	289.30	293.74	1.5%
26							
27							
28	28	5.617	5.617	-14.2%	289.22	293.68	1.5%
29		8.320	8.320	0.0%	291.48	295.70	1.4%
30	30	5.874	5.874	-14.2%	288.41	293.04	1.6%
31	31	8.087	8.087	-14.2%	287.56	292.35	1.7%
32	32	7.504	7.504	-14.2%	287.56	292.35	1.7%
33		12.680	12.188	4.2%	288.03	292.74	1.6%
34	34	6.620	6.620	-14.2%	287.80	292.56	1.7%
35	35	8.524	8.524	-14.2%	287.57	292.37	1.7%
36	36	5.917	5.917	-14.2%	287.60	292.39	1.7%
37	37	8.687	8.687	-14.2%	287.65	292.44	1.7%
38	38	4.914	4.914	-14.2%	287.48	292.31	1.7%
39	39	2.272	2.272	-14.3%	287.30	292.18	1.7%
40		0.000	0.000	0.0%	326.08	326.43	0.1%

Tabella 3.56 -Riduzione del 5% su 12 nodi sensibili della rete modificata

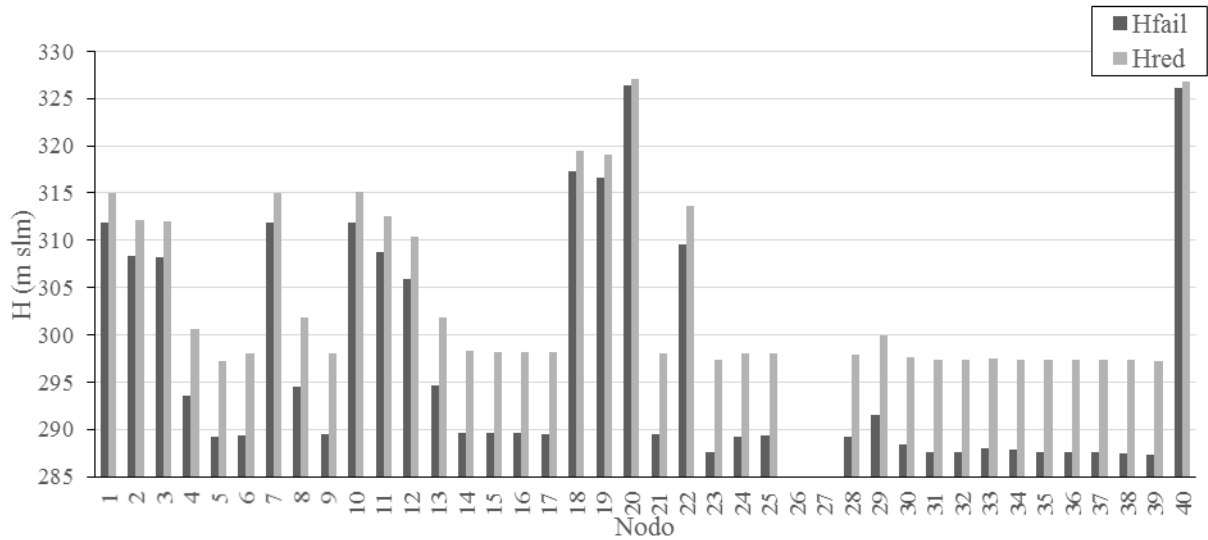


Figura 3.49 – Confronto tra i carichi piezometrici in condizioni di fallanza ( $H_{fail}$ ) e in seguito alla manovra di gestione con una riduzione del 10% della portata su 6 nodi sensibili ( $H_{red}$ )

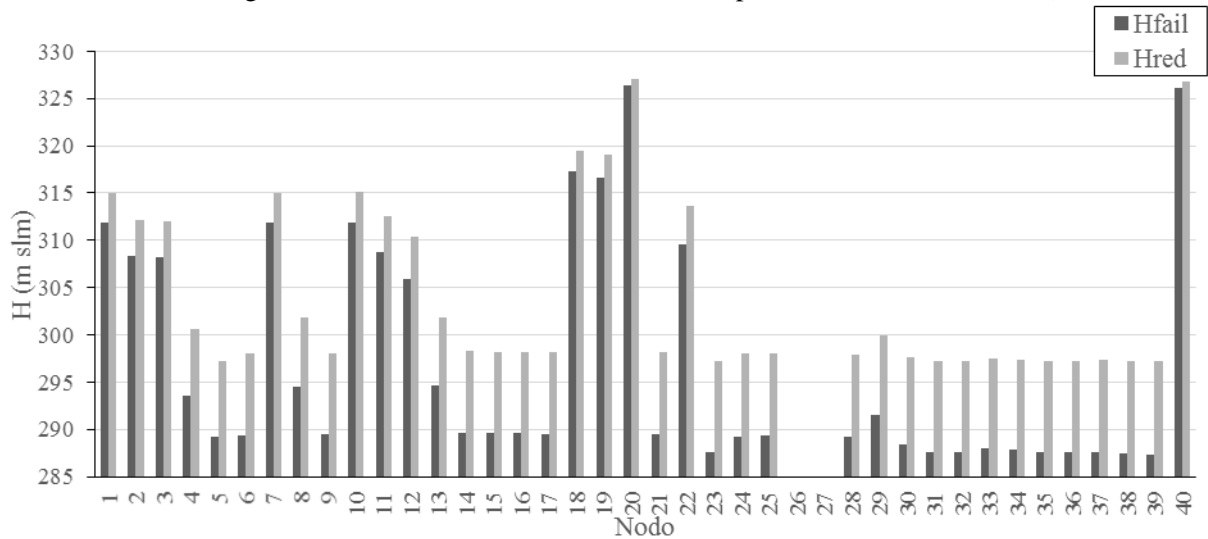


Figura 3.50 – Confronto tra i carichi piezometrici in condizioni di fallanza ( $H_{fail}$ ) e in seguito alla manovra di gestione con una riduzione del 10% della portata su 9 nodi sensibili ( $H_{red}$ )

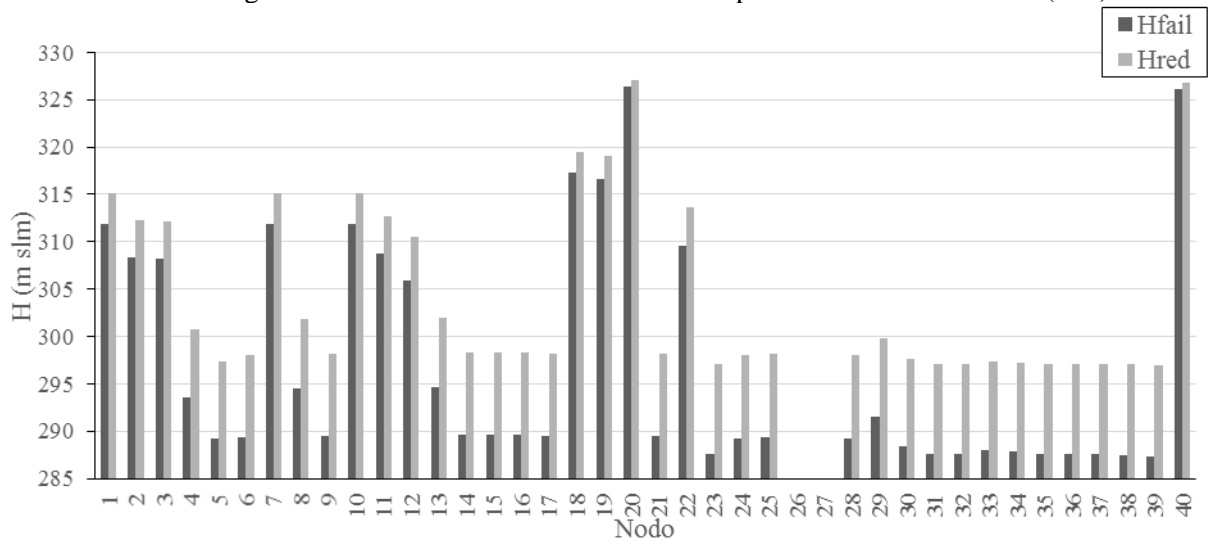


Figura 3.51 – Confronto tra i carichi piezometrici in condizioni di fallanza ( $H_{fail}$ ) e in seguito alla manovra di gestione con una riduzione del 10% della portata su 12 nodi sensibili ( $H_{red}$ )

## Un modello di gestione delle reti idriche in condizioni di emergenza

<i>Nodi</i>	<i>Nodi sensibili</i>	$Q_{red}$ (l/s)	$Q_{del}$ (l/s)	$(Q_{del} - Q_{fail}) / Q_{del}$ (%)	$H_{fail}$ (m)	$H_{red}$ (m)	$(H_{red} - H_{fail}) / H_{fail}$ (%)
1		1.720	1.720	1.3%	311.88	315.05	1.0%
2		3.890	3.890	0.0%	308.31	312.18	1.3%
3		3.990	3.990	0.0%	308.17	312.06	1.3%
4		5.300	5.300	0.0%	293.57	300.65	2.4%
5		5.880	5.880	0.0%	289.19	297.24	2.8%
6		5.230	5.230	0.0%	289.41	298.01	3.0%
7		3.470	3.470	3.1%	311.88	315.05	1.0%
8		3.350	3.350	0.0%	294.56	301.81	2.5%
9		2.580	2.580	0.0%	289.44	298.04	3.0%
10		4.090	4.090	0.0%	311.92	315.09	1.0%
11		5.610	5.610	0.0%	308.77	312.59	1.2%
12		6.020	6.020	0.0%	305.84	310.44	1.5%
13		4.160	4.160	0.0%	294.63	301.89	2.5%
14		7.240	7.240	0.0%	289.68	298.25	3.0%
15		3.180	3.180	0.0%	289.60	298.20	3.0%
16		2.340	2.340	0.0%	289.57	298.17	3.0%
17		9.340	9.340	0.0%	289.53	298.15	3.0%
18		3.410	3.410	0.0%	317.26	319.47	0.7%
19		6.620	6.620	0.0%	316.65	319.08	0.8%
20		14.830	13.555	0.5%	326.38	327.02	0.2%
21		9.550	9.550	0.0%	289.46	298.09	3.0%
22		11.080	10.892	4.0%	309.62	313.65	1.3%
23		14.160	14.160	4.5%	287.57	297.31	3.4%
24		4.200	4.200	0.0%	289.27	297.97	3.0%
25		6.620	6.620	0.0%	289.30	297.99	3.0%
26							
27							
28		6.550	6.550	0.0%	289.22	297.95	3.0%
29		8.320	8.320	0.0%	291.48	300.00	2.9%
30		6.850	6.850	0.0%	288.41	297.61	3.2%
31	31	4.139	4.139	-56.1%	287.56	297.31	3.4%
32	32	3.841	3.841	-56.1%	287.56	297.31	3.4%
33		12.680	12.667	8.3%	288.03	297.53	3.3%
34		7.720	7.720	0.0%	287.80	297.41	3.3%
35	35	4.363	4.363	-56.1%	287.57	297.32	3.4%
36	36	3.029	3.029	-56.1%	287.60	297.33	3.4%
37		10.130	10.130	0.0%	287.65	297.35	3.4%
38	38	2.515	2.515	-56.1%	287.48	297.31	3.4%
39	39	1.163	1.163	-56.1%	287.30	297.28	3.5%
40		0.000	0.000	#DIV/0!	326.08	326.77	0.2%

Tabella 3.57 -Riduzione del 10% su 6 nodi sensibili della rete modificata



## Un modello di gestione delle reti idriche in condizioni di emergenza

<i>Nodi</i>	<i>Nodi sensibili</i>	$Q_{red}$ (l/s)	$Q_{del}$ (l/s)	$(Q_{del} - Q_{fail}) / Q_{del}$ (%)	$H_{fail}$ (m)	$H_{red}$ (m)	$(H_{red} - H_{fail}) / H_{fail}$ (%)
1		1.720	1.720	1.3%	311.88	315.05	1.0%
2		3.890	3.890	0.0%	308.31	312.19	1.3%
3		3.990	3.990	0.0%	308.17	312.06	1.3%
4		5.300	5.300	0.0%	293.57	300.66	2.4%
5		5.880	5.880	0.0%	289.19	297.25	2.8%
6		5.230	5.230	0.0%	289.41	298.01	3.0%
7		3.470	3.470	3.1%	311.88	315.05	1.0%
8		3.350	3.350	0.0%	294.56	301.82	2.5%
9		2.580	2.580	0.0%	289.44	298.04	3.0%
10		4.090	4.090	0.0%	311.92	315.09	1.0%
11		5.610	5.610	0.0%	308.77	312.59	1.2%
12		6.020	6.020	0.0%	305.84	310.44	1.5%
13		4.160	4.160	0.0%	294.63	301.90	2.5%
14		7.240	7.240	0.0%	289.68	298.26	3.0%
15		3.180	3.180	0.0%	289.60	298.20	3.0%
16		2.340	2.340	0.0%	289.57	298.17	3.0%
17		9.340	9.340	0.0%	289.53	298.15	3.0%
18		3.410	3.410	0.0%	317.26	319.47	0.7%
19		6.620	6.620	0.0%	316.65	319.08	0.8%
20		14.830	13.555	0.5%	326.38	327.02	0.2%
21		9.550	9.550	0.0%	289.46	298.10	3.0%
22		11.080	10.892	4.0%	309.62	313.64	1.3%
23		14.160	14.160	4.5%	287.57	297.24	3.4%
24		4.200	4.200	0.0%	289.27	297.99	3.0%
25		6.620	6.620	0.0%	289.30	298.01	3.0%
26							
27							
28		6.550	6.550	0.0%	289.22	297.97	3.0%
29		8.320	8.320	0.0%	291.48	299.99	2.9%
30	30	4.401	4.401	-35.8%	288.41	297.65	3.2%
31	31	6.058	6.058	-35.8%	287.56	297.24	3.4%
32	32	5.621	5.621	-35.8%	287.56	297.24	3.4%
33		12.680	12.666	8.3%	288.03	297.52	3.3%
34	34	4.960	4.960	-35.8%	287.80	297.40	3.3%
35	35	6.386	6.386	-35.8%	287.57	297.25	3.4%
36	36	4.433	4.433	-35.8%	287.60	297.28	3.4%
37	37	6.508	6.508	-35.8%	287.65	297.31	3.4%
38	38	3.681	3.681	-35.8%	287.48	297.24	3.4%
39	39	1.702	1.702	-35.8%	287.30	297.16	3.4%
40		0.000	0.000	0.0%	326.08	326.77	0.2%

Tabella 3.58 -Riduzione del 10% su 9 nodi sensibili della rete modificata

**Un modello di gestione delle reti idriche in condizioni di emergenza**

<i>Nodi</i>	<i>Nodi sensibili</i>	$Q_{red}$ (l/s)	$Q_{del}$ (l/s)	$(Q_{del} - Q_{fail}) / Q_{del}$ (%)	$H_{fail}$ (m)	$H_{red}$ (m)	$(H_{red} - H_{fail}) / H_{fail}$ (%)
1		1.720	1.720	1.3%	311.88	315.07	1.0%
2		3.890	3.890	0.0%	308.31	312.22	1.3%
3		3.990	3.990	0.0%	308.17	312.10	1.3%
4		5.300	5.300	0.0%	293.57	300.72	2.4%
5		5.880	5.880	0.0%	289.19	297.31	2.8%
6		5.230	5.230	0.0%	289.41	298.08	3.0%
7		3.470	3.470	3.1%	311.88	315.08	1.0%
8		3.350	3.350	0.0%	294.56	301.88	2.5%
9		2.580	2.580	0.0%	289.44	298.11	3.0%
10		4.090	4.090	0.0%	311.92	315.12	1.0%
11		5.610	5.610	0.0%	308.77	312.62	1.2%
12		6.020	6.020	0.0%	305.84	310.49	1.5%
13		4.160	4.160	0.0%	294.63	301.96	2.5%
14		7.240	7.240	0.0%	289.68	298.34	3.0%
15		3.180	3.180	0.0%	289.60	298.28	3.0%
16		2.340	2.340	0.0%	289.57	298.24	3.0%
17		9.340	9.340	0.0%	289.53	298.22	3.0%
18		3.410	3.410	0.0%	317.26	319.48	0.7%
19		6.620	6.620	0.0%	316.65	319.10	0.8%
20		14.830	13.555	0.5%	326.38	327.02	0.2%
21		9.550	9.550	0.0%	289.46	298.20	3.0%
22		11.080	10.886	4.0%	309.62	313.59	1.3%
23		14.160	14.160	4.5%	287.57	297.06	3.3%
24	24	3.003	3.003	-28.5%	289.27	298.09	3.1%
25	25	4.734	4.734	-28.5%	289.30	298.11	3.0%
26							
27							
28	28	4.684	4.684	-28.5%	289.22	298.07	3.1%
29		8.320	8.320	0.0%	291.48	299.86	2.9%
30	30	4.898	4.898	-28.5%	288.41	297.60	3.2%
31	31	6.743	6.743	-28.5%	287.56	297.06	3.3%
32	32	6.257	6.257	-28.5%	287.56	297.06	3.3%
33		12.680	12.652	8.2%	288.03	297.37	3.2%
34	34	5.521	5.521	-28.5%	287.80	297.23	3.3%
35	35	7.108	7.108	-28.5%	287.57	297.08	3.3%
36	36	4.934	4.934	-28.5%	287.60	297.10	3.3%
37	37	7.244	7.244	-28.5%	287.65	297.14	3.3%
38	38	4.097	4.097	-28.5%	287.48	297.05	3.3%
39	39	1.895	1.895	-28.5%	287.30	296.95	3.4%
40		0.000	0.000	0.0%	326.08	326.77	0.2%

Tabella 3.59 -Riduzione del 10% su 12 nodi sensibili della rete modificata

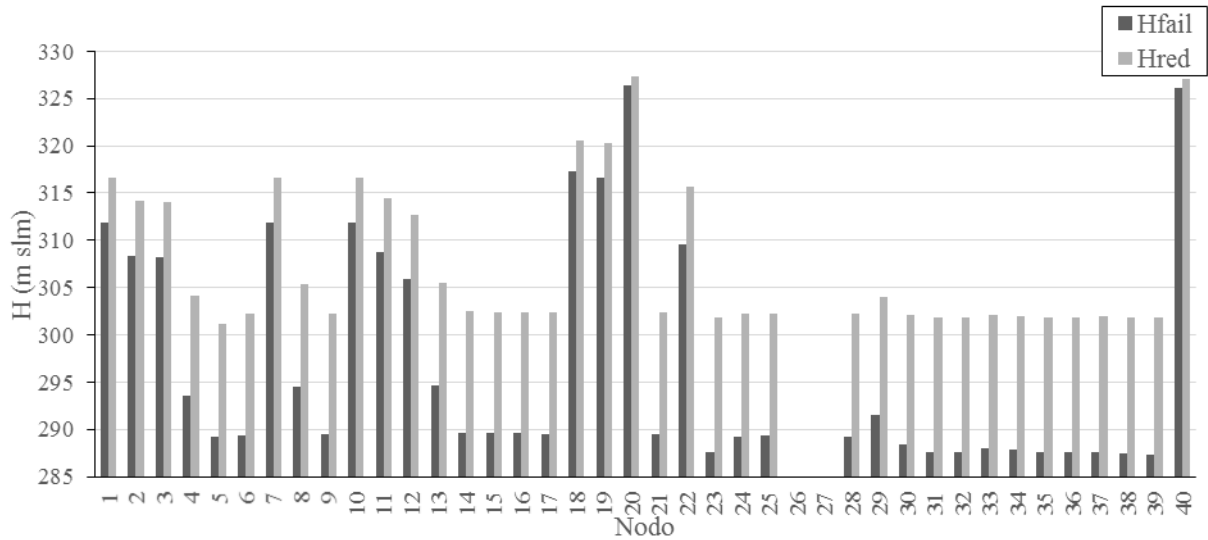


Figura 3.52 – Confronto tra i carichi piezometrici in condizioni di fallanza ( $H_{fail}$ ) e in seguito alla manovra di gestione con una riduzione del 15% della portata su 9 nodi sensibili ( $H_{red}$ )

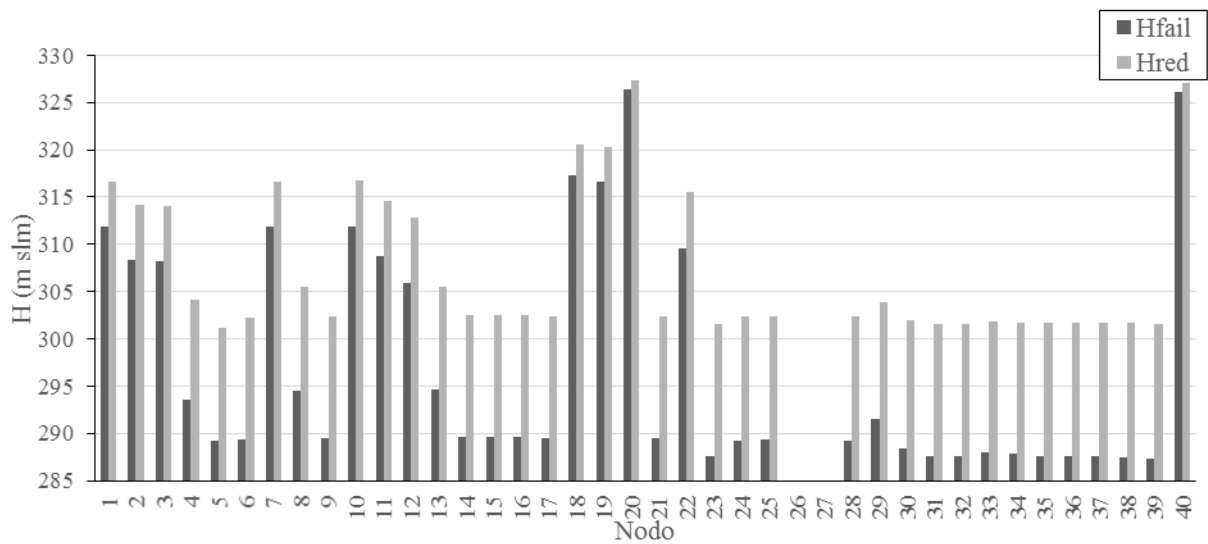


Figura 3.53 – Confronto tra i carichi piezometrici in condizioni di fallanza ( $H_{fail}$ ) e in seguito alla manovra di gestione con una riduzione del 15% della portata su 12 nodi sensibili ( $H_{red}$ )

## Un modello di gestione delle reti idriche in condizioni di emergenza

<i>Nodi</i>	<i>Nodi sensibili</i>	$Q_{red}$ (l/s)	$Q_{del}$ (l/s)	$(Q_{del} - Q_{fail}) / Q_{del}$ (%)	$H_{fail}$ (m)	$H_{red}$ (m)	$(H_{red} - H_{fail}) / H_{fail}$ (%)
1		1.720	1.720	1.3%	311.88	316.64	1.5%
2		3.890	3.890	0.0%	308.31	314.12	1.9%
3		3.990	3.990	0.0%	308.17	314.01	1.9%
4		5.300	5.300	0.0%	293.57	304.10	3.6%
5		5.880	5.880	0.0%	289.19	301.09	4.1%
6		5.230	5.230	0.0%	289.41	302.21	4.4%
7		3.470	3.470	3.1%	311.88	316.65	1.5%
8		3.350	3.350	0.0%	294.56	305.38	3.7%
9		2.580	2.580	0.0%	289.44	302.24	4.4%
10		4.090	4.090	0.0%	311.92	316.68	1.5%
11		5.610	5.610	0.0%	308.77	314.50	1.9%
12		6.020	6.020	0.0%	305.84	312.73	2.3%
13		4.160	4.160	0.0%	294.63	305.46	3.7%
14		7.240	7.240	0.0%	289.68	302.45	4.4%
15		3.180	3.180	0.0%	289.60	302.40	4.4%
16		2.340	2.340	0.0%	289.57	302.38	4.4%
17		9.340	9.340	0.0%	289.53	302.36	4.4%
18		3.410	3.410	0.0%	317.26	320.58	1.0%
19		6.620	6.620	0.0%	316.65	320.30	1.2%
20		14.830	13.592	0.8%	326.38	327.33	0.3%
21		9.550	9.550	0.0%	289.46	302.33	4.4%
22		11.080	11.080	5.8%	309.62	315.61	1.9%
23		14.160	14.160	4.5%	287.57	301.84	5.0%
24		4.200	4.200	0.0%	289.27	302.24	4.5%
25		6.620	6.620	0.0%	289.30	302.26	4.5%
26							
27							
28		6.550	6.550	0.0%	289.22	302.23	4.5%
29		8.320	8.320	0.0%	291.48	304.06	4.3%
30	30	3.176	3.176	-53.6%	288.41	302.09	4.7%
31	31	4.372	4.372	-53.6%	287.56	301.84	5.0%
32	32	4.057	4.057	-53.6%	287.56	301.84	5.0%
33		12.680	12.680	8.4%	288.03	302.04	4.9%
34	34	3.579	3.579	-53.6%	287.80	301.96	4.9%
35	35	4.609	4.609	-53.6%	287.57	301.86	5.0%
36	36	3.199	3.199	-53.6%	287.60	301.88	5.0%
37	37	4.697	4.697	-53.6%	287.65	301.90	5.0%
38	38	2.657	2.657	-53.6%	287.48	301.87	5.0%
39	39	1.229	1.229	-53.6%	287.30	301.82	5.1%
40		0.000	0.000	0.0%	326.08	327.12	0.3%

Tabella 3.60 -Riduzione del 15% su 9 nodi sensibili della rete modificata

## Un modello di gestione delle reti idriche in condizioni di emergenza

<i>Nodi</i>	<i>Nodi sensibili</i>	$Q_{red}$ (l/s)	$Q_{del}$ (l/s)	$(Q_{del} - Q_{fail}) / Q_{del}$ (%)	$H_{fail}$ (m)	$H_{red}$ (m)	$(H_{red} - H_{fail}) / H_{fail}$ (%)
1		1.720	1.720	1.3%	311.88	316.67	1.5%
2		3.890	3.890	0.0%	308.31	314.16	1.9%
3		3.990	3.990	0.0%	308.17	314.05	1.9%
4		5.300	5.300	0.0%	293.57	304.16	3.6%
5		5.880	5.880	0.0%	289.19	301.16	4.1%
6		5.230	5.230	0.0%	289.41	302.28	4.4%
7		3.470	3.470	3.1%	311.88	316.67	1.5%
8		3.350	3.350	0.0%	294.56	305.45	3.7%
9		2.580	2.580	0.0%	289.44	302.32	4.4%
10		4.090	4.090	0.0%	311.92	316.71	1.5%
11		5.610	5.610	0.0%	308.77	314.54	1.9%
12		6.020	6.020	0.0%	305.84	312.77	2.3%
13		4.160	4.160	0.0%	294.63	305.53	3.7%
14		7.240	7.240	0.0%	289.68	302.53	4.4%
15		3.180	3.180	0.0%	289.60	302.48	4.4%
16		2.340	2.340	0.0%	289.57	302.45	4.4%
17		9.340	9.340	0.0%	289.53	302.43	4.5%
18		3.410	3.410	0.0%	317.26	320.60	1.1%
19		6.620	6.620	0.0%	316.65	320.32	1.2%
20		14.830	13.592	0.8%	326.38	327.33	0.3%
21		9.550	9.550	0.0%	289.46	302.43	4.5%
22		11.080	11.080	5.8%	309.62	315.54	1.9%
23		14.160	14.160	4.5%	287.57	301.63	4.9%
24	24	2.405	2.405	-42.7%	289.27	302.36	4.5%
25	25	3.791	3.791	-42.7%	289.30	302.37	4.5%
26							
27							
28	28	3.751	3.751	-42.7%	289.22	302.34	4.5%
29		8.320	8.320	0.0%	291.48	303.91	4.3%
30	30	3.923	3.923	-42.7%	288.41	302.02	4.7%
31	31	5.400	5.400	-42.7%	287.56	301.63	4.9%
32	32	5.011	5.011	-42.7%	287.56	301.63	4.9%
33		12.680	12.680	8.4%	288.03	301.87	4.8%
34	34	4.421	4.421	-42.7%	287.80	301.76	4.9%
35	35	5.692	5.692	-42.7%	287.57	301.64	4.9%
36	36	3.951	3.951	-42.7%	287.60	301.66	4.9%
37	37	5.801	5.801	-42.7%	287.65	301.69	4.9%
38	38	3.281	3.281	-42.7%	287.48	301.63	4.9%
39	39	1.517	1.517	-42.8%	287.30	301.57	5.0%
40		0.000	0.000	0.0%	326.08	327.12	0.3%

Tabella 3.61 -Riduzione del 15% su 12 nodi sensibili della rete modificata

Di seguito (Figura 3.54) si riporta il confronto, per lo scenario 2 relativo alla chiusura del distretto 16, della portata complessiva che viene erogata in più ai nodi critici rispetto a quella erogata dagli stessi nodi in seguito alla chiusura del distretto, al variare della distribuzione di portata adottata e del numero di nodi sensibili utilizzati per la procedura di gestione.

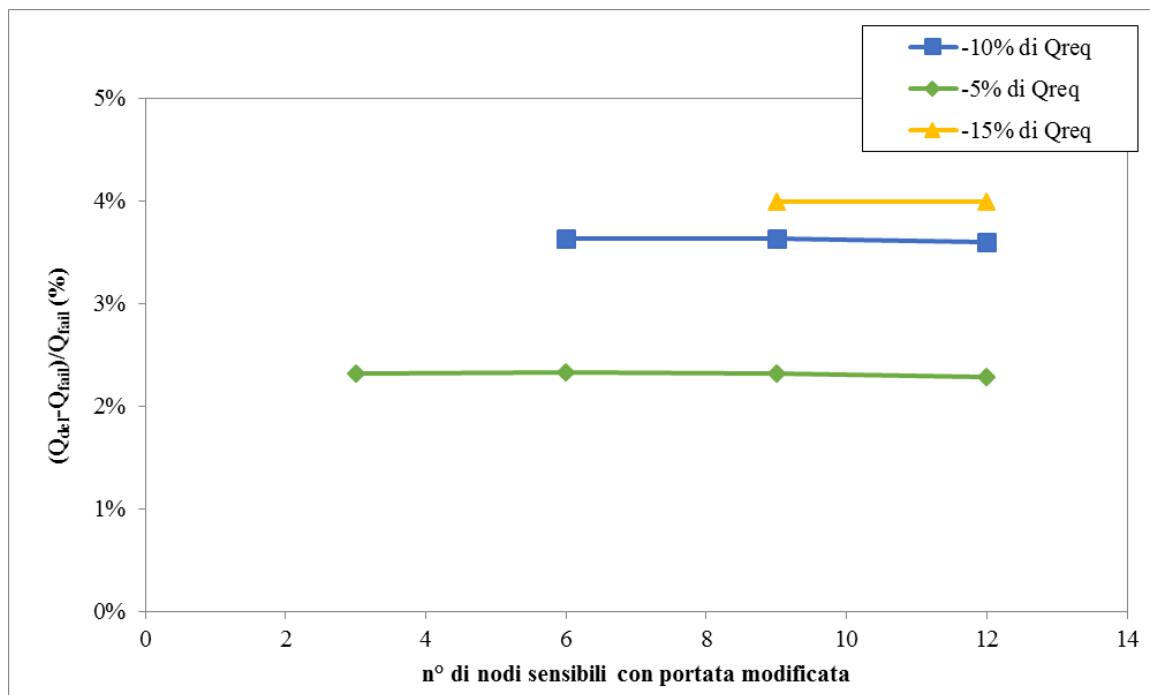


Figura 3.54 – Aumento percentuale della portata erogata nei nodi critici al variare del numero di nodi sensibili in cui è stata modificata la portata

Dal grafico riportato in Figura 3.54 si può osservare che un aumento della percentuale di riduzione della portata ai nodi sensibili porta ad un aumento della portata erogata ai nodi critici; mentre l'aumento del numero di nodi sensibili scelti per la procedura di gestione non porta a variazioni significative della portata erogata nei nodi critici.

3.5.2.2 La rete idrica di Praia a Mare

Per la rete idrica di Praia a Mare è stato analizzato il caso in cui nella rete siano presenti 16 valvole e 7 distretti (Figura 3.55).

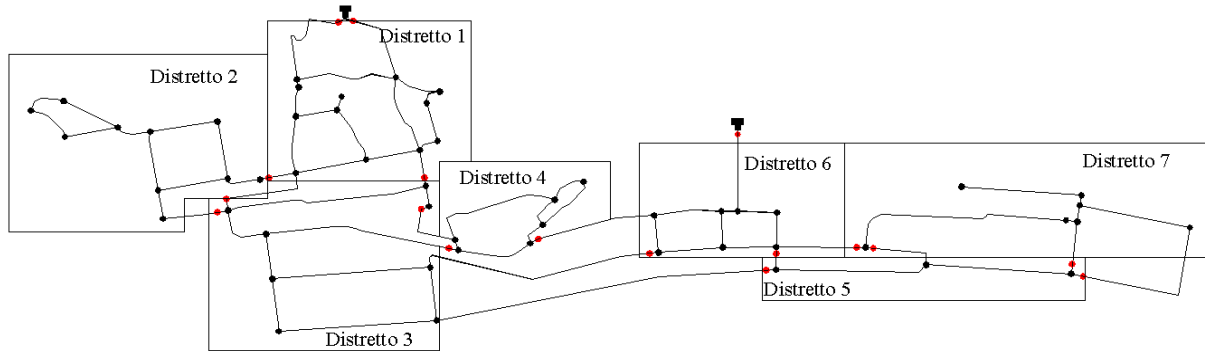


Figura 3.55 - Scenario di riferimento

Nell'applicazione del metodo di gestione è stato preso in considerazione lo scenario contraddistinto dalla rottura di una qualsiasi condotta all'interno del distretto 1. Il distretto isolato è composto da 12 nodi e 19 condotte, di seguito riportate:

Nodi	Lati
1 - 2 - 3 - 4 - 5 - 6 - 7	1 - 2 - 3 - 4 - 5 - 6 - 7 - 8 - 9 - 10 - 11 -
- 8 - 9 - 10 - 11 - 12	12 - 13 - 14 - 15 - 16 - 17 - 30 - 31

Tabella 3.62 – Indicazione dei nodi e dei lati che costituiscono il distretto 1

La portata complessiva da erogare nella rete è pari a 38.36 l/s, cioè quella totale, 47.25 l/s, cui viene sottratta quella relativa al distretto 1, pari a 8.89 l/s.

I risultati dell'analisi della rete (Tabella 3.63) mostrano un funzionamento in PDA del sistema e nella rete vengono effettivamente erogati 35.56 l/s. Sono presenti 19 nodi critici, che erogano una portata di 14.45 l/s rispetto ai 17.25 l/s richiesti, con un deficit di portata di 2.80 l/s.

## Un modello di gestione delle reti idriche in condizioni di emergenza

<i>Nodi</i>	$Q_{req}$ (l/s)	$Q_{fail}$ (l/s)	$H_{max}$ (m)	$H_{fail}$ (m)	<i>Nodi critici</i>
13	0,32	0,220	67.00	51.19	Si
14	0,76	0,504	68.00	51.19	Si
15	0,61	0,404	68.00	51.17	Si
16	0,74	0,490	68.00	51.17	Si
17	0,68	0,412	67.00	51.17	Si
18	0,49	0,472	53.00	51.17	Si
19	0,45	0,362	60.00	51.17	Si
20	0,49	0,440	56.00	51.12	Si
21	0,76	0,561	68.00	54.36	Si
22	0,45	0,337	68.00	54.86	Si
23	1,93	1,543	67.00	56.19	Si
24	1,14	0,987	63.00	56.75	Si
25	0,40	0,346	63.00	56.75	Si
26	0,93	0,930	64.00	66.67	No
27	1,19	1,190	63.00	67.76	No
28	1,27	1,089	68.00	60.06	Si
29	0,91	0,910	62.00	70.23	No
30	0,47	0,470	62.00	70.48	No
31	0,55	0,550	62.00	71.79	No
32	1,00	1,000	61.00	76.02	No
33	1,02	1,020	63.00	76.24	No
34	0,53	0,530	64.00	76.83	No
35	1,04	1,040	64.00	76.97	No
36	0,28	0,280	66.00	76.77	No
37	0,74	0,740	63.00	76.56	No
38	0,64	0,640	61.00	76.09	No
39	1,48	1,480	61.00	74.05	No
40	1,91	1,680	67.00	60.22	Si
41	1,10	1,004	65.00	60.00	Si
42	0,91	0,863	63.00	60.00	Si
43	2,29	2,181	63.00	60.23	Si
44	2,06	2,060	60.00	69.79	No
45	1,51	1,510	47.00	58.29	No
46	0,95	0,950	30.00	34.16	No
47	0,32	0,320	30.00	33.80	No
48	1,42	1,420	44.00	58.31	No
49	1,57	1,570	29.00	33.84	No
50	1,29	1,290	30.00	33.79	No
51	0,64	0,640	31.00	33.79	No
52	0,57	0,570	31.00	33.79	No
53	0,55	0,548	34.00	33.79	Si

Tabella 3.63 – Risultati dell'analisi in PDA in seguito alla chiusura del distretto 1



Nella Figura 3.56 sono riportati in rosso i nodi critici.

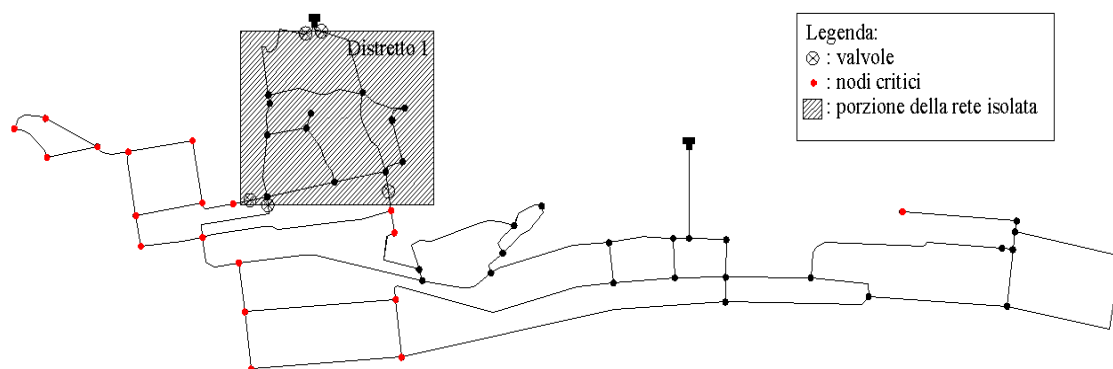


Figura 3.56 – Individuazione dei nodi critici rete idrica

A questo punto, è stata applicata la metodologia di gestione proposta analizzando il comportamento della rete e imponendo una riduzione della portata complessiva immessa in rete del 5%, 10%, 15% e 20%. Tale riduzione viene effettuata su 2, 3, 4, 7, 9, 12, 15, e 18 nodi più sensibili della rete tra quelli non critici.

I nodi sensibili sono stati ottenuti dalla matrice di sensitività dei carichi, costruita in termini discreti per una variazione del 10% sia della portata erogata ai nodi, sia del coefficiente di scabrezza dei lati della rete. La gerarchia dei nodi sensibili ottenuta è la seguente (Tabella 3.64).

<i>Nodi sensibili</i>	$\Sigma S_H$	<i>Nodi sensibili</i>	$\Sigma S_H$
46	14.99	27	4.09
49	14.95	44	4.00
50	14.94	29	3.72
51	14.94	30	3.65
52	14.94	31	3.11
47	14.94	39	1.83
48	7.23	38	0.83
45	7.22	32	0.76
26	4.38	33	0.66

Tabella 3.64 – Gerarchia dei nodi sensibili

Nelle tabelle successive si riportano i risultati dell'applicazione della manovra per una variazione della portata del 5%, 10%, 15% e 20%.

Imponendo la riduzione del 5% della portata totale sui primi 2 nodi più sensibili della rete tra quelli non critici, si ottiene la seguente distribuzione di portate  $Q_{red}$  (Tabella 3.65).

<i>Nodi Sensibili</i>	$Q_{req}$ (l/s)	$Q_{red}$ (l/s)
46	0.95	0.23
49	1.57	0.38

Tabella 3.65 - Portata da modificare ai nodi sensibili, variazione di Q del 5% su 2 nodi sensibili

Si riportano in Figura 3.57 i nodi sensibili (evidenziati in verde) utilizzati per la manovra di gestione e i nodi critici della rete (evidenziati in rosso).

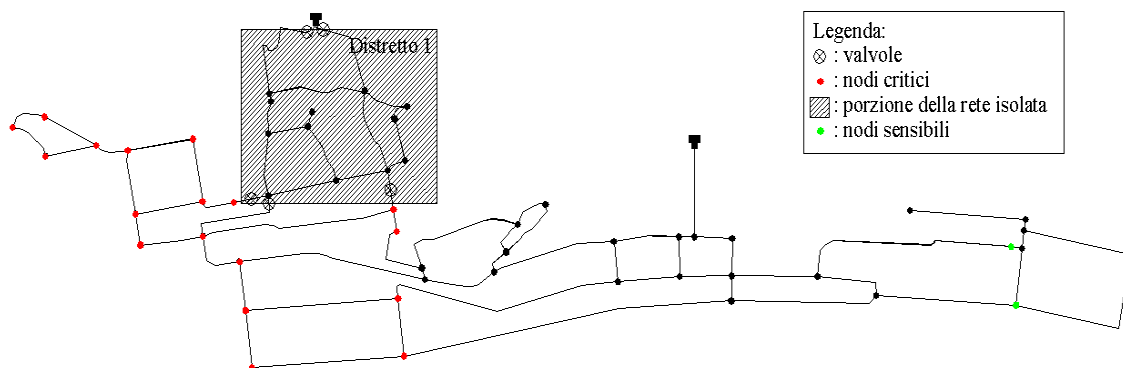


Figura 3.57 - Individuazione nodi sensibili modificati e nodi critici, variazione di Q del 5% su 2 nodi sensibili

I risultati della verifica della rete idrica in seguito alla variazione di portata del 5% sui 2 nodi sensibili della rete sono riportati in Tabella 3.66.

	$Q_{req}$ (l/s)	$Q_{fail}$ (l/s)	$Q_{del}$ (l/s)	$\Psi = (Q_{del} - Q_{fail}) / Q_{fail}$
Intera rete	38.36	35.56	33.74	0.62%
Nodi critici	17.25	14.45	14.54	

Tabella 3.66 - Risultati calcolo idraulico rete idrica, variazione di Q del 5%, nodi sensibili modificati 2

In cui si è indicato con: 
$$\Psi = \frac{Q_{del} - Q_{fail}}{Q_{fail}}$$

Dai risultati ottenuti (Tabella 3.66) si nota un miglioramento per i nodi critici in termini di portata effettivamente erogata in seguito alla manovra di gestione.

Imponendo la modifica sui primi 3 nodi più sensibili della rete tra quelli non critici, si ottiene la seguente distribuzione di portate  $Q_{red}$  (Tabella 3.67).

<i>Nodi Sensibili</i>	$Q_{req}$ (l/s)	$Q_{red}$ (l/s)
46	0.95	0.47
49	1.57	0.78
50	1.29	0.64

Tabella 3.67 - Portata da modificare ai nodi sensibili, variazione di Q del 5% su 3 nodi sensibili

Anche in questo caso, si riportano in Figura 3.58 i nodi sensibili (evidenziati in verde) utilizzati per la manovra di gestione e i nodi critici della rete (evidenziati in rosso).

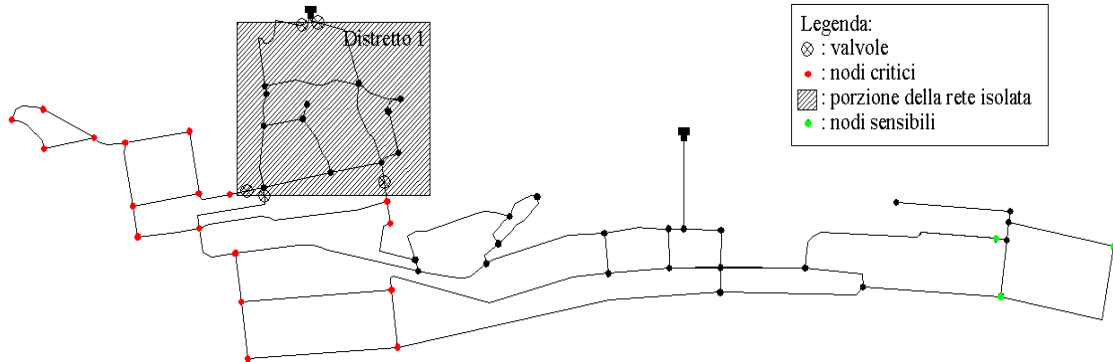


Figura 3.58 - Individuazione nodi sensibili modificati e nodi critici, variazione di Q del 5% su 3 nodi sensibili

I risultati della verifica della rete idrica in seguito alla variazione di portata del 5% sui 3 nodi sensibili della rete sono riportati in Tabella 3.68.

	$Q_{req}$ (l/s)	$Q_{fail}$ (l/s)	$Q_{del}$ (l/s)	$\Psi = (Q_{del} - Q_{fail}) / Q_{fail}$
Intera rete	38.36	35.56	33.73	0.62%
Nodi critici	17.25	14.45	14.54	

Tabella 3.68 - Risultati calcolo idraulico rete, variazione di Q del 5% su 3 nodi sensibili

Dai risultati ottenuti (Tabella 3.68) si nota un miglioramento per i nodi critici in termini di portata effettivamente erogata in seguito alla manovra di gestione.

Imponendo la modifica sui primi 4 nodi più sensibili della rete tra quelli non critici, si ottiene la seguente distribuzione di portate  $Q_{red}$  (Tabella 3.69).

Nodi Sensibili	$Q_{req}$ (l/s)	$Q_{red}$ (l/s)
46	0,95	0,54
49	1,57	0,89
50	1,29	0,73
51	0,64	0,36

Tabella 3.69 - Portata da modificare ai nodi sensibili, variazione di Q del 5% su 4 nodi sensibili

Si riportano in Figura 3.59 i nodi sensibili (evidenziati in verde) utilizzati per la manovra di gestione e i nodi critici della rete (evidenziati in rosso).

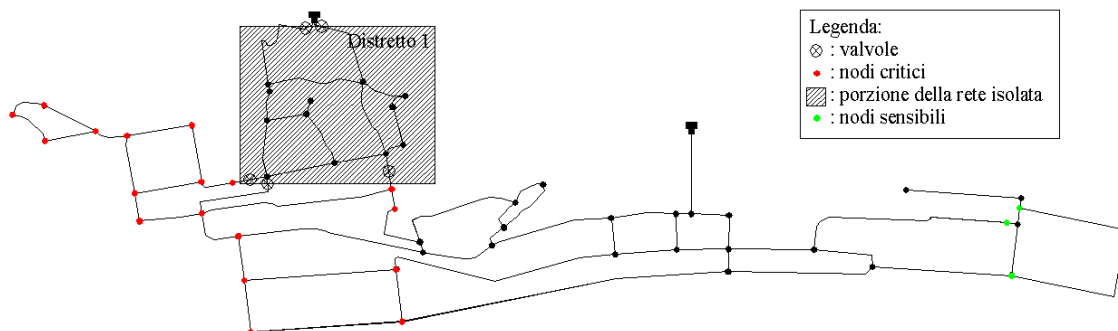


Figura 3.59 - Individuazione nodi sensibili modificati e nodi critici, variazione di Q del 5% su 4 nodi sensibili

I risultati della verifica della rete idrica in seguito alla variazione di portata del 5% sui 4 nodi sensibili della rete sono riportati in Tabella 3.70.

	$Q_{req} (l/s)$	$Q_{fail} (l/s)$	$Q_{del} (l/s)$	$\Psi = (Q_{del} - Q_{fail}) / Q_{fail}$
Intera rete	38.36	35.56	33.72	0.62%
Nodi critici	17.25	14.45	14.54	

Tabella 3.70 - Risultati calcolo idraulico rete, variazione di Q del 5% su 4 nodi sensibili

Dai risultati ottenuti (Tabella 3.70) si può notare un miglioramento nei nodi critici in termini di portata effettivamente erogata in seguito alla manovra di gestione.

Imponendo la modifica sui primi 7 nodi più sensibili della rete tra quelli non critici, si ottiene la seguente distribuzione di portate  $Q_{red}$  (Tabella 3.71).

<i>Nodi Sensibili</i>	$Q_{req} (l/s)$	$Q_{red} (l/s)$
46	0.95	0.68
47	0.32	0.23
48	1.42	1.02
49	1.57	1.12
50	1.29	0.92
51	0.64	0.46
52	0.57	0.41

Tabella 3.71 - Portata da modificare ai nodi sensibili, variazione di Q del 5% su 7 nodi sensibili

Si riportano in Figura 3.60 i nodi sensibili (evidenziati in verde) utilizzati per la manovra di gestione e i nodi critici della rete (evidenziati in rosso).

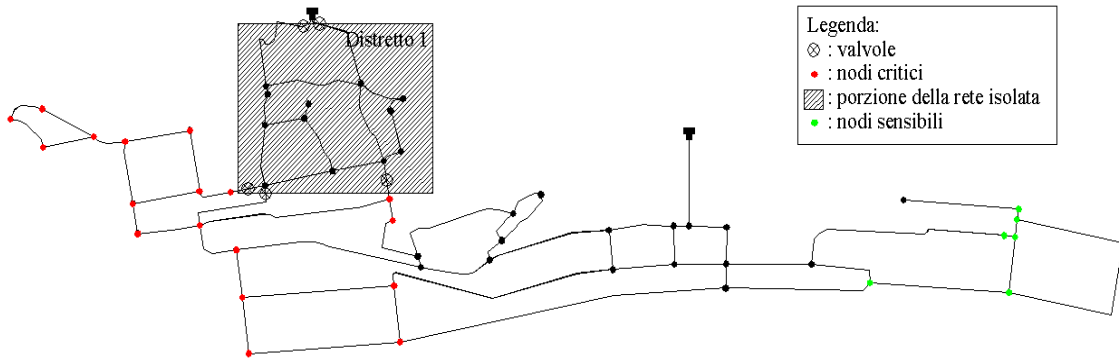


Figura 3.60 - Individuazione nodi sensibili modificati e nodi critici, variazione di Q del 5% su 7 nodi sensibili

I risultati della verifica della rete idrica in seguito alla variazione di portata del 5% sui 7 nodi sensibili della rete sono riportati in Tabella 3.72.

	$Q_{req}$ (l/s)	$Q_{fail}$ (l/s)	$Q_{del}$ (l/s)	$\Psi = (Q_{del} - Q_{fail}) / Q_{fail}$
Intera rete	38.36	35.56	33.73	0.62%
Nodi critici	17.25	14.45	14.54	

Tabella 3.72 - Risultati calcolo idraulico rete, variazione di Q del 5% su 7 nodi sensibili

Dai risultati ottenuti (Tabella 3.72) si nota un miglioramento nei nodi critici in termini di portata effettivamente erogata in seguito alla manovra di gestione.

Imponendo la modifica sui primi 9 nodi più sensibili della rete tra quelli non critici, si ottiene la seguente distribuzione di portate  $Q_{red}$  (Tabella 3.73).

Nodi Sensibili	$Q_{req}$ (l/s)	$Q_{red}$ (l/s)
26	0,93	0,74
45	1,51	1,20
46	0,95	0,75
47	0,32	0,25
48	1,42	1,12
49	1,57	1,24
50	1,29	1,02
51	0,64	0,51
52	0,57	0,45

Tabella 3.73 - Portata da modificare ai nodi sensibili, variazione di Q del 5% su 9 nodi sensibili

Si riportano in Figura 3.61 i nodi sensibili (evidenziati in verde) utilizzati per la manovra di gestione e i nodi critici della rete (evidenziati in rosso).

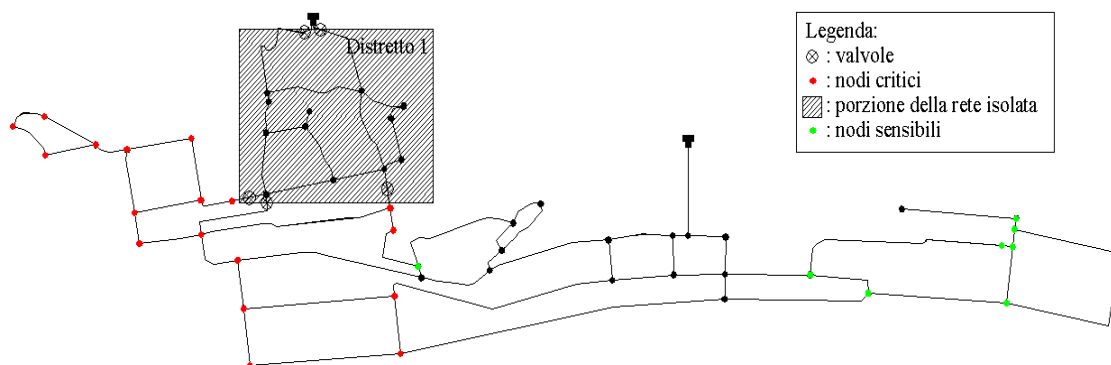


Figura 3.61 - Individuazione nodi sensibili modificati e nodi critici, variazione di Q del 5% su 9 nodi sensibili

I risultati della verifica della rete idrica in seguito alla variazione di portata del 5% sui 9 nodi sensibili della rete sono riportati in Tabella 3.74.

	$Q_{req} (l/s)$	$Q_{fail} (l/s)$	$Q_{del} (l/s)$	$\Psi = (Q_{del} - Q_{fail}) / Q_{fail}$
Intera rete	38.36	35.56	33.76	0.83%
Nodi critici	17.25	14.45	14.57	

Tabella 3.74 - Risultati calcolo idraulico rete idrica, variazione di Q del 5% su 9 nodi sensibili

Dai risultati ottenuti (Tabella 3.74) si nota un miglioramento della portata effettivamente erogata ai nodi critici in seguito alla manovra di gestione.

Imponendo la modifica sui primi 12 nodi più sensibili della rete tra quelli non critici, si ottiene la seguente distribuzione di portate  $Q_{red}$  (Tabella 3.75).

<i>Nodi Sensibili</i>	$Q_{req} (l/s)$	$Q_{red} (l/s)$	<i>Nodi Sensibili</i>	$Q_{req} (l/s)$	$Q_{red} (l/s)$
26	0.93	0.80	47	0.32	0.27
27	1.19	1.02	48	1.42	1.22
29	0.91	0.78	49	1.57	1.34
44	2.06	1.76	50	1.29	1.10
45	1.51	1.29	51	0.64	0.55
46	0.95	0.81	52	0.57	0.49

Tabella 3.75 - Portata da modificare ai nodi sensibili, variazione di Q del 5% su 12 nodi sensibili

Si riportano in Figura 3.62 i nodi sensibili (evidenziati in verde) utilizzati per la manovra di gestione e i nodi critici della rete (evidenziati in rosso).

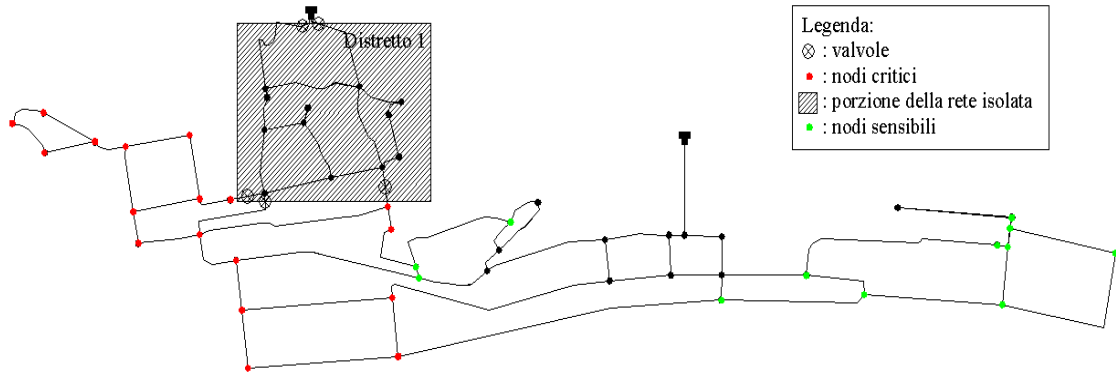


Figura 3.62 - Individuazione nodi sensibili modificati e nodi critici, variazione di Q del 5% su 12 nodi sensibili

I risultati della verifica della rete idrica in seguito alla variazione di portata del 5% sui 12 nodi sensibili della rete sono riportati in Tabella 3.76.

	$Q_{req}$ (l/s)	$Q_{fail}$ (l/s)	$Q_{del}$ (l/s)	$\Psi = (Q_{del} - Q_{fail}) / Q_{fail}$
Intera rete	38.36	35.56	33.77	0.97%
Nodi critici	17.25	14.45	14.59	

Tabella 3.76 - Risultati calcolo idraulico rete, variazione di Q del 5% su 12 nodi sensibili

Dai risultati ottenuti (Tabella 3.76) si nota un miglioramento per i nodi critici in termini di portata effettivamente erogata in seguito alla manovra di gestione.

Imponendo la modifica sui primi 15 nodi più sensibili della rete tra quelli non critici, si ottiene la seguente distribuzione di portate  $Q_{red}$  (Tabella 3.77).

Nodi Sensibili	$Q_{req}$ (l/s)	$Q_{red}$ (l/s)	Nodi Sensibili	$Q_{req}$ (l/s)	$Q_{red}$ (l/s)
26	0.93	0.82	46	0.95	0.84
27	1.19	1.05	47	0.32	0.28
29	0.91	0.80	48	1.42	1.25
30	0.47	0.41	49	1.57	1.38
31	0.55	0.48	50	1.29	1.13
39	1.48	1.30	51	0.64	0.56
44	2.06	1.81	52	0.57	0.50
45	1.51	1.33			

Tabella 3.77 - Portata da modificare ai nodi sensibili, variazione di Q del 5% su 15 nodi sensibili

Si riportano in Figura 3.63 i nodi sensibili (evidenziati in verde) utilizzati per la manovra di gestione e i nodi critici della rete (evidenziati in rosso).

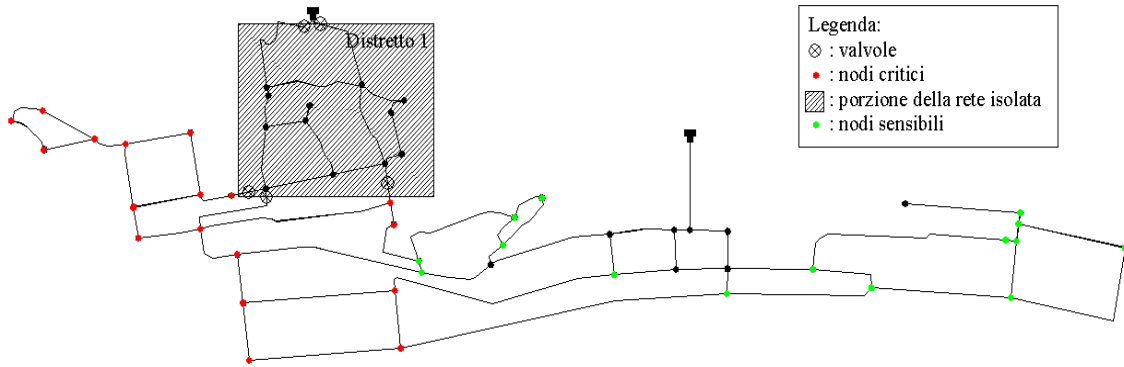


Figura 3.63 - Individuazione nodi sensibili modificati e nodi critici, variazione di Q del 5% su 15 nodi sensibili

I risultati della verifica della rete idrica in seguito alla variazione di portata del 5% sui 15 nodi sensibili della rete sono riportati in Tabella 3.78.

	$Q_{req}$ (l/s)	$Q_{fail}$ (l/s)	$Q_{del}$ (l/s)	$\Psi = (Q_{del} - Q_{fail}) / Q_{fail}$
Intera rete	38.36	35.56	33.78	0.97%
Nodi critici	17.25	14.45	14.59	

Tabella 3.78 - Risultati calcolo idraulico rete, variazione di Q del 5% su 15 nodi sensibili

Dai risultati ottenuti (Tabella 3.78) è evidente il beneficio per i nodi critici in termini di portata effettivamente erogata in seguito alla manovra di gestione.

Imponendo la modifica sui primi 18 nodi più sensibili della rete tra quelli non critici, si ottiene la seguente distribuzione di portate  $Q_{red}$  (Tabella 3.79).

Nodi Sensibili	$Q_{req}$ (l/s)	$Q_{red}$ (l/s)	Nodi Sensibili	$Q_{req}$ (l/s)	$Q_{red}$ (l/s)
26	0.93	0.83	44	2.06	1.85
27	1.19	1.07	45	1.51	1.35
29	0.91	0.82	46	0.95	0.85
30	0.47	0.42	47	0.32	0.29
31	0.55	0.49	48	1.42	1.27
32	1.00	0.90	49	1.57	1.41
33	1.02	0.91	50	1.29	1.16
38	0.64	0.57	51	0.64	0.57
39	1.48	1.33	52	0.57	0.51

Tabella 3.79 - Portata da modificare ai nodi sensibili, variazione di Q del 5% su 18 nodi sensibili

Si riportano in Figura 3.64 i nodi sensibili (evidenziati in verde) utilizzati per la manovra di gestione e i nodi critici della rete (evidenziati in rosso).



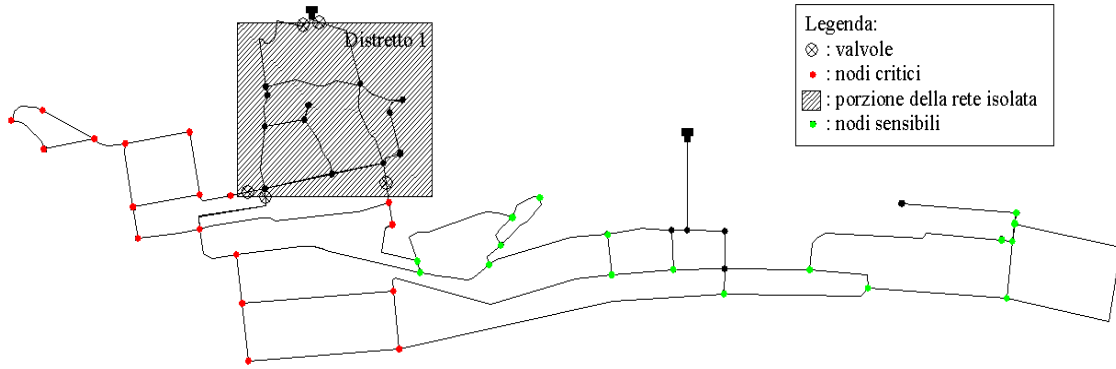


Figura 3.64 - Individuazione nodi sensibili modificati e nodi critici, variazione di Q del 5% su 18 nodi sensibili

I risultati della verifica della rete idrica in seguito alla variazione di portata del 5% sui 18 nodi sensibili della rete sono riportati in Tabella 3.80.

	$Q_{req}$ (l/s)	$Q_{fail}$ (l/s)	$Q_{del}$ (l/s)	$\Psi = (Q_{del} - Q_{fail}) / Q_{fail}$
Intera rete	38.36	35.56	33.77	0.90%
Nodi critici	17.25	14.45	14.58	

Tabella 3.80 - Risultati calcolo idraulico rete, variazione di Q del 5% su 18 nodi sensibili

Dai risultati ottenuti (Tabella 3.80) è evidente il beneficio per i nodi critici in termini di portata effettivamente erogata in seguito alla manovra di gestione.

I valori del parametro  $\psi$  al variare del numero di nodi sensibili scelti per effettuare la manovra è riportato in Tabella 3.81.

Numero nodi con Q modificata	$\psi$
2	0.62%
3	0.62%
4	0.62%
7	0.62%
9	0.83%
12	0.97%
15	0.97%
18	0.90%

Tabella 3.81 - Misure relative alle prestazioni della rete con variazione di Q del 5%

Imponendo una riduzione del 10% sui primi 4 nodi più sensibili della rete tra quelli non critici, si ottiene la seguente distribuzione di portate  $Q_{red}$  (Tabella 3.82).

<i>Nodi Sensibili</i>	$Q_{req}$ (l/s)	$Q_{red}$ (l/s)
46	0.95	0.13
49	1.57	0.22
50	1.29	0.18
51	0.64	0.09

Tabella 3.82 - Portata da modificare ai nodi sensibili, variazione di Q del 10% su 4 nodi sensibili

Si riportano in Figura 3.65 i nodi sensibili (evidenziati in verde) utilizzati per la manovra di gestione e i nodi critici della rete (evidenziati in rosso).

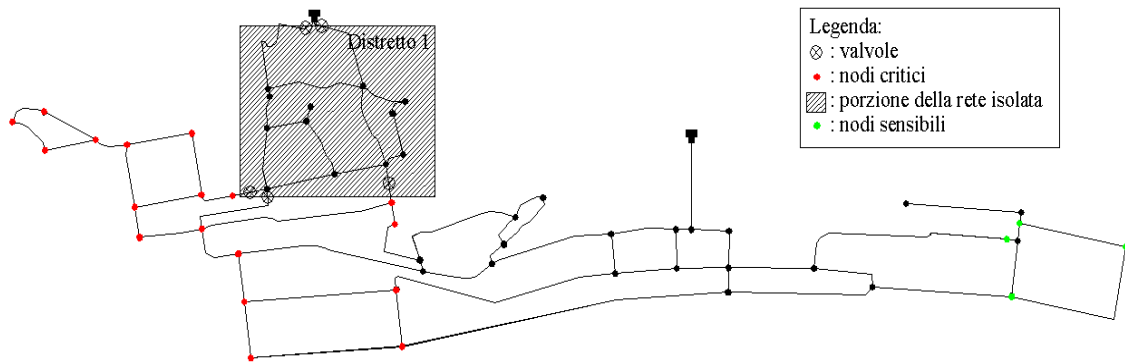


Figura 3.65 - Individuazione nodi sensibili modificati e nodi critici, variazione di Q del 10% su 4 nodi sensibili

I risultati della verifica della rete idrica in seguito alla variazione di portata del 10% sui 4 nodi sensibili della rete sono riportati in Tabella 3.83.

	$Q_{req}$ (l/s)	$Q_{fail}$ (l/s)	$Q_{del}$ (l/s)	$\Psi = (Q_{del} - Q_{fail}) / Q_{fail}$
Intera rete	38.36	35.56	30.12	1.18%
Nodi critici	17.25	14.45	14.62	

Tabella 3.83 - Risultati calcolo idraulico rete, variazione di Q del 10% su 4 nodi sensibili

Dai risultati ottenuti (Tabella 3.83) è evidente il beneficio per i nodi critici in termini di portata effettivamente erogata in seguito alla manovra di gestione.

Imponendo la modifica sui primi 7 nodi più sensibili della rete tra quelli non critici, si ottiene la seguente distribuzione di portate  $Q_{red}$  (Tabella 3.84).

<i>Nodi Sensibili</i>	$Q_{req} (l/s)$	$Q_{red} (l/s)$
46	0.95	0.41
47	0.32	0.14
49	1.57	0.68
50	1.29	0.56
51	0.64	0.28
52	0.57	0.25

Tabella 3.84 - Portata da modificare ai nodi sensibili, variazione di Q del 10% su 7 nodi sensibili

Si riportano in Figura 3.66 i nodi sensibili (evidenziati in verde) utilizzati per la manovra di gestione e i nodi critici della rete (evidenziati in rosso).

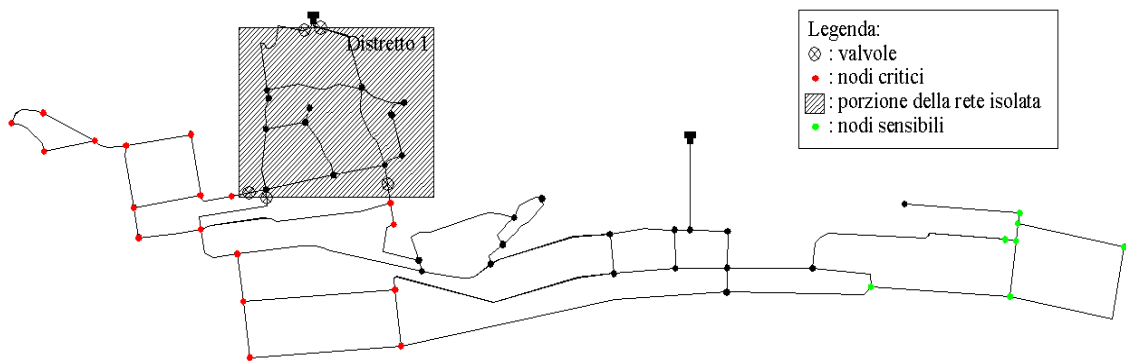


Figura 3.66 - Individuazione nodi sensibili modificati e nodi critici, variazione di Q del 10% su 7 nodi sensibili

I risultati della verifica della rete idrica in seguito alla variazione di portata del 10% sui 7 nodi sensibili della rete sono riportati in Tabella 3.85.

	$Q_{req} (l/s)$	$Q_{fail} (l/s)$	$Q_{del} (l/s)$	$\Psi = (Q_{del} - Q_{fail}) / Q_{fail}$
Intera rete	38,36	35,56	30,12	1,18%
Nodi critici	17,25	14,45	14,62	

Tabella 3.85 - Risultati calcolo idraulico rete, variazione di Q del 10% su 7 nodi sensibili

Dai risultati ottenuti (Tabella 3.85) è evidente il beneficio per i nodi critici in termini di portata effettivamente erogata in seguito alla manovra di gestione.

Imponendo la modifica sui primi 9 nodi più sensibili della rete tra quelli non critici, si ottiene la seguente distribuzione di portate  $Q_{red}$  (Tabella 3.86).

<i>Nodi Sensibili</i>	$Q_{req}$ (l/s)	$Q_{red}$ (l/s)	<i>Nodi Sensibili</i>	$Q_{req}$ (l/s)	$Q_{red}$ (l/s)
26	0.93	0.54	49	1.57	0.92
45	1.51	0.88	50	1.29	0.75
46	0.95	0.55	51	0.64	0.37
47	0.32	0.19	52	0.57	0.33
48	1.42	0.83			

Tabella 3.86 - Portata da modificare ai nodi sensibili, variazione di Q del 10%, su 9 nodi sensibili

Si riportano in Figura 3.67 i nodi sensibili (evidenziati in verde) utilizzati per la manovra di gestione e i nodi critici della rete (evidenziati in rosso).

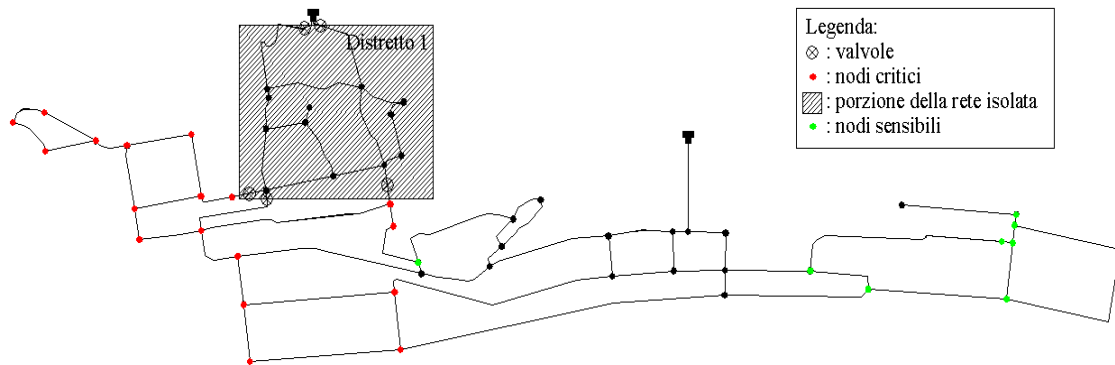


Figura 3.67 - Individuazione nodi sensibili modificati e nodi critici, variazione di Q del 10%, su 9 nodi sensibili

I risultati della verifica della rete idrica in seguito alla variazione di portata del 10% sui 9 nodi sensibili della rete sono riportati in Tabella 3.87.

	$Q_{req}$ (l/s)	$Q_{fail}$ (l/s)	$Q_{del}$ (l/s)	$\Psi = (Q_{del} - Q_{fail}) / Q_{fail}$
Intera rete	38.36	35.56	30.12	1.52%
Nodi critici	17.25	14.45	14.67	

Tabella 3.87 - Risultati calcolo idraulico rete, variazione di Q del 10%, su 9 nodi sensibili

Dai risultati ottenuti (Tabella 3.87) è evidente il beneficio per i nodi critici in termini di portata effettivamente erogata in seguito alla manovra di gestione.

Imponendo la modifica sui primi 12 nodi più sensibili della rete tra quelli non critici, si ottiene la seguente distribuzione di portate  $Q_{red}$  (Tabella 3.88).

## Un modello di gestione delle reti idriche in condizioni di emergenza

<i>Nodi Sensibili</i>	$Q_{req}$ (l/s)	$Q_{red}$ (l/s)	<i>Nodi Sensibili</i>	$Q_{req}$ (l/s)	$Q_{red}$ (l/s)
26	0.93	0.66	47	0.32	0.23
27	1.19	0.85	48	1.42	1.01
29	0.91	0.65	49	1.57	1.12
44	2.06	1.47	50	1.29	0.92
45	1.51	1.08	51	0.64	0.46
46	0.95	0.68	52	0.57	0.41

Tabella 3.88 - Portata da modificare ai nodi sensibili, variazione di Q del 10% su 12 nodi sensibili

Si riportano in Figura 3.68 i nodi sensibili (evidenziati in verde) utilizzati per la manovra di gestione e i nodi critici della rete (evidenziati in rosso)

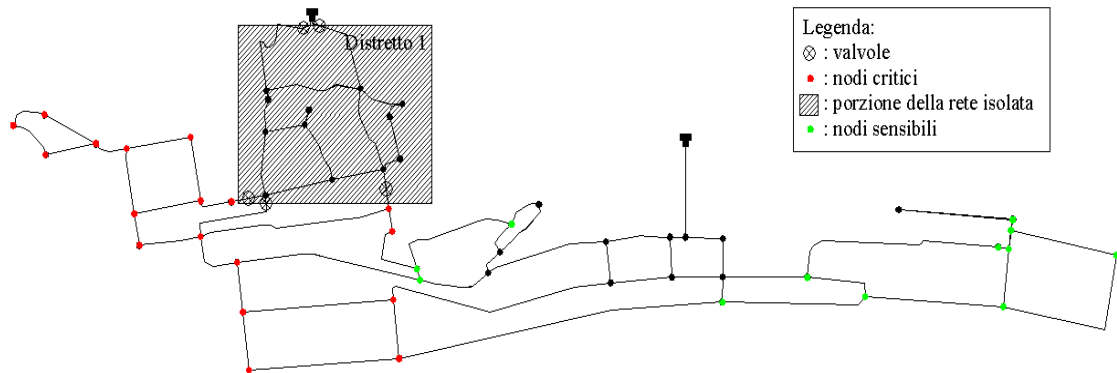


Figura 3.68 - Individuazione nodi sensibili modificati e nodi critici, variazione di Q del 10% su 12 nodi sensibili

I risultati della verifica della rete idrica in seguito alla variazione di portata del 10% sui 12 nodi sensibili della rete sono riportati in Tabella 3.89.

	$Q_{req}$ (l/s)	$Q_{fail}$ (l/s)	$Q_{del}$ (l/s)	$\Psi = (Q_{del} - Q_{fail}) / Q_{fail}$
Intera rete	38.36	35.56	30.12	1.87%
Nodi critici	17.25	14.45	14.72	

Tabella 3.89 - Risultati calcolo idraulico rete, variazione di Q del 10% su 12 nodi sensibili

Dai risultati ottenuti (Tabella 3.89) è evidente il beneficio per i nodi critici in termini di portata effettivamente erogata in seguito alla manovra di gestione.

Imponendo la modifica sui primi 15 nodi più sensibili della rete tra quelli non critici, si ottiene la seguente distribuzione di portate  $Q_{red}$  (Tabella 3.90).

## Un modello di gestione delle reti idriche in condizioni di emergenza

<i>Nodi Sensibili</i>	$Q_{req}$ (l/s)	$Q_{red}$ (l/s)	<i>Nodi Sensibili</i>	$Q_{req}$ (l/s)	$Q_{red}$ (l/s)
26	0.93	0.70	46	0.95	0.72
27	1.19	0.90	47	0.32	0.24
29	0.91	0.69	48	1.42	1.08
30	0.47	0.36	49	1.57	1.19
31	0.55	0.42	50	1.29	0.98
39	1.47	1.11	51	0.64	0.49
44	2.06	1.56	52	0.57	0.43
45	1.51	1.14			

Tabella 3.91 - Portata da modificare ai nodi sensibili, variazione di Q del 10% su 15 nodi sensibili

Si riportano in Figura 3.69 i nodi sensibili (evidenziati in verde) utilizzati per la manovra di gestione e i nodi critici della rete (evidenziati in rosso).

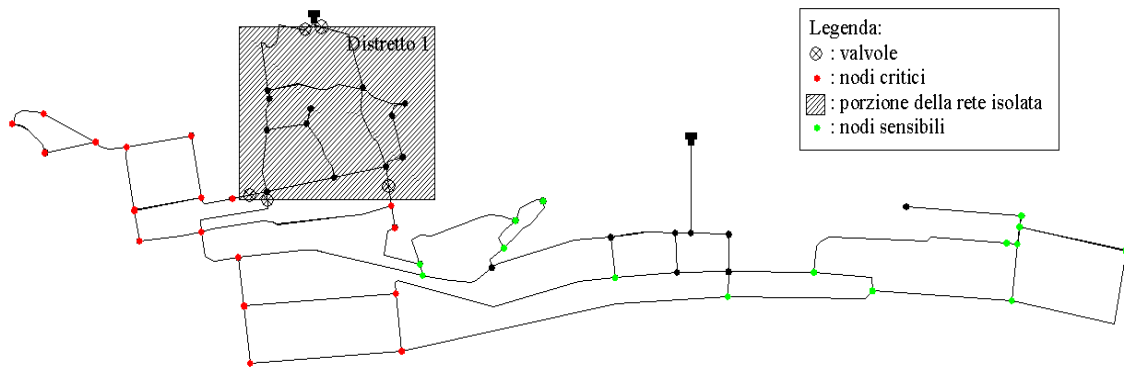


Figura 3.69 - Individuazione nodi sensibili modificati e nodi critici, variazione di Q del 10% su 15 nodi sensibili

I risultati della verifica della rete idrica in seguito alla variazione di portata del 10% sui 15 nodi sensibili della rete sono riportati in Tabella 3.92.

	$Q_{req}$ (l/s)	$Q_{fail}$ (l/s)	$Q_{del}$ (l/s)	$\Psi = (Q_{del} - Q_{fail}) / Q_{fail}$
Intera rete	38,36	35,56	30,12	1,80%
Nodi critici	17,25	14,45	14,71	

Tabella 3.92 - Risultati calcolo idraulico rete, variazione di Q del 10% su 15 nodi sensibili

Dai risultati ottenuti (Tabella 3.92) è evidente il beneficio per i nodi critici in termini di portata effettivamente erogata in seguito alla manovra di gestione.

Imponendo la modifica sui primi 18 nodi più sensibili della rete tra quelli non critici, si ottiene la seguente distribuzione di portate  $Q_{red}$  (Tabella 3.93).

## Un modello di gestione delle reti idriche in condizioni di emergenza

Nodi Sensibili	$Q_{req}$ (l/s)	$Q_{red}$ (l/s)	Nodi Sensibili	$Q_{req}$ (l/s)	$Q_{red}$ (l/s)
26	0.93	0.74	44	2.06	1.63
27	1.19	0.94	45	1.51	1.20
29	0.91	0.72	46	0.95	0.75
30	0.47	0.37	47	0.32	0.25
31	0.55	0.44	48	1.42	1.13
32	1.00	0.79	49	1.57	1.24
33	1.02	0.81	50	1.29	1.02
38	0.64	0.51	51	0.64	0.51
39	1.47	1.17	52	0.57	0.45

Tabella 3.93 - Portata da modificare ai nodi sensibili, variazione di Q del 10% su 18 nodi sensibili

Si riportano in Figura 3.70 i nodi sensibili (evidenziati in verde) utilizzati per la manovra di gestione e i nodi critici della rete (evidenziati in rosso).

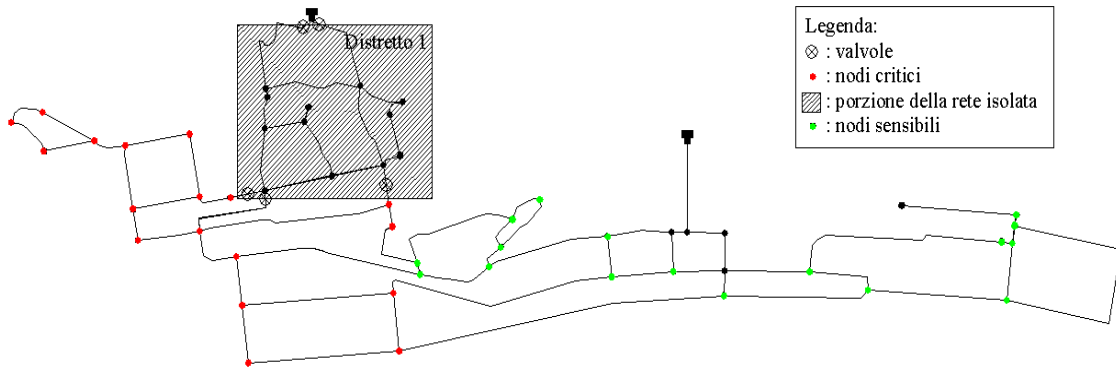


Figura 3.70 - Individuazione nodi sensibili modificati e nodi critici, variazione di Q del 10% su 18 nodi sensibili

I risultati della verifica della rete idrica in seguito alla variazione di portata del 10% sui 18 nodi sensibili della rete sono riportati in Tabella 3.94.

	$Q_{req}$ (l/s)	$Q_{fail}$ (l/s)	$Q_{del}$ (l/s)	$\Psi = (Q_{del} - Q_{fail}) / Q_{fail}$
Intera rete	38,36	35,56	30,12	1,59%
Nodi critici	17,25	14,45	14,68	

Tabella 3.94 - Risultati calcolo idraulico rete, variazione di Q del 10% su 18 nodi sensibili

Dai risultati ottenuti (Tabella 3.94) è evidente il beneficio per i nodi critici in termini di portata effettivamente erogata in seguito alla manovra di gestione.

I valori del parametro  $\psi$  al variare del numero di nodi sensibili scelti per effettuare la manovra è riportato in Tabella 3.95.

<i>Numero nodi con Q modificata</i>	$\psi$
4	1.18%
7	1.18%
9	1.52%
12	1.87%
15	1.80%
18	1.59%

Tabella 3.95 - Misure relative alle prestazioni della rete con variazione di Q del 10%

Imponendo una variazione del 15%, la portata totale che non erogata in seguito alla manovra di gestione, ovvero quella tolta ai nodi più sensibili della rete, è di 5.75 l/s.

Tale variazione di portata viene imposta inizialmente su 7 nodi tra quelli più sensibili della rete, ottenendo la distribuzione  $Q_{red}$  (l/s) in Tabella 3.96.

<i>Nodi Sensibili</i>	$Q_{req}$ (l/s)	$Q_{red}$ (l/s)
46	0.95	0.14
47	0.32	0.05
48	1.42	0.21
49	1.57	0.23
50	1.29	0.19
51	0.64	0.10
52	0.57	0.08

Tabella 3.96 - Portata da modificare ai nodi sensibili, variazione di Q del 15% su 7 nodi sensibili

Si riportano in Figura 3.71 i nodi sensibili (evidenziati in verde) utilizzati per la manovra di gestione e i nodi critici della rete (evidenziati in rosso).

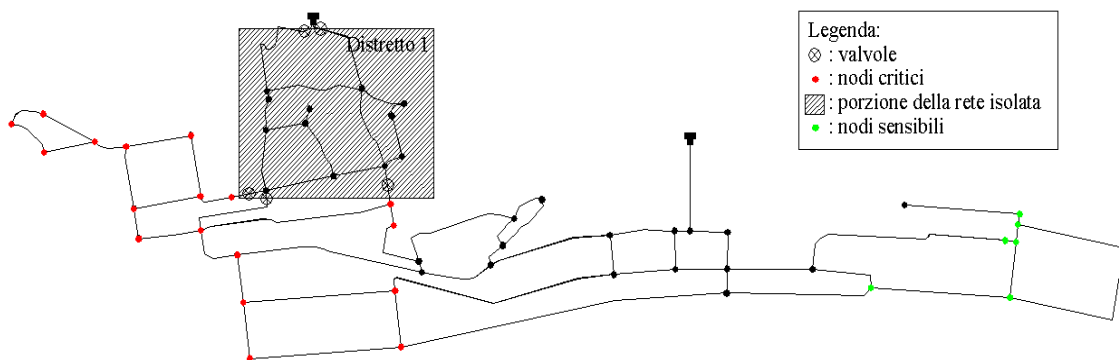


Figura 3.71 - Individuazione nodi sensibili modificati e nodi critici, variazione di Q del 15% su 7 nodi sensibili

I risultati della verifica della rete idrica in seguito alla variazione di portata del 15% sui 7 nodi sensibili della rete sono riportati in Tabella 3.97.



## Un modello di gestione delle reti idriche in condizioni di emergenza

	$Q_{req}$ (l/s)	$Q_{fail}$ (l/s)	$Q_{del}$ (l/s)	$\Psi = (Q_{del} - Q_{fail}) / Q_{fail}$
Intera rete	38.36	35.56	30.12	1.59%
Nodi critici	17.25	14.45	14.68	

Tabella 3.97 - Risultati calcolo idraulico rete, variazione di Q del 15% su 7 nodi sensibili

Dai risultati ottenuti (Tabella 3.97) è evidente il beneficio per i nodi critici in termini di portata effettivamente erogata in seguito alla manovra di gestione.

Imponendo la modifica sui 9 primi nodi più sensibili della rete tra quelli non critici, si ottiene la seguente distribuzione di portate  $Q_{red}$  (Tabella 3.98).

Nodi Sensibili	$Q_{req}$ (l/s)	$Q_{red}$ (l/s)	Nodi Sensibili	$Q_{req}$ (l/s)	$Q_{red}$ (l/s)
26	0.93	0.35	49	1.57	0.59
45	1.51	0.57	50	1.29	0.48
46	0.95	0.36	51	0.64	0.24
47	0.32	0.12	52	0.57	0.21
48	1.42	0.53			

Tabella 3.98 - Portata da modificare ai nodi sensibili, variazione di Q del 15% su 9 nodi sensibili

Si riportano in Figura 3.72 i nodi sensibili (evidenziati in verde) utilizzati per la manovra di gestione e i nodi critici della rete (evidenziati in rosso).

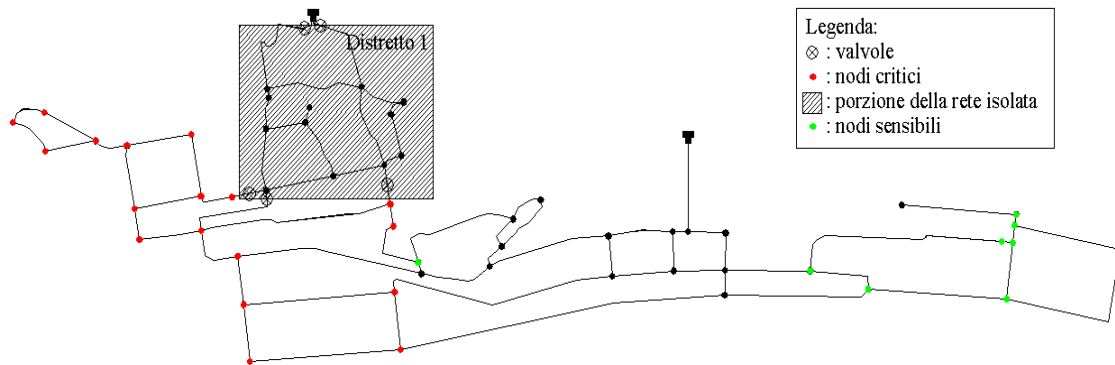


Figura 3.72 - Individuazione nodi sensibili modificati e nodi critici, variazione di Q del 15% su 9 nodi sensibili

I risultati della verifica della rete idrica in seguito alla variazione di portata del 15% sui 9 nodi sensibili della rete sono riportati in Tabella 3.99.

	$Q_{req}$ (l/s)	$Q_{fail}$ (l/s)	$Q_{del}$ (l/s)	$\Psi = (Q_{del} - Q_{fail}) / Q_{fail}$
Intera rete	38.36	35.56	30.12	2.21%
Nodi critici	17.25	14.45	14.77	

Tabella 3.99 - Risultati calcolo idraulico rete, variazione di Q del 15% su 9 nodi sensibili

Dai risultati ottenuti (Tabella 3.99) è evidente il beneficio per i nodi critici in termini di portata effettivamente erogata in seguito alla manovra di gestione.

Imponendo la modifica sui primi 12 nodi più sensibili della rete tra quelli non critici, si ottiene la seguente distribuzione di portate  $Q_{red}$  (Tabella 3.100).

<i>Nodi Sensibili</i>	$Q_{req}$ (l/s)	$Q_{red}$ (l/s)	<i>Nodi Sensibili</i>	$Q_{req}$ (l/s)	$Q_{red}$ (l/s)
26	0.93	0.53	47	0.32	0.18
27	1.19	0.68	48	1.42	0.81
29	0.91	0.52	49	1.57	0.89
44	2.06	1.17	50	1.29	0.73
45	1.51	0.86	51	0.64	0.36
46	0.95	0.54	52	0.57	0.32

Tabella 3.100 - Portata da modificare ai nodi sensibili, variazione di  $Q$  del 15% su 12 nodi sensibili

Si riportano in Figura 3.73 i nodi sensibili (evidenziati in verde) utilizzati per la manovra di gestione e i nodi critici della rete (evidenziati in rosso).

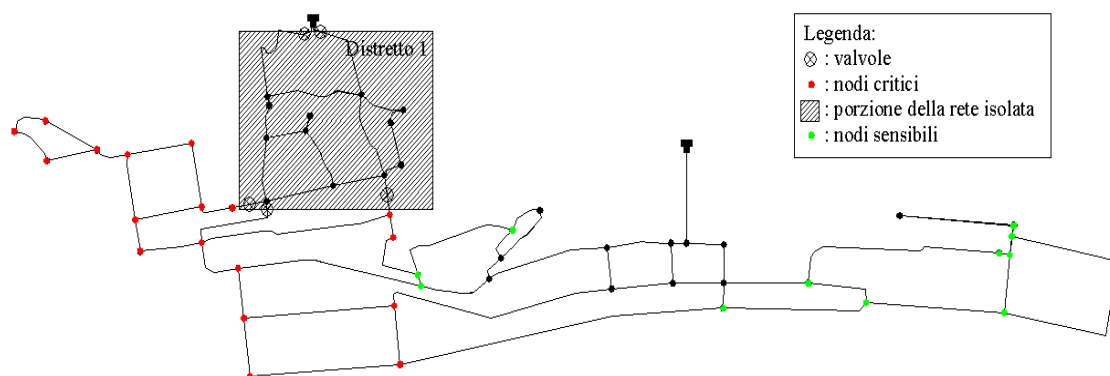


Figura 3.73 - Individuazione nodi sensibili modificati e nodi critici, variazione di  $Q$  del 15% su 12 nodi sensibili

I risultati della verifica della rete idrica in seguito alla variazione di portata del 15% sui 12 nodi sensibili della rete sono riportati in Tabella 3.101.

## Un modello di gestione delle reti idriche in condizioni di emergenza

	$Q_{req} (l/s)$	$Q_{fail} (l/s)$	$Q_{det} (l/s)$	$\Psi = (Q_{det} - Q_{fail}) / Q_{fail}$
Intera rete	38.36	35.56	30.12	2.70%
Nodi critici	17.25	14.45	14.84	

Tabella 3.101 - Risultati calcolo idraulico rete, variazione di Q del 15% su 12 nodi sensibili

Dai risultati ottenuti (Tabella 3.101) è evidente il beneficio per i nodi critici in termini di portata effettivamente erogata in seguito alla manovra di gestione.

Imponendo la modifica sui primi 15 nodi più sensibili della rete tra quelli non critici, si ottiene la seguente distribuzione di portate  $Q_{red}$  (Tabella 3.102).

<i>Nodi Sensibili</i>	$Q_{req} (l/s)$	$Q_{red} (l/s)$	<i>Nodi Sensibili</i>	$Q_{req} (l/s)$	$Q_{red} (l/s)$
26	0.93	0.59	46	0.95	0.61
27	1.19	0.76	47	0.32	0.20
29	0.91	0.58	48	1.42	0.90
30	0.47	0.30	49	1.57	1.00
31	0.55	0.35	50	1.29	0.82
39	1.48	0.94	51	0.64	0.41
44	2.06	1.31	52	0.57	0.36
45	1.51	0.96			

Tabella 3.96 - Portata da modificare ai nodi sensibili, variazione di Q del 15% su 15 nodi sensibili

Si riportano in Figura 3.74 i nodi sensibili (evidenziati in verde) utilizzati per la manovra di gestione e i nodi critici della rete (evidenziati in rosso).

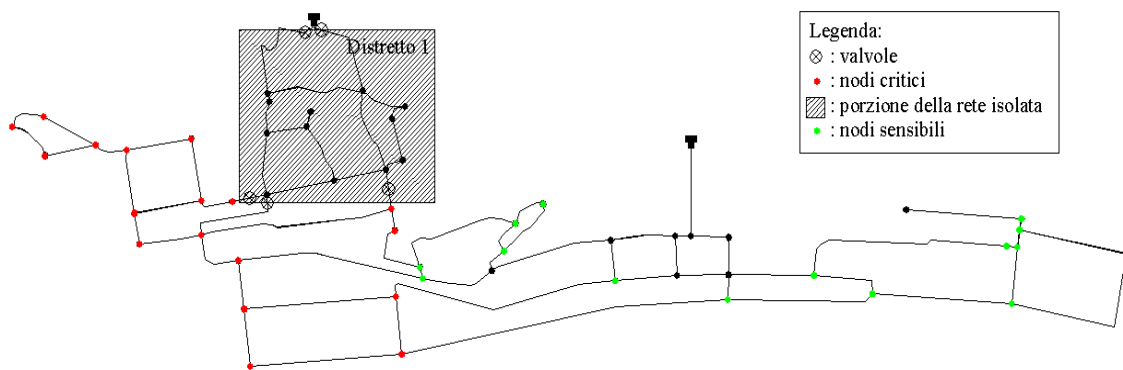


Figura 3.74 - Individuazione nodi sensibili modificati e nodi critici, variazione di Q del 15% su 15 nodi sensibili

I risultati della verifica della rete idrica in seguito alla variazione di portata del 15% sui 15 nodi sensibili della rete sono riportati in Tabella 3.103.

## Un modello di gestione delle reti idriche in condizioni di emergenza

	$Q_{req}$ (l/s)	$Q_{fail}$ (l/s)	$Q_{det}$ (l/s)	$\Psi = (Q_{det} - Q_{fail}) / Q_{fail}$
Intera rete	38.36	35.56	30.12	2.63%
Nodi critici	17.25	14.45	14.83	

Tabella 3.103 - Risultati calcolo idraulico rete, variazione di Q del 15% su 15 nodi sensibili

Dai risultati ottenuti (Tabella 3.103) è evidente il beneficio per i nodi critici in termini di portata effettivamente erogata in seguito alla manovra di gestione.

Infine, imponendo la modifica sui primi 18 nodi più sensibili della rete tra quelli non critici, si ottiene la seguente distribuzione di portate  $Q_{red}$  (Tabella 3.104).

<i>Nodi Sensibili</i>	$Q_{req}$ (l/s)	$Q_{red}$ (l/s)	<i>Nodi Sensibili</i>	$Q_{req}$ (l/s)	$Q_{red}$ (l/s)
26	0.93	0.64	44	2.06	1.42
27	1.19	0.82	45	1.51	1.04
29	0.91	0.63	46	0.95	0.65
30	0.47	0.32	47	0.32	0.22
31	0.55	0.38	48	1.42	0.98
32	1.00	0.69	49	1.57	1.08
33	1.02	0.70	50	1.29	0.89
38	0.61	0.42	51	0.64	0.44
39	1.48	1.02	52	0.57	0.39

Tabella 3.104 - Portata da modificare ai nodi sensibili, variazione di Q del 15% su 18 nodi sensibili

Si riportano in Figura 3.75 i nodi sensibili (evidenziati in verde) utilizzati per la manovra di gestione e i nodi critici della rete (evidenziati in rosso).

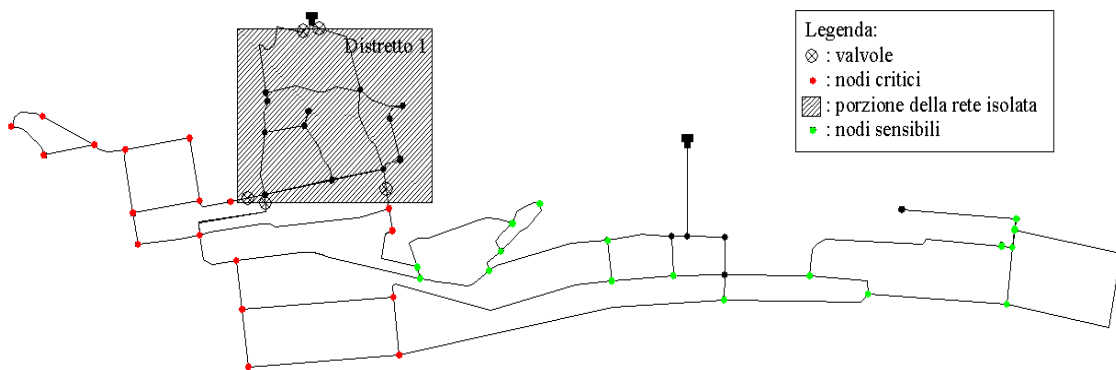


Figura 3.75 - Individuazione nodi sensibili modificati e nodi critici, variazione di Q del 15% su 18 nodi sensibili

I risultati della verifica della rete idrica in seguito alla variazione di portata del 15% sui 18 nodi sensibili della rete sono riportati in Tabella 3.105.

## Un modello di gestione delle reti idriche in condizioni di emergenza

	$Q_{req}$ (l/s)	$Q_{fail}$ (l/s)	$Q_{det}$ (l/s)	$\Psi = (Q_{det} - Q_{fail}) / Q_{fail}$
Intera rete	38.36	35.56	30.12	2.42%
Nodi critici	17.25	14.45	14.80	

Tabella 3.105 - Risultati calcolo idraulico rete, variazione di Q del 15% su 18 nodi sensibili

Dai risultati ottenuti (Tabella 3.105) è evidente il beneficio per i nodi critici in termini di portata effettivamente erogata in seguito alla manovra di gestione.

I valori del parametro  $\psi$  al variare del numero di nodi sensibili scelti per effettuare la manovra è riportato in Tabella 3.106.

Numero dei nodi con Q modificata	$\psi$
7	1.59%
9	2.21%
12	2.70%
15	2.63%
18	2.42%

Tabella 3.106 - Misure relative alle prestazioni della rete con variazione di Q del 15%

Imponendo la riduzione del 20% sui primi 9 nodi più sensibili della rete tra quelli non critici, si ottiene la seguente distribuzione di portate  $Q_{red}$  (Tabella 3.107).

Nodi Sensibili	$Q_{req}$ (l/s)	$Q_{red}$ (l/s)	Nodi Sensibili	$Q_{req}$ (l/s)	$Q_{red}$ (l/s)
26	0.93	0.15	49	1.57	0.26
45	1.51	0.25	50	1.29	0.21
46	0.95	0.16	51	0.64	0.11
47	0.32	0.05	52	0.57	0.09
48	1.42	0.24			

Tabella 3.107 - Portata da modificare ai nodi sensibili, variazione di Q del 20% su 9 nodi sensibili

Si riportano in Figura 3.76 i nodi sensibili (evidenziati in verde) utilizzati per la manovra di gestione e i nodi critici della rete (evidenziati in rosso).

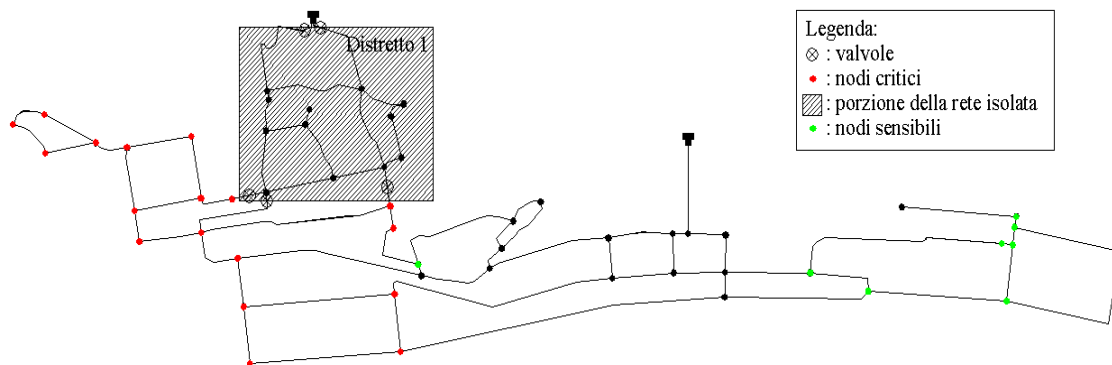


Figura 3.76 - Individuazione nodi sensibili modificati e nodi critici, variazione di Q del 20% su 9 nodi sensibili

I risultati della verifica della rete idrica in seguito alla variazione di portata del 20% sui 9 nodi sensibili della rete sono riportati in Tabella 3.108.

	$Q_{req}$ (l/s)	$Q_{fail}$ (l/s)	$Q_{del}$ (l/s)	$\Psi = (Q_{del} - Q_{fail}) / Q_{fail}$
Intera rete	38.36	35.56	30.12	2.91%
Nodi critici	17.25	14.45	14.87	

Tabella 3.108 - Risultati calcolo idraulico rete, variazione di Q del 20% su 9 nodi sensibili

Dai risultati ottenuti (Tabella 3.108) è evidente il beneficio per i nodi critici in termini di portata effettivamente erogata in seguito alla manovra di gestione.

Imponendo la modifica sui primi 12 nodi più sensibili della rete tra quelli non critici, si ottiene la seguente distribuzione di portate  $Q_{red}$  (Tabella 3.109).

<i>Nodi Sensibili</i>	$Q_{req}$ (l/s)	$Q_{red}$ (l/s)	<i>Nodi Sensibili</i>	$Q_{req}$ (l/s)	$Q_{red}$ (l/s)
26	0.93	0.40	47	0.32	0.14
27	1.19	0.51	48	1.42	0.60
29	0.91	0.39	49	1.57	0.67
44	2.06	0.88	50	1.29	0.55
45	1.51	0.64	51	0.64	0.27
46	0.95	0.40	52	0.57	0.24

Tabella 3.109 - Portata da modificare ai nodi sensibili, variazione di Q del 20% su 12 nodi sensibili

Si riportano in Figura 3.77 i nodi sensibili (evidenziati in verde) utilizzati per la manovra di gestione e i nodi critici della rete (evidenziati in rosso).

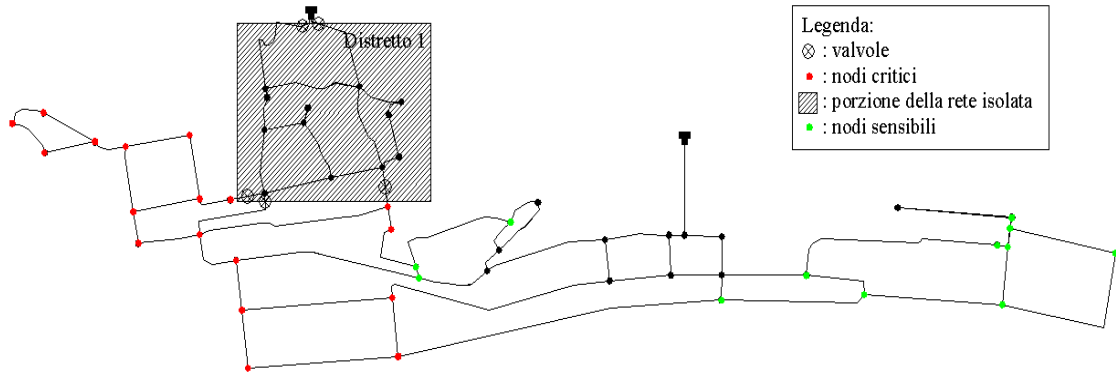


Figura 3.77 - Individuazione nodi sensibili modificati e nodi critici, variazione di Q del 20% su 12 nodi sensibili

I risultati della verifica della rete idrica in seguito alla variazione di portata del 20% sui 12 nodi sensibili della rete sono riportati in Tabella 3.110.

	$Q_{req}$ (l/s)	$Q_{fail}$ (l/s)	$Q_{del}$ (l/s)	$\Psi = (Q_{del} - Q_{fail}) / Q_{fail}$
Intera rete	38.36	35.56	30.12	3.53%
Nodi critici	17.25	14.45	14.96	

Tabella 3.110 - Risultati calcolo idraulico rete idrica, variazione di Q del 20% su 12 nodi sensibili

Dai risultati ottenuti (Tabella 3.110) è evidente il beneficio per i nodi critici in termini di portata effettivamente erogata in seguito alla manovra di gestione.

Imponendo la modifica sui primi 15 nodi più sensibili della rete tra quelli non critici, si ottiene la seguente distribuzione di portate  $Q_{red}$  (Tabella 3.111).

Nodi Sensibili	$Q_{req}$ (l/s)	$Q_{red}$ (l/s)	Nodi Sensibili	$Q_{req}$ (l/s)	$Q_{red}$ (l/s)
26	0.93	0.48	46	0.95	0.49
27	1.19	0.61	47	0.32	0.17
29	0.91	0.47	48	1.42	0.73
30	0.47	0.24	49	1.57	0.81
31	0.55	0.28	50	1.29	0.67
39	1.48	0.76	51	0.64	0.33
44	2.06	1.06	52	0.57	0.29
45	1.51	0.78			

Tabella 3.111 - Portata da modificare ai nodi sensibili, variazione di Q del 20% su 15 nodi sensibili

Si riportano in Figura 3.78 i nodi sensibili (evidenziati in verde) utilizzati per la manovra di gestione e i nodi critici della rete (evidenziati in rosso).

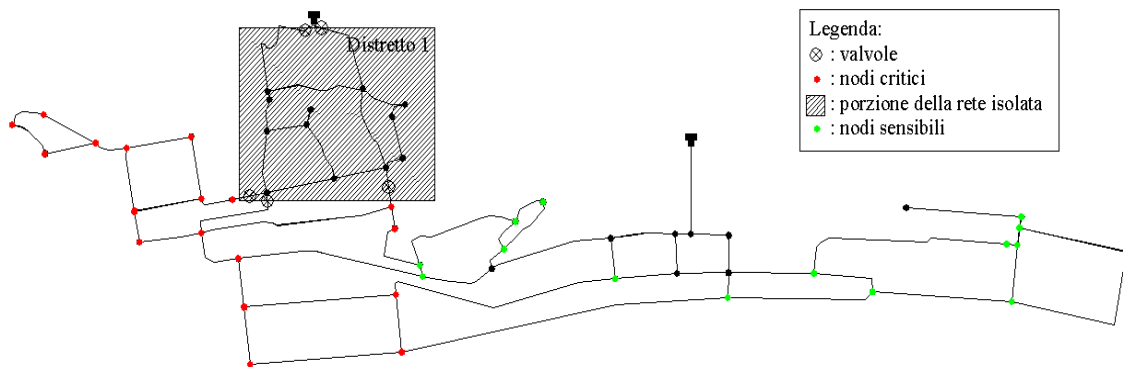


Figura 3.78 - Individuazione nodi sensibili modificati e nodi critici, variazione di Q del 20% su 15 nodi sensibili

I risultati della verifica della rete idrica in seguito alla variazione di portata del 20% sui 15 nodi sensibili della rete sono riportati in Tabella 3.112.

	$Q_{req}$ (l/s)	$Q_{fail}$ (l/s)	$Q_{del}$ (l/s)	$\Psi = (Q_{del} - Q_{fail}) / Q_{fail}$
Intera rete	38.36	35.56	30.12	3.46%
Nodi critici	17.25	14.45	14.95	

Tabella 3.112 - Risultati calcolo idraulico rete, variazione di Q del 20% su 15 nodi sensibili

Dai risultati ottenuti (Tabella 3.112) è evidente il beneficio per i nodi critici in termini di portata effettivamente erogata in seguito alla manovra di gestione.

Imponendo la modifica sui primi 18 nodi più sensibili della rete tra quelli non critici, si ottiene la seguente distribuzione di portate  $Q_{red}$  (Tabella 3.113).

Nodi Sensibili	$Q_{req}$ (l/s)	$Q_{red}$ (l/s)	Nodi Sensibili	$Q_{req}$ (l/s)	$Q_{red}$ (l/s)
26	0.93	0.54	44	2.06	1.21
27	1.19	0.70	45	1.51	0.88
29	0.91	0.53	46	0.95	0.56
30	0.47	0.28	47	0.32	0.19
31	0.55	0.32	48	1.42	0.83
32	1.00	0.59	49	1.57	0.92
33	1.02	0.60	50	1.29	0.76
38	0.61	0.37	51	0.64	0.37
39	1.48	0.87	52	0.57	0.33

Tabella 3.113 - Portata da modificare ai nodi sensibili, variazione di Q del 20% su 18 nodi sensibili

Si riportano in Figura 3.79 i nodi sensibili (evidenziati in verde) utilizzati per la manovra di gestione e i nodi critici della rete (evidenziati in rosso).



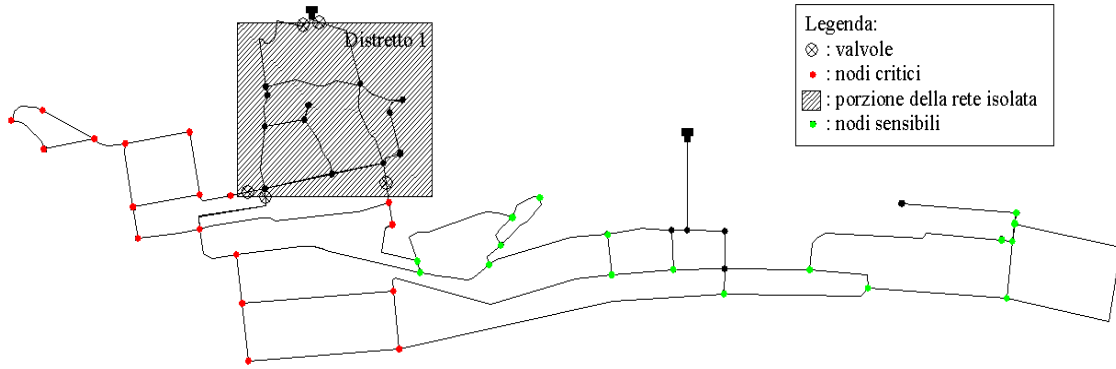


Figura 3.79 - Individuazione nodi sensibili modificati e nodi critici, variazione di Q del 20% su 18 nodi sensibili

I risultati della verifica della rete idrica in seguito alla variazione di portata del 20% sui 18 nodi sensibili della rete sono riportati in Tabella 3.114.

	$Q_{req}$ (l/s)	$Q_{fail}$ (l/s)	$Q_{del}$ (l/s)	$\Psi = (Q_{del} - Q_{fail}) / Q_{fail}$
Intera rete	38.36	35.56	30.12	3.11%
Nodi critici	17.25	14.45	14.90	

Tabella 3.114 - Risultati calcolo idraulico rete, variazione di Q del 20% su 18 nodi sensibili

Dai risultati ottenuti (Tabella 3.114) è evidente il beneficio per i nodi critici in termini di portata effettivamente erogata in seguito alla manovra di gestione.

I valori del parametro  $\psi$  al variare del numero di nodi sensibili scelti per effettuare la manovra è riportato in Tabella 3.115.

Numero nodi con Q modificata	$\psi$
9	2.91%
12	3.53%
15	3.46%
18	3.11%

Tabella 3.115 - Misure relative alle prestazioni della rete con variazione di Q del 20%

Il beneficio ottenibile da variazioni di portata del 5%, 10%, 15% e 20% al variare del numero di nodi sensibili utilizzati per la manovra di gestione è riportato in termini di parametro  $\psi$  nella Tabella 3.116.

Nodi modificati	Variazione Q del 5%	Variazione Q del 10%	Variazione Q del 15%	Variazione Q del 20%
	$\psi$	$\psi$	$\psi$	$\psi$
2	0.62%	-	-	-
3	0.62%	-	-	-
4	0.62%	1.18%	-	-
7	0.62%	1.18%	1.59%	-
9	0.83%	1.52%	2.21%	2.91%
12	0.97%	1.87%	2.70%	3.53%
15	0.97%	1.80%	2.63%	3.46%
18	0.90%	1.59%	2.42%	3.11%

Tabella 3.116 - Confronto tra le misure relative alle prestazioni della rete al variare della Q

In Figura 3.80 si riporta l'andamento di  $\Psi$  in funzione del numero di nodi sensibili al variare della percentuale di riduzione della portata.

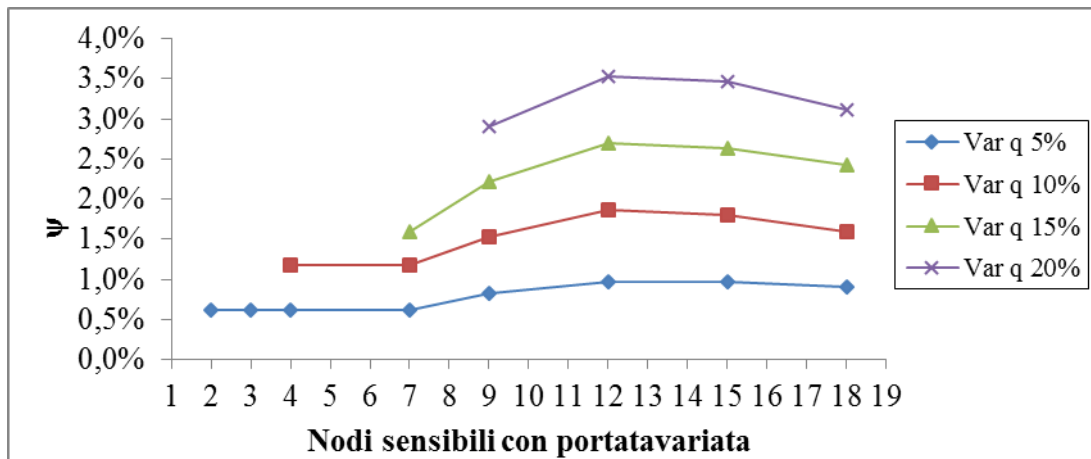


Figura 3.80 - Andamento del parametro  $\psi$  all'aumentare dei nodi modificati e al variare della Q, relativo alla rete

Con la manovra di gestione, i nodi critici riescono ad erogare parzialmente il deficit di portata che si genera in seguito alla chiusura del distretto in cui è presente la condotta danneggiata. Il deficit di portata che si riesce a recuperare con la manovra di gestione aumenta all'aumentare della quantità di portata che si riduce nei nodi sensibili. Ciò avviene poiché l'immissione in rete di una quantità minore di portata provoca una diminuzione delle perdite di carico e, conseguentemente, un aumento della pressione nei nodi della rete.

## Conclusioni

---

Il lavoro di tesi ha avuto lo scopo di definire un modello di gestione di un sistema idrico cittadino in condizioni di emergenza, con particolare riferimento ad alcune zone della rete, definite come nodi critici e vulnerabili, quali ad esempio possono essere gli ospedali o zone temporaneamente colpite da incendi in cui è necessario intervenire, nelle quali bisogna garantire sempre livelli di servizio adeguati.

Lo studio della letteratura scientifica di riferimento ha mostrato come l'attenzione verso le problematiche che si generano a causa di fallanze del sistema, quali la rottura di condotte, valvole, pompe o altri dispositivi, sia di grande interesse anche tecnico e sia da sempre oggetto di approfondimento e analisi da parte della comunità scientifica.

I modelli e le metodologie finora proposti hanno portato alla definizione di parametri di affidabilità, strumenti di supporto decisionale e tecniche di pianificazione mirati soprattutto alla prevenzione.

L'approccio qui seguito, di carattere innovativo, propone di operare manovre di gestione durante le emergenze generate da fallanze nelle condotte al fine di garantire livelli di servizio adeguati in particolari zone della rete, denominate critiche, per le quali si assume che il disservizio anche se limitato alla fase di riparazione della condotta sia inaccettabile.

Il modello utilizzato e proposto si basa su un approccio di analisi della rete di tipo PDA, che tiene conto del legame tra la portata effettivamente erogata ai nodi e il carico piezometrico disponibile.

Preliminare alle operazioni da eseguire nella rete durante l'emergenza, vi è stato lo studio per l'analisi della posizione delle valvole di intercettazione. Infatti, per garantire un corretto funzionamento dei sistemi idrici durante gli interventi di manutenzione, è necessario isolare la zona soggetta ad intervento dalla restante parte della rete. Uno degli scopi del lavoro è stato di individuare, mediante la minimizzazione di una Funzione Obiettivo, una misura dell'effetto che l'isolamento indotto dalle valvole produce sul sistema, e quindi la più efficace configurazione della posizione e del numero di valvole da chiudere. Tale funzione dipende, oltre che dal numero totale di valvole nel sistema e dal numero di quelle da chiudere per isolare la condotta danneggiata, dalla quantità di portata erogata da garantire per il soddisfacimento delle utenze. Quest'ultima è legata, chiaramente, al carico piezometrico disponibile. La minimizzazione della Funzione Obiettivo definisce l'efficacia della distrettualizzazione, cui corrisponde un migliore funzionamento della rete in emergenza.

La Funzione Obiettivo ha quindi lo scopo di fornire una prima stima per la definizione, a partire da un sistema di valvole esistenti, quelle da chiudere per limitare i disagi all'utenza.

Una volta definito il set di valvole più idoneo, ci si è posti l'obiettivo di individuare un modello di gestione da attuare durante le fasi di emergenza nel periodo tra la rottura e la riparazione della stessa. Lo scopo primario della metodologia proposta è limitare i disservizi all'utenza aumentando la pressione nei nodi critici della rete (ad esempio strutture ospedaliere) per i quali una riduzione del servizio si ritiene inaccettabile. L'incremento della pressione nei nodi sfavoriti, e conseguentemente della portata erogabile, viene ottenuto imponendo che dai nodi con carico idoneo a garantire la portata richiesta dall'utenza sia erogata una portata inferiore di quella richiesta dalle utenze: in tal modo si riduce la portata che circola in rete e si ottiene un aumento del valore della pressione ai nodi critici.

Il controllo della portata nei nodi viene tecnicamente realizzato mediante l'installazione di valvole del tipo PRV posizionate a valle del nodo e prima della derivazione alle utenze, in grado di limitare il carico e quindi inducendo un funzionamento controllato (anche in tempo reale) del sistema in condizioni PDA.

Tra le metodologie proposte per attuare la manovra di gestione quella che ha fornito risultati migliori è quella di utilizzo delle matrici di sensitività, calcolate utilizzando come variabile la portata erogata ai nodi o la scabrezza delle condotte. Questo tipo di criterio ha consentito di determinare i nodi più sensibili alla variazione dei parametri. Tali nodi sono stati quindi scelti come nodi in cui operare la manovre di gestione ed inserire le valvole PRV per il controllo della pressione della estremità a valle del nodo. L'uso di modelli di calibrazione delle portate, che tal volta può fornire risultati comparabili, risente dei problemi legati all'onere computazionale che nel caso di reti di grandi dimensioni rappresenta un limite notevole

Per quanto riguarda un ulteriore approccio mediante modelli di calibrazione delle scabrezze, si è evidenziato il limite legato ad aspetti tecnico-pratici che non possono contemplare un valore di scabrezza calibrata inferiore a quello caratteristico della condotta.

Le applicazioni sono stata effettuate su una rete teorica e su reti idriche reali, quali le reti dei comuni di Cosenza (CS), Paola (CS) e Praia a Mare (CS).

I risultati ottenuti dalle analisi delle reti applicando la metodologia proposta sono stati significativi in termini di aumento della portata effettivamente erogabile ai nodi critici.

Il modello è in fase di test su ulteriori schemi idrici reali ai fini di una più accurata taratura dei parametri in gioco.

## Bibliografia

---

Albert R., Barabasi A.L., 2002, *Statistical mechanics of complex networks*, Rev. Mod. Phys., 74(1), 47–97.

Alegre E., Hirner W., Baptista J.M., Parena R., 2000, *Performance indicators for water supply services*, Manual of Best Practice Series, IWA Publishing, London.

Alvisi S., Creaco E., Franchini M., 2011, *Segment identification in water distribution systems*, Urban Water Journal, 8:4, 203-217, DOI: 10.1080/1573062X.2011.595803.

Alvisi S., M. Franchini M., 2005, *Rehabilitation scheduling of water distribution systems based on multi-objective genetic algorithms*, Proceedings of the International Conference on Computing and Control in the Water Industry, 5-7 September 2005, pp.51-56.

Alvisi S., Franchini M., 2006, *Pianificazione degli interventi di riabilitazione su di una rete acquedottistica mediante algoritmi genetici multi-obiettivo*, XXX Convegno di Idraulica e Costruzioni Idrauliche.

Barrat, A., Barthelemy, M., Vespignani, A., 2008, *Dynamical processes on complex networks*, Cambridge University Press, Cambridge, U.K.

Berardi L., Colombo A.F., Giustolisi O., 2008, *Analisi di affidabilità delle reti in pressione in presenza di valvole di intercettazione*, XXXI Convegno nazionale di Idraulica e Costruzioni Idrauliche, Perugia.

Bhave P.R., 1988, *Calibrating Water Distribution Network Models*, Journal of Environmental Engineering, vol. 114, n°1.

Biggs N., Lloyd E., Wilson R., 1986. *Graph theory 1736–1936*. New York: Oxford University Press.

Boccaletti S., Latora V., Moreno Y., Chavez M., Hwang, D.U., 2006, *Complex networks: Structure and dynamics*, Phys. Rep., 424(4–5), 175–308.

Boccelli D.L., Uber J.G., 2004, *A markov chain montecarlo approach to network model calibration*, Water Quality Technology Conference and Exposition, AWWA, San Antonio, Texas, USA.

Boccelli D. L., Uber J.G., 2005, *Incorporating spatial correlation in markov chain montecarlo approach to network model calibration*, Walton, R. (Ed), World Water Congress, vol.173. ASCE, Anchorage, Alaska, USA, pp. 28-28.

Brualdi R.A., Ryser H.J., 1991, *Combinatorial matrix theory*, Cambridge University Press.

- Bush C.A., Uber J.G., 1998, *Sampling design methods for water distribution model calibration*, Journal of Water Resources Planning and Management 124 (6), pp. 334-344.
- Calomino F., Veltri P., 1980, *Un procedimento di calcolo automatico per la verifica delle reti idrauliche in pressione a portate incognite in ingresso ed in uscita*, XVII Convegno di Idraulica e Costruzioni Idrauliche, 27-29 Ottobre, Palermo.
- Ciaponi C., 2007, *La valutazione delle prestazioni dei sistemi acquedottistici*.
- Cox D.R., Isham V., 1980, *Point Processes*, Chapman and Hall, London.
- Creaco, E., Franchini, M., and Alvisi, S., 2010, *Optimal placement of isolation valves in water distribution systems based on valve cost and weighted average demand shortfall*, Water Resource Management, 24 (15), 4317–4338.
- Dandy G.C., Engelhardt M.O., 2001, *Optimal Scheduling of Water Pipe Replacement Using Genetic Algorithms*, Journal of Water Resources Planning and Management, ASCE, 127(4), pp.214-223.
- Datta, R.S.N., Sridharan, K., 1994, *Parameter estimation in water distribution systems by least squares*, Journal of Water Resources Planning and Management 120 (4), pp. 405–422.
- Deb K., 2001, *Multi-Objective Using Evolutionary algorithms*, John Wiley and Sons.
- Deb K., Agrawal S., Pratapm A., Meyarivan T., 2000, *A fast and elitist multiobjective genetic algorithm: NSGA-II*, Technical Report 200001, Indian Institute of Technology, Kanpur: Kanpur Genetic Algorithms Laboratory (KanGAL).
- Deb K., Pratapm A., Meyarivan T., Agrawal S., 2002, *A fast and elitist multiobjective genetic algorithm: NSGA-II*, IEEE Trans Evol Comput 6(2):182-197
- de Marinis G., Gargano R., Kapelan Z., Morley M.S., Savic D.A., Tricarico C., 2008, *A rehabilitation approach for water distribution systems based on a pressure driven analysis*, XXXI Convegno nazionale di Idraulica e Costruzioni Idrauliche, Perugia.
- de Marinis G., Gargano R., Kapelan Z., Savić D., Tricarico C., 2006, *Multiobjective optimal rehabilitation of hydraulic networks based on the cost of reliability*, In: Buchberger, S.G. (ed.), Proceedings of the 8th Annual Water Distribution Systems Analysis Symposium WDSA2006, August 27-30, Cincinnati, Ohio.
- deSchaetzen W.B.F., Walters G.A., Savic D.A., 2000, *Optimal sampling design for model calibration using shortest path, genetic and entropy algorithms*, Urban Water Journal 2 (2), pp. 141–152.
- Di Federico V., 2005, *Nuovi strumenti per la gestione e manutenzione integrata delle reti idriche e fognarie: care-w e care-s*

- Eisembeis P., 1994, *Modelisation statistique de la prevision des defaillances sur les conduites d'eau potable*, These, Specialité Sciences de l'eau, Université Louis Pasteur, Strasbourg, France.
- Engelhardt M.O., Skipworth P.J., Savic D.A., Saul A.J., Walters G.A., 2000, *Rehabilitation strategies for water distribution networks: A literature review with a UK perspective*, Urban Water, pp. 153-170.
- Farmani R., Walters G.A., Savic D.A., 2005, *Trade-off between Total Cost and Reliability for Anytown Water Distribution Network*, Journal of Water Resource. Plan. and Manage., 131(3), 161-171.
- Ferreri G.B., Gangitano L., 2001, *Efficacia del tipo e del numero di misuratori sulla calibrazione delle scabrezze di reti distributrici in pressione*, L'Acqua, Marzo.
- Ferreri G.B., Napoli E., Tumbiolo A., 1994, *Calibration of roughness in water distribution networks*, Miller, D. S. (Ed.), Proceedings 2 International Conference on Water Pipeline Systems, Vol. 1, Edinburgh, UK, pp. 379–396.
- Fiorini Morosini A., Caruso O., Veltri P., Costanzo F., 2015, *Water distribution Network Management in Emergency Conditions*, Procedia Engineering, 119: 908-917.
- Fiorini Morosini A., Caruso O, Costanzo F and Savic D., 2016a *Emergency Management of Water Distribution Systems: the Nodal Demand Control*, 18th Conference on Water Distribution System Analysis, WDSA 2016.
- Fiorini Morosini A., Caruso O., Veltri P., Costanzo F., 2016b, *Management of Water Distribution Systems in emergency conditions with a nodal demand control by a calibration approach*, 2nd EWaS International Conference, 1- 4 June, 2016 - Chania, Crete, Greece.
- Gao T., 2013, *Efficient Identification of Segments in Water Distribution Networks*, J. Water Resour. Plann. Manage., 2014, 140(6): 04014003
- Gargano R., Pianese D., 2000, *Reliability as Tool for Hydraulic Network Planning*, Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, (126 5), pp 354-364.
- Gelman A., Rubin D. B., 1994, *Inference from iterative simulation using multiple sequence*, Statistical Science 7.
- Gheisi A., Naser G., 2014, *Simultaneous Multi-Pipe Failure Impact on Reliability of Water Distribution Systems*, 16<sup>th</sup> International WDSA conference. Bari, Italy, July, 2014c, 14- 17.
- Giustolisi O., Berardi L., Laucelli D., 2014, *Optimal Water Distribution Network Design Accounting for Valve Shutdowns*, J. Water Resour. Plann. Manage. 2014.140:277-287.
- Giustolisi O., Kapelan Z., Savic D.A., 2008b, *Extended period simulation analysis considering valve shutdowns*, J. Water Resour. Plann. Manage., 0.1061/(ASCE)0733-9496(2008)134:6(527),527–537.



- Giustolisi O., Kapelan Z., Savic D.A., 2008°, *An algorithm for automatic detection of topological changes in water distribution networks*, Journal of Hydraulic Engineering, 134 (4), 435–446.
- Giustolisi O., Laucelli D., 2011, *Water distribution network pressure-driven analysis using EGGA*, J. Water Resour. Plann. Manage., 10.1061/(ASCE)WR.1943-5452.0000140, 498–510.
- Giustolisi O., Ridolfi L., 2014, *New Modularity-Based Approach to Segmentation of Water Distribution Networks*, J. Hydraul. Eng. 2014.140.
- Giustolisi O., Savic D., 2010, *Identification of segments and optimal isolation valve system design in water distribution networks*, Urban Water Journal, 7: 1, 1 — 15.
- Giustolisi O., Savic D.A., Kapelan, Z., 2008c, *Pressure-driven demand and leakage simulation for water distribution networks*, J. Hydraul. Eng., 10.1061/(ASCE)0733-9429(2008)134:5(626), 626–635.
- Giustolisi O., Walski T.M., 2012, *Demand components in water distribution network analysis.* J. Water Resour. Plann. Manage., 10.1061/(ASCE)WR.1943-5452.0000187, 356–367.
- Goldberg D.E., 1989, *Genetic algorithms in search, optimization and machine learning*. Addison Wesley.
- Greco M., Di Cristo C., 1999, *Calibration for Hydraulic Network Simulation*, International Water Resources Engineering Conference, A.S.C.E., Seattle.
- Gupta R., Baby A., Arya P.V., Ormsbee L., 2014, *Upgrading Reliability of Water Distribution Networks Recognizing Valve Locations*, 16th Conference on Water Distribution System Analysis, WDSA 2014
- Gupta R. e Bhawe P.R., 1994, *Reliability Analysis of Water Distribution Systems*, Journal of Environmental Engineering, Vol. 120, n°2, pp. 447-460
- Herrera M., Canu S., Karatzoglou A., Pérez-García R., Izquierdo J., 2010, *An Approach To Water Supply Clusters by Semi-Supervised Learning*, Proceedings of International Environmental Modelling and Software Society (IEMSS).
- Kaldenbach J.D., Ormsbee L.E., 2012, *Automated segmentation analysis of water distribution systems*, World Environ. and Water Resour. Congress, 2012, pp. 629- 634.
- Kalbfleisch J.D., Prentice R.L., 1980, *The statistical analysis of failure time data*, John Wiley & Sons, London.
- Kapelan Z., Savic D.A., Walters G.A., 2005, *Optimal sampling design methodologies for water distribution model calibration*, Journal of Hydraulic Engineering 131 (3), pp. 190–200.
- Kapelan Z., Savic D.A., Walters G.A., 2007, *Calibration of WDS Hydraulic Models using the Bayesian Recursive Procedure*, Journal of Hydraulic Engineering, 133(8), pp. 927-936.

- Lansey K. E., Basnet C., 1991, *Parameter estimation for water distribution networks*, Journal of Water Resources Planning and Management 117 (1), pp. 126–144
- Lansey K.E., El-Shorbagy W., Ahmed I., Araujo J., Haan C. T., 2001, *Calibration assessment and data collection for water distribution networks*, Journal of Hydraulic Engineering 127 (4), pp. 270–279.
- Laucelli D., Giustolisi O., 2011, *Scour depth modelling by a multiobjective evolutionary paradigm*, Environ. Model. Software, 26(4), 498–509.
- Lingireddy S., Ormsbee L.E., 1999, *Optimal network calibration model based on genetic algorithms*, Wilson, E. M. (Ed.), WRPMD 1999, Vol. 102, ASCE, Tempe, USA, pp. 45–45.
- Lohmann R., 1991, *Application of Evolution Strategy in Parallel Populations*, Parallel Problem Solving from Nature, 1, pp.198-208.
- Malandain J., 1999, *Modelisation de l'état de santé de reseaux de distribution d'eau pour l'organisation de la maintenance*. Etude du patrimoine de l'agglomeration de Lyon, These de doctorat, Lyon.
- Morley, 2008, M.S. A Framework for Evolutionary Optimization Applications in Water Distribution Systems, PhD Thesis, Centre for Water Systems, University of Exeter, UK, 278pp.
- Ng A.Y., Jordan M.I., Weiss Y., 2011, *On spectral clustering: Analysis and an algorithm*, In: Advances in Neural Information Processing Systems 14, MIT Press, 849-856.
- Newman M.E.J., 2010, *Networks: An introduction*, Oxford University Press, Oxford, U.K.
- Orlando F., 2010, *Simulazione delle reti idriche in pressione a fini gestionali*, PhDthesis, Università della Calabria, Rende, Italia
- Ormsbee L.E., 1989, *Implicit Network Calibration*, Journal of Water Resources Planning and Management, ASCE, 115(2), 243-257.
- Ormsbee L.E., Wood D.J., 1986, *Explicit Pipe Network Calibration*, Journal of Water Resources Planning and Management, 112(2), 166-182.
- Perelman L., Ostfeld A., 2011, *Topological clustering for water distribution systems analysis*, Environmental Modelling & Software 26 (2011) 969e972
- Pohl I.S., 1969, *Bi-directional and heuristic search in path problems*. Doctoral Thesis. Stanford Linear Accelerator Center, Stanford University, Stanford, CA, USA, 169p.
- Pudar R.S., Liggett J.A., 1992, *Leaks in Pipe Networks*, Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, 118(7), 1031-1046.

- Reddy P.V.N., Sridharan K., Rao P.V., 1996, *WLS method for parameter estimation in water distribution networks*, Journal of Water Resources Planning and Management 122 (3), pp. 157–164
- Rossman, L.A., 1993, *EPANET, Users manual*. Risk Reduction Engineering Laboratory, Office of Research & Development, US Environmental Protection Agency, Cincinnati, Ohio.
- Savić D.A., Walters G.A., 1995, *Genetic Algorithm Techniques for Calibrating Network Models*, Report No. 95/12, Centre for Systems and Control Engineering, University of Exeter, p. 41.
- Selvin S., 1995, *Practical Biostatistical Methods*, Duxbury Press.
- Shamir U., 1974, *Optimal Design and Operation of Water Distribution Systems*, Water Resources Research, 10(1), 27-36
- Tarjan, R., 1972, *Depth-first search and linear graph algorithms*, SIAM Journal of Computing 1 (2), 146e160.
- Todini E., 1979, *Un metodo del gradiente per la verifica delle reti idrauliche*, Bollettino degli Ingegneri della Toscana n.11.
- Todini, E., 2000, *Looped water distribution networks design using a resilience index based heuristic approach*, Urban Water, 2(3), 115-122.
- Todini E., 2003, *A more realistic approach to the extended period simulation of water distribution networks*, In: C. Maksimovic, D. Butler, and F.A. Memon, eds. *Advances in water supply management*. Lisse: A.A. Balkema, 173–184
- Todini E., Pilati S., 1988, *A gradient algorithm for the analysis of pipe networks*, In B. Coulbeck & Chun-Hou Orr (Eds.), *Computer applications in water supply* (pp. 1±20). Wiley: Research Studies Press.
- Tolson B., Maier H., Simpson A., Lence, B., 2004, *Genetic algorithms for reliability-based optimization of water distribution systems*, Journal of Water Resources Planning and Management, 2004; 130(1):63-72
- Tricarico C., de Marinis G., Gargano R., Leopardi A., 2007, *Peak Residential Water Demand*, Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Water Management, 160(2), 115-121.
- Tucciarelli T., Criminisi A., Termini D., 1999, *Leak analysis in pipeline systems by means of optimal valve regulation*, Journal of Hydraulic Engineering 125 (3), pp. 277–285.
- van BloemenWaanders B.G., 2004, *Application of optimization methods to calibration of water distribution systems*, Sehlke G., Hayes D. F., Stevens D. K. (Eds.), *World Water Congress*, Vol. 138, ASCE, Salt Lake City, Utah, USA, pp. 448–448.

- Veltri P., Fiorini Morosini A., Orlando F., 2010, *La calibrazione delle scabrezze delle reti idriche: un approccio di tipo probabilistico basato su un modello PDA di risoluzione della rete*, L'Acqua, March/April, n°2.
- Veltri P., Maiolo M., Fiorini Morosini A., 1994, *Una procedura per la calibrazione dei modelli di reti di distribuzione idrica*, XXIV Convegno di Idraulica e Costruzioni idrauliche, Napoli, 20-22 settembre 1994.
- Vrugt J.A., Gupta H.V., Bouten W., Sorooshian S., 2003, *A shuffled complex evolution metropolis algorithm for optimization and uncertainty assessment of hydrologic model parameters*, Water Resource Research Vol. 39 n.8.
- Wagner J. M., Shamir U., Marks D.H., 1988, *Water distribution reliability: analytical methods*, Journal of Water Resources Planning and Management Division, ASCE, 114(3), pp.253-275.
- Walski T.M., 1983, *Technique for Calibrating Network Models*, Journal of Water Resource Planning and Management, ASCE, vol. 109.
- Walski T.M., 1986, *Case study pipe network model calibration issues*, Journal of Water Resources Planning and Management, ASCE, 112(2), pp. 238-249.
- Warshall S., 1962, *A theorem on Boolean matrices*, J. ACM, 9(1), 11–12.
- Wu Z.Y., Sage P., 2007, *Pressure Dependent Demand Optimisation for Leakage Detection in Water Distribution Systems*, in *Water Management Challenges in Global Change*, (Ulanicki et al. editors), Taylor & Francis Group, London, ISBN 978-0-415-45415-5, pp.353-361.
- Xu, C., Goulter, I.C., 1999, *Reliability-based optimal design of water distribution networks*, J. Water Resour. Plan. Manage., 125~6!, 352–362.