

Dottorato di Ricerca in Ingegneria Civile
Graduate School in Civil Engineering

Sede: Facoltà di Ingegneria - Università di Pavia - via Ferrata 1 – 27100 Pavia – Italy

Dottorato di Ricerca in Ingegneria Civile VIX Ciclo nuova serie
(XXIII Ciclo)

**Analisi prestazionale dei sistemi di
distribuzione idrica e calcolo della loro
affidabilità**

Tesi di Dottorato
Dott. Ing. Luigi Franchioli

Relatore:

Prof. Ing. Carlo Ciaponi

Controrelatore:

Prof. Ing. Ugo Moisello

Pavia, ottobre 2010

Ai miei genitori

Dottorato di Ricerca in Ingegneria Civile

Graduate School in Civil Engineering

Settore:	Ingegneria
Field:	Engineering
Sede Amministrativa non consortile:	Università degli Studi di PAVIA
Administrative location:	University of Pavia
Durata:	3 anni
Duration:	3 years
Periodo formativo estero:	come previsto dal regolamento del Dottorato di Ricerca
Period in foreign organization:	as required by the school's rules
Numero minimo di corsi:	6
Minimum number of courses:	6

Recapiti - Addresses



Dipartimento di Meccanica Strutturale
via Ferrata 1 - 27100 Pavia - Italy
Tel. +39 0382 / 505450 Fax +39 0382 / 528422



Dipartimento di Ingegneria Idraulica e Ambientale
via Ferrata 1 - 27100 Pavia - Italy
Tel. +39 0382 / 505300 Fax +39 0382 / 505589

Coordinatore - Coordinator

CASCIATI Fabio - Professore Ordinario di Scienza delle Costruzioni (ICAR/08)

Dipartimento di Meccanica Strutturale
via Ferrata 1 - 27100 Pavia – Italy Tel. +39 0382 / 505458 Fax +39 0382 / 528422
e-mail: fabio@dipmec.unipv.it

Collegio dei Docenti – Teaching Staff

CIAPONI Carlo	Professore Ordinario (ICAR02)
DEL GROSSO Andrea	Professore Ordinario, UniGe (ICAR/08)
FARAVELLI Lucia	Professore Ordinario (ICAR/08)
GALLATI Mario	Professore Ordinario (ICAR/01)
GOBETTI Armando	Professore Associato (ICAR/08)
MOISELLO Ugo	Professore Ordinario (ICAR/02)
PAPIRI Sergio	Professore Associato (ICAR/02)
SALA Roberto	Professore Associato (ING-IND/08)
MARCELLINI Alberto	Dirigente di ricerca. CNR - Milano

Organizzazione del corso

Il dottorato di ricerca in *Ingegneria Civile* presso la Scuola di Dottorato in Scienze dell'Ingegneria dell'Università degli Studi di Pavia è stato istituito nell'anno accademico 1994/95 (X ciclo).

Il corso consente al dottorando di scegliere tra quattro curricula: idraulico, sanitario, sismico e strutturale. Il dottorando svolge la propria attività di ricerca presso il Dipartimento di Ingegneria Idraulica e Ambientale, per i primi due curricula, o quello di Meccanica Strutturale per gli ultimi due.

Durante i primi due anni sono previsti almeno sei corsi, seguiti da rispettivi esami, che il dottorando è tenuto a sostenere. Il Collegio dei Docenti, composto da professori dei due Dipartimenti e da alcuni esterni all'Università di Pavia, organizza i corsi con lo scopo di fornire allo studente di dottorato opportunità di approfondimento su alcune delle discipline di base per le varie componenti. Corsi e seminari vengono tenuti da docenti di Università nazionali ed estere.

Il Collegio dei Docenti, cui spetta la pianificazione della didattica, si è orientato ad attivare ad anni alterni corsi sui seguenti temi:

- Meccanica dei solidi e dei fluidi
- Metodi numerici per la meccanica dei solidi e dei fluidi
- Rischio strutturale e ambientale
- Metodi sperimentali per la meccanica dei solidi e dei fluidi
- Intelligenza artificiale

più corsi specifici di indirizzo.

Al termine dei corsi del primo anno il Collegio dei Docenti assegna al dottorando un tema di ricerca da sviluppare sotto forma di tesina entro la fine del secondo anno; il tema, non necessariamente legato all'argomento della tesi finale, è di norma coerente con il curriculum, scelto dal dottorando.

All'inizio del secondo anno il dottorando discute con il Coordinatore l'argomento della tesi di dottorato, la cui assegnazione definitiva viene deliberata dal Collegio dei Docenti.

Alla fine di ogni anno i dottorandi devono presentare una relazione particolareggiata (scritta e orale) sull'attività svolta. Sulla base di tale relazione il Collegio dei Docenti, "previa valutazione della assiduità e dell'operosità dimostrata dall'iscritto", ne propone al Rettore l'esclusione dal corso o il passaggio all'anno successivo.

Il dottorando può svolgere attività di ricerca sia di tipo teorico che sperimentale, grazie ai laboratori di cui entrambi i Dipartimenti dispongono, nonché al Laboratorio Numerico di Ingegneria delle Infrastrutture.

Il “Laboratorio didattico sperimentale” del Dipartimento di Meccanica Strutturale dispone di:

1. una tavola vibrante che consente di effettuare prove dinamiche su prototipi strutturali;
2. opportuni sensori e un sistema di acquisizione dati per la misura della risposta strutturale;
3. strumentazione per la progettazione di sistemi di controllo attivo e loro verifica sperimentale;
4. strumentazione per la caratterizzazione dei materiali, attraverso prove statiche e dinamiche.

Il laboratorio del Dipartimento di Ingegneria Idraulica e Ambientale dispone di:

1. un circuito in pressione che consente di effettuare simulazioni di moto vario;
2. un tunnel idrodinamico per lo studio di problemi di cavitazione;
3. canalette per lo studio delle correnti a pelo libero.

Course Organization

The Graduate School of Civil Engineering, a branch of the Doctorate School in Engineering Science, was established at the University of Pavia in the Academic Year of 1994/95 (X cycle). The School allows the student to select one of the four offered curricula: Hydraulics, Environment, Seismic engineering and Structural Mechanics. Each student develops his research activity either at the Department of Hydraulics and Environmental Engineering or at the Department of Structural Mechanics. During the first two years, a minimum of six courses must be selected and their examinations successfully passed. The Faculty, made by Professors of the two Departments and by internationally recognized scientists, organizes courses and provides the student with opportunities to enlarge his basic knowledge. Courses and seminars are held by University Professors from all over the country and abroad. The Faculty starts up in alternate years common courses, on the following subjects:

- solid and fluid mechanics,
- numerical methods for solid and fluid mechanics,
- structural and environmental risk,
- experimental methods for solid and fluid mechanics,
- artificial intelligence.

More specific courses are devoted to students of the single curricula.

At the end of each course, for the first year the Faculty assigns the student a research argument to develop, in the form of report, by the end of the second year; the topic, not necessarily part of the final doctorate thesis, should be consistent with the curriculum selected by the student. At the beginning of the second year the student discusses with his Coordinator the subject of the thesis and, eventually, the Faculty assigns it to the student. At the end of every year, the student has to present a complete report on his research activity, on the basis of which the Faculty proposes to the Rector his admission to the next academic year or to the final examination. The student is supposed to develop either theoretical or experimental research activities, and therefore has access to

the Department Experimental Laboratories, even to the Numerical Laboratory of Infrastructure

Engineering. The Experimental Teaching Laboratory of the Department of Structural Mechanics offers:

1. a shaking table which permits one to conduct dynamic tests on structural prototypes;
2. sensors and acquisition data system for the structural response measurements;
3. instrumentation for the design of active control system and their experimental checks;
4. an universal testing machine for material characterization through static and dynamic tests.

The Department of Hydraulics and Environmental Engineering offers:

1. a pressure circuit simulating various movements;
2. a hydrodynamic tunnel studying cavitation problems;
3. micro-channels studying free currents.

Ringraziamenti

Occorrerebbe davvero tantissimo spazio per ringraziare tutti coloro i quali hanno contribuito, a vario titolo, alla realizzazione di questo lavoro.

Il ringraziamento più importante, il più sentito, è per la persona che, più di tutte, mi ha guidato con sapienza, pazienza quasi paterna e grande equilibrio nel corso degli studi universitari e del periodo del Dottorato: questa persona è il mio Relatore, il Professor Carlo Ciaponi, che ringrazio per la prestigiosa e gratificante esperienza che mi ha consentito di vivere in questi tre anni, avvicinandomi al fascino indescrivibile della Ricerca.

Un ringraziamento particolare al mio Controrelatore, il Professor Ugo Moisello, per i preziosissimi suggerimenti che mi ha fornito.

Grazie di cuore al Professor Valerio Vendegna, maestro di scuola e di vita oltre che preziosissimo Amico. Il grazie a lui è per talmente tante cose che è impossibile condensare in un'unica parola. Forse, in questo caso, la più adatta è banale ma significativa: grazie per tutto.

Aristotele scriveva: *“La famiglia è l'associazione istituita dalla natura per provvedere alle quotidiane necessità dell'uomo”*. Aveva ragione. Per questo, il ringraziamento più speciale, quello che tocca il cuore, è per mia Mamma Pinuccia e mio Papà Franco: regalandomi la loro presenza, la natura è stata molto generosa, così tanto che, spesso, davvero, non sono capace di esternare. E credo di non meritare. Nessuno, più di loro, ha saputo provvedere alle mie necessità, dandomi tantissimo senza chiedere mai nulla in cambio. Cose che esprimo poco, ma so e non dimentico.

Grazie ai Tesisti che hanno lavorato con serietà e costanza ad alcuni argomenti collegati ai temi trattati nella Tesi. Uno per tutti: Enrico.

Grazie a tutti gli amici che mi hanno accompagnato durante questo percorso, facendo da cornice alla mia vita. Un bellissimo quadro, come dico sempre a chi mi conosce bene, è meno bello, addirittura è poco, se non viene valorizzato da una cornice adatta, capace di metterne in luce i punti di forza e di rendere meno visibili eventuali punti di leggera debolezza. Valentino, Sergio, la mia collega Sara, Ester e tutti gli altri sono stati una splendida cornice...

In certe occasioni la parola di una donna può portare la luce laddove c'era il buio.

Grazie a Fulvia. Grazie a lei per mille cose, ma soprattutto perchè una parola, quella giusta, nel momento del bisogno, non l'ha mai risparmiata. Questa parola ha contribuito, senza dubbio, a rendermi migliore.

Un pensiero particolare, come sempre, come ogni singolo giorno, a chi, anche stavolta, vivrà tutto da un posto privilegiato, dove non serve correre ed affrettarsi per guadagnare la prima fila. Grazie nonno Luigi.

Luigi Franchioli

Elenco delle tesi – Previous PhD Theses

Battaini Marco (X Ciclo)	Sistemi strutturali controllati: progettazione e affidabilità (Novembre 1998).
Mariani Claudia (X Ciclo)	Problemi di ottimizzazione per strutture bidimensionali anisotrope (Novembre 1998).
Negri Antonella (X Ciclo)	Stima delle perdite idrologiche nei bacini di drenaggio urbani (Aprile 1999).
Pisano Aurora Angela (XI Ciclo)	Structural System Identification :Advanced Approaches and Applications (Aprile 1999).
Saltalippi Carla (XI Ciclo)	Preannuncio delle piene in tempo reale nei corsi d'acqua naturali (Aprile 1999).
Barbieri Eugenio (XI Ciclo)	Thermo fluid Dynamics and Topology: Optimization of an Active Thermal Insulation Structure (Aprile 2000).
Barbolini Massimiliano (XII Ciclo)	Dense Snow Avalanches: Computational Models, Hazard Mapping and Related Uncertainties (Aprile 2000).
Espa Paolo (XII Ciclo)	Moti atmosferici generati da forze di galleggiamento: simulazioni numeriche e studio su modello fisico (Aprile 2000).

Petrini Lorenza (XII Ciclo)	Shape Memory Alloys: Modelling the Martensitic Phase Behaviour for Structural Engineering Exploitation (Aprile 2000).
Podestà Stefano (XIII Ciclo)	Risposta sismica di antichi edifici religiosi: una nuova proposta per un modello di vulnerabilità.
Sturla Daniele (XIII Ciclo)	Simulazioni lagrangiane di flussi rapidamente variati nell'approssimazione di acque poco profonde.
Marazzi Francesco (XV Ciclo)	Semi -active Control of Civil Structures: Implementation Aspects (Gennaio 2003).
Nascimbene Roberto (XV Ciclo)	Sail Modelling for Maximal Speed Optimum Design (Gennaio 2003).
Giudici Massimo (XVI Ciclo)	Progettazione in regime non lineare di strutture in CAP a cavi aderenti e non aderenti (Aprile 2004).
Mutti Matteo (XVI Ciclo)	Stability Analysis of Stratified Three-phase Flows in Pipes (Febbraio 2004).
Petaccia Gabriella (XVI Ciclo)	Propagazione di onde a fronte ripido per rottura di sbarramenti in alvei naturali (Febbraio 2004).
D'Amico Tiziana (XVI Ciclo)	Ricerca e sviluppo di metodologie diagnostiche per il recupero di edifici monumentali: prove vibroacustiche sul tufo (Febbraio 2005).

Casciati Sara (XVII Ciclo)	Damage Detection and Localization in the Space of the Observed Variables (Febbraio 2005).
Barco Olga Janet (XVII Ciclo)	Modeling the Quantity and Quality of Storm Water Runoff Using SWMM (Marzo 2006).
Boguniewicz Joanna (XVIII Ciclo)	Integration of Monitoring and Modelling in the Surface Water State Evaluation Process of a Sub-Alpine Lake Watershed (Marzo 2006).
Bornatici Laura (XVIII Ciclo)	L'impiego degli algoritmi generici per la risoluzione dei problemi di progetto di reti di distribuzione idrica (Marzo 2006).
Collivignarelli M Cristina (XVIII Ciclo)	Trattamento di rifiuti liquidi mediante processi biologici aerobici termofili e mesofili e processi avanzati di ossidazione chimica in diversa (Marzo 2006).
Domaneschi Marco (XVIII Ciclo)	Structural Control of Cable-stayed and Suspended Bridges (Febbraio 2006).
Ráduly Botond (XVIII Ciclo)	Artificial Neural Network applications in Urban Water Quality Modeling (MARzo 2006).
Antoci Carla (XVIII Ciclo)	Simulazione numerica dell'interazione fluido-struttura con la tecnica SPH (Luglio 2006).
Cappabianca Federica (XVIII Ciclo)	La valutazione del rischio valanghivo attraverso la modellazione dinamica (Luglio 2006).

Callegari Arianna (XVIII Ciclo)	Applicazione di tecnologie di monitoraggio on-line per la gestione dei processi di trattamento reflui (Luglio 2006).
Gazzola Elisa (XVIII Ciclo)	Applicazione di processi biologici anaerobici al trattamento di acque reflue e fanghi di depurazione: aspetti tecnici ed energetici (Febbraio 2007).
Maranca Federica (XVIII Ciclo)	Valutazione del ciclo di vita (LCA): confronto tra sistemi di trasporto gas via gasdotto (Febbraio 2007).
Giuliano Fabio (XIX Ciclo)	Performance Based Design and Structural Control for Cable Suspension Bridges (Febbraio 2007).
Falappi Stefano (XIX Ciclo)	Simulazioni numeriche di flussi di fluidi viscosi e materiali granulari con la tecnica SPH (Febbraio 2007).
Zanaboni Sabrina (XIX Ciclo)	Pre-trattamento di rifiuti liquidi industriali mediante ossidazione ad umido (Febbraio 2007).
Bruggi Matteo (XX Ciclo)	Topology optimization using mixed finite elements (Febbraio 2008).
Cimellaro Gian Paolo (XX Ciclo)	Passive Control of Industrial Structures for Natural Hazard Mitigation: Analytical Studies and Applications (Febbraio 2008).
Pagliardi Matteo (XX Ciclo)	Application of PIV technique to the study of subaqueous debris flows (Febbraio 2008).

Todeschini Sara (XX Ciclo)	Il controllo degli scarichi fognari in tempo di pioggia mediante vasche di prima pioggia: aspetti progettuali e gestionali (Febbraio 2008).
Abbà Alessandro (XXI Ciclo)	Recupero dei rifiuti speciali nel settore delle costruzioni: studio delle possibilità di recupero e valutazione dei meccanismi di lisciviazione (Febbraio 2009).
Hamdaoui Karim (XXI Ciclo)	Experimental Applications on Cu-based shape Memory Alloys: Retrofitting of Historical Monuments and Base Isolation (Febbraio 2009).
Messervey Thomas (XXI Ciclo)	Integration of Structural Health Monitoring into the Design, Assessment, and Management of Civil Infrastructure (Febbraio 2009).
Ubertini Filippo (XXI Ciclo)	Wind Effects on Bridges: Response, Stability and Control (Febbraio 2009).
Fuggini Clemente (XXII Ciclo)	Using satellites systems for structural monitoring: accuracy, uncertainty and reliability (Febbraio 2010)
AlSaleh Raed (XXIII Ciclo)	Verification of Wind Pressure and Wind Induced Response of a Supertall Structure using a Long Term Structural Health Monitoring System
Crotti Barbara Marianna (XXIII Ciclo)	Verifiche di funzionalità e criteri di ottimizzazione degli impianti di potabilizzazione: alcuni casi di studio

Indice

Capitolo 1

Analisi prestazionale dei sistemi e dei servizi di distribuzione idrica

1.1 Le due diverse tipologie di analisi prestazionale	pag. 1
1.2 Analisi prestazionale dei sistemi idrici	pag. 2
1.2.1 Approccio deterministico (verifica tradizionale)	pag. 3
1.2.2 Approccio probabilistico	pag. 4
1.3 Indicatori prestazionali basati su deficit idrici	pag. 8
1.3.1 Domanda stazionaria e diverse condizioni di lavoro	pag. 9
1.3.2 Domanda variabile nel tempo e condizione di lavoro fissata	pag. 11
1.3.3 Domanda variabile nel tempo e diverse condizioni di lavoro	pag. 12
1.3.4 Indicatori supplementari	pag. 13
1.4 Il calcolo dell'affidabilità	pag. 15
1.4.1 La simulazione idraulica del sistema	pag. 15
1.4.2 La simulazione della domanda idrica	pag. 17
1.4.3 Approccio probabilistico per lo studio delle fallanze meccaniche	pag. 18

1.4.4 La valutazione di altri aspetti relativi al funzionamento delle reti	pag. 19
1.5 L'analisi prestazionale con riferimento agli aspetti qualitativi della risorsa	pag. 20
1.6 Analisi prestazionale dei servizi idrici	pag. 21

Capitolo 2

Simulazione idraulica delle reti di distribuzione idrica nell'ambito del calcolo dell'affidabilità

2.1 Introduzione	pag. 25
2.2 L'approccio PDA (Pressure Driven Analysis)	pag. 27
2.3 Diversi approcci per l'analisi PDA	pag. 29
2.3.1 Metodi semplificati	pag. 29
2.3.2 Metodi che simulano con nodi serbatoio i nodi con pressione insufficiente	pag. 30
2.3.3 Metodi che risolvono l'intero sistema di equazioni	pag. 32
2.4 Procedura iterativa accoppiata ad una verifica idraulica di tipo convenzionale	pag. 35
2.5 Applicazione dei vari metodi a reti test	pag. 37

Capitolo 3

Verifica idraulica con approccio PDA: le equazioni di legame Q-H

3.1 Introduzione	pag. 43
3.2 Le equazioni di legame Q-H	pag. 44

3.2.1 Legame Q-H costante	pag. 45
3.2.2 Legame Q-H con un unico valore di soglia H^*	pag. 46
3.2.3 Legame Q-H con due valori di soglia del carico piezometrico	pag. 50
3.2.4 Legame Q-H continuo, senza punti angolosi	pag. 56
3.2.5 Confronto fra le diverse soluzioni disponibili	pag. 57

Capitolo 4

Analisi probabilistica del tasso di rottura

4.1 Introduzione	pag. 61
4.2 Il tasso di rottura di una condotta	pag. 63
4.3 L'analisi sperimentale	pag. 66
4.3.1 Tassi di rottura medi	pag. 67
4.3.2 La dipendenza del tasso di rottura dal diametro della condotta	pag. 71
4.3.3 La dipendenza del tasso di rottura dall'età della condotta	pag. 78
4.4 Osservazioni e commenti	pag. 81

Capitolo 5

Una nuova equazione di legame Q-H: algoritmo di calcolo

5.1 Introduzione	pag. 85
5.2 Il modello dell'utenza a livello dell'edificio	pag. 87

5.2.1 L'altezza degli edifici	pag. 94
5.2.2 La quota del piano campagna degli edifici	pag. 102
5.2.3 Le perdite di carico interne agli edifici	pag. 104
5.3 Definizione degli scenari relativi all'utenza	pag. 106
5.4 Il calcolo della portata Q_j per ciascuno degli scenari generati	pag. 106
5.5 Il calcolo del carico richiesto Hr_j per ciascuno degli scenari generati	pag. 107
5.6 Taratura del modello e validazione dei risultati	pag. 107
5.6.1 Taratura del modello	pag. 107
5.6.2 Analisi dei risultati	pag. 108
5.6.3 Elaborazione dei risultati	pag. 112
5.6.4 Confronto fra i modelli Q-H di letteratura e il modello elaborato nella tesi	pag. 118
5.6.5 Commenti	pag. 120

Capitolo 6

Applicazione della procedura di calcolo dell'affidabilità

6.1 Introduzione	pag. 123
6.2 Il software C.A.P.R.I.	pag. 123
6.3 Descrizione della procedura	pag. 124
6.3.1 Calcolo dell'affidabilità	pag. 124
6.3.2 Modello idraulico della rete	pag. 127

6.3.2.1 La risoluzione del problema PDA	pag. 127
6.3.2.2 Il calcolo delle perdite di carico continue	pag. 130
6.4 Casi studiati	pag. 132
6.4.1 Caso 1: la rete di Pavia	pag. 132
6.4.2 Caso 2: una rete fittizia	pag. 141
6.5 Osservazioni sui calcoli condotti	pag. 145
 Conclusioni	 pag. 149
 Bibliografia	 pag. 153

Capitolo 1

Analisi prestazionale dei servizi e dei sistemi di distribuzione idrica

1.1 Le due diverse tipologie di analisi prestazionale

La ricerca nell'ambito dello studio delle prestazioni in campo acquedottistico sembra seguire due linee di sviluppo ben distinte fra loro, che definiscono altrettante tipologie di analisi prestazionale.

La più interessante sul piano tecnico riguarda lo studio e la quantificazione delle prestazioni idrauliche dei sistemi idrici, attraverso metodologie alquanto più complesse di quelle tradizionalmente adottate, che possono essere viste come la naturale evoluzione dei modelli di calcolo proposti a partire dagli anni '60-'70 e ormai consolidati nella pratica professional

L'altra è nata con il processo di industrializzazione dei servizi idrici, con lo scopo di valutarne l'efficacia, l'efficienza e i costi attraverso indicatori prestazionali sintetici semplici, facilmente calcolabili, interpretabili e direttamente collegati al livello qualitativo del servizio.

Lo studio e lo sviluppo di queste nuove metodologie rappresentano il nucleo centrale della maggior parte dei lavori di ricerca condotti nel settore acquedottistico.

1.2 Analisi prestazionale dei sistemi idrici

Un importante applicazione dell'analisi prestazionale consiste nello sviluppo delle metodologie finalizzate alla valutazione tecnica delle prestazioni dei sistemi acquedottistici.

Naturalmente, per poter quantificare la prestazione di un sistema idrico, occorre innanzitutto definire la prestazione attesa da questo sistema.

La principale prestazione che ci si attende da un sistema idrico è che sia in grado di fornire all'utenza servita, in tutte le condizioni operative che verosimilmente si potranno presentare nel corso della sua vita utile, acqua di buona qualità, in quantità sufficiente a soddisfare la domanda e con una pressione sufficiente a garantire l'erogazione.

In quest'ambito, l'obiettivo dell'analisi prestazionale è quello di stabilire *se*, ed eventualmente *in che misura*, la prestazione idraulica richiesta sia soddisfatta. Occorre precisare che nella tesi non si tratteranno gli aspetti relativi alla qualità dell'acqua erogata, ma solo degli aspetti di tipo quantitativo legati alla fornitura e al funzionamento idraulico del sistema.

L'analisi del funzionamento di una rete di distribuzione idrica può essere condotta avvalendosi di due approcci distinti, che conducono ad un diverso tipo di informazione al termine del calcolo di verifica.

Il primo approccio, di tipo deterministico, è quello che comunemente viene adottato nella pratica tecnica e considera un numero limitato di scenari di funzionamento valutando se, in corrispondenza di tali scenari, il sistema sia in grado di garantire la prestazione richiesta, ovvero se sia possibile l'erogazione

totale della domanda con pressioni sufficienti. Il risultato dell'analisi eseguita in questo modo è un giudizio di adeguatezza; nel caso di non adeguatezza, la verifica fornisce anche gli elementi necessari per predisporre alcuni interventi correttivi atti a ristabilire condizioni di adeguatezza del sistema.

Il secondo approccio, di tipo probabilistico, valuta il comportamento del sistema in corrispondenza di molteplici scenari di funzionamento, che non sono presi in considerazione nella fase progettuale ma che hanno una certa probabilità di verificarsi.

L'elaborazione statistica dei risultati ottenuti consente una valutazione, in termini probabilistici, del grado di soddisfacimento della prestazione richiesta; il valore (o i valori) di probabilità così calcolati rappresentano la misura dell'efficacia prestazionale del sistema.

1.2.1 Approccio deterministico (verifica tradizionale)

Il modo tradizionalmente adottato nella pratica tecnica per la verifica delle prestazioni di un sistema acquedottistico (o di qualche sua componente) si basa su un approccio di tipo deterministico e consiste nel valutare la capacità del sistema di soddisfare la domanda dell'utenza, nel rispetto dei vincoli stabiliti, in corrispondenza di ben definite condizioni operative.

Per una rete di distribuzione idrica, ad esempio, l'analisi prestazionale consiste nella sua verifica idraulica in corrispondenza di alcune condizioni operative, atta a valutare la capacità del sistema di erogare il volume richiesto dall'utenza.

Generalmente, la verifica viene condotta prendendo in esame solo alcune condizioni di funzionamento quali, ad esempio, quella caratterizzata dalla piena disponibilità dei componenti del sistema, soggetto alla richiesta di punta o alla portata media del giorno di massimo consumo. In genere viene eseguita anche la verifica della rete con richiesta antincendio su un nodo o durante il funzionamento con un tronco principale fuori servizio. In questi ultimi due casi, la richiesta che deve essere soddisfatta dal sistema perché la verifica possa

ritenersi positiva viene assunta sulla base di una consolidata prassi progettuale o delle indicazioni della normativa.

Con questo approccio, se tutte le verifiche citate danno esito positivo, al sistema si assegna un giudizio di adeguatezza; contrariamente, il sistema è giudicato inadeguato e occorre predisporre degli interventi correttivi.

Questo tipo di approccio, pur essendo fortemente consolidato nella pratica tecnica e adeguato se l'obiettivo dell'analisi è solo esprimere un giudizio circa la capacità del sistema di soddisfare la richiesta dell'utenza anche in corrispondenza di talune condizioni particolarmente gravose, appare affetto da alcuni limiti, il principale dei quali è il ridotto numero di condizioni di funzionamento considerate.

La verifica eseguita solo in corrispondenza di pochi scenari di funzionamento conduce ad un giudizio di adeguatezza o di inadeguatezza, senza tuttavia fornire una graduazione della reale efficienza del sistema, che consentirebbe di confrontare fra loro soluzioni progettuali diverse.

1.2.2 Approccio probabilistico

Come è stato detto, l'approccio deterministico classico comunemente adottato per la verifica delle reti di distribuzione idrica si rivela utile per esprimere solo un giudizio di adeguatezza o meno di una rete e come guida all'individuazione degli interventi correttivi da attuare sulla rete se questa non si dimostra adeguata, ovvero se non è in grado di rispettare i vincoli progettuali imposti per certe condizioni di funzionamento.

Il problema della misura della prestazione di un sistema idrico o di qualche sua componente non può dunque essere risolto per questa via.

Fra i contributi dei diversi autori per risolvere questo problema, particolarmente significativo appare quello dato, all'inizio degli anni '80, da Hashimoto *et al.* (1982).

Secondo questi autori, la prestazione di un sistema idrico distributore può essere quantificata a partire dal numero di fallanze al quale esso è soggetto nel corso della sua vita utile (per fallanza si intende qualsiasi evento in cui non sono

soddisfatte le prestazioni che devono essere garantite all'utenza). L'efficacia del sistema è misurata sulla base dei tre concetti seguenti:

1) *affidabilità*: misura la probabilità che il sistema si trovi in uno stato di non fallanza;

2) *resilienza*: misura la capacità del sistema di recuperare la piena funzionalità in seguito ad uno stato di fallanza;

vulnerabilità: misura il probabile danno conseguente agli stati di fallanza.

L'esempio seguente chiarisce il significato dei tre concetti di Hashimoto; si consideri un sistema di distribuzione idrica per cui $Q_r(t)$ rappresenti la portata richiesta dall'utenza e $Q(t)$ la portata effettivamente erogata, entrambe funzione del tempo.

Il sistema è in stato di fallanza se $Q(t) < Q_r(t)$; si ammetta che il sistema presenti M stati di fallanza nel corso della sua vita utile (di durata T).

La Figura 1 rappresenta il j -esimo stato di fallanza, di durata d_j , nel corso del quale il sistema è interessato dal seguente deficit volumetrico di erogazione (W_j):

$$W_j = \int_{t_1}^{t_1+d_j} [Q_r(t) - Q(t)] dt \quad (1.3.1)$$

In questa situazione, i tre indicatori proposti da Hashimoto *et al.* (1982) sono definiti come segue.

1) *Affidabilità*: Rel è la probabilità che lo stato S del sistema corrisponda ad una situazione di non fallanza NF , ovvero:

$$Rel = P[S \in NF] \quad (1.3.2)$$

nel caso in esame, dunque:

$$Re l = 1 - \frac{\sum_{j=1}^M d_j}{T} \quad (1.3.3)$$

2) *Resilienza*: rappresenta la capacità del sistema di riguadagnare una condizione di non fallanza a partire da uno stato di fallanza; è la probabilità condizionata che al tempo t lo stato S del sistema corrisponda ad una condizione di fallanza F e che al tempo $t+1$ lo stesso stato corrisponda ad una condizione di non fallanza NF , ovvero:

$$Re s = P[S(t+1) \in NF; S(t) \in F] \quad (1.3.4)$$

Come è abbastanza intuitivo, la resilienza del sistema può essere definita come l'inverso della durata media della fallanza (Kjeldsen & Rosberg, 2004); ad una maggior durata media della fallanza corrisponde infatti un sistema meno resiliente, cioè meno rapido a riguadagnare la condizione di non fallanza dopo uno stato di fallanza.

$$Re s = \left[\frac{1}{M} \sum_{j=1}^M d_j \right]^{-1} \quad (1.3.5)$$

3) *Vulnerabilità*: è la somma dei danni h_j associati ad ogni stato di fallanza, ciascuno moltiplicato per la propria probabilità e_j .

$$Vul = \sum_{j=1}^M e_j h_j \quad (1.3.6)$$

Nel caso in esame e, in generale, nel caso di sistemi di distribuzione idrica, il danno associato ai vari eventi di fallanza, ciascuno caratterizzato, per semplicità, dalla stessa probabilità ($e_1 = e_2 = \dots = e_j = e_M = 1/M$)

corrisponde alla mancata erogazione all'utenza, ovvero al deficit idrico W_j . Pertanto sarà:

$$Vul = \frac{1}{M} \sum_{j=1}^M W_j \quad (1.3.7)$$

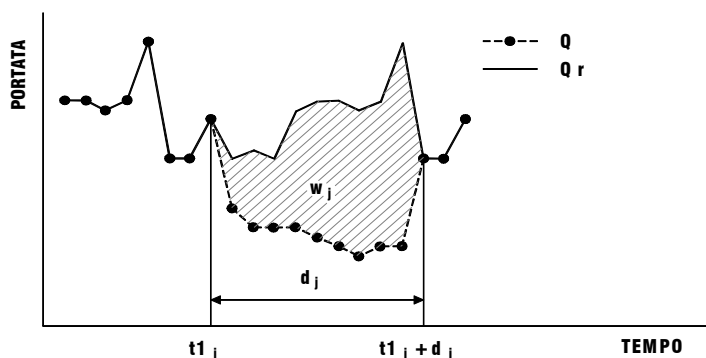


Figura 1.1. Rappresentazione del j-esimo stato di fallanza (Kjeldsen & Rosberg, 2004)

I tre indici presentati sono in grado di descrivere il sistema idrico oggetto di valutazione e di quantificarne le prestazioni in termini globali o a livello del singolo nodo. Per una rete di distribuzione, se fossero disponibili, in ciascun nodo, $Q_r(t)$ e $Q(t)$, sarebbe possibile eseguire un'analisi delle prestazioni locali del sistema, evidenziando eventuali criticità localizzate in determinate zone della rete.

In realtà, l'applicazione della procedura è abbastanza complessa, sia perché il calcolo, o anche solo la stima accurata, delle portate richieste ed erogate nei vari nodi rappresenta un problema di difficile soluzione, sia per il fatto che gli indici definiti sopra sono basati sul presupposto che il sistema possa essere soggetto solo a due condizioni, di fallanza F o di non fallanza NF , identificate da una soglia, senza tenere conto del possibile funzionamento parziale, in cui la

domanda dell'utenza è soddisfatta solo in parte e le pressioni in rete sono insufficienti a garantire la piena erogazione.

Inoltre, è da tenere in conto il fatto che la soglia influisce molto sul valore degli indici: piccole variazioni della soglia, insignificanti sotto il profilo pratico, possono infatti procurare un cambiamento di stato del sistema, identificato da forti cambiamenti nel valore dei tre indici.

Ciò determina una difficoltosa interpretazione della misura, la cui decifrabilità è ulteriormente complicata dalla presenza simultanea di tre indici.

Le osservazioni di alcuni autori (Tanyomboh *et alii.*, 2001) indicano che la proposta di Hashimoto *et alii.*, (1982) rende difficoltosa l'interpretazione dei risultati che dovrebbero offrire la misura della prestazione del sistema; per questo, la proposta di Hashimoto è stata superata da procedure di valutazione proposte da altri autori, basate su un'unica grandezza, l'affidabilità, alla quale, ad onor del vero, sono stati attribuiti diversi significati, tutti comunque basati sull'abbandono dei concetti di resilienza e vulnerabilità.

In particolare, secondo Tanyomboh *et al.*, (2001), non è corretto, nell'analisi prestazionale, adottare concetti la cui definizione non sia in grado di quantificare le situazioni di funzionamento parziale della rete che potrebbero essere tali da non soddisfare pienamente la prestazione richiesta ma non del tutto insoddisfacenti. E' importante non solo poter identificare uno stato di fallanza, ma anche quantificare l'entità di un eventuale disservizio e la sua incidenza spazio-temporale (Bertola e Rejtano, 2004).

1.3 Indicatori prestazionali basati sui deficit idrici

L'analisi prestazionale delle reti di distribuzione idrica si basa sul concetto di affidabilità, la cui definizione sembra essere pienamente condivisa solo da pochi anni. Oggetto di dibattito sono anche il criterio con il quale l'affidabilità di una rete si possa misurare e i valori di riferimento delle grandezze utilizzate

I vari esponenti della comunità scientifica erano, sino a pochi anni fa, abbastanza disallineati su queste problematiche. Oggi, tuttavia, sembra esserci una certa convergenza soprattutto sulla definizione di affidabilità, che viene

identificata con la capacità del sistema di soddisfare le richieste dell'utenza in corrispondenza delle condizioni operative che si possono presentare nel corso della vita utile dell'impianto.

Questa definizione si presta bene ad essere implementata e misurata in procedure basate su indici sintetici definiti a partire dal rapporto fra i volumi erogati V_e nel periodo di valutazione e i volumi richiesti dall'utenza V_r nello stesso periodo (Gupta e Bhavé, 1994; Gargano e Pianese, 2000; Tanyimboh *et alii.*, 2001; Bertola e Nicolini, 2004; Ciaponi, 2007):

$$R = \frac{V_e}{V_r} \quad (1.4.1)$$

Questi indici possono essere calcolati alla scala globale, per l'intera rete, o alla scala locale dei singoli nodi e sono caratterizzati da una certa facilità interpretativa, dovuta al loro significato fisico semplice e di immediata comprensione, strettamente legato al livello prestazionale del sistema.

Pur essendo tutti basati sulla (1.4.1), esistono diverse tipologie di indicatori, caratterizzati da differenti gradi di complessità.

Nel seguito è riportata una panoramica dei più diffusi, suddivisi e classificati a seconda delle loro caratteristiche rispetto alla domanda e alle condizioni operative considerate.

1.3.1 Domanda stazionaria e diverse condizioni di lavoro

Gli indici che saranno introdotti in questo e nei prossimi paragrafi sono espressi in termini di portate e non di volumi. Questo modo di procedere non comporta alcuna differenza se l'ampiezza dell'intervallo temporale utilizzato nel calcolo è costante.

Assegnata una rete di distribuzione, soggetta a k possibili condizioni di lavoro relativamente alla disponibilità dei suoi componenti ($k = 1, NS$, essendo NS il numero delle condizioni operative analizzate), si consideri un'unica configurazione di domanda (domanda stazionaria), definita dal valore della

portata Qr_j richiesta in ciascuno dei nodi ($j = 1, NN$, essendo NN il numero dei nodi della rete).

Si indichi con Q_j la portata effettivamente erogata al nodo j -esimo, funzione del carico piezometrico nel nodo stesso. La portata erogata sarà tale da soddisfare completamente la domanda per carichi piezometrici superiori al valore richiesto mentre sarà un'aliquota della domanda dell'utenza per carichi piezometrici inferiori al valore richiesto in progetto per avere completa erogazione.

Sulla base di queste assunzioni, si possono formulare i seguenti indici:

$$R_{j,k} = \frac{Q_{j,k}}{Qr_j} \quad (1.4.2)$$

che rappresenta un indicatore locale per la k -esima condizione operativa;

$$RR_k = \frac{\sum_{j=1}^{NN} R_{j,k} Qr_j}{\sum_{j=1}^{NN} Qr_j} \quad (1.4.3)$$

che rappresenta un indicatore globale per la k -esima condizione operativa;

$$R_j = \sum_{k=1}^{NS} (R_{j,k} w_k) \quad (1.4.4)$$

che rappresenta un indicatore locale per la k -esima condizione di lavoro, alla quale è associato un peso w_k , che può coincidere con il valore di probabilità della condizione operativa medesima.

$$RR = \sum_{k=1}^{NS} (RR_k w_k) \quad (1.4.5)$$

che rappresenta un indicatore globale per l'insieme delle condizioni di lavoro possibili. Il peso w_k ha lo stesso significato assunto nella (1.11).

1.3.2 Domanda variabile nel tempo e condizione di lavoro fissata

Se si considera, per una certa condizione operativa prefissata, una configurazione di domanda variabile nel tempo, definita da n configurazioni di portate $Q_{j,i}$ richieste ai nodi (ciascuna definita per l' i -esimo intervallo temporale ($i=1, n$) di durata costante Δt), gli indici prestazionali assumono la forma seguente:

$$R_{j,i} = \frac{Q_{j,i}}{Qr_{j,i}} \quad (1.4.6)$$

che rappresenta un indicatore prestazionale locale per l' i -esimo intervallo temporale;

$$R_j = \frac{\sum_{i=1}^n Q_{j,i}}{\sum_{i=1}^n Qr_{j,i}} \quad (1.4.7)$$

che rappresenta un indicatore prestazionale locale per l'intero periodo di analisi considerato;

$$RR_i = \frac{\sum_{j=1}^{NN} R_{j,i} Qr_{j,i}}{\sum_{j=1}^{NN} Qr_{j,i}} \quad (1.4.8)$$

che rappresenta un indicatore prestazionale globale per l'i-esimo intervallo temporale;

$$RR = \frac{\sum_{j=1}^{NN} \sum_{i=1}^n Q_{j,i}}{\sum_{j=1}^{NN} \sum_{i=1}^n Qr_{j,i}} \quad (1.4.9)$$

che rappresenta un indicatore prestazionale globale per l'intero periodo di analisi considerato.

1.3.3 Domanda variabile nel tempo e diverse condizioni di lavoro

La categoria di indicatori prestazionali descritta in questo paragrafo considera sia la variabilità temporale della domanda sia la molteplicità dei vari stati di lavoro del sistema (NS condizioni operative).

In base a queste assunzioni, gli indici assumono la forma seguente:

$$R_{j,k} = \frac{\sum_{i=1}^n Q_{j,i,k}}{\sum_{i=1}^n Qr_{j,i}} \quad (1.4.10)$$

che rappresenta un indicatore prestazionale locale, per la k -esima condizione operativa, relativo all'intero periodo su cui l'analisi è effettuata;

$$RR_k = \frac{\sum_{j=1}^{NN} \sum_{i=1}^n Q_{j,i,k}}{\sum_{j=1}^{NN} \sum_{i=1}^n Q_{j,i}} \quad (1.4.11)$$

che rappresenta un indicatore prestazionale globale, per la k -esima condizione operativa, relativo all'intero periodo su cui l'analisi è effettuata.

Attribuendo a ciascuna condizione operativa il peso w_k pari alla sua probabilità di accadimento, si possono ricavare i seguenti indici, locali e globali, calcolati per l'insieme delle possibili condizioni di funzionamento della rete:

$$R_j = \sum_{k=1}^{NS} (R_{j,k} w_k) \quad (1.4.12)$$

$$RR = \sum_{k=1}^{NS} (RR_k w_k) \quad (1.4.13)$$

Gli indici sopra riportati sono calcolati per l'insieme delle condizioni operative possibili e valgono per il singolo nodo (1.4.12) e per l'intera rete (1.4.13).

1.3.4 Indicatori supplementari

Gli indicatori presentati nei paragrafi precedenti non sono in grado di descrivere completamente l'affidabilità del sistema, in quanto non danno conto della gravità del deficit idrico in relazione alla sua distribuzione spaziale e

temporale. Come mostrato nella successiva tabella 1.1, infatti, situazioni in cui il deficit idrico assume una diversa distribuzione spazio-temporale, e quindi una diversa gravità, possono essere caratterizzate da valori identici degli indici, il che appare perfettibile.

Livello di gravità	Deficit (Qr-Q)/Qr	% (tempo)	% (nodi)	Indice globale	Indice locale
Poco grave	10%	100%	100%	0.9	0.9
Grave	100%	10%	100%	0.9	0.9
Molto grave	100%	100%	10%	0.9	0 per il 10% dei nodi 1 per il 90% dei nodi

Tabella 1.1. Inadeguatezza degli indici a descrivere la gravità del deficit idrico

Alcuni autori hanno quindi suggerito di introdurre due fattori correttivi, uno temporale e uno nodale, che tiene conto di quali sono i nodi maggiormente colpiti dal disservizio, da applicare agli indici per tenere conto dell'incidenza della distribuzione del deficit idrico nel tempo e nello spazio (*Gupta & Bhave, 1994*).

1) Fattore temporale: rappresenta il rapporto fra la durata delle situazioni inaccettabili e la durata totale considerata:

$$F_t = \frac{\sum_{k=1}^{NS} \sum_{j=1}^{NN} \sum_{i=1}^n \beta_{j,i} \Delta t}{NS \cdot NN \cdot T} \quad (1.4.14)$$

in cui, accanto ai simboli già definiti, T rappresenta la durata totale del periodo di analisi considerato. Il parametro $\beta_{j,i}$ assume valore 1 se il rapporto

$Q_{j,i}/Q_{r,j,i}$ è superiore ad un valore minimo accettabile (ad esempio 0.5), mentre è 0 se il rapporto $Q_{j,i}/Q_{r,j,i}$ è inferiore.

2) Fattore nodale: è definito come la media geometrica degli indici nodali. La media geometrica tende a dare un peso maggiore ai valori più piccoli delle grandezze che devono essere analizzate. Dalla (1.4.5) si osserva che è sufficiente che il fattore nodale si annulli anche per un solo nodo per rendere nullo l'indicatore prestazionale corretto per tutta la rete (1.4.16)

$$F_n = \left[\prod_{j=1}^{NN} R_j \right]^{1/NN} \quad (1.4.15)$$

Una volta definiti i due fattori è possibile correggere l'indice di prestazione globale RR per tener conto della distribuzione spaziale e temporale delle situazioni di inefficienza:

$$RR_c = RR \cdot F_t \cdot F_n \quad (1.4.16)$$

Applicando i fattori correttivi ai casi riportati in tabella 1.1 si evidenziano tre diversi gradi di severità delle situazioni di fallanza, in base alla loro distribuzione spaziale e temporale: *fallanza poco grave*: $RR_c = 0.81$, *fallanza grave*: $RR_c = 0.73$, *fallanza molto grave*: $RR_c = 0$.

1.4 Il calcolo dell'affidabilità

1.4.1 La simulazione idraulica del sistema

Parlando del calcolo dell'affidabilità appare opportuno distinguere fra calcolo "ex ante", ovvero il calcolo eseguito su una rete in fase preventiva, per valutarne le potenziali prestazioni a partire da determinate condizioni di

funzionamento e da dati di input non derivanti dal reale funzionamento del sistema ma simulati e calcolo “ex post”, a consuntivo, basato sull’elaborazione dei dati già disponibili e realmente rappresentativi delle condizioni di esercizio della rete.

Il calcolo dell’affidabilità “ex ante”, secondo la procedura descritta, richiede di surrogare, mediante la modellistica numerica, tutti i dati necessari per il calcolo degli indici prestazionali e consiste essenzialmente in una semplice elaborazione di questi ultimi, il cui risultato rappresenta l’affidabilità del sistema.

La metodologia indicata, infatti, richiede una serie di informazioni circa le fallanze del sistema che non sono quasi mai disponibili con il grado di dettaglio desiderato; pertanto, è necessario il ricorso alla simulazione numerica degli scenari di funzionamento del sistema e degli stati di fallanza ad essi eventualmente associati.

Nella definizione dei vari scenari si introducono, tenendo conto della loro distribuzione probabilistica, i fattori che possono determinare situazioni di fallanza del sistema e che sono:

- 1) *Fattori meccanici* quali guasti, interruzione dell’alimentazione elettrica o messa fuori servizio di alcuni componenti del sistema (pompe, valvole, condotte, ecc.);
- 2) *Fattori idraulici* quali la variazione casuale della domanda durante la giornata e le variazioni della conduttanza idraulica delle condotte dovuta, ad esempio, al processo di ammaloramento legato all’età..

In letteratura sono stati proposti approcci differenti per la simulazione degli scenari, soprattutto in relazione al tipo di fattori inclusi nelle simulazioni; alcune procedure considerano solo i fattori meccanici, altre solo quelli idraulici, altre ancora tentano di introdurre entrambe le tipologie di fattori, che vengono introdotti con la loro distribuzione di probabilità.

Anche le tecniche di calcolo sono molto diversificate: molte sono basate su simulazioni di lungo periodo (50-100 anni), generalmente proposte con

risoluzione oraria, nell'ambito delle quali gli elementi affetti da aleatorietà o incertezza sono simulati, in modo stocastico, attraverso tecniche di tipo Montecarlo.

Altri approcci, invece, semplificano il calcolo riducendo al minimo indispensabile il numero delle simulazioni da effettuare per descrivere il comportamento della rete; ad esempio, cercando di ricondurre una parte del problema a forme chiuse da accoppiare, eventualmente, alla simulazione numerica (Xu e Goulter, 1998; Salandin e Darvini, 2007).

In ogni caso, l'analisi affidabilistica presenta alcuni aspetti cruciali, quali la simulazione della richiesta idrica e la valutazione delle fallanze meccaniche, che richiedono una particolare attenzione.

1.4.2 La simulazione della domanda idrica

Uno dei problemi più complessi nel calcolo dell'affidabilità riguarda la simulazione della richiesta idrica dell'utenza che deve essere nota per poter calcolare l'eventuale deficit di erogazione e, quindi, gli indicatori prestazionali.

Le difficoltà nella definizione dell'andamento temporale della domanda idrica sono legate ai numerosi fattori dinamici che lo governano, i cui effetti possono essere identificati in un trend di lungo periodo (che dipende essenzialmente dal livello di sviluppo socio-economico dell'utenza), da un andamento ciclico dipendente dalle stagioni (legato agli aspetti climatici che condizionano la richiesta idrica ma anche a fattori economici quali il turismo, le produzioni agricole, ecc.) e in una ciclicità giornaliera (legata alle abitudini di vita degli utenti).

Accanto a queste componenti strutturali e deterministiche della domanda idrica, esiste una forte componente aleatoria, che è intrinseca nella natura di un servizio a domanda.

Nei modelli di simulazione finalizzati al calcolo dell'affidabilità, in genere, viene considerata soltanto la variazione giornaliera della domanda, tramite una

serie di coefficienti che definiscono i valori medi orari della richiesta. In qualche caso viene considerata anche una componente aleatoria, introdotta attraverso una forzante stocastica con una certa distribuzione di probabilità. In generale, però, questa distribuzione di probabilità è definita solo sulla base di ipotesi, senza il supporto dell'indagine sperimentale.

1.4.3 Approccio probabilistico per lo studio delle fallanze meccaniche

Come è stato già ricordato, fra i più importanti fattori aleatori che incidono sul funzionamento di una rete di distribuzione idrica e sulla sua affidabilità rientrano le indisponibilità temporanee di uno o più componenti del sistema, determinate da fallanze meccaniche.

E' opportuno ricordare che molti autori includono fra le fallanze meccaniche solo quelle che riguardano le condotte; inoltre, è stato dimostrato che considerare la fallanza di un solo elemento alla volta o di più elementi contemporaneamente non incide in modo significativo sul valore dell'affidabilità, in quanto la probabilità che si verifichi la fallanza di più elementi contemporaneamente è estremamente bassa e statisticamente non rilevante. Pertanto, in molti casi, la fallanza meccanica viene identificata con l'indisponibilità di un' unica condotta alla volta.

Gli aspetti di dettaglio dell'approccio probabilistico per la valutazione del tasso di fallanza saranno trattati nel capitolo 5 della tesi.

In linea generale, comunque, l'obiettivo del calcolo relativo alle fallanze meccaniche in termini probabilistici è ottenere la probabilità che un elemento del sistema (in particolare un tronco) non sia operativo.

Il calcolo di questa probabilità è basato essenzialmente sui concetti di *disponibilità* e *indisponibilità*, che sono stati formalizzati nelle due omonime grandezze matematiche, mutate dalla teoria dell'affidabilità in campo industriale e dipendenti, a loro volta, da altri parametri quali il tempo medio di fallanza *MTTF* e il tempo medio di riparazione *MTTR*, che richiedono la stima del tasso di rottura λ . Quest'ultimo parametro rappresenta una grandezza

fondamentale per un'accurata analisi probabilistica delle fallanze meccaniche che possono occorrere su una rete; pertanto, vista la forte influenza che questa grandezza esercita sul valore dell'affidabilità di una rete, non è sufficiente stimarla a partire dalle indicazioni di letteratura ma è opportuno valutarla a partire dall'elaborazione dei dati reali relativi alle rotture intervenute su impianti esistenti.

Il capitolo 5 della tesi sarà dedicato all'analisi probabilistica delle fallanze meccaniche occorse su due reti esistenti.

1.4.4 La valutazione di altri aspetti relativi al funzionamento delle reti

Lo scopo dell'analisi prestazionale presentata nei precedenti paragrafi è quello di misurare la capacità di un sistema idrico a fornire acqua in quantità sufficiente a soddisfare la richiesta dell'utenza, con pressione sufficiente a garantire l'erogazione.

Tuttavia, esistono e meriterebbero di essere quantificati anche altri aspetti relativi al funzionamento delle reti, non direttamente percepibili dall'utenza.

Ad esempio, taluni autori (Pianese e Villani, 1994a e 1994b) hanno sottolineato la necessità di misurare l'adeguatezza di un sistema idrico sotto il profilo idraulico, con riferimento soprattutto all'eccesso di velocità in condotta (che può essere causa di eccessive vibrazioni che danneggiano la condotta) e all'oscillazione del carico piezometrico nei nodi (che, se ripetuta, può provocare danni ai giunti).

Un altro aspetto che non è mai stato indagato riguarda la probabilità che la pressione minima scenda al di sotto dei valori minimi necessari ad impedire la depressione in condotta; sarebbe utile un indicatore in grado di segnalare la presenza di situazioni di depressione e la loro estensione spazio-temporale.

In condizioni di particolare scarsità della risorsa, infine, sono utili alcuni indicatori proposti da La Loggia *et alii.* (2005), che misurano l'equo soddisfacimento della domanda e l'equo accesso alla risorsa disponibile.

1.5 L'analisi prestazionale con riferimento agli aspetti qualitativi della risorsa

Gli aspetti relativi al legame fra le caratteristiche qualitative dell'acqua distribuita e la funzionalità idraulica della rete sono estremamente complessi e poco indagati.

Su questo legame vengono qui svolte solo considerazioni di tipo generale, dal momento che la valutazione degli aspetti qualitativi dell'acqua in rete non rientra fra gli obiettivi della Tesi.

Durante la permanenza in rete, l'acqua può subire delle alterazioni di tipo qualitativo legate, ad esempio, alla flocculazione e alla precipitazione di talune sostanze, al decadimento degli agenti disinfettanti che provoca l'aumento della carica batterica o a fenomeni di corrosione delle pareti della condotta o a infiltrazioni di acqua dall'esterno, dovute a depressione nelle tubazioni.

Alcuni ricercatori dell'Istituto Superiore di Sanità (Bonadonna e Della Libera, 2005) hanno dimostrato, soprattutto con riferimento alla formazione di biofilm sulle pareti della condotta, che l'alterazione delle caratteristiche qualitative dell'acqua è strettamente legata al suo tempo di permanenza in rete.

Pertanto, è necessario prediligere soluzioni progettuali che minimizzino il tempo di percorrenza della rete, garantendo che la fornitura all'utenza possa avvenire attraverso brevi percorsi in rete. Questo criterio già suggerito nei testi classici del Marchetti (1949) e dell'Ippolito (1960) è piuttosto trascurato nella moderna progettazione, più attenta agli aspetti affidabilistici.

Tuttavia, Ciaponi e Papiri (2007) hanno mostrato che utilizzare il criterio del minimo percorso conduce ad una configurazione di portate circolanti in rete del tutto simile a quella ottenuta con criteri di ottimizzazione puramente economica; questo criterio, che assicura la minima permanenza dell'acqua in rete, ne garantisce indirettamente il mantenimento delle caratteristiche chimico-fisiche sino al momento della fornitura all'utenza.

1.6 Analisi prestazionale dei servizi idrici

L'altro importante filone di sviluppo nell'analisi prestazionale riguarda la valutazione dei servizi idrici attraverso procedure atte a misurare (in termini di efficienza, efficacia e costi) la loro qualità e il loro livello, che dipendono da molteplici fattori fra i quali la struttura del sistema idrico e le caratteristiche degli impianti, il contesto socio-economico delle varie zone servite, le modalità secondo le quali sono organizzate l'erogazione e la gestione del servizio stesso.

In generale, le metodologie di pianificazione, organizzazione e gestione dei servizi idrici sono basate su sistemi di indicatori prestazionali, noti nella letteratura internazionale come performance indicators o PI, le cui caratteristiche differiscono a seconda dell'ente o dell'istituzione che li ha formalizzati.

Fra i vari sistemi di indicatori prestazionali per la valutazione dei servizi idrici ricordiamo quelli contenuti nelle formulazioni proposte da alcune istituzioni di rilevanza internazionale fra cui la World Bank (Yepes e Dianderas, 1996), l'International Water Association (IWA) (Alegre *et al.*, 2000; Alegre *et al.*, 2006), l'Ecole Nationale du Génie Rural des Eaux et des Forêts (ENGREF) (Guérin-Schneider, 2001) e l'American Water Works Association (AWWA, 2004). In Italia il *Comitato per la Vigilanza sull'Uso delle Risorse Idriche* (2006) ha proposto un sistema di indicatori prestazionali atto essenzialmente a valutare l'efficacia, l'efficienza e l'economicità del gestore nel fornire il servizio idrico integrato.

Un sistema di indicatori prestazionali particolarmente rilevante per la completezza degli aspetti valutati e per la vasta diffusione in campo internazionale è quello proposto dall'IWA, denominato IWA-PI. Questo sistema è in grado di descrivere molto dettagliatamente i vari aspetti funzionali e gestionali delle componenti del ciclo idrico, attraverso oltre 200 grandezze correlate ai vari aspetti del servizio e combinate in 170 indicatori che riguardano, fra l'altro, le risorse idriche impiegate, le varie componenti fisiche dei sistemi (serbatoi, reti, impianti di potabilizzazione, ecc.), il monitoraggio

dei disservizi causati dalle rotture, l'entità delle perdite idriche, il personale impiegato, i costi, i ricavi, i profitti, ecc.

Il pacchetto di indicatori proposto dall'IWA richiede, per poter essere implementato, la conoscenza di grandezze semplici e facilmente acquisibili da un gestore che applichi le procedure di gestione con una normale diligenza, senza ricorrere alla simulazione, suggerita solo in pochi casi; questi dati possono derivare da informazioni già in possesso dell'ente gestore (soprattutto i dati relativi agli aspetti economici e finanziari o agli addetti impiegati), da documentazione di archivio (soprattutto i dati relativi alle caratteristiche degli impianti) o da misure eseguite di routine (soprattutto dei volumi che defluiscono in una certa sezione del sistema, utili per stilare i bilanci idrici necessari alla definizione degli indici).

Le grandezze alla base degli indici prestazionali vengono combinate ed elaborate tramite relazioni con struttura matematica elementare, spesso basate su semplici divisioni, e consentono di ottenere nuove grandezze in grado di quantificare la prestazione del sistema con riferimento ad un particolare aspetto, tecnico o gestionale,. Gli indicatori di prestazione così ottenuti consentono di ordinare le informazioni disponibili nei database delle aziende di gestione, rendendo di facile lettura le informazioni contenute nei database stessi.

La misura della prestazione deve essere confrontata con i valori di riferimento degli indicatori che la esprimono.

Possono essere presi in considerazione valori-obiettivo (in questo caso il valore dell'indicatore rappresenta la distanza della situazione reale dall'obiettivo desiderato), valori assunti nei periodi precedenti (l'andamento temporale degli indicatori fornisce informazioni utili circa l'efficacia di alcune misure messe in pratica per migliorare il livello del servizio), oppure valori tipici di altre realtà gestionali (questo ultimo approccio può essere utile per evidenziare significative differenze fra le varie gestioni).

In generale, il giudizio viene formulato assegnando un voto compreso fra 0 e 1, facilmente interpretabile non solo dal personale esperto, definito a partire da opportune curve di penalità (Coelho, 1997).

La struttura molto semplice del sistema di indicatori menzionato ha portato alcuni autori ad esprimersi circa il carattere troppo generale della valutazione che viene eseguita adottando la procedura dell'IWA e che si dimostra incapace di prendere in esame alcuni aspetti specifici del sistema. In effetti, soprattutto in relazione alle inefficienze che colpiscono l'utenza, il sistema di indicatori concepito dall'IWA è in grado di contabilizzare il numero di eventi indesiderati che si sono verificati nel corso del periodo di analisi, senza fornire alcun supporto per una diagnosi circa le cause che hanno determinato i disservizi e senza misurare l'impatto che le misure eventualmente adottate per fronteggiare tali eventi potrebbero avere sull'efficienza del sistema e, più in generale, sulla qualità del servizio.

Nonostante questo limite, la procedura introdotta da IWA rappresenta uno strumento molto utile sia per le valutazioni interne al sistema eseguite dal gestore, sia per i controlli eseguiti dalle autorità, che devono valutare l'attività del gestore, la qualità del servizio erogato e il suo andamento nel tempo.

Il sistema di valutazione basato sui PI, oltre a rendere evidenti gli effetti di alcune pratiche virtuose spesso poco visibili, quali la sostituzione o la ristrutturazione di alcuni tratti delle reti, consente di confrontare fra loro diverse realtà gestionali, mettendone in luce i punti di forza ed eventuali aspetti che potrebbero essere migliorati, fungendo da utile strumento di supporto nella stesura dei criteri di base delle gare per l'assegnazione della gestione delle varie fasi del ciclo idrico.

Naturalmente, come è stato detto, la validità delle informazioni contenute negli indicatori è funzione dell'accuratezza con la quale vengono raccolti ed elaborati i dati necessari per elaborare i valori numerici degli indicatori stessi e dalla diligenza con cui viene gestito il database.

Un problema rilevante è rappresentato dall'interpretazione dei valori ottenuti, soprattutto a causa della difficoltà nel definire i valori di riferimento, dovuta alla presenza di disomogeneità esterne, riferite a fattori non direttamente controllabili dal gestore (altimetria dell'area, densità abitativa, caratteristiche dei suoli, ecc.).

Un'altra difficoltà nell'uso degli indicatori è insita nel loro elevato numero, che ne rende complicata l'aggregazione per ottenere dei giudizi di tipo globale (Liserra *et alii.*, 2007).

Capitolo 2

Simulazione idraulica delle reti di distribuzione idrica nell'ambito del calcolo dell'affidabilità

2.1 Introduzione

Nell'ambito delle procedure di calcolo dell'affidabilità delle reti idriche un aspetto molto rilevante è rappresentato dalla simulazione idraulica del sistema, necessaria per ricavare le portate effettivamente erogate dai nodi, a partire dalle quali vengono calcolati gli indici prestazionali basati sul deficit dell'erogazione all'utenza rispetto alla richiesta. Questo problema, che si pone come obiettivo il calcolo delle portate effettivamente erogate, deve essere risolto, come già ricordato nel paragrafo 1.5.1, con una verifica idraulica di tipo PDA (Pressure Driven Analysis), in cui le portate erogate dai vari nodi dipendono dal carico piezometrico disponibile, secondo una legge matematica che, nei lavori di alcuni autori (Ardenti *et. al.*, 2007; Ciaponi, 2009), è nota come legame Q-H. Di queste equazioni di legame si parlerà diffusamente nel capitolo 3.

In questo capitolo la trattazione entra solo nel dettaglio dell'approccio PDA, evidenziando le differenze sostanziali, dal punto di vista idraulico e della modellazione matematica, con il comune e consolidato approccio DDA (Demand Driven Analysis), basato sul presupposto che la portata erogata da un

nodo non dipenda dal carico piezometrico ma sia un dato del problema, assegnato a priori e pari alla richiesta dell'utenza.

La quasi totalità dei modelli di calcolo attualmente utilizza, per la verifica idraulica delle reti, proprio l'approccio DDA, fissando a priori la portata Q_j (dato del problema) erogata in ogni nodo (identificato con l'indice j), assumendola pari alla portata richiesta Q_{rj} , con l'ipotesi implicita che il carico piezometrico H_j (incognita del problema) sia sufficiente a soddisfarla. Questi modelli danno risultati corretti solo nel caso in cui la verifica idraulica della rete sia positiva, ovvero nel caso in cui, per ogni nodo, il carico piezometrico H_j risulti maggiore o uguale al valore H_{rj} richiesto per soddisfare la domanda.

Se invece il calcolo mette in evidenza l'esistenza di *nodi critici* per i quali $H_j < H_{rj}$, i risultati forniti dal modello non sono corretti, giacché le portate Q_j assegnate come erogate dai nodi critici non sono compatibili con i valori dei carichi H_j risultanti dal calcolo.

L'approccio convenzionale di tipo DDA è ritenuto soddisfacente solo se lo scopo del calcolo di verifica idraulica è quello di validare il dimensionamento della rete e di evidenziare, in caso di verifica negativa, la necessità di interventi correttivi. L'esigenza di calcolare, ai fini della valutazione degli indici di affidabilità, l'erogazione effettiva anche nelle situazioni di pressione insufficiente richiede invece un approccio diverso, indicato in letteratura con la sigla PDA (*Pressure Driven Analysis*), atto a identificare la soluzione che soddisfi non solo le consuete equazioni del moto e di continuità, ma anche le equazioni $Q_j=f(H_j)$ che in ogni nodo mettono in relazione la portata erogata e il carico effettivamente disponibile.

Su questo nuovo approccio, la letteratura non ha presentato fino ad ora molti lavori, anche se a partire dagli anni più recenti l'interesse per l'argomento sembra essere crescente.

In questo capitolo si riportano i risultati di una valutazione comparata di alcuni degli approcci PDA proposti in letteratura, valutandone le prestazioni con riferimento a due casi studiati.

2.2 L'approccio PDA (Pressure Driven Analysis)

Quasi tutti i modelli di calcolo attualmente utilizzati per la verifica idraulica delle reti acquedottistiche si basano su un approccio indicato in letteratura con la sigla DDA (*Demandn Driven Analysis*), che fissa a priori la portata Q_j erogata in ogni nodo della rete (identificato con l'indice j), assumendola pari alla portata richiesta Qr_j (dato del problema), con l'ipotesi implicita che il carico piezometrico H_j (incognita del problema) in corrispondenza dei nodi sia sufficiente a soddisfarla. Questi modelli forniscono risultati corretti soltanto nel caso in cui la verifica idraulica della rete dia esiti positivi, ovvero che il carico piezometrico H_j risulti, in ogni nodo, maggiore o uguale al valore Hr_j richiesto per soddisfare la domanda. Se, al contrario, il calcolo mostra l'esistenza di nodi critici nei quali si ottiene che $H_j < Hr_j$, la verifica fornisce un esito non corretto, in quanto le portate Q_j assegnate come erogate dai nodi critici non sono compatibili con i valori dei carichi H_j calcolati. Si dimostra, di conseguenza, che questo tipo di approccio fornisce un giudizio di adeguatezza o di non adeguatezza della rete, ma non consente di quantificare tale giudizio con una misura di prestazione.

E' evidente, quindi, che l'esigenza di determinare, ai fini della valutazione degli indici di affidabilità, l'erogazione effettiva anche nelle condizioni di pressione insufficiente richiede l'utilizzo di un approccio diverso, indicato in letteratura con la sigla PDA (*Pressure Driven Analysis*). Tale approccio si basa sull'assunzione che le portate erogate dai nodi (Q_j) non sono più note a priori, ma sono delle incognite del problema, e che, quindi, devono essere determinate in funzione dei carichi H_j disponibili.

Le incognite del problema di verifica posto in questi termini sono le portate circolanti q_i nei tronchi (identificati con l'indice i), i carichi piezometrici H_j nei nodi e le portate effettivamente erogate Q_j . La soluzione, quindi, deve soddisfare non solo le consuete equazioni del moto (scritte per i tronchi) e le equazioni di continuità nei nodi, ma anche le relazioni che, in ogni nodo, legano la portata erogata al carico effettivamente disponibile.

Considerando una rete costituita da l tronchi, di cui sono noti i materiali e le caratteristiche geometriche (diametri e lunghezze), n nodi ed m maglie elementari, le equazioni linearmente indipendenti che possono essere scritte sono:

- Equazioni di continuità nei nodi, in numero pari a $(n-1)$

$$\sum_{i=1}^l \pm q_i \pm Q_j = 0 \quad (2.2.1)$$

in cui la sommatoria è estesa a tutti i tronchi ($i = 1, l$) che convergono nel nodo j -esimo;

- Equazioni del moto per ogni tronco, in numero pari a (l)
-

$$\Delta H_i = r_i q_i |q_i|^{\alpha-1} \quad (2.2.2)$$

dove le grandezze assumono il seguente significato:

ΔH_i : perdita di carico lungo il tronco i -esimo [m];

r_i : perdita di carico connessa con il flusso di una portata unitaria nel tronco i -esimo [sm^{-2}];

α : esponente compreso tra 1.75 e 2, che dipende dalla relazione monomia utilizzata e dal regime di moto considerato;

- Equazioni di legame Q-H per ogni nodo a quota piezometrica incognita, in numero massimo pari a $(n-1)$

$$Q_j = f(H_j) \quad (2.2.3)$$

Il problema così definito, idraulicamente determinato, è risolubile con unicità: ciò significa che esiste un'unica configurazione di portate circolanti nel sistema distributore associata ad un'unica distribuzione dei carichi piezometrici

nei nodi. Il sistema è composto, quindi, da $2n + l - 2$ equazioni in $2n + l - 2$ incognite.

Nel seguito verrà semplicemente presentata e commentata una panoramica delle metodologie comunemente proposte per affrontare problemi di tipo pressure driven, senza entrare nel dettaglio delle diverse espressioni proposte per esprimere il legame Q-H, argomento che verrà trattato diffusamente nel capitolo 3.

2.3 Diversi approcci per l'analisi PDA

Per l'analisi delle reti di distribuzione idrica secondo l'impostazione PDA sono stati proposti in letteratura diversi approcci, che sono nel seguito sinteticamente descritti e commentati.

2.3.1 Metodi semplificati

Rientrano nella categoria dei metodi semplificati quelli strutturati in due fasi di calcolo, la prima delle quali consiste in una verifica idraulica di tipo convenzionale, effettuata secondo l'approccio DDA imponendo $Q_j = Q_{rj}$, mentre la seconda, limitata ai nodi per i quali la prima fase evidenzia che $H_j < H_{rj}$, consiste nel ricalcolare le portate Q_j sulla base della piezometria ricavata nella prima fase.

Fra questi metodi, piuttosto noto è quello proposto da *Tanyimboh et al.* (2001), basato sul valore del carico nel nodo di alimentazione della rete (*Source Head Method*).

Con questo metodo, il valore di H_j (calcolato con una verifica idraulica di tipo convenzionale imponendo $Q_j = Q_{rj}$) è usato, nei nodi critici (con $H_j < H_{rj}$), per valutare la perdita di carico che si avrebbe a partire dal nodo di alimentazione della rete in condizioni di domanda pienamente soddisfatta.

In ogni nodo critico, la riduzione della portata effettivamente erogata rispetto a quella richiesta viene quindi calcolata sulla base dei valori del carico

effettivamente disponibile nel punto di alimentazione e del carico che sarebbe necessario per soddisfare la domanda nel nodo stesso.

Il metodo presuppone che il legame fra la portata erogata nel nodo di calcolo e il carico nel punto di alimentazione (legame identificato nell'ipotesi di piena soddisfazione della domanda) si mantenga inalterato anche quando la portata viene ridotta per pressione insufficiente. Ciò potrebbe essere concettualmente corretto se nel sistema di condotte che alimenta il nodo di calcolo tutte le altre portate circolanti che sono connesse con le erogazioni degli altri nodi rimanessero invariate nelle due condizioni esaminate. In realtà, poiché in genere il ricalcolo delle portate interessa più nodi e determina alterazioni significative nella configurazione delle portate circolanti, il presupposto del metodo non è corretto e gli errori sono tanto più rilevanti, quanto più grave e generalizzata è la situazione di carenza pressoria. Inoltre, la procedura può essere applicata solo quando la rete è alimentata da un unico nodo.

2.3.2 Metodi che simulano con nodi serbatoio i nodi con pressione insufficiente

Già a partire dai primi anni '80 è stato proposto (Bhave, 1981) un metodo di verifica idraulica di tipo PDA con un'articolazione piuttosto complessa, nell'ambito della quale i nodi con pressione insufficiente per garantire la portata assegnata sono simulati come nodi-serbatoio a carico costante e a portata incognita. Il metodo, consistente in una procedura iterativa che ad ogni passo esegue un calcolo di tipo DDA, classifica i nodi, sulla base di un unico valore di soglia H_j^* , in supercritici ($H_j > H_j^*$), critici ($H_j = H_j^*$) e subcritici ($H_j < H_j^*$).

Al passo corrente del procedimento iterativo, i nodi risultati critici o subcritici al passo precedente con $Q_j > 0$, sono schematizzati come nodi-serbatoio a carico costante ($H_j = H_j^*$) e a portata incognita. In questi nodi, la portata effettivamente erogata viene quindi calcolata, senza tenere conto di alcun legame $Q_j = f(H_j)$, come pari a quella che la rete è in grado di fornire con $H_j = H_j^*$ (si pone inoltre $Q_j = 0$ se risulta $Q_j < 0$, cioè se Q_j è diretta dal nodo serbatoio alla rete, mentre si pone $Q_j = Q_{rj}$ se $Q_j > Q_{rj}$).

L'idea di schematizzare come nodi-serbatoio (a carico fissato e a portata incognita) i nodi di erogazione che da un'analisi DDA risultino caratterizzati da pressione insufficiente è stata poi ripresa, anche se con formulazioni differenti, da Ozger e Mays (2003) e da Todini (2003). In particolare, Todini propone una procedura molto semplice che, a seguito di una prima verifica idraulica convenzionale di tipo DDA, ripete il calcolo di verifica fissando $H_j = H_j^*$ in tutti i nodi nei quali dal primo calcolo risulti $H_j < H_j^*$.

Le portate Q_j risultanti da questo secondo calcolo sono assunte come effettivamente erogate, purché non maggiori di Q_{rj} (se $Q_j > Q_{rj}$ si assume $Q_j = Q_{rj}$) e non negative (se $Q_j < 0$ si assume $Q_j = 0$).

I metodi sopra richiamati si basano sul presupposto che, nei nodi con pressione insufficiente a garantire la domanda, l'utenza preleva tutta la portata che la rete è in grado di fornire indipendentemente da qualsiasi relazione di legame $Q=f(H)$. In realtà, questo presupposto pare piuttosto discutibile e presenta qualche aspetto critico legato alla scelta del valore di H_j^* .

Infatti, se H_j^* viene assunto prossimo a H_{rj} (o coincidente con esso), la portata di calcolo Q_j potrebbe risultare più piccola rispetto a quella che l'utenza può prelevare con il carico fissato; in questa situazione, il sistema tende a riequilibrarsi con un abbassamento del carico al nodo e un aumento della portata fornita dalla rete, determinando una situazione reale diversa rispetto alla soluzione calcolata, sia per quanto riguarda la piezometria che per quanto riguarda la configurazione delle portate erogate e circolanti nella rete. Per contro, se H_j^* viene assunto prossimo alla quota z_j del piano campagna (o coincidente con essa), la portata di calcolo potrebbe risultare più grande rispetto a quella che l'utenza può prelevare con il carico fissato; anche in questa situazione, poiché il carico troppo basso non consente l'erogazione della portata resa disponibile dalla rete, il sistema deve riequilibrarsi aumentando il carico al nodo e diminuendo la portata fornita dalla rete. Anche in questo caso, quindi, il calcolo porta a risultati non realistici.

Per quanto riguarda la scelta di H_j^* l'orientamento degli autori sopra citati è diverso: Bhavé definisce H_j^* coincidente con H_{minj} , ovvero con il carico al di sotto del quale l'erogazione è assolutamente insoddisfacente o nulla, mentre

Ozger e Mays attribuiscono ad H_j^* il significato di H_{rj} , ovvero del carico necessario per garantire un'erogazione che soddisfi pienamente la domanda.

Todini (2003), pur non esprimendosi esplicitamente sulla questione, nell'esempio applicativo fissa $H^* = z_j$.

2.3.3 Metodi che risolvono l'intero sistema di equazioni

Il modello matematico del funzionamento di una rete di distribuzione idrica secondo l'approccio PDA è costituito, come si è già detto, dal consueto sistema formato dalle equazioni di continuità per i nodi e del moto per i lati, al quale si aggiungono le equazioni di legame $Q_j = f(H_j)$ in numero pari al numero dei nodi-erogazione. Poiché il numero delle equazioni aggiunte al sistema convenzionale coincide con il numero delle nuove incognite Q_j , questo sistema, al pari di quello convenzionale, esprime un problema determinato che ammette un'unica soluzione.

Solo di recente si è cercato di trovare un algoritmo in grado di risolvere numericamente questo sistema di equazioni. Todini (2003) ha riformulato il problema della verifica idraulica con approccio PDA seguendo la formulazione del *Global Gradient Algorithm* (GGA) data a suo tempo per il calcolo di tipo convenzionale (Todini e Pilati, 1988; Todini, 1999). Formulazione analoghe sono state recentemente presentate da Cheung *et al.* (2005) e da Giustolisi *et al.* (2007).

Tuttavia, l'approccio numerico al sistema, completo delle equazioni di legame $Q = f(H)$, non pare ancora sufficientemente sperimentato, soprattutto per quanto riguarda gli aspetti relativi alla convergenza, che potrebbe essere resa problematica dalla discontinuità e non derivabilità delle relazioni di legame $Q = f(H)$.

Va peraltro ricordato che, già da tempo, il pacchetto software EPANET-2 (Rossman, 2000) consente la simulazione dell'erogazione attraverso dispositivi (*emitters*), introdotti soprattutto per la simulazione delle perdite idriche, per i quali la portata in uscita è legata alla pressione dalla relazione

$$Q = C \cdot (H - z)^\gamma \quad (2.3.1)$$

in cui:

Q = portata in uscita dal nodo [m^3/s];

H = carico totale [m];

z = quota geometrica del nodo [m];

γ = esponente al quale, in assenza di altre indicazioni, può essere assegnato il valore 0.5;

C = coefficiente di efflusso.

Il calcolo del coefficiente C si esegue imponendo che, in corrispondenza del carico richiesto Hr_j la portata erogata sia pari alla richiesta Qr_j :

$$C_j = \frac{Qr_j}{(Hr_j - z_j)^\gamma} \quad (2.3.2)$$

La relazione (2.3.2), sostituita nella (2.3.1) consente di ottenere il valore della portata effettivamente erogata in funzione della pressione disponibile:

$$Q_j = Qr_j \cdot \left(\frac{H_j - z_j}{Hr_j - z_j} \right)^\gamma \quad (2.3.3)$$

La (2.3.3) quantifica la portata effettivamente erogata al nodo come frazione della portata richiesta in funzione del deficit di pressione rispetto al valore di esercizio richiesto.

Il pacchetto software EPANET-2, però, non contempla per la (2.3.1) un limite superiore di pressione oltre il quale la portata erogata si mantiene costante e quindi la semplice sostituzione dei nodi-erogazione con gli *emitters*

porterebbe a calcolare, per i nodi con $H_j > H_{rj}$, valori di erogazione superiori alla domanda.

Tuttavia, la possibilità offerta da EPANET-2 di simulare il funzionamento idraulico di una rete inserendo anche gli *emitters*, consente di effettuare la verifica idraulica secondo l'approccio PDA, con una procedura approssimata consistente nei seguenti passi:

1. si verifica la rete con un calcolo convenzionale di tipo *DDA*, imponendo che la domanda sia completamente soddisfatta in tutti i nodi e calcolando i conseguenti carichi piezometrici;

2. in tutti i nodi per i quali, al passo precedente, risulta $H_j < H_{rj}$ si pone uguale a zero la portata assegnata in uscita e si posiziona un *emitter*, con un coefficiente C_j calcolato con la (2.3.2);

3. si esegue la verifica del sistema così modificato e sulla base delle portate Q_{ej} erogate dagli *emitters* si definiscono le portate erogate ai nodi con le seguenti regole:

se $0 \leq Q_{ej} \leq Q_{rj}$ $Q_j = Q_{ej}$; se $Q_{ej} > Q_{rj}$ $Q_j = Q_{rj}$; se $Q_{ej} < 0$ $Q_j = 0$.

Poiché il secondo calcolo che simula la rete con l'inserimento degli *emitters* è caratterizzato da minori portate circolanti e da conseguenti minori perdite di carico rispetto al primo calcolo, i nodi che risultano non critici nel primo calcolo rimangono tali anche nel secondo. I risultati della procedura sono quindi corretti e congruenti con tutte le equazioni imposte, salvo nel caso in cui le portate in uscita dagli *emitters* debbano essere corrette in quanto maggiori della portata richiesta o inferiori a zero. Il grado di approssimazione del risultato finale dipende quindi dall'entità di queste correzioni. Volendo eliminare questo errore, è possibile iterare la procedura sopra indicata ripetendo il calcolo di verifica dopo aver eliminato gli *emitters* nei nodi dove le portate sono state corrette in quanto maggiori della portata richiesta o inferiori a zero e dopo aver assegnato alle portate erogate in questi nodi i valori corretti ($Q_j = Q_{rj}$ oppure $Q_j = 0$).

Occorre osservare che la procedura basata sugli *emitters* è l'unica, fra quelle presentate, a tenere conto esplicitamente, tramite la (2.3.3), del

legame fra portata erogata e pressione nodale. La questione del legame, qui solo accennata in quanto l'equazione che regola il funzionamento degli emitters rappresenta una relazione di legame, verrà approfondita nel capitolo 4.

2.4 Procedura iterativa accoppiata ad una verifica idraulica di tipo convenzionale

Come è stato evidenziato nei paragrafi precedenti, le varie metodologie proposte per la verifica delle reti di distribuzione con approccio PDA sono abbastanza numerose e basate su fondamenti concettuali diversi.

Tutte queste procedure, comunque, si pongono l'obiettivo di calcolare la portata effettivamente erogata da ciascun nodo in funzione della pressione residua nel nodo stesso, che rappresenta l'elemento sulla base del quale vengono calcolati tutti gli indicatori prestazionali basati sul deficit dell'erogazione rispetto alla richiesta dell'utenza. E' quindi evidente l'importanza di un calcolo accurato delle portate erogate, che vengono utilizzate come base dei calcoli nell'ambito della valutazione delle prestazioni.

Una parte del lavoro di tesi è stata dedicata alla valutazione del grado di approssimazione delle varie procedure descritte; questo obiettivo è stato raggiunto mettendo a punto una metodologia in grado di fornire la soluzione esatta del problema PDA per una rete di distribuzione.

La procedura messa a punto, che consiste nel processo iterativo descritto di seguito e basato sull'uso ricorsivo di una verifica di tipo DDA tradizionale e consolidata, consente di individuare la configurazione di portate erogate congruente con i carichi piezometrici nei nodi, secondo i seguenti passi:

1) Si impone che in ogni nodo le portate erogate coincidano con le portate richieste ($Q_j = Q_{rj}$);

2) Si verifica la rete con un calcolo convenzionale di tipo DDA e si ottengono i carichi piezometrici H_j ;

3) Sulla base dei carichi piezometrici ottenuti al passo precedente, si calcolano le portate Q_{Cj} con essi compatibili, utilizzando le relazioni di legame più adatte al caso esaminato e trattate nel capitolo 4.

Per ogni nodo si valuta la differenza (l'indice I sta ad indicare l'iterazione corrente):

$$\Delta Q_j = Q_{Cj}^I - Q_j^I \quad (2.4.1)$$

4. Per ogni nodo, si corregge la portata erogata, posta a base del calcolo di verifica, con la relazione:

$$Q_j^{I+1} = Q_j^I + p\Delta Q_j \quad (2.4.2)$$

nella quale ΔQ_j va assunta con il segno derivante dalla (2.4.1) e p rappresenta un coefficiente di peso della correzione ($0 < p < 1$).

Con la nuova configurazione delle portate erogate si ritorna al punto 2.

5. La procedura si arresta quando per ogni nodo il valore della correzione (2.4.1) scende sotto un valore prefissato (ad esempio 1% di Q_{rj}).

E' immediato riconoscere che, al termine della procedura, la soluzione trovata non solo rispetta le equazioni idrauliche di continuità e del moto (ciò è garantito dal fatto che la soluzione è ottenuta da un solutore DDA a convergenza assicurata), ma rispetta anche le equazioni di legame $Q_j=f(H_j)$ ai nodi e ciò è garantito dal valore nullo o prossimo a zero che ΔQ_j assume, per tutti i nodi, al termine del calcolo iterativo.

Per quanto riguarda la scelta del valore da assegnare al coefficiente di peso della correzione p , le prove numeriche effettuate hanno evidenziato che valori molto piccoli rendono la convergenza molto regolare, ma lenta; per contro, valori di p elevati in genere accelerano la convergenza, ma possono anche indurre oscillazioni che rendono problematico il raggiungimento del risultato.

Nei calcoli esemplificativi presentati in questo capitolo, è stato adottato un valore di p pari a 0,2.

2.5 Applicazione dei vari metodi a reti test

I metodi sopra descritti sono stati applicati alle due reti rappresentate in figura 2.1, prese rispettivamente da Khomsi *et al.* (1996) e da Todini (2003).

I diametri dei lati, tutti di lunghezza pari a 1000 m, sono indicati nelle tabelle 2.1 e 2.2. Per tutti i lati di entrambe le reti, le caratteristiche di resistenza idraulica sono definite da un coefficiente C della formula di Hazen- Williams pari a 130.

I valori di z_j e di Qr_j sono indicati nelle tabelle 2.1 e 2.2. I carichi iniziali in corrispondenza dei nodi di alimentazione sono pari rispettivamente a 200 m e a 140 m.

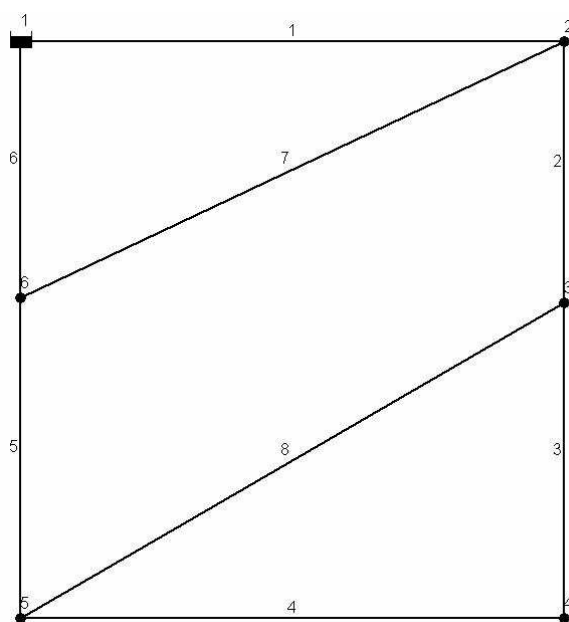


Figura 2.1. Schema della rete n° 1

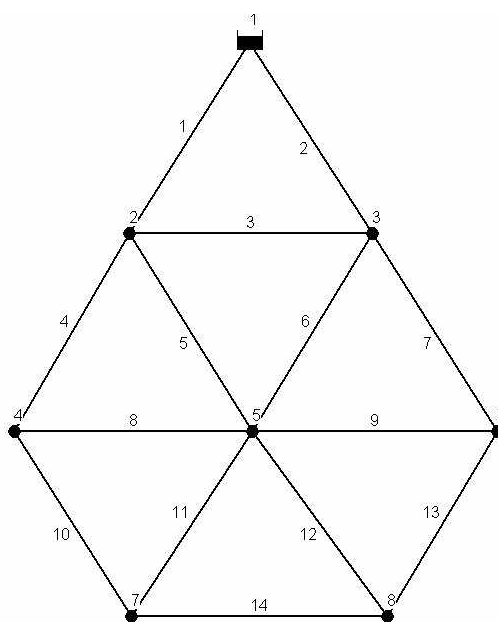


Figura 2.2. Schema della rete n° 2

TRONCO	1	2	3	4	5	6	7	8
Diametro [mm]	250	250	100	200	200	300	150	150

Tabella 2.1. Rete 1: diametri dei tronchi

TRONCO	1	2	3	4	5	6	7	8
Diametro [mm]	400	500	200	300	200	200	300	150
TRONCO	9	10	11	12	13	14	-	-
Diametro [mm]	150	250	150	150	200	150	-	-

Tabella 2.2. Rete 2: diametri dei tronchi

Il funzionamento della rete n° 1 è stato simulato in condizioni di fallanza meccanica, ipotizzando l'esclusione per "fuori servizio" del tronco n° 6. La rete

n° 2 presenta invece un'insufficienza idraulica essendo sottodimensionata rispetto alle portate richieste.

Per il legame $Q=f(H)$ sono state adottate le relazioni (3.2.16) e (3.2.17) e (3.2.18), assumendo:

- per la rete n° 1: $H_{minj} = z_j + 5 \text{ m}$; $H_{rj} = z_j + 20 \text{ m}$

- per la rete n° 2: $H_{minj} = z_j$; $H_{rj} = z_j + 15 \text{ m}$

Per il metodo del “carico alla sorgente” (Tanymboh *et al.* 2001) che richiede di fissare un unico valore di H_{min} uguale per tutti i nodi, si è adottato il valore ottenuto sommando 5 m alla quota geometrica più bassa e quindi:

- per la rete n° 1: $H_{minj} = 153 \text{ m}$

- per la rete n° 2: $H_{minj} = 70 \text{ m}$

In congruenza con le rispettive proposte, per il metodo di Bhave (1981) è stato assunto $H_j^* = H_{minj}$, per il metodo di Ozger e Mays (2003) è stato assunto $H_j^* = H_{rj}$ mentre per il metodo di Todini (2003) è stato assunto $H_j^* = z_j$.

I risultati ottenuti sono riassunti nelle tabelle 2.3 e 2.4.

L'esame dei risultati porta innanzitutto a riconoscere che i valori dei carichi piezometrici ottenuti con la procedura PDA, oltre ad essere del tutto incongruenti con le portate erogate, corrispondono, in alcuni nodi, a depressioni prive di significato fisico. Il metodo semplificato così detto del “carico alla sorgente” (Tanymboh *et al.*, 2001), pur basando il calcolo delle portate erogate sulla piezometria senza significato fisico derivata dalla procedura DDA, porta a valori di Q_j non del tutto insensati. Tuttavia, un ulteriore calcolo di verifica DDA (i cui risultati non sono qui riportati per ragioni di spazio), effettuato attribuendo alle portate erogate ai nodi i valori ottenuti con la procedura semplificata, porta a trovare valori delle pressioni che per alcuni nodi si mantengono su valori negativi privi di significato fisico e che, in generale, non hanno alcun legame ragionevole con le portate erogate. Il metodo semplificato basato sul “carico alla sorgente”, fra tutti i metodi provati, è quello che dà i maggiori valori totali di portata erogata. Fra i metodi che fanno uso delle relazioni di legame $Q_j=f(H_j)$, il metodo EPANET-emitters dà risultati molto vicini alla soluzione individuata con la procedura che qui si presenta, denominata UNIPV, che rappresenta, a meno di piccole approssimazioni, la

soluzione “esatta”. Un’ulteriore applicazione di EPANET effettuata dopo aver eliminato gli *emitters* nei nodi dove le portate sono state corrette in quanto maggiori della portata richiesta o inferiori a zero e dopo aver assegnato alle portate erogate in questi nodi i valori corretti ($Q_j = Q_{rj}$ oppure $Q_j = 0$), porta a risultati del tutto sovrapponibili a quelli ottenuti con la procedura descritta appena sopra.

Soluzioni significativamente diverse si ottengono, invece, con i metodi che simulano i nodi critici come nodi-serbatoio a carico fissato e a portata incognita e che non tengono conto delle relazioni di legame $Q_j = f(H_j)$. Il risultato di questi metodi dipende essenzialmente dal valore di soglia H_j^* che viene adottato. Tanto più H_j^* è basso (al limite coincidente con z_j), quanto più grande è il valore della portata con la quale la rete è in grado di alimentare i nodi critici, portata che però l’utenza potrebbe essere nell’impossibilità di prelevare per via delle pressioni troppo basse. Così, ad esempio, l’applicazione del metodo di Todini (2003) con $H_j^* = z_j$ porta a valutare la portata erogata in alcuni nodi critici (nodi 3, 4 e 5 della rete n° 1 e nodi 5 e 6 della rete n° 2) pari alla portata richiesta, pur con pressione nulla. Per contro, l’applicazione dell’analogo metodo di Ozger e Mays (2003) con $H_j^* = H_{rj}$ porta a valutare la portata erogata in alcuni nodi (nodo 5 della rete n°1 e nodo 7 della rete n° 2) molto ridotta rispetto alla richiesta, pur con un carico pari a quello ritenuto sufficiente a garantire la domanda. Si osserva anche che, assumendo lo stesso valore di H_j^* (rete n° 2), il metodo di Todini (2003) porta a trovare valori delle portate erogate praticamente identici a quelli ottenuti con il metodo di Bhave (1981) caratterizzato da modalità applicative molto più articolate e complesse.

Nodo	z [m]	Qr [Vs]	DD A	Metodo del carico alla sorgente	Metodi con nodi - serbatoio						Procedura EPANET emitters		Procedura Iterativa UNIPV	
					Tanlmboh (2001)		Bhave (1981)		Ozger (2003)					
			H [m]	Q [Vs]	H [m]	Q [Vs]	H [m]	Q [Vs]	H [m]	Q [Vs]	H [m]	Q [Vs]	H [m]	Q [Vs]
2	158	20	166,90	20,00	180,87	20,00	186,2	20,00	174,8	20,00	183,49	20,00	183,46	20,00
3	158	30	155,52	27,86	173,93	30,00	181,3	30,00	158,0	30,00	177,64	29,74	177,53	29,52
4	148	40	117,65	30,22	155,01	40,00	169,3	40,00	148,0	40,00	163,52	35,22	163,40	33,28
5	155	30	121,34	22,22	160,00	21,59	175,0	3,24	155,0	30,00	167,54	23,76	166,89	20,30
6	174	30	122,83	20,25	164,12	0,00	177,2	0,00	174,0	0,00	172,48	0,00	170,15	0,06
Totale		150		120,55		111,59		93,24		120,0		108,72		103,16

Tabella 2.3 – Risultati ottenuti con le varie procedure PDA (rete 1)

Nod o	z [m]	Q _r [Vs]	DD A	Metodo del carico alla sorgente	Metodi con nodi - serbatoio						Procedura EPANET emitters		Procedura Iterativa UNIPV	
				Tanlmboh (2001)	Bhave (1981)		Ozger (2003)		Todini (2003)					
			H [m]	Q [l/s]	H [m]	Q [Vs]	H [m]	Q [Vs]	H [m]	Q [l/s]	H [m]	Q [l/s]	H [m]	Q [l/s]
2	80	16,67	125,54	16,67	130,01	16,67	132,2	16,67	129,3	16,67	131,20	16,67	131,15	16,67
3	90	16,67	130,01	16,67	132,75	16,67	134,5	16,67	132,2	16,67	133,92	16,67	133,86	16,67
4	70	33,34	95,58	33,34	110,68	33,34	118,0	33,34	109,5	33,34	114,13	33,34	113,97	33,34
5	80	250,0	66,60	229,04	88,48	250,00	98,35	250,0	80,00	250,0	94,66	247,11	94,39	245,03
6	90	250,0	73,64	225,08	91,44	250,00	105,0	250,0	90,00	250,0	100,86	212,71	100,38	208,15
7	90	166,6	59,59	139,16	90,00	112,86	105,0	113,0	90,00	113,0	96,49	109,65	96,20	107,25
8	100	83,34	57,79	65,82	90,46	0,00	104,2	0,00	100,0	0,00	99,71	0,00	98,01	0,09
Totali		816,6		725,78		679,54		679,6		679,6		636,15		627,20

Tabella 2.4 – Risultati ottenuti con le varie procedure PDA (rete 2)

Capitolo 3

Verifica idraulica con approccio PDA: le equazioni di legame Q-H

3.1 Introduzione

Come detto nel precedente capitolo 2, la verifica delle reti idriche con una procedura di tipo PDA (*Pressure Driven Analysis*) richiede che alle consuete equazioni di continuità e del moto siano associate le equazioni per esprimere il legame fra la portata Q_j effettivamente erogata e il carico H_j disponibile al nodo.

Su questo tema, la letteratura scientifica è abbastanza vasta e, in alcuni casi, controversa: numerosi autori hanno affrontato il problema del legame, giungendo a formulazioni anche molto diverse fra loro, senza tuttavia fornire un criterio di scelta oggettivo fra le varie relazioni disponibili.

In questo capitolo verrà riportata una panoramica delle relazioni di legame che sono state ricavate nei vari lavori, evidenziando gli aspetti che ne rendono problematico l'utilizzo, soprattutto per le difficoltà che alcune di esse comportano in fase di soluzione numerica, e le ragioni che hanno condotto, fra l'altro, alla ricerca di una relazione di cui si tratterà nel capitolo 6, ricavata dalle simulazioni numeriche condotte su una vasta casistica di situazioni verosimili.

3.2 Le equazioni di legame Q-H

Le equazioni che legano la portata effettivamente erogata (Q_j) al carico disponibile nel nodo (H_j) nelle situazioni in cui $H_j < H_{rj}$ dipendono da alcuni fattori importanti fra i quali, particolarmente significativi sono i seguenti:

- la configurazione e la dimensione della rete secondaria alimentata dal nodo;
- la distribuzione spaziale, in senso altimetrico e planimetrico, degli apparecchi erogatori;
- la destinazione d'uso dei vari edifici serviti dalla rete secondaria esaminata;
- la morfologia del territorio;
- le perdite di carico presenti negli impianti di distribuzione dell'acqua interni alle strutture.

La valutazione di tutti questi elementi è estremamente complessa, anche a causa della forte variabilità che li caratterizza e richiederebbe informazioni di dettaglio quasi mai disponibili nelle normali attività diagnostiche che vengono eseguite sulle reti.

D'altra parte, è evidente che il legame Q-H è fortemente condizionato proprio da tutti questi fattori, che dovrebbero essere valutati con cura per ottenere relazioni che tengano conto del reale comportamento di un sistema.

Alla luce di tutti questi aspetti, diversi autori hanno prodotto numerosi lavori sul tema del legame, giungendo a formulare diverse relazioni atte ad esprimere la portata erogata in funzione dell'effettiva piezometria.

Nel seguito verranno espone e commentate alcune fra le più significative, che possono essere rintracciate in letteratura, evidenziandone le principali caratteristiche.

3.2.1 Legame Q-H costante

Si assume che la portata erogata dal nodo (Q_i) sia indipendente dal carico piezometrico disponibile e pari al valore richiesto Q_{r_i} . La funzione che si ottiene rappresenta un legame costante tra portata e carico (Fig. 3.1), che viene utilizzato implicitamente nella metodologia nota come *Demand Driven Analysis (DDA)*.

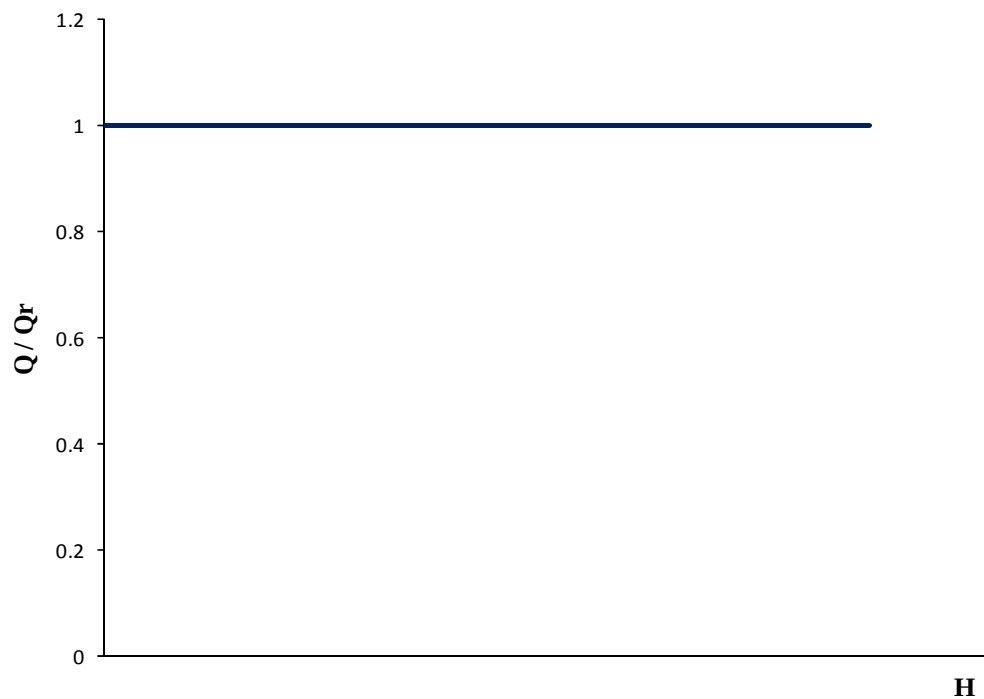


Figura 3.1. Legame H-Q costante utilizzato nella verifica DDA

L'evidente limite di questo legame è rappresentato dall' evidente incongruenza tra portate effettivamente erogate (sempre pari alla richiesta) e carico piezometrico nei nodi critici.

3.2.2 Legame Q-H con un unico valore di soglia H^*

Alcuni modelli di tipo PDA fanno riferimento ad equazioni di legame Q-H caratterizzate da un unico valore soglia del carico piezometrico, che viene indicato con H^* e, sulla sua definizione, esistono teorie discordi: nella maggior parte dei casi, H^* coincide con il carico minimo (H_{min_j}) in corrispondenza del quale la portata erogata è diversa da zero. Altri autori, al contrario, suggeriscono di assegnare alla soglia H^* il valore del carico necessario H_{r_j} per soddisfare la domanda dell'utenza. In questo caso si assume implicitamente che la portata erogata si annulli non appena il carico scende al di sotto del valore desiderabile e, quindi, si trascura il funzionamento reale del sistema, secondo cui la portata diminuisce progressivamente, soddisfacendo solo parzialmente la domanda, quando il carico è compreso tra H_{min_j} e H_{r_j} .

In letteratura diversi autori hanno adottato questo approccio. Goulter e Coals (1986) e Su et al. (1987), ad esempio, hanno introdotto il concetto di disponibilità di portata nel nodo, che prevede l'introduzione dell'equazione di legame riportata in Figura 3.2:

$$Q_j = Q_{r_j}, \quad \text{se } H_j \geq H_{min_j} \quad (3.2.1)$$

$$Q_j = 0, \quad \text{se } H_j \leq H_{min_j} \quad (3.2.2)$$

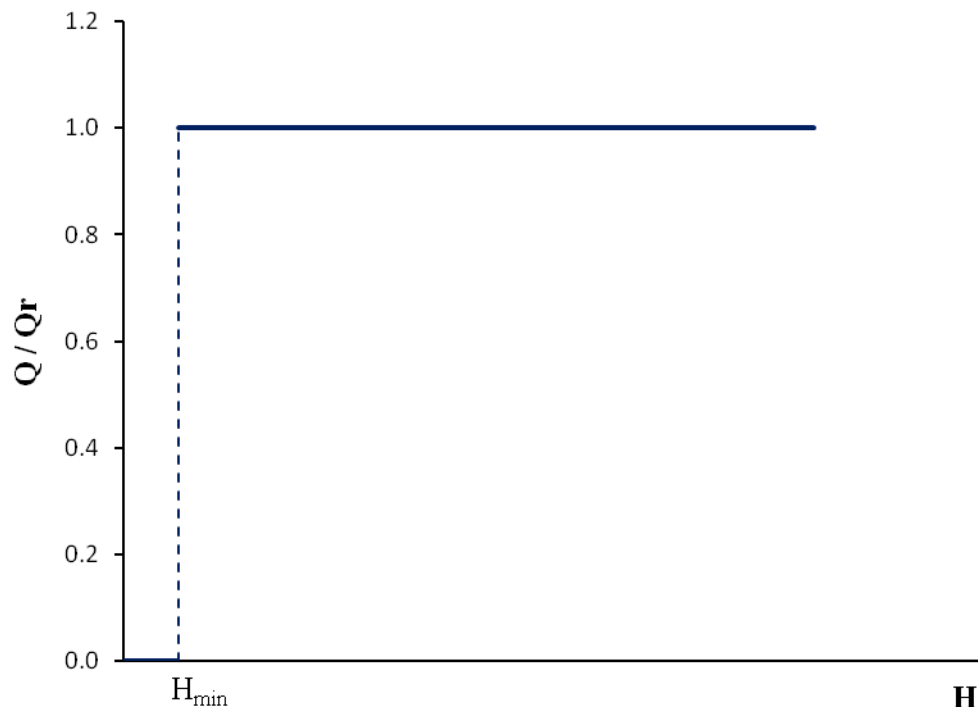


Figura 3.2. Legame H-Q con un unico valore di soglia H^*

Reddy e Elango (1989, 1991) hanno suggerito un approccio secondo cui l'erogazione è funzione del carico piezometrico residuo nei nodi, come riportato nella successiva Figura 3.3

$$Q_j = S_j \cdot (H_j - H_{\min_j})^{0.5}, \quad \text{se } H_j \geq H_{\min_j} \quad (3.2.3)$$

$$Q_j = 0, \quad \text{se } H_j < H_{\min_j} \quad (3.2.4)$$

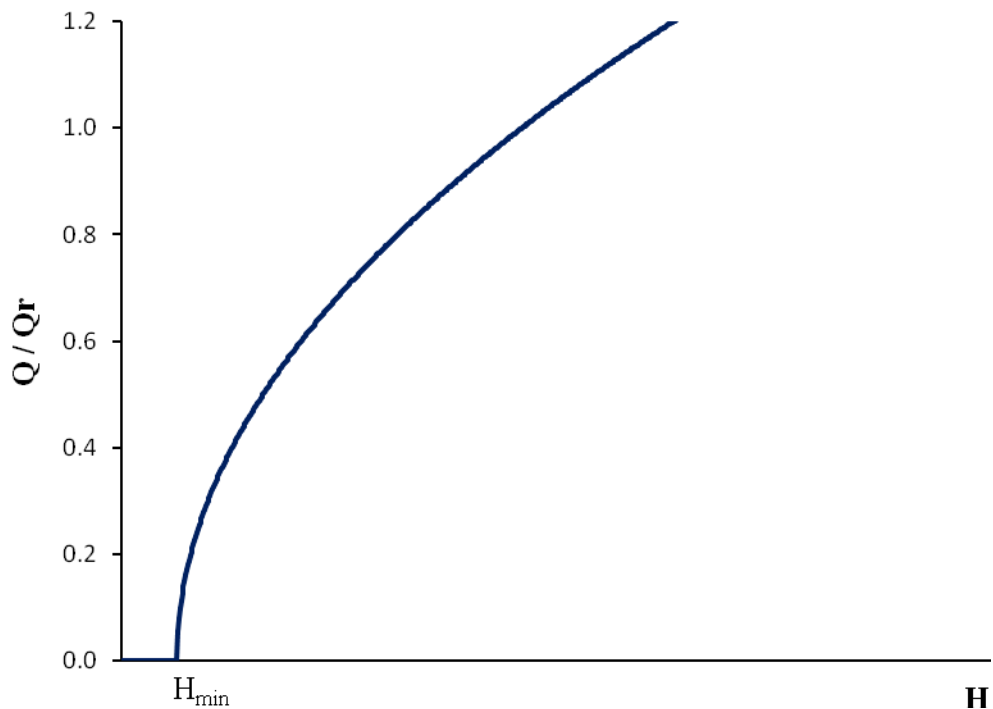


Figura 3.3. *Legame H-Q secondo Reddy ed Elango*

in cui S_j è una costante relativa al nodo, che deve essere calibrata. Nessuno degli approcci appena presentati descrive correttamente la performance dei sistemi distributori in condizioni di insufficienza di carico piezometrico in uno o più nodi: il primo, basato sulle equazioni (3.2.1) e (3.2.2), trascura l'erogazione parziale dal nodo, che può verificarsi quando il carico H_j è minore di quello richiesto Hr_j , e superiore al minimo $Hmin_j$. Il secondo, pur non presentando questo inconveniente, utilizza le equazioni (3.2.3) e (3.2.4), che non sono limitate superiormente, come mostrato in Figura 3.3; pertanto, può risultare che la portata effettivamente erogata Q_j sia maggiore della domanda Qr_j , il che non descrive correttamente il reale comportamento dell'utenza.

Un' equazione di legame dalla forma simile a quella della precedente Figura 3.2 è stata ottenuta da Bhave (1981), che ha proposto una procedura nota con la sigla NFA (*Node Flow Analysis*), in cui si distinguono tre situazioni di funzionamento caratterizzate, rispettivamente, da erogazione completa (*adequate flow*), erogazione parziale (*partial flow*) o erogazione nulla (*no flow*); la relazione di legame è data dallo schema seguente, il cui grafico è riportato nella Figura 3.4:

$$Q_j = Q_{r_j} \quad (\text{adequate flow}), \quad \text{se } H_j \geq H_{\min_j} \quad (3.2.5)$$

$$0 < Q_j < Q_{r_j} \quad (\text{no flow}), \quad \text{se } H_j \leq H_{\min_j} \quad (3.2.6)$$

$$Q_j = 0 \quad (\text{no flow}), \quad \text{se } H_j \leq H_{\min_j} \quad (3.2.7)$$

E' opportuno sottolineare che il principale limite del legame proposto da Bhave è la non univocità della relazione che lo esprime: all'unico valore di soglia del carico piezometrico, infatti, è associata una molteplicità di valori di portata erogata.

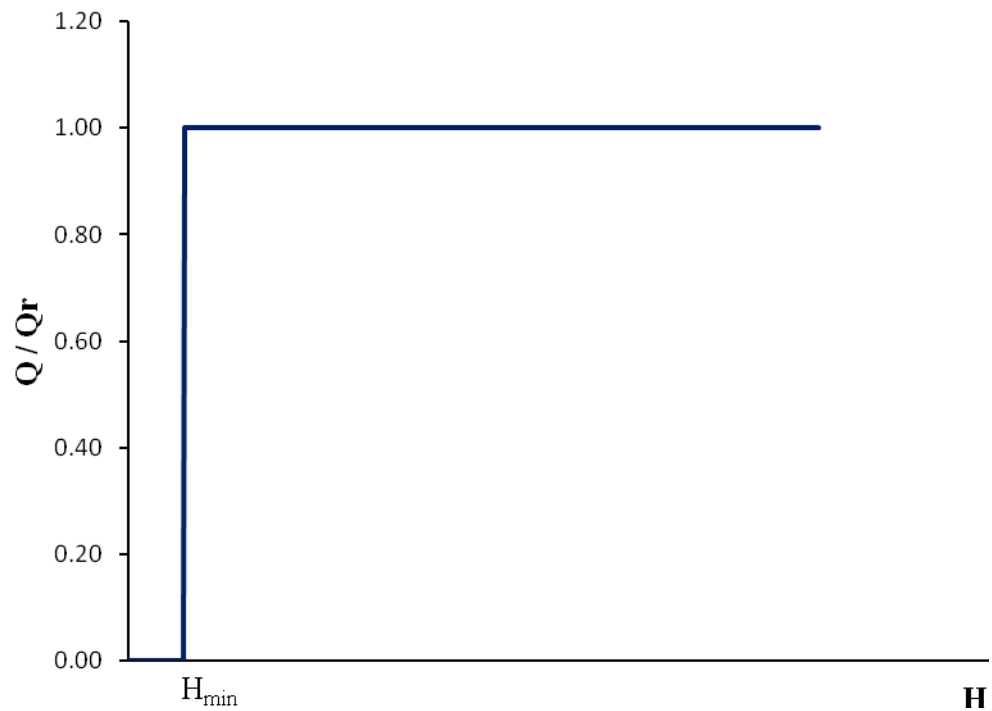


Figura 3.4. Legame H-Q proposto da Bhave

3.2.3 Legame Q-H con due valori di soglia del carico piezometrico

Le equazioni di legame maggiormente impiegate nei modelli di tipo PDA sono caratterizzate dalla presenza di due valori di soglia del carico, uno al di sopra del quale la domanda è pienamente soddisfatta (Hr_j) e uno al di sotto del quale l'erogazione è nulla o pressoché inesistente ($Hmin_j$).

In genere, la forma assunta dalle equazioni di legame, che associano un unico valore di portata erogata a ciascun valore di carico disponibile, ha origine dalla relazione (3.2.8), che definisce la portata effettivamente erogata in funzione di quella richiesta.

$$Q_j = \alpha_j Q_{rj} \quad (3.2.8)$$

nella quale il parametro α assume valori compresi tra 0 e 1 a seconda del valore del carico al nodo H_j e in funzione di H_{minj} e H_{rj} .

$$\alpha_j = 1 \quad \text{per } H_j \geq H_{rj} \quad (3.2.9)$$

$$\alpha_j = 0 \quad \text{per } H_j \leq H_{minj} \quad (3.2.10)$$

$$0 < \alpha_j < 1 \quad \text{per } H_{minj} < H_j < H_{rj} \quad (3.2.11)$$

Per la definizione dei valori di α_j , nell'espressione (3.2.11), sono state proposte in letteratura diverse soluzioni; la più nota è quella di Wagner *et al.* (1988) e Chandapillai (1991), che hanno suggerito una relazione parabolica tra il carico piezometrico H_j e la portata erogata Q_j :

$$H_j = H_{minj} + K_j \cdot Q_j^\beta \quad (3.2.12)$$

in cui i simboli assumono il seguente significato:

H_j : carico totale al nodo j -esimo;

Q_j : portata effettivamente erogata dal nodo j -esimo;

H_{minj} : valore del carico piezometrico al di sotto del quale l'erogazione è nulla; può essere assunto pari alla quota z_j del piano campagna o pari a 2÷3 m al di sopra di essa, per garantire comunque un minimo di pressione nella rete;

K_j : coefficiente di resistenza idraulica caratteristico del sottosistema alimentato dal nodo;

β : esponente di resistenza idraulica, generalmente assunto pari a un valore compreso tra 1.5 e 2.

Il valore di K_j può essere calcolato dalla (3.2.12) imponendo che la portata erogata Q_j sia pari a quella richiesta Q_{rj} quando il carico in corrispondenza del nodo è quello richiesto H_{rj} . Si ricava che:

$$Hr_j = H \min_j + K_j \cdot Qr_j^\beta \quad (3.2.13)$$

da cui:

$$K_j = \frac{Hr_j - H \min_j}{Qr_j^\beta} \quad (3.2.14)$$

Con questa assunzione, attraverso semplici passaggi, si perviene ad una relazione che consente, esplicitando la portata erogata Q_j , di individuare il coefficiente α_j :

$$Q_j = Qr_j \cdot \left(\frac{H_j - H \min_j}{Hr_j - H \min_j} \right)^{1/\beta} = Qr_j \cdot \alpha_j \quad (3.2.15)$$

Osservando le relazioni (3.2.15), (3.2.9) e (3.2.10) si riconosce la funzione di legame proposta da Wagner e caratterizzata da due valori di soglia del carico ($H \min_j$ e Hr_j):

$$\alpha_j = 1 \quad \text{per } H_j \geq Hr_j \quad (3.2.16)$$

$$\alpha_j = 0 \quad \text{per } H_j \leq H \min_j \quad (3.2.17)$$

$$\alpha_j = \left(\frac{H_j - H \min_j}{Hr_j - H \min_j} \right)^{1/\beta} \quad \text{per } H \min_j < H_j < Hr_j \quad (3.2.18)$$

La rappresentazione grafica di questa espressione è riportata in Figura 3.5:

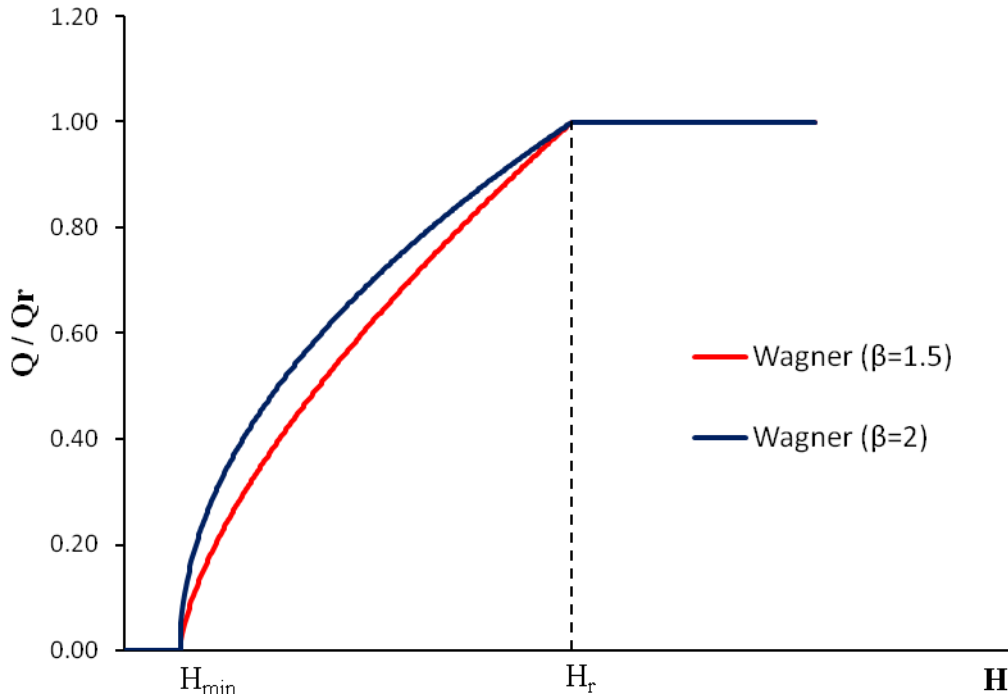


Figura 3.5. Legame H-Q secondo Wagner per diversi valori del coefficiente β

La funzione rappresentata in Fig. 3.5 è caratterizzata da due punti angolosi (per $H_j = H_{min_j}$ e $H_j = H_{r_j}$); ciò può compromettere l'utilizzo di questa relazione di legame nell'ambito di procedure di calcolo automatiche che richiedono l'assenza di singolarità.

Per superare questa difficoltà è stata proposta, da Fujiwara *et al.*, (1998) la formulazione seguente:

$$\alpha_j = 1 \quad \text{per } H_j \geq H_{r_j} \quad (3.2.19)$$

$$\alpha_j = 0 \quad \text{per } H_j \leq H_{min_j} \quad (3.2.20)$$

$$\alpha_j = \frac{(H_j - H_{\min_j})^2 \cdot (3Hr_j - 2H_j - H_{\min_j})}{(Hr_j - H_{\min_j})^3}$$

per $H_{\min_j} < H_j < Hr_j$ (3.2.21)

A quest'ultima espressione è associato il grafico di Figura 3.6

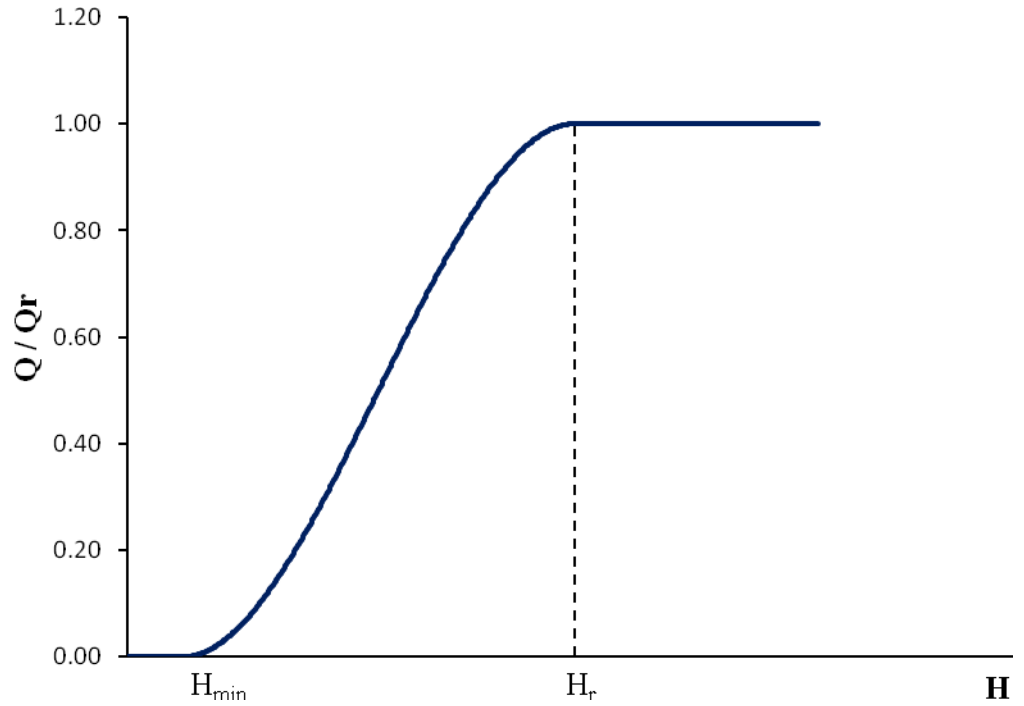


Figura 3.6. Legame H-Q proposto da Fujiwara et al.

Germanopoulos (1985) ha introdotto, analogamente a Bhave, una procedura di calcolo che considera contemporaneamente le portate erogate ai nodi e i carichi piezometrici. Tale procedura si basa sulle seguenti equazioni:

$$\alpha_j = 1 \quad \text{per } H_j \geq Hr_j \quad (3.2.22)$$

$$\alpha_j = 0 \quad \text{per } H_j \leq H_{\min_j} \quad (3.2.23)$$

$$\alpha_j = 1 - 10^{-C_j \left[\frac{(H_j - H_{\min_j})}{(H_{r_j} - H_{\min_j})} \right]} \quad \text{per } H_{\min_j} < H_j < H_{r_j} \quad (3.2.24)$$

in cui C_j è una costante relativa al nodo. A questo schema corrisponde il grafico riportato in Fig. 3.7, in cui sono riportate le curve per C_j pari a 1 e 5:

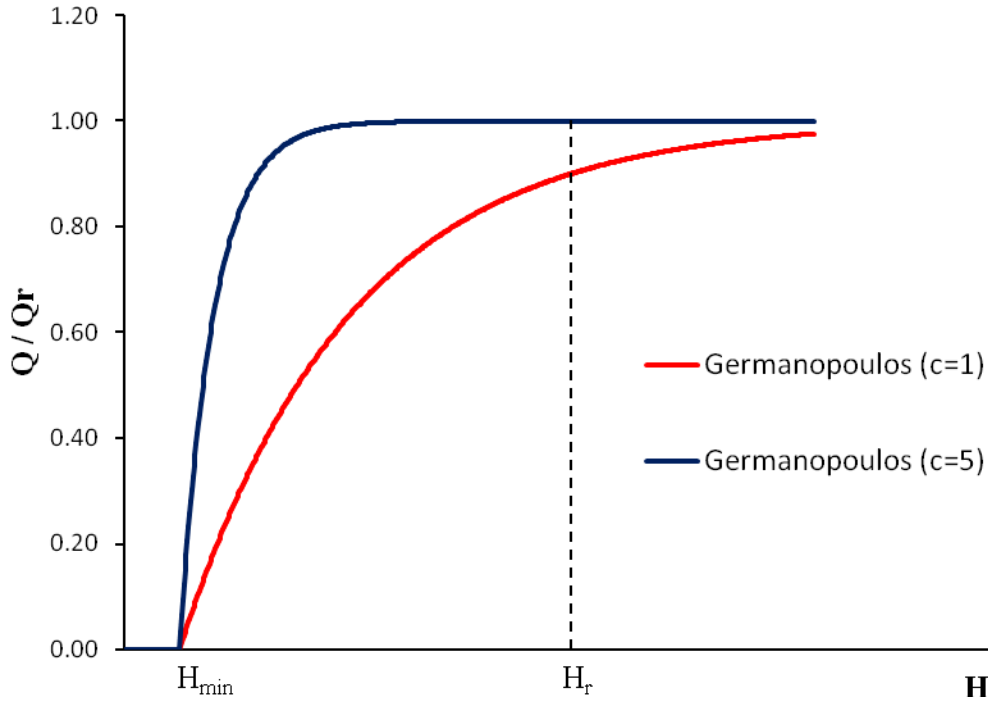


Figura 3.7. Legame H-Q proposto da Germanopoulos

L'approccio PDA basato sull'equazione di legame suggerita da Germanopoulos non fornisce una corretta rappresentazione del comportamento della rete in condizioni di carico insufficiente in uno o più nodi. Infatti, per valori elevati del coefficiente C_j , si ottiene una sovrastima della portata effettivamente erogata tanto che, già per valori del carico molto inferiori a

quello richiesto, essa è circa pari alla domanda. Al contrario, per valori piccoli del coefficiente C_j , la portata erogata è sensibilmente inferiore alla domanda, anche nel caso in cui $H_j \geq Hr_j$.

3.2.4 Legame Q-H continuo, senza punti angolosi.

Tucciarelli et al. (1999) ha suggerito di adottare un'equazione di legame di tipo sinusoidale, continua, con derivate continue. Con questo accorgimento è possibile superare la difficoltà riscontrata nell'equazione di Wagner, caratterizzata dalla presenza di due punti angolosi: ciò potrebbe determinare, come è stato detto, delle problematiche in sede di risoluzione numerica delle equazioni stesse.

Tucciarelli propone di adottare la seguente relazione, in cui z_j rappresenta la quota geometrica del nodo j -esimo.

$$\alpha_j = \sin^2 \left(\pi \frac{H_j - z_j}{Hr_j - z_j} \right) \quad \text{per } z_j < H_j < Hr_j \quad (3.2.25)$$

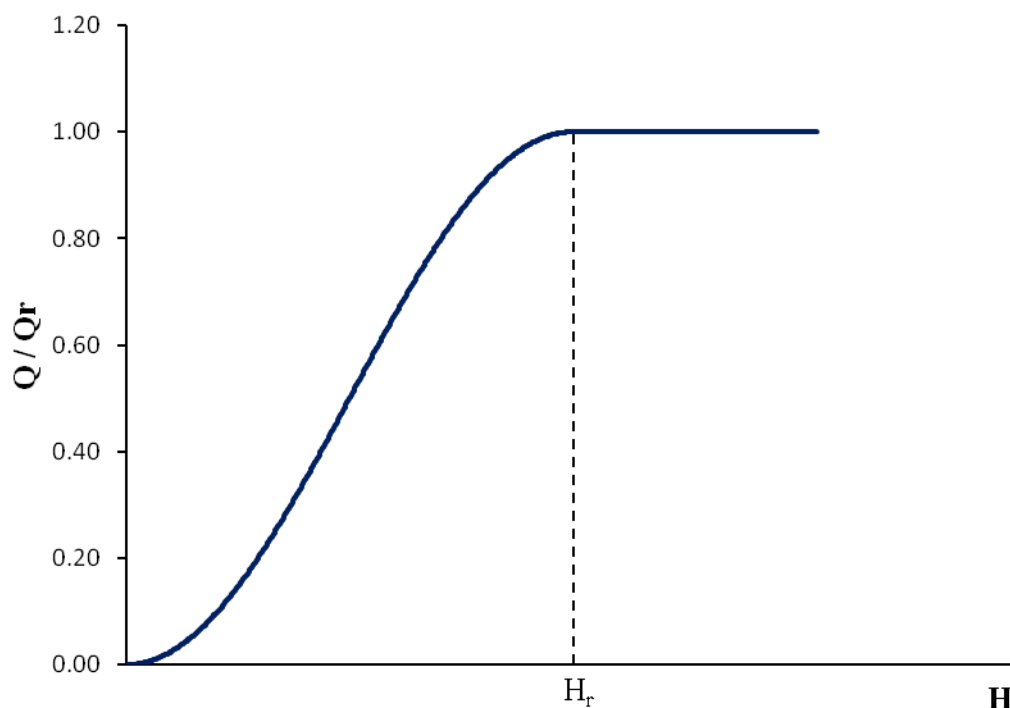


Figura 3.8. Legame H-Q proposto da Tucciarelli et al.

3.2.5 Confronto fra le diverse soluzioni disponibili

Il grafico di Figura 3.9 consente di confrontare direttamente le tipologie di equazioni di legame descritte, mettendone in evidenza analogie e differenze generate dalle varie approssimazioni ed ipotesi introdotte.

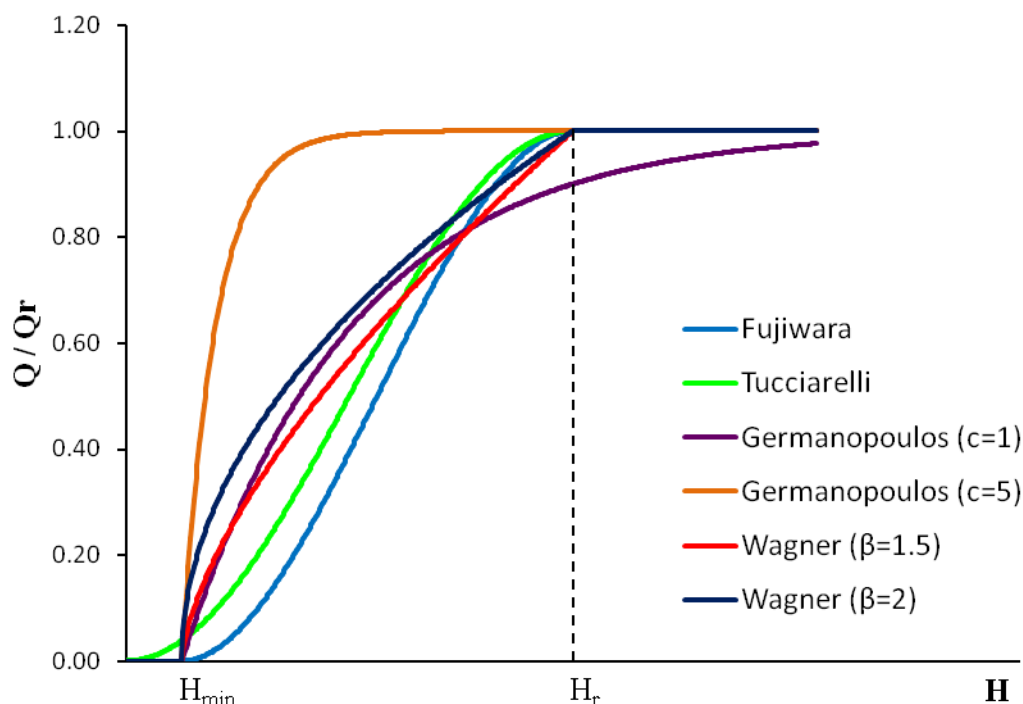


Figura 3.9. Confronto tra le più comuni equazioni di legame presenti in letteratura

Si osserva che l'andamento delle varie funzioni nell'intervallo compreso fra H_{min_j} e H_{r_j} presenta, in alcuni punti, anche notevoli differenze dovute sia alla scelta dei valori di taluni parametri, che dovrebbero essere opportunamente calibrati sul comportamento dei singoli nodi, sia alle ipotesi sulle quali si basano le equazioni.

Occorre ricordare che le varie formulazioni presentate, ad eccezione di quella di Wagner, hanno una base di tipo puramente matematico e non sono state ricavate a partire da considerazioni fisiche; questo fatto le rende poco adatte ad essere applicate a diversi casi reali.

Anche l'equazione di legame di Wagner, comunque, presenta una base fisica estremamente semplificata e, quindi, conduce ad uno schema molto generale, necessariamente grossolano e semplificato, poco adatto a rappresentare le reali situazioni di funzionamento possibili.

L'obiettivo della Tesi è stato quello di individuare una relazione che fosse abbastanza semplice, facilmente gestibile con le moderne tecniche di soluzione numerica ma, soprattutto, che fosse in grado di riprodurre in modo mediamente soddisfacente la molteplicità di situazioni reali che si possono presentare durante la vita utile di un sistema distributore e che ne condizionano l'affidabilità.

Capitolo 4

Analisi probabilistica del tasso di rottura

4.1 Introduzione

Nella definizione degli scenari di funzionamento presi in considerazione nell'analisi prestazionale dei sistemi idrici, fra i più importanti fattori aleatori che incidono sulle prestazioni di un sistema acquedottistico vanno considerate le indisponibilità temporanee di uno o più elementi del sistema, determinate da fallanze meccaniche (guasti di apparecchiature elettromeccaniche, messe fuori servizio di tubazioni per riparazioni, ecc.). A tal fine, per l'analisi delle reti di distribuzione, molti autori includono nella valutazione dell'affidabilità meccanica solo le fallanze relative alle condotte. Su *et alii.* (1987) hanno inoltre messo in evidenza che l'indisponibilità simultanea di due tubazioni è caratterizzata da una probabilità molto bassa e che, quindi, i risultati in termini di affidabilità variano molto poco considerando l'indisponibilità di un solo componente o l'indisponibilità combinata di più componenti. In pratica, quindi, l'evento di fallanza meccanica può essere identificato, senza commettere sensibili errori, con l'indisponibilità di una sola condotta della rete.

Poichè le condotte sono componenti riparabili, l'analisi probabilistica della fallanza meccanica può essere svolta (Khomsi *et alii.*, 1996; Gargano e Pianese, 2000; Tanymboh *et alii.*, 2001) sulla base del concetto di *disponibilità*

(availability) che tiene conto sia della probabilità di guasto, sia del tempo necessario per ripararlo. La disponibilità A_i , definita per ogni i -esimo componente come la probabilità che esso sia disponibile al momento del bisogno, è valutabile con la relazione:

$$A_i = \frac{MTTF_i}{MTTF_i + MTTR_i} \quad (4.1.1)$$

nella quale $MTTF$ (*Mean Time To Failure*) è il tempo medio di fallanza e $MTTR$ (*Mean Time To Repair*) è il tempo medio di riparazione. I valori di $MTTF$ e di $MTTR$ sono facilmente ricavabili una volta che siano noti il tasso di fallanza λ (numero annuo delle rotture per unità di lunghezza della tubazione) e il tasso di riparazione μ_i (inverso del tempo medio di riparazione):

$$MTTF_i = 365/(\lambda_i L_i) \quad (4.1.2)$$

$$MTTR_i = 1/\mu_i \quad (4.1.3)$$

Il complemento all'unità della disponibilità A_i è la *indisponibilità* (*unavailability*) U_i , ovvero la probabilità che il componente non sia disponibile:

$$U_i = 1 - A_i = \frac{MTTR_i}{MTTR_i + MTTF_i} \quad (4.1.4)$$

Una volta stimate le due grandezze A_i e U_i , è immediato il calcolo delle probabilità associate ai diversi stati di lavoro della rete.

La probabilità che nessun tronco della rete sia indisponibile, e che quindi la rete funzioni con tutti i suoi tronchi attivi, è data dalla seguente espressione:

$$p(0) = \prod_{i=1}^{NT} A_i \quad (4.1.5)$$

La probabilità che il tronco f , e solo quello, sia indisponibile è:

$$p(f) = p(0) \frac{U_f}{A_f} \quad (4.1.6)$$

I valori delle probabilità calcolabili con la (4.1.5) e con la (4.1.6) possono essere utilizzati come coefficienti per pesare opportunamente gli indici prestazionali ricavati per le diverse condizioni di lavoro del sistema.

Un aspetto cruciale per entrambi gli approcci, vuoi per la definizione di $MTTF$ e di $MTTR$, vuoi per la parametrizzazione della distribuzione di probabilità della fallanza (di norma assunta di tipo esponenziale) e dei tempi di riparazione (di norma assunta di tipo esponenziale o uniforme), è la stima del tasso di fallanza λ e del tasso di riparazione μ .

Con questo capitolo, attraverso analisi sui dati di esercizio di due sistemi acquedottistici italiani, la tesi si propone di dare un contributo sperimentale alla valutazione del tasso di fallanza λ , con particolare riferimento alla situazione italiana, per la quale i dati pubblicati sono piuttosto scarsi.

4.2 Il tasso di rottura di una condotta

La rottura di una tubazione acquedottistica può dipendere, come è facilmente intuibile, da innumerevoli fattori spesso legati anche a situazioni locali e molto particolari. Le cause di rottura più ricorrenti sono legate a difetti di fabbricazione del tubo, ad errori di posa, a particolari condizioni ambientali della condotta (natura del suolo, esposizione al gelo, esposizione all'irraggiamento solare, presenza di traffico intenso e di carichi esterni rilevanti) e a particolari condizioni di esercizio che inducono sollecitazioni impreviste (sbalzi di pressione, colpo d'ariete, movimenti del terreno).

Nelle analisi affidabilistiche, stante l'impossibilità di prevedere le cause delle rotture, il tasso di fallanza λ è di norma assunto costante nel tempo sulla base del noto diagramma "a vasca da bagno" che evidenzia come, dopo un breve periodo iniziale durante il quale il componente può risentire di alcuni

difetti di costruzione e/o di posa non emersi durante il collaudo, il tasso di fallanza si riduce stabilizzandosi su valori che rimangono grosso modo costanti per gran parte della sua vita (durante la quale i guasti hanno una natura essenzialmente aleatoria), fino al periodo di vecchiaia durante il quale il tasso cresce rapidamente per guasti prevalentemente dovuti all'usura.

I valori di λ pubblicati in letteratura spaziano da minimi dell'ordine di 0,05 rotture/(km anno) a massimi dell'ordine di 1 rottura/(km anno)¹ con una notevole dispersione (particolarmente grande per i diametri più piccoli) dalla quale emerge in generale un andamento di λ decrescente con il diametro.

Ai fini del calcolo dell'affidabilità, il tasso di rottura λ è spesso stimato attraverso formule di regressione che lo legano al diametro D della condotta. Fra queste, le più utilizzate a livello internazionale sono quella proposta da Su *et alii.* (1987), ricavata dall'analisi dei dati relativi alla città di St. Louis:

$$\lambda = 0,0261 + \frac{16192}{D^{3,26}} + \frac{118}{D^{1,3131}} + \frac{183558}{D^{3,5792}} \quad (4.2.1)$$

(λ è espresso in numero di rotture per chilometro e per anno e D è espresso in millimetri) e quella di Mays (1989) che dà direttamente la stima di MTTF (MTTF è espresso in anni e D in pollici):

$$MTTF = 0,21218 D^{1,462131} \quad (4.2.2)$$

Piuttosto scarse sono le indagini riferite alla situazione italiana. Fra queste, si ricordano l'analisi condotta sugli interventi di riparazione sulla rete idrica di Tricarico (Ermini *et alii.*, 1998) e, più recentemente, di Verona (Bertola e Pavia, 2002).

¹ Secondo Pelletier *et al.* (2003), si può ritenere che una rete sia in buone condizioni per $\lambda \leq 0,2$, in condizioni accettabili per $0,2 < \lambda < 0,4$ e in condizioni cattive per $\lambda \geq 0,4$.

L'esame delle osservazioni e delle formule di regressione riportate in letteratura porta a riconoscere che i tassi di rottura assumono, a parità di materiale e di diametro, valori di λ fra loro molto diversi.

Oltre a questa incertezza, ineliminabile in quanto legata al fatto che λ dipende da fattori per lo più legati a situazioni locali, va sottolineato che, ai fini della valutazione dell'affidabilità della rete nei confronti delle fallanze meccaniche, andrebbero tenuti in conto solo gli interventi di riparazione che comportano la necessità di mettere fuori servizio la condotta. Infatti, non tutti gli interventi su una condotta ne richiedono l'isolamento dal resto della rete e la sua conseguente temporanea indisponibilità. Molti interventi, fra i quali le riparazioni effettuate mediante fasciatura delle tubazioni o quelle su derivazioni di allacciamento intercettabili alla presa possono essere eseguiti in carico; in questi casi, l'intervento, pur configurandosi come intervento di riparazione, non incide sulla prestazione del sistema. Anche a livello di nomenclatura, andrebbe quindi distinto il *tasso di rottura* che misura, essenzialmente ai fini della valutazione degli oneri gestionali, la necessità di riparazione, dal *tasso di fallanza meccanica* che misura invece, ai fini della valutazione delle prestazioni idrauliche, la necessità di intercettare un tronco con conseguente sua temporanea indisponibilità e alterazione del funzionamento idraulico del sistema. D'altra parte, le banche dati degli interventi di manutenzione, normalmente disponibili presso i gestori, non distinguono gli interventi che richiedono l'isolamento della condotta da quelli che sono eseguiti in carico. E' quindi presumibile, anche se non ci sono esplicite indicazioni al riguardo, che le formule sopra citate diano in realtà il *tasso di rottura* e non il *tasso di fallanza meccanica*.

Da tutte queste incertezze nasce l'interesse per nuovi dati sperimentali che, aggiunti a quelli già pubblicati con riferimento a diverse realtà nazionali e internazionali, consentano di aumentare il grado di conoscenza su questo aspetto tanto importante, quanto sottovalutato, dell'analisi affidabilistica dei sistemi acquedottistici.

4.3 L'analisi sperimentale

L'analisi descritta in questo capitolo è stata condotta elaborando i dati riguardanti le riparazioni effettuate nel corso di alcuni anni sulla rete idrica a servizio della città di Pavia (gestita da ASM PAVIA S.p.A.) e sulla rete consortile a servizio di una quarantina di Comuni dell'Oltrepò Pavese gestita dall'Azienda Consortile Acquedotti Oltrepò Pavese (ACAOP).

La rete a servizio della città di Pavia, realizzata a partire dagli anni '30, è una classica rete cittadina, con tubazioni interrate in corrispondenza di strade pianeggianti prevalentemente urbane; ha uno sviluppo di circa 279 km (7% condotte adduttrici; 85% condotte distributrici; 8% condotte di allacciamento).

La rete gestita da ACAOP, anch'essa realizzata a partire dai primi anni '30, serve un territorio prevalentemente collinare, con lunghi tratti di condotte adduttrici. Si sviluppa per circa 675 km (25% condotte adduttrici, 75% condotte distributrici e di allacciamento).

I dati disponibili per la rete ACAOP si riferiscono ad un periodo di 8 anni (dal 1998 al 2005); in questo periodo risultano effettuati circa 8.000 interventi manutentivi; di questi però, nell'analisi qui descritta sono stati considerati solo 2.492 interventi, attribuibili con certezza a riparazioni di condotte chiaramente identificabili. Non sono stati presi in considerazione, invece, gli altri interventi prevalentemente riferiti ad esigenze manutentive su altri manufatti (serbatoi, pompaggi, chiusini stradali, idranti, fontanelle, ecc.) e a richieste di intervento per problemi legati alla qualità dell'acqua o per rotture interne alle proprietà private. Fra gli interventi non considerati nell'analisi sono però comprese anche alcune riparazioni di condotte che, per carente documentazione, non sono localizzabili e quindi non possono essere utilmente utilizzate per le elaborazioni qui descritte. Le informazioni disponibili per i 2.492 interventi presi in considerazione consentono di distinguere le riparazioni effettuate su tubazioni posate in sede stradale e fuori sede stradale e quelle effettuate in carico da quelle effettuate con intercettazione idraulica della condotta; sono inoltre note, pur con qualche approssimazione, le età delle condotte.

I dati riferiti alla rete di Pavia riguardano 7 anni (dal 2000 al 2006) durante i quali sono stati censiti 1.177 interventi di riparazione. Le informazioni disponibili sono meno dettagliate rispetto a quelle relative alla rete ACAOP; in particolare, non è possibile distinguere le riparazioni in carico da quelle che hanno richiesto l'intercettazione della condotta e non esistono informazioni attendibili sulle età della maggior parte delle tubazioni che compongono la rete.

4.3.1 Tassi di rottura medi

L'analisi dei dati disponibili ha consentito di ricavare i valori dei tassi di rottura riscontrati nei due sistemi acquedottistici per i vari materiali (Tabb. 4.1 e 4.2). Le tabelle riportano il valore medio annuo minimo, massimo e medio riscontrato negli anni di osservazione. Le lunghezze riportate nelle tabelle e le età medie delle condotte si riferiscono alla situazione relativa all'ultimo anno del periodo di osservazione.

Adottando i criteri di Pellettier *et al.* (2003), i valori dei tassi di rottura riscontrati per la rete ACAOP possono essere considerati buoni per le condotte in PVC, al limite dell'accettabilità per quelle in acciaio e non buoni per le tubazioni in polietilene nonostante queste abbiano un'età media (uguale a quella dei tubi in PVC) molto inferiore a quella delle tubazioni in acciaio e comunque inferiore alla durata utile normalmente assunta per le tubazioni in materiale plastico (50 anni). Va, peraltro, ricordato che questi risultati si riferiscono ad un campione non completo degli interventi; come già detto, infatti, sono stati elaborati solo i dati per i quali esistevano informazioni sufficienti a caratterizzare l'intervento come riparazione di una condotta e a localizzarlo in maniera certa. I valori dei tassi di rottura della rete ACAOP sono quindi sotto-stimati rispetto alla situazione reale.

I valori riscontrati per la rete di Pavia risultano superiori alla soglia massima di accettabilità ($\lambda=0,4$) per tutti i materiali con l'eccezione del polietilene. La mancanza di dati disponibili circa l'età delle condotte e circa la tipologia delle rotture e degli interventi non consente di azzardare delle ipotesi che portino a qualche spiegazione del comportamento dei vari materiali. In generale, si può

senz'altro ritenere che i tassi di rottura della rete di Pavia siano piuttosto elevati rispetto agli standard ritenuti accettabili a livello internazionale.

Materiale	Riparazioni (1998-2005)	Lunghezza [km]	Età media [anni]	λ [n° riparazioni/(km x anno)]		
				min	max	medio
Acciaio	1.033	324,94	50,8	0,31	0,50	0,40
PE	1.376	234,41	19,0	0,40	1,23	0,73
PVC	83	63,56	18,5	0,06	0,22	0,16
Altro - vari	0	52,25	-	0,00	0,00	0,00
TOTALE	2.492	675,16	35,6	-	-	0,46

Tabella 4.1. Tassi di rottura annui per i vari materiali della rete ACAOP

Materiale	Riparazioni (2000-2006)	Lunghezza [km]	λ [n° riparazioni/(km*anno)]		
			min	max	medio
Acciaio	612	107,88	0,65	0,91	0,81
Ghisa grigia	196	26,78	0,78	1,31	1,05
Ghisa sferoidale	283	77,40	0,36	0,87	0,52
PE	86	61,99	0,11	0,34	0,20
Altro	-	4,95	-	-	-
TOTALE	1.177	279,00	-	-	0,60

Tabella 4.2. Tassi di rottura annui per i vari materiali della rete di Pavia

Le informazioni disponibili per la rete ACAOP hanno consentito anche di calcolare i tassi di rottura distinguendo, per la gran parte della rete, i tratti acquedottistici posati in sede stradale (Tabella 4.3) da quelli posati fuori strada (Tabella 4.4).

Materiale	Riparazioni (1998-2005)	Lunghezza [km]	Età media [anni]	λ [n° riparazioni/(km x anno)]		
				min	max	medio
Acciaio	493	89,56	54,5	0,51	0,90	0,69
PE	842	76,84	14,9	0,76	2,13	1,37
PVC	34	18,44	14,8	0,05	0,49	0,23
TOTALE	1.369	184,84	34,1	-	-	0,93

Tabella 4.3. Tassi di rottura annui per i vari materiali della rete ACAOP
(tubazioni posate in sede stradale)

Materiale	Riparazioni (1998-2005)	Lunghezza [km]	Età media [anni]	λ [n° riparazioni/(km x anno)]		
				min	max	medio
Acciaio	277	201,26	45,3	0,11	0,22	0,17
PE	413	140,16	19,5	0,21	0,65	0,37
PVC	28	29,43	20,4	0,03	0,17	0,12
TOTALE	718	370,85	33,6	-	-	0,24

Tabella 4.4. Tassi di rottura annui per i vari materiali della rete ACAOP
(tubazioni posate fuori dalla sede stradale)

Risulta di tutta evidenza che i tassi di rottura delle tubazioni posate al di fuori della sede stradale presentano valori molto più bassi rispetto a quelli che caratterizzano le condotte posate in sede stradale. Questo risultato può essere

spiegato con le molteplici cause che possono determinare rotture delle tubazioni in sede stradale: sollecitazioni dinamiche dovute al traffico veicolare, interventi di posa o di riparazione di altri servizi interrati in vicinanza, altezze di ricoprimento sovente molto ridotte per via dell'interferenza altimetrica di altri sottoservizi e conseguenti sollecitazioni meccaniche elevate. Va però anche osservato che le rotture in sede stradale sono sempre segnalate e in genere ottengono solleciti interventi da parte del gestore, mentre le rotture lungo tracciati non carrabili e talvolta impervi spesso non vengono nemmeno segnalate e, quando segnalate, vengono riparate con grande ritardo.

Per la rete ACAOP le elaborazioni sono state effettuate anche distinguendo gli interventi di riparazione eseguiti in carico (Tab. 4.5) da quelli che hanno richiesto l'intercettazione idraulica del tronco (Tab. 4.6) con conseguente sua temporanea indisponibilità e alterazione del funzionamento idraulico del sistema acquedottistico.

Materiale	Riparazioni (1998-2005)	Lunghezza a[km]	Età media [anni]	λ [n° riparazioni/(km x anno)]		
				min	max	medio
Acciaio	701	324,94	50,8	0,22	0,37	0,27
PE	911	234,41	19,0	0,17	0,95	0,49
PVC	32	63,56	18,5	0,016	0,14	0,06
Altro - vari	0	52,25	-	0,00	0,00	0,00
TOTALE	1.644	675,16	35,6	-	-	0,30

Tabella 4.5. Tassi di rottura annui per i vari materiali della rete ACAOP (riparazioni in carico)

Materiale	Riparazioni (1998-2005)	Lunghezza [km]	Età media [anni]	λ [n° riparazioni/(km x anno)]		
				min	max	medio
Acciaio	333	324,94	50,8	0,10	0,15	0,13
PE	464	234,41	19,0	0,19	0,33	0,25
PVC	51	63,56	18,5	0,05	0,14	0,10
Altro - vari	0	52,25	-	0,00	0,00	0,00
TOTALE	848	675,16	35,6	-	-	0,16

Tabella 4.6. Tassi di rottura annui per i vari materiali della rete ACAOP (riparazioni che hanno richiesto l'intercettazione idraulica del tronco)

L'esame delle tabelle 4.5 e 4.6 porta a riconoscere l'importanza della distinzione, introdotta nel precedente paragrafo 4.2 e mai riportata in letteratura, fra il *tasso di rottura* che misura, essenzialmente ai fini della valutazione degli oneri gestionali, la necessità di intervento tecnico sulla rete, e il *tasso di fallanza meccanica* che misura invece, ai fini della valutazione delle prestazioni idrauliche, la necessità di intercettare un tronco della rete con conseguente alterazione del suo funzionamento idraulico.

4.3.2 La dipendenza del tasso di rottura dal diametro della condotta

La dipendenza del tasso di rottura dal diametro della condotta costituisce un tema piuttosto trattato in letteratura. Con l'eccezione di alcuni studi relativi a situazioni particolari (Walski e Pelliccia, 1982), la maggior parte degli autori concorda nel ritenere che il tasso di rottura decresca con il diametro della condotta (Su *et alii.*, 1987; Pellettier *et al.*, 2003). Va sottolineato che le osservazioni presentate in letteratura si riferiscono prevalentemente a reti realizzate con condotte metalliche per le quali il maggiore spessore connesso

con i diametri più grandi costituisce un importante fattore di protezione nei confronti delle corrosioni passanti.

I dati relativi ai due sistemi acquedottistici qui presi in esame confermano solo in parte un andamento decrescente del tasso di rottura con l'aumentare del diametro. Questo andamento tendenziale sembra essere abbastanza significativo per le tubazioni in acciaio della rete ACAOP (Fig. 4.1), mentre la dispersione è molto rilevante e la correlazione fra λ e D praticamente inesistente per i tubi di acciaio della rete di Pavia (Fig. 4.2). Va, peraltro, osservato che anche per la rete ACAOP, se si escludono dai dati i valori relativi a diametri inferiori a 50 mm (riferiti a tubazioni di allacciamento), la correlazione fra λ e D diventa molto debole.

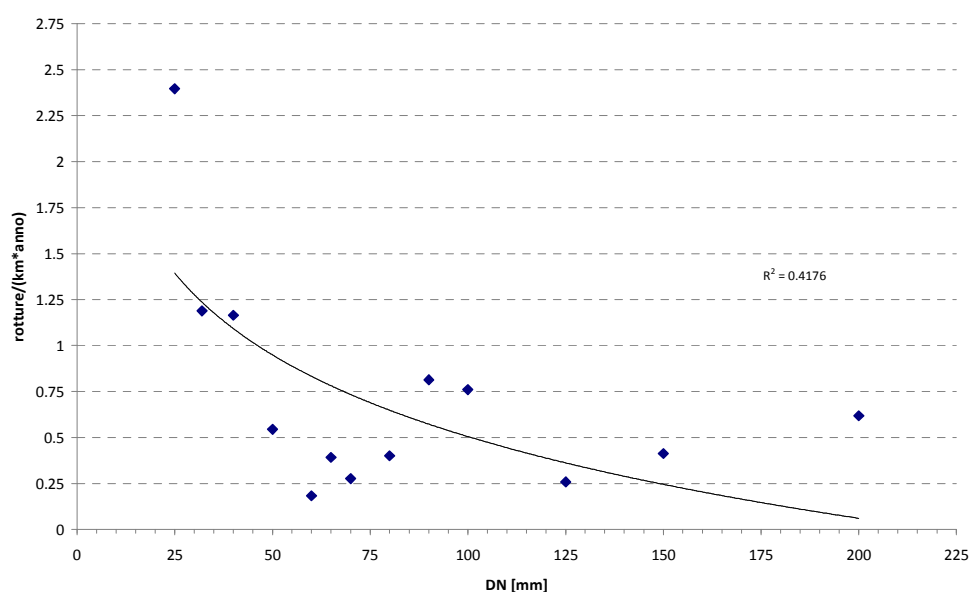


Figura 4.1. Andamento del tasso di rottura in funzione del diametro per le tubazioni d'acciaio (rete ACAOP)

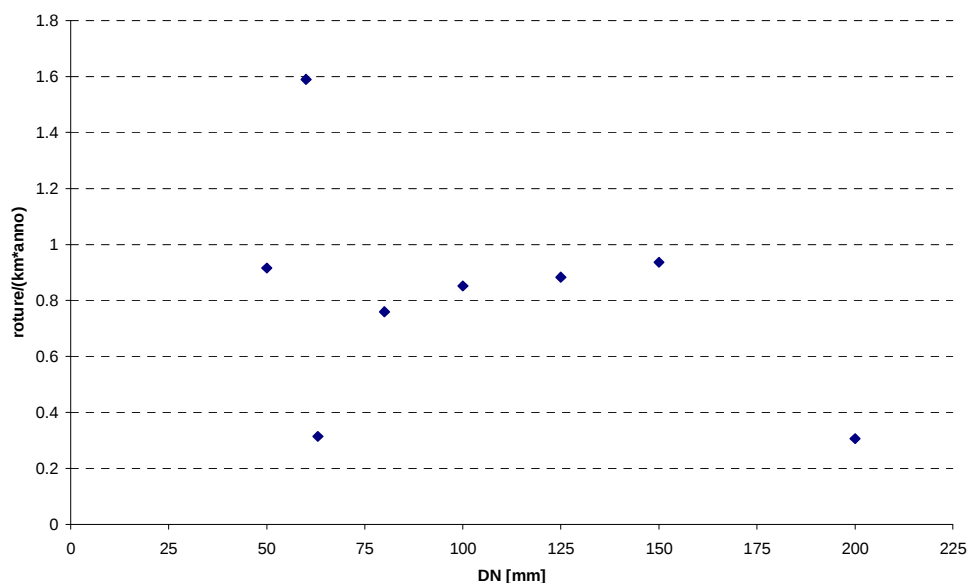


Figura 4.2. Andamento del tasso di rottura in funzione del diametro per le tubazioni d'acciaio (rete di Pavia)

Completamente difforni risultano gli andamenti di λ con D nel caso dei tubi in ghisa grigia e in ghisa sferoidale presenti nella rete di Pavia. Mentre per la ghisa grigia la dispersione dei dati è molto forte e la relazione fra λ e D presenta una significatività statistica pressoché nulla, nel caso della ghisa sferoidale l'andamento decrescente di λ con D secondo una legge di potenza è molto evidente e caratterizzato da un coefficiente di correlazione molto elevato.

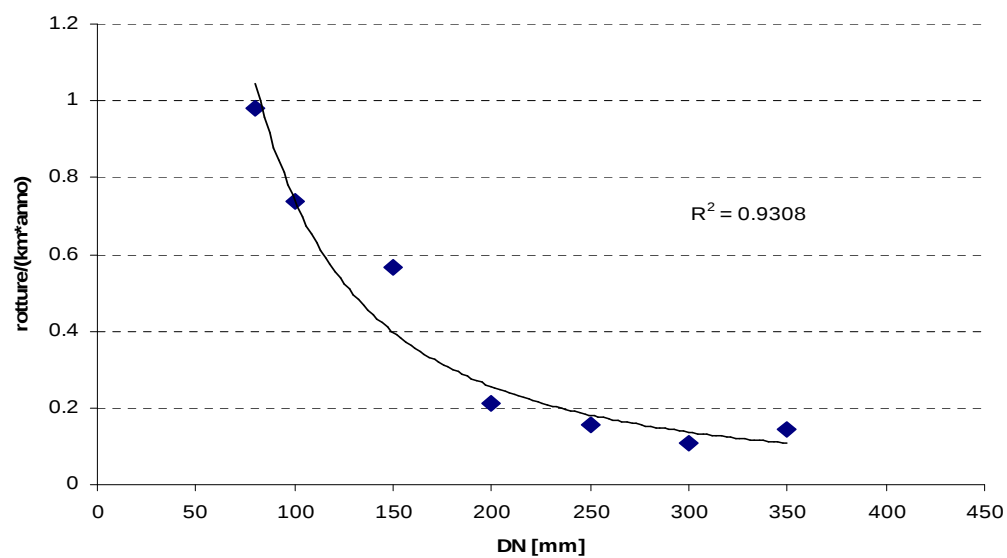


Figura 4.3. Andamento del tasso di rottura in funzione del diametro per le tubazioni in ghisa sferoidale della rete di Pavia

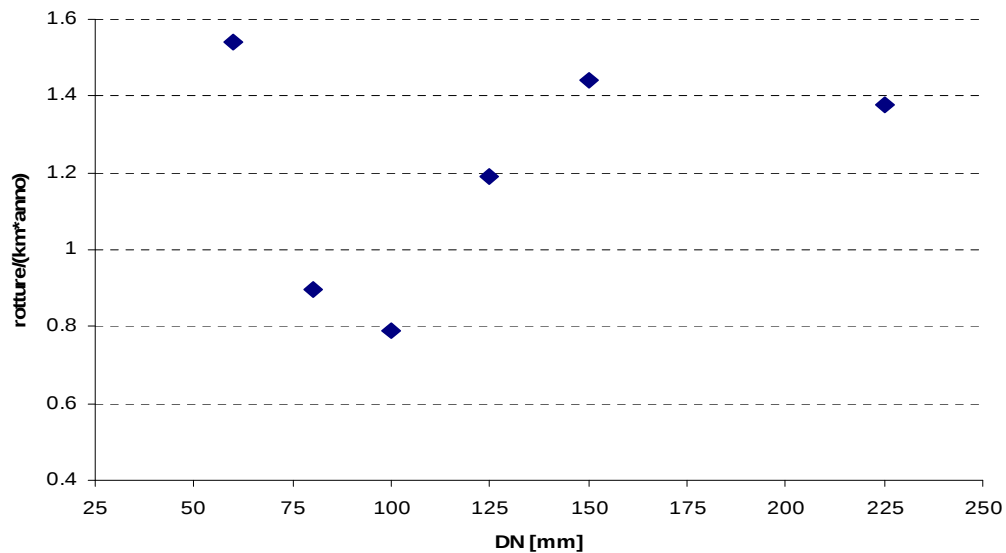


Figura 4.4. Andamento del tasso di rottura in funzione del diametro per le tubazioni in ghisa grigia della rete di Pavia

Incerti e di non facile interpretazione risultano anche gli andamenti del tasso di rottura in funzione del diametro che caratterizzano le tubazioni in polietilene. Per entrambe le reti, si evidenzia un andamento decrescente del tasso di rottura all'aumentare del diametro, pur con una significatività statistica piuttosto debole. Anche in questi casi, però, se si eliminano in ognuno dei due campioni i diametri tipici degli allacciamenti, l'andamento di λ con D assume un carattere prevalentemente casuale.

Anche per le condotte in PVC della rete ACAOP non risulta alcun legame statistico significativo fra il tasso di rottura (che per tutti i diametri rimane sempre inferiore a 0,5) e il diametro della condotta (Fig. 4.7).

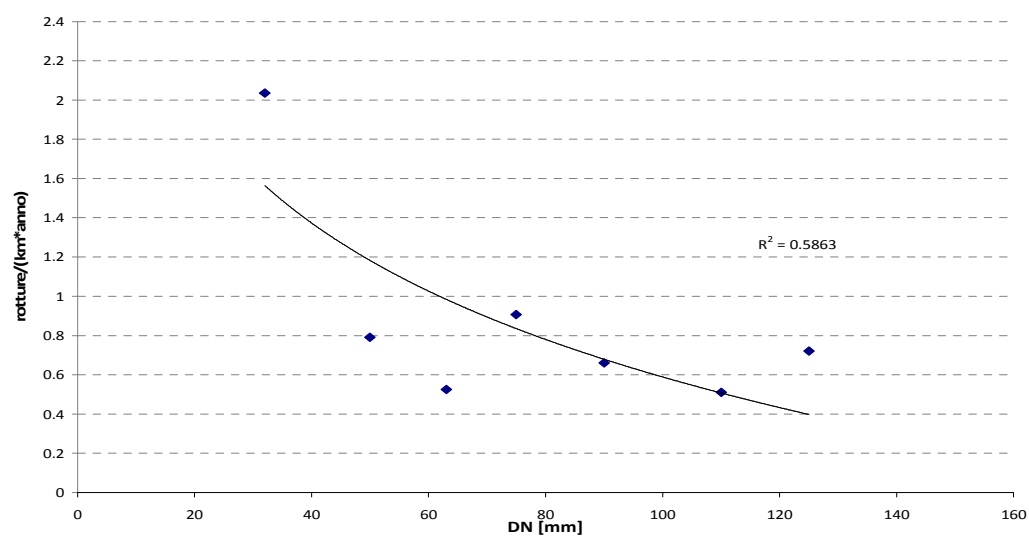


Figure 4.5. Andamento del tasso di rottura in funzione del diametro per le tubazioni in polietilene (rete ACAOP)

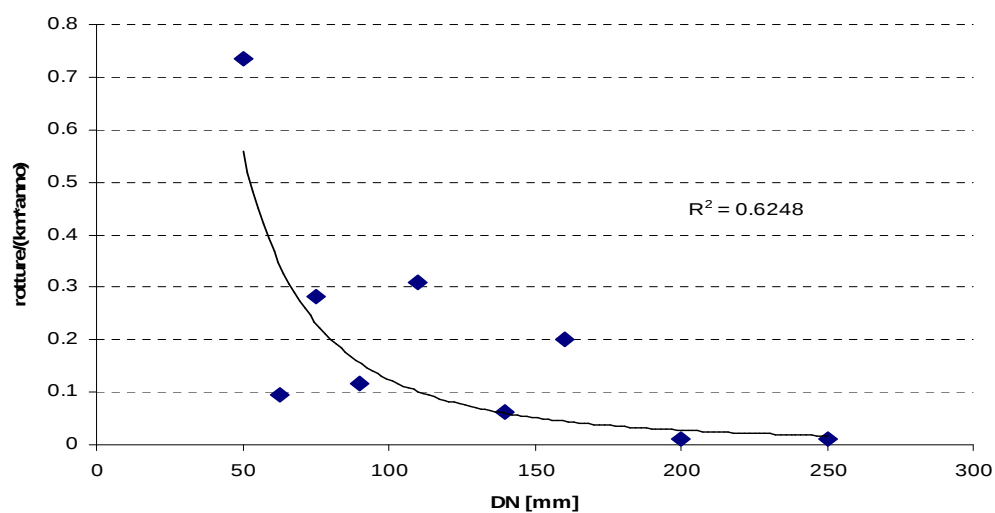


Figure 4.6. Andamento del tasso di rottura in funzione del diametro per le tubazioni in polietilene (rete di Pavia)

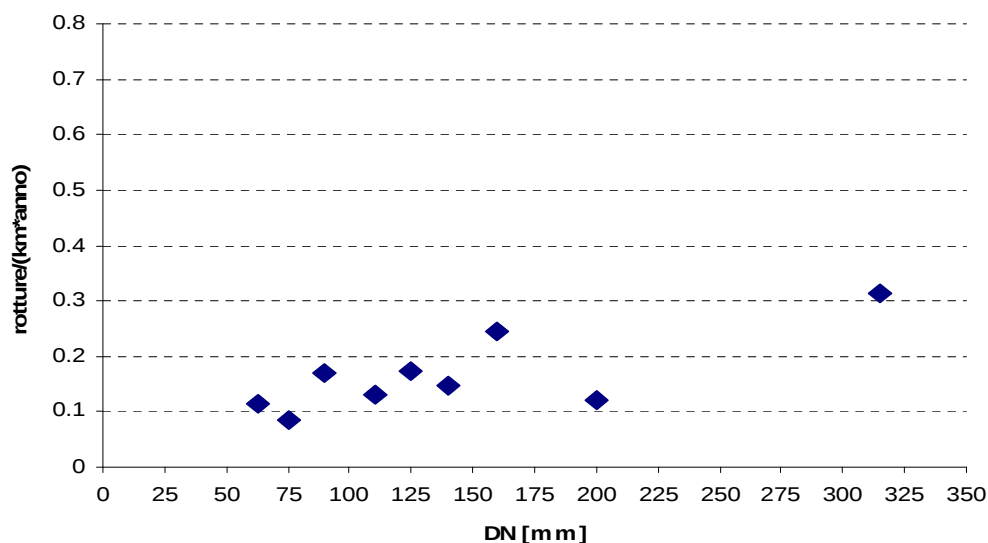


Figura 4.7. Andamento del tasso di rottura in funzione del diametro per le tubazioni in PVC della rete ACAOP

Non è facile trovare delle sicure spiegazioni per i risultati sopra descritti. Va, peraltro, ricordato che l'andamento decrescente del tasso di rottura all'aumentare del diametro viene per lo più motivato in letteratura con il fatto che lo spessore delle pareti dei tubi cresce con il diametro e quindi offre una maggiore protezione nei confronti delle corrosioni passanti. La spiegazione è però plausibile solo per le tubazioni metalliche non protette (o scarsamente protette) nei confronti dei fenomeni corrosivi interni e/o esterni e non dovrebbe riguardare, quindi, le tubazioni dotate di un'efficiente protezione attiva e/o passiva né, a maggior ragione, le tubazioni in materiale plastico.

Non sorprende, quindi, che per la maggior parte dei casi non sia stato evidenziato un andamento decrescente di λ con D caratterizzato da una buona significatività statistica.

4.3.3 La dipendenza del tasso di rottura dall'età della condotta

Anche la dipendenza del tasso di rottura dall'età delle condotte costituisce un tema piuttosto trattato in letteratura, ma i risultati pubblicati forniscono indicazioni non univoche.

Alcuni autori, fra cui Walski e Pelliccia, (1982), evidenziano, sulla base di osservazioni relative a reti costituite da tubazioni prevalentemente metalliche per le quali il degrado è essenzialmente dovuto a fenomeni di corrosione, un andamento crescente (lineare o addirittura esponenziale) del tasso di rottura all'aumentare dell'età della tubazione.

Altri autori (Pellettier *et alii.*, 2003) evidenziano invece che il tasso di rottura non è così legato all'età della condotta, come ci si aspetterebbe. In particolare, vengono presentati alcuni casi dove i tassi di rottura sono più alti per parti di rete più giovani, a causa dell'impiego di materiali e di tecniche costruttive di scarsa qualità che ha caratterizzato i periodi più recenti.

I dati relativi al sistema acquedottistico dell'ACAOP sembra evidenziare l'inesistenza di significativi legami statistici fra il tasso di rottura e l'età delle condotte, così come mostrato nelle Figure 4.8, 4.9, 4.10 e 4.11, nelle quali le rotture sono state raggruppate in classi di età (dell'ampiezza di cinque anni) delle condotte.

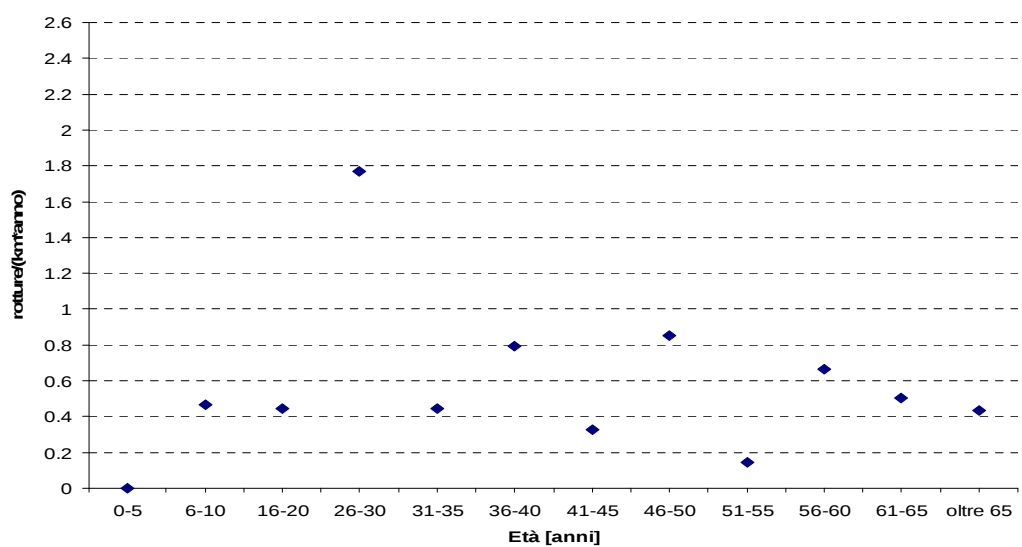


Figura 4.8. Andamento del tasso di rottura in funzione dell'età delle condotte per le tubazioni in acciaio della rete ACAOP

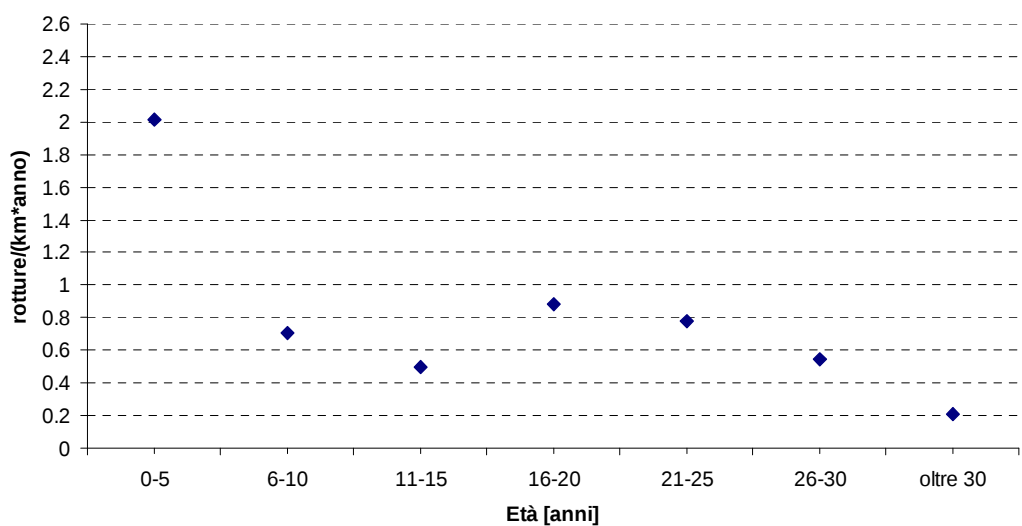


Figure 4.9. Andamento del tasso di rottura in funzione dell'età delle condotte per le tubazioni in polietilene della rete ACAOP

Per tutti i materiali presi in considerazione, l'andamento di λ con l'età delle condotte è caratterizzato da una forte dispersione dei dati e dalla mancanza di qualsiasi correlazione statisticamente significativa. Le rotture sembrerebbero quindi dipendere prevalentemente da fattori casuali connessi in parte a dissesti franosi che, nel caso specifico, sono piuttosto diffusi nell'area collinare di cui si tratta e, in parte, alla scarsa qualità del materiale o della posa che potrebbe aver contraddistinto qualche lotto costruttivo.

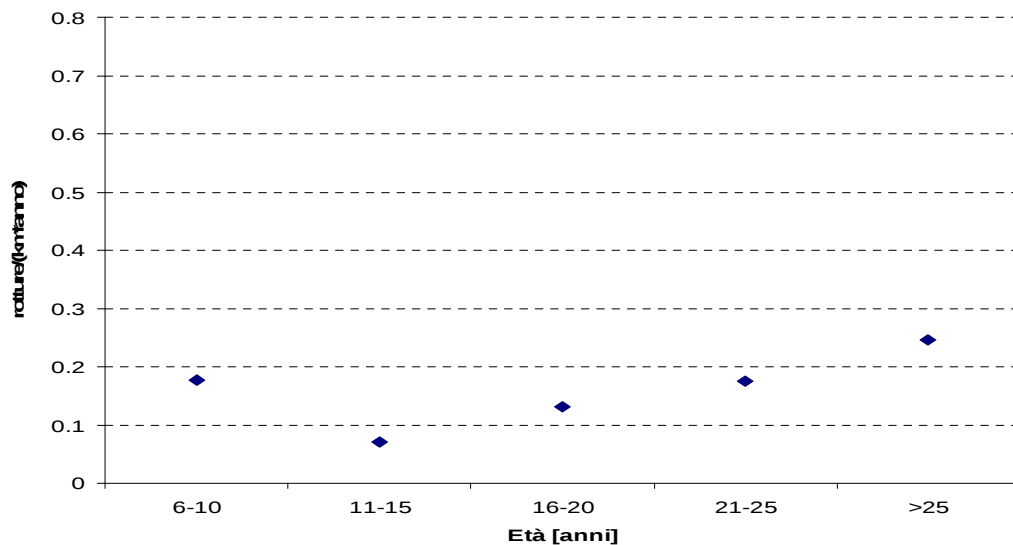


Figura 4.10. Andamento del tasso di rottura in funzione dell'età delle condotte per le tubazioni in PVC della rete ACAOP

Le carenze informative circa le età delle tubazioni della rete di Pavia non hanno consentito di effettuare un'analisi sui dati di Pavia relativamente all'incidenza dell'età sui tassi di rottura. Giova comunque ricordare che i valori dei tassi di rottura più elevati ($\lambda > 1$) riscontrati nella rete di Pavia riguardano i tubi in ghisa grigia che sono anche quelli che presentano l'età media più elevata

4.4 Osservazioni e commenti

La stima del tasso di rottura λ [numero rotture/(km x anno)] dei tronchi che costituiscono una rete di distribuzione idrica rappresenta un aspetto cruciale e di difficile definizione nell'ambito delle procedure di analisi prestazionale (o di valutazione dell'affidabilità) dei sistemi acquedottistici.

La presentazione di nuovi dati sperimentali riveste quindi un qualche interesse per gli operatori del settore, pur nella consapevolezza che ogni situazione rappresenta un caso a sé e che i risultati tratti dall'esame di casi specifici sono di difficile generalizzazione.

Le elaborazioni eseguite hanno riguardato 2492 riparazioni eseguite in 8 anni in un sistema acquedottistico consortile (ACAOP) avente uno sviluppo di circa 675 km e 1.177 riparazioni eseguite in 7 anni nella rete di distribuzione idrica della città di Pavia avente uno sviluppo di 279 km.

I risultati ottenuti evidenziano innanzitutto valori dei tassi di rottura (differenziati a seconda del materiale costituente la condotta) piuttosto elevati rispetto agli standard ritenuti accettabili a livello internazionale. L'auspicata estensione di studi analoghi ad altri sistemi acquedottistici italiani sarebbe molto interessante al fine di verificare se questa condizione, tipica di reti aventi età medie piuttosto elevate e caratterizzate da un basso tasso di rinnovo, rappresenta, come è probabile, una situazione comune nel nostro Paese.

L'elaborazione dei dati relativi alla rete ACAOP ha anche messo in evidenza che i tassi di rottura delle tubazioni posate al di fuori della sede stradale presentano valori molto più bassi rispetto a quelli che caratterizzano le condotte posate in sede stradale. Questo risultato può essere spiegato con le molteplici cause che possono determinare rotture delle tubazioni in sede stradale: sollecitazioni dinamiche dovute al traffico veicolare, interventi di posa o di riparazione di altri servizi interrati in vicinanza, altezze di ricoprimento sovente molto ridotte per via dell'interferenza altimetrica di altri sottoservizi e conseguenti sollecitazioni meccaniche elevate. Ciò evidenzia l'importanza dell'analisi statica in fase progettuale (spesso trascurata) e suggerisce particolari attenzioni alle modalità di posa delle condotte.

Lo studio ha anche analizzato la dipendenza del tasso di rottura dal diametro della condotta, cercando eventuali conferme ad indicazioni di letteratura, per la verità non sempre univoche. I risultati ottenuti hanno evidenziato una correlazione molto scarsa fra il tasso di rottura e il diametro. Lo scarso legame statistico fra il tasso di rottura e il diametro della condotta sembra, almeno in parte, in disaccordo con alcune indicazioni di letteratura che definiscono come abbastanza netto l'andamento decrescente del tasso di rottura all'aumentare del diametro e motivano questo andamento con il fatto che lo spessore delle pareti dei tubi cresce con il diametro e quindi offre una maggiore protezione nei confronti delle corrosioni passanti. Va però osservato che questa spiegazione è plausibile solo per le tubazioni metalliche non protette (o scarsamente protette) nei confronti dei fenomeni corrosivi interni e/o esterni e non dovrebbe riguardare, quindi, le tubazioni dotate di un'efficiente protezione attiva e/o passiva né, a maggior ragione, le tubazioni in materiale plastico.

Infine, lo studio ha analizzato la dipendenza del tasso di rottura dall'età della condotta. Anche per questo aspetto, le indicazioni di letteratura per lo più basate su un modello di rottura per corrosione (e che quindi prospettano un andamento crescente, lineare o addirittura esponenziale, del tasso di rottura all'aumentare dell'età della tubazione) non sono confermate dai dati esaminati. L'assenza di un significativo legame statistico fra il tasso di rottura e l'età della condotta, almeno in un ampio arco di vita utile durante il quale le rotture sembrano essere determinate essenzialmente da fattori aleatori, avalla la prassi di considerare, nelle analisi affidabilistiche, il tasso di rottura λ costante nel tempo sulla base del noto diagramma "a vasca da bagno".

Va infine sottolineato che, per la rete ACAOP, le informazioni disponibili hanno consentito di distinguere gli interventi di riparazione eseguiti in carico (e quindi senza intercettazione della condotta) da quelli che hanno richiesto la chiusura idraulica del tronco, con conseguente sua temporanea indisponibilità e alterazione del funzionamento idraulico del sistema acquedottistico. I risultati ottenuti mostrano che, se si considerano solo gli interventi che determinano una temporanea indisponibilità della condotta, i tassi di rottura si riducono in modo rilevante. Ne consegue l'importanza della distinzione, mai fatta in letteratura,

fra il *tasso di rottura* che misura, essenzialmente ai fini della valutazione degli oneri gestionali, la necessità di riparazione di una condotta, e il *tasso di fallanza meccanica* che misura invece, ai fini della valutazione delle prestazioni idrauliche, la necessità di intercettare un tronco con conseguente sua temporanea indisponibilità e alterazione del funzionamento idraulico della rete.

Capitolo 5

Una nuova equazione di legame Q-H: algoritmo di calcolo

5.1 Introduzione

Come è stato sottolineato nei capitoli precedenti, la definizione del legame Q-H rappresenta una delle questioni più complesse nell'ambito delle procedure di calcolo dell'affidabilità. In questo capitolo verrà descritto l'algoritmo di calcolo messo a punto per ricavare una nuova equazione di legame.

Se si considera una rete di distribuzione, dato un nodo j nel quale $H_j < H_{r_j}$, il rapporto Q_j/Q_{r_j} dipende da molteplici fattori, fra i quali:

- la configurazione e la dimensione della rete secondaria alimentata dal nodo;
- la configurazione altimetrica dell'area servita;
- l'altezza degli edifici serviti e la loro distribuzione all'interno dell'area;
- la destinazione d'uso degli edifici serviti;
- le perdite di carico nella rete secondaria alimentata dal nodo;
- le perdite di carico nella rete interna all'edificio.

La valutazione di tutti questi elementi, che possono presentare una grande variabilità per i diversi nodi, richiederebbe un'informazione di dettaglio che non è praticamente mai disponibile nell'ambito delle normali attività diagnostiche sulle reti.

Ne consegue che il legame $Q_j/Q_{rj} = f(H_j/H_{rj})$ può essere introdotto nei calcoli di verifica idraulica solo attraverso relazioni necessariamente grossolane, dalle quali non ci si può aspettare altro che sappiano riprodurre "mediamente" bene il complesso e variato insieme degli aspetti che governano la relazione cercata.

Se fossero disponibili, o se fossero facilmente acquisibili, per un grande numero di nodi, misure sperimentali riguardanti il valore di Q_j/Q_{rj} in funzione del rapporto H_j/H_{rj} al nodo (con $H_j < H_{rj}$), l'elaborazione statistica di questi dati potrebbe portare alla formulazione della relazione cercata. In realtà, non solo questi dati non esistono, ma, anche se esistessero, sarebbero di difficile acquisizione. Infatti, sarebbe sicuramente possibile, anche se estremamente costosa, una campagna di misure dei valori di Q e H in molti nodi di diversi sistemi di distribuzione; in realtà, ciò che si cerca di valutare è l'effetto limitante determinato sull'erogazione da un'eventuale carenza di pressione. Quindi, il valore di portata Q_j misurato sarebbe utile solo se inferiore al valore Q_{rj} della domanda (e ottenuto per $H_j < H_{rj}$), grandezza peraltro non misurabile e difficilmente stimabile.

A questo proposito sembra utile dedicare un breve spazio alle difficoltà concettuali legate alla definizione della "domanda idrica", che dipende da numerosi fattori, compresa la disponibilità che, quando presenta qualche criticità, rappresenta uno dei più potenti elementi regolatori della domanda stessa.

Da quanto detto, si riconosce l'impraticabilità di un'analisi sperimentale, non solo per la grande onerosità della stessa, ma anche perché essa dovrebbe essere applicata a situazioni di carenza idrica, in molti casi difficilmente identificabili, stante la problematica definizione di quale sia il corretto valore della domanda idrica che dovrebbe essere soddisfatta.

Si può quindi pensare di simulare, mediante modellazione matematica, la configurazione dell'utenza servita dal nodo riproducendo, con l'ausilio di opportuni generatori di numeri casuali, le innumerevoli situazioni che caratterizzano l'area servita dal nodo per quanto riguarda i fattori che condizionano il legame fra Q_j/Qr_j e H_j/Hr_j .

L'elaborazione statistica dei risultati ottenuti da un numero molto elevato di situazioni simulate (si è verificato che circa 50000 sono sufficienti ad eliminare la variabilità statistica) consente di ricavare una relazione di legame significativa e, soprattutto, fisicamente basata, in quanto supportata da simulazioni che riproducono con sufficiente precisione il comportamento reale del sistema.

In questo capitolo verranno descritte nel dettaglio tutte le componenti del modello di calcolo, evidenziando gli elementi che rendono la simulazione del binomio rete-utenza un valido surrogato di misure reali, impossibili da acquisire con una campagna sperimentale.

Il modello per simulare il comportamento dell'utenza e del sistema si articola su due livelli distinti: quello dell'area servita, che è interessata dalla presenza di vari edifici, con caratteristiche che dipendono dall'assetto urbanistico dell'area stessa e da vari altri fattori, e quello del singolo edificio, che viene caratterizzato nel dettaglio tenendo conto delle sue caratteristiche urbanistiche (altezza, ovvero numero di piani), del suo posizionamento sul territorio e delle caratteristiche dell'impiantistica interna.

5.2 Il modello dell'utenza a livello dell'edificio

Si consideri il generico nodo j -esimo di una rete di distribuzione, il cui compito è assicurare la fornitura idrica agli utenti che insistono sull'area servita dal nodo stesso.

All'interno di quest'area sono collocati i diversi edifici che ospitano la popolazione.

Il generico edificio è caratterizzato dalle seguenti grandezze:

- Q_{r_e} = portata richiesta dall'utenza posta nell'edificio, assunta uguale a 1
- Q_e = portata effettivamente erogata all'utenza posta nell'edificio
- Q_{r_f} = portata richiesta dall'utenza del piano f -esimo
- Q_f = portata effettivamente erogata all'utenza del piano f -esimo
- H_{r_f} = carico piezometrico (rispetto al piano di campagna) necessario per erogare la portata Q_{r_f} al piano f -esimo [m]
- H_{min_f} = carico piezometrico (rispetto al piano di campagna) minimo necessario per avere erogazione al piano f -esimo [m]
- H_j = carico piezometrico al nodo j (rispetto alla quota geometrica del nodo) [m]
- H_e = carico piezometrico ai piedi dell'edificio (rispetto al piano di campagna) [m]
- z_e = quota del piano terra dell'edificio rispetto alla quota del nodo j -esimo [m];
- z_f = quota del pavimento del piano f -esimo (rispetto alla quota del terreno) [m]
- Δh_p = altezza interpiano [m]
- np = numero dei piani dell'edificio
- h_e = altezza dell'edificio [m] = $np \cdot \Delta h_p$
- ΔH_{int} = perdita di carico nell'impianto interno dell'edificio (dall'allacciamento all'apparecchio erogatore) generata quando si eroga la portata Q_{r_f} [m]
- p_{min} = carico piezometrico minimo da garantire sull'apparecchio erogatore per soddisfare pienamente la domanda [m]
- h_{app} = altezza di posizionamento dell'apparecchio erogatore (rispetto al pavimento del piano f -esimo) [m]

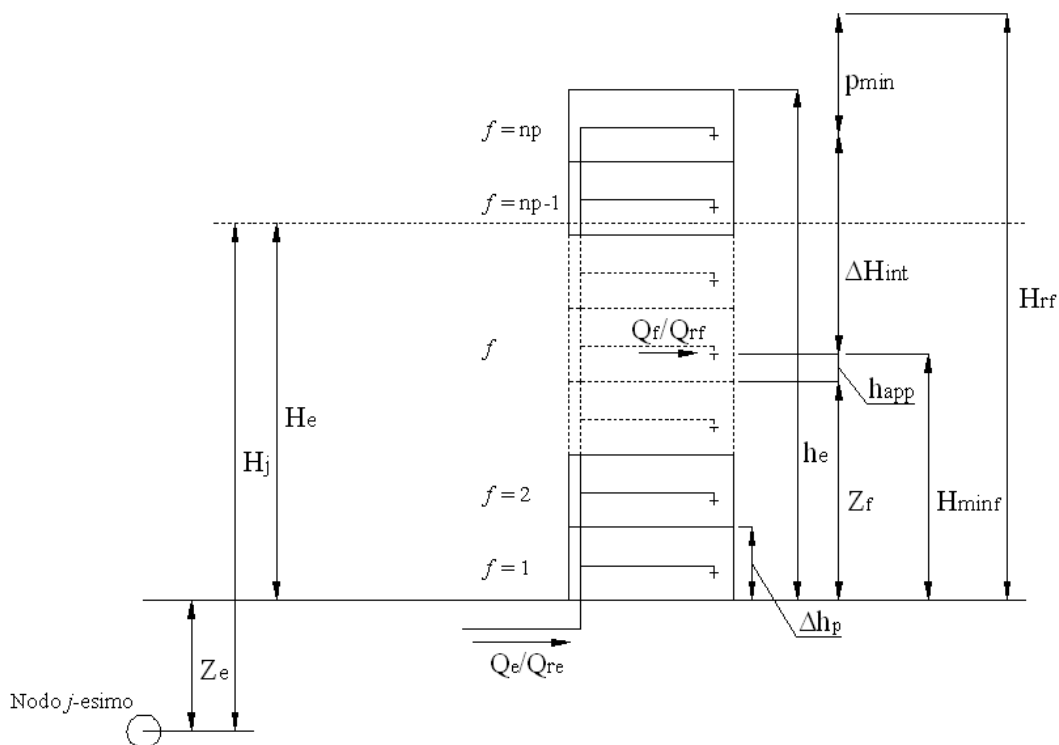


Figura 5.1. Schema del generico edificio

Il modello dell'edificio è basato su alcune ipotesi, formulate facendo riferimento anche alle norme tecniche attualmente in vigore. In particolare si assume quanto segue:

- L'altezza interpiano Δh_p è costante e pari a 3 m;
- la quota di posizionamento degli apparecchi erogatori rispetto al piano di calpestio del pavimento (h_{app}) è pari a 1 m; tale assunzione è realistica in quanto quasi tutti i sanitari installati nelle abitazioni (lavabi, lavandini, vasche, WC con flussimetro o vaso a cassetta) sono installati a circa 1 m dal pavimento, per consentirne l'utilizzo da parte degli utenti;

- Il numero e la tipologia e degli apparecchi erogatori sono identici per tutti i piani, il che significa distribuire uniformemente sui piani stessi la domanda dell'utenza che afferisce all'edificio.
- Il carico piezometrico necessario, al di sopra dell'apparecchio erogatore, per garantire la piena erogazione, è fissato in 5 m, secondo quanto indicato dalla norma UNI 9182 (1987);
- La perdita di carico ΔH_{int} interna agli edifici (dall'allacciamento all'apparecchio erogatore) è considerata costante ed uguale per i vari apparecchi erogatori, indipendentemente dal piano al quale sono posizionati; questa assunzione discende direttamente dal considerare la domanda uniformemente distribuita sui vari piani. Con questo presupposto, infatti, la differenza delle perdite di carico interne fra i vari piani è legata esclusivamente al transito dell'acqua nelle colonne montanti; è stato però verificato, su un campione di edifici i cui impianti interni sono stati dimensionati secondo quanto previsto dalla norma UNI 9182, che le perdite distribuite lungo questi tratti ascendenti sono dell'ordine di qualche decina di centimetri e possono arrivare sino ad un metro; pertanto, la loro incidenza è trascurabile.

Il modello di calcolo elaborato consente, sulla base dello schema sopra illustrato, di calcolare il rapporto Q_e/Q_{r_e} , avendo assunto i dati indicati appena sopra.

Il calcolo viene eseguito avvalendosi della seguente procedura:

- 1) Si fissa il numero di piani n_p dell'edificio, come rapporto fra l'altezza dell'edificio h_e e l'altezza interpiano Δh_p (costante) che caratterizza l'edificio stesso. I criteri di scelta dell'altezza degli edifici saranno diffusamente trattati nel paragrafo 5.2.1
- 2) Si calcola la portata richiesta da ciascun piano dell'edificio, assumendo che la portata richiesta dall'intero edificio sia uniformemente distribuita fra i vari piani

$$Qr_f = \frac{Qr_e}{np} \quad (5.2.1)$$

3) Per ciascun piano dell'edificio vengono calcolate, sulla base dei criteri generali esposti in precedenza, le grandezze necessarie per avviare il calcolo della portata effettivamente erogata, ovvero la sua quota geometrica z_f ,¹ il carico Hr_f richiesto per avere al piano la piena erogazione e il carico $Hmin_f$, al di sotto del quale l'erogazione al piano è assunta pari a zero, il carico H_e rispetto ad un punto posto al piede dell'edificio

$$a) \quad z_f = (f - 1) \cdot \Delta h_p \quad (5.2.2)$$

$$b) \quad Hr_f = z_f + h_{app} + \Delta H_{int} + p_{min} \quad (5.2.3)$$

$$c) \quad Hmin_f = z_f + h_{app} \quad (5.2.4)$$

$$d) \quad H_e = H_j - z_e \quad (5.2.5)$$

Nel calcolo del carico minimo (espressione indicata al punto c) non si tiene conto della perdita di carico ΔH_{int} legata all'impiantistica interna, in quanto con il carico minimo la portata è prossima a zero.

Nel calcolo del carico H_e disponibile al piede dell'edificio (indicato al punto d) non si tiene conto delle perdite di carico fra il nodo j-esimo e il punto di allacciamento degli edifici, in quanto, anche considerando una cadente piezometrica pari al 5 per mille e una distanza massima fra il nodo e il punto di allacciamento pari a 200 m, valori che appaiono del tutto ragionevoli, la perdita di carico distribuita è dell'ordine della decina di centimetri.

¹ Nel modello di calcolo non viene seguita la comune convenzione edilizia di assegnare al piano terra il valore 0. Nei calcoli della Tesi, il piano terra è sempre identificato da $f = 1$, per ragioni legate alla soluzione numerica delle equazioni.

Utilizzando tutti questi elementi è possibile calcolare il rapporto fra la portata erogata e quella richiesta al piano f :

$$\alpha_f = \frac{Q_f}{Qr_f} \quad (5.2.6)$$

applicando le seguenti regole:

$$\alpha_f = 1 \quad \text{se } H_e \geq Hr_f \quad (5.2.7)$$

$$\alpha_f = 0 \quad \text{se } H_e \leq Hmin_f \quad (5.2.8)$$

$$\alpha_f = \sqrt{\frac{(H_e - Hmin_f)}{(Hr_f - Hmin_f)}} \quad \text{se } Hmin_f < H_e < Hr_f \quad (5.2.9)$$

L'ultima espressione sopra riportata, valida per $Hmin_f < H_e < Hr_f$ deriva dalla relazione (5.2.10) riportata di seguito, che lega la portata al carico secondo la radice quadrata. Tale funzione è stata ricavata a partire dalle leggi che governano la foronomia idraulica. La portata erogata al piano f -esimo può essere espressa con:

$$Q_f = A\sqrt{\Delta H_f} \quad (5.2.10)$$

dove A rappresenta l'area delle sezioni attraverso le quali l'acqua esce dagli apparecchi erogatori, e ΔH_f la pressione disponibile sui dispositivi. In modo analogo si può esprimere la portata richiesta al piano

$$Qr_f = A\sqrt{\Delta Hr_f} \quad (5.2.11)$$

Il rapporto α_f fra la portata erogata e quella richiesta è quindi dato da:

$$\alpha_f = \frac{Q_f}{Qr_f} = \frac{\sqrt{\Delta H_f}}{\sqrt{\Delta H r_f}} = \sqrt{\frac{H_e - H \min_f}{H r_f - H \min_f}} \quad (5.2.12)$$

E' immediato osservare che la (5.2.12) è del tutto analoga alla relazione proposta da Wagner *et al.* (1988). Nel modello di calcolo riportato nella Tesi, tuttavia, la relazione viene utilizzata per calcolare l'effettiva portata erogata con riferimento al singolo piano dell'edificio e non per la generica utenza servita da un nodo.

- 4) Si calcola l'aliquota della portata consegnata ad un intero edificio rispetto a quella richiesta dal medesimo, introdotta nel calcolo attraverso l'indice X_e , sommando i contributi relativi ai vari piani:

$$X_e = \frac{Q_e}{Qr_e} = \frac{\sum_{f=1}^{np} (\alpha_f \cdot Qr_f)}{Qr_e} \quad (5.2.13)$$

Il calcolo quindi consente di ottenere il deficit idrico (o il suo complemento a 1, cioè l'effettiva fornitura) che caratterizza il generico edificio modellato secondo lo schema riportato in precedenza.

La generica area servita dal nodo j -esimo è schematizzata come un insieme di edifici, distinti sulla base dei seguenti elementi:

- altezza (ovvero numero di piani np);
- quota del piano campagna (z_e);
- valore della perdita di carico interna ΔH_{int} , considerata costante per tutti gli apparecchi erogatori dell'edificio.

Nel modello non sono rilevanti né la distribuzione planimetrica degli edifici né la loro distanza dal nodo j -esimo, perché le perdite di carico dovute alla rete secondaria esterna di alimentazione, che collega il nodo agli allacciamenti, si

possono considerare trascurabili rispetto a quelle degli impianti interni agli edifici. Se si considera, come è stato detto, un valore del tutto ragionevole per la cadente piezometrica (pari al 5 per mille) e una lunghezza massima di 200 metri per i tronchi che collegano il nodo agli allacciamenti, le perdite di carico distribuite sono dell'ordine della decina di centimetri..

Ciò che conta realmente è l'incidenza delle diverse tipologie di edifici, in termini di richiesta idrica, sull'intera domanda dell'area servita dal nodo considerato.

Nel seguito vengono trattati diffusamente i tre parametri adottati per tenere conto della tipologia degli edifici: l'altezza, la quota del piano campagna e il valore delle perdite di carico dovute all'impiantistica interna.

5.2.1 L'altezza degli edifici

Il modello di calcolo contempla la presenza di edifici da 0 a 10 piani.

In generale, se il territorio esaminato fosse interessato dalla presenza di tutti gli edifici che è possibile rappresentare, ci si troverebbe nella situazione più generale possibile, con presenza di edifici di 1 piano, di 2 piani,..., di 10 piani. Non è detto che tale serie sia necessariamente completa, sia poiché nelle aree urbane esistono strumenti edilizi che tendono a contenere, almeno in alcune zone, l'altezza degli edifici, sia poiché, in ragione di un criterio di sfruttamento degli spazi disponibili, la tendenza è quella di costruire edifici di altezza pari alla massima consentita nell'area in esame. Pertanto, è del tutto ragionevole pensare che sia improbabile trovare una distribuzione uniforme nelle altezze degli edifici collocati in una certa area e che, anzi, la distribuzione sarà spostata verso il valore massimo consentito.

Un particolare scenario è dunque costituito da due componenti:

- il numero di piani massimo np_j degli edifici serviti dal nodo j -esimo;
- un vettore di coefficienti D_{ij} (compresi fra zero e uno e con somma pari a uno), che rappresentano la frequenza degli edifici a i piani nell'insieme degli edifici serviti dal nodo j -esimo.

Per costruire un insieme artificiale di scenari corrispondente ad un insieme di piani assegnato, si è adottato un procedimento convenzionale, in larga parte arbitrario, ma tale da produrre risultati verosimili.

In primo luogo si è assegnata la distribuzione di probabilità del massimo di piani i_{max} , a cui corrisponde il valore massimo della frequenza.

Come è già stato detto, è molto probabile che i_{max} sia uguale a np_j , dal momento che esiste la tendenza a massimizzare la volumetria degli edifici.

Non si può però escludere a priori che i_{max} coincida con un numero di piani i inferiore a quello massimo; per tenere conto di questa possibilità, come distribuzione di probabilità di i_{max} si è adottata una distribuzione geometrica, che fornisce probabilità crescenti con il valore della variabile. Il valore massimo della probabilità, che indichiamo con p e che costituisce l'unico parametro della distribuzione, corrisponde quindi al valore np_j della variabile i_{max} ; occorre naturalmente assegnare il valore del parametro p .

Il valore assegnato per le simulazioni – arbitrariamente, ma tenendo ben presente la necessità che la probabilità che i_{max} sia uguale a np_j deve essere elevata – è 0.83.

La distribuzione di probabilità assegnata è mostrata nella successiva Figura 5.2.

In secondo luogo si è estratto a caso un campione di up_j elementi dalla distribuzione, assunta uniforme, di una nuova variabile F , limitata nell'intervallo (0,1).

Ciascuno degli elementi del campione si assume come frequenza degli edifici ad un certo numero di piani. Naturalmente occorre stabilire una corrispondenza tra ciascuno degli elementi del campione e ciascuno dei possibili valori del numero di piani (che va da 1 a np_j).

Per stabilire tale corrispondenza si è adottata la procedura seguente.

Innanzitutto si sono ordinati gli up_j elementi del campione in modo crescente.

Quindi si è estratto a caso un numero di piani dalla distribuzione di i_{max} . A questo numero di piani è stato associato il maggiore degli elementi del

campione dei valori di F . Una volta effettuata la prima associazione, si è effettuata la seconda. Allo scopo si è costruita una nuova distribuzione del numero di piani, ricavandola dalla distribuzione originaria di i_{max} . La nuova distribuzione è stata ricavata ponendo uguale a zero la probabilità del numero di piani già estratto (e associato al maggiore degli elementi del campione estratto a caso) e moltiplicando le rimanenti probabilità per una costante tale da farne risultare pari ad uno la somma.

Dalla nuova distribuzione è stato estratto un numero di piani, che è stato associato al secondo (in ordine di grandezza decrescente) dei valori di F già estratti.

La procedura è stata iterata, utilizzando una nuova distribuzione del numero di piani per ognuno dei rimanenti valori del campione della variabile F , fino ad esaurimento del campione stesso.

In questo modo è stata ricavata la serie dei coefficienti D_{ij} corrispondenti a ciascun valore di i ($1, 2, \dots, np_j$).

Come detto, la procedura adottata è arbitraria. Tuttavia garantisce che, perlopiù, i coefficienti D_{ij} maggiori corrispondano a valori di i maggiori, privilegiando, in questo modo, scenari caratterizzati da una distribuzione delle altezze degli edifici spostata verso il valore massimo consentito dagli strumenti urbanistici.

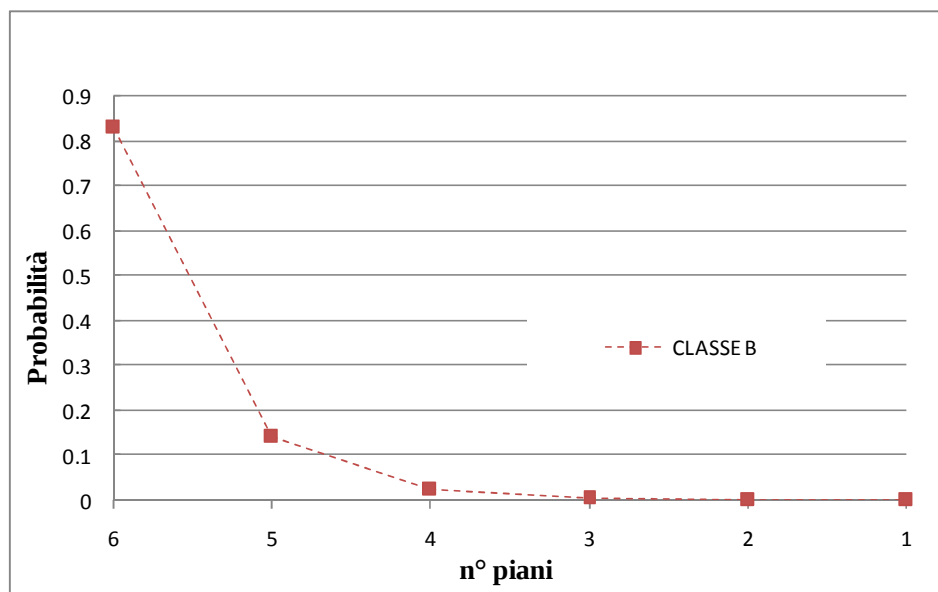


Figura 5.2. Distribuzione geometrica con $p=0,83$

Per quanto riguarda il limite superiore dell'altezza degli edifici, espressa in termini di numero di piani, che compongono lo scenario associato al nodo j -esimo si prendono in considerazione tre situazioni, indicate con le classi A, B e C, in funzione del parametro tecnico-urbanistico np_j , facilmente desumibile da strumenti urbanistici quali il PRG o il Regolamento Edilizio.

Risulta:

Classe	Intervallo altezze degli edifici (np_i)
A	1-3
B	1-6
C	1-10

Tabella 5.1. Classi di altezze

Nota l'altezza interpiano Δh_p è immediato passare dall'intervallo del numero dei piani alle altezze massima e minima degli edifici

Uno scenario è definito attraverso i seguenti indici:

$$D_{I,i} = \frac{Qr(np_i)}{Qr_j} \quad \text{per } i = 1, np_j \quad (5.2.14)$$

ognuno dei quali rappresenta l'incidenza percentuale sulla domanda totale Qr_j della domanda $Qr(np_i)$ degli edifici aventi numero di piani np_i .

Ovviamente la somma dei coefficienti di ripartizione della richiesta fra le varie categorie di edifici deve essere pari ad 1, cioè:

$$\sum_{i=1}^{np_j} D_{I,i} = 1 \quad (5.2.15)$$

Se, come è stato detto, le altezze degli edifici probabilmente si concentrano attorno al valore massimo imposto come vincolo edilizio, nel modello gli edifici di maggiore altezza avranno un'incidenza maggiore sulla domanda totale Qr_j rispetto agli edifici più bassi.

Per soddisfare questa ipotesi si generano casualmente i valori degli indici $D_{I,i}$ e si provvede ad ordinarli in senso crescente, sempre in modo casuale sulla base, in questo caso, della distribuzione di probabilità geometrica governata dall'unico parametro p .

Tale distribuzione consente di definire le probabilità di assegnazione degli indici $D_{I,i}$ alle differenti altezze che caratterizzano gli edifici nello scenario considerato.

L'ordinamento viene, quindi, condotto con la seguente metodologia, seguendo l'esempio proposto per la Classe B:

1. Si generano casualmente gli indici $D_{L,i}$, con l'unico vincolo che la loro somma sia 1;

i (n° piani)	1	2	3	4	5	6
$D_{L,i}$	0,16	0,52	0,00	0,04	0,00	0,28

Tabella 5.2. Incidenza dei vari edifici sulla domanda

2. Si predispone la distribuzione di probabilità geometrica sulla base del parametro p , che viene fissato arbitrariamente e rappresenta la probabilità che il valore $\max(D_{L,i})$ sia associato al numero massimo di piani. Nell'esempio di seguito, avendo fissato $p=0.83$, nell'83 % dei casi il valore massimo degli indici generati al punto 1 sarà associato al numero massimo di piani, cioè 6 (vedi successivo punto 3)

$p = 0,830$						
n° piani	6	5	4	3	2	1
Probabilità	0,830	0,141	0,0239	0,0040	0,00069	0,00014

Tabella 5.3. Distribuzione di probabilità al primo passo

3. Si seleziona il valore maggiore tra gli indici $D_{L,i}$ (nell'esempio 0,52) e lo si assegna casualmente ad una certa altezza (nell'83% dei casi all'altezza massima consentita dagli strumenti urbanistici) sfruttando la distribuzione geometrica sopra riportata. Risulta, ad esempio:

i	1	2	3	4	5	6
D _{I,i}	0,16	0,28	0,00	0,04	0,00	0,52

Tabella 5.4. Ordinamento del vettore al primo passo

4. Si procede assegnando un indice D_{I,i} a ciascuna delle classi rimanenti. È necessario, modificare la distribuzione di probabilità geometrica sulla base del criterio che prevede di mantenere costanti i pesi delle probabilità delle altezze rimaste. Affinché la somma delle singole probabilità dia sempre 100%, si applica la seguente espressione:

$$p(np_i)_{k+1} = p(np_i)_k / (1 - p(N.D.)_k) \quad (5.2.16)$$

dove:

$p(np_i)$: peso della probabilità relativa all'altezza np_i considerata;

k : indice del passo considerato;

$p(N.D.)$: probabilità dell'altezza non disponibile;

In questo caso:

$$p(N.D.)_k = p(6)_k = 0.83 \quad (5.2.17)$$

$$p(5)_{k+1} = p(5)_k / (1 - p(6)_k) = 0.141 / (1 - 0.83) = 0.83 \quad (5.2.18)$$

$p = 0,830$						
n° piani	6	5	4	3	2	1
Probabilità	N.D.	0,830	0,141	0,0239	0,0040	0,00083

Tabella 5.5. Distribuzione di probabilità al secondo passo

5. Sulla base della nuova distribuzione geometrica si assegna casualmente all'indice maggiore successivo (0,28) l'altezza corrispondente;
6. Si ripete questa procedura finché tutti gli indici non siano stati assegnati alle rispettive altezze.

Ad esempio, la tabella sottostante, che caratterizza un possibile scenario di utenza in cui $np_j = 6$ (si possono avere edifici fino ad un massimo di 6 piani), sta a significare che per il nodo considerato, il 52% della domanda è attribuibile ad edifici di 6 piani (alti 18 m), il 28% ad edifici di 5 piani (alti 15 m), il 16% ad edifici di 4 piani e il 4% ad edifici di 3 piani.

i	1	2	3	4	5	6
h_i [m]	3	6	9	12	15	18
$D_{i,i}$	0,00	0,00	0,04	0,16	0,28	0,52

Tabella 5.6. Esempio di distribuzione della domanda fra le tipologie di edifici considerate

E' utile osservare che, una volta generato casualmente il vettore di coefficienti $D_{i,i}$ rispettando l'unico vincolo che la loro somma sia 1 sarebbe possibile procedere all'ordinamento manuale del vettore stesso in senso decrescente, attribuendo il valore massimo alla categoria di edifici con 6 piani, quello immediatamente seguente alla categoria con 5 piani e così via, sino al completo ordinamento del vettore.

Questo modo di operare toglie però una parte di aleatorietà alla procedura: infatti, se è molto probabile che per sfruttare al massimo i volumi edificabili su un territorio la maggior parte degli edifici abbiano il massimo numero di piani consentiti, questo fatto non può essere considerato certo.

Potrebbe capitare che, in taluni casi, pur essendo prevista la possibilità di edificare strutture a 6 piani, sul territorio siano prevalenti edifici a 4 o 5 piani.

5.2.2 La quota del piano campagna degli edifici

Per tenere conto della variabilità altimetrica nell'area servita dal nodo j -esimo, è necessario produrre casualmente un set di quote z_e del piano campagna degli edifici. Si assume che tali valori siano relativi, ovvero espressi in funzione di una quota di riferimento che coincide con la posizione del nodo, in quanto ciò che interessa non è il valore assoluto, ma il dislivello rispetto al nodo stesso. I valori di z_e dipendono dalla morfologia del territorio: se si analizza con attenzione la rete idrica di una città di pianura, si noterà che i dislivelli saranno approssimativamente di qualche metro o, al massimo, una decina; al contrario, per zone collinari/montane si possono ottenere valori anche maggiori, pari a qualche decina di metri. Un ulteriore parametro da stabilire è la dimensione del set di quote prodotte.

Si opera, quindi, una distinzione fra siti pianeggianti e siti collinari/montani:

a) siti pianeggianti

Quota minima = -2 m

Quota massima = 2 m

Numero delle quote considerate $n_z = 30$

Ad esempio, la serie di quote considerate può essere così composta:

$z_1 = 1,1$ m; $z_2 = -0,4$ m; ...; $z_l = -0,1$ m; ...; $z_{30} = 1,9$ m

b) siti collinari/montani

Quota minima = -10 m

Quota massima = 10 m

Numero delle quote considerate $n_z = 40$

Ad esempio, la serie di quote considerate può essere così composta:

$z_1 = -9,8$ m; $z_2 = 2,1$ m; ...; $z_l = 6,7$ m; ...; $z_{40} = -0,2$ m

Per simulare l'altimetria di una certa area, si ricorre al seguente indice:

$$D_{II,i,l} = Qr(np_i; z_l) / Qr(np_i) \quad \text{per } l = 1, n_z \quad (5.2.19)$$

che rappresenta l'incidenza percentuale sulla domanda $Qr(np_i)$ degli edifici aventi numero di piani np_i della domanda $Qr(np_i, z_l)$ degli edifici aventi numero di piani np_i e quota z_l .

Ovviamente, per ogni valore di l :

$$\sum_{l=1}^{n_z} D_{II,i,l} = 1 \quad (5.2.20)$$

Nell'esempio precedente il 28% della domanda è attribuibile ad edifici di 5 piani; tale aliquota deve ora essere ripartita in funzione delle quote del piano campagna a cui questi edifici sono posizionati.

Nel modello si generano casualmente, seguendo una distribuzione uniforme, 30 quote comprese fra il valore minimo e massimo che identificano la situazione considerata (pianeggiante o collinare).

Si generano poi casualmente i coefficienti $D_{II,i,l}$, necessari per ripartire la domanda degli edifici con i piani sulle n_z quote considerate.

Ipotizziamo che lo scenario sia riferito al caso di sito pianeggiante. La tabella sottostante riporta che il 5% della domanda richiesta dagli edifici di 5 piani è attribuibile a quelli posti alla quota z_1 , lo 0,1% alla quota z_2 , il 15% alla quota z_3 , e così via.

L	1	2	3	...	15	...	28	29	30
Z_e [m]	-0,1	1,2	-1,3	...	0,5	...	1,8	1,5	-1,1
$D_{II,i,l}$	0,05	0,001	0,15	...	0,074	...	0,0	0,14	0,028

Tabella 5.7. Esempio di distribuzione della domanda richiesta dagli edifici a 5 piani in funzione della quota del piano campagna

5.2.3 Le perdite di carico interne agli edifici

La perdita di carico fra il punto di allacciamento dell'edificio e l'apparecchio erogatore è un valore complessivo, cioè è dato dalla somma di due contributi: le perdite di carico distribuite lungo le tubazioni e quelle concentrate, dovute alla presenza di diversi pezzi speciali, quali valvole di non ritorno, valvole di intercettazione, contatori, valvole di sfiato, curve, diramazioni, ecc.

Tale grandezza assume valori compresi tra un minimo e un massimo. Gli estremi dell'intervallo sono stati definiti valutando la variabilità delle perdite di carico sulla base dell'analisi di un campione di edifici. La variabilità dipende dalla destinazione d'uso e, quindi, dall'utenza servita, dalla tipologia di impianto e dal materiale delle tubazioni.

Un ulteriore parametro da fissare è la dimensione del set di perdite di carico, generato casualmente per lo scenario j -esimo.

Perdita di carico minima = 3 m

Perdita di carico massimo = 10 m

Numero di perdite di carico considerate $n_{\Delta H} = 30$

Ad esempio, la serie di perdite di carico può essere così composta:

$\Delta H_1 = 7,1$ m; $\Delta H_2 = 1,3$ m; ...; $\Delta H_k = 6,8$ m; ...; $\Delta H_{30} = 8,4$ m

Anche per la definizione dello scenario sulla base delle perdite di carico si ricorre ad un indice sintetico:

$$D_{III,i,l,k} = Qr(np_i; z_l; \Delta H_k) / Qr(np_i; z_l) \quad \text{per } k = 1, n_{\Delta H} \quad (5.2.21)$$

ovvero l'incidenza percentuale sulla domanda totale Q_r (np_i , z_l) degli edifici aventi numero di piani np_i e quota z_l della domanda Q_r (np_i , z_l , ΔH_k) degli edifici aventi numero di piani np_i , quota z_l e perdita di carico ΔH_k .

Ovviamente per un dato valore di i e di l :

$$\sum_{k=1}^{n_{\Delta H}} D_{III,i,l,k} = 1 \quad (5.2.22)$$

Anche i coefficienti di ripartizione della domanda sulla base delle perdite di carico, vengono generati casualmente da una distribuzione uniforme, con l'unico vincolo che la loro somma sia pari ad 1. La procedura di ripartizione della domanda in funzione della perdita di carico interna è del tutto analoga a quelle seguite per la ripartizione sulla base del numero di piani e delle quote geometriche del piano terra.

Con riferimento all'esempio proposto, il 5% della richiesta idrica degli edifici di 5 piani è attribuibile a quelli posti alla quota z_1 . Ora, si ripartisce tale aliquota in funzione delle diverse perdite di carico della rete interna. La tabella sottostante mostra che il 2% della domanda richiesta dagli edifici di 5 piani posti alla quota z_1 è attribuibile a quelli caratterizzati dalla perdita di carico ΔH_1 , lo 0,8% alla perdita di carico ΔH_2 , il 5% alla perdita di carico ΔH_3 , e così via.

k	1	2	3	...	15	...	28	29	30
$\Delta H_{\text{int}} [\text{m}]$	7,1	1,3	5,1	...	6,8	...	7,3	1,2	8,4
$D_{III,i,l,k}$	0,02	0,008	0,05	...	0,0	...	0,0	0,21	0,07

Tabella 5.8. Esempio di distribuzione della domanda richiesta dagli edifici di 5 piani posti alla quota z_1 in funzione della perdita di carico

5.3 Definizione degli scenari relativi all'utenza

Per quanto detto al precedente paragrafo 5.2, nel modello adottato, un determinato scenario, che include le diverse caratteristiche dell'utenza servita dal nodo, è caratterizzato da un insieme di edifici con diverso numero di piani (e quindi altezza), posti a quote differenti e con impiantistica interna tale da determinare diverse perdite di carico.

L'incidenza sulla domanda totale dei gruppi di edifici aventi lo stesso numero di piani, la stessa quota e la stessa perdita di carico interna è data dagli indici D_I , D_{II} e D_{III} definiti nel precedente paragrafo.

La definizione di uno scenario, per il quale calcolare la portata erogata Q_j in relazione al carico piezometrico al nodo H_j , viene quindi ottenuta generando in modo casuale, con un appropriato algoritmo di calcolo, i valori degli indici, nel rispetto delle regole sopraindicate per quanto riguarda i valori delle sommatorie

5.4 Il calcolo della portata Q_j per ciascuno degli scenari generati

Il rapporto Q_j/Q_{rj} relativo allo scenario associato al nodo j -esimo viene determinato mediante la seguente sommatoria:

$$Q_j / Q_{rj} = \sum_{i=1}^{np_j} \sum_{l=1}^{n_z} \sum_{k=1}^{n_{\Delta H}} [(D_{I,i} \cdot D_{II,i,l} \cdot D_{III,i,l,k}) \cdot X(np_i; z_l; \Delta H_k)] \quad (5.4.1)$$

dove:

$$X(np_i; z_l; \Delta H_k) = \frac{Q_j}{Q_{rj}}(np_i; z_l; \Delta H_k) \quad (5.4.2)$$

rappresenta il rapporto tra la portata effettivamente erogata e quella richiesta per il gruppo di edifici (appartenenti al nodo j -esimo) aventi lo stesso numero di

piani, la stessa quota e la stessa perdita di carico interna. Il valore di X viene determinato secondo quanto riportato nel paragrafo 5.2.

5.5 Il calcolo del carico richiesto Hr_j per ciascuno degli scenari generati

Il carico richiesto Hr_j , relativo allo scenario j -esimo, coincide con il carico necessario per soddisfare la domanda dell'edificio più svantaggiato che è *effettivamente* presente nello scenario generato, a cui associare i valori corrispondenti sia della perdita di carico interna sia della quota. Si calcola attraverso la seguente relazione:

$$Hr_j = (np - 1) \cdot \Delta h_p + h_{app} + p_{\min} + z_l + \Delta H_k \quad (5.5.1)$$

5.6 Taratura del modello e valutazione dei risultati

5.6.1 Taratura del modello

Il modello matematico descritto in questo capitolo è stato sottoposto ad una operazione di taratura. E' stato necessario individuare il numero minimo di punti (H_j/Hr_j ; Q_j/QR_j), oltre il quale la funzione interpolante, che rappresenta l'equazione di legame, rimanesse stabile, non cambiando più da una simulazione all'altra, se non con una variabilità statisticamente non significativa.

In particolare, la significatività statistica delle variazioni è stata individuata fissando la convenzione secondo cui si raggiunge la convergenza se la funzione mostra, tra due simulazioni successive, variazioni inferiori al limite di tolleranza dello 0,5%.

Sulla base di queste considerazioni, il numero minimo di coppie (H_j/Hr_j ; Q_j/QR_j) necessario ad ottenere una buona equazione di legame è risultato pari a

30000. Nell'applicazione del modello, a favore di sicurezza e per una maggiore precisione, si è preferito generare un campione di 50000 valori.

Questa dimensione del campione è stata ricavata simulando un numero di nodi pari a 1700, in ognuno dei quali i calcoli sono stati ripetuti per 30 valori di H_j

Per individuare la dimensione n_z del set di quote e il numero $n_{\Delta H}$ delle perdite di carico interne agli edifici, è stata condotta un'analisi di sensitività, in base alla quale è stato valutato l'effetto del valore assegnato a questi parametri sul risultato, espresso dalla variazione della funzione interpolante.

5.6.2 Analisi dei risultati

Sono state condotte alcune simulazioni per definire il legame in corrispondenza delle configurazioni morfologiche e delle classi di edifici considerate: terreno pianeggiante (per gli edifici fino a 3, fino a 6 e fino a 10 piani) e montano (per gli edifici fino a 6 piani). Per ognuna di esse si è ricavato un campione costituito da circa 50000 coppie di punti Q-H. I risultati sono riportati nei grafici che seguono (Figure da 5.3 a 5.6):

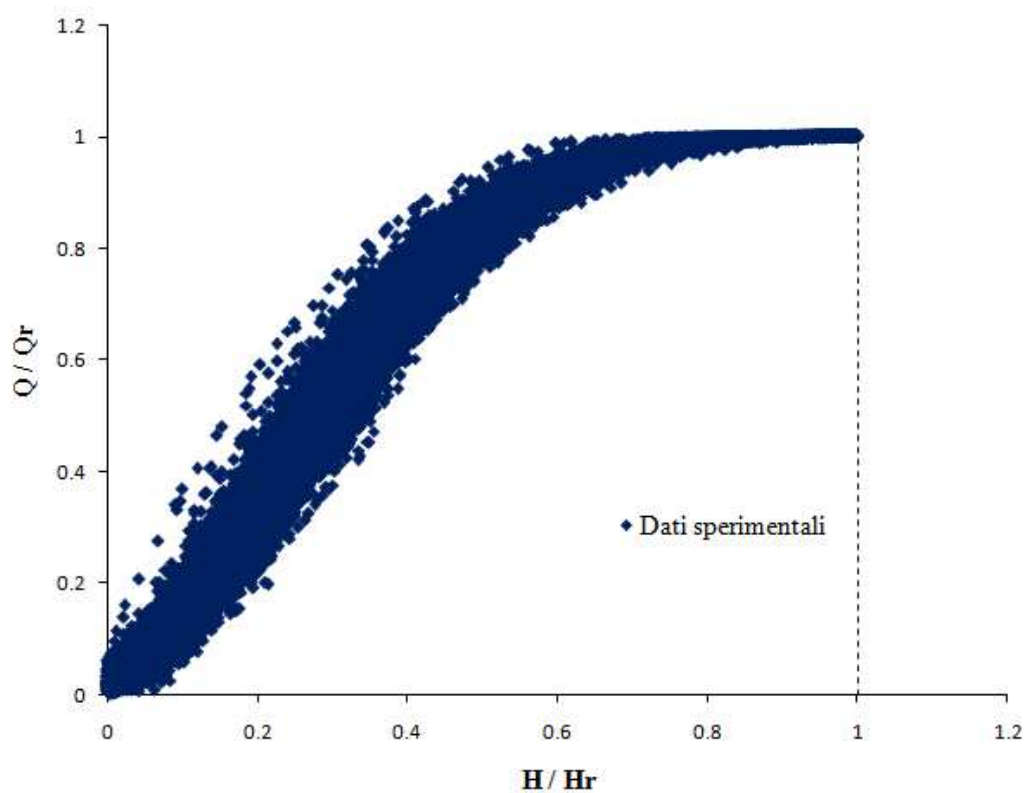


Figura 5.3. Risultati ottenuti per gli edifici sino a 3 piani collocati in siti pianeggianti

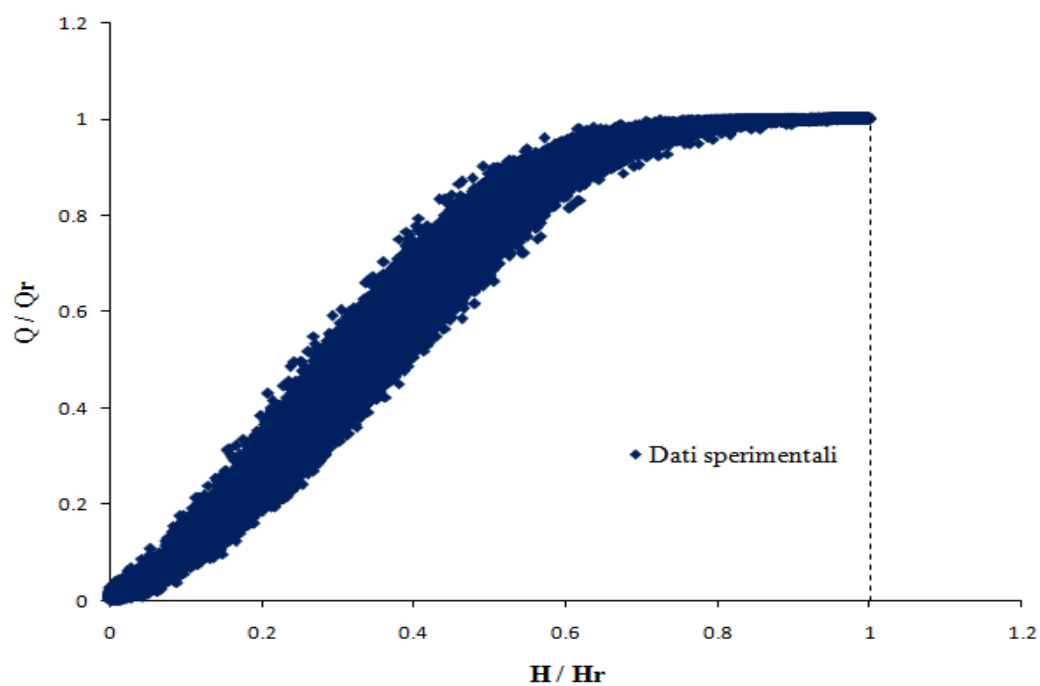


Figura 5.4. Risultati ottenuti per gli edifici sino a 6 piani collocati in siti pianeggianti

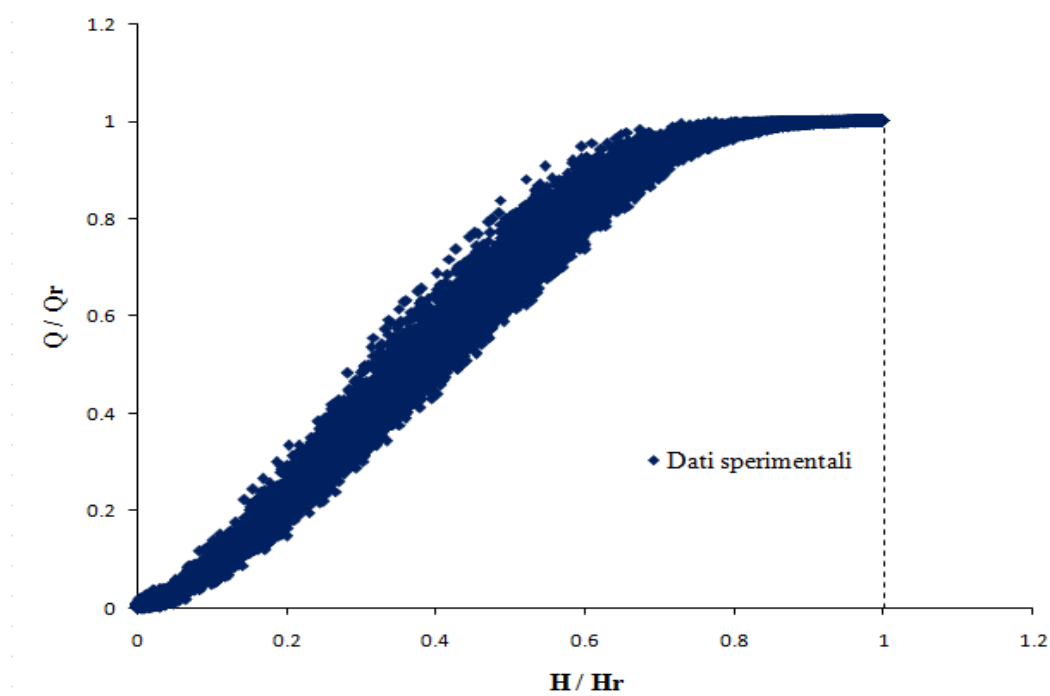


Figura 5.5. Risultati ottenuti per gli edifici sino a 10 piani collocati in siti pianeggianti

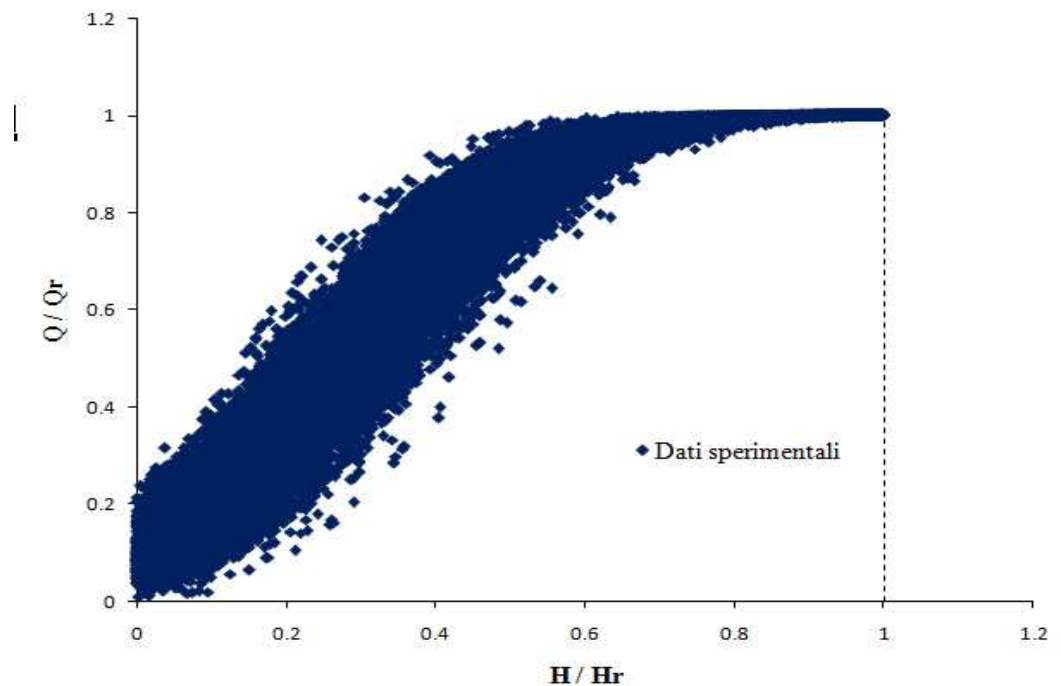


Figura 5.6. Risultati ottenuti per gli edifici sino a 10 piani collocati in siti collinari/montani

5.6.3 Elaborazione dei risultati

I risultati sopra illustrati sono stati interpolati con una funzione polinomiale di sesto grado, ottenuta applicando il metodo dei minimi quadrati. Si è dovuto ricorrere necessariamente ad un polinomio di grado piuttosto elevato per ottenere un migliore adattamento della curva ai dati della simulazione.

È necessario precisare che la funzione, per poter essere utilizzata direttamente come equazione di legame, deve rispettare determinati requisiti.

- Continuità ed assenza di punti angolosi nell'intervallo $(0, H_{rj})$. La limitazione principale dell'equazione di Wagner è la presenza di un punto angoloso in corrispondenza del carico minimo H_{min_j} , che la rende difficilmente implementabile in un codice di calcolo automatico. Pertanto, il legame Q-H

deve essere rappresentato da una funzione continua nell'intervallo $(0, Hr_j)$, possibilmente senza punti angolosi, che possa essere gestita senza difficoltà nelle procedure di calcolo numerico;

- Semplicità della funzione: uno degli obiettivi è ricavare un'equazione di legame semplice e facilmente implementabile in un codice di calcolo;
- Passaggio per i due punti estremi $(0,0)$ e $(1,1)$, che corrispondono rispettivamente alla condizione di portata erogata nulla, nel caso in cui il carico disponibile al nodo sia pari a zero, e soddisfazione completa della domanda, se il carico è pari o superiore a quello richiesto.

A questo proposito si è eseguito qualche aggiustamento sulle curve, per eliminare leggere oscillazioni che si erano manifestate nei pressi del punto $(1,1)$

Nel seguito si riportano le espressioni analitiche e le curve che interpolano i risultati ottenuti per le varie classi di edifici in zone pianeggianti e collinari/montane (Figure 5.7 e 5.8).

a) edifici fino a 3 piani in zone pianeggianti

$$\frac{Q_j}{Qr_j} = \varepsilon + 5.75 \cdot \varepsilon^2 - 12.87 \cdot \varepsilon^3 + 9.40 \cdot \varepsilon^4 - 2.27 \cdot \varepsilon^5 \quad \text{per } 0 \leq \varepsilon < 0.96$$

$$\frac{Q_j}{Qr_j} = 1 \quad \text{per } \varepsilon \geq 0.96$$

b) edifici fino a 6 piani in zone pianeggianti

$$\frac{Q_j}{Qr_j} = 0.91 \cdot \varepsilon + 0.19 \cdot \varepsilon^2 + 13.27 \cdot \varepsilon^3 - 35.68 \cdot \varepsilon^4 + 32.27 \cdot \varepsilon^5 - 9.95 \cdot \varepsilon^6$$

per $0 \leq \varepsilon < 0.96$

$$\frac{Q_j}{Qr_j} = 1 \quad \text{per } \varepsilon \geq 0.96$$

c) edifici fino a 10 piani in zone pianeggianti

$$\frac{Q_j}{Qr_j} = 0.66 \cdot \varepsilon + 1.99 \cdot \varepsilon^2 + 0.91 \cdot \varepsilon^3 - 5.41 \cdot \varepsilon^4 + 2.84 \cdot \varepsilon^5 \quad \text{per } 0 \leq \varepsilon < 0.88$$

$$\frac{Q_j}{Qr_j} = 1 \quad \text{per } \varepsilon \geq 0.88$$

Le equazioni elencate ai punti a), b) e c) hanno la rappresentazione grafica mostrata nella seguente Figura 5.7:

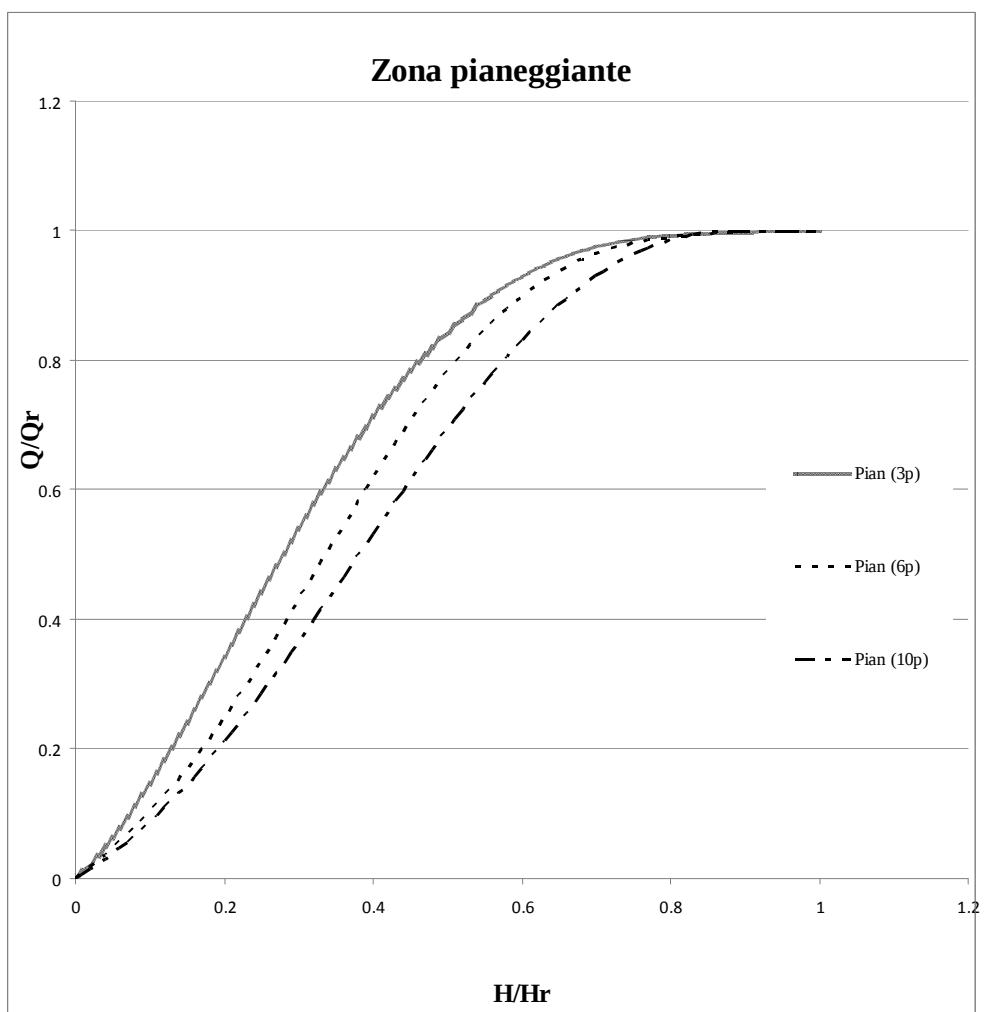


Figura 5.7. Curve interpolanti i risultati per le 3 classi di edifici in zona pianeggianti

d) edifici fino a 3 piani in zone collinari/montane

$$\frac{Q_j}{Qr_j} = 0.18 + 1.36 \cdot \varepsilon - 0.91 \cdot \varepsilon^2 + 9.96 \cdot \varepsilon^3 - 27.00 \cdot \varepsilon^4 + 25.96 \cdot \varepsilon^5 - 8.57 \cdot \varepsilon^6$$

per $0 \leq \varepsilon < 0.91$

$$\frac{Q_j}{Qr_j} = 1 \quad \text{per } \varepsilon \geq 0.91$$

e) edifici fino a 6 piani in zone collinari/montane

$$\frac{Q_j}{Qr_j} = 0.10 + 0.81 \cdot \varepsilon + 2.72 \cdot \varepsilon^2 + 2.25 \cdot \varepsilon^3 - 18.50 \cdot \varepsilon^4 + 20.85 \cdot \varepsilon^5 - 7.22 \cdot \varepsilon^6$$

per $0 \leq \varepsilon < 0.92$

$$\frac{Q_j}{Qr_j} = 1 \quad \text{per } \varepsilon \geq 0.92$$

f) edifici fino a 10 piani in zone collinari/montane

$$\frac{Q_j}{Qr_j} = 0.05 + 0.71 \cdot \varepsilon + 1.46 \cdot \varepsilon^2 + 7.21 \cdot \varepsilon^3 - 23.32 \cdot \varepsilon^4 + 21.31 \cdot \varepsilon^5 - 6.42 \cdot \varepsilon^6$$

per $0 \leq \varepsilon < 0.97$

$$\frac{Q_j}{Qr_j} = 1 \quad \text{per } \varepsilon \geq 0.97$$

Le equazioni elencate ai punti d), e) e c) hanno la rappresentazione grafica mostrata nella seguente Figura 5.8:

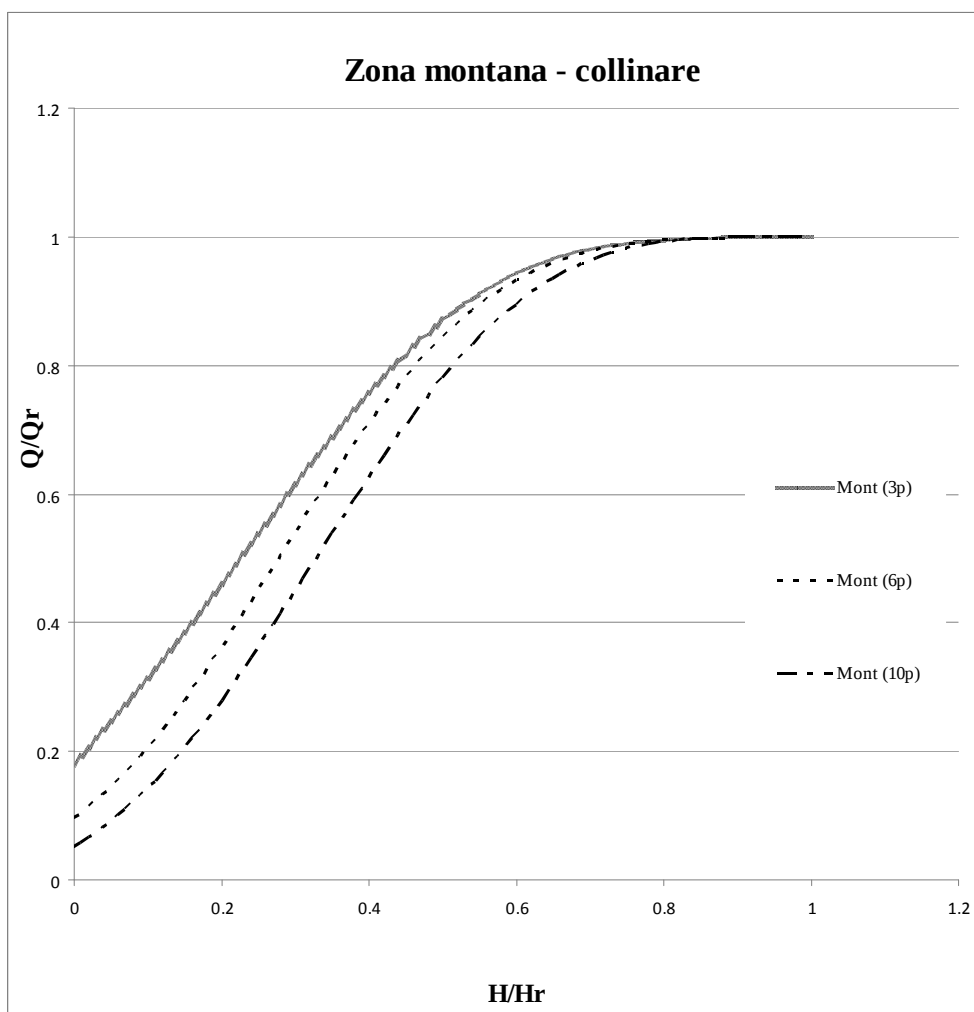


Figura 5.8. Curve interpolanti i risultati per le 3 classi di edifici in zona collinare/montana

5.6.4 Confronto fra i modelli Q-H di letteratura e il modello elaborato nella tesi

Nelle figure che seguono (5.9 e 5.10) è riportato il confronto tra le più significative equazioni di legame presentate in letteratura e le espressioni ricavate dall'elaborazione dei risultati delle simulazioni svolte durante il Dottorato. Si distingue sempre la simulazione su terreno pianeggiante da quella su terreno collinare/montano.

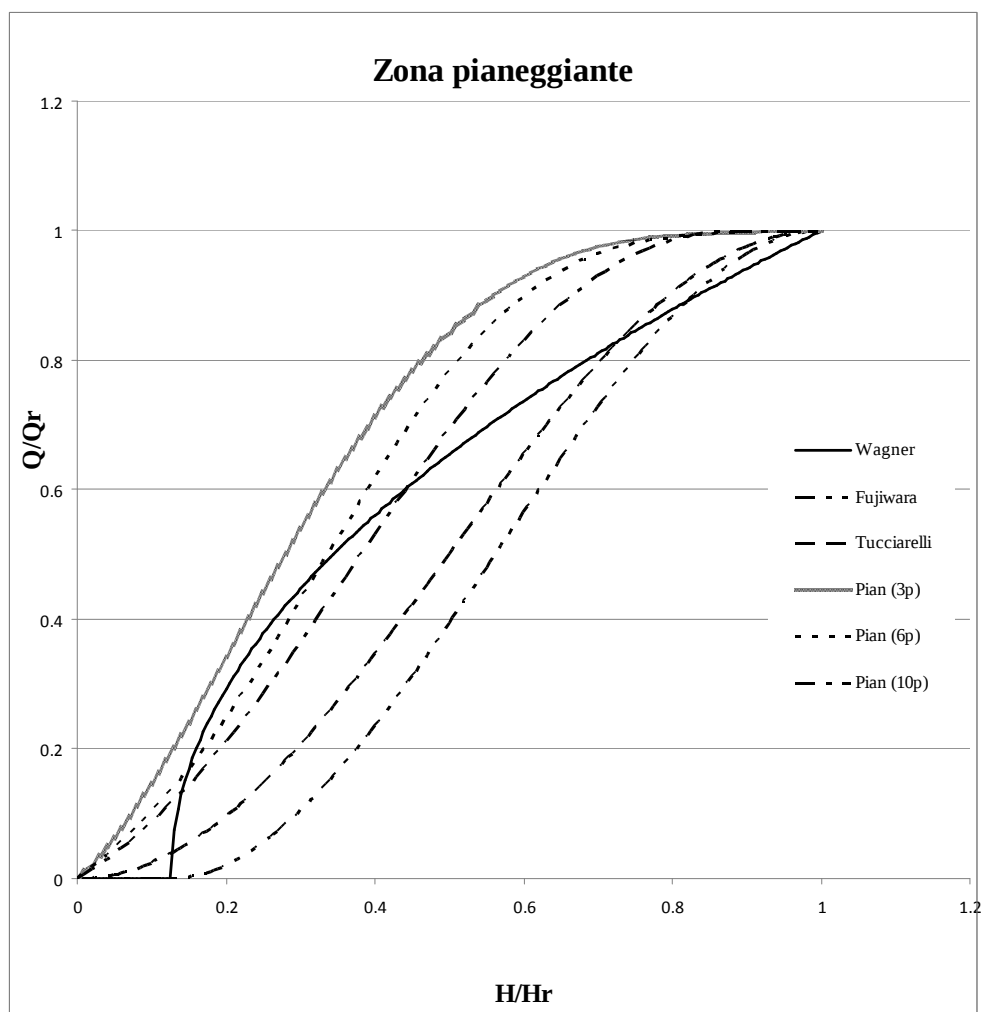


Figura 5.9. Confronto fra le equazioni di legame di letteratura e quelle proposte nella Tesi per territori pianeggianti

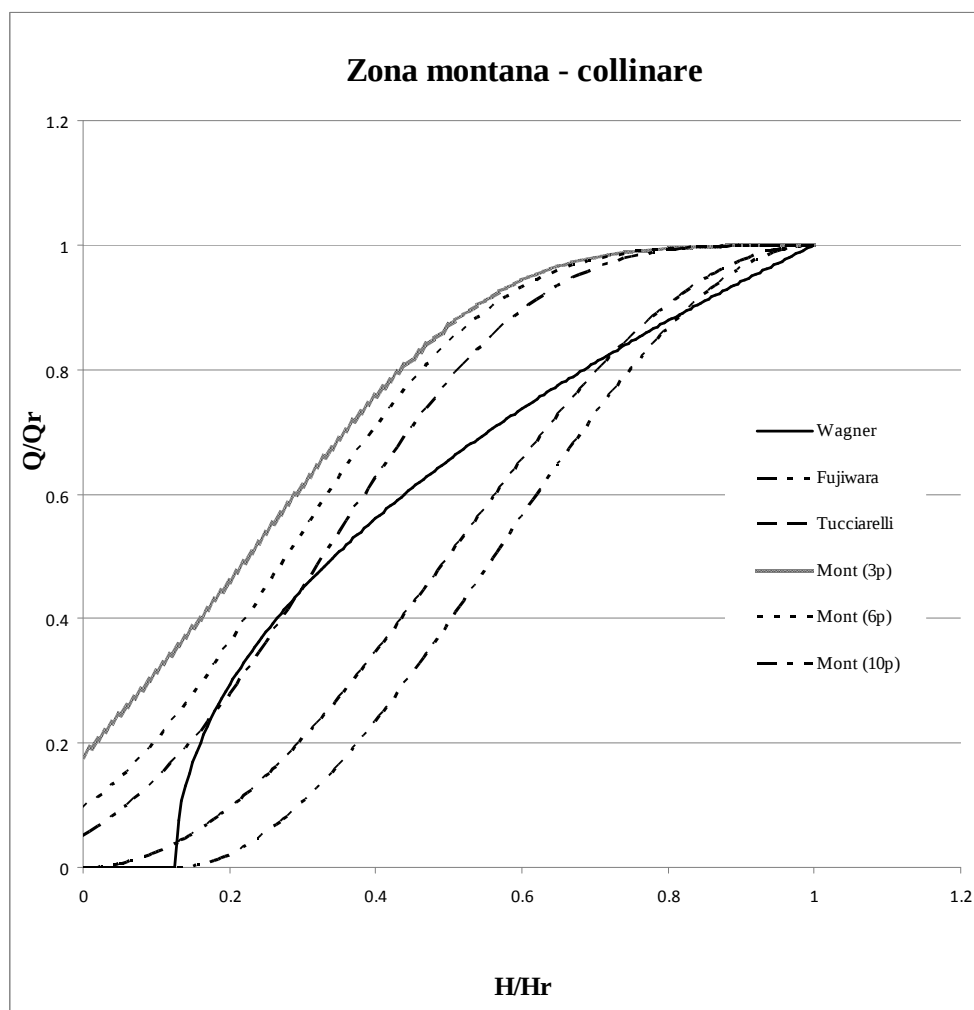


Figura 5.10. Confronto fra le equazioni di legame di letteratura e quelle proposte nella tesi per territori collinari/montani

5.6.5 Commenti

I risultati mostrati nei paragrafi precedenti mostrano, innanzitutto, che le equazioni ricavate nel corso della tesi superano la rilevante problematica legata

alle equazioni di Wagner, tradizionalmente adottate per introdurre nei calcoli il legame Q-H, ovvero la presenza di punti angolosi in corrispondenza di H_{min} e H_r , che possono renderne difficoltosa la gestione in sede di soluzione numerica.

Soffermandosi sulle caratteristiche delle equazioni ricavate per le varie tipologie di edifici e distinte per il caso di terreno pianeggiante e collinare/montano è possibile evidenziare alcuni fatti peculiari ed importanti:

- nel caso di zona pianeggiante, lo scenario con edifici sino a 3 piani presenta, a parità del rapporto H/H_r , un valore di Q/Q_r superiore al caso in cui fossero presenti edifici sino a 10 piani. Ciò è ragionevole e legato al tipo di distribuzione cui rispondono le altezze degli edifici, che tende a privilegiare la generazione delle altezze massime previste dalla classe legata, a sua volta, alle indicazioni degli strumenti urbanistici. A parità di carico disponibile (che viene generato casualmente), gli scenari caratterizzati da edifici più bassi godranno, ovviamente, di un maggior soddisfacimento della domanda rispetto a quelli in cui sono presenti edifici più alti (ad esempio sino a 10 piani) che, per essere serviti, necessitano di pressioni più elevate.
- Come è stato già accennato, le curve ricavate per gli scenari collinari/montani, a differenza di quelle per scenari pianeggianti, mostrano che, in corrispondenza di $H_j=0$ la portata erogata è diversa da zero. Questa peculiarità è legata al fatto che il carico generato è riferito al nodo erogatore e non al piede dell'edificio; dal momento che il range di quote (del piano terra) ammissibili nel caso di terreno collinare/montano è $-10/+10$ m (rispetto al nodo), è possibile che alcuni edifici, il cui piano terreno sia particolarmente depresso rispetto al nodo che li alimenta, siano caratterizzati da un certo carico rispetto al nodo stesso, che garantisce almeno una parte di erogazione.

Capitolo 6

Applicazione della procedura di calcolo dell'affidabilità

6.1 Introduzione

Nel corso delle attività svolte è stata predisposta la procedura di calcolo di tipo *Pressure Driven*, riportata nei capitoli precedenti, basata su un approccio probabilistico che è stata implementata in un pacchetto software dall'interfaccia semplice ed intuitiva ottimizzato per i sistemi operativi Windows e denominato C.A.P.R.I (Calcolo e Analisi Prestazionale di Reti Idriche).

In questo capitolo verrà presentato il codice di calcolo; in seguito verranno presentati i risultati dei calcoli eseguiti su alcuni casi applicativi.

6.2 Il software C.A.P.R.I.

Il programma C.A.P.R.I. (Calcolo e Analisi Prestazionale di Reti Idriche) è stato sviluppato all'Università degli Studi di Pavia, presso il Laboratorio di Idraulica Urbana del Dipartimento di Ingegneria Idraulica e Ambientale, nell'ambito delle attività del corso di Dottorato di Ricerca e di due progetti di

Ricerca di rilevante interesse nazionale finanziati dal Ministero dell'Università e della Ricerca nel 2005 e nel 2008 (PRIN 05 e PRIN 08).

Il software consente lo studio di reti di distribuzione anche complesse, ramificate o a maglie, con punti di alimentazione singoli o multipli.

Nel prossimo paragrafo verranno rapidamente richiamate le basi teoriche (soprattutto relative all'idraulica) che caratterizzano il software. Quindi ci si soffermerà sugli aspetti di dettaglio della procedura implementata nel software, che è poi quella basata sugli indicatori prestazionali sintetici ricavati a partire dal deficit idrico, ampiamente descritta nel capitolo 1.

6.3 Descrizione della procedura

6.3.1 Calcolo dell'affidabilità

Il risultato del calcolo dell'affidabilità implemento in C.A.P.R.I. è rappresentato dagli indicatori prestazionali sintetici basati sul deficit idrico rispetto alla richiesta dell'utenza già descritti nel capitolo 1, che pare opportuno richiamare a questo punto:

$$R = \frac{V_e}{V_r} \quad (6.3.1)$$

L'indicatore 6.3.1.1, adimensionale e compreso fra 0 e 1, rappresenta il deficit idrico (in termini di volumi idrici erogati all'utenza) rispetto alla richiesta. Il software consente di calcolare indicatori prestazionali di carattere locale, cioè definiti nodo per nodo e in corrispondenza di ciascuna delle condizioni operative considerate oppure globali, che diano conto della prestazione nella rete nel suo complesso.

Gli indicatori prestazionali sono espressi in termini di portate anziché di volumi; le due formulazioni sono equivalenti se l'ampiezza degli

intervalli in cui è diviso l'arco temporale su cui l'analisi è effettuata è costante.

Se si indicano col pedice j i singoli nodi, con il pedice i gli intervalli temporali e con il pedice k le condizioni operative, è possibile scrivere gli indicatori prestazionali come segue:

$$a) R_{j,i} = \frac{Q_{j,i}}{Qr_{j,i}} \quad \text{Indicatore locale per l'i-esimo intervallo temporale}$$

$$b) R_j = \frac{\sum_{i=1}^n Q_{j,i}}{\sum_{i=1}^n Qr_{j,i}} \quad \text{Indicatore locale per l'intero intervallo temporale}$$

$$c) RR_i = \frac{\sum_{j=1}^{NN} R_{j,i} Qr_{j,i}}{\sum_{j=1}^{NN} Qr_{j,i}} \quad \text{Indicatore globale per l'i-esimo intervallo temporale}$$

$$d) RR = \frac{\sum_{j=1}^{NN} \sum_{i=1}^n Q_{j,i}}{\sum_{j=1}^{NN} \sum_{i=1}^n Qr_{j,i}} \quad \text{Indicatore globale per l'intero intervallo temporale}$$

$$e) R_{j,k} = \frac{\sum_{i=1}^n Q_{j,i,k}}{\sum_{i=1}^n Qr_{j,i}} \quad \text{Indicatore locale per la k-esima condizione operativa}$$

$$f) RR_k = \frac{\sum_{j=1}^{NN} \sum_{i=1}^n Q_{j,i,k}}{\sum_{j=1}^{NN} \sum_{i=1}^n Q_{j,i}} \quad \text{Indicatore globale per la k-esima condizione operativa}$$

$$g) R_j = \sum_{k=1}^{NS} (R_{j,k} w_k) \quad \text{Indicatore locale per il complesso delle condizioni operative}$$

$$h) RR = \sum_{k=1}^{NS} (RR_k w_k) \quad \text{Indicatore globale per il complesso delle condizioni operative.}$$

I pesi w_k rappresentano le probabilità associate a ciascuna condizione operativa (e vengono calcolati come è stato spiegato dettagliatamente nel capitolo 1).

Il software è in grado di tenere in conto della gravità dell'evento di fallanza, che dipende dalla distribuzione spaziale e temporale del deficit.

A tale scopo vengono introdotti il fattore temporale F_t e il fattore nodale F_n , che consentono di correggere gli indicatori globali tenendo conto proprio della distribuzione spaziale e temporale della carenza idrica, che sono gli stessi introdotti nel capitolo 1 e che qui si riportano solo per completezza:

$$F_t = \frac{\sum_{k=1}^{NS} \sum_{j=1}^{NN} \sum_{i=1}^n \beta_{j,i} \Delta t}{NS \cdot NN \cdot T} \quad \text{Fattore temporale} \quad (6.3.2)$$

$$F_n = \left[\prod_{j=1}^{NN} R_j \right]^{1/NN} \quad \text{Fattore nodale} \quad (6.3.3)$$

L'applicazione dei fattori correttivi sopra richiamati consente di ottenere l'indicatore prestazionale globale e corretto:

$$RR_c = RR \cdot F_t \cdot F_n \quad (6.3.4)$$

L'andamento della domanda idrica viene modellato utilizzando una serie di coefficienti orari tramite i quali viene scalata la richiesta media, definendo una "giornata tipo", descritta da un istogramma che sarà riportato, a titolo esemplificativo, nel seguito, quando si tratteranno i casi studiati.

6.3.2 Modello idraulico della rete

La rete di distribuzione viene modellata utilizzando la classica schematizzazione con nodi e tronchi.

La verifica idraulica della rete, siccome l'obiettivo è il calcolo delle portate effettivamente erogate dal sistema, anche in condizioni di pressione insufficiente a garantire il pieno soddisfacimento della richiesta, viene condotta con una procedura di tipo PDA (Pressure Driven Analysis).

6.3.2.1 La risoluzione del problema PDA

Il problema PDA viene affrontato risolvendo il sistema completo, costituito dalle equazioni di continuità, del moto e dal legame fra carico disponibile e portata effettivamente erogata.

Per ragioni di tempo, non è stato possibile implementare la relazione di legame Q-H descritta nel capitolo 5.

Pertanto, per la risoluzione del sistema, nel software C.A.P.R.I. è stata inserita un'utile funzionalità disponibile nel motore di verifica idraulica EPANET-2 (Rossman, 2000), che consente di schematizzare l'erogazione attraverso particolari dispositivi (*emitters*) applicati nei nodi, attraverso i quali

è possibile simulare le perdite idriche tenendo conto di una relazione fra la portata in uscita e il carico del tipo:

$$Q_j = C_j (H_j - z_j)^\gamma \quad (6.3.5)$$

con un esponente γ tipicamente pari a 0,5.

Imponendo nella (20) che la portata erogata Q_j sia uguale alla domanda Qr_j quando il carico H_j è uguale ad Hr_j , si ottiene:

$$C_j = \frac{Qr_j}{(Hr_j - z_j)^\gamma} \quad (6.3.6)$$

che, inserita nella (6.3.5) porta ad una relazione $Q_j(H_j)$ che, per $H_{min_j} = z_j$ e per $\gamma = 1/\beta$, coincide con la (3.2.18) per $0 < H_j < Hr_j$. Proprio il fatto che la (6.3.5) non è limitata al campo $0 < H_j < Hr_j$ impone una procedura di calcolo iterativa che si compone dei seguenti tre passi:

- 1) Si esegue un primo calcolo convenzionale di tipo DDA
- 2) Si esegue un secondo calcolo applicando nei nodi nei quali $H_j < Hr_j$ la funzionalità “emitter” ad ognuno dei quali si assegna il valore di C_j dato dalla (6.3.6)
- 3) Si esegue un terzo calcolo imponendo $Q_j = 0$ nei nodi-emitters dove risulta $Q_j < 0$ e imponendo $Q_j = Qr_j$ nei nodi-emitters dove risulta $Q_j > Qr_j$.

La metodologia di calcolo consiste in successive verifiche idrauliche del sistema di distribuzione, effettuate per i suoi diversi stati di lavoro (ciascuno ottenuto eliminando un tronco della rete) e per le n configurazioni di domanda ottenute, per ogni nodo, moltiplicando la portata media erogata da ciascun nodo per gli assegnati coefficienti orari.

Il numero degli stati di lavoro che rappresentano la situazione di indisponibilità di un componente della rete è pertanto pari al numero dei tronchi NT ; a questi si aggiunge lo stato di lavoro corrispondente alla situazione di completa disponibilità dei componenti e pertanto il numero NS degli stati di lavoro presi in considerazione è:

$$NS = NT + 1 \quad (6.3.7)$$

Poiché ogni stato di lavoro preso in considerazione va idraulicamente verificato per n configurazioni di domanda, il numero NC dei calcoli di verifica idraulica risulta:

$$NC = n NS \quad (6.3.8)$$

Come detto, le verifiche idrauliche sono effettuate con la procedura PDA sfruttando l'opzione *emitters* offerta dal solutore EPANET-2.

Sulla base dei valori ottenuti per le portate Q_j effettivamente erogate, sono calcolati gli indicatori locali (e) e globale (f) caratteristici di ogni stato di lavoro.

Questi indici vengono poi conglobati negli indicatori (g) e (h) tenendo conto delle probabilità w_k associate ad ogni stato di lavoro; a tal fine, i valori di w_k sono calcolati, come spiegato nei capitoli precedenti, sulla base dei valori del tasso di rottura λ e del tempo medio di riparazione $MTTR$ assegnati ai vari tronchi.

Infine, vengono calcolati i coefficienti correttivi Ft e Fn e l'indice globale RR viene corretto applicando i fattori correttivi stessi.

I punti di alimentazione sono schematizzati come nodi a quota piezometrica nota; le portate uscenti da ciascun nodo di alimentazione possono essere lasciate libere dall'utente e calcolate automaticamente dal software oppure vincolate ad assumere un valore imposto o a non superare una soglia predeterminata.

Nel calcolo di verifica è possibile considerare la domanda dell'utenza variabile nel tempo e diversi scenari di esercizio, ciascuno caratterizzato dall'indisponibilità di un tronco e da una certa probabilità.

La procedura di verifica permette di considerare il legame fra portata erogata e carico piezometrico effettivamente disponibile, per il momento attraverso un'unica relazione, non modificabile dall'utente; in una prossima versione del software sarà consentito all'utente di inserire la relazione di legame ritenuta più opportuna per il caso in esame.

Il calcolo delle perdite di carico viene eseguito con formule di resistenza selezionabili dall'utente.

6.3.2.2 Il calcolo delle perdite di carico continue

Il calcolo delle perdite di carico continue può essere eseguito nel software C.A.P.R.I. sulla base delle seguenti relazioni, che l'utente è libero di scegliere e che possono essere differenti da tronco a tronco:

1) Formula di **Hazen Williams** (molto diffusa negli ambienti tecnici anglosassoni)

$$\Delta H = 10,675 C^{-1,852} D^{-4,871} q^{1,852} l \quad (6.3.9)$$

in cui:

- ΔH = perdita di carico lungo il tronco [m];
- C = coefficiente adimensionale che tiene conto della scabrezza delle tubazioni;
- D = diametro interno della tubazione [m];
- q = portata circolante nel tronco [m³/s];
- l = lunghezza del tronco [m].

2) Formula di **Darcy Weisbach** (più utilizzata in ambito europeo rispetto alla formula di Hazen Williams):

$$\Delta H = \lambda \frac{8q^2}{\pi^2 g D^5} l \quad (6.3.10)$$

3) **Formule monomie** (comunemente utilizzate in Italia)

$$\Delta H = b \frac{q^a}{D^d} l \quad (6.3.11)$$

in cui:

- ΔH = perdita di carico [m];
- b, a, d = coefficienti che dipendono dal materiale della condotta;
- q = portata circolante nel tronco [m^3/s];
- D = diametro interno della condotta [m];
- l = lunghezza del tronco [m].

La tabella seguente (Tabella 6.1) riporta i valori dei coefficienti comunemente utilizzati nelle formule monomie tipiche dei diversi materiali.

Formula	Tipo di materiale	b	a	d
De Marchi - Marchetti	Acciaio con rivestimento bituminoso interno a spessore	0,000983	1,81	4,80
Scimemi - Veronese	Acciaio senza saldatura semplicemente bitumato $\text{DN} \leq 400$ mm	0,001456	1,82	4,71
Orsi	Acciaio saldato semplicemente bitumato $\text{DN} \leq 400$ mm	0,000986	1,83	4,87

Scimemi	Fibrocemento e ghisa sferoidale con rivestimento interno cementizio	0,000984	1,78	4,78
Datei - Marzolo	PVC, Pead, PRFV	0,000944	1,80	4,80

Tabella 6.1. Formule monomie implementate in C.A.P.R.I.

Il software C.A.P.R.I. consente di incrementare le perdite di carico attraverso un coefficiente moltiplicativo, che può essere diverso da tronco a tronco, in modo da tenere conto del peggioramento delle caratteristiche idrauliche delle condotte a causa del loro invecchiamento oppure di inglobare nei calcoli, trasformandole in perdite di carico continue equivalenti, le perdite di carico localizzate dovute alla presenza di singolarità (allacciamenti, saracinesche, pezzi speciali) lungo le tubazioni.

6.4 Casi studiati

La procedura è stata testata su 2 casi particolari, per controllare la sensibilità del codice di calcolo rispetto a vari parametri che caratterizzano la rete.

Il primo caso è rappresentato dalla rete idrica della città di Pavia, con un grado di interconnessione molto elevato, per la quale sono state considerate due configurazioni alternative, rispettivamente con uno e tre punti di alimentazione.

Il secondo caso è rappresentato da una rete di minori dimensioni, più semplice e poco interconnessa.

6.4.1 Caso 1: la rete di Pavia

La rete a servizio della città di Pavia è costituita da 143 nodi, 132 tronchi e 64 maglie elementari; è una rete molto interconnessa, il cui schema è riportato nella successiva Figura 6.1.

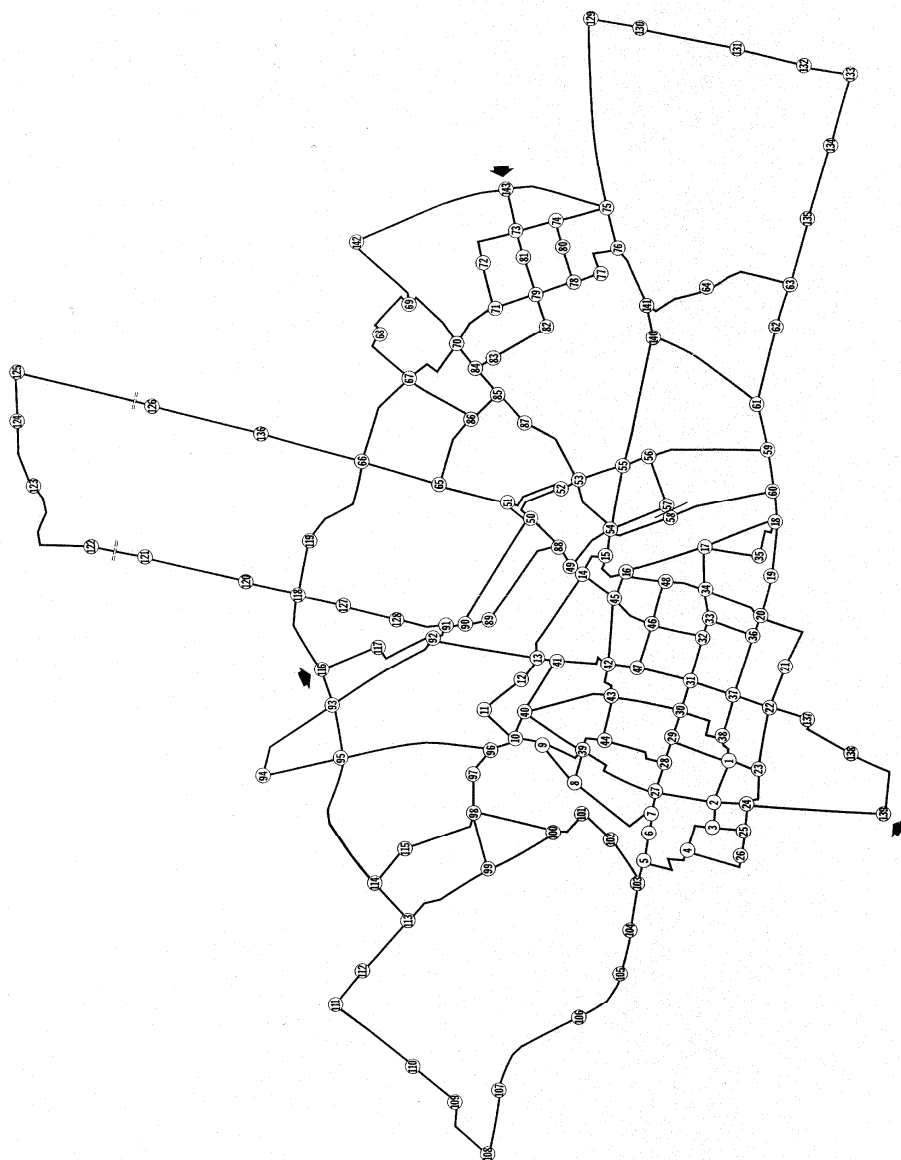


Figura 6.1. Schema della rete di Pavia

Per valutare la sensibilità del software alle condizioni progettuali o di esercizio che possono determinare variazioni significative dell'affidabilità del sistema, sono state prese in esame due configurazioni distinte. La prima configurazione (soluzione A) è quella reale, con tre punti di alimentazione, nei nodi 116, 139 e 143; la seconda (soluzione B), è caratterizzata dalla presenza di un unico punto di alimentazione, nel nodo 116.

Entrambe le soluzioni progettuali sono state ottenute imponendo la domanda di punta nei nodi (con un coefficiente di punta pari a 3), adottando come vincolo di progetto per la pressione il valore di 3.5 bar in ogni nodo.

Il dimensionamento è stato effettuato con il criterio progettuale del minimo percorso proposto da Ciaponi e Papiri (1985), implementato nel software PVNet, strumento di dimensionamento realizzato negli anni scorsi presso il Dipartimento di Ingegneria Idraulica e Ambientale dell'Università di Pavia.

In entrambi i casi le condotte sono in acciaio con rivestimento interno bituminoso; per il calcolo delle perdite di carico continue è stata adottata la formula di Hazen-Williams, con un coefficiente C uguale a 140.

I dati relativi ai nodi di domanda e ai nodi di erogazione della rete di Pavia, per entrambe le configurazioni A e B¹ sono riportati nelle seguenti Tabelle 7.3 e 7.4, in cui z rappresenta la quota geometrica del nodo e, Q_r la portata richiesta.

I dati relativi alle caratteristiche dei tronchi, dimensionati nei due casi A e B, sono riportati nelle Tabelle 7.5 e 7.6.

Per la valutazione probabilistica delle fallanze è stato adottato un tasso di rottura λ pari a 0.2 rotture/(km x anno).

L'affidabilità delle due configurazioni progettuali della rete di Pavia (A e B) è stata valutata tramite i coefficienti di prestazione globali RR e RRc, già definiti nel capitolo 1.

¹ Nella configurazione B, con un unico punto di alimentazione nel nodo 125, i nodi 139 e 143 sono stati simulati come nodi ad erogazione nulla.

Nodo	z [m]	Qr [l/s]	Nodo	z [m]	Qr [l/s]	Nodo	z [m]	Qr [l/s]
1	63	6.50	36	67	6.25	71	80	2.45
2	68	6.41	37	67	6.88	72	81	5.61
3	65	4.38	38	66	4.06	73	81	2.89
4	61	4.38	39	74	33.60	74	80	2.50
5	70	10.47	40	78	8.29	75	75	2.50
6	70	3.44	41	81	3.44	76	74	2.00
7	73	9.97	42	76	9.50	77	79	1.25
8	74	4.38	43	76	7.19	78	79	1.26
9	82	4.69	44	75	5.43	79	80	3.00
10	83	0.10	45	78	6.38	80	79	1.91
11	80	4.22	46	75	13.60	81	80	2.36
12	81	0.10	47	75	5.38	82	79	4.13
13	81	6.56	48	75	3.29	83	81	2.00
14	80	3.44	49	80	2.29	84	80	4.72
15	79	6.41	50	78	6.82	85	75	3.88
16	78	3.29	51	74	0.10	86	76	1.27
17	72	8.29	52	74	8.54	87	72	2.54
18	68	6.56	53	75	14.16	88	78	12.00
19	68	6.25	54	79	15.95	89	81	12.61
20	67	9.22	55	77	6.05	90	81	9.01
21	67	9.54	56	78	8.41	91	81	2.00
22	65	4.38	57	78	5.00	92	81	4.38
23	63	3.13	58	78	2.56	93	80	5.06
24	69	4.25	59	72	14.81	94	80	4.00
25	65	2.81	60	68	11.72	95	75	3.61
26	60	3.60	61	73	8.13	96	83	2.00
27	73	7.63	62	73	6.25	97	81	0.42
28	73	6.41	63	73	3.13	98	80	52.61
29	73	4.06	64	73	5.65	99	78	11.72
30	72	7.81	65	77	2.00	100	72	5.41
31	72	6.54	66	82	2.50	101	73	3.75
32	72	5.79	67	81	3.72	102	71	2.34
33	72	5.00	68	80	4.81	103	70	5.38
34	72	6.88	69	80	10.04	104	73	8.50

35	68	2.19	70	81	4.90	105	68	9.38
Nodo	z [m]	Qr [l/s]	Nodo	z [m]	Qr [l/s]	Nodo	z [m]	Qr [l/s]
106	67	10.25	120	83	7.25	134	74	7.50
107	67	2.25	121	83	10.31	135	73	10.50
108	70	15.00	122	82	12.97	136	82	4.13
109	68	5.00	123	82	3.44	137	65	4.13
110	80	12.50	124	83	4.06	138	65	8.13
111	81	3.75	125	84	7.71	139	65	Tab. 2
112	81	1.25	126	82	3.75	140	75	6.05
113	80	50.00	127	80	9.94	141	74	0.10
114	81	1.00	128	80	12.75	142	80	16.00
115	81	1.00	129	78	3.13	143	80	Tab. 2
116	80	Tab. 2	130	77	18.75			
117	80	0.69	131	76	18.75			
118	82	11.12	132	75	0.10			
119	82	6.63	133	75	20.25			

Tabella 6.2. Dati dei nodi di erogazione (rete di Pavia)

Nodo	z [m]	Soluzione A		Soluzione B	
		H [m]	Q [l/s]	H [m]	Q [l/s]
116	80	125.00	350.00	125.00	960.50
139	65	123.00	300.00	incognita	0.00
143	80	121.00	310.50	incognita	0.00

Tabella 6.3. Dati dei nodi di alimentazione rete di Pavia (soluzioni A e B)

Tronco	N ₁	N ₂	L [m]	DN [mm]		Tronco	N ₁	N ₂	L [m]	DN [mm]	
				A	B					A	B
1	1	2	250	80	80	12	12	13	165	80	80
2	2	3	135	80	100	13	13	14	515	125	200
3	3	4	230	80	80	14	14	15	195	80	100
4	4	5	375	80	80	15	15	16	205	80	80
5	5	6	180	250	200	16	16	17	475	80	125

6	6	7	110	250	200	17	17	18	430	80	100
7	7	8	525	80	80	18	18	19	280	80	80
8	8	9	285	80	80	19	19	20	235	80	100
9	9	10	140	80	300	20	20	21	430	80	80
10	10	11	215	80	80	21	21	22	275	80	100
11	11	12	260	80	80	22	22	23	330	80	80
23	23	24	225	100	80	60	43	42	180	80	150
24	24	25	145	80	80	61	47	46	250	125	200
25	25	26	150	80	80	62	46	32	275	80	150
26	26	4	290	80	80	63	42	45	350	80	80
27	2	27	315	300	125	64	46	48	240	80	125
28	27	28	190	100	80	65	48	34	200	100	80
29	28	29	125	80	80	66	16	48	265	80	80
30	29	30	170	80	80	67	45	16	160	80	150
31	30	31	165	125	80	68	45	14	215	100	150
32	31	32	255	80	80	69	41	42	320	100	300
33	32	33	90	80	150	70	13	41	80	100	300
34	33	34	160	150	80	71	40	41	325	80	80
35	34	17	230	100	80	72	40	39	395	80	80
36	17	35	305	80	80	73	9	39	270	80	300
37	35	18	250	80	80	74	45	46	245	80	80
38	34	20	350	80	80	75	5	103	70	200	200
39	33	36	250	150	150	76	103	102	230	80	80
40	36	20	105	100	125	77	102	101	240	80	80
41	36	37	340	200	80	78	101	100	200	80	100
42	31	37	250	200	150	79	100	99	420	80	80
43	22	37	195	300	150	80	99	98	340	125	125
44	38	37	240	80	80	81	98	100	440	80	100
45	38	30	330	80	100	82	98	97	210	200	200
46	38	1	165	80	100	83	97	96	140	250	250
47	1	23	140	100	80	84	96	10	120	150	300
48	1	29	350	80	80	85	139	24	815	400	80
49	2	24	185	300	80	86	96	95	800	300	450
50	3	25	165	80	80	87	95	94	450	80	80
51	27	39	475	150	250	88	94	93	600	80	80
52	7	27	65	250	250	89	93	92	650	80	80
53	8	39	180	80	80	90	92	13	600	200	400

54	39	44	145	80	100	91	92	91	95	200	450
55	44	28	355	100	80	92	91	90	90	200	450
56	44	43	250	80	80	93	90	89	150	150	250
57	43	30	375	125	150	94	89	88	595	150	200
58	47	31	280	150	200	95	49	88	155	80	200
59	42	47	160	80	300	96	14	49	40	80	80
97	49	54	305	80	200	121	66	67	520	150	400
98	15	54	130	150	80	122	67	86	390	80	80
99	54	58	400	80	150	123	67	70	360	200	300
100	58	60	590	80	100	124	70	84	160	80	100
101	18	60	150	100	80	125	84	85	190	200	80
102	60	59	230	150	80	126	67	68	350	80	200
103	56	59	630	80	300	127	68	69	330	100	150
104	57	56	310	100	80	128	69	70	380	80	80
105	54	57	305	80	100	129	70	71	290	200	300
106	54	55	350	200	80	130	71	79	250	200	250
107	55	56	145	125	300	131	79	82	200	200	80
108	53	55	280	80	300	132	83	82	340	200	80
109	54	53	330	80	80						
110	52	53	90	100	400						
111	88	50	270	80	80						
112	50	52	340	80	400						
113	51	52	340	80	80						
114	90	50	675	100	400						
115	51	65	350	80	80						
116	65	86	470	80	80						
117	86	85	190	80	80						
118	85	87	190	150	80						
119	87	53	490	150	80						
120	65	66	470	80	80						

Tabella 6.4. Dati tronchi rete di Pavia (soluzioni A e B)

Nella tabella 6.4 è indicato il diametro nominale DN delle condotte; ovviamente, i calcoli relativi all'affidabilità sono stati svolti utilizzando il valore

del diametro interno D. La corrispondenza fra diametro nominale e diametro interno è riportata nella Tabella 6.5.

DN [mm]	D [mm]	DN [mm]	D [mm]	DN [mm]	D [mm]	DN [mm]	D [mm]
80	83.10	150	160.30	300	312.10	450	444.60
100	107.90	200	209.10	350	343.00	500	495.40
125	132.50	250	261.80	400	393.80	600	597.00

Tabella 6.5. Corrispondenza fra diametro nominale e diametro interno

La verifica di entrambe le configurazioni è stata eseguita ipotizzando un andamento giornaliero della domanda, identico per i vari nodi di erogazione e definito dai coefficienti orari riportati nell'istogramma di Figura 6.2.

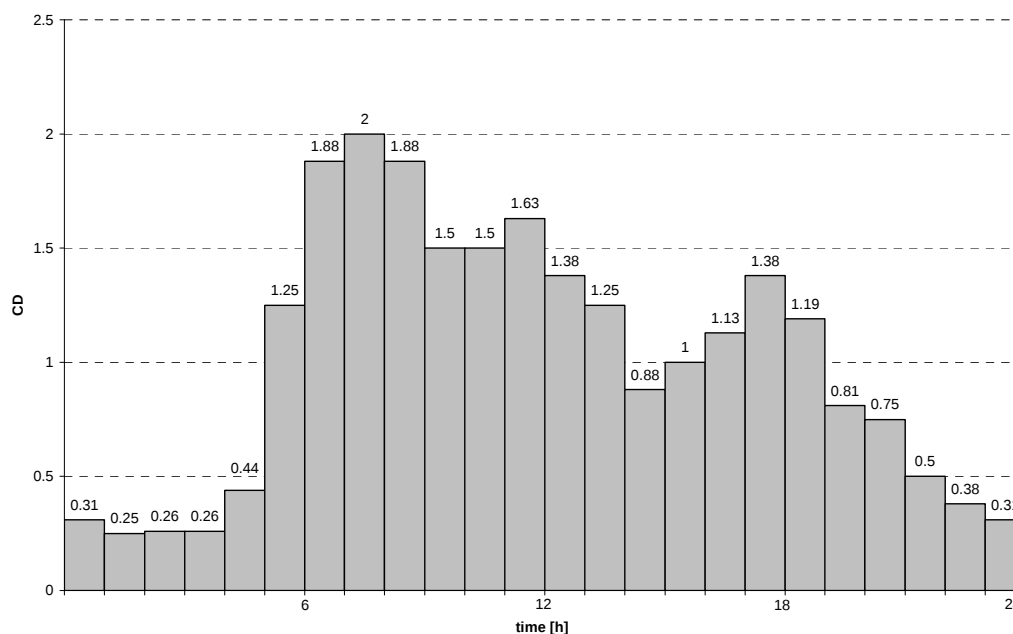


Figura 6.2. Coefficienti orari di domanda per la rete di Pavia.

L'affidabilità della rete di distribuzione di Pavia è stata calcolata, per entrambe le soluzioni, prendendo in considerazione diversi valori di conduttanza delle condotte che, a causa dell'invecchiamento, diminuisce col passare del tempo.

In particolare, il calcolo degli indicatori prestazionali è stato ripetuto facendo variare il coefficiente K che consente di amplificare le perdite di carico (in modo uniforme su tutti i tronchi o anche sulle singole condotte) da 1 a 5, con passo di 0.5.

Nel calcolo qui presentato si è assunto un invecchiamento uniforme di tutte le condotte; disponendo delle età delle varie tubazioni sarebbe possibile eseguire un calcolo che tenga conto del reale grado di invecchiamento delle singole condotte, adottando diversi coefficienti di amplificazione delle perdite di carico in funzione dell'età delle tubazioni.

L'andamento degli indici RR e RRc per la rete di Pavia (soluzione A e soluzione B) al variare delle perdite di carico (rappresentate dal coefficiente amplificativo K) è mostrato nella successiva Figura 6.3.

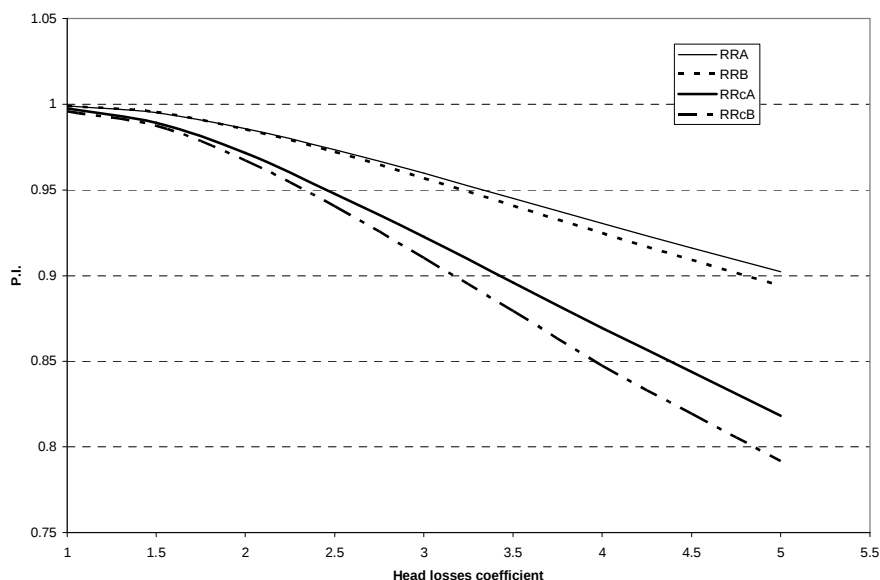


Figura 6.3. Indicatori prestazionali per la rete di Pavia (sol. A e B) al variare delle perdite di carico continue

Un altro fattore che può influenzare l'affidabilità di un sistema di distribuzione è l'incremento della domanda dell'utenza rispetto al valore di progetto. Pertanto, sempre sulla rete di Pavia, è parso interessante calcolare gli indicatori prestazionali incrementando la domanda, in modo uniforme su tutti i nodi, da 1 a 2, con passi del 10 %.

I risultati delle simulazioni sono riportati nella successiva Figura 6.4.

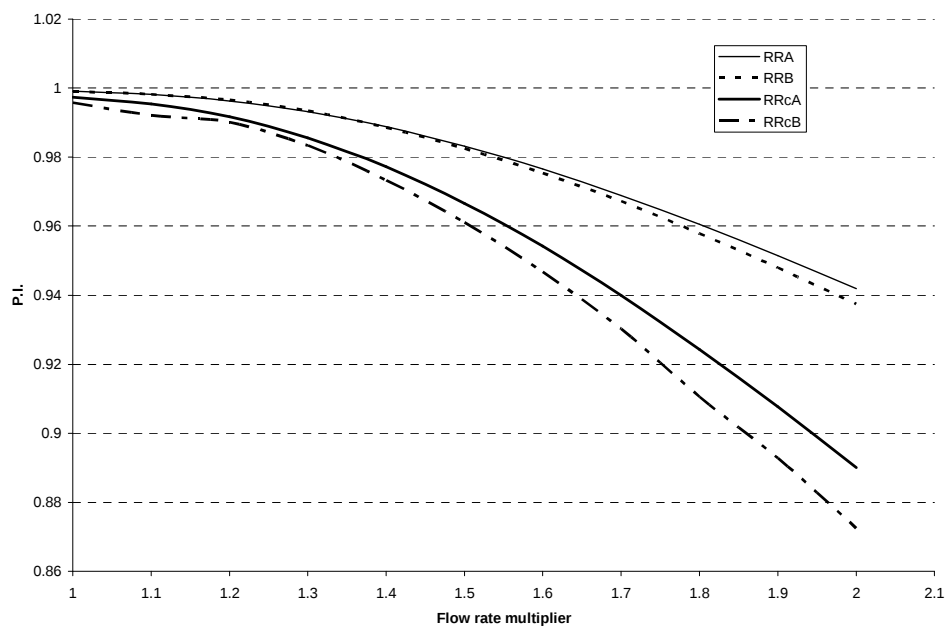


Figura 6.4. Indicatori prestazionali per la rete di Pavia (sol. A e B) al variare della domanda ai nodi

6.4.2 Caso 2: una rete fittizia

Oltre alla rete gestita da ASM Pavia è stata presa in esame un'altra rete, di dimensioni minori e molto meno interconnessa, per mostrare quanto la dimensione e la complessità di una rete, così come il suo grado di ridondanza, influiscano sulla sua affidabilità, intesa come capacità di adattarsi alle varie

condizioni operative che, ragionevolmente, si potranno presentare nel corso della sua vita utile.

La rete identificata con il nome di “Caso 2” è costituita da 9 nodi, 2 dei quali di alimentazione (serbatoi a gravità), e 14 tronchi; nella figura 6.5 è rappresentato lo schema della rete; le specifiche dei nodi e dei tronchi (dimensionati, analogamente alla rete di Pavia, con il criterio del minimo percorso di *Ciaponi & Papiri* (1985)) sono elencate nelle tabelle 6.6 e 6.7.

La corrispondenza fra i diametri nominali DN e i diametri interni D è la stessa indicata nella tabella 6.5 ed utilizzata per la rete di Pavia.

Anche l'andamento della domanda nel giorno tipo è descritto dagli stessi coefficienti di domanda orari, riportati nella Figura 6.2 ed utilizzati per la rete di Pavia.

I calcoli dell'affidabilità della rete che rappresenta il caso studio 2 è stato eseguito con riferimento alla situazione di funzionamento ordinario e, successivamente, incrementando la domanda dell'utenza sino a raddoppiarne il valore, con incrementi successivi pari al 10 %.

L'andamento degli indicatori prestazionali ottenuti in funzione dei coefficienti amplificativi della domanda è riportato in Figura 6.6.

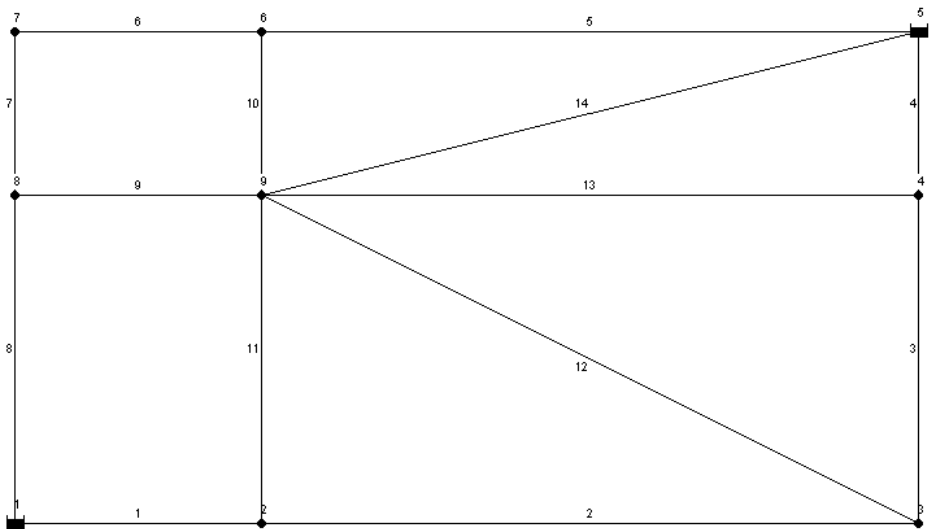


Figura 6.5. Schema della rete “Caso 2”

Nodo	z [m]	Qr [l/s]	Nodo	z [m]	Qr [l/s]	Nodo	z [m]	Qr [l/s]
1	H=60	***	5	H=55	***	9	34	20
2	35	15.00	6	35	5.00			
3	37	15.00	7	35	10.00			
4	36	10.00	8	35	15.00			

Tabella 6.6. Dati nodi rete “Caso 2”

Tronco	N1	N2	L [m]	DN [mm]
1	1	2	500	100
2	2	3	1000	80
3	3	4	500	125
4	4	5	300	125
5	5	6	1000	80

6	6	7	500	80
7	7	8	300	100
8	8	1	500	200
9	8	9	500	125
10	6	9	300	80
11	9	2	500	80
12	9	3	1118	80
13	9	4	1000	80
14	9	5	1044	80

Tabella 6.7. Dati tronchi “Caso 2”

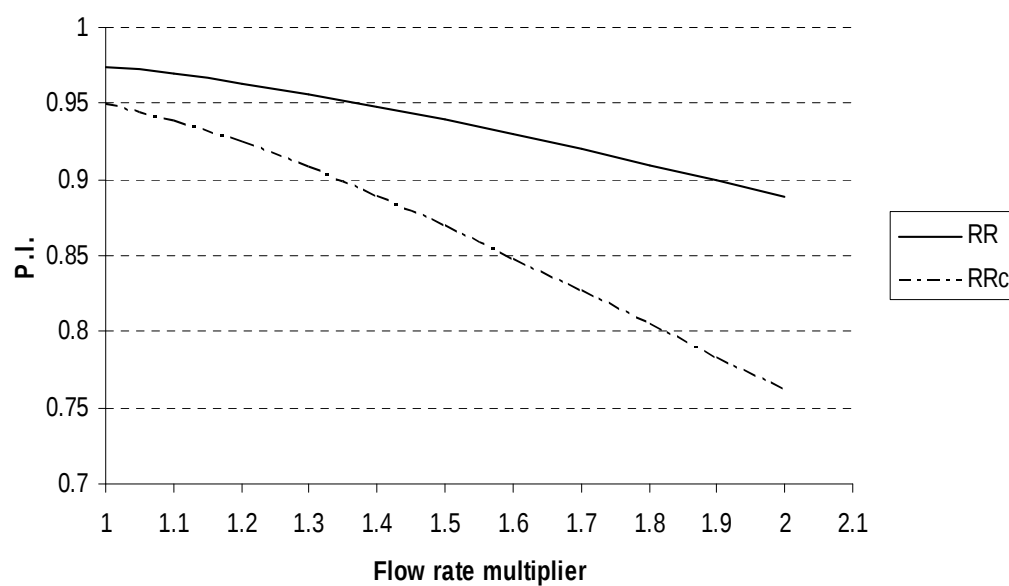


Figura 6.6. Andamento degli indicatori prestazionali in funzione della richiesta ai nodi

6.5 Osservazioni sui calcoli condotti

I calcoli eseguiti sulla rete di Pavia mostrano che il grado di affidabilità del sistema è molto elevato. In condizioni di funzionamento ordinario, con la richiesta di progetto e una situazione normale per quanto riguarda la conduttanza idraulica, la rete è caratterizzata da valori degli indici RR e RR_c molto prossimi all'unità, per entrambe le soluzioni progettuali considerate.

Come era atteso, gli indicatori prestazionali hanno un valore più elevato per la configurazione A, caratterizzata da 3 punti di alimentazione; questo schema, infatti, garantisce una maggior affidabilità del sistema rispetto al caso più vulnerabile, in cui sia prevista un'unica alimentazione.

La procedura coglie questo aspetto, anche se, come detto, in condizioni di funzionamento ordinario, lo scostamento degli indicatori prestazionali dall'unità è davvero molto limitato: l'indicatore più severo (e più realistico) RR_c , che tiene conto dell'incidenza della variabilità spaziale e temporale del deficit idrico assume un valore prossimo a 0.99.

Altri aspetti importanti, meritevoli di alcuni commenti, sono la risposta della rete di Pavia all'incremento delle perdite di carico e all'incremento della richiesta idrica da parte dell'utenza.

Occorre osservare che il decremento dell'affidabilità del sistema dovuto all'invecchiamento delle condotte e quindi al peggioramento delle loro prestazioni idrauliche è abbastanza limitato.

I calcoli eseguiti mostrano che, anche raddoppiando il coefficiente di amplificazione delle perdite di carico, gli indicatori prestazionali corretti RR_c assumono valori di circa 0.96-0.97 per entrambe le situazioni progettuali considerate. Ciò identifica una situazione ancora accettabile, anche tenendo conto del fatto che raddoppiare le perdite di carico significa sottoporre la rete ad una situazione realmente molto gravosa.

Situazioni preoccupanti dal punto di vista dell'affidabilità, identificate da indicatori molto discosti dall'unità, si raggiungono aumentando ulteriormente le perdite di carico; a titolo esemplificativo, si osservi che aumentare di 5 volte le perdite di carico comporta un valore RR_c di circa 0.8, che identifica una

situazione molto grave nella quale, ad esempio, per il 20% del tempo l'erogazione è nulla

Detto questo, è evidente che la soluzione A è sempre caratterizzata da una maggiore affidabilità rispetto alla soluzione B, legata alla presenza dei 3 punti di alimentazione e che l'indice RR_c è sempre più basso rispetto all'indice RR , evidenziando l'importanza della distribuzione spaziale e temporale del deficit idrico, che un modello di calcolo dell'affidabilità non può trascurare.

Considerazioni analoghe possono essere fatte per l'incremento della domanda ai nodi: la rete, è caratterizzata da prestazioni abbastanza buone, anche nel caso in cui si verifichi il raddoppio della domanda. La soluzione con 3 punti di alimentazione, conferendo, come detto, una maggiore flessibilità al sistema, si dimostra sempre più affidabile di quella con un unico punto di ingresso dell'acqua in rete.

I risultati ottenuti con il software C.A.P.R.I. rispecchiano quanto ci si poteva ragionevolmente attendere, ossia un'elevata affidabilità della rete di Pavia, molto interconnessa e ridondante, che decresce con l'invecchiamento delle condotte o con l'aumento della domanda rispetto al valore di progetto. Quando il sistema è soggetto a condizioni di funzionamento più gravose di quelle per cui è stato progettato, infatti, il grado di soddisfacimento della domanda dell'utenza tende a diminuire, in misura tanto maggiore quanto più severe sono le condizioni di funzionamento.

I calcoli condotti sulla rete che costituisce il "caso 2" evidenziano che, in condizioni di funzionamento ordinario, la rete presenta una buona affidabilità, identificata dai valori di RR e RR_c pari, rispettivamente, a circa 0.97 e a 0.95; l'incremento delle portate richieste ai nodi sino a due volte il valore di progetto (pari alla domanda di punta) genera una considerevole diminuzione dell'affidabilità, abbassando il valore di RR a circa 0.88 e il valore di RR_c , più significativo perché tiene conto della distribuzione del deficit idrico, addirittura a valori di poco superiori a 0.75, il che identifica una situazione preoccupante e caratterizzata da una certa gravità, significando che per il 25% circa del tempo di funzionamento la rete non è in grado di erogare portata. Ciò mostra che una piccola rete, pur dimensionata con un criterio consolidato e che si è mostrato

estremamente efficace ed affidabile come quello del minimo percorso (Ciaponi & Papiri, 1985), a causa dello scarso grado di interconnessione interna e della bassa ridondanza, può incorrere in episodi di disservizio abbastanza significativi, soprattutto in condizioni di esercizio rare ed eccezionali ma possibili.

Il raddoppio della domanda dell'utenza rappresenta senz'altro un fenomeno molto rilevante e particolarmente gravoso che, tuttavia, nel caso della rete di Pavia viene superato garantendo prestazioni decisamente migliori all'utenza.

Questa grande differenza nei risultati ottenuti per la rete di Pavia e per il caso 2 mette in luce un importante aspetto, che riguarda la necessità di trovare dei criteri oggettivi di interpretazione degli indicatori prestazionali.

Se è evidente, infatti, che una rete altamente interconnessa e ridondante come quella di Pavia deve avere un'affidabilità più elevata di quella di una piccola rete al servizio di un centro di modeste dimensioni, è altrettanto evidente che il confronto di due reti palesemente diverse fra loro, condotto avvalendosi dell'analisi prestazionale, è un'operazione che perde di significato.

Osservare che la rete di Pavia è caratterizzata, in condizioni di esercizio ordinarie, da un valore di RR_c pari a 0.98 mentre la rete del caso 2, in condizioni di esercizio ordinarie, ha un RR_c di 0.97, significa semplicemente stabilire, quantificandola, la maggior affidabilità della rete di Pavia rispetto al caso 2.

Nell'ambito dell'analisi prestazionale condotta attraverso gli indicatori sintetici descritti nella tesi, l'aspetto realmente significativo ed utile è poter confrontare fra loro soluzioni alternative dello stesso problema, valutandone il grado di affidabilità secondo i criteri che sono stati esposti.

Un aspetto sul quale occorre ancora lavorare è rappresentato proprio dall'individuazione di criteri oggettivi di interpretazione degli indici.

Conclusioni

La Tesi ha affrontato il problema dell'analisi prestazionale dei servizi e dei sistemi idrici.

In particolare, il lavoro è stato orientato alla definizione di una nuova procedura di valutazione dell'affidabilità delle reti di distribuzione con approccio probabilistico, basata sulla verifica idraulica con tecnica PDA (*Pressure Driven Analysis*) e finalizzata al calcolo di indicatori prestazionali sintetici definiti sul deficit del volume erogato dalla rete rispetto a quello richiesto dall'utenza servita nell'arco temporale su cui l'analisi è effettuata.

La procedura, messa a punto tenendo conto di tutti i principali elementi che intervengono nel calcolo dell'affidabilità è stata implementata in un software denominato C.A.P.R.I. (Calcolo e Analisi Prestazionale di Reti Idriche), che rappresenta il prodotto della Ricerca ed è in grado di riprodurre “mediamente bene” il comportamento di un sistema soggetto a diverse condizioni operative.

Due aspetti di fondamentale importanza per l'analisi prestazionale, ampiamente indagati, sono il calcolo del tasso di rottura λ delle condotte e la questione del legame fra la portata effettivamente erogata da un nodo della rete e il carico effettivamente disponibile.

Per quanto riguarda il tasso di rottura λ , è stato svolto un approfondito lavoro di indagine sulla rete di Pavia e su una rete a servizio di una quarantina di comuni dell'Oltrepò Pavese; con questa indagine e la successiva elaborazione statistica dei dati è stata evidenziata la correlazione fra il tasso di rottura λ e

diverse caratteristiche delle condotte (diametro, materiale, età, posizione rispetto alla sede stradale).

L'aspetto principale del lavoro svolto riguarda la definizione del legame Q-H fra portata erogata e carico disponibile, la cui definizione, a causa dei numerosi fattori da cui dipende, è alquanto complessa.

Per questa ragione, il legame viene spesso introdotto nei calcoli affidabilistici in modo approssimato e molto semplificato.

Se fosse disponibile un numero sufficiente di dati misurati presso le utenze e relativi alla portata effettivamente erogata in funzione del carico disponibile, sarebbe possibile ricavare sperimentalmente il legame cercato.

Questi dati, tuttavia, non sono praticamente mai disponibili e una campagna di misure "sul campo" volta a procurarli sarebbe non solo estremamente onerosa dal punto di vista economico, ma anche, con tutta probabilità, poco significativa dal punto di vista dell'applicazione della procedura; i dati realmente interessanti, infatti, sono le portate erogate dai nodi in cui si verifica una carenza di pressione rispetto al valore richiesto per garantire la piena erogazione. Pertanto, occorrerebbe individuare a priori i nodi nei quali la portata erogata è inferiore al valore richiesto ed eseguire le misure proprio su questi nodi.

La domanda dell'utenza è una grandezza non nota a priori: presenta, anzi, una rilevante incertezza ed è difficilmente stimabile; ciò rende difficoltoso individuare i nodi critici e, di conseguenza, improponibile una campagna di misure.

Alla luce di queste considerazioni e considerata la necessità di modellare il legame Q-H per risolvere in modo accurato il problema del calcolo dell'affidabilità, le misure "sul campo", non realizzabili per quanto detto, sono state sostituite dalla simulazione, con l'ausilio della quale sono state generate diverse situazioni verosimili, adottate come simulacro della realtà.

I risultati dell'analisi condotta su queste "realità virtuali" con l'algoritmo descritto nel capitolo 5 sono stati elaborati per ottenere relazioni di legame statisticamente significative.

Tutta la procedura descritta è stata implementata nel software C.A.P.R.I., che calcola l'affidabilità del sistema oggetto d'esame restituendo gli indicatori prestazionali di cui si è parlato nel capitolo 1.

Un aspetto sul quale occorre ancora approfondire lo studio riguarda i criteri interpretativi degli indicatori prestazionali ricavati.

Come è stato segnalato nella tesi, infatti, lo scopo dell'analisi prestazionale è quello di fornire uno strumento di confronto di soluzioni progettuali e/o gestionali fra loro distinte.

Bibliografia

- Alegre H, Baptista J.M., Cabrera E., Cubillo F., Duarte P., Hirner W., Merkel W., Parena R.(2006). *Performance Indicators for Water Supply Services Second Edition*, London: IWA Publishing.
- Alegre H., Hirner W., Baptista J.M., Parena R., (2000). *Performance Indicators for Water Supply Services*, London: IWA Publishing.
- Ardenti P, Ciaponi C., Franchioli L., Papiri S., (2007). *Simulazione idraulica delle reti di distribuzione idrica in condizioni di pressione insufficiente in uno o più nodi*. Atti del II Convegno Nazionale di Idraulica Urbana, Chia (Ca), 25-29 settembre.
- Bertola P., Nicolini M. (2004). *Valutazione dell'affidabilità complessiva di una rete di distribuzione idrica con simulazioni quasi stazionarie di lungo periodo*. Atti del 29° Convegno di Idraulica e Costruzioni Idrauliche, Trento, 141-148.
- Bertola P., Rejtano B. (2004) *Definizioni e misure dell'affidabilità dei sistemi acquedottistici* La gestione e l'affidabilità dei sistemi acquedottistici (a cura di P. Bertola e M. Franchini), Ed. Bios, 97-108.
- Bonadonna L., Della Libera S., (2005). *Problemi di alterazione microbiologica: biofilm e biofouling (fenomeno, cause, effetti)*. Atti del Convegno "Influenza dei sistemi di distribuzione sulla qualità dell'acqua potabile", Genova, 18 novembre.
- Cheung P.B., Van Zyl J.E. & Reis L.F.R. (2005). *Extension of EPANET for pressure driven demand modelling in water distribution system*,

- International Conference on Computing and Control in the Water Industry
“Water Management for the 21st century”, Exeter, UK, 5-7 september.
- Ciaponi C. (2009). “Water supply performance analysis”, in Performance indicators for the planning, design and management of water supply systems. Editor C. Ciaponi. Milano, CSDU, ISBN 978-88-903223-0-3.
- Ciaponi C., Papiri S., (1985). “Contributo al dimensionamento ottimale delle reti di condotte in pressione o a maglie chiuse”. *Ingegneria Sanitaria*, n. 4, Luglio-Agosto
- Ciaponi C., Papiri S., (2007). *Dimensionamento ottimale delle reti di distribuzione idrica: validità ed implicazioni del criterio del minimo percorso dell'acqua*. Atti del Convegno “Approvvigionamento e Distribuzione Idrica: Esperienza, Ricerca ed Innovazione”, Ferrara, 28-29 giugno.
- Coelho S. T., (1997). *Performance in water distribution: a system approach*, Taunton, Somerset, England: Research Studies Press LTD.
- Gargano R., Pianese D. (2000). “Reliability as Tool for Hydraulic Network Planning” *Journal of Hydraulic Engineering*, vol 126, no. 5, 354-364.
- Giustolisi O., Savic D.A. & Kapelan Z., (2007). *Un modello di simulazione idraulica delle reti di distribuzione per la gestione delle perdite*. Atti del Convegno “Approvvigionamento e Distribuzione Idrica: Esperienza, Ricerca e Innovazione”, Ferrara, 28-29 giugno.
- Guérin-Schneider L. (2001). *Introduire la mesure de performance dans la régulation des services d'eau et d'assainissement en France – Instrumentation et organisation* - Thèse de gestion, ENGREF.
- Gupta R., Bhawe P. R. (1994) “Reliability Analysis of Water Distribution Systems”, *Journal of Environmental Engineering*, vol. 120, no. 2, 447-460.
- Hashimoto T., Loucks D. P., Stedinger J. (1982). “Reliability, resilience and vulnerability for water resources system performance evaluation” *Water Resources Research*, vol. 18, no. 1, 14-20.
- Khomsy D., Walters G.A., Thorley A.R.D. & Ouazar D., (1996). “Reliability Tester for water distribution networks”. *J. Computing in civil engineering*, ASCE, 10 (1), 10-19.

- Kjeldsen T. R., Rosbjerg D. (2004). "Choice of reliability, resilience and vulnerability: estimators for risk assessments of water resources systems". *Hydrological Science Journal* , vol. 49, no. 5, 755-767.
- La Loggia G., Fontanazza C., Freni G., Notaro V., Oliveri E. (2005) *Programmazione e gestione dei sistemi acquedottistici in condizioni di scarsità di risorsa*. 1° Convegno Nazionale di Idraulica Urbana, relazione generale, Sorrento, 28-30 settembre.
- Liserra T., Bragalli C., Maglionico M., Casadio A., Artina S., Pilati S. (2007). *Indicatori di prestazione in sistemi acquedottistici aggregati mediante rete bayesiana*. Atti del 2° Convegno Nazionale di Idraulica Urbana, Chia (Ca), 25-29 settembre.
- Ozger S.S. & Mays L. W., (2003). *A semi-pressure-driven approach to reliability assessment of water distribution networks*. Proceedings of the Thirtieth Congress, International Association of Hydraulic Research, Thessaloniki, Greece.
- Paoletti A., Becciu G., Sanfilippo U., Carnevali S., Giambruno S. (2007). *Indicatori di prestazione per il supporto alle decisioni nell'ambito della pianificazione dei sistemi acquedottistici*. Atti del 2° Convegno Nazionale di Idraulica Urbana, Chia (Ca), 25-29 settembre.
- Pianese D. & Villani P., (1994 a) *Verifica di affidabilità delle reti idriche in pressione. Parte prima: valutazione mediante indici locali*. Atti del XXIV Convegno di Idraulica e Costruzioni Idrauliche, Napoli.
- Pianese D. & Villani P., (1994 a) *Verifica di affidabilità delle reti idriche in pressione. Parte seconda: valutazione mediante indici globali. Esempio di applicazione ad un caso di studio*. - Atti del XXIV Convegno di Idraulica e Costruzioni Idrauliche, Napoli.
- Rossman L. A., (2000). *Epanet: user's Manual*. Environmental Protection Agency, EPA: Reston, Virginia.
- Salandin P., Bertola P. (1996) . *Analisi dell'affidabilità delle reti di distribuzione soggette a richiesta aleatoria*. Atti del XXI Convegno di Idraulica e Costruzioni Idrauliche, Torino, 217-228

- Salandin P., Darvini G. (2007). *Sistemi di distribuzione con rotture delle condotte e richiesta della portata aleatorie: una tecnica di valutazione dell'affidabilità*. Atti del Convegno "Approvvigionamento e Distribuzione Idrica: Esperienza, Ricerca ed Innovazione", Ferrara, 28-29 giugno.
- Tanyimboh T.T., Tabesh M., Burrow R. (2001). "Appraisal of Source Head Methods for Calculating Reliability of Water Distribution Networks" – *Journal of Water Resources Planning and Management*, vol. 127, no. 4,
- Todini E. (1999). *A unifying view on the different looped pipe network analysis algorithms*. In Powell R. and Hindi K.S. (eds) *Computing and control for the water industry*. Research Studies Press Ltd, 63-80.
- Todini E. (2003). *A more realistic approach to the "Extended Period Simulation" of Water Distribution Networks*. Proceedings of Advances in Water Supply Management CCWI Conference, London.
- Todini E., Pilati S. (1988). *A gradient algorithm for the analysis of pipe networks*. In Coulbeck B. and Choun-Hou O. (eds) *Computer Application in Water Supply, Vol I – System Analysis and Simulation*, John Wiley & Sons, London, 1-20.
- Xu C., Goulter I. C., (1998). "Probabilistic Model for Water Distribution Reliability", *Journal of Water Resources Planning and Management*, vol. 124, no. 4, 218-228.
- Yepez G., Diandreas A. (1996). "Water and wastewater utilities indicators", *Water sanitation division*, The World Bank. Washington, USA (<http://worldbank.org/html/fpd/eater/pdf/indicators.pdf>).