



**Università  
degli Studi  
di Ferrara**

**DOTTORATO DI RICERCA IN  
"SCIENZE DELL'INGEGNERIA"**

**CICLO XXXI**

**COORDINATORE**

**Prof. Trillo Stefano**

**Previsione e modellazione della domanda idrica  
nei sistemi acquedottistici**

**Settore Scientifico Disciplinare ICAR/02**

**Dottoranda**

**Dott. Pacchin Elena**

**Tutore**

**Prof. Alvisi Stefano**

**Prof. Franchini Marco**

**Anno 2015/2018**



*A mio marito Nicola*





## *Sommario*

Le reti acquedottistiche sono di fondamentale importanza per garantire il trasporto e l'erogazione dell'acqua alle singole utenze, assicurandone la qualità e la quantità. Pertanto la gestione delle reti idriche, in termini di accurata progettazione e manutenzione, deve essere affrontata conoscendo le forzanti del sistema e utilizzando degli strumenti che siano di supporto alle decisioni. È sempre più pressante l'esigenza di disporre di informazioni riguardanti gli utenti delle reti e i loro consumi, oltre che di tecniche e procedure, che permettano agli enti preposti di pianificare in maniera ottimale il trattamento, lo stoccaggio e l'uso dell'acqua potabile.

Obiettivo principale di questa tesi è affrontare la previsione e la modellazione delle domande idriche, a sua volta articolata in caratterizzazione della domanda a livello di singola utenza e modellazione idraulica dell'erogazione al nodo della domanda idrica. Per quanto riguarda la previsione delle domande idriche, viene presentato un modello per la previsione delle richieste idriche su una finestra temporale di 24 ore utilizzando esclusivamente una coppia di coefficienti, il cui valore viene aggiornato ad ogni fase di previsione. Questi coefficienti sono stimati utilizzando le informazioni disponibili nelle settimane precedenti al momento della previsione e, pertanto, il modello non richiede alcun processo di calibrazione. La lunghezza delle serie temporali necessarie per implementare il modello è di poche settimane e il modello può essere utilizzato senza che sia necessario raccogliere i dati orari della domanda di acqua per lunghi periodi. Questo modello, insieme ad altri cinque recentemente proposti, è applicato a diversi casi reali per verificarne l'efficacia. Per quanto riguarda invece la caratterizzazione delle domande idriche a livello di singola utenza, si propone una procedura che consente di generare con un approccio probabilistico i consumi di un insieme di utenze, posto che si conoscano i volumi fatturati annui di ciascuna di queste utenze e l'andamento nel tempo del volume consumato dall'insieme delle utenze. Infine, per quanto riguarda la modellazione delle richieste idriche da un punto di vista di simulazione idraulica, in questa tesi si confrontano diversi metodi recentemente proposti per simulazioni istantanee di reti di distribuzione in modalità Pressure Driven, utilizzando l'interfaccia software EPANET; inoltre viene presentato un metodo innovativo. Il metodo proposto si basa sull'inserimento, in ciascun nodo di domanda, di una sequenza di dispositivi costituiti da una General Purpose Valve (GPV), una condotta fittizia, una condotta con una valvola di non ritorno e un serbatoio. Esso differisce dagli altri metodi precedentemente proposti in letteratura - similamente basati sull'inserimento di sequenze di dispositivi costituite da una valvola e un serbatoio o emitter

- per l'utilizzo della GPV; più specificamente, questa valvola consente una rappresentazione flessibile della relazione tra portata e carico, mentre con gli altri metodi questa relazione rimane fissa, in base alla struttura della sequenza di dispositivi utilizzati.

## *Summary*

Water distribution networks are of fundamental importance to ensure the transport and supply of water to individual users, ensuring water quality and quantity. Therefore, the management of water networks, in terms of accurate planning and maintenance, must be addressed with the widest possible range of information, because the decisions taken on the matter are supported by specific data. The need to have information regarding network users and their consumption, as well as techniques and procedures, which allow the bodies responsible for optimally planning the treatment, storage and use of drinking water, is ever more pressing.

The main target of this thesis is to deal with the forecasting and modeling of water demands, which is articulated in the characterization of the single-user demand and the hydraulic modeling of the supply to the water demand node. Regarding the water demand forecast, a model for the prediction of water requests on a 24-hour time window using only a couple of coefficients, whose value is updated at each forecast stage, is presented. These coefficients are estimated using the information available in the weeks prior to the time of the forecast and, therefore, the model does not require any actual calibration process. The length of the time series needed to implement the model is a few weeks and the model can be parameterized and used without there being any need to collect hourly water demand data for long periods. This model, together with five recently proposed ones, is applied to several real cases to verify their effectiveness. As regards the characterization of water demands at single user level, a procedure that allows the reproduction of water demand for a set of users, given that the volumes invoiced yearly by these same users and the volume of provided water to all these users are known, is proposed. First, an analysis will be conducted on field data, aimed at defining mathematical relationships between the characteristic quantities derived from the time series and the values of the model parameters. Then, following these relationships, the model will be applied to two case studies. Finally, as regards the modeling of water requests from a hydraulic simulation point of view, this thesis compares several recently proposed methods for instantaneous simulations of Pressure Driven distribution networks, using the EPANET software interface; in addition, an innovative method is presented. The proposed method is based on the insertion, in each demand node, of a sequence of devices consisting of a General Purpose Valve (GPV), a pipeline with a non-return valve and a reservoir. It differs from the other methods previously proposed in the literature - similarly based on the insertion of sequences of devices consisting of a valve and a reservoir or emitter - due to the use of the

GPV; more specifically, this valve allows a flexible representation of the relation between flow and load, whereas with the other methods this relationship remains fixed, according to the structure of the sequence of devices used.

## Indice

1	Introduzione.....	1
1.1	Gli usi dell'acqua.....	2
1.2	Dati sul consumo di acqua potabile in Italia.....	3
1.3	Obiettivi.....	6
1.4	Outline.....	6
2	Literature review.....	9
2.1	Overview.....	10
2.2	Previsione delle domande idriche residenziali.....	11
2.3	Modellazione delle domande idriche.....	18
2.3.1	Modellazione delle domande idriche a livello residenziale.....	18
2.3.2	Approcci di gestione della domanda idrica nei simulatori idraulici.....	23
3	Previsione di domande idriche.....	31
3.1	Introduzione.....	32
3.2	Il Modello Proposto.....	34
3.2.1	Modello con festività e ricorrenze particolari.....	39
3.3	Caso Studio.....	40
3.4	Analisi e discussione dei risultati.....	42
3.5	Conclusioni.....	50
4	Confronto tra modelli di previsione a breve termine.....	53
4.1	Introduzione.....	54
4.2	Modelli analizzati.....	54
4.2.1	Modello ANN_WDF.....	55
4.2.2	Modello Patt_WDF.....	56
4.2.3	Modello Bakk_WDF.....	57
4.2.4	Modello HMC_WDF.....	58
4.2.5	Modello Naïve.....	60
4.3	Casi studio.....	60
4.4	Analisi e discussione dei risultati.....	62
4.5	Conclusioni.....	68
5	Modellazione delle domande idriche.....	71
5.1	Introduzione.....	72

5.2	Metodologia .....	74
5.2.1	Struttura del modello .....	74
5.2.2	Analisi dei consumi e definizione delle relazioni.....	76
5.3	Applicazione del modello .....	85
5.4	Conclusioni .....	103
6	Gestione di domande idriche in simulazioni idrauliche.....	105
6.1	Introduzione .....	106
6.2	Metodi analizzati.....	107
6.2.1	Metodo Bertola e Nicolini (2006): PRV – E.....	109
6.2.2	Metodo Jinesh Babu e Mohan (2012): FCV – CV <sub>0</sub> – R.....	110
6.2.3	Metodo Gorev e Kodzhespoirova (2013): FCV – CV <sub>ml</sub> – R.....	112
6.2.4	Metodo Sayyed et al. (2014): FCV – CV <sub>0</sub> – E .....	113
6.2.5	Metodo Proposto: GPV <sub>W/T/F</sub> – CV <sub>0</sub> – R.....	113
6.3	Casi studio.....	115
6.4	Discussione dei risultati e conclusioni .....	120
7	Conclusioni.....	127
7.1	Overview.....	128
7.2	Risultati .....	128
	Appendice A.....	131
	Appendice B.....	133
	Bibliografia.....	141

# Capitolo 1

---

## Introduzione

Questo Capitolo descrive brevemente il background relativo al lavoro di ricerca svolto nei tre anni di Dottorato e ne evidenzia gli obiettivi e le motivazioni, indicando la struttura della tesi.

## 1.1 Gli usi dell'acqua

Gli usi dell'acqua dolce, che determinano la sua richiesta e quindi i prelievi, possono essere ripartiti nelle seguenti macrocategorie: industriale, irriguo, energetico, estetico-ricreativo e infine civile (“Focus Giornata mondiale dell’acqua”, Istat 2017). I prelievi di acqua effettuati nel 2012 sono stati destinati per il 17,8% a usi industriali, per il 46,8% all’irrigazione delle coltivazioni, per il 4,7 % alla produzione di energia termoelettrica, per il 27,8% a usi civili e per il restante 2,9% agli usi estetico-ricreativi.

La richiesta idrica industriale varia in relazione al settore considerato: i distretti più idroesigenti sono il petrolchimico, il metallurgico, il tessile e l'alimentare. Il fabbisogno idrico dell'industria italiana è diminuito negli ultimi anni, a causa della progressiva riduzione delle attività manifatturiere, a vantaggio della fornitura di servizi, dell'aumento della produttività industriale, dell'automazione sempre più spinta dei processi produttivi e dell'introduzione di nuove tecnologie a basso consumo d'acqua.

Il fabbisogno idrico in agricoltura dipende dall'estensione delle superfici irrigabili, dalle caratteristiche climatiche e ambientali, dalla tipologia colturale, dalle tecnologie di distribuzione utilizzate e richiede un fabbisogno idrico molto elevato.

L'impiego dell'acqua nella produzione di energia può essere sia diretto (immissione nelle condotte forzate delle centrali idroelettriche) sia indiretto (trasformazione in vapore nelle centrali termoelettriche, dove l'acqua viene anche impiegata per il raffreddamento degli impianti). La produzione idroelettrica non comporta consumi idrici o degrado delle caratteristiche di qualità, dato che l'acqua viene restituita al corpo idrico dopo il suo utilizzo. Questo tipo di uso risulta, tuttavia, spesso in conflitto con gli altri usi della risorsa e con le esigenze di conservazione delle caratteristiche naturali dei corpi idrici.

Per usi estetico – ricreativi si intendono le acque destinate alla balneazione, alle attività alieutiche, alla salvaguardia del patrimonio naturalistico-ambientale ai fini della sua fruizione turistica.

Infine per usi civili si intendono quelli relativi al consumo umano e ai servizi di igiene privati e collettivi, i cui consumi idrici variano in relazione alle dimensioni degli agglomerati urbani, al livello di benessere economico e alle abitudini di vita della popolazione. A tal proposito, in Italia, negli ultimi decenni, si è registrato un aumento delle dotazioni idriche pro-capite da ricondursi principalmente all'innalzamento della qualità del servizio idrico e del reddito medio della popolazione.

Nel mondo occidentale, i clienti residenziali utilizzano dal 50 al 60% della produzione totale di acqua potabile, nonostante la proporzione vari a seconda della dimensione del



sistema idrico, poiché nelle aree urbane più vaste le maggiori proporzioni di acqua potabile sono destinate agli usi commerciali, industriali e del settore pubblico. In generale però, secondo le stime condotte da varie ricerche, le famiglie residenti in abitazioni singole sono il contingente più oneroso per il sistema di idrico, rappresentando mediamente la tipologia più frequente anche se non necessariamente la più gravosa da un punto di vista di consumo per unità (Billings e Jones, 2008).

## **1.2 Dati sul consumo di acqua potabile in Italia**

Nel 2015 il volume complessivo di acqua prelevata per uso potabile è stato pari a 9,5 miliardi di metri cubi, una quantità sostanzialmente equivalente a quella censita nel 2012 (+0,3%); tuttavia, osservando anche il volume totale immesso in rete e quello erogato agli utenti finali nello stesso anno si possono notare delle notevoli differenze. Infatti nel 2015 il volume complessivamente immesso nelle reti è stato pari a 8.3 miliardi di metri cubi, mentre quello erogato è stato pari a stato pari a 4.9 miliardi di metri cubi. Le differenze presenti tra i volumi d'acqua prelevati, immessi e erogati sono dovute alle perdite che si verificano nei serbatoi (dovute agli sfiori e al trattamento di potabilizzazione) e nelle reti di distribuzione (dovute a dispersioni considerate fisiologiche e legate all'estensione della rete, al numero degli allacci, alla loro densità e alla pressione d'esercizio, alle rotture nelle condotte, alla vetustà degli impianti, ai consumi non autorizzati ed agli errori di misura nei contatori). Quindi, per garantire l'attuale livello di consumo, il volume prelevato è maggiore di quello immesso in rete, che a sua volta è molto più elevato del volume effettivamente erogato. Dal punto di vista di consumo pro capite, gli enti gestori hanno prelevato quotidianamente 428 litri di acqua per ogni abitante residente sul territorio nazionale, immettendo in rete un volume giornaliero pro capite mediamente pari a 396 litri, quantità che varia molto a livello regionale: dai 286 litri giornalieri per abitante immessi in rete in Puglia ai 559 della Valle d'Aosta. Infine, il volume giornaliero pro capite mediamente erogato dalle reti di distribuzione dell'acqua potabile per usi autorizzati si attesta a 220 litri. Come per il volume immesso, anche il volume erogato si presenta eterogeneo sul territorio italiano: nella ripartizione del Nord-ovest si registra il volume maggiore (264 litri giornalieri per abitante) con una forte variabilità regionale dell'indicatore che oscilla dai 235 litri per abitante al giorno del Piemonte ai 454 della Valle d'Aosta (regione con il valore più alto). Per i residenti nelle regioni insulari è erogato in media il volume minore di acqua (188 litri giornalieri per ogni abitante residente), ma i

valori più bassi dell'indicatore si osservano in Umbria (166 l/ab/g) e Puglia (155 l/ab/g). Nei volumi di acqua erogata per usi autorizzati sono compresi anche gli usi pubblici, quali la pulizia delle strade, l'acqua nelle scuole e negli ospedali, l'innaffiamento di verde pubblico, i fontanili. Questi ultimi sono maggiormente presenti in alcune zone d'Italia, ad esempio in Valle d'Aosta, in Trentino-Alto Adige e nelle aree montane, e danno luogo ad erogazioni per nulla trascurabili, che fanno aumentare sensibilmente il valore dell'indicatore. D'altra parte, i volumi di acqua per uso potabile movimentati all'interno delle reti comunali di distribuzione dipendono molto, oltre che dalla dotazione infrastrutturale, anche da aspetti socio-economici, legati per lo più alla vocazione attrattiva del territorio e quindi alla popolazione ivi insistente e alle attività economiche presenti su scala urbana. Il 33,2% del volume complessivo di acqua erogata per usi autorizzati sul territorio nazionale è destinato agli utenti presenti nei 116 comuni capoluogo di provincia. Si tratta di un volume di oltre 1,6 miliardi di metri cubi che serve a soddisfare le esigenze dei cittadini residenti in queste città, con una erogazione quotidiana di 245 litri per residente. In questi comuni, dove risiede il 30% circa della popolazione italiana, i volumi erogati giornalmente per residente sono più alti rispetto al valore nazionale perché i bisogni idrici da soddisfare sono superiori rispetto agli altri comuni per la presenza di più persone che per motivi di studio e lavoro gravitano in questi centri urbani.

Osservando la differenza tra il volume immesso nelle reti acquedottistiche nazionali, pari a circa 8,4 miliardi di metri cubi, e quello erogato all'utenza finale, ossia 4,9 miliardi di metri cubi, si nota una discrepanza di 3,5 miliardi di metri cubi; ciò significa che viene disperso il 41,4% dell'acqua potabile immessa nelle reti di distribuzione, in significativo peggioramento rispetto al 2012 quando le perdite idriche totali erano pari al 37,4%. Le perdite reali, al netto degli errori di misurazione e dei consumi non autorizzati, sono pari al 38,3%. Si tratta di un volume enorme, pari a 3,2 miliardi di metri cubi che, stimando un consumo medio di 80 m<sup>3</sup> annui per abitante, soddisferebbe le esigenze idriche per un anno di circa 40 milioni persone. Le maggiori criticità, causate da perdite idriche di rete elevate (e in continuo peggioramento negli ultimi anni) si riscontrano nelle Isole e in alcune regioni del Centro-Sud (Basilicata, Sardegna, Lazio e Sicilia).

Il confronto tra i volumi prelevati e immessi in rete, soprattutto a livello regionale, deve tener conto anche degli scambi idrici conseguenza di situazioni di eccedenza d'acqua prelevata, da un lato, e di insufficienza rispetto alle esigenze idropotabili delle diverse regioni, dall'altro. Una situazione di eccedenza si registra in Basilicata e in Molise, dove soltanto una porzione dell'acqua prelevata viene usata internamente mentre il quantitativo restante, al netto delle dispersioni in adduzione, confluisce nelle regioni confinanti. Allo

stesso tempo, una situazione di deficit nelle risorse idriche interne si configura in Puglia, dove il volume immesso in rete è superiore al quantitativo prelevato all'interno dei confini regionali grazie al contributo idrico extra regionale.

La quantificazione dei volumi prelevati dall'ambiente, svolta dagli enti gestori, è in gran parte effettuata tramite stime, perché non è sempre possibile disporre di misurazioni dirette. Il monitoraggio e la misurazione continua delle fonti di approvvigionamento sono infatti ancora poco diffusi, soprattutto nelle aree storicamente ricche di acqua, come ad esempio le zone dell'arco alpino, che non hanno mai avuto l'esigenza di tenere sotto controllo una risorsa ritenuta abbondante. La risorsa idrica non è infatti uniformemente distribuita sul territorio. Il volume, la diffusione e la numerosità dei prelievi di acqua per uso potabile dipendono soprattutto dalle caratteristiche idrogeologiche locali, nonché da scelte di gestione delle reti atte ad ottimizzarne le interconnessioni. In particolare, la Lombardia è la regione dove si preleva il maggior volume di acqua per uso potabile, pari al 15,7% del totale nazionale, anche se volumi consistenti si prelevano anche nel Lazio (12,4%) e in Campania (10,3%). La variazione nei volumi prelevati dall'ambiente, oltre a derivare da un diverso sfruttamento della risorsa, dovuto generalmente a un aumento della diffusione del servizio, risente anche di situazioni locali specifiche. In alcuni casi di criticità, ad esempio dove ci sono molte dispersioni di rete, per garantire un livello di erogazione costante è necessario prelevare volumi maggiori e immettere più acqua nella rete di distribuzione. Rispetto al volume di acqua che viene prelevato dalle fonti di approvvigionamento per uso potabile, il quantitativo che viene effettivamente immesso in rete è più basso, si riduce infatti del 12,3%. Nelle aree più ricche d'acqua, spesso collocate in zone montane, la differenza che si rileva tra il volume prelevato e quello effettivamente immesso è conseguenza degli sfiori nei serbatoi di accumulo, quando l'acqua disponibile ne supera la capacità di contenimento e l'esubero torna in natura. Significative differenze si verificano anche nei casi in cui la rete di adduzione è particolarmente estesa, come nel caso delle reti di adduzione del Centro e del Mezzogiorno. La differenza tra i due volumi è, inoltre, maggiormente presente nelle aree in cui è necessario sottoporre l'acqua prelevata a un trattamento di potabilizzazione; durante il processo, infatti, si disperde una parte del volume prelevato. Una dispersione più contenuta nella fase di adduzione si realizza, invece, qualora l'acqua venga immessa direttamente in rete, come succede in molte aree del Nord-ovest. Una parte, seppur modesta, dell'acqua prelevata ad uso potabile viene impiegata per usi non civili in agricoltura e nell'industria (“Censimento delle acque”, Istat 2017; “Focus Acque”, Istat 2017).

### 1.3 Obiettivi

In luce di quanto esposto al paragrafo precedente, l'obiettivo principale che si persegue in questa tesi è quello di fornire strumenti per la caratterizzazione delle forzanti dei sistemi acquedottistici utili a coadiuvare i gestori nella progettazione, manutenzione e gestione delle reti acquedottistiche. In questa tesi infatti si approfondiscono due tematiche, ossia la previsione e la caratterizzazione delle domande idriche, e in questi ambiti si propongono dei modelli e delle metodologie che possano essere concretamente utilizzati dai gestori delle reti idriche di adduzione e distribuzione a scopo di pianificazione e gestione. In maniera più specifica gli obiettivi sono i seguenti:

- Sviluppare un modello di previsione a breve termine che permetta di conoscere in dettaglio e con 24 ore di anticipo i consumi idrici, così da ottimizzare la gestione dei sistemi di controllo (impianti di pompaggio, valvole di riduzione della pressione, accumuli) delle reti acquedottistiche;
- Porre a confronto l'efficacia di diversi modelli di previsione a breve termine delle domande idriche, per testarne efficacia e robustezza mediante l'applicazione a diversi casi studio;
- Sviluppare una procedura che consenta di modellare le richieste idriche, rendendo possibile la generazione di domande idriche allo scopo di caratterizzare i consumi a livello residenziale;
- Analizzare diverse tecniche di risoluzione idraulica delle reti mediante l'utilizzo di EPANET in modalità Pressure Driven; oltre a valutare alcune tecniche già presenti in letteratura se ne propone una originale.

### 1.4 Outline

Questa tesi si compone di sette capitoli e di seguito se ne presenta una breve panoramica.

Capitolo 2: si presenta una revisione della letteratura scientifica negli ambiti che verranno poi toccati dalle ricerche svolte, ossia la previsione delle domande idriche e la modellazione delle stesse.

Capitolo 3: oggetto della trattazione è un modello di previsione a breve termine della domanda idrica, caratterizzato dall'utilizzo di una finestra mobile di dati, che consente di conoscere con 24 ore di anticipo i consumi del distretto considerato.

Capitolo 4: si propone un confronto di sei diversi modelli di previsione di domanda idrica a breve termine realizzato su sette casi studio reali, mettendone in luce l'efficacia e l'applicabilità.

Capitolo 5: si presenta un approccio grazie al quale è possibile modellare le domande idriche di un certo insieme di utenze e quindi caratterizzare il consumo idrico di un determinato distretto.

Capitolo 6: nell'ambito della modellazione dei consumi idrici, si focalizza l'attenzione sulla possibilità di condurre delle simulazioni idraulicamente realistiche considerando la relazione tra erogazione e carico di pressione in rete, trattando della possibilità di creare, mediante l'utilizzo dell'interfaccia di EPANET, dei modelli Pressure Driven.

Capitolo 7: si presentano le conclusioni e i contributi dati da questo lavoro.

Appendice A: si presenta un'esemplificazione numerica relativa al calcolo dei coefficienti del modello sviluppato al Capitolo 3.

Appendice B: si presenta un approfondimento relativo all'applicazione del modello sviluppato al Capitolo 5.



# Capitolo 2

---

## Literature review

In questo Capitolo viene proposta un'analisi sullo stato dell'arte delle aree di ricerca che si affronteranno nella tesi ossia la previsione e la modellazione delle domande idriche.

## 2.1 Overview

I consumi idrici rappresentano una componente fondamentale nella gestione e modellazione dei sistemi acquedottistici dal momento che la loro variabilità, sia dal punto di vista spaziale che temporale, può complicare il soddisfacimento delle domande idriche in carico al gestore, che deve avvenire mantenendo i valori di velocità e pressione in rete all'interno di un certo range di variabilità.

L'aumento della domanda di acqua e il progressivo esaurimento delle risorse disponibili comportano quindi un'attenta analisi delle politiche di gestione e una crescente attenzione agli aspetti qualitativi dell'acqua distribuita.

Rispetto a normative sempre più severe, le esigenze dei vari utenti possono essere soddisfatte solo mediante l'uso di nuovi criteri di progetto e di gestione la cui preparazione richiede la riproduzione del comportamento della rete idrica al fine di evidenziare le conseguenze di questi criteri relativi ai livelli di pressione, velocità, tempi di transito e / o ristagno dell'acqua nei tubi, ecc. Il comportamento della rete idrica può essere approfondito da più punti di vista, tanto che le applicazioni di studio connesse alla tematica dei consumi idrici sono numerose e molto varie e a tal proposito se ne possono citare alcune, come la stima dei consumi, lo studio delle forzanti dei consumi idrici o ancora la caratterizzazione dei consumi. La previsione della domanda idrica è necessaria per pianificare in dettaglio l'utilizzo della risorsa idrica e, in base allo scopo da perseguire, tale stima può essere realizzata in base ai diversi orizzonti temporali. In particolare, per poter predisporre la gestione e l'allocazione delle risorse idriche sul territorio, sono da utilizzare le previsioni a lungo termine, mentre le previsioni a breve termine possono essere utilizzate per la gestione in tempo reale. Inoltre lo studio volto a comprendere e individuare le forzanti dei consumi idrici, le quali possono essere di natura diversa (fattori economici, sociali, politici, ambientali), può andare ad integrare la previsione dei consumi. Oggetto di studi approfonditi sono anche i modelli che cercano di caratterizzare i consumi idrici da utilizzarsi nei modelli di simulazione idraulica, così come gli approcci con cui si gestisce la domanda idrica all'interno dei simulatori idraulici.

In seguito, coerentemente con lo studio svolto durante il periodo di Dottorato, si affronta il problema della previsione della domanda idrica, a cui segue un approfondimento riguardante la modellazione delle domande, sia in termini di allocazione di consumo all'interno del modello di simulazione idraulica, sia in termini di caratterizzazione delle domande idriche effettivamente soddisfatte all'interno del modello di risoluzione idraulica.



## 2.2 Previsione delle domande idriche residenziali

La tematica della stima dei consumi idrici si è sviluppata in ambito accademico allo scopo di essere di supporto nella gestione dei sistemi di adduzione e distribuzione, e negli ultimi decenni la letteratura di settore ha fornito ampi contributi a questo tema. Gli approcci studiati in letteratura possono dividersi principalmente in due linee: la prima comprende i contributi di economisti i quali hanno come oggetto di studio principalmente l'effetto del livello dei prezzi e delle strutture tariffarie sulla domanda d'acqua, e stimano le domande idriche future usando metodi econometrici (per una revisione, si veda Espey et al., 1997; Arbués et al., 2003; Dalhuisen et al., 2003; Worthington e Hoffman, 2008). La seconda linea di studio consiste in contributi multidisciplinari ingegneristici e matematici (per una revisione, si veda Donkor et al., 2012). Entrambi gli approcci hanno portato allo sviluppo di una varietà di strumenti di previsione innovativi, basati su una varietà di tecniche di modellazione e intese a supportare previsioni a lungo, medio e breve termine. Per quanto concerne i modelli afferenti alla seconda linea di studio, si propone ora una review dei principali modelli presentati in letteratura per la previsione dei consumi a partire da approcci ingegneristici.

Il progetto e la costruzione di nuove reti di distribuzione, così come l'espansione o il rinnovo di reti esistenti, richiedono investimenti consistenti e pertanto necessitano di valutazioni preliminari che tengano conto dello sviluppo a lungo termine dell'area di progetto in termini di consumi idrici. Analogamente, la gestione degli impianti al servizio delle reti di adduzione e distribuzione (e.g. impianti di potabilizzazione, impianti di sollevamento, ecc.) e il controllo delle reti e dei dispositivi presenti in esse (e.g. valvole) possono essere ottimizzati conoscendo l'entità dei consumi idrici futuri su brevi orizzonti temporali. Di conseguenza la gestione del sistema idrico può presentare problematiche connesse alla pianificazione dell'allocazione delle risorse idriche, e in questo contesto è necessario disporre di modelli che consentano di avere stime dei consumi idrici con lunghi orizzonti temporali. D'altro canto per rispondere alle più recenti pratiche connesse alla gestione in tempo reale possono essere di supporto i modelli caratterizzati da orizzonti temporali brevi. Oltre agli orizzonti temporali (i.e. l'intervallo temporale all'interno del quale si sviluppa la previsione) e la frequenza di previsione (i.e. lo step temporale con cui vengono restituiti i consumi idrici all'interno dell'orizzonte temporale) (si veda Donkor et al., 2014), una distinzione sui modelli di previsione può essere operata anche in base alle variabili utilizzate al fine di ottenere la stima della domanda idrica; tali variabili possono essere ad esempio le serie storiche osservate dei consumi idrici e le grandezze relative agli

aspetti climatici, come la temperatura, l'altezza di precipitazione e l'evapotraspirazione. Un ulteriore distinguo può essere effettuato in base alla tecnica su cui si basa il modello di previsione; tra le più soventemente utilizzate si possono citare le tecniche data-driven, tra le quali si annoverano le Artificial Neural Networks (ANN), l'analisi delle serie storiche, i processi di regressione, le Support Vector Machines (SVM); le tecniche che utilizzano il pattern della richiesta idrica, ossia che simulano la periodicità che caratterizza il consumo idrico per prevederne gli sviluppi futuri; le tecniche di programmazione dell'espressione genica (GEP), ispirate alla teoria dell'evoluzione di Darwin; ed infine si possono citare le tecniche che si basano su modelli probabilistici.

Nel seguito si propone un'analisi dei principali modelli di previsione della domanda idrica, facendo una prima distinzione in base all'orizzonte temporale, e classificandoli poi in base alle tecniche su cui essi si basano e in base alle variabili in essi utilizzate.

I modelli a lungo termine forniscono generalmente previsioni dei consumi annuali o mensili con un orizzonte temporale variabile da uno a trent'anni (Maidment e Parzen, 1984; Altunkaynak et al., 2005; Feng et al., 2007; Msiza et al., 2007; Ghiassi et al., 2008; Alhumoud, 2008; Mohamed e Al-Mualla, 2010; Wu e Zhou, 2010; Lee et al., 2010; Polebitski e Palmer, 2010; Babel e Shinde, 2011) e, come anticipato in precedenza, sono principalmente utilizzati per scopi progettuali o per l'allocazione di risorse.

I modelli proposti da Babel e Shinde (2011), Ghiassi et al. (2008) e Msiza et al. (2007) sfruttano le tecniche di previsione basate sulle ANN. In particolare Babel e Shinde (2011), sviluppano un set di modelli per predire la domanda idrica a lungo termine utilizzando una frequenza di previsione mensile per orizzonti di previsione variabili di uno, due e sei mesi; in input utilizzano variabili meteorologiche (altezza di precipitazione, temperatura massima, umidità relativa), socioeconomiche (livello di educazione - derivato dal numero di studenti delle scuole di secondo livello residenti nella provincia oggetto di studio - e prodotto provinciale lordo) e derivate da misurazioni fornite dalle water utility (domanda mensile storica, numero di connessioni per utenza). Ghiassi et al. (2008) sviluppano un modello basato sulle reti neurali artificiali dinamiche basato su input meteorologici e su serie di dati osservati sul consumo idrico e mostrano come l'utilizzo in input di variabili meteorologiche migliori l'accuratezza della previsione ma in maniera limitata.

Msiza et al. (2007) hanno applicato reti neurali artificiali con perceptron multistrato e funzioni di base radiali per prevedere la domanda idrica, richiedendo in input le serie storiche del consumo idrico e la dimensione della popolazione annuale, mentre in output presentano la domanda idrica mensile e annuale. Attraverso il confronto, i risultati hanno mostrato che la rete di funzioni radiali fornisce meno errori in sede di validazione.

I modelli invece presentati da Maidment e Parzen (1984), Alhumoud (2008) e Polebitski e Palmer (2010), si basano sulle tecniche di regressione.

Maidment e Parzen (1984) propongono un modello a cascata e modellano la richiesta idrica mensile come somma di una componente deterministica, o di lunga memoria, e di una componente stocastica, o di breve memoria. La componente deterministica tiene conto del trend di crescita negli anni delle richieste idriche e delle fluttuazioni stagionali ed è modellata mediante una serie di Fourier. La componente di breve memoria invece considera l'autocorrelazione tra le richieste idriche e la correlazione delle stesse con i fattori climatici quali precipitazione ed evaporazione. Alhumoud (2008) propone un modello di previsione annuale a lungo termine (22 anni) in cui valuta la relazione tra il consumo idrico e le sue forzanti utilizzando una tecnica di regressione. Polebitski e Palmer (2010), con lo scopo di spiegare le variazioni temporali e spaziali osservate nella domanda di acqua residenziale per l'espansione delle infrastrutture regionali, la gestione delle risorse idriche e la comprensione delle determinanti della domanda di acqua, sviluppano tre modelli di stima della domanda idrica basati sulla regressione in grado di prevedere le esigenze idriche residenziali monofamiliari in una fase temporale bimestrale. I modelli di regressione si basano su 12 anni di dati demografici, meteorologici, economici oltre a 12 anni di serie storiche osservate del consumo di acqua bimestrale.

Alcuni modelli si basano anche sulla logica fuzzy, combinata con altre tecniche, come nel caso di Altunkaynak et al. (2005) e Wu e Zhou (2010). Altunkaynak et al. (2005) presentano un modello basato su un metodo fuzzy Takagi Sugeno (TS) per la previsione dei futuri valori mensili del consumo di acqua; scompongono la domanda idrica mensile in una componente data dal trend e in una componente stocastica, dove quest'ultima viene stimata con il metodo fuzzy TS utilizzando tre misure antecedenti di consumo idrico, che sono considerate variabili indipendenti. Wu e Zhou (2010) sviluppano un modello di previsione a lungo termine per stimare la domanda di acqua annuale urbana. L'obiettivo della previsione è il consumo idrico annuo urbano, e lo scopo è prevedere gli importi della domanda di acqua per gli anni di pianificazione. Sulla base delle serie storiche passate, il modello combina una regressione lineare multipla con una fuzzy neural network basata su un filtro Hodrick-Prescott, i cui input sono misure osservate della domanda idrica, fattori socio-economici e climatici, e l'output è la serie temporale annuale di consumo idrico.

La previsione della domanda idrica proposta invece da Mohamed e Al-Mualla si basa sul constant rate model (presente nel software IWR-MAIN) e ha un orizzonte temporale di 20 e 30 anni, fornendo in output la domanda idrica mensile pro-capite e avendo in input

variabili quali la popolazione, la temperatura, la dimensione del distretto e l'altezza di pioggia.

In Feng et al. (2007) viene presentato un sistema di supporto alle decisioni (Decision Support System) per valutare l'impatto socio-economico del progetto China's South-to-North (S2N) Water Transfer (S2N). Il DSS fornisce un supporto decisionale attraverso le simulazioni ottenute mediante un modello WCGE (embedded water computable general equilibrium model), avendo lo scopo di valutare l'impatto delle future domande idriche sulle risorse effettivamente disponibili. Le previsioni ottenute mediante questo modello sono annuali ed hanno un orizzonte pari a 10 e 20 anni. Lee et al. (2010) hanno utilizzato procedure stocastiche Bayesian Maximum Entropy (BME) per stimare la relazione esistente tra la domanda idrica e la densità di popolazione, ottenendo delle previsioni annuali con un orizzonte di 26 anni.

Con riferimento alla previsione della domanda idrica in cui l'interesse sia volto alla gestione in tempo reale di una rete di distribuzione, la scansione temporale utilizzata è solitamente oraria (o addirittura sub-oraria), e al modello della domanda idrica viene richiesto di fornire una stima della portate nel futuro rispetto al momento attuale su di un intervallo temporale normalmente limitato alle 24 ore successive (in quanto questo rappresenta il tempo di ciclo standard nei serbatoi di accumulo in una rete di distribuzione) ma che può raggiungere anche la settimana in casi più complessi. Esempi di modelli a breve termine sono quelli di Zhou et al. (2000, 2002), Gato et al. (2007a, 2007b), Alvisi et al. (2007), Adamowski (2008), Msiza et al. (2008), Cutore et al. (2008), Caiado (2010), Herrera et al. (2010), Adamowski et al. (2012), Bakker et al. (2013), Romano e Kapelan (2014), Alvisi e Franchini (2014), Sun et al. (2014), Hutton e Kapelan (2015), Shabani et al. (2016) e Gagliardi et al. (2017).

Negli articoli di Zhou et al. (2000, 2002), Gato et al. (2007a, 2007b), Alvisi et al. (2007) si propongono dei modelli di previsione basati sul riconoscimento dei comportamenti periodici, nei quali varie tecniche di analisi delle serie temporali vengono sfruttate al fine di simulare i pattern che generalmente caratterizzano i consumi idrici a diversi livelli temporali. Zhou et al. (2000, 2002) e Gato et al. (2007a, 2007b) prevedono la domanda idrica distinguendo una componente di base ed una componente stagionale mentre il modello di Alvisi et al. (2007) fornisce una previsione della richiesta idrica giornaliera e oraria sommando ai pattern stagionali, settimanali e giornalieri, una componente di persistenza modellata mediante tecniche di regressione. In particolare il modello di Zhou et al. (2002) è basato sia sulla rappresentazione della richiesta idrica mediante pattern sia sull'utilizzo di modelli stocastici. Infatti la richiesta idrica giornaliera è prevista

considerando una ciclicità stagionale modellata con delle serie di Fourier, a cui viene sommata una componente climatica basata su temperatura, precipitazione ed evaporazione modellata con una tecnica di regressione ed una componente di persistenza modellata con un modello autoregressivo del primo ordine. La previsione oraria è ottenuta considerando pattern orari la cui forma è definita in funzione del valore assunto dalla richiesta idrica giornaliera prevista, del mese e del tipo di giorno considerato, feriale o festivo. Anche in questo caso le richieste idriche orarie sono quindi previste sulla base del solo comportamento periodico, non essendo modellata la componente di persistenza a breve termine oraria, che è funzione delle ultime richieste idriche orarie osservate. Gato et al. (2007a; 2007b) propongono un modello basato su una semplice analisi di serie temporali in cui il consumo giornaliero di acqua è considerato la somma del consumo di base e del consumo stagionale. Utilizzando la domanda giornaliera di East Doncaster, Victoria, Australia, e i dati sulle precipitazioni e la temperatura corrispondenti agli stessi giorni di campionamento, identificano i livelli di soglia che separano la dipendenza della domanda dai tali variabili. In Alvisi et al. (2007) si propone un modello con orizzonti temporali multipli che a partire dalle serie di dati storici misurati per una piccola rete in Italia è in grado di fornire previsioni annuali, settimanali e giornaliere. Il modello riproduce i pattern periodici osservati a livello annuale, settimanale e giornaliero prima di mettere a punto i valori stimati delle richieste future attraverso l'inclusione di effetti di persistenza; Alvisi et al. (2007), oltre a validare il modello da loro proposto, sottopongono le previsioni della domanda ad un'analisi di sensibilità a possibili errori nelle varie componenti del modello.

Bakker et al. (2013) propone un modello di previsione a breve termine che tiene conto in fase previsionale delle periodicità dei consumi attraverso dei fattori calibrati sulla base di una finestra mobile di dati osservati. Questo tipo di modello, che si basa su una finestra mobile di dati, per sua stessa natura, non necessita di un dataset ampio e fisso per la calibrazione. Quindi, a differenza dei modelli che richiedono una fase di calibrazione, in cui i parametri vengono stimati, preliminarmente al loro utilizzo in tempo reale, nei modelli basati sulla finestra mobile i parametri vengono aggiornati ad ogni istante temporale. Il modello di Bakker et al. (2013) restituisce la domanda idrica a step di 15 minuti per le successive 8 ore.

Un certo numero di modelli sfrutta le tecniche di tipo data-driven, quali Multi Linear e non linear Regression (Adamowski et al., 2012), Support Vector Machines (Msiza et al., 2008), Random Forests (Herrera et al., 2010), Project Pursuit Regression (Herrera et al., 2010) e Genetic Expression Programming (Shabani et al. 2016). All'interno di questa categoria assumono una particolare rilevanza i modelli basati sulle Artificial Neural Networks

(ANN) (Adamowski, 2008; Romano e Kapelan, 2014), le quali sono state largamente utilizzate in letteratura scientifica per la messa a punto di modelli di previsione dei consumi idrici e confrontati con altri modelli di previsione ma sempre basati su tecniche data-driven differenti (si veda ad esempio Herrera et al. 2010; Adamowski et al., 2012). Il modello di Adamowski et al. (2012) fornisce la previsione della domanda idrica giornaliera e si basa sull'accoppiamento di trasformazioni wavelet discrete (WA) e reti neurali artificiali; le variabili richieste in input da questo modello sono la precipitazione totale giornaliera, la temperatura massima giornaliera e le serie storiche osservate della domanda idrica giornaliera. Adamowski et al. (2012) sviluppano nell'articolo anche dei modelli basati sulla regressione lineare multipla (MLR), sulla regressione non lineare multipla (MNLR), sulla media mobile integrata autoregressiva (ARIMA), e sulle ANN, concludendo che il modello WA-ANN è, tra quelli considerati, quello che fornisce previsioni della domanda idrica giornaliera più accurate

Msiza et al. (2008) hanno studiato e messo a confronto due tecniche di apprendimento automatico: le ANN e le Support Vector Machines (SVM). Sono stati condotti due test paralleli, uno per le ANN e uno per le SVM. Nel test condotto utilizzando le ANN sono state considerate due architetture, il perceptron multistrato (MLP) e la funzione di base radiale (RBF) mentre nel test basato sulle SVM si sono utilizzati molti modelli con funzioni diverse. I modelli migliori di ciascun test sono stati poi confrontati, trovando che il migliore modello ANN ha performance migliori del miglior modello SVM.

Herrera et al. (2010) presentano la comparazione di quattro diversi metodi di previsione della domanda idrica oraria, ossia la tecnica ANN, la Projection Pursuit Regression (PPR), le Multivariate Adaptive Regression Splines (MARS), la Random Forest (RF) e la Support Vector Regression (SVR), identificando nella Support Vector Regression la tecnica più efficace.

In Adamowski (2008) sono stati sviluppati e confrontati tre metodi per prevedere il picco della domanda idrica giornaliera. In particolare è stata utilizzata la tecnica di regressione lineare multipla, che vede in input le serie storiche osservate di consumo idrico e dei parametri climatici, la tecnica di analisi delle serie temporali, che mette in evidenza la struttura di autocorrelazione intrinseca del pattern di un modello di utilizzo dell'acqua nel tempo, e l'analisi ANN, esplorata per l'elevato potenziale dell'approccio ANN dovuto alla capacità di gestire relazioni non lineari.

In Shabani et al. (2016) viene proposto un modello che sfrutta la tecnica GEP definendo le singole strutture di blocco (variabili di input, risposta e insiemi di funzioni) e seleziona le

funzioni operative e i moltiplicatori ottimizzati attraverso il processo degli algoritmi di apprendimento.

Romano e Kapelan (2014) presentano una metodologia di previsione della domanda idrica con un orizzonte di 24 ore, che si basa sull'analisi delle serie storiche della domanda idrica e sfrutta la tecnica delle Evolutionary Artificial Neural Networks (EANN). Nel modello proposto da questi autori si trovano due approcci leggermente diversi: nel primo molteplici modelli EANN sono utilizzati in parallelo per prevedere le domande idriche di diverse ore del giorno, mentre nel secondo un solo modello EANN viene utilizzato in maniera ricorsiva con un orizzonte di previsione fissato.

Caiado (2010) invece sfrutta diverse tecniche come Holt-Winter, ARIMA e Generalized Auto-Regressive Conditional Heteroskedasticity (GARCH) per il riconoscimento dei pattern.

I modelli invece presentati da Cutore et al. (2008), Alvisi e Franchini (2014), Sun et al. (2014), Hutton e Kapelan (2015) e Gagliardi et al. (2017) afferiscono all'area dei modelli probabilistici. Questo tipo di modelli forniscono previsioni della futura domanda idrica includendo informazioni sull'incertezza che incide sulla previsione stessa; tuttavia soltanto un modesto numero di modelli appartiene a questa categoria poiché hanno avuto uno sviluppo relativamente recente, rispetto ai modelli deterministici. Cutore et al. (2008) hanno proposto un modello basato su una ANN addestrata usando lo Shuffled Complex Evolutionary Metroloplis (SCEM-UA) (Vrugt et al., 2003). Alvisi e Franchini (2014) hanno sviluppato un modello, basato sull'utilizzo del Model Conditional Processor (Todini, 2008), che è in grado di fornire previsioni deterministiche della domanda idrica, insieme a una stima dell'incertezza della previsione. Sun et al. (2014) hanno proposto un modello di previsione bayesiano basato sulla Gaussian Process Regression (GPR) mentre Hutton e Kapelan (2015) hanno presentato una metodologia per quantificare, diagnosticare e ridurre errori strutturali e predittivi del modello, al fine di agevolare lo sviluppo modelli di previsione a breve termine della domanda idrica. Infine Gagliardi et al. (2017) propongono due modelli basati sulla teoria delle catene di Markov e basati su dati osservati, dove il primo sfrutta le Markov-Chain omogenee mentre il secondo quelle non omogenee, e vengono utilizzati allo scopo di prevedere la previsione oraria e la corrispondente incertezza con un orizzonte temporale massimo di 6 ore.

Il modello che si andrà a proporre nel Capitolo 3 è un modello di previsione della domanda idrica a breve termine che, mediante l'uso di una finestra mobile di dati, consente la previsione per le successive 24 ore.

## 2.3 Modellazione delle domande idriche

L'obiettivo generale per qualsiasi gestore di una rete di adduzione e distribuzione è di fornire a tutti gli utenti acqua potabile di buona qualità e con una pressione sufficiente, ma una simulazione idraulica affidabile dei sistemi idropotabili non può prescindere da una modellazione accurata della domanda di acqua. La rete di distribuzione idrica è infatti caratterizzata da una determinata distribuzione spaziale e temporale delle domande idriche ai nodi, date dalle esigenze degli utenti, e tali domande a loro volta possono essere o meno soddisfatte in base al carico di pressione presente ai nodi. Di fatto i criteri di progetto e di gestione delle reti acquedottistiche, che hanno come obiettivo il soddisfacimento delle esigenze dei vari utenti, devono essere supportati da una accurata analisi delle domande idriche e non possono prescindere da una accurata riproduzione del comportamento della rete idrica. La simulazione del comportamento del sistema permette così di evidenziare le conseguenze di questi criteri, che interessano i livelli di pressione, capacità, tempi di transito e ristagno dell'acqua nei tubi. In questo paragrafo, come anticipato, si espone la literature review riguardante la modellazione delle domande idriche a livello di singola utenza e si fa un quadro di alcune metodologie recentemente proposte per caratterizzare l'erogazione delle richieste idriche nei modelli di simulazione idraulica tenendo conto del livello di pressione.

### 2.3.1 Modellazione delle domande idriche a livello residenziale

Negli ultimi decenni la tematica relativa alla modellazione delle domande idriche è stata largamente investigata. In generale, si possono distinguere due differenti approcci a questa problematica: l'approccio top-down e l'approccio bottom-up. Come riportato in Walski et al. (2003), entrambi questi approcci si basano sul concetto di bilancio di massa riguardante i volumi erogati e consumati in un dato insieme.

La determinazione della domanda nell'approccio top-down implica il dover partire dalla conoscenza della produzione idrica (a livello di fonti d'acqua, produzione cittadina o distrettuale) per poi ricavare le singole richieste nodali. Questo approccio consiste nell'applicare ai diversi nodi della rete il corrispondente pattern di consumo adimensionalizzato, modulando quindi il valore medio della domanda del generico nodo. . . . Sebbene semplice da implementare, ha l'inconveniente di non riuscire a riprodurre la grande variabilità spazio-temporale delle richieste di acqua (Filion et al., 2007). Il secondo approccio, noto come bottom-up, mira a ricostruire le tendenze della domanda nodale a



partire dalle richieste dei singoli utenti, che sono rappresentate come variabili stocastiche. Le richieste nodali di un modello di rete sono quindi ottenute attraverso un processo di aggregazione spaziale e temporale (Alvisi et al., 2014). Nel contesto di quest'ultimo approccio, la questione della generazione della domanda di acqua alla scala del singolo utente ha ricevuto una crescente attenzione e anche in questa tesi l'attenzione è focalizzata su questo tipo di approccio.

Nello specifico, negli ultimi due decenni, vari modelli (Buchberger e Wu, 1995; Buchberger e Wells, 1996; Guercio et al., 2001; Alvisi et al., 2003; Buchberger et al., 2003; Garcia et al., 2004; Alcocer-Yamanaka et al., 2006; Blokker et al., 2010; Alcocer-Yamanaka e Tzatchkov, 2012; Gargano et al., 2015) sono stati proposti nella letteratura scientifica per generare una serie temporale di domanda idrica sintetica alla scala del singolo utente. Per riprodurre in modo soddisfacente la variabilità della domanda di acqua, questi modelli presentano una risoluzione temporale molto fine (lo step utilizzato può arrivare a 1 s). Nel complesso, i modelli possono essere raggruppati in tre categorie, con precisione e prestazioni simili (Blokker et al., 2009): i modelli che sono in grado di riprodurre la domanda dell'utenza a partire da una minuziosa caratterizzazione delle apparecchiature idro-sanitarie presenti nell'abitazione e sommandone i singoli contributi al fine di riprodurre la domanda idrica globale dell'utenza (Blokker et al., 2010); i modelli che utilizzano processi stocastici, come il processo a impulsi rettangolari di Poisson (Buchberger e Wu 1995; Buchberger e Wells 1996; Guercio et al., 2001; Buchberger et al., 2003; Garcia et al., 2004; Alcocer-Yamanaka et al., 2006) o il processo a cluster Neyman-Scott (Alvisi et al., 2003; Alcocer-Yamanaka e Tzatchkov 2012), per riprodurre la domanda idrica del singolo utente come somma di più impulsi derivati dall'uso dei dispositivi; i modelli che generano la domanda idrica globale dell'utenza così come verrebbe misurata al contatore della stessa, descrivendo la domanda come la somma dei contributi dei singoli dispositivi domestici ma senza che gli impulsi vengano considerati singolarmente (Gargano et al. 2015).

Al primo gruppo appartiene il modello SIMDEUM (Blokker et al., 2010), che si basa sull'assunto che gli impulsi di domanda idrica per ogni dispositivo (lavatrice, lavastoviglie, doccia, rubinetto, sciacquone, etc.) presente in una abitazione siano caratterizzati da un'intensità, una frequenza e una durata di utilizzo nell'arco della giornata determinabili mediante una specifica distribuzione di probabilità. Al contrario dei modelli appartenenti alla seconda e terza categoria prima enucleate, per la parametrizzazione di questo tipo di modello non ci si basa su serie storiche di dati osservati, ma ci si affida ai dati raccolti mediante sondaggi mirati distribuiti alla popolazione per caratterizzare i dispositivi

presenti nelle diverse abitazioni ed il loro utilizzo. Il modello end-use può essere descritto matematicamente come una funzione a gradino, il cui valore è nullo se non vi sono domande idriche oppure, se l'impulso si verifica, è una funzione dipendente da intensità, durata e arrivo; in particolare il valore di tale funzione sarà dato dall'intensità caratteristica del dispositivo e si protrarrà dal momento di arrivo per tutta la durata stimata dell'impulso stesso. Nel modello proposto da Blokker et al. (2010), vengono definiti otto tipi di dispositivo (end-use) il cui tasso di penetrazione (percentuale di abitazioni in possesso dello specifico dispositivo) è vicino al 100% e per ciascun dispositivo si avranno dei parametri che ne descrivono la frequenza d'utilizzo, il pattern di utilizzo, l'intensità e la durata della domanda idrica che lo caratterizza.

La frequenza, definita come il numero di usi per persona al giorno, è derivata dall'indagine sull'uso dell'acqua residenziale; si specifica che nel caso del rubinetto della cucina, tuttavia, la frequenza è il numero di usi per famiglia al giorno perché è spesso usato per scopi familiari, come la pulizia, la cottura e la preparazione dei piatti. Pertanto, la frequenza di utilizzo del rubinetto della cucina è meno strettamente correlata ai singoli utenti. Per sei degli otto dispositivi la frequenza di utilizzo è descritta dalla distribuzione di Poisson perché ha un solo parametro di facile determinazione. Il pattern di utilizzo è intrinsecamente legato agli abitanti presenti nell'abitazione, perché le routine quotidiane sono strettamente collegate, ad esempio, all'età e all'occupazione degli utenti (se ci sono dei bambini in età scolare ad esempio si avrà un utilizzo diverso da quello che caratterizza un nucleo familiare composto da soli adulti), ed è dunque derivato dai dati raccolti dal sondaggio sull'uso dell'acqua.

L'intensità di flusso è determinata in parte dall'indagine sull'uso dell'acqua e in parte dalle informazioni tecniche sugli apparecchi, raccolti dalle guide di installazione. Si è visto che, mediamente durante il normale funzionamento, il flusso del dispositivo è pari alla metà del flusso massimo ottenuto dai dati tecnici e, in Blokker et al. (2010), dal momento che i rubinetti non sono sempre utilizzati con lo stesso flusso, si presume una distribuzione uniforme dell'intensità. Tuttavia questa è un'assunzione, dal momento che il flusso non è stato misurato per tutte le apparecchiature.

Per ogni dispositivo, la durata è determinata in parte dall'indagine sull'uso dell'acqua e in parte dalle informazioni tecniche sugli apparecchi che utilizzano acqua. La durata della doccia è in genere determinata dall'utente, mentre la durata del riempimento della vaschetta del water è determinata dal volume della vaschetta e dal flusso di ingresso correlato all'installazione. La durata di prelievo dell'acqua da un rubinetto del bagno o della cucina,

che è determinata dall'utente, può essere descritta utilizzando una funzione di distribuzione lognormale.

In generale, quindi, la chiave del modello End-Use sono gli utenti, perché essi determinano l'utilizzo dei diversi dispositivi. Gli utenti sono divisi in gruppi in base alla dimensione del nucleo familiare, età, sesso e occupazione. Poiché la frequenza di utilizzo è data per persona, il numero di persone per nucleo familiare è importante, così come l'età degli utenti, dal momento che dai sondaggi è emersa una stretta relazione tra età e frequenza di utilizzo. In questo modello, la domanda idrica viene definita su diverse scale temporali (da 1 secondo a 1 ora) e diverse scale spaziali (da una singola abitazione a una strada di 5-50 abitazioni a una sezione isolata di 100-500 abitazioni) poiché non tutti i parametri sono adatti ad ogni scala temporale o spaziale. Ad esempio a livello di singola abitazione, considerare uno step di cinque minuti non permette di conoscere quante volte è stato aperto un rubinetto in quel lasso di tempo.

Nei modelli del secondo gruppo, la domanda dell'utente è modellata come una serie di impulsi rettangolari la cui intensità e durata sono considerate variabili casuali indipendenti. Per quanto riguarda la durata, Guercio et al. (2001) propongono la distribuzione normale, mentre Alvisi et al. (2003), Garcia et al. (2004), Alcocer-Yamanaka et al. (2006), Alcocer-Yamanaka e Tzatchkov (2012) propongono l'esponenziale, ed ancora Buchberger et al. (2003) la lognormale. Invece per l'intensità Guercio et al. (2001); Alvisi et al. (2003), Alcocer-Yamanaka et al. (2006), Alcocer-Yamanaka e Tzatchkov (2012) propongono l'esponenziale, Garcia et al. (2004) propongono la Weibull e Buchberger et al. (2003) ipotizzano ancora la lognormale. Il primo studio approfondito appartenente a questo approccio è di Buchberger e Wu (1995), in cui si propone il modello Poisson Rectangular Pulse (PRP Model); in questo articolo si ipotizza che l'uso dell'acqua residenziale possa essere rappresentato come una serie di impulsi rettangolari, i cui arrivi vengono descritti mediante la distribuzione di Poisson. Al verificarsi di una qualunque domanda idrica, essa viene quindi approssimata come un impulso rettangolare di durata e intensità determinate mediante un'adeguata distribuzione di probabilità (ad esempio la lognormale o l'esponenziale). In base all'ipotesi di Poisson, è improbabile che più di un impulso inizi nello stesso momento, tuttavia, a causa della durata finita di ciascun impulso, è possibile che due o più impulsi con tempi di arrivo diversi si sovrappongano per un periodo limitato. Quando ciò accade, l'uso totale di acqua nella residenza è la somma delle intensità individuali degli impulsi coincidenti. Quindi, la domanda idrica globale di un insieme di utenze viene calcolata come la somma delle intensità di tutte le domande simultanee ad un dato istante. I parametri di questo modello possono essere determinati (Buchberger et al.,

2003; Creaco et al., 2015a; 2015b; 2016a) mediante il metodo dei momenti (Halls, 2004) che consiste nel derivare i parametri delle distribuzioni di probabilità rappresentative della frequenza di arrivo, della durata e dell'intensità a partire dai momenti campionari stimati utilizzando gli impulsi misurati. Il metodo dei momenti tuttavia è applicabile solo quando sono disponibili le serie storiche di domanda idrica (impulsi) misurate con una risoluzione temporale molto elevata (ad esempio risoluzione di 1 secondo, si veda il metodo SERP proposto da Buchberger et al., 2003). Il confronto con i dati sperimentali ottenuti da una campagna di misurazione eseguita da Buchberger e Wells (1996) a livello residenziale dimostra la validità della modellazione con impulsi rettangolari. Una possibile alternativa al processo di Poisson viene individuata da Alvisi et al. (2003) nel processo Neyman – Scott, i quali propongono il modello Neyman-Scott Rectangular Pulse (NSRP). Sebbene il processo Neyman – Scott in origine sia stato progettato per lo studio e la simulazione di eventi piovosi (Cowpertwait, 1991, 1994, 1995, 1996a, b), si dimostra anche adatto per la riproduzione delle serie temporali rappresentative della domanda idrica relativa a un piccolo numero di utenti (Alvisi et al., 2003). In questo modello le singole domande idriche vengono modellate come impulsi rettangolari (“elementary demand” ED) ma nel caso di sovrapposizione causata dall'utilizzo simultaneo di diversi dispositivi, gli autori ipotizzano l'esistenza di un “demand block” (DB) . Nel modello NSRP sono presenti più parametri rispetto al PRP, e il suo funzionamento è strettamente dipendente dall'ipotesi iniziale per la quale un DB costituito da molteplici ED. L'origine del DB è rappresentata mediante un processo di Poisson con tasso di arrivo  $\lambda$  e ogni DB è associato a un numero casuale di ED, anch'esso distribuito secondo una distribuzione di probabilità di Poisson del parametro  $\mu$ . L'istante temporale di inizio di ciascun ED calcolato a partire dall'origine del DB è generato, indipendentemente da quelli della altre ED, mediante una distribuzione di probabilità esponenziale con parametro  $\beta$ . Ogni ED è schematizzata per mezzo di una cella la cui durata  $D$  è una variabile casuale esponenziale con parametro  $\eta$  mentre l'intensità  $X$  è una variabile casuale anche del tipo esponenziale con parametro  $\xi$ . La parametrizzazione del modello è ottenuta mediante il metodo modificato dei momenti (Cowpertwait et al., 1996a; 1996b), usato anche in Guercio et al. (2001), Creaco et al. (2016b) e Kossieris et al. (2016), che consiste nello stimare i parametri in maniera tale da garantire una buona riproduzione di un numero elevato di statistiche a diversi livelli di aggregazione temporale..

Al terzo gruppo di modelli appartiene l'Overall Pulse (OP) Model proposto da Gargano et al. (2015). L'OP Model consente di generare direttamente gli impulsi complessivi della domanda idrica relativi ad una singola abitazione, che rappresentano la richiesta così come

si manifesta al contatore. Pertanto, contrariamente ai modelli a impulsi rettangolari del primo e secondo gruppo, prescinde completamente dalla simulazione dei singoli impulsi degli apparecchi idrico sanitari. Il modello si articola su tre fasi di calcolo successive volte alla generazione mediante tecnica Montecarlo delle variabili che concorrono alla definizione della richiesta per una residenza: generazione degli arrivi dei cluster di domanda, generazione della durata dei cluster di domanda, generazione dell'intensità della domanda per ogni step temporale. Il modello OP si basa su tre variabili casuali, simili a quelle dei modelli PRP e NSRP, sebbene concettualmente molto diverse, che più precisamente sono: una variabile che descrive il processo di arrivo del cluster orario, la durata del cluster e l'intensità della domanda (domanda di acqua per un intervallo di tempo unitario all'interno di un cluster). Sulla base dei dati sperimentali disponibili, sono state identificate le distribuzioni di probabilità adatte a descrivere ciascuna delle variabili casuali del modello OP (Gargano et al., 2015): il processo di arrivi di cluster è stato descritto con il modello di Bernoulli, mentre la distribuzione esponenziale è stata adottata sia per la durata del cluster che per l'intensità della domanda.

Il modello che si andrà a proporre nel Capitolo 4 appartiene al terzo gruppo di modelli qui considerato, essendo caratterizzato dall'ipotesi di base di considerare la domanda idrica dell'utenza come una quantità globale, prescindendo dai singoli contributi delle apparecchiature idro-sanitarie.

### **2.3.2 Approcci di gestione della domanda idrica nei simulatori idraulici**

La riproduzione del comportamento di una rete acquedottistica si rende possibile disponendo di modellistiche che consentano di caratterizzare correttamente i consumi idrici da allocare ai nodi, ma anche di modelli di simulazione idraulica capaci di descrivere correttamente la possibilità di soddisfare completamente o meno tali richieste idriche. La maggior parte dei modelli di simulazione idraulica delle reti in pressione si basa sull'algoritmo del gradiente globale – GGA (Todini e Pilati, 1988; Todini e Rossman, 2013) che costituisce anche il codice risolutore di EPANET (Rossman, 2000), un software largamente utilizzato in diversi ambiti, dal professionale all'accademico. In questi modelli la portata erogata al nodo è assegnata e indipendente dal carico disponibile al nodo stesso; questo tipo di funzionamento viene generalmente indicato nella letteratura scientifica come Demand-Driven (DD). In generale i modelli di simulazione basati sull'analisi DD sono vincolati dalla domanda ai nodi della rete (Demand Driven appunto), il che implica che le richieste nodali siano fisse e che le portate fluenti nelle tubazioni siano regolate in modo

tale che tali richieste siano soddisfatte in pieno, con l'ipotesi implicita che sarà disponibile una pressione sufficiente. In condizioni operative normali il regime di pressione nodale si dimostra adeguato; tuttavia, quando la rete è sottoposta a stress da condizioni operative anomale come un guasto del sistema di pompaggio, lo scoppio di una tubazione, o l'isolamento dei tubi principali dal sistema per lavori di manutenzione programmata (Park, 2010; Christodoulou, 2010), e quindi se le pressioni su alcuni nodi sono basse, l'analisi Demand Driven non può rappresentare correttamente questa situazione. Infatti, quando un nodo ha una pressione bassa può fornire solo una piccola parte della domanda richiesta, ma l'analisi Demand Driven mostra che il nodo eroga completamente la domanda a una pressione anche molto bassa, e talvolta negativa.

L'analisi Demand Driven, quindi, è intrinsecamente inadatta per l'uso nelle circostanze anormali di un sistema di distribuzione dell'acqua sotto stress poiché non è in grado di quantificare con precisione l'entità del deficit in termini di erogazione e di carico nodale; si tratta di informazioni critiche che non possono essere trascurate durante una valutazione delle prestazioni del sistema di distribuzione idrico (Water Distribution System – WDS).

La metodologia di analisi che tiene esplicitamente conto della relazione tra i flussi nodali e la pressione è nota come Pressure Driven Analysis (PDA). Le condizioni di carenza di pressione possono verificarsi in molte situazioni reali (ad esempio: guasto della pompa, chiusura di tubazioni per lavori di manutenzione, scoppi di tubi, servizio antincendio) e, quando questo accade, la gestione della problematica deve essere affrontata prendendo decisioni consapevoli (Siew e Tanyimboh, 2012; Jun e Guoping, 2013). La necessità dell'analisi idraulica dei sistemi di distribuzione idrica che lavorano in condizioni di deficit di pressione è particolarmente evidente nelle procedure di valutazione dell'affidabilità, in cui è necessario stimare il comportamento idraulico della rete riferendosi a diversi scenari di lavoro (ad esempio relativi a guasti meccanici o idraulici); una procedura, quest'ultima, non solitamente presa in considerazione negli obiettivi di progetto, ma che può rivelarsi interessante nel caso di reti esistenti (Fujiwara e Ganesharaja, 1993; Jowitt e Xu, 1993; Gupta e Bhave, 1994; Tanyimboh et al., 1997; Gargano e Pianese, 2000; Ozger e Mays, 2003; Kalungi e Tanyimboh, 2003; Ciaponi, 2009; Wu et al., 2009; Ciaponi et al., 2012; Liserra et al., 2014). L'approccio di analisi Pressure Driven è anche necessario per prevedere in modo più realistico il comportamento idraulico dei sistemi acquedottistici quando le perdite sono significative (Germanopoulos, 1985; Walski et al., 2006; Giustolisi et al., 2008; Tabesh et al., 2009; Giustolisi e Walski, 2012).

A causa del fatto che non tutti i nodi si trovano nelle stesse condizioni per quanto riguarda la sufficienza o carenza di pressione e non è possibile distinguere in anticipo la condizione

di pressione dei nodi, la procedura di analisi Pressure Driven deve contemplare un funzionamento che coinvolga contemporaneamente il Demand Driven e il Pressure Driven. La particolare relazione che lega il carico nei nodi alla portata erogabile è detta Head – Flow Relationship (HFR). Alcune tra le funzioni HFR più note in letteratura sono quelle presentate da Germanopoulos (1985), Wagner et al. (1988), Cullinane et al. (1992), Fujiwara e Ganesharajah (1993), Gupta e Bhave (1996), Udo e Ozawa (2001), e Tanyimboh e Templeman (2004, 2010). Le HFR sono generalmente caratterizzate dall'esistenza di un limite superiore e di un limite inferiore e si basano sul fatto che la domanda nodale sia pienamente soddisfatta quando il carico nodale è maggiore del carico desiderato e per contro sia nulla quando il carico nodale è inferiore al carico minimo. Si noti che la prevalenza minima rappresenta il carico di pressione al di sotto della quale il deflusso in quel nodo sarebbe zero o ritenuto insoddisfacente, e il carico desiderato rappresenta la soglia al di sopra della quale il deflusso in quel nodo sarà pienamente soddisfatto.

Bhave (1981) propone per primo la modellazione delle reti considerando come vincolo all'erogazione anche il rispetto di una soglia minima di pressione per le normali condizioni di lavoro. In seguito, Germanopoulos (1985) suggerisce di considerare la domanda idrica ai nodi come dipendente dal carico negli stessi; Wagner et al. (1988) presentano un generico modello Pressure Driven per erogazioni controllate, mentre Reddy e Elango (1989) e Chandapillai (1991) propongono, sempre nell'ambito delle HFR in modalità Pressure Driven, dei modelli tra loro simili e caratterizzati da erogazione incontrollata (ovvero senza un limite superiore). Questa formulazione, con erogazioni nodali potenzialmente infinite, non è chiaramente adatta per i sistemi di distribuzione idrica residenziali: anche supponendo per ipotesi che le pressioni della rete aumentino senza mai stabilizzarsi, le domande dei consumatori non seguirebbero tale crescita in quanto vi è un limite alla quantità totale di acqua che i consumatori richiedono in un dato momento (Tanyimboh et al., 2002). Per quanto riguarda il legame HFR nell'intervallo tra il carico minimo e quello desiderato, sono state proposte diverse formulazioni: tra le più note, si possono citare la formulazione parabolica proposta da Wagner et al. (1988) e in seguito anche da Chandapillai (1991), e la formulazione suggerita da Fujiwara e Ganesharajah (1993) che si distingue dalla precedente poiché consiste in una funzione altamente non lineare che garantisce la continuità delle derivate in tutto il dominio, ma richiede uno sforzo computazionale significativo per la sua valutazione. Gupta e Bhave (1996) presentano una review dei diversi metodi usati fino ad allora per ottenere le previsioni delle prestazioni dei sistemi di distribuzione idrica sotto condizioni di carenza di pressione (i metodi confrontati

sono quelli presentati nei lavori di Bhave, 1981; Carey e Hendrickson, 1984; Wagner et al., 1988, Fujiwara e De Silva, 1990; Chandapillai, 1991; Park e Liebman, 1993; Tanyimboh e Tabesh, 1997; Mays, 2003), identificando l'approccio proposto da Wagner et al. (1988) come il più corretto. Tuttavia Ackley et al. (2001) sottolineano che i modelli proposti fino a quel momento non soddisfano il requisito di essere idraulicamente significativi e allo stesso tempo quello di continuità e differenziabilità. A tal proposito, per esempio, Tucciarelli et al. (1999), Tanyimboh et al. (2001), Tanyimboh e Templeman (2004) modificano il modello di Wagner et al. (1988) in modo tale da assicurarne la differenziabilità e robustezza nell'analisi Pressure Driven, perché le discontinuità presenti in questa HFR possono portare a difficoltà di convergenza nella soluzione computazionale di sistemi di equazioni costitutive (Tanyimboh e Templeman 2010). Anche in Ciaponi et al. (2015) si evidenzia come la maggior parte delle formulazioni HFR siano state ottenute principalmente riferendosi a considerazioni matematiche. Inoltre gli autori sottolineano come le relazioni HFR diano risultati molto diversi e non esista nessun criterio di scelta razionale; proprio da queste considerazioni deriva la necessità di relazioni maggiormente basate sul piano fisico (Ciaponi et al., 2015). In questa direzione, Giustolisi e Walski (2012) hanno recentemente proposto una rappresentazione innovativa della domanda idrica, risultante da quattro componenti (basate sull'uomo, basate sul volume della domanda, basate su erogazioni non controllate e basate sulle perdite), di cui tener conto nella formulazione della HFR. Sebbene questo lavoro rappresenti un encomiabile tentativo di definire un approccio globale e basato sulla fisica per la domanda nodale, la metodologia suggerita presenta alcune difficoltà operative, soprattutto a causa del fatto che il modello dipende da una serie di parametri di difficile stima e validazione nelle normali attività diagnostiche delle reti di distribuzione acquedottistiche (Ciaponi et al., 2015). Per contro Ciaponi et al. (2015) propongono una metodologia per la definizione delle HFR che consiste nel simulare un numero molto elevato di possibili scenari relativi agli utenti forniti da un nodo di richiesta della rete considerata. Ciò si ottiene riproducendo, attraverso opportuni generatori casuali, diverse situazioni urbane che tengano conto dei principali fattori da cui dipende l'HFR. L'elaborazione statistica dei risultati della simulazione consente di definire una formulazione HFR rappresentativa media.

Nell'ultimo decennio sono state formulate diverse proposte che si focalizzano sulla messa a punto di modelli di simulazione che, integrando con approcci diversi una particolare HFR al loro interno, consentano la verifica PD delle reti in pressione. Tali approcci si possono suddividere in due tipologie principali: quelli in cui il legame HFR tra portata erogata e carico disponibile al nodo è considerato direttamente all'interno del sistema di equazioni



risolutive della rete, e quelli in cui ci si appoggia a un modello di simulazione di tipo DD, come ad esempio EPANET e, mediante opportuni accorgimenti che riproducano il legame HFR, si esegue una simulazione di tipo PD.

Al primo approccio appartengono i simulatori sviluppati sulla base di algoritmi che, modificando il metodo GGA originariamente proposto da Todini e Pilati (1988), permettono la modulazione della portata erogata ai nodi in funzione del carico disponibile come ad esempio quelli proposti da Wu et al. (2006, 2009), Alvisi e Franchini (2006), Giustolisi et al. (2008), Tanyimboh e Templeman (2010), Piller e Van Zyl (2007).

Chiaramente, per loro stessa natura, a questi approcci corrisponde l'implementazione di un nuovo, rispetto al GGA, software di simulazione idraulica.

Giustolisi et al. (2008) hanno incorporato nel Global Gradient Algorithm (GGA) l'equazione di Wagner et al. (1988) per le domande ai nodi e quella di Germanopoulos (1985) e Germanopoulos e Jowitt (1989) per le perdite nelle condotte. Anche Wu et al. (2006; 2009) hanno proposto un sistema risolutore Pressure Driven basato sul GGA che però, diversamente dagli altri modelli, affronta il problema dell'erogazione della portata ai nodi tenendo in considerazione sia l'effetto del carico di pressione, sia l'effetto della richiesta di volumi idrici predeterminati (ad esempio quelli determinati da servizi igienici, lavatrici, lavastoviglie, acque di raffreddamento e serbatoi industriali) e pertanto il loro modello Pressure Driven può rappresentare una funzione diversa per ciascun nodo. Recentemente Piller e Van Zyl (2007) hanno presentato una formulazione matematica di un modello Pressure Driven che non si basa sulla definizione di alcuna relazione carico – portata. Gli autori usano dei vincoli modificati sul bilancio di massa ai nodi di consumo per consentire la riduzione delle domande nel caso in cui la pressione sia insufficiente (Piller e Van Zyl, 2009). Tanyimboh e Templeman (2010) hanno sviluppato un algoritmo robusto basato sul metodo di Newton Raphson e il modello è stato definito come PRAAWDS (Programma per l'analisi realistica della disponibilità di acqua nei sistemi di distribuzione). Nel secondo approccio si utilizza invece un software di simulazione idraulica già esistente e caratterizzato di per sé da un funzionamento di tipo Demand Driven. In particolare, con specifico riferimento a EPANET, che come si è detto è un software Demand Driven il cui utilizzo è ben consolidato, nella letteratura tecnico-scientifica sono state recentemente presentate diverse tecniche che consentono di effettuare simulazioni Demand Driven con risultati equivalenti a quelli forniti da un simulatore Pressure Driven. Tali tecniche si possono indicativamente ricondurre a tre tipologie. Di queste, la prima è basata sulla modifica del funzionamento di parti del software EPANET; la seconda e la terza consentono invece di effettuare simulazioni Pressure Driven utilizzando direttamente il

software eseguibile, ovvero l'interfaccia di EPANET, rispettivamente con e senza un intervento diretto dell'utilizzatore durante la simulazione.

In maggior dettaglio, la prima tipologia consiste nel modificare parti del software di EPANET caratterizzante il funzionamento di alcuni suoi elementi come ad esempio inserendo una relazione HFR che caratterizzi l'erogazione della domanda ai nodi (Pathirana, 2010) oppure introducendo una variante dell'elemento "emitter" originalmente disponibile nel software EPANET (Van Zyl et al., 2003; Morley e Tricarico, 2008). L'emitter infatti, inserito da Rossman (2000) nel software EPANET proprio in seguito al crescente interesse nei confronti dell'analisi Pressure Driven, è un dispositivo che consente di simulare un'erogazione della portata in funzione del carico secondo una legge di potenza che determina un aumento di portata erogata al crescere del carico. Tuttavia in relazione a quest'ultimo utilizzo, alcuni autori come Todini (2003, 2006), Cheung et al. (2005), Wu et al. (2006) riportano principalmente tre diversi inconvenienti: il consumo calcolato può essere negativo, la convergenza del metodo risolutivo è ridotta e infine il limite superiore per il consumo può essere irrealistico in quanto dipende solo dal livello di energia disponibile e non dalle caratteristiche fisiche.

Per ovviare a tali inconvenienti, Van Zyl et al. (2003) e Morley e Tricarico (2008) hanno proposto delle librerie di EPANET modificate, denominate rispettivamente OOTEN e EPANETpdd, in cui la logica del funzionamento dell'elemento emitter è opportunamente modificata in modo tale da limitare la portata erogata per carichi di pressione superiori a al carico desiderato, così come suggerito anche da Rossman (2007).

Nello specifico L'Object Oriented Toolkit for EPANET (OOTEN) è una libreria di codici che consente agli sviluppatori di personalizzare il motore di calcolo di EPANET per le proprie esigenze specifiche. È stato sviluppato dal Water Resources Group presso la Rand Afrikaans University sotto la supervisione di Van Zyl. OOTEN può essere incorporato in qualsiasi codice di programmazione compatibile sebbene, per eseguire l'analisi basata sulla pressione di OOTEN, sia necessario modificare il modello idraulico convenzionale con correzioni effettuate in codici di linguaggio C e C++ , rispettivamente utilizzati in EPANET e OOTEN. Un altro svantaggio è dato dal fatto che questa estensione non può essere direttamente usata dall'interfaccia di EPANET.

Nell'articolo di Morley e Tricarico (2008) si propone di unire il risolutore di EPANET con il comportamento dell'emitter di OOTEN in un Toolkit denominato EPANETpdd. All'interno di EPANETpdd viene utilizzata di default la relazione di Wagner et al. (1988) per specificare la funzione di legame portata – carico quando lo stato dell'emitter è attivo; tuttavia viene data la possibilità di scegliere altre due relazioni, ossia quella di Fujiwara et

al., (1998) e Tucciarelli et al. (1999). Per utilizzare questa estensione è necessario modificare opportunamente il file INP di EPANET con alcuni comandi.

Un'ulteriore possibilità per continuare ad usare EPANET come risolutore di reti anche in modalità Pressure Driven, è data dalla possibilità di modificare il codice sorgente di EPANET stesso, cosa che viene resa possibile dal fatto che esso è un software opensource oltre che openaccess; un esempio di questo approccio si può trovare in Pathirana (2010). Pathirana (2010) ha modificato l'algoritmo di risoluzione EPANET per implementare la richiesta sensibile alla pressione nei calcoli di rete, in un modo completamente compatibile con l'interfaccia utente esistente dello standard EPANET. Inoltre, le applicazioni toolkit EPANET che utilizzano il risolutore standard Demand Driven possono continuare a utilizzare per scopi di DDA questa forma modificata senza modificare alcun codice applicativo.

La seconda tipologia di tecniche che consentono di effettuare simulazioni DD con risultati equivalenti a quelli forniti da un simulatore PD comprende metodi che implicano delle analisi guidate dalla domanda, ossia un costante intervento esterno che manualmente aggiorna ad ogni step le condizioni al contorno. Ad esempio, Gupta e Bhave (1996) hanno sviluppato un approccio iterativo che regola i flussi nodali usando diverse sequenze di analisi Demand Driven. Kalungi e Tanyimboh (2003) hanno sviluppato un'euristica in cui alcuni aspetti dell'analisi Pressure Driven sono stati utilizzati in un ambiente Demand Driven per identificare i nodi di flusso zero e parziale. Ozger (2003) ha sviluppato un algoritmo semi-Pressure Driven per l'analisi della rete che potrebbe aggirare il problema delle pressioni negative dovute alle condizioni della domanda forzata nell'analisi idraulica. Pur essendo molto più realistico rispetto all'analisi standard basata sulla domanda, questo approccio simula una frangente analogo a una situazione in cui il cliente si astiene volontariamente dal prelievo di acqua quando la pressione di servizio è bassa. Ang e Jowitt (2006) hanno proposto un algoritmo che aggiunge progressivamente serbatoi artificiali a nodi con deficit di pressione.

Tutti i metodi appartenenti alla seconda tipologia implicano l'uso ripetitivo di analisi Demand Driven con successive regolazioni fatte su parametri specifici fino a quando si ottiene una consistenza idraulica sufficiente. Ciò può portare a requisiti di calcolo elevati e potrebbe presentare difficoltà per essere efficacemente implementato per reti di grandi dimensioni.

Alla terza tipologia appartengono le tecniche afferenti all'approccio mediante il quale si ipotizza di modificare la topologia delle reti mediante l'interfaccia stessa di EPANET o mediante dei file INP (caratteristici di EPANET) aggiungendo delle sequenze di

determinati dispositivi a ogni nodo avente una domanda non nulla (Bertola e Nicolini, 2006; Babu e Mohan, 2012; Gorev e Kodzheshirova, 2013; Sayyed et al., 2014) e risolvendo la rete mediante EPANET, ottenendo un'analisi Pressure Driven grazie alle sequenze di dispositivi inserite.

Nel caso del lavoro presentato in questa dissertazione si farà riferimento in particolar modo a quest'ultima tipologia di tecniche, mediante il quale l'utilizzatore può ottenere simulazioni realistiche del comportamento delle reti di distribuzione acquedottistica, dovendo apportare solo una limitata modifica della topologia della rete e senza dover aggiornare manualmente le condizioni al contorno durante la simulazione. Questo approccio è interessante anche perché si basa sull'utilizzo di EPANET, che come detto precedentemente è un software largamente utilizzato in molte piccole – medie realtà municipali perché openaccess e anche affidabile. Molti di questi gestori non hanno ancora messo a punto modelli Pressure Driven delle proprie reti, poiché ancora in molti casi si affidano all'esperienza in campo dei propri operatori per conoscere i risvolti di un deficit di pressione della rete. Tuttavia con le tecniche che verranno approfondite in seguito, si esaminerà un modo semplice, intuitivo e affidabile per modificare le reti preesistenti in EPANET per ottenere un comportamento Pressure Driven del sistema, pur utilizzando l'algoritmo classico del simulatore; non sarà necessaria l'installazione di versioni particolari del noto software, né tantomeno l'uso di Toolkit che peraltro dovrebbero essere utilizzati senza l'interfaccia grafica. Si è ritenuto interessante esplorare questa prospettiva proprio perché rende accessibile a tutti uno strumento di simulazione estremamente efficace che potrebbe migliorare le politiche di manutenzione e controllo delle reti idriche.

# Capitolo 3

---

## Previsione di domande idriche

In questo Capitolo si affronta il tema della previsione delle domande idriche; si presenta un modello di previsione a breve termine basato sull'utilizzo di una breve finestra mobile di dati osservati precedentemente l'istante in cui viene fatta la previsione. Infatti il modello è strutturato in modo tale da utilizzare come dati di input le sole richieste idriche orarie osservate in alcune settimane precedenti l'istante di previsione e fornire, in output, la previsione delle richieste idriche a passo orario per le successive 24 ore<sup>1</sup>.

---

<sup>1</sup> Questo Capitolo è basato sul seguente articolo, pubblicato su rivista soggetta a peer-review: Pacchin E., Alvisi S., Franchini M. (2017), "A Short-Term Water Demand Forecasting Model Using a Moving Window on Previously Observed Data". *Water* 2017, 9, 172; doi:10.3390/w9030172

### 3.1 Introduzione

Le richieste idriche costituiscono la forzante dei sistemi di distribuzione idrica e una loro corretta previsione può costituire un valido supporto alla gestione dei sistemi stessi. Come già accennato nel Capitolo 2, a seconda dell'orizzonte temporale considerato, le previsioni dei consumi idrici si possono classificare, così come suggerito da Donkor et al. (2015), in “strategico”, “tattico” e “operativo”, corrispondenti a orizzonti temporali rispettivamente di lungo, medio e breve termine.

Nel Capitolo precedente è stata presentata una literature review estesa sull'argomento della previsione delle domande idriche, pertanto in questo paragrafo si tratterà in maggior dettaglio dei modelli di previsione a breve termine, nel cui contesto si inserisce il presente studio. Le previsioni a breve termine sono definite di tipo “operativo”, poiché forniscono una stima dei consumi idrici su brevi orizzonti temporali, dell'ordine del giorno/settimana (Billings e Jones 2008) e sono finalizzate alla gestione ottimale a breve termine (o in tempo reale) dei dispositivi ed impianti della rete (valvole regolatrici di pressione, stazioni di pompaggio, recupero di energia nelle reti di distribuzione idrica) (Zhou et al., 2002; Alvisi et al., 2007; Gato et al., 2007a e b; Herrera et al., 2010; Bakker et al., 2013; Puleo et al., 2014; De Marchis e Freni, 2015; Alvisi e Franchini, 2017).

Una differenziazione tra i modelli di previsione a breve termine può essere effettuata considerandone gli aspetti principali, principalmente identificabili nel passo temporale considerato, nella tipologia di input utilizzato, e nella struttura e approccio su cui si basa il modello stesso.

Il passo temporale utilizzato tipicamente varia dal giorno (Gato et al., 2007a e b; Al-Zaharani e Abo-Monasar, 2015) all'ora (Herrera et al., 2010, Dos Santos e Pereira Filho, 2014), fino al quarto d'ora nel caso del modello di Bakker et al. (2013). Esistono anche modelli con multiperiodicità, nei quali viene prevista la richiesta idrica a diversi passi temporali, ad esempio giornaliero e orario, come in Alvisi et al. (2007).

Per quanto riguarda gli input, la maggior parte dei modelli di previsione a breve termine si basa principalmente sulle serie storiche dei consumi osservati nella settimana o mese o anno precedente. Tuttavia in alcuni casi, vengono considerati anche fattori climatici, come la temperatura e l'umidità che possono avere un impatto significativo sulla domanda idrica (Aly e Wanakule, 2004; Dos Santos e Pereira Filho, 2015; Tiwari e Adamowski, 2015).

Infine, per quanto riguarda l'approccio, molti dei modelli recentemente proposti in letteratura si basano su tecniche di tipo data-driven quali le Reti Neurali Artificiali (ANN – Artificial Neural Network) (Liu et al., 2003; Ghiassi et al., 2008; Herrera et al.,

2010; Babel e Shinde, 2011; Adamowski et al., 2012; Romano e Kapelan, 2014), le Support Vector Machine (SVM) (Msiza et al., 2008; Shabani et al. 2016), la Fuzzy Logic (Lertpalangsunti et al., 1999) la Project Pursuit Regression (PPR), le Random Forests (RM) e la Multivariate Adaptive Regression Splines (MARS) (Herrera et al. 2010).

Altri modelli si basano invece prevalentemente sulla rappresentazione dei comportamenti periodici che tipicamente caratterizzano i consumi (Bakker et al., 2013), eventualmente accoppiate con tecniche di analisi delle serie temporali come in Alvisi et al. (2007).

Un aspetto importante da puntualizzare strettamente connesso all'approccio e alla struttura del modello riguarda la sua parametrizzazione.

I modelli precedentemente citati si basano su strutture più o meno complesse, ma comunque caratterizzate dalla presenza di parametri i cui valori devono essere definiti preliminarmente all'applicazione del modello stesso. Ad esempio, i modelli a reti neurali, per loro stessa struttura, necessitano di una calibrazione dei pesi e bias effettuata avvalendosi di una serie temporale di dati storicamente osservati sufficientemente lunga affinché la rete sia efficacemente istruita, tenendo conto dei diversi comportamenti dei consumi idrici che si possono osservare ad esempio nell'arco dell'anno. Come noto infatti una rete neurale riesce a riprodurre/prevedere correttamente in fase applicativa dati che rientrino all'interno del range già utilizzato in fase di calibrazione, mentre può produrre scarsi risultati se applicata a set di dati completamente diversi da quelli considerati in fase di calibrazione. Chiaramente un modello di previsione a rete neurale calibrato su dati relativi a bassi consumi, tipici ad esempio di un periodo invernale, potrebbe fornire scarse prestazioni se poi applicato per la previsione in periodi di elevato consumo, come quello estivo. Analoghe considerazioni sono valide per i modelli basati sulla rappresentazione dei comportamenti periodici. Ad esempio il modello proposto da Alvisi et al., (2007) necessita di almeno un anno di osservazioni per la definizione dei comportamenti periodici di lungo termine, ovvero per la caratterizzazione delle fluttuazioni stagionali, nonché per la caratterizzazione dei pattern giornalieri dei consumi, variabili da stagione a stagione. La necessità di avere a disposizione una serie temporale di dati storicamente osservati per la medesima rete alla quale si vuole applicare il modello di previsione operativamente può costituire un fattore limitante di cui si deve tener conto nel momento della scelta della struttura del modello stesso.

In questo lavoro si presenta un modello di previsione a breve termine della richiesta idrica, basato sull'utilizzo di una breve finestra mobile di dati osservati precedentemente l'istante in cui viene fatta la previsione. Infatti il modello è strutturato in modo tale da utilizzare come dati di input le sole richieste idriche orarie osservate in alcune settimane precedenti

l'istante di previsione e fornire, in output, la previsione delle richieste idriche a passo orario per le successive 24 ore. La base della struttura del modello è la finestra mobile contenente i dati di input; questa tecnica è stata ampiamente utilizzata in letteratura in altri contesti come la previsione della domanda di energia (Alfares e Nazeeruddin, 2002) e la ricerca di allacciamenti non autorizzati alla rete (Monedero 2015; 2016). Come illustrato nei prossimi paragrafi, alcuni dei pregi di questo modello risiedono nella semplicità della struttura su cui si basa e nella sostanziale assenza di un periodo di calibrazione.

Nel seguito si presenta la struttura del modello di previsione proposto (paragrafo 3.2); il modello è quindi applicato ad un caso studio reale (paragrafo 3.3) ed i risultati ottenuti sono analizzati e confrontati con quelli forniti da un altro modello di previsione a breve termine già proposto nella letteratura scientifica (paragrafo 3.4). Infine, nel paragrafo 3.5 si forniscono alcune considerazioni conclusive.

### **3.2 Il Modello Proposto**

Il modello per la previsione a breve termine dei consumi idrici si basa sulla osservazione che i consumi stessi tipicamente sono caratterizzati da fluttuazioni/comportamenti periodici su diverse scale temporali. Le richieste idriche medie giornaliere infatti tipicamente presentano fluttuazioni stagionali, con un incremento dei consumi nei mesi più caldi ed una riduzione nei mesi freddi. Le richieste idriche orarie presentano fluttuazioni nell'arco del giorno che rispecchiano le abitudini della tipologia di utenza considerata. In particolare, con riferimento alle utenze residenziali, i consumi presentano un andamento nell'arco del giorno caratterizzato da picchi nelle ore mattutine e serali, bassi valori nelle ore notturne e un andamento oscillante nel resto della giornata (Walski et al., 2003). Tali andamenti delle richieste idriche orarie nell'arco del giorno si possono poi differenziare in funzione del tipo di giorno della settimana considerato. Ad esempio, i consumi di centri abitati o distretti residenziali, presentano andamenti/pattern del lunedì (o martedì, mercoledì,...ecc.) molto simili tra loro, e più o meno simili a quelli degli altri giorni feriali della settimana, e di solito molto diversi da quelli del sabato e della domenica. Un discorso a parte meritano inoltre gli andamenti dei consumi nelle festività particolari, variabili da paese a paese, quali ad esempio Capodanno, Natale, etc. In generale, l'andamenti dei consumi in tali giorni è più simile a quello di una domenica che di un giorno feriale, ma in certi casi, quale ad esempio Capodanno, è evidente che la particolare tipologia di festività e di abitudini di vita ad essa associata, dia luogo ad un andamento dei consumi molto diverso anche da quello delle domeniche.



Altro aspetto importante nella caratterizzazione dei consumi idrici a breve termine è connesso alla persistenza dei consumi stessi. L'analisi delle serie temporali dei consumi idrici a passo orario o giornaliero evidenziano di solito significativi valori dei coefficienti di correlazione temporale a lag 1 o 2, per cui una tendenza alla crescita del consumo medio giornaliero di un generico giorno si riflette in una tendenza alla crescita del consumo anche nel giorno successivo.

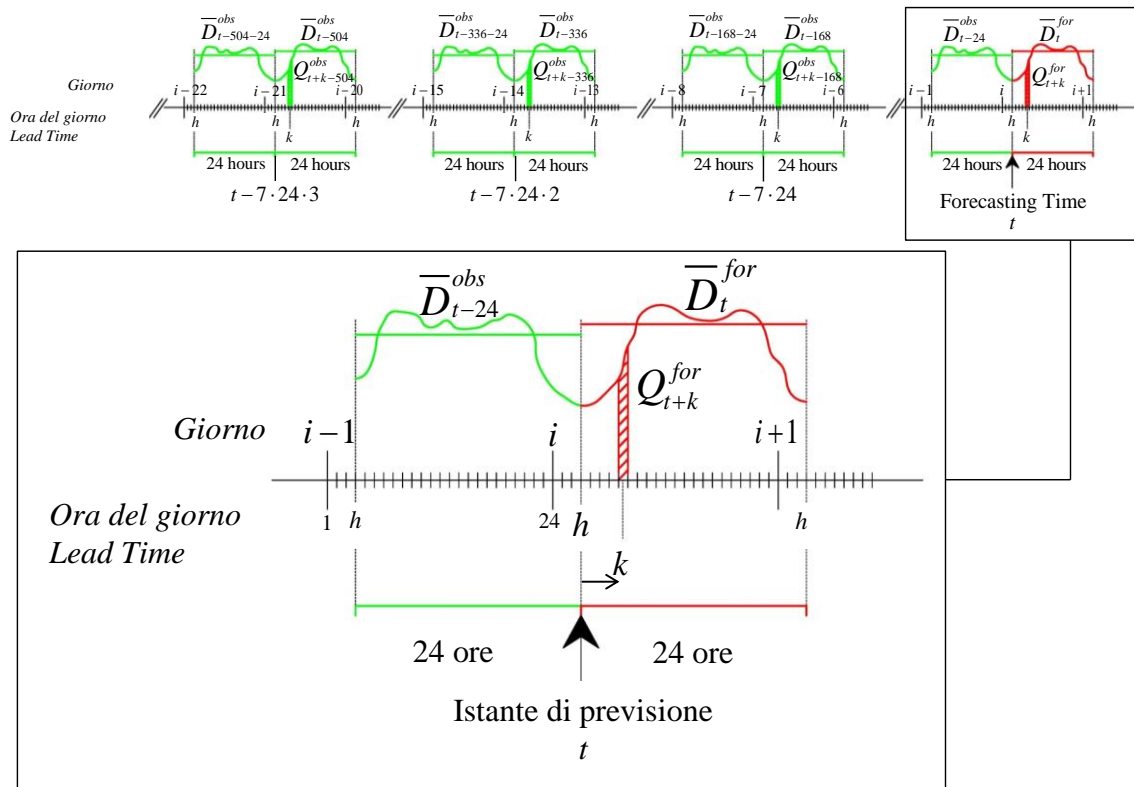


Figura 3.1. Struttura temporale del modello  $\alpha\beta$ -WDF.

Il modello proposto si basa su questi aspetti utilizzando per la previsione delle richieste idriche future, ovvero nelle  $K=24$  ore in avanti, le informazioni provenienti dai dati di consumo osservati nelle ultime 24 ore precedenti l'istante di previsione e da quelli relativi alla medesima ora del giorno oggetto di previsione ma osservati nel medesimo giorno della settimana nelle  $n$  settimane precedenti. In particolare il modello è strutturato in due blocchi tali per cui si stima dapprima la richiesta idrica media delle sulle  $K=24$  ore oggetto di previsione e successivamente, appoggiandosi a tale stima, si prevede la richiesta idrica media oraria di ciascuna delle  $K$  ore in avanti.

In maggior dettaglio, si assuma la settimana suddivisa in 7 giorni (lunedì, martedì,..., domenica) per ciascuno dei quali si assume esistere un particolare andamento dei consumi orari. In questa fase si assumano le festività particolari assimilabili alle domeniche.

Maggiori dettagli circa la possibilità di tener conto anche di un diverso comportamento delle festività particolari saranno forniti in seguito.

Con riferimento allo schema di Figura 3.1, si assuma un passo temporale orario e sia  $i$  (con  $i = 1, 2, \dots, 365$ ) il generico giorno dell'anno e  $h$  (con  $h = 1, 2, \dots, 24$ ) la generica ora del giorno. Si indichi quindi con  $t$  la generica ora dell'anno (contata quindi a partire dall'inizio dell'anno) in cui si effettua la previsione. Assumendo quindi di effettuare la previsione alla  $h$ -esima ora dell' $i$ -esimo giorno dell'anno,  $t$  sarà pari a:

$$t = 24 \cdot (i - 1) + h \quad (3.1)$$

Sia infine  $k$  (con  $k = 1, 2, \dots, K = 24$ ) il lead-time di previsione.

Come osservato in precedenza, i consumi sono caratterizzati da andamenti diversi nei 7 giorni della settimana e, a meno di festività particolari, i giorni  $\{i, i-7, i-14, i-21, \dots\}$  sono dello stesso "tipo" (ad esempio sono tutti martedì). Pertanto, fissato l'ora di previsione  $t = 24 \cdot (i - 1) + h$  è possibile individuare le  $n$  ore corrispondenti alla medesima ora  $h$  del giorno in cui si effettua la previsione che cadono nel medesimo "tipo" di giorno nelle  $n$  settimane precedenti. Il set  $S$  di queste  $n$  ore sia quindi definito come:

$$\begin{aligned} S = \{s_1; s_2; \dots; s_n\} &= \{t - 7 \cdot 24; t - 7 \cdot 24 \cdot 2; \dots; t - 7 \cdot 24 \cdot n\} = \\ &= \{t - 168; t - 336; \dots; t - 168 \cdot n\} \end{aligned} \quad (3.2)$$

E' importante chiarire che la definizione del set  $S$  delle  $n$  ore corrispondenti alla medesima ora  $h$  del giorno in cui si effettua la previsione che cadono nel medesimo "tipo" di giorno fornita in eq. (3.2) vale in condizioni "ordinarie", ovvero quando il giorno considerato è un lunedì, martedì, ..., domenica e non una festività particolare che ricade in corrispondenza di un giorno feriale. In quest'ultimo caso infatti, supponendo ad esempio che la festività ricada in corrispondenza di un martedì,  $s_1, s_2, \dots, s_n$  non si otterrebbero andando indietro di  $7 \cdot 24$  ore,  $7 \cdot 24 \cdot 2$  ore, ...,  $7 \cdot 24 \cdot n$  ore, ovvero andando a considerare i martedì delle settimane precedenti, ma selezionando le corrispondenti ore delle domeniche (o altre festività) precedenti. Nell'esempio considerato in cui l'ora di previsione  $t$  ricade in corrispondenza di una festività occorsa infrasettimanalmente di martedì,  $s_1$  sarebbe pari a  $t - 2 \cdot 24$ , andando quindi indietro di 2 giorni, dal martedì alla domenica,  $s_2$  sarebbe pari a  $t - (2+7) \cdot 24$ , considerando cioè la medesima ora occorsa due domeniche prima,  $s_3$  sarebbe pari a  $t -$

$(2+7\cdot 2)\cdot 24, \dots, s_n$  sarebbe pari a  $t-(2+7\cdot(n-1))\cdot 24$ . Per inciso, in questo caso la finestra mobile di dati osservati utilizzati sarebbe leggermente più corta di  $n$  settimane (essendo  $s_n=t-(2+7\cdot(n-1))\cdot 24$ , e non  $s_n=t-(7\cdot n)\cdot 24$  come nel caso di una condizione “ordinaria”, vedi eq.(3.2)).

In generale, nel seguito, riferendosi al set delle  $n$  ore corrispondenti alla medesima ora  $h$  del giorno in cui si effettua la previsione che cadono nel medesimo “tipo” di giorno, si farà in via semplificativa riferimento alle condizioni “ordinarie”, e quindi ad una finestra mobile di  $n$  settimane precedenti l’ora di previsione  $t$ . Chiaramente, nel caso in cui l’ora di previsione  $t$  ricadesse in corrispondenza di una festività occorsa infrasettimanalmente, la finestra mobile sarebbe più corta di  $n$  settimane; analogamente nel caso in cui l’ora di previsione  $t$  ricadesse in corrispondenza di un giorno feriale, ma nelle  $n$  settimane precedenti in corrispondenza del medesimo tipo di giorno feriale fosse occorsa una festività, tale giorno non sarebbe includibile nel set  $S$ , dovendo quindi andare ad allungare all’indietro la finestra mobile considerando un’altra settimana.

Definito quindi il set  $S$ , la previsione delle richieste idriche viene effettuata nel seguente modo. All’ora  $t$  viene stimata la richiesta idrica media  $\bar{D}_t^{for}$  per le successive  $K=24$  ore mediante la seguente relazione:

$$\bar{D}_t^{for} = \alpha_t \cdot \bar{D}_{t-24}^{obs} \quad (3.3)$$

dove  $\bar{D}_{t-24}^{obs}$  è il consumo idrico medio osservato nelle 24 ore precedenti l’ora  $t$  di previsione (ovvero da  $t-24$  a  $t$ ) e  $\alpha_t$  è un coefficiente avente un valore specifico per l’orizzonte di 24 ore che ha inizio all’ora  $t$ , e che si definisce sulla finestra mobile antecedente all’ora  $t$  come:

$$\alpha_t = \frac{1}{n} \cdot \sum_{s_j=s_1}^{s_n} \frac{\bar{D}_{s_j}^{obs}}{\bar{D}_{s_j-24}^{obs}} \quad (3.4)$$

dove  $\bar{D}_{s_j}^{obs}$  è il consumo idrico medio osservato nelle 24 ore successive all’ora  $s_j$  (con  $j=1, 2, \dots, n$ ) essendo, con riferimento all’eq.(3.2) e in condizioni “ordinarie”,  $s_1=t-7\cdot 24, s_2=t-7\cdot 24\cdot 2, \dots, s_n=t-7\cdot 24\cdot n$ , e  $\bar{D}_{s_j-24}^{obs}$  il consumo idrico medio osservato nelle 24 ore precedenti l’ora  $s_j$  (ovvero da  $s_j-24$  a  $s_j$ ) (vedi Figura 3.1). Per inciso si ricorda che nel caso in cui l’ora  $t$  di previsione ricadesse in corrispondenza di una festività occorsa

infrasettimanalmente il set  $S = \{s_1; s_2; \dots; s_n\}$  dovrebbe essere coerentemente definito così come spiegato precedentemente. Inoltre, anche nel caso in cui l'ora  $t$  di previsione ricadesse in un giorno feriale ma successivo ad una festività particolare, ad esempio un giovedì immediatamente successivo il giorno di Capodanno, il set  $S = \{s_1; s_2; \dots; s_n\}$  da considerare non sarebbe quello definito in eq.(3.2) ma dovrebbe essere definito considerando le coppie di giorni domenica-lunedì osservati nelle settimane precedenti, e non mercoledì-giovedì, assumendo che la transizione da una festività ad un giorno feriale sia meglio caratterizzata dalle precedenti transizioni domenica-lunedì; ovvero nell'esempio considerato, per considerare le precedenti coppie domenica-lunedì invece di mercoledì-giovedì si dovrebbe andare indietro di 3, 10, 17 e 24 giorni (e non di 7, 14, 21 e 28 giorni), e quindi si avrebbe  $S = \{s_1; s_2; \dots; s_n\} = \{t - 3 \cdot 24; t - 10 \cdot 24; \dots; t - 24 \cdot 24\}$ .

Stimata la richiesta idrica media  $\bar{D}_t^{for}$  sulle  $K=24$  ore successive all'ora  $t$ , la richiesta idrica oraria  $Q_{t+k}^{for}$  relativa all'ora  $t+k$  (con  $k=1, 2, \dots, K=24$ ) viene prevista mediante la seguente relazione:

$$Q_{t+k}^{for} = \beta_{t,k} \cdot \bar{D}_t^{for} \quad (3.5)$$

dove il coefficiente  $\beta_{t,k}$ , relativo allo specifico lead-time  $k$  dell'orizzonte di  $K=24$  ore che ha inizio all'ora  $t$ , viene definito sulla finestra mobile antecedente all'ora  $t$  come:

$$\beta_{t,k} = \frac{1}{n} \cdot \sum_{s_j=s_1}^{s_n} \frac{Q_{s_j+k}^{obs}}{\bar{D}_{s_j}^{obs}} \quad (3.6)$$

dove  $Q_{s_j+k}^{obs}$  è la richiesta idrica oraria nella  $k$ -esima ora successiva all'ora  $s_j$  (con  $j=1, 2, \dots, n$ ). Si noti che ad ogni passo temporale di previsione  $t$  vengono calcolati 24 valori del coefficiente  $\beta_{t,k}$ , uno per ciascun lead-time di previsione  $k$  (con  $k=1, 2, \dots, K=24$ ). Chiaramente anche per la stima di  $\beta_{t,k}$  valgono le medesime considerazioni fatta in precedenza circa la definizione del set  $S$  nel caso in cui l'ora prevista ricadesse in corrispondenza di una festività occorsa infrasettimanalmente.

A conclusione della presentazione del modello è significativo osservare come nei coefficienti  $\alpha_t$  e  $\beta_{t,k}$  siano implicitamente contenute le informazioni caratterizzanti la richiesta idrica di un certo "tipo" di giorno ed una determinata ora del giorno. Tali

coefficienti vengono però aggiornati in continuo essendo calcolati su una finestra mobile di  $n$  (in condizioni “ordinarie”) settimane che termina al passo temporale di previsione  $t$  e che si sposta con esso. Chiaramente la lunghezza del set  $S$  su cui si stimano i coefficienti deve essere sufficientemente lunga, ad esempio  $n > 2$ , per stabilizzare la stima dei coefficienti stessi, ed evitare oscillazioni indotte da un particolare/anomalo valore di consumo osservato ad un certo passo temporale. Nel contempo il set  $S$ , e quindi la finestra mobile, non deve essere troppo lungo, ad esempio  $n < 10$ , ovvero non più di due/tre mesi, in modo tale che nei coefficienti si riesca a tener conto delle oscillazioni dei consumi legate al cambio stagionale. Con una finestra molto ampia, ad esempio 6 mesi o un anno, si verificherebbe infatti un effetto di compensazione per cui, se il passo di previsione  $t$  cadesse ad esempio in estate, i corrispondenti coefficienti sarebbero stimati anche sulla base dei dati di consumo osservati nel periodo invernale, non consentendo così di caratterizzare opportunamente le oscillazioni stagionali.

Un ulteriore vantaggio dato dal considerare una finestra mobile abbastanza contenuta risiede nel fatto che, siccome il modello si basa soltanto sui dati della finestra mobile, operativamente per il suo utilizzo sarebbe necessario attendere di aver osservato solo  $n$  settimane di consumi idrici, senza richiedere, come visto nell’introduzione per altri modelli, un lungo data set di calibrazione.

In Appendice A si riporta un esempio numerico per il calcolo dei coefficienti  $\alpha_t$  e  $\beta_{t,k}$ .

### 3.2.1 Modello con festività e ricorrenze particolari

Il modello illustrato al precedente paragrafo, denominato nel seguito per brevità  $\alpha\beta$ \_WDF ( $\alpha\beta$  Water Demand Forecasting) model, è strutturato assumendo di considerare le festività e ricorrenze particolari al pari di una domenica, anche se in letteratura è stato osservato come tipicamente l’andamento delle richieste idriche in corrispondenza delle festività sia leggermente diverso da quella delle domeniche.

D’altra parte si può tener conto di questo diverso comportamento modificando leggermente la struttura del modello nella parte relativa alla stima dei coefficienti  $\beta_{t,k}$  a fronte però della necessità di aver a disposizione  $m$  (con  $m \geq 2$ ) anni di osservazioni dei consumi idrici.

In pratica, infatti, nel caso in cui l’ora prevista ricada in corrispondenza di una festività particolare, ferma restando la stima della richiesta idrica media  $\bar{D}_t^{for}$  sulle  $K=24$  ore successive all’ora  $t$  così come fornita in eqq. (3.3) e (3.4), la stima della richiesta idrica oraria  $Q_{t+k}^{for}$  relativa all’ora  $t+k$  (con  $k = 1, 2, \dots, K = 24$ ) può essere effettuata

appoggiandosi all'eq.(3.5) dove però i coefficienti  $\beta_{t,k}$  sono stimati sulla base dei dati relativi alla stessa ora del giorno dello stesso giorno festivo in cui ricade l'ora  $t+k$  osservati negli  $m$  anni precedenti.

In pratica quindi  $\beta_{t,k}$  in questo caso è dato da:

$$\beta_{t,k} = \frac{1}{m} \cdot \sum_{s_y=s_1}^{s_m} \frac{Q_{s_y+k}^{obs}}{\bar{D}_{s_y}^{obs}} \quad (3.7)$$

dove  $s_y$  indica la medesima ora del medesimo giorno dell'ora  $t$  corrente ma occorsa  $y$  anni prima e quindi  $Q_{s_y+k}^{obs}$  è la richiesta idrica oraria corrispondente all'ora prevista (che cade in una festività particolare) ma osservata  $y=1, 2, \dots, m$  anni prima e  $\bar{D}_{s_y}^{obs}$  è il corrispondente consumo idrico medio osservato nelle 24 ore successive all'ora  $s_y$  osservato negli  $y=1, 2, \dots, m$  anni precedenti.

Questa variante del modello  $\alpha\beta$ \_WDF sarà nel seguito denominata per brevità modello  $\alpha\beta_h$ \_WDF ( $\alpha\beta$  holiday Water Demand Forecasting).

### 3.3 Caso Studio

Il modello proposto è stato applicato al caso reale di Castelfranco Emilia (Italia). La rete di distribuzione idrica di Castelfranco Emilia serve circa 23000 abitanti ed è interamente alimentata da un serbatoio pensile di testata in corrispondenza del quale è posizionato un misuratore di portata che fornisce le misure del consumo idrico dell'intero centro abitato, inclusivo delle perdite. Nel dettaglio, sono disponibili i dati a passo orario relativi agli anni 1997, 1998, 1999 e 2000. Poiché da un'analisi dei dati si è osservato che negli anni 1997 e 1999 diversi periodi sono caratterizzati da assenza o inattendibilità dei dati, si è scelto di utilizzare per l'applicazione e valutazione dell'efficacia del modello gli anni 1998 e 2000.

Lo stesso caso studio è stato utilizzato in Alvisi et al. (2007) per l'applicazione e verifica del modello da loro proposto, denominato Patt\_WDF. I risultati del modello Patt\_WDF sono quindi stati utilizzati come termine di confronto per l'analisi dell'efficacia del modello qui proposto (per un confronto più esteso e dettagliato si rimanda al Capitolo 4, dove vengono comparate le performance di sei diversi modelli di previsione a breve termine, inclusi  $\alpha\beta$ \_WDF e Patt\_WDF, su sette casi studio). In dettaglio, la valutazione delle performances dei due modelli è stata condotta considerando separatamente i diversi

orizzonti temporali di previsione e utilizzando gli indici Root Mean Square Error (RMSE) e Mean Absolute Error (MAE%) definiti come:

$$\text{RMSE} = \sqrt{\frac{1}{z} \sum_{i=1}^z e_i^2} \quad (3.8)$$

$$\text{MAE\%} = \frac{1}{z} \sum_{i=1}^z \left| \frac{e_i}{\mu_{obs}} \right| \cdot 100 \quad (3.9)$$

dove  $z$  è il numero di ore in un anno,  $e = Q^{obs} - Q^{for}$  è l'errore essendo  $Q^{obs}$  il valore della richiesta idrica oraria osservata e  $Q^{for}$  il valore della richiesta idrica oraria prevista,  $\mu_e$  è la media degli errori e  $\mu_{obs}$  è la media dei valori osservati.

Si ricorda che, come detto nell'introduzione, il Patt\_WDF è un modello di previsione della richiesta idrica a breve termine basato su una tecnica ibrida; come il modello  $\alpha\beta$ \_WDF, anche il modello Patt\_WDF è caratterizzato da un orizzonte temporale di 24 ore e da un passo orario, ma a differenza del modello  $\alpha\beta$ \_WDF, il modello Patt\_WDF necessita di almeno un anno di dati osservati di consumo idrico per la fase di calibrazione. In particolare, avendo a disposizione i dati completi relativi agli anni 1998 e 2000, per l'applicazione del modello Patt\_WDF sono stati utilizzati i dati del 1998 per la calibrazione, e i dati del 2000 per la validazione. Coerentemente, anche se il modello  $\alpha\beta$ \_WDF non necessita di periodi di calibrazione, si è scelto di presentarne i risultati considerando separatamente gli anni 1998 e 2000, al fine di consentire un agevole e significativo confronto con i risultati del modello Patt\_WDF.

In particolare, nel seguito si presenta prima un'analisi dei risultati del modello  $\alpha\beta$ \_WDF, ottenuti applicando il modello assumendo  $n=4$ , ovvero considerando una finestra di dati osservati per la stima di  $\alpha_t$  e  $\beta_{t,k}$  che in condizioni "ordinarie" è di 4 settimane. Questi risultati sono quindi confrontati con quelli del modello Patt\_WDF. Successivamente, con specifico riferimento alle sole festività, si presenta un confronto tra i risultati forniti dal modello  $\alpha\beta$ \_WDF e quelli forniti dal modello  $\alpha\beta_h$ \_WDF, assumendo per l'applicazione di quest'ultimo una stima dei coefficienti  $\beta_{t,k}$  in corrispondenza delle festività effettuata sulla base dei dati osservati anche negli anni 1997 e 1999 (essendo per questi anni disponibili i dati in corrispondenza delle festività considerate).

### 3.4 Analisi e discussione dei risultati

In Figura 3.2 e Figura 3.3 si mostra l'andamento degli indici RMSE e MAE% al variare dell'orizzonte temporale di previsione, compreso tra 1 e 24 ore, per l'anno 1998 e l'anno 2000 ottenuti con il modello  $\alpha\beta$ \_WDF e il modello Patt\_WDF.

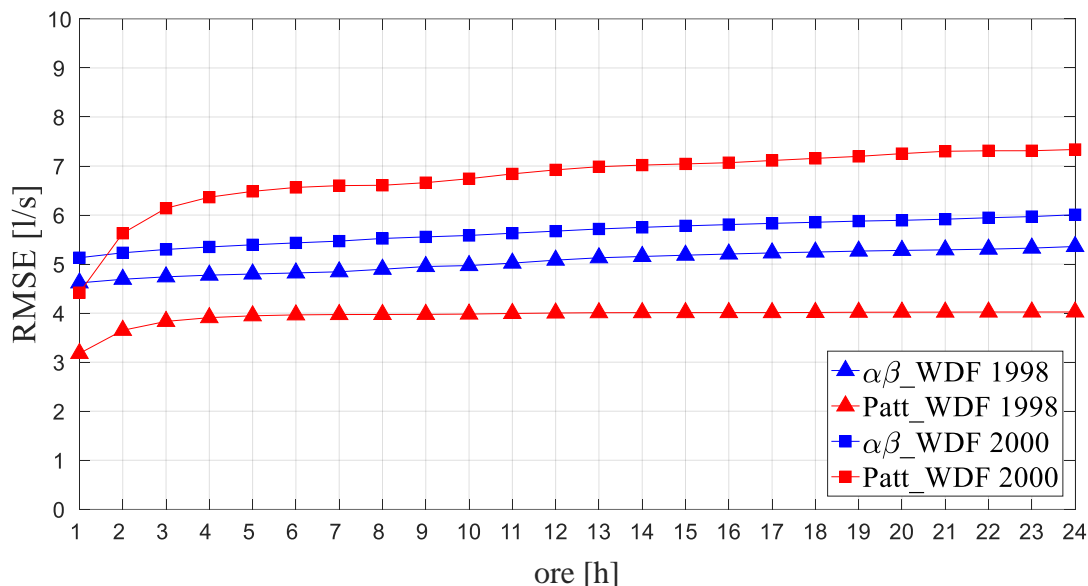


Figura 3.2. Andamento al variare dell'orizzonte temporale di previsione del RMSE dei modelli  $\alpha\beta$ \_WDF e Patt\_WDF per gli anni 1998 e 2000.

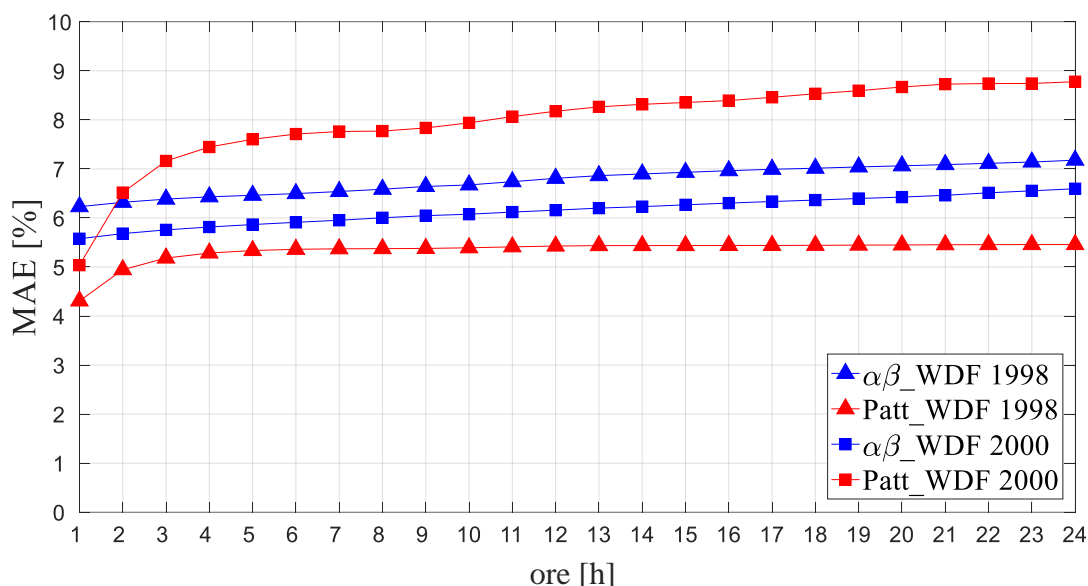


Figura 3.3. Andamento al variare dell'orizzonte temporale di previsione del MAE% dei modelli  $\alpha\beta$ \_WDF e Patt\_WDF per gli anni 1998 e 2000.

Analizzando i risultati forniti dal modello  $\alpha\beta$ \_WDF si può osservare che l'accuratezza previsionale è in generale molto buona, con valori del RMSE dell'ordine di 4-6 l/s, corrispondenti a valori del MAE% dell'ordine del 5%-7%. In dettaglio, si può osservare



che l'accuratezza è maggiore per brevi orizzonti temporali e decresce leggermente all'aumentare del lag-time, con variazioni dei valori del RMSE e del MAE% comunque molto contenute. Infatti, con riferimento all'applicazione all'anno 1998, il RMSE passa da circa il 5 l/s per la previsione a 1 ora in avanti a circa il 6 l/s per la previsione a 24 ore in avanti e corrispondentemente il MAE% passa da circa il 6% per la previsione a 1 ora in avanti a circa il 7% per la previsione a 24 ore in avanti. Analogamente, nel caso dell'applicazione ai dati dell'anno 2000 il RMSE passa da circa il 4.5 l/s per la previsione a 1 ora in avanti a circa il 5.5 l/s per la previsione a 24 ore in avanti e il MAE% da circa il 5.5% a circa il 6.5%.

Confrontando i risultati forniti dal modello  $\alpha\beta$ \_WDF con quelli forniti dal modello Patt\_WDF si può osservare che nel caso dell'applicazione dei modelli ai dati dell'anno 1998 il modello Patt\_WDF fornisce un'accuratezza previsionale migliore di quella del modello  $\alpha\beta$ \_WDF per tutti gli orizzonti temporali, con valori del RMSE variabili da circa 3 l/s per la previsione a 1 ora in avanti a circa 4 l/s per la previsione a 24 ore in avanti e del MAE% variabili da circa il 4.5% per la previsione a 1 ora in avanti a circa il 5.5% per la previsione a 24 ore in avanti. Per contro, considerando l'applicazione dei modelli ai dati dell'anno 2000 si può notare che in generale il modello  $\alpha\beta$ \_WDF fornisce un'accuratezza maggiore, con valori del RMSE simili per i due modelli per la previsione a 1 ora in avanti (4.5 l/s per il modello Patt\_WDF e 5 l/s per il modello  $\alpha\beta$ \_WDF) e migliori per gli altri orizzonti temporali, essendo in particolare il RMSE per la previsione a 24 ore in avanti superiore a 7 l/s nel caso del modello Patt\_WDF contro i 6 l/s del modello  $\alpha\beta$ \_WDF (corrispondenti a valori del MAE% pari a circa il 9% nel caso del modello Patt\_WDF e del 6.5% per il modello  $\alpha\beta$ \_WDF). In generale, dal confronto degli andamenti degli indici forniti dai due modelli applicati ai due diversi anni di dati si osserva che le prestazioni del modello  $\alpha\beta$ \_WDF non variano significativamente da anno a anno, mentre quelle del modello Patt\_WDF peggiorano significativamente passando dal 1998 al 2000. Questo è comprensibile considerando che il modello Patt\_WDF, a differenza del modello  $\alpha\beta$ \_WDF, richiede un lungo set (1 anno) di dati di calibrazione. Il modello Patt\_WDF è quindi in grado di fornire un'elevata accuratezza previsionale con riferimento proprio all'anno di calibrazione 1998, ovvero al set di dati utilizzati per la caratterizzazione dei comportamenti periodici su cui si basa il modello stesso per fornire la previsione. Tuttavia passando ad un altro anno, e quindi ad un diverso set di dati, le performances tendono a calare. Per contro le performances del modello  $\alpha\beta$ \_WDF, che non richiede un lungo set di dati di calibrazione e in cui la previsione viene fatta appoggiandosi a coefficienti aggiornati in

continuo sulla base di una breve finestra mobile di dati precedentemente osservati, restano stabili passando da un anno all'altro.

Questo diverso comportamento dei due modelli è confermato anche dall'analisi degli istogrammi di frequenza degli errori riportati in Figura 3.4 e Figura 3.5 rispettivamente per gli anni 1998 e 2000.

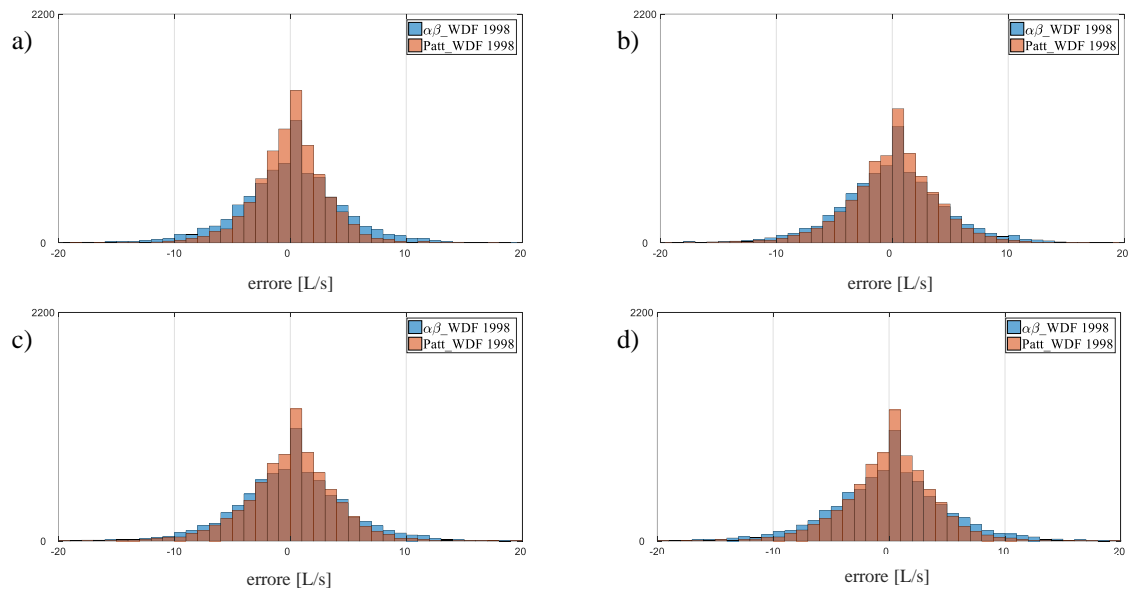


Figura 3.4. Confronto degli istogrammi di frequenza dell'errore di previsione dei modelli  $\alpha\beta\_WDF$  e Patt\_WDF per l'anno 1998 per gli orizzonti temporali di a) 1 ora, b) 6 ore, c) 12 ore, d) 24 ore.

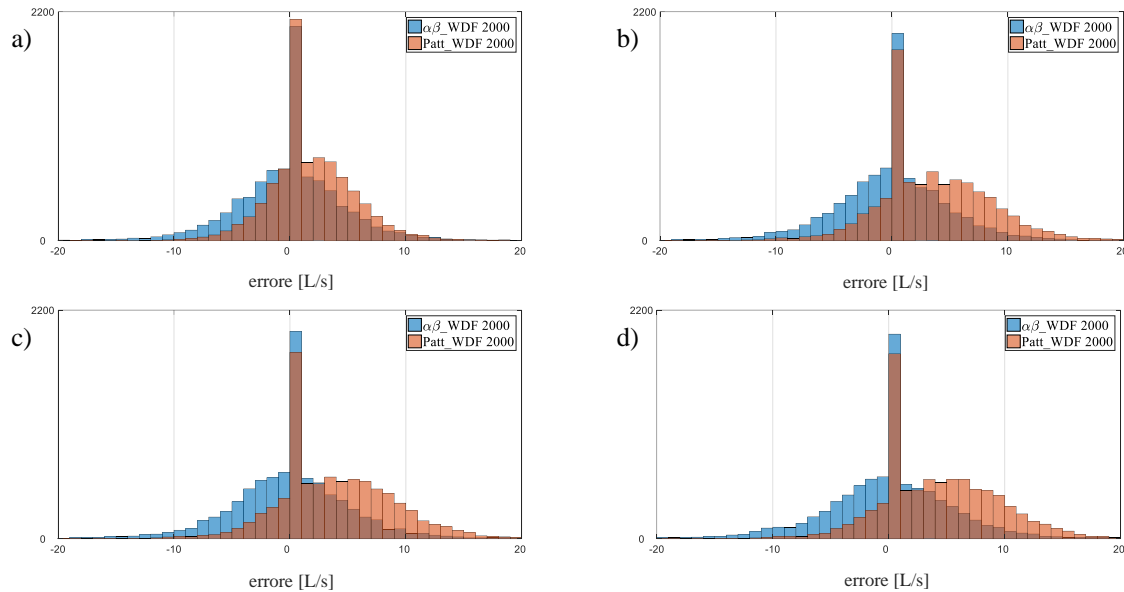


Figura 3.5. Confronto degli istogrammi di frequenza dell'errore di previsione dei modelli  $\alpha\beta\_WDF$  e  $Patt\_WDF$  per l'anno 2000 per gli orizzonti temporali di a) 1 ora, b) 6 ore, c) 12 ore, d) 24 ore.

In particolare, in ogni figura sono sovrapposti gli istogrammi degli errori forniti dai due modelli nella previsione a 1 ora in avanti (Figura 3.4a per il 1998 e Figura 3.5a per il 2000), 6 ore (Figura 3.4b e Figura 3.5b), 12 ore (Figura 3.4c e Figura 3.5c), e 24 ore (Figura 3.4d e Figura 3.5d). Dall'analisi di Figura 3.4, relativa all'anno 1998, si può notare come in generale per i diversi orizzonti temporali considerati gli istogrammi dei due modelli abbiano ampiezze del tutto simili e siano centrati sullo zero. Nel dettaglio si può osservare una dispersione leggermente maggiore degli errori del modello  $\alpha\beta\_WDF$ , a conferma delle migliori performances del modello  $Patt\_WDF$  relativamente al (suo) periodo di calibrazione.

Analizzando invece gli errori ottenuti con riferimento all'anno 2000 (Figura 3.5) si osserva che mentre il modello  $\alpha\beta\_WDF$  fornisce una distribuzione degli errori simmetrica e centrata sullo zero, simile a quella osservata per il 1998, la distribuzione degli errori relativi a  $Patt\_WDF$  non è simmetrica rispetto allo zero e risulta essere traslata sul semiasse positivo. Questa particolare distribuzione degli errori del modello  $Patt\_WDF$  nell'anno 2000 indica una generale sottostima nella previsione delle richieste idriche sul periodo di validazione (essendo infatti l'errore definito come  $e = Q^{obs} - Q^{for}$ ) ed è comprensibile considerando che passando dal 1998 al 2000 i dati osservati mostrano un leggero incremento dei consumi idrici. Il modello  $Patt\_WDF$ , calibrato sull'anno 1998, quando utilizzato per la previsione dei consumi idrici del 2000 tende a sottostimare i

consumi stessi. Questo problema non si manifesta con il modello  $\alpha\beta\_WDF$  in quanto, non basandosi su parametri calibrati su uno specifico anno ma usando le informazioni dedotte dai consumi osservati nelle ultime  $n=4$  settimane, è in grado di adattarsi alle variazioni di lungo termine dei consumi stessi.

A chiusura dell'analisi delle performances del modello  $\alpha\beta\_WDF$ , in Figura 3.6 e Figura 3.7 si riportano gli scatter plot delle previsioni della domanda a 1, 6, 12 e 24 ore rispettivamente per l'anno 1998 e 2000, mentre in Figura 3.9 si riporta a titolo di esempio il confronto tra l'andamento delle richieste idriche osservate in un generico giorno dell'anno 2000 (23 gennaio) e le previsioni fornite dal modello  $\alpha\beta\_WDF$  1 e 24 ore in avanti.

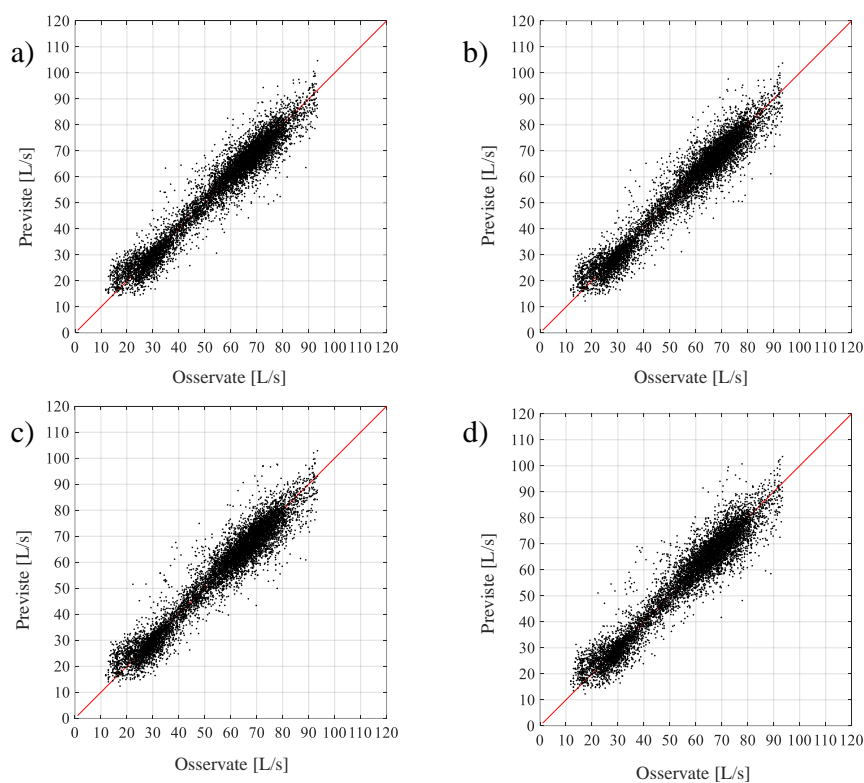


Figura 3.6. Scatter plot delle previsioni fornite dal modello  $\alpha\beta\_WDF$  per l'anno 1998 con a) 1 ora di anticipo, b) 6 ore di anticipo, c) 12 ore di anticipo e d) 24 ore di anticipo.

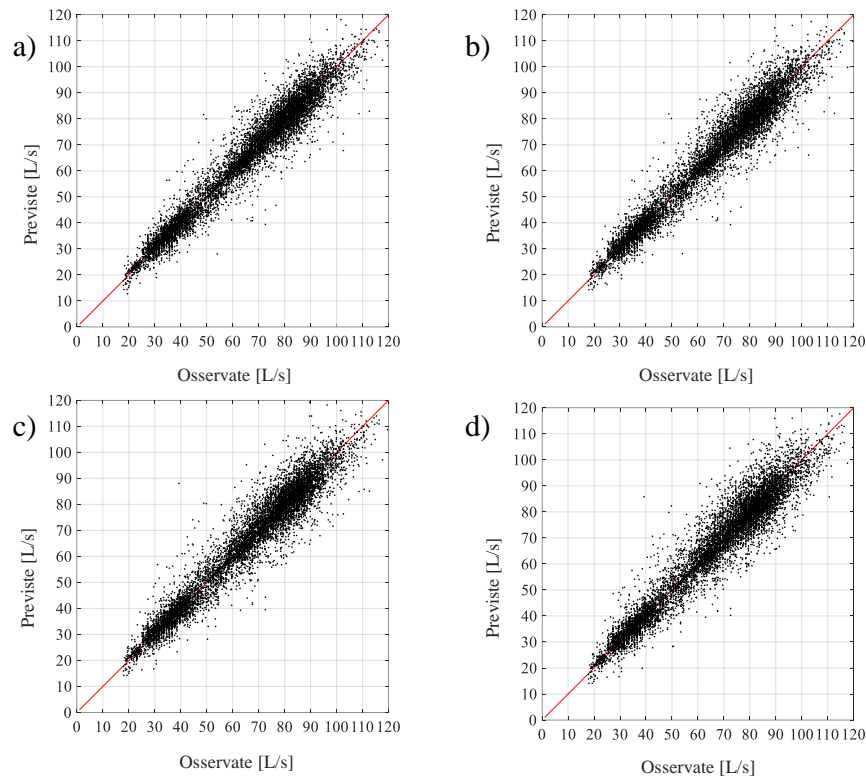


Figura 3.7. Scatter plot delle previsioni fornite dal modello  $\alpha\beta\_WDF$  per l'anno 2000 con a) 1 ora di anticipo, b) 6 ore di anticipo, c) 12 ore di anticipo e d) 24 ore di anticipo..

Gli scatter plot di Figura 3.6 e Figura 3.7 confermano l'accuratezza della previsione fornita dal modello  $\alpha\beta\_WDF$ , essendo tutti punti distribuiti nell'intorno della retta a 45° che rappresenta la perfetta corrispondenza tra osservato e previsto, e l'accuratezza previsionale si mantiene pressoché costante al variare dell'orizzonte temporale (da 1 ora a 24 ore), non notandosi significative variazioni dell'ampiezza della nuvola dei punti, sia per l'anno 1998 sia per l'anno 2000. Anche il confronto di Figura 3.8 evidenzia come l'andamento dei consumi idrici previsti dal modello  $\alpha\beta\_WDF$  1 e 24 ore in avanti approssimi molto bene i consumi storicamente osservati.

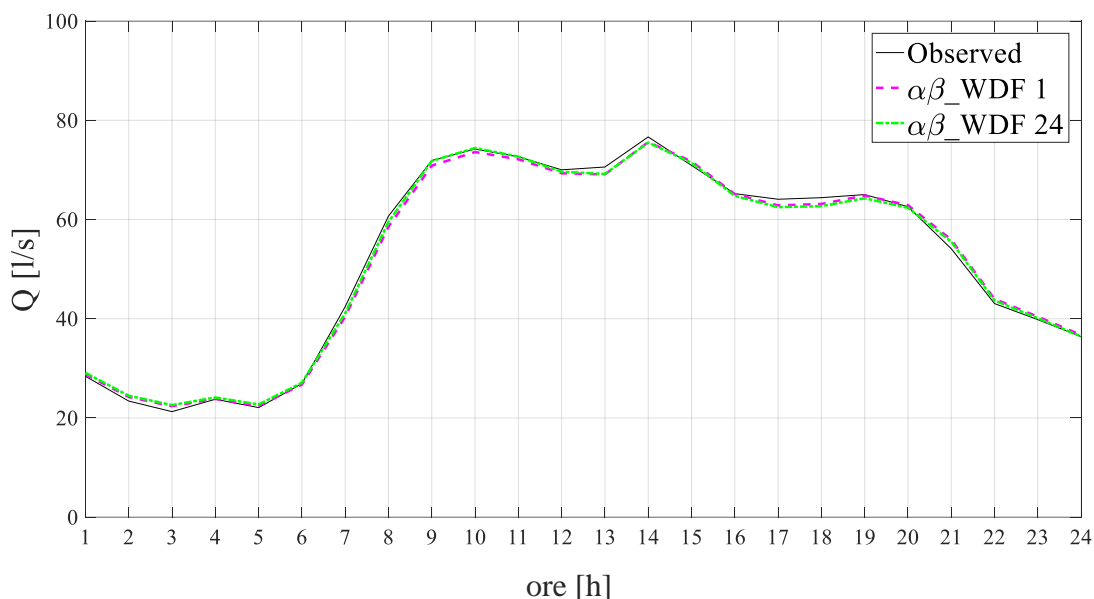


Figura 3.8: Confronto tra l'andamento delle richieste idriche osservate in un generico giorno dell'anno 2000 (23 gennaio) e le previsioni fornite dal modello  $\alpha\beta\_WDF$  1 e 24 ore in avanti.  $Q$  è la portata misurata nella condotta principale che collega il serbatoio al sistema di distribuzione idrico e rappresenta quindi la domanda totale di acqua del sistema.

Infine, si focalizza l'attenzione sui soli giorni corrispondenti a ricorrenze e festività particolari. In Figura 3.9 si riporta a titolo di esempio l'andamento dei consumi idrici osservato in una festività dell'anno 2000, il 1 maggio (festa del lavoro) e la corrispondente previsione 1 ora in avanti fornita dal modello  $\alpha\beta\_WDF$ .

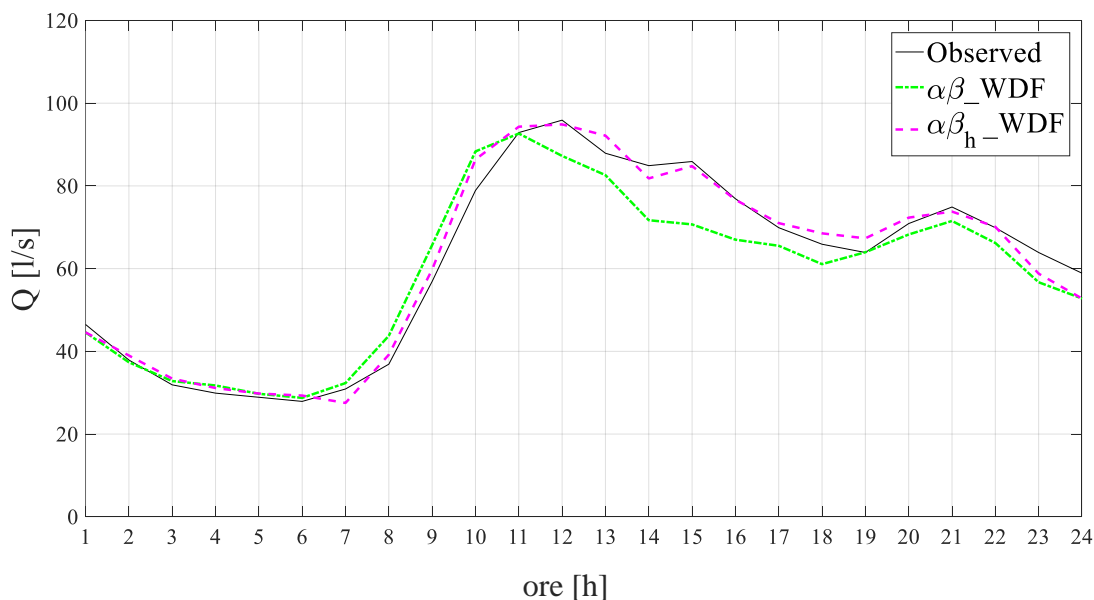


Figura 3.9. Confronto tra l'andamento delle richieste idriche osservate in corrispondenza di una festività particolare dell'anno 2000 (1 maggio, festa del lavoro) e le previsioni fornite 1 ora in avanti dai modelli  $\alpha\beta\_WDF$  e  $\alpha\beta\_h\_WDF$ . E' evidente che la previsione fornita dal modello  $\alpha\beta\_WDF$  per questa festività è meno accurata di quella relativa ad un generico giorno feriale riportata in Figura 3.8.

Più in generale, considerando tutte e sole le festività particolari occorse in un anno (per un totale di una decina di giorni di festa), le maggiori difficoltà di prevedere correttamente i consumi sono confermate da valori tendenzialmente più elevati del RMSE e MAE%. Per questi particolari tipi di giorni l'applicazione del modello  $\alpha\beta_h$ -WDF può fornire un significativo beneficio. Come si può infatti osservare in Figura 3.9, in cui si riporta anche la previsione 1 ora in avanti fornita dal modello  $\alpha\beta_h$ -WDF, la stima dei coefficienti  $\beta_{t,k}$  effettuata sulla medesima festività negli  $m=3$  anni precedenti (1997, 1998 e 1999) (vedi eq. (3.7)) consente di pervenire ad una più corretta previsione dell'andamento dei consumi idrici.

A conferma di queste osservazioni, si riportano rispettivamente in Figura 3.10 e Figura 3.11 l'andamento del RMSE e del MAE% ottenuti dalle previsioni effettuate sulle sole festività dell'anno 2000 con il modello  $\alpha\beta_h$ -WDF e il modello  $\alpha\beta$ -WDF.

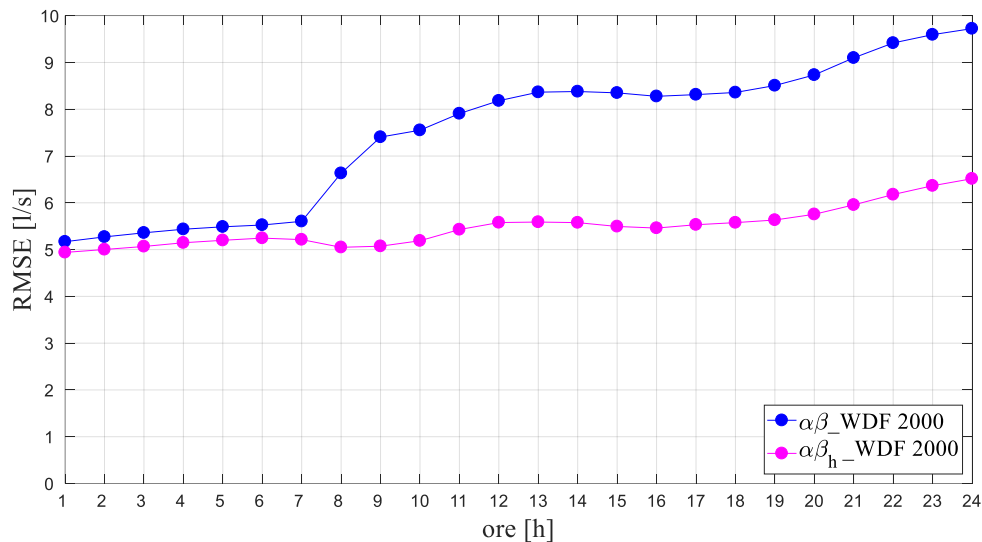


Figura 3.10. Andamento al variare dell'orizzonte temporale di previsione del RMSE dei modelli  $\alpha\beta$ -WDF e  $\alpha\beta_h$ -WDF sui soli giorni festivi dell'anno 2000.

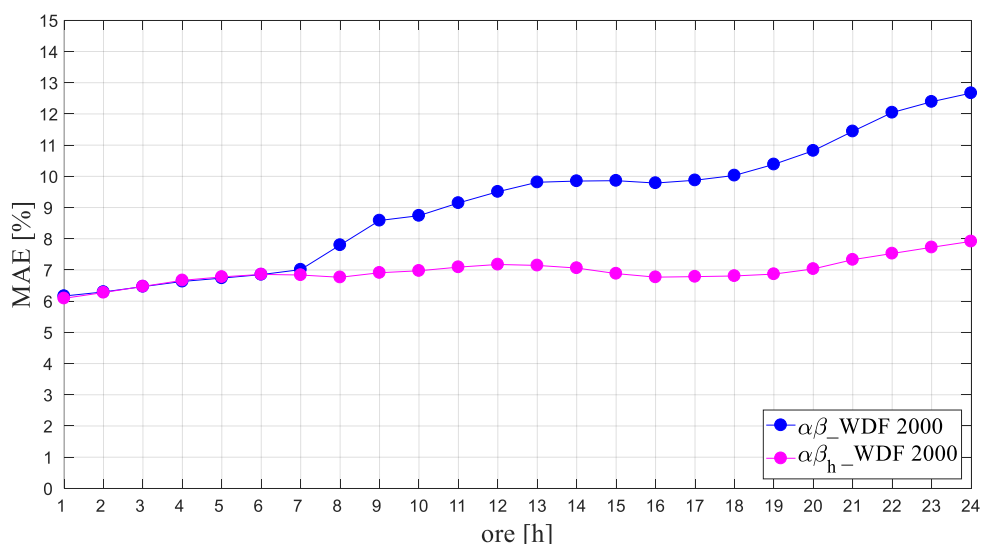


Figura 3.11. Andamento al variare dell'orizzonte temporale di previsione del MAE% dei modelli  $\alpha\beta$ \_WDF e  $\alpha\beta_h$ \_WDF sui soli giorni festivi dell'anno 2000.

Dall'esame della Figura 3.10 e della Figura 3.11 appare chiaro come in generale le previsioni relative ai giorni festivi ottenute dal modello  $\alpha\beta_h$ \_WDF siano migliori rispetto a quelle ottenute dal modello  $\alpha\beta$ \_WDF, considerando ogni orizzonte temporale. Infatti, nel modello  $\alpha\beta$ \_WDF, RMSE assume valori compresi tra 5 l/s e 10 l/s per le previsioni rispettivamente a 1 e 24 ore in avanti, corrispondenti a valori del MAE% compresi tra 5% e 13%; per contro il modello  $\alpha\beta_h$ \_WDF presenta valori del RMSE compresi entro 5 l/s e 7 l/s, corrispondenti a valori del MAE% compresi tra 6% e 8%.

### 3.5 Conclusioni

In questo Capitolo è stato proposto un nuovo modello per la previsione a breve termine delle richieste idriche. Il modello fornisce la previsione per le successive 24 ore utilizzando una coppia di coefficienti il cui valore viene aggiornato ad ogni passo di previsione sulla base a) dei dati di consumo osservati nelle 24 ore precedenti l'istante di previsione e b) dei dati osservati in alcune settimane precedenti nel medesimo tipo di giorno della settimana e alla medesima ora del giorno oggetto di previsione. L'applicazione ad un caso studio reale e il confronto con i risultati forniti da un altro modello di previsione a breve termine basato sulla rappresentazione dei comportamenti periodici dei consumi idrici ha evidenziato che il modello  $\alpha\beta$ \_WDF proposto ha una buona capacità predittiva in tutto l'orizzonte temporale di previsione considerato (24 ore); inoltre non richiede periodi di calibrazione, basandosi unicamente sulle richieste idriche osservate nelle poche settimane che precedono l'istante di previsione e questo operativamente lo rende utilizzabile anche in quei casi in cui non si



ha una lunga serie storica di dati osservati, ma già da 1 o 2 mesi dopo l'inizio della raccolta dei dati. Infine, sempre connesso al fatto che il modello non necessita di una calibrazione preliminare dei parametri, l'accuratezza previsionale si mantiene costante ed elevata anche quando lo si applica ad anni diversi, fornendo valori degli indicatori di performances (RMSE e MAE%) nettamente migliori di quelli forniti dal modello di confronto basato sul comportamento periodico, e che al contrario necessita di una fase calibrazione, quando il confronto viene effettuato con riferimento a un periodo diverso da quello utilizzato per la calibrazione stessa.

Infine è stato osservato che l'accuratezza previsionale fornita dal modello  $\alpha\beta$ \_WDF proposto tende a essere meno buona quando valutata in riferimento a festività particolari occorse nell'anno; in questi casi, se si hanno a disposizione le informazioni sui consumi idrici osservati nelle medesime festività ma in alcuni anni prima, l'applicazione di una variante del modello, denominata  $\alpha\beta_h$ \_WDF consente un leggero miglioramento dell'accuratezza previsionale proprio per le festività particolari.

In generale, concludendo, la buona capacità previsionale, ai diversi orizzonti temporali e su diversi periodi/anni, coniugata alla applicabilità del modello anche a fronte di un ridotto set di dati osservati rendendo il modello proposto un robusto ed efficace strumento per la gestione delle reti di distribuzione idrica.



# Capitolo 4

---

## Confronto tra modelli di previsione a breve termine

In questo Capitolo viene effettuato un confronto tra sei diversi modelli di previsione della domanda idrica a breve termine proposti in letteratura. Il confronto verrà svolto utilizzando sette casi studio reali<sup>2</sup>.

---

<sup>2</sup> Questo Capitolo è basato sul seguente articolo, pubblicato su rivista soggetta a peer-review:  
Pacchin E., Gagliardi F., Alvisi S., Franchini M. (2019), “A comparison of short-term water demand forecasting models” In *Water Resources Management*, (), 1-17. DOI: 10.1007/s11269-019-02213-y

## 4.1 Introduzione

Il tema della previsione dei consumi idrici è stato affrontato nei precedenti capitoli, nei quali è stata presentata un'estesa literature review sull'argomento (Capitolo 2) e si è proposto un nuovo modello di previsione a breve termine (Capitolo 3). Volendo approfondire ulteriormente la tematica della previsione dei consumi idrici a breve termine, in questo Capitolo si propone un confronto tra diversi modelli proposti in letteratura incluso quello proposto al Capitolo precedente, che presentano caratteristiche molto diverse in termini di tecniche su cui si basano (data-driven e pattern-based), tipologia di previsione fornita (deterministica o probabilistica) e informazioni che è necessario raccogliere per la messa a punto del modello stesso preliminarmente alla sua applicazione. Nello specifico i modelli confrontati sono un modello basato sulle reti neurali, un modello basato sul riconoscimento dei pattern, due modelli con struttura moving window, di cui uno è quello presentato nel Capitolo precedente, un modello basato sulle catene markoviane ed infine un modello di riferimento di tipo Naïve. Questi modelli sono applicati al fine di prevedere i consumi idrici a passo orario su un orizzonte temporale di 24 ore. Il confronto viene realizzato applicando i modelli a sette casi studio, facenti riferimento a reti o distretti idrici di diverse dimensioni.

Nel seguito si fornisce una breve descrizione di ciascuno dei sei modelli applicati per la previsione dei consumi orari (paragrafo 4.2). Successivamente, nel paragrafo 4.3 si presentano i sette casi studio, evidenziandone le principali caratteristiche. Si analizzano e discutono quindi i risultati dell'applicazione dei sei modelli ai sette casi studio (paragrafo 4.4) ed infine (paragrafo 4.5) si forniscono alcune considerazioni conclusive.

## 4.2 Modelli analizzati

I modelli per la previsione della domanda idrica analizzati in questo studio sono i seguenti: due modelli di tipo deterministico che richiedono una preliminare fase di calibrazione, uno basato su Rete Neuronale Artificiale (Alvisi e Franchini, 2017) di seguito denominato ANN\_WDF, e uno basato sulla riproduzione dei comportamenti periodici dei consumi idrici (Alvisi et al., 2007) di seguito denominato Patt\_WDF; due modelli, sempre di tipo deterministico, ma basati sull'utilizzo di una finestra mobile di dati precedentemente osservati, nello specifico, il modello proposto da Bakker et al. (2013), di seguito denominato Bakk\_WDF, e il modello proposto al Capitolo precedente, denominato  $\alpha\beta$ \_WDF; infine un modello di tipo probabilistico, basato sull'utilizzo delle catene

markoviane (Gagliardi et al., 2017) di seguito denominato HMC\_WDF. Come termine di riferimento si è inoltre considerato un modello di tipo Naïve (Gagliardi et al., 2017). Nel seguito si fornisce una breve descrizione di ciascun modello considerato, ad eccezione del modello  $\alpha\beta$ \_WDF già descritto nel capitolo precedente.

#### 4.2.1 Modello ANN\_WDF

Il modello ANN\_WDF è basato sull'utilizzo delle reti neurali artificiali. Tali reti si ispirano alle reti neurali biologiche e alla loro capacità di ricevere, analizzare i segnali in entrata ed elaborare segnali in uscita. Tra le più comuni tipologie di reti neurali artificiali vi sono le Multilayer Perceptron (MLP), in cui i neuroni sono organizzati in layer: il primo layer (*input layer*) riceve le informazioni in entrata e le trasferisce, opportunamente pesate ad uno o più layer intermedi (*hidden layers*) dove le informazioni sono elaborate mediante predefinite funzioni prima di essere passate in uscita all'output layer. Nello specifico, il modello a rete neuronale qui adottato finalizzato alla previsione di consumi idrici orari in un orizzonte temporale di  $K=24$  ore è basato su di una rete neuronale MLP del tipo three-layers feed-forward caratterizzata da un solo layer intermedio. La rete riceve in input, ad ogni ora, i dati relativi ai consumi osservati nelle 24 ore precedenti ed un indice binario caratteristico della tipologia di giorno (feriale o festivo) e fornisce, in output, i consumi previsti per le 24 ore successive. Il numero dei neuroni utilizzati nel layer intermedio è stato posto pari a 10. Tale valore è stato fissato in fase di calibrazione del modello al fine di individuare il minor numero di neuroni tale da non penalizzare l'accuratezza di previsione (Hsu et al., 1998; Zealand et al., 1989). Le funzioni di trasformazione utilizzate nei layer hidden e output sono Log-Sigmoid e Pure Linear. I parametri della rete, pesi e bias, vengono stimati in una fase di calibrazione della rete, mediante l'utilizzo dell'algoritmo Levenberg Marquardt (Hagan e Menhaj, 1994). In particolare, al fine di prevenire il fenomeno di overfitting in fase di calibrazione è stata applicata la tecnica dell'early stopping ed il set di dati per la calibrazione è stato suddiviso in due set, contenenti rispettivamente l'80% ed il 20% dei dati, utilizzati rispettivamente per il training ed il testing della rete. Per evitare il rischio di saturazione del segnale (Hsu et al., 1995), i dati sono normalizzati e scalati in modo tale da appartenere all'intervallo  $[0;1]$ . La normalizzazione è effettuata utilizzando la media e la deviazione standard dei consumi nelle 24 ore della giornata, calcolata sui dati del set di calibrazione, distinguendo i giorni feriali dai giorni festivi. Gli output forniti dalla rete subiscono, quindi, un processo di de-normalizzazione e de-scalatura.

### 4.2.2 Modello Patt\_WDF

Il modello Patt\_WDF è strutturato in modo da fornire la previsione delle richieste idriche per le successive  $K=24$  ore basandosi sulla riproduzione dei comportamenti periodici che caratterizzano le serie temporali delle richieste idriche, quali (a) una ciclicità stagionale ed una settimanale delle richieste idriche giornaliere e (b) una ciclicità giornaliera delle richieste idriche orarie e sulla riproduzione di fenomeni di persistenza. In dettaglio, il modello è diviso in due moduli, uno giornaliero e uno orario. Nel primo modulo viene prevista la richiesta idrica media giornaliera  $Q_m^{d,for}$  nel giorno (o dei giorni) giuliano  $m$  (con  $m=1,2,\dots,365$ ) in cui ricadono le 24 ore di previsione, tenendo conto della ciclicità stagionale e settimanale e di una persistenza a breve termine, utilizzando la seguente formula:

$$Q_m^{d,for} = Q_m^{d,F} + \Delta_{i,s}^d + \delta_m^d \quad (4.1)$$

dove  $Q_m^{d,F}$  rappresenta la componente stagionale modellata tramite una serie di Fourier,  $\Delta_{i,s}^d$  un fattore di correzione che tiene conto delle periodicità settimanali essendo  $i$  il giorno della settimana (con  $i=1,2,\dots,7$ , lunedì, martedì,..., domenica) e  $s$  la stagione (con  $s=1,2,3,4$ , inverno, primavera, estate, autunno) corrispondenti al giorno giuliano  $m$  e  $\delta_m^d$  un fattore di correzione che tiene conto della persistenza giornaliera a breve termine rappresentata mediante un modello autoregressivo AR(1) (Box et al., 1994).

Nel modulo orario viene stimata la richiesta idrica media oraria  $Q_{t+k}^{h,for}$  per  $k$  ore in avanti rispetto all'ora corrente  $t$  (con  $k=1,2,\dots,K=24$ ), ottenuta sommando alla portata giornaliera idrica stimata nel modulo giornaliero,  $Q_m^{d,for}$ , la componente di periodicità giornaliera, rappresentata dal fattore di correzione oraria  $\Delta_{j,i,s}^h$  essendo  $j$  l'ora del giorno (con  $j=1,2,\dots,24$ ),  $i$  il giorno della settimana (con  $i=1,2,\dots,7$ , lunedì, martedì,..., domenica) e  $s$  la stagione corrispondenti all'ora prevista  $t+k$ , ed uno scarto  $\varepsilon_{t+k}$  che tiene conto della persistenza oraria a breve termine modellato tramite un processo di regressione, che tiene conto delle deviazioni osservate una e 24 ore prima l'istante corrente di previsione  $t$ :

$$Q_{t+k}^{h,for} = Q_m^{d,for} + \Delta_{j,i,s}^h + \varepsilon_{t+k} \quad (4.2)$$

Tutti i parametri del modello (componente stagionale  $Q_m^{d,F}$ , fattore di correzione che tiene conto delle periodicità settimanali  $\Delta_{i,s}^d$ , fattore di correzione oraria  $\Delta_{j,i,s}^h$ , coefficienti dei modelli AR(1) e della regressione che rappresentano le componenti di persistenza) sono stimati in fase di calibrazione su un set di dati contenente i consumi osservati durante almeno un anno, e successivamente applicati ad un set di validazione.

### 4.2.3 Modello Bakk\_WDF

Il modello Bakk\_WDF, nella sua versione originale, consente di prevedere la domanda idrica media su un orizzonte temporale di 48 ore con un time-step di 15 minuti. Tuttavia, in questo studio, si è scelto di utilizzarlo per prevedere le richieste idriche a passo orario su un orizzonte temporale di  $K=24$  ore, così come per gli altri modelli, in primo luogo per poter realizzare un confronto equo e inoltre perché i dati osservati sono costituiti da serie storiche a passo orario.

Il modello si basa su una procedura divisibile in tre fasi: in fase 1 si determina la domanda idrica media per le successive 24 ore; in fase 2 si stima la domanda idrica media per ogni step dell'orizzonte di previsione; in fase 3 si valuta l'entità della domanda idrica oraria denominata "extra sprinkle water demand" attribuibile ad un uso particolare dell'acqua potabile (i.e. giardinaggio) e riconducibile alla fascia serale di alcuni giorni dell'anno.

In fase 1 si stima la domanda idrica media per le 24 ore successive all'istante di previsione  $t$  ( $Q_t^{d,for,corr}$ ), basandosi sulla media delle domande orarie osservate nelle 48 ore precedenti e opportunamente corrette:

$$Q_t^{d,for,corr} = C_1 \cdot \left( \sum_{g=t-24}^{t-1} Q_g^{h,obs,corr} \right) + C_2 \cdot \left( \sum_{g=t-48}^{t-25} Q_g^{h,obs,corr} \right) \quad (4.3)$$

dove  $C_1$  e  $C_2$  sono due costanti e  $Q_g^{h,obs,corr}$  sono le domande orarie osservate nelle 48 ore precedenti a  $t$  e opportunamente corrette mediante un procedimento spiegato in Bakker et al. (2013).

In fase 2 si determinano le domande idriche medie orarie  $Q_{t+k}^{h,for,corr}$  per il generico lead-time  $k$  mediante la caratterizzazione giornaliera, data dal coefficiente  $f_i^d$ , e la caratterizzazione oraria, data dal coefficiente  $f_{i,j+k}^h$ :

$$Q_{t+k}^{h,for,corr} = Q_t^{d,for,corr} \cdot f_i^d \cdot f_{i,j+k}^h \quad (4.4)$$

In fase 3 si determina la domanda idrica extra sprinkle  $Q_m^{sprink,for}$ ; individuati i giorni in cui il calcolo di questa domanda supplementare è necessario, si procede in maniera analoga a quanto visto nelle fasi 1-2 per la domanda idrica standard ma utilizzando un coefficiente caratteristico  $f_m^{sprink}$ .

La domanda idrica totale del giorno  $i$ -esimo per ogni ora  $h$  dell'orizzonte di  $K=24$  ore, è:

$$Q_{t+k}^{h,for,tot} = Q_{t+k}^{h,for,corr} + Q_m^{sprink,for} \quad (4.5)$$

In questo studio, come suggerito nell'analisi di sensitività sui parametri condotto da Bakker et al. (2013), si è scelto di adottare una finestra temporale di 5 settimane di dati osservati per determinare il coefficiente  $f_i^d$  e una finestra di 10 settimane per  $f_{i,j}^h$  e  $f_m^{sprink}$ .

In maniera analoga, per quanto riguarda i valori delle costanti utilizzate nella procedura di previsione della domanda idrica, si è scelto di utilizzare quelli indicati in Bakker et al. (2013).

#### 4.2.4 Modello HMC\_WDF

Il modello Markoviano omogeneo si basa sull'applicazione del concetto statistico di catena Markoviana omogenea alla previsione delle richieste idriche. In questo modello, la richiesta idrica oraria  $Q_t$  viene identificata come la variabile di un processo Markoviano discretizzato, in cui è possibile stimare da un punto di vista probabilistico gli stati futuri del processo conoscendone lo stato attuale e la tendenza a transitare, in istanti temporale successivi, in diversi stati. In generale, a seconda che la sua tendenza a transitare tra i diversi stati sia dipendente o meno dal tempo, è possibile identificare il processo come non omogeneo od omogeneo ed è quindi possibile formulare due diverse tipologie di modelli Markoviani (modello Homogeneous Markov chain – NHCM e modello Homogeneous Markov chain – HCM)); in particolare è stato dimostrato che il modello HMC\_WDF fornisce una maggiore accuratezza di previsione (Gagliardi et al., 2017) ed è quindi stato applicato in questo caso. I dati trattati dal modello HMC\_WDF devono quindi risultare privi delle periodicità che generalmente influenzano le richieste idriche (i.e. stagionale, settimanale e giornaliera); a tal fine i dati originali subiscono un processo di destagionalizzazione ed uno di normalizzazione. Nel primo stadio, ad ogni richiesta idrica



$Q_t^h$  della serie originale viene sottratta la domanda giornaliera del corrispondente giorno giuliano  $m$  dell'anno  $Q_m^{d,F}$  modellato utilizzando una serie di Fourier:

$$Q_t^{h,des} = Q_t^h - Q_m^{d,F} \quad (4.6)$$

Nel secondo stadio, i consumi vengono normalizzati in base ai valori medi  $\mu$  e di deviazione standard  $\sigma$  dei dati osservati determinati in fase di calibrazione (Gagliardi et al., 2017). In particolare in questo caso, i valori medi e le deviazioni standard dei dati orari nelle 24 ore della giornata sono stati individuati distinguendo i giorni feriali (lun-ven) da quelli festivi (sab-dom) all'interno delle diverse stagioni (in quanto il pattern giornaliero può variare nelle diverse stagioni, soprattutto nel caso di località turistiche (e.g. CS7)). Normalizzati i dati, operativamente la previsione viene effettuata identificando  $NC$  di classi nel dominio di variabilità dei consumi, contenute in un vettore  $\mathbf{c}=[c_1, c_2, \dots, c_{NC}]$ . A questo punto è possibile stimare le  $NC$  probabilità che la richiesta idrica nell'istante successivo al corrente appartenga a ciascuna classe, contenute nel vettore  $\mathbf{p}_{t+1}^{for}$  :

$$\mathbf{p}_{t+1}^{for} = \mathbf{p}_t^{obs} \times \hat{\mathbf{\Pi}} \quad (4.7)$$

dove  $\mathbf{p}_t^{obs}$  è il vettore delle probabilità di appartenenza del consumo alle diverse classi all'istante corrente, basato su un dato reale osservato e  $\hat{\mathbf{\Pi}}$  è la matrice di transizione (indipendente dal tempo), che contiene tutte le probabilità di transizione di classe in classe del consumo in istanti consecutivi, stimata in fase di calibrazione. E' possibile estendere la previsione a lead-time  $k$  maggiori di 1 basandosi, ad ogni istante temporale, sulla previsione ottenuta all'istante precedente ed applicando iterativamente l'eq.(4.8):

$$\mathbf{p}_{t+k}^{for} = \mathbf{p}_{t+k-1}^{for} \times \hat{\mathbf{\Pi}} \text{ con } k > 1 \quad (4.8)$$

A partire da questa previsione di tipo probabilistico è possibile ottenere una stima deterministica delle richieste  $Q_{t+k}^{for}$ , effettuando una media pesata dei valori rappresentativi di ciascuna classe (i.e. la mediana di ciascuna classe) contenuti nel vettore  $\mathbf{u}=[u_1, u_2, \dots, u_{NC}]$  ed utilizzando, come pesi, le probabilità stimate:

$$Q_{t+k}^{for} = \sum_{nc=1}^{NC} v_{nc} \cdot p_{nc,t+k}^{for} \quad (4.9)$$

Ai fini del confronto tra modelli di previsione oggetto di ricerca del presente Capitolo, sono state utilizzate le sole informazioni di tipo deterministico ottenute dal modello. Tuttavia, vale la pena notare che questo modello, essendo di tipo probabilistico, fornisce anche informazioni sulla probabilità di appartenenza dei consumi previsti alle diverse classi.

E' infine necessario sottolineare che questo modello richiede una fase di calibrazione in cui vengono stimati i diversi parametri: i fattori necessari alla destagionalizzazione ed alla normalizzazione dei dati e la matrice di transizione  $\hat{\Pi}$ . In particolare, il set di dati di calibrazione deve essere riferito ad un intervallo temporale di almeno un anno, per rendere possibile la stima dei consumi giornalieri mediante Serie di Fourier.

Operativamente, il modello HMC\_WDF è applicato assumendo un numero di classi  $NC$  pari a 4, i cui valori rappresentativi, contenuti nel vettore  $\mathbf{u}$  utilizzato nell'eq.(4.9) sono individuati come i valori delle mediane di ciascuna classe.

#### 4.2.5 Modello Naïve

Il modello Naïve ha una struttura decisamente più semplice rispetto a quella di tutti gli altri modelli analizzati ed applicati in questo lavoro. Il modello Naïve cui si fa riferimento è definito in letteratura come Naïve “medio” (Gelažanskas e Gamage, 2015). La previsione effettuata da questo modello è, infatti, basata sui valori medi dei consumi osservati, individuati su di un set di calibrazione. I parametri del modello sono le componenti del vettore  $\mu=[\mu_1, \mu_2, \dots, \mu_{24}]$ , nel quale sono contenuti i valori medi delle richieste idriche osservati, in fase di calibrazione, durante le 24 ore del giorno. La previsione, ad ogni istante temporale dell'orizzonte di previsione considerato che avviene in una determinata ora  $i$  del giorno, è assunta pari alla richiesta media corrispondente  $\mu_i$ . Se ne deduce che l'accuratezza di previsione fornita dal modello è la sempre la medesima, al variare del lead-time.

### 4.3 Casi studio

I sette casi studio (CS) considerati si riferiscono a reti e distretti idrici del Nord Italia, caratterizzati da dimensioni e numero di utenze variabili. Per ogni caso studio sono

disponibili due anni di dati osservati e registrati a passo orario. In Tabella 4.1 sono riportati i dati riguardanti il numero di utenze e la domanda idrica media nei due anni di monitoraggio per ciascun CS.

I primi sei casi studio fanno riferimento a distretti residenziali/artigianali/industriali, mentre il settimo fa riferimento ad una località balneare caratterizzata da una significativa variabilità del numero di utenze nell'arco dell'anno.

In maggior dettaglio, il primo caso studio (CS1) è costituito da una rete di distribuzione idrica di grandi dimensioni, che serve una città del Nord Italia e alcuni comuni limitrofi. La domanda oraria media osservata è nell'ordine dei 950 L/s e la porzione di rete considerata, con una lunghezza di circa 2500 km, serve circa 120000 utenze di tipo residenziale, artigianale e industriale. I consumi non subiscono considerevoli variazioni dall'anno y1 all'anno y2.

Il secondo caso studio (CS2) è riferito ad un distretto idrico di grandi dimensioni, situato nel Nord Italia, la cui domanda media oraria è di circa 180 L/s; le utenze servite dalla rete di questo distretto sono di tipo residenziale, artigianale ed industriale e sono pari a circa 19000 unità. Le domande idriche non subiscono considerevoli variazioni dall'anno y1 all'anno y2.

Il terzo caso studio (CS3) fa riferimento ad un distretto idrico di medie dimensioni; il sistema di distribuzione idrica considerato presenta una domanda oraria media pari a circa 100 l/s, comprensiva di consumi e di eventuali perdite in rete. Questo distretto, mediante 79 km di rete, serve circa 9000 utenze che sono sia di tipo residenziale che industriale. Non si notano considerevoli scostamenti della domanda idrica dall'anno y1 all'anno y2.

Il sistema considerato nel caso studio 4 (CS4) è costituito da un'intera rete di distribuzione avente domanda idrica media oraria di circa 60 L/s. Questa rete fornisce acqua potabile a circa 7000 utenze prevalentemente residenziali ma anche industriali e artigianali. I consumi medi annui relativi agli anni y1 e y2 sono rispettivamente pari a 56.0 L/s e 67.9 L/s; è significativo osservare come la richiesta idrica media cresca dall'anno y1 all'anno y2 del 21.3%.

Il caso studio 5 (CS5) fa riferimento ad un distretto idrico di medie dimensioni. La rete considerata, con una portata media di circa 50 L/s, serve circa 7000 utenze principalmente di tipo residenziale tramite 226 km di rete. I due anni considerati per questo caso studio, y1 e y2, presentano un consumo medio rispettivamente pari a 54.2 L/s e 56.8 L/s, osservando una variazione di circa il 5.0%.

Il caso studio 6 (CS6) fa riferimento ad un piccolo distretto idrico del Nord Italia, che serve circa 2800 utenze principalmente di tipo residenziale (su 200km di rete circa), con una

domanda media oraria di circa 20 l/s. Non si notano considerevoli scostamenti della domanda idrica dall'anno  $y_1$  all'anno  $y_2$ .

Il settimo caso studio (CS7) è rappresentato dalla rete di una località balneare del Nord Italia, che ha la particolarità di registrare una variazione notevole del numero di utenze nell'arco dell'anno a causa della forte componente turistica. Durante la stagione turistica, infatti, si registrano circa 3500 utenze che durante il periodo non turistico diminuiscono a 300; questa forte variazione delle richieste idriche si riflette in maniera molto marcata sulla serie temporali di dati osservati. In questo caso studio si considerano le serie storiche di domande idriche orarie appartenenti a due anni,  $y_1$  e  $y_2$ , nei quali la richiesta media osservata è rispettivamente di 36.2 L/s e 29.3 L/s; come precedentemente osservato nel CS4 e nel CS5, anche in questo caso studio si evidenzia la significativa diminuzione delle domande dall'anno  $y_1$  all'anno  $y_2$ , pari a circa il 19%.

Operativamente, per i modelli che richiedono una fase di calibrazione (ANN\_WDF, Patt\_WDF, HMC\_WDF e Naïve) è stato utilizzato il primo anno di dati ( $y_1$ ) per la calibrazione e il secondo anno ( $y_2$ ) per la validazione, mentre i modelli Bakk\_WDF e  $\alpha\beta$ \_WDF, i cui parametri sono calcolati ad ogni passo di previsione su una finestra di dati precedentemente osservati, sono applicati alla sequenza dei due anni di dati osservati.

#### **4.4 Analisi e discussione dei risultati**

Le performance dei modelli analizzati, applicati ai sette casi studio, è stata valutata al variare dell'orizzonte temporale di previsione  $k$  (con  $k = 1, 2, \dots, K=24$  ore) in termini di Mean Absolute Error (MAE%) e di Root Mean Square Error (RMSE) (si vedano le eqq. (3.8) e (3.9)).

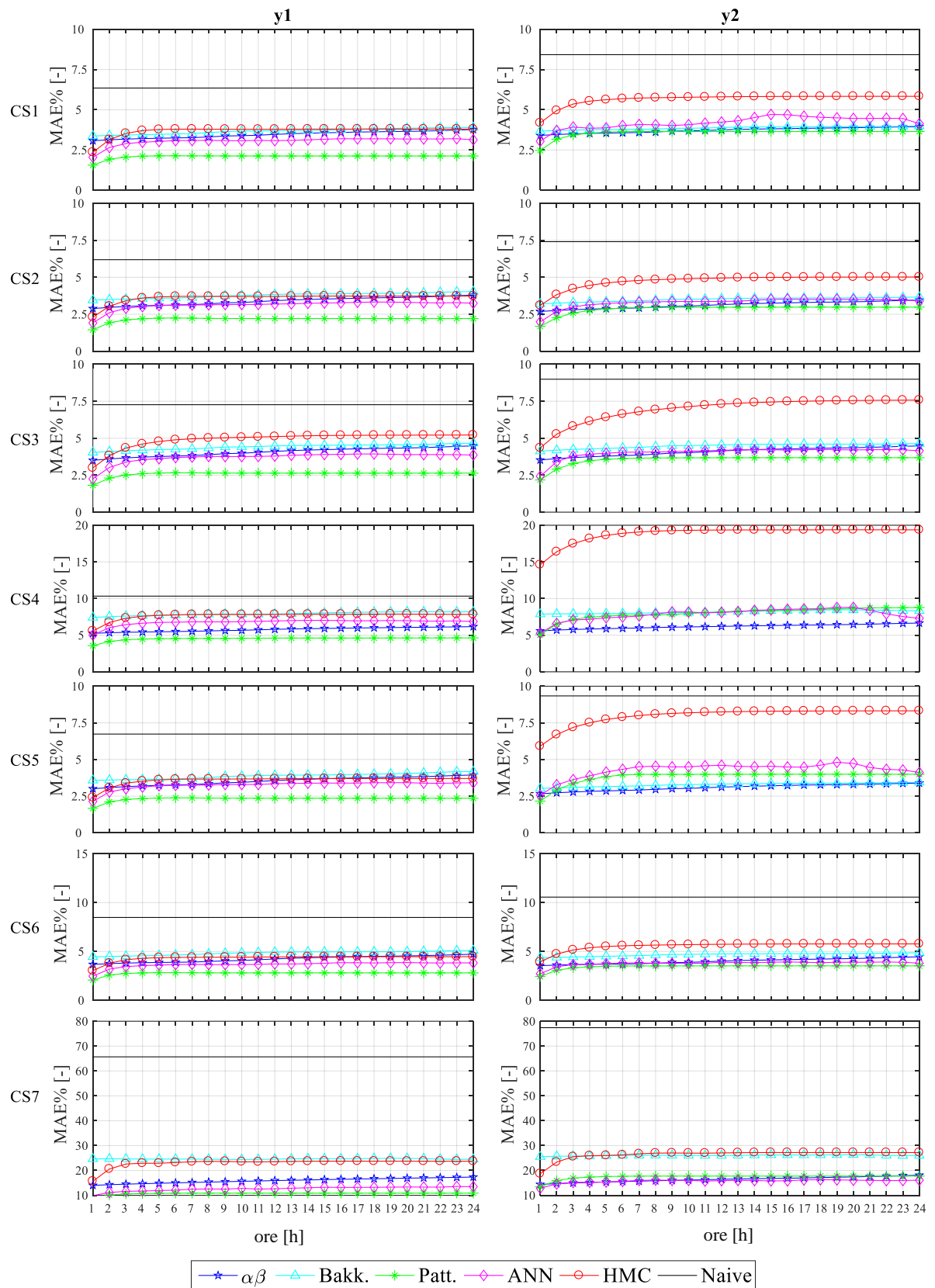


Figura 4.1. Valori di MAE% per ogni orizzonte temporale ( $k=1,2,\dots,24$ ) nei due anni considerati ( $y1$  e  $y2$ ) per ogni caso studio analizzato (CS1,CS2,..,CS7).

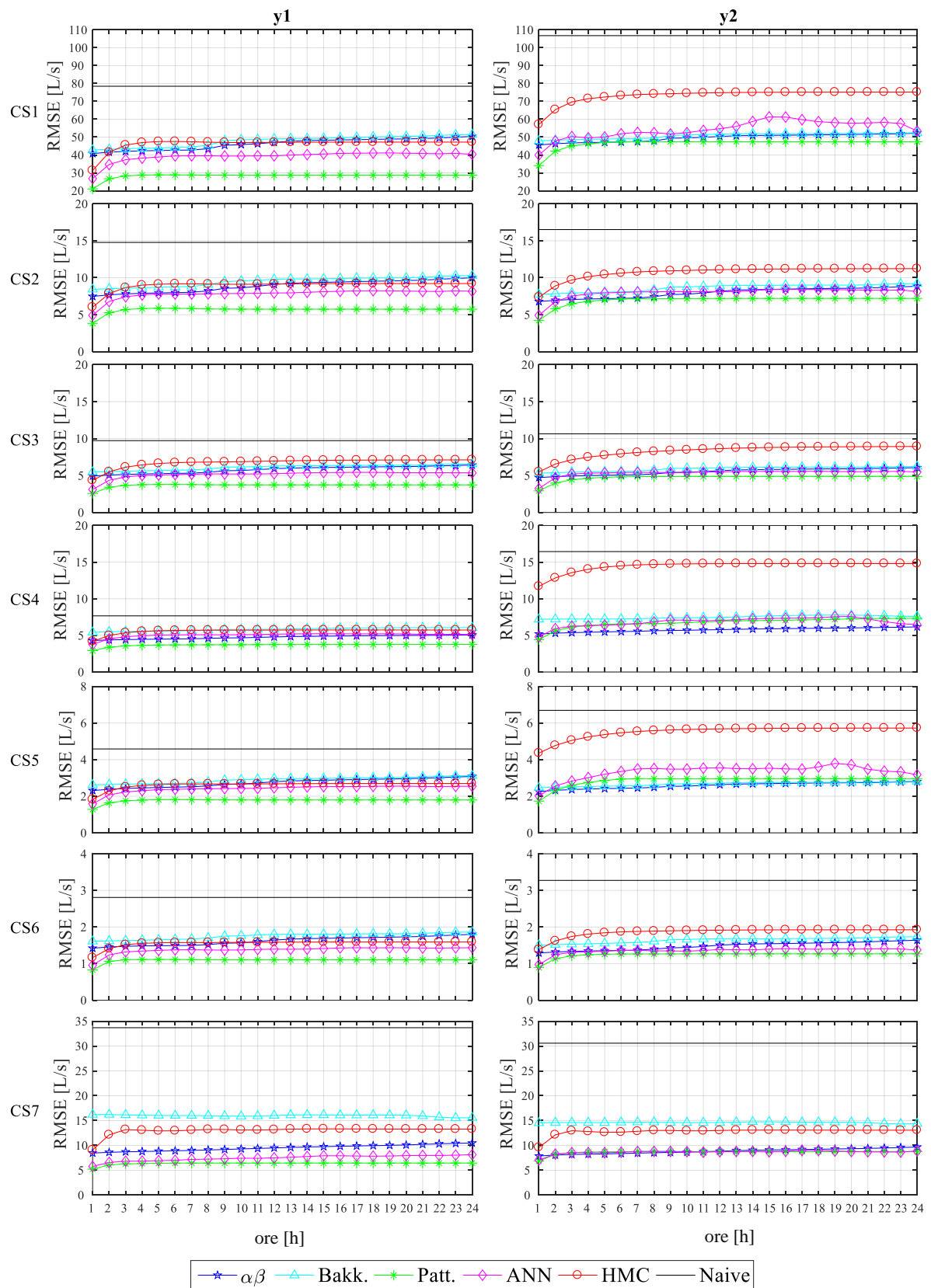


Figura 4.2. Valori di RMSE per ogni orizzonte temporale ( $k=1,2,..,24$ ) nei due anni considerati (y1 e y2) per ogni caso studio analizzato (CS1,CS2,..,CS7).

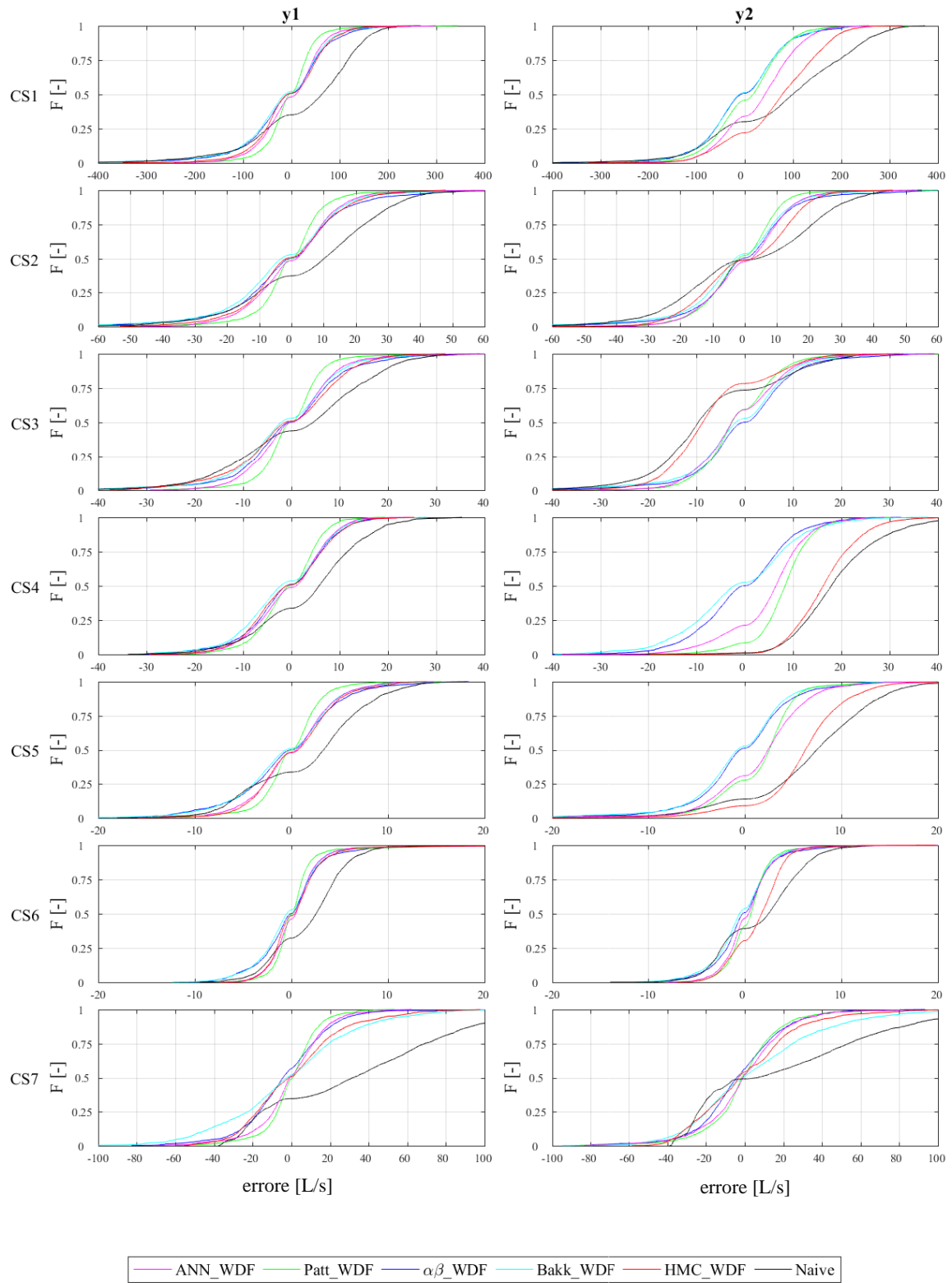


Figura 4.3. Distribuzione cumulata campionaria degli errori nei due anni considerati (y1 e y2) per ogni caso studio analizzato (CS1,CS2,...CS7) per un orizzonte temporale fissato pari a 1 ora.

In Figura 4.1 si riporta, per ogni caso studio, l'andamento del MAE% al variare del lead-time per ogni modello analizzato e per entrambi gli anni considerati. Si osserva, in primis, che tutti i modelli forniscono una migliore accuratezza di previsione rispetto a quella del modello Naïve, per entrambi gli anni  $y_1$  e  $y_2$ . Focalizzando l'attenzione sulle differenze riscontrabili in ogni CS tra l'anno  $y_1$  e l'anno  $y_2$ , si può osservare che nell'anno  $y_1$  tutti i modelli forniscono accuratezze simili tra loro; in particolare i valori percentuali medi sono compresi tra 2% e 5% per i CS 1-2-3-5-6, tra 3.5% e 8% per il CS4 e infine tra 10% e 30% per il CS7. Vale subito la pena osservare che per quest'ultimo caso studio gli errori medi percentuali sono nettamente maggiori che negli altri casi studio, indipendentemente dal modello. Questo fenomeno è dovuto al fatto che questo CS fa riferimento ad una località balneare nella quale le utenze e i le domande subiscono elevate e repentine variazioni, quindi tutti i modelli forniscono una minore accuratezza di previsione. Per quanto riguarda l'anno  $y_2$ , i modelli tendono ad avere performance simili all'anno  $y_1$  con alcune differenze. In generale l'errore percentuale medio commesso dai modelli Patt, ANN e HMC aumenta; questi, infatti, sono modelli che richiedono una fase di calibrazione e pertanto tendono a fornire una maggiore accuratezza sull'anno di calibrazione ( $y_1$ ) rispetto all'anno di validazione ( $y_2$ ). I modelli basati sulla tecnica moving window ( $\alpha\beta$  e Bakk), invece, tendono a mantenere la medesima accuratezza di previsione in entrambi gli anni.

La differenza di comportamento tra questi due gruppi di modelli si può notare anche osservando che i modelli richiedenti calibrazione hanno performance che tendono a essere leggermente migliori per i brevi orizzonti temporali per poi mantenersi stabili, mentre nei modelli moving window l'accuratezza risulta essere molto stabile indipendentemente dall'orizzonte temporale.

Sempre con riferimento a Figura 4.1 si può notare un incremento significativo nell'anno  $y_2$  dell'errore commesso dal modello HMC in CS4 e CS5, i quali, come già evidenziato in precedenza, sono caratterizzati da una rilevante differenza delle domande medie negli anni  $y_1$  e  $y_2$ ; se ne deduce che il modello HMC risente in maniera significativa della variabilità nei consumi. In maniera meno marcata questa problematica si riflette sugli errori dei modelli Patt e ANN, comportando una diminuzione dell'accuratezza nell'anno  $y_2$ .

Le considerazioni fatte finora vengono suffragate dai risultati esposti in Tabella 4.2, in cui si riporta per ciascun modello e caso studio la differenza tra i MAE%, mediati sull'orizzonte temporale, relativi all'anno  $y_1$  e all'anno  $y_2$ . In generale valori negativi indicano un peggioramento di performance dall'anno  $y_1$  all'anno  $y_2$ , mentre valori positivi indicano un miglioramento;



Caso Studio (CS)	1	2	3	4	5	6	7
Numero di utenze	120000	20000	9000	7000	7000	2500	300-3500
Domanda media y1 [L/s]	952.4	180.0	101.0	56.0	54.2	24.9	36.2
Domanda media y2 [L/s]	966.8	177.5	100.0	67.9	56.8	24.7	29.3

Tabella 4.1. Domanda media (L/s) e numero di utenze per ogni caso studio.

$\overline{MAE\%_{y1}} - \overline{MAE\%_{y2}}$	CS1	CS2	CS3	CS4	CS5	CS6	CS7
ANN	-1,15	-0,18	-0,33	-1,09	-1,04	-0,11	-3,09
Patt	-1,47	-0,69	-0,96	-3,47	-1,51	-0,68	-6,68
$\alpha\beta$	-0,27	0,26	-0,02	-0,42	0,44	0,22	-0,52
Bakk	-0,19	0,28	-0,06	-0,25	0,59	0,16	-1,42
HMC	-1,97	-1,15	-2,05	-11,18	-4,39	-1,23	-3,34
Naive	-2,07	-1,22	-1,72	-10,50	-2,60	-2,08	-11,73

Tabella 4.2. Differenza tra i MAE%, mediati sull'orizzonte temporale, dell'anno y1 e dell'anno y2 per ogni CS e per ogni modello applicato.

È possibile notare che per tutti modelli richiedenti calibrazione (Patt, ANN, HMC e Naïve) la differenza dei MAE% è negativa in ogni CS, mentre per i modelli basati sulla tecnica moving window ( $\alpha\beta$  e Bakk) la differenza dei MAE% è negativa per CS1, CS3, CS4 e CS7 ed è positiva per i restanti casi studio. Osservando i valori contenuti in Tabella 4.2, considerati in valore assoluto, si nota che la maggior differenza di performance tra y1 e y2 corrisponde ai modelli Naïve e HMC con valori rispettivamente pari a 11.73% (CS7) e 11.18% (CS4); la differenza diminuisce per i modelli Patt e ANN, che mostrano differenza massime (in valore assoluto) rispettivamente pari a 6.68% (CS7) e 3.09% (CS7). Infine, i modelli Bakk e  $\alpha\beta$  presentano le differenze massime di MAE% tra i due anni più contenute (in valore assoluto), rispettivamente pari a 1.4% (CS7) e 0.5% (CS7).

In sintesi, si può affermare che mediamente nell'anno y1 il modello che fornisce le migliori performance di previsione è il Patt, pur con differenze minime rispetto a tutti gli altri modelli. Nell'anno y2 si nota una maggior variabilità nell'accuratezza delle previsioni: nei CS 1-2-3-6 i modelli Patt ANN  $\alpha\beta$  e Bakk forniscono ottime previsioni delle domande, nel CS4 il modello con miglior performance è  $\alpha\beta$ , nel CS5 i modelli  $\alpha\beta$  e Bakk restituiscono l'accuratezza più elevata e infine nel CS7 i modelli Patt, ANN e  $\alpha\beta$  forniscono le migliori prestazioni.

Queste stesse conclusioni possono essere tratte dall'analisi del coefficiente RMSE, riportato in Figura 4.2, tenendo presente che esso è influenzato dalle dimensioni e dal numero di utenze del CS considerato; quindi valori contenuti di RMSE relativi ai CS 5 e 6 sono legati anche alle ridotte dimensioni dei corrispondenti distretti.

I risultati mostrati in Figura 4.3 confermano quanto detto finora e permettono di aggiungere alcune considerazioni riguardanti l'accuratezza e la precisione fornite dai modelli nei diversi casi studio. Sono infatti in questa figura riportate le distribuzioni cumulate campionarie degli errori  $e$  per un fissato orizzonte temporale (in questo caso pari a 1 ora). In particolare, essendo l'errore definito come differenza tra domanda osservata e prevista, ad un errore positivo corrisponde la sottostima del consumo previsto dal modello mentre ad un errore negativo corrisponde la sovrastima.

Si osserva che una minore variabilità tra l'errore minimo e massimo, associata ad una elevata pendenza della curva di distribuzione cumulata indica una buona precisione della previsione, mentre una maggior simmetria della curva di probabilità cumulata rispetto al punto a  $e=0$  (ovvero quando la curva tende a passare e distribuirsi simmetricamente rispetto al punto ( $e=0, F=0.5$ )) indica che il modello è accurato, ovvero non tende né a sovrastimare né a sottostimare le domande. In particolare, osservando i grafici corrispondenti al CS4, si può notare come nell'anno y1 tutti i modelli sono caratterizzati da una simile accuratezza ( $F(0) \approx 0.5$ ) e precisione, con eccezione del Naïve che tende a sottostimare le domande ed è caratterizzato da una maggiore dispersione degli errori. Osservando il grafico relativo a y2 si nota come i modelli  $\alpha\beta$  e Bakk mantengono un'elevata accuratezza mentre i modelli Patt e ANN mostrano una minore accuratezza ed in particolare una tendenza a sottostimare le domande ( $F(0) < 0.25$ ); infine i modelli HMC e Naïve sottostimano fortemente le domande dell'anno y2 prevedendo quindi con ridotta precisione ed accuratezza.

Si possono fare analoghe considerazioni osservando i restanti casi studio, in quanto nell'anno y1 tutti i modelli mostrano simili performance mentre passando all'anno y2 i modelli  $\alpha\beta$  e Bakk mantengono accuratezza e precisione sostanzialmente invariate ed i modelli richiedenti calibrazione, ossia Patt, ANN, HMC e Naive, mostrano una diminuzione dell'accuratezza. In particolare nei CS 4 e 5, la prestazione dei modelli Patt, ANN e, in maniera più marcata, HMC è peggiore: essi tendono infatti a sottostimare le domande in quanto il consumo medio dell'anno y2 è maggiore di quello osservato nell'anno y1; i modelli  $\alpha\beta$  e Bakk, invece, non risentono in alcun modo di tale variazione delle richieste idriche.

## 4.5 Conclusioni

Si è presentato un confronto tra diversi modelli di previsione delle richieste idriche orarie per un orizzonte temporale di 24 ore, già presenti in letteratura. I modelli applicati,

differiscono tra loro per diverse caratteristiche, quali tipologia di struttura, data-driven o pattern based, approccio deterministico o probabilistico e necessità o meno di utilizzo di un set di dati per la loro calibrazione. Il confronto è stato realizzato su sette casi studio, caratterizzati da reti e distretti idrici con diverse dimensioni, numero e tipologie di utenze, dei quali si sono utilizzati le domande idriche medie orarie di due anni.

Dall'analisi dei risultati è emerso che le performance dei modelli che necessitano di una fase di calibrazione dei parametri differiscono da quelle dei modelli basati sull'utilizzo di finestre temporali mobili. In particolare i modelli appartenenti alla prima tipologia tendono a fornire previsioni accurate e precise nell'anno di calibrazione ma sperimentano una diminuzione di accuratezza, più o meno marcata, nell'anno di validazione. Al contrario i modelli appartenenti alla seconda categoria mantengono generalmente la medesima, ed elevata, accuratezza in entrambi gli anni considerati.

In sintesi, si può affermare che nel primo anno di applicazione tutti i modelli mostrano ottime performance ed in particolare il Patt risulta essere il più efficace, mentre nel secondo anno di applicazione le performance del modello Patt tendono generalmente ad allinearsi con quelle dei modelli  $\alpha\beta$ , Bakk e ANN. Si può inoltre notare che i modelli richiedenti calibrazione forniscono accuratezze di previsione variabili a seconda dell'orizzonte temporale al contrario dei modelli basati sulla tecnica moving window, le cui performance si mantengono stabili al variare del lead-time. Inoltre l'applicazione a casi studio riferiti a distretti e reti di diverse dimensioni ha permesso di osservare che le dimensioni e il numero di utenze, in generale, non influenzano le performance dei modelli. Tuttavia è necessario fare alcune precisazioni riguardanti l'applicazione a casi studio caratterizzati da consumi medi annui variabili nel range temporale considerato; tra i casi studio considerati se ne sono individuati alcuni per i quali le domande medie del primo anno risultano inferiori a quelli del secondo. Il modello HMC risulta essere il più sensibile a questa variazione in quanto mostra un consistente peggioramento della performance nell'anno di validazione; questa osservazione è valida, seppur in misura minore, anche per i modelli Patt e ANN. Infatti l'analisi della distribuzione campionaria cumulata degli errori ha permesso di verificare che tali modelli, calibrati in base alle domande del primo anno, tendono a sottostimare le domande del secondo anno. A conferma delle conclusioni tratte precedentemente, i modelli  $\alpha\beta$  e Bakk non risultano essere influenzati da questo tipo di variazione.



# Capitolo 5

---

## Modellazione delle domande idriche

In questo Capitolo si affronta il tema della generazione delle domande idriche; dopo una breve introduzione sull'argomento, verrà esposta la metodologia su cui si basa la procedura proposta. In seguito essa verrà applicata a due casi reali per testarne l'efficacia.

## 5.1 Introduzione

Una simulazione accurata dei sistemi idrici di adduzione e distribuzione si basa su di una corretta caratterizzazione delle domande idriche. Come discusso al Capitolo 2, negli ultimi due decenni nell'ambito della modellazione delle domande idriche, si è affermato il cosiddetto approccio bottom-up, nel quale si annoverano numerosi modelli (Buchberger e Wu, 1995; Buchberger e Wells, 1996; Guercio et al., 2001; Alvisi et al., 2003; Garcia et al., 2004; Buchberger et al., 2003; Alcocer-Yamanaka et al., 2006; Blokker; et al., 2010; Alcocer-Yamanaka e Tzatchkov, 2012; Gargano et al., 2015), finalizzati alla generazione delle serie temporali di domanda idrica alla scala del singolo utente.

I modelli di tipo End-Use (Blokker et al., 2010) forniscono una procedura in grado di generare una serie di domande idriche a partire dalle informazioni raccolte mediante indagini riguardanti le occupazioni delle famiglie, gli elettrodomestici e il comportamento delle persone nell'utilizzare l'acqua (Foekema ed Engelsma, 2001; Van der Broek e Breedveld, 1995), oltre ad informazioni fornite dalle aziende produttrici delle apparecchiature idro-sanitarie. Per implementare questo tipo di modello è quindi necessario raccogliere e vagliare una mole notevole di dati, e oltre al costo necessario per la distribuzione dell'indagine e l'implementazione dei dati raccolti, la specificità delle routine e delle abitudini degli abitanti dell'area indagata lo rende non efficacemente trasferibile ad altre zone senza prima aver ricomposto l'insieme di informazioni necessario a costruire le relazioni su cui si basa il modello stesso.

I modelli di tipo stocastico (Buchberger e Wu 1995; Buchberger e Wells 1996; Guercio et al. 2001; Buchberger et al. 2003; Alvisi et al., 2003; Garcia et al. 2004; Alcocer-Yamanaka et al. 2006; Creaco et al. 2015b) invece, propongono una procedura di modellazione della domanda idrica mediante dei parametri di volta in volta stimati sulla base di serie storiche osservate di consumo idrico, misurate con una risoluzione molto fine (1 secondo in Buchberger et al., 2003; 1 minuto in Guercio et al., 2001). Tale approccio, che per essere utilizzato necessita della misurazione diretta degli impulsi della domanda, risulta essere costoso a causa dell'attrezzatura per la registrazione della domanda idrica e dell'ingente quantità di dati da elaborare; inoltre i parametri stimati per un insieme di utenze sono difficilmente trasferibili ad altre.

Un modello apparentemente simile a quelli di tipo stocastico è, come già accennato nel Capitolo 2, l'OP Model (Gargano et al., 2015). Tuttavia mentre i modelli PRP (Buchberger e Wu 1995) e NSRP (Alvisi et al., 2003), per citare i due principali di cui si è discusso in precedenza, aspirano a rappresentare la domanda così come appare all'interno

dell'abitazione, il modello OP mira a modellare la domanda direttamente come appare sul contatore dell'acqua dell'utenza. Il modello OP dunque rappresenta la domanda complessiva dell'utenza indipendentemente dai singoli apparecchi idro-sanitari, e ogni impulso di domanda rappresenta la richiesta totale di un'abitazione. L'evidente vantaggio di questo tipo di modello risiede nella facilità di raccolta dei dati, perché sono sufficienti le misure dell'acqua dei contatori domestici, senza che l'affidabilità del modello stesso diminuisca dal momento che non è necessario conoscere la domanda idrica di ogni singola apparecchiatura se l'obiettivo è quello di modellare la richiesta idrica globale dell'utenza (Gargano et al., 2015). Nell'OP Model la domanda residenziale è modellata come un processo di arrivi casuali di cluster di domanda, che sono composti da sequenze di impulsi elementari, tutti diversi da zero. Non appena la domanda scende a zero, il cluster termina. Quindi, i cluster di domanda sono caratterizzati dalla loro durata casuale (un multiplo dello step temporale di discretizzazione) e, per ciascuno step, dall'intensità della domanda casuale. Così facendo non è più necessario considerare il principio della sovrapposizione, tipico dei modelli PRP. Le variabili casuali di questo modello sono gli arrivi dei cluster, la durata dei cluster e l'intensità per ogni step temporale all'interno del cluster. In particolare il processo degli arrivi dei cluster viene descritto con il modello di Bernoulli, mentre l'esponenziale è la distribuzione adottata sia per la durata che per l'intensità dei cluster. All'interno del cluster è inoltre presente una variabile casuale discreta, volta a determinare la probabilità che si verifichi la stessa domanda in due step di calcolo consecutivi; tale variabile indica la persistenza della domanda. In termini di risultati, l'OP Model è in grado di riprodurre correttamente la variabilità della domanda e ottiene risultati migliori del PRP nel descrivere la domanda nei giorni in cui si osservano valori di consumo particolarmente elevati (o bassi) (Gargano et al., 2015).

In questo Capitolo si presenta un modello di generazione della domanda residenziale che può essere applicato a un insieme di abitazioni, essendo note soltanto alcune grandezze di cui tipicamente dispone l'ente gestore, cioè i volumi fatturati nell'arco di un anno delle utenze oggetto di studio e il volume in ingresso all'insieme di utenze. Il modello è composto da una serie di relazioni matematiche che, note le grandezze in input, consentono di calcolare il valore dei parametri necessari a generare le serie di domanda idrica per ogni utenza. Come l'OP Model, il modello proposto considera la domanda idrica dell'utenza come un insieme, senza distinguere il contributo dei singoli dispositivi dell'abitazione, ma la peculiarità rispetto ai modelli già presenti in letteratura consiste nell'insieme di relazioni matematiche che consentono di applicarlo a un gruppo di utenze senza dover effettuare alcuna procedura di calibrazione per stimare i parametri, evitando dunque di disporre di

serie storiche osservate dei consumi delle utenze oggetto di applicazione e rendendolo fruibile da ogni ente gestore.

Nel seguito si esplica la metodologia e l'analisi che hanno portato alla stesura del modello (paragrafo 5.2). Successivamente (paragrafo 5.3) si presentano i due casi di applicazione del modello, dei quali si analizzano e discutono i risultati ed infine (paragrafo 5.4) si forniscono alcune considerazioni conclusive.

## 5.2 Metodologia

La struttura del modello si basa sulla suddivisione del giorno in  $nf$  fasce, ognuna delle quali composta da  $ns$  step; tutte le grandezze e i parametri analizzati nel seguito saranno dunque composti da  $nf$  valori caratteristici che descrivono l'andamento medio della fascia cui corrispondono. Ad esempio il volume giornaliero della domanda idrica di una delle  $nu$  utenze oggetto di studio sarà caratterizzato da  $nf$  valori ottenuti dalla somma dei singoli volumi di  $ns$  step che compongono le fasce.

Nel seguito si presenta la struttura del modello facendo riferimento a studi e analisi su dati di campo che hanno rappresentato la base su cui è stato costruito il modello stesso, a cui seguirà l'applicazione a due casi studio in cui si suppone di non avere a disposizione le serie storiche osservate di domanda idrica.

### 5.2.1 Struttura del modello

Si consideri una serie temporale di una specifica utenza avente un determinato passo temporale, essendo questo passo temporale sufficientemente fine (ad esempio dell'ordine di 1-5-15 minuti). Si può notare che il segnale osservato è caratterizzato da diversi istanti temporali in cui il volume consumato è nullo e istanti temporali in cui avviene l'erogazione di un certo volume idrico. È possibile quindi caratterizzare il consumo di un'utenza caratterizzando la probabilità dello zero (Spike) nonché la distribuzione di probabilità che caratterizza i volumi non nulli. Gargano et al. (2015) caratterizzano l'intensità e la durata dei cluster mediante una distribuzione esponenziale; dal momento che il volume idrico è dato dal prodotto di queste due grandezze, si ipotizza di descrivere i volumi idrici non nulli mediante, appunto, la distribuzione esponenziale.

La forma della distribuzione esponenziale è del tipo:



$$y = f(x|\mu) = \frac{e^{-\frac{x}{\mu}}}{\mu} \quad (5.1)$$

dove  $\mu$  è l'unico parametro caratteristico della distribuzione, e ne rappresenta la media.

Per caratterizzare una singola utenza si devono dunque avere informazioni sullo Spike e sul parametro che descrive la distribuzione esponenziale. Se fossero disponibili misure di campo per ogni utenza sarebbe possibile stimare questi parametri sulla base dei consumi di ogni utenza, ma d'altra parte ponendosi in una situazione più realistica, in cui le misure di campo di tutte le utenze oggetto di studio non sono disponibili, ci si chiede come si possa applicare il modello ad utenze delle quali non si hanno serie storiche osservate. Tipicamente il gestore del servizio idrico, considerando un certo insieme di utenze, ad esempio quelle costituenti un distretto, dispone per ogni utenza dei volumi fatturati su lunga scala e, tramite la misura della portata in ingresso e/o uscita dal distretto può ricostruire la serie temporale del consumo complessivo del distretto/insieme di utenze. Si ipotizza quindi di andare a ricercare dei legami che pongano in relazione lo Spike e il parametro della distribuzione esponenziale a queste informazioni, secondo lo schema riportato in seguito in Figura 5.1

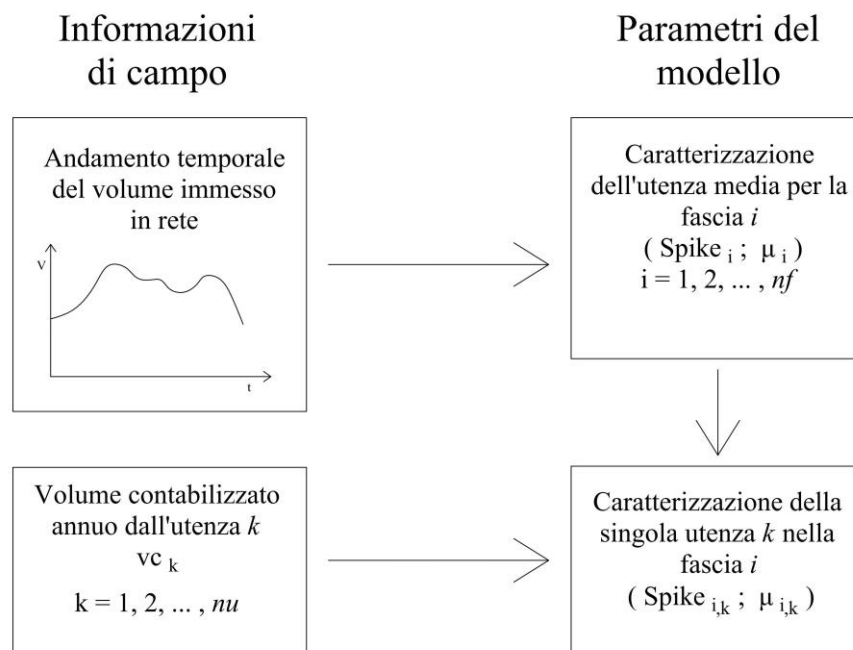


Figura 5.1: Schema che evidenzia le relazioni intercorrenti tra le informazioni di campo e le grandezze necessarie allo sviluppo del modello.

L'andamento nel tempo del volume immesso in rete può essere un'informazione utile per descrivere il comportamento medio delle utenze all'interno della zona che si vuole

modellare e a tal fine si è cercato un legame tra l'andamento del volume immesso in rete e la probabilità dello zero e il parametro dell'esponenziale con riferimento ad un'utenza media, dove con utenza media si intende un'utenza i cui parametri rappresentativi (Spike e  $\mu$ ) sono dati dalla media dei parametri di tutte le utenze oggetto di studio, calcolati per ognuna delle  $nf$  fasce su un assegnato intervallo temporale (ad esempio un mese).

Il comportamento dell'utenza media può essere poi dettagliato/riscalato per ogni singola utenza sfruttando l'altra informazione disponibile, che è il volume contabilizzato annuo di ogni singola utenza.

Con riferimento ad una serie di utenze monitorate, si mostrano in seguito quali potrebbero essere i legami tra l'andamento del volume immesso in rete, la probabilità dello zero e il parametro dell'esponenziale.

### 5.2.2 Analisi dei consumi e definizione delle relazioni

In questo paragrafo si procede dapprima con la caratterizzazione dei parametri che consentono di descrivere il consumo nel tempo dell'utenza media e successivamente si approfondisce la procedura con la quale si può andare a riscaldare tali parametri, ossia Spike e  $\mu$ , a livello di singola utenza mediante le informazioni tipicamente disponibili. La trattazione della metodologia verrà supportata da esemplificazioni numeriche, relative a un insieme di  $nu = 100$  utenze di tipo residenziale, volte a chiarire i legami esistenti tra le grandezze considerate.

Essendo lo Spike, per definizione, la probabilità che si ha in un campione di osservare dei valori nulli, esso ha un valore compreso tra 0 e 1 dove il valore 1 indica che il 100% degli step sono caratterizzati da volume nullo, mentre il valore 0 indica che lo 0% degli step è caratterizzato da volume nullo. Si può dunque ipotizzare che il valore atteso dello Spike nelle fasce notturne sarà molto prossimo a 1, perché le richieste idriche si riducono moltissimo se non del tutto, e tenderà ad abbassarsi soprattutto nelle ore del giorno in cui la routine quotidiana implica un forte utilizzo dell'acqua. Questo andamento nel tempo si può ipotizzare che possa essere facilmente messo in relazione con i valori di volume immesso per l'utenza media; a tal proposito in Figura 5.2 si riporta l'andamento temporale per l'utenza media sia del volume immesso che dello Spike.

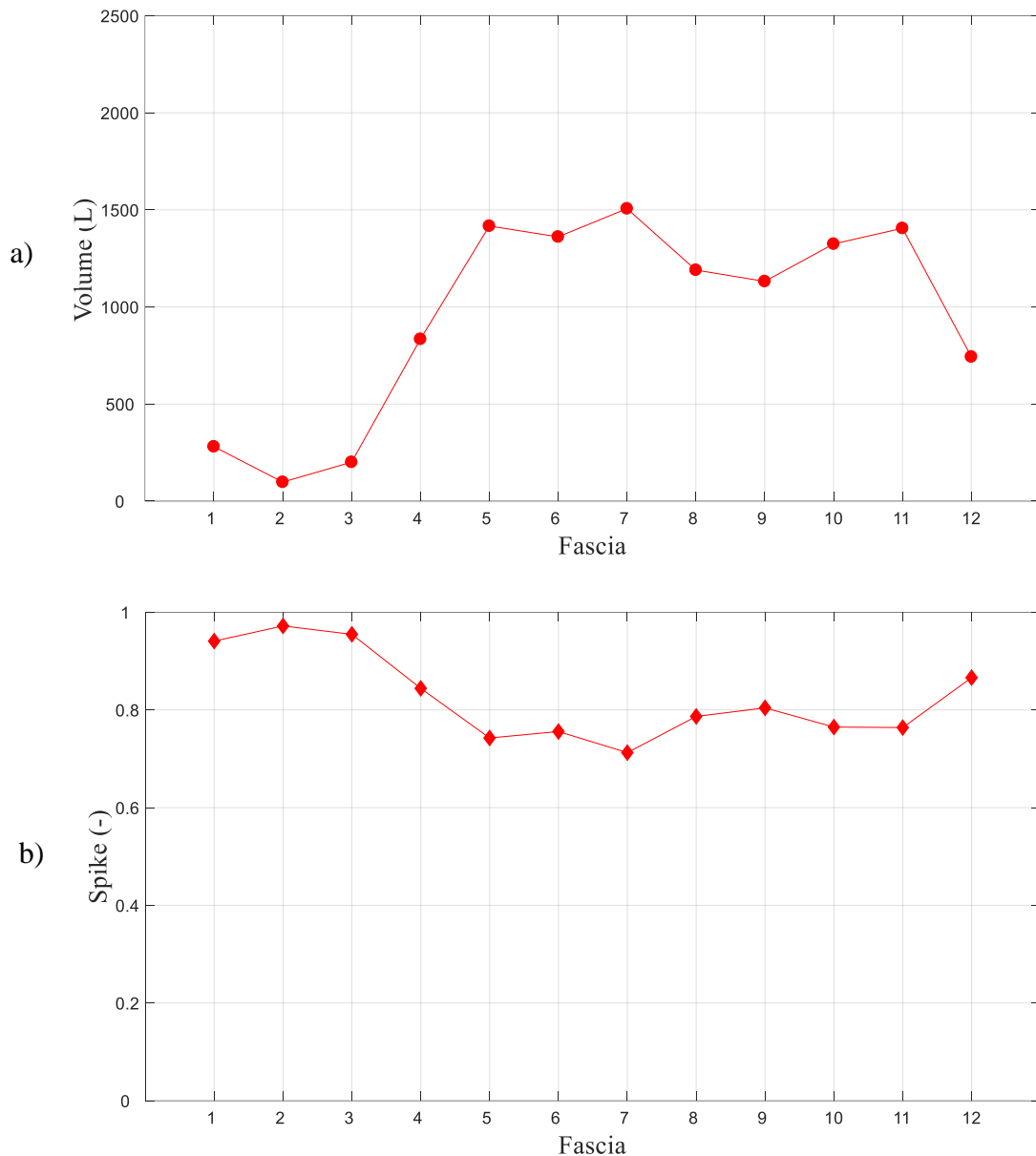


Figura 5.2: avendo posto  $nf = 12$  si riporta in a) andamento del volume immesso calcolato come quantità media mensile per l'utenza media dell'aggregato, nella fascia  $i$ -esima e in b) l'andamento dello Spike dell'utenza media dell'aggregato.

I valori di volume immesso variano a seconda della richiesta idrica, quindi ad esempio durante le ore notturne si osservano i valori minimi mentre nelle ore centrali della giornata si osservano i valori massimi. Con riferimento all'utenza media, si ricerca il legame che mette in relazione lo Spike con il volume immesso in rete, che dovrà quindi essere rappresentativo dell'evoluzione dello Spike nelle  $nf$  fasce.

Di conseguenza, conoscendo il valore dello Spike per ogni fascia, sarà possibile andare a caratterizzare l'andamento di  $\mu$ , dovendo rispettare il vincolo dato dal volume immesso in rete. Si noti infatti che la distribuzione dei valori dei consumi dell'utenza media è di tipo composto: come detto in precedenza, nella serie osservata si ha un elevato numero di step

caratterizzati da consumo nullo e un numero più piccolo di step con consumi non nulli, essendo il singolo valore di consumo variabile e descritto dalla distribuzione esponenziale. Considerando dunque la distribuzione di probabilità cumulata dei volumi misurati negli step della fascia  $i$ -esima, si può osservare che il valore in corrispondenza dello zero è lo Spike della fascia  $i$ -esima, e per i valori superiori a zero l'andamento della distribuzione cumulata è quello tipico della distribuzione esponenziale.

Con riferimento a queste osservazioni e considerando l'utenza media, il legame che mette in relazione l'andamento del volume immesso in rete con lo Spike può essere rappresentato da una siffatta relazione:

$$\overline{Spike}_i = \frac{\overline{V}_{\max} - c \cdot \overline{V}_{\min}}{\overline{V}_{\max} + c \cdot \overline{V}_i} \quad (5.2)$$

dove  $\overline{Spike}_i$  e  $\overline{V}_i$  sono rispettivamente lo Spike dell'utenza media e il volume medio mensile immesso per l'utenza media dell'aggregato,  $\overline{V}_{\max}$  e  $\overline{V}_{\min}$  sono rispettivamente il massimo e il minimo tra gli  $nf$  valori di volume immesso,  $c$  è una costante che viene stimata sulla base dei valori di volume immesso e sui valori dello Spike osservato per l'utenza media, con  $i = \{1, 2, \dots, nf\}$ .

Si noti che la (5.2) esprime un legame di proporzionalità inversa, poiché i valori al numeratore sono delle costanti, mentre al denominatore è presente la variabile, ossia  $\overline{V}_i$ ; questo esprime sostanzialmente una relazione in cui, se il volume immesso assume valori elevati allora lo Spike diminuisce, mentre se il volume immesso assume valori più contenuti lo Spike aumenta.

In riferimento all'utenza media e alle considerazioni fatte in precedenza, il parametro  $\mu$  della distribuzione esponenziale può essere stimato con il seguente legame:

$$\mu_i = \frac{\overline{V}_i}{1 - \overline{Spike}_i} \quad (5.3)$$

dove  $\overline{\mu}_i$  è il parametro dell'esponenziale che descrive l'andamento dei consumi dell'utenza media e rappresenta fisicamente la media dei valori non nulli di volume degli step della fascia  $i$ -esima, mentre  $\overline{Spike}_i$  e  $\overline{V}_i$  sono rispettivamente lo Spike dell'utenza

media stimato con la (5.2) e il volume medio mensile immesso per l'utenza media dell'aggregato, con  $i = \{1, 2, \dots, nf\}$ .

In Figura 5.2 e Figura 5.4 si riportano rispettivamente l'andamento temporale di  $\overline{Spike}_i$  e  $\overline{\mu}_i$  riferiti all'utenza media dell'insieme considerato, avendo posto  $nf = 12$ .

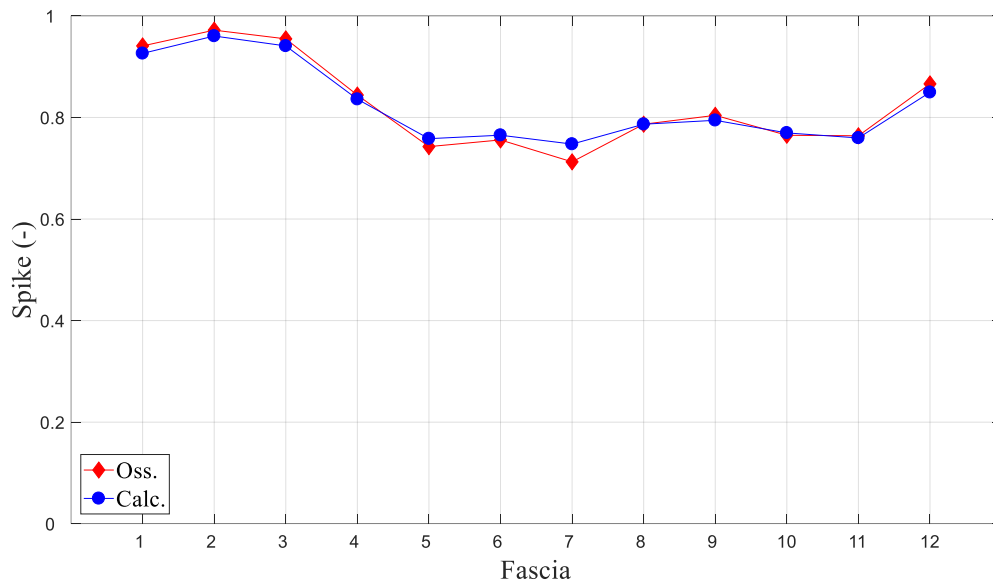


Figura 5.3: Spike osservato (rosso) e calcolato mediante la (5.2) (blu), basandosi sui dati di consumo per l'utenza media.

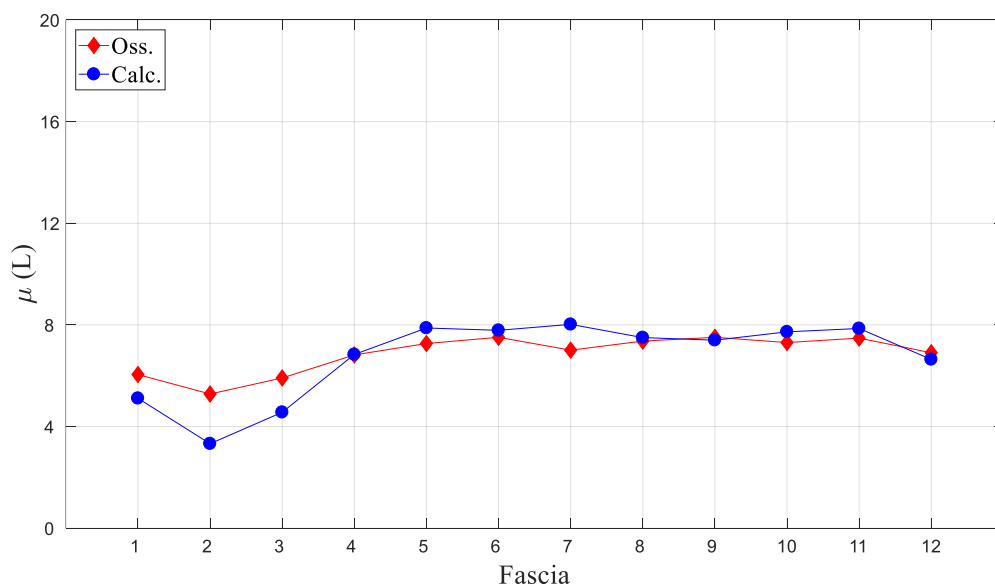


Figura 5.4:  $\mu$  osservato (rosso) e ottenuto dalla (5.3) (blu), calcolato sui dati di consumo medi mensili per l'utenza media.

Indicando con i marker rossi i valori ottenuti dalle serie osservate e con i blu quelli calcolati con le relazioni precedentemente ipotizzate, è possibile individuare le caratteristiche dei parametri descritte al paragrafo precedente. Per quanto concerne lo

Spike, esso ha valori molto prossimi a 1 nelle fasce notturne e poi tende a diminuire nelle fasce restanti, presentando il valore minimo in corrispondenza della fascia 7. Lo scostamento tra i valori di  $\overline{Spike_i}$  osservati e calcolati con la (5.2) è davvero molto contenuto. La stima di  $\bar{\mu}_i$  mediante la (5.3) sembra essere leggermente più imprecisa, soprattutto nelle fasce notturne; la relazione (5.3) infatti in alcuni casi sottostima l'entità del parametro, mentre in altri casi lo sovrastima. Si osserva che sia per  $\overline{Spike_i}$  che per  $\bar{\mu}_i$ , eccettuate le fasce notturne che sono di difficile calibrazione per la scarsa domanda idrica, lo scostamento tra il valore osservato e calcolato mediante relazione matematica è più marcato in corrispondenza della fascia 7.

Ottenute dunque le relazioni matematiche che esprimono il legame tra le grandezze che permettono di caratterizzare l'utenza media e l'andamento temporale del volume immesso, si può ipotizzare di poter rimodulare i valori di  $\overline{Spike_i}$  e  $\bar{\mu}_i$  per le singole utenze, sfruttando l'altra informazione che è sicuramente nota al gestore del servizio idrico, ossia il volume fatturato annuo di ogni utenza.

Andando a considerare le singole utenze residenziali, dalle quali in precedenza si sono ricavati i valori dell'utenza media, si può supporre che, in generale per ogni fascia  $i$ -esima, ad un maggiore volume fatturato corrisponda un valore di  $\bar{\mu}_i$  elevato e un valore di  $\overline{Spike_i}$  più contenuto. Inoltre si può supporre che la dipendenza di  $\bar{\mu}_i$  e  $\overline{Spike_i}$  dal volume fatturato sia più accentuata nelle fasce di maggior consumo, mentre ad esempio, nelle ore notturne in cui lo Spike assume valori molto prossimi a 1, è ragionevole attendersi che le domande idriche delle utenze siano tutte molto simili tra loro (quasi inesistenti), indipendentemente dal volume fatturato medio annuo delle utenze stesse.

Avendo a disposizione le serie storiche osservate delle domande idriche di  $nu = 100$  utenze di carattere residenziale, si calcolano i valori osservati per le due grandezze caratteristiche e li si riporta in base alle diverse fasce in Figura 5.5. Si va prima ad osservare l'andamento dello Spike per tutte le  $nu$  utenze.

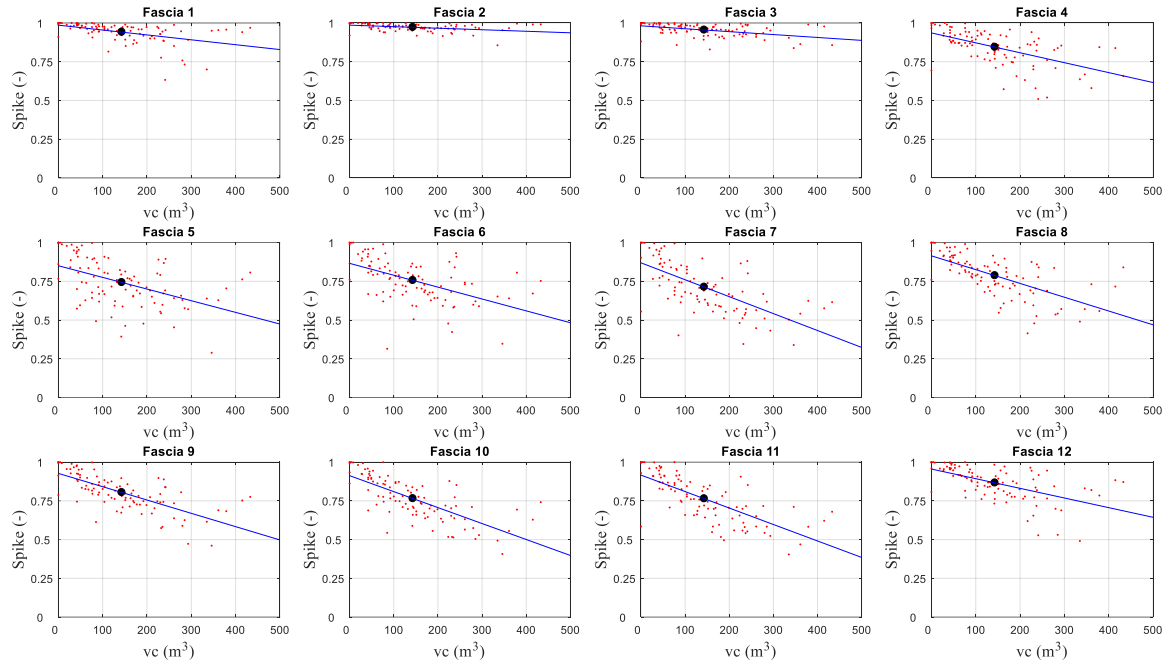


Figura 5.5: Spike osservati (rosso) in base alla fascia e al volume contabilizzato ( $vc$ ) per ogni utenza; la retta in blu indica l'approssimazione data dalla retta calcolata con il metodo ai minimi quadrati e il marker nero evidenzia il punto medio  $(\overline{vc}, Spike_i)$ .

Come si può osservare dalla Figura 5.5, per ogni fascia  $i$  (con  $i=1:nf$ ) la nuvola di punti che individua le coppie  $(vc_k, spike_{i,k})$  (con  $k=1:nu$ ) si dispone lungo una retta, la cui pendenza varia nelle diverse fasce, aumentando nelle ore di maggior consumo, dove lo Spike dell'utenza media è basso, e diminuendo nelle ore di minor consumo, dove lo Spike dell'utenza media invece è prossimo a 1, andando quindi a confermare l'ipotesi fatta in precedenza a riguardo del legame tra variabilità della domanda idrica e valore del parametro. La relazione lineare, che interpola i punti e rappresentata in figura dalla retta blu, è ottenuta mediante un processo di minimizzazione degli scarti, e può essere espressa come:

$$Spike_{i,k}^* = C_i + D_i \cdot vc_k \tag{5.4}$$

Essendo  $k = \{1, 2, \dots, nu\}$  e  $i = \{1, 2, \dots, nf\}$ . Inoltre  $Spike_{i,k}^*$  è la stima di  $Spike_{i,k}$ , parametro caratteristico della fascia  $i$ -esima e utenza  $k$ -esima, effettuata col metodo dei minimi quadrati;  $(C, D)_i$  sono i coefficienti caratteristici della fascia  $i$ -esima che consentono di effettuare la migliore stima di  $Spike_{i,k}$  noto il volume contabilizzato annuo  $vc_k$  dell'utenza  $k$ -esima.

La pendenza  $D_i$ , come già evidenziato in precedenza, appare legata al valore del parametro dell'utenza media: tanto più esso diminuisce, maggiore è la variabilità dei consumi e dunque la pendenza della (5.4). Si cerca quindi la relazione lineare che individua il legame tra  $D_i$  e  $\overline{Spike}_i$  che rappresenta la percentuale media dell'insieme di step con volume nullo:

$$D_i^* = Q + R \cdot \overline{Spike}_i \quad (5.5)$$

Dove con  $D_i^*$  si definisce il valore approssimato della pendenza  $D_i$  mediante il metodo ai minimi quadrati e  $(Q, R)$  è la coppia dei coefficienti della relazione lineare ottenuti mediante il metodo ai minimi quadrati. Dalla Figura 5.5 si nota come le coppie  $(\overline{Spike}_i, D_i)$  si dispongano lungo la retta blu, rappresentante la relazione (5.5).

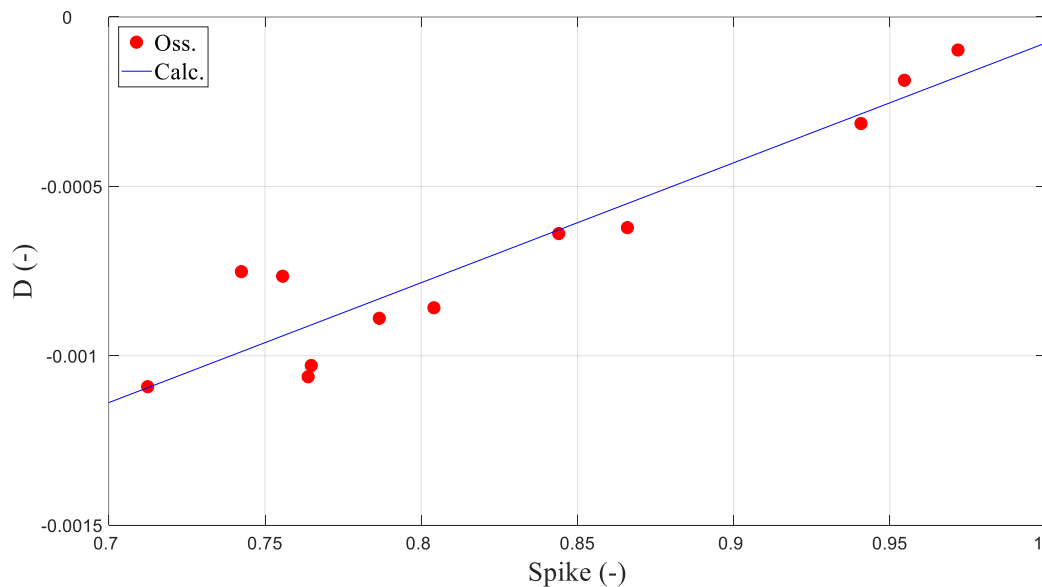


Figura 5.6: in rosso si indicano gli Spike medi delle fasce rispetto alla pendenza  $D$  della (5.4), con la retta blu si indica la retta data dalla (5.5).

Analoghe considerazioni possono essere fatte per il parametro caratteristico della distribuzione esponenziale  $\mu$ .



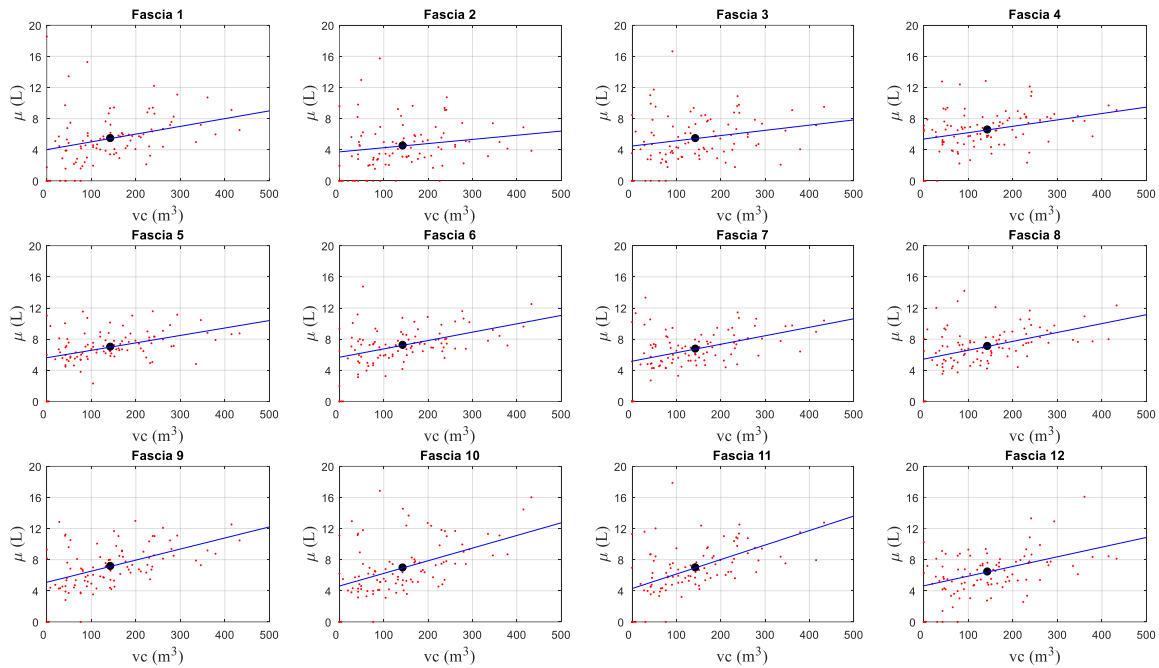


Figura 5.7:  $\mu$  osservati (rosso) in base alla fascia e al volume contabilizzato ( $vc$ ) per ogni utenza; la retta in blu indica l'approssimazione data dalla retta calcolata con il metodo ai minimi quadrati e il marker nero evidenzia il punto medio  $(\overline{vc}, \overline{\mu}_i)$ .

Come si può osservare dalla figura, la nuvola di punti che individua le coppie  $(vc_k, \mu_{i,k})$  si dispone lungo una retta, la cui pendenza varia nelle diverse fasce, aumentando nelle ore di maggior consumo, dove il valore di  $\overline{\mu}_i$  è elevato, e diminuendo nelle ore di minor consumo, dove il valore di  $\overline{\mu}_i$  è più basso, andando anche in questo caso a confermare l'ipotesi fatta in precedenza a riguardo del legame tra variabilità della domanda idrica e valore del parametro  $\mu$ .

La relazione lineare, che interpola i punti e rappresentata in figura dalla retta blu, è ottenuta mediante un processo di minimizzazione degli scarti, e può essere espressa come:

$$\mu_{i,k}^* = A_i + B_i \cdot vc_k \tag{5.6}$$

Dove  $\mu_{i,k}^*$  è la stima di  $\mu_{i,k}$ , parametro caratteristico della fascia  $i$ -esima e utenza  $k$ -esima, effettuata col metodo dei minimi quadrati;  $(A, B)_i$  sono i coefficienti specifici della fascia  $i$ -esima che meglio approssimano la relazione lineare tra il parametro  $\mu_{i,k}$  e il volume contabilizzato  $vc_k$  dell'utenza  $k$ -esima, essendo  $k = \{1, 2, \dots, nu\}$  e  $i = \{1, 2, \dots, nf\}$ . Osservando la figura, e in particolare la retta rappresentante la relazione lineare tra  $\mu_{i,k}^*$  e

$vc_k$  nelle  $nf$  fasce, è evidente che la pendenza data dal coefficiente  $B_i$  della (5.6) varia nelle fasce e in particolare come già evidenziato in precedenza, appare legate al valore del parametro dell'utenza media: tanto più esso aumenta, maggiore è la variabilità dei consumi e dunque la pendenza della (5.6). Si cerca la relazione lineare che consente di stimare il miglior valore approssimato di  $B_i$ , essendo noto il parametro  $\bar{\mu}_i$ :

$$B_i^* = U + W \cdot \bar{\mu}_i \tag{5.7}$$

Dove con  $B_i^*$  si definisce il valore approssimato della pendenza  $B_i$  mediante il metodo ai minimi quadrati e  $(U, W)$  è la coppia dei coefficienti della relazione lineare ottenuti mediante il metodo ai minimi quadrati.

Dalla Figura 5.8 si nota che i punti che individuano le coppie  $(\bar{\mu}_i, B_i)$  si dispongono nello spazio individuando una tendenza lineare, rappresentata dalla retta che riproduce la relazione (5.7).

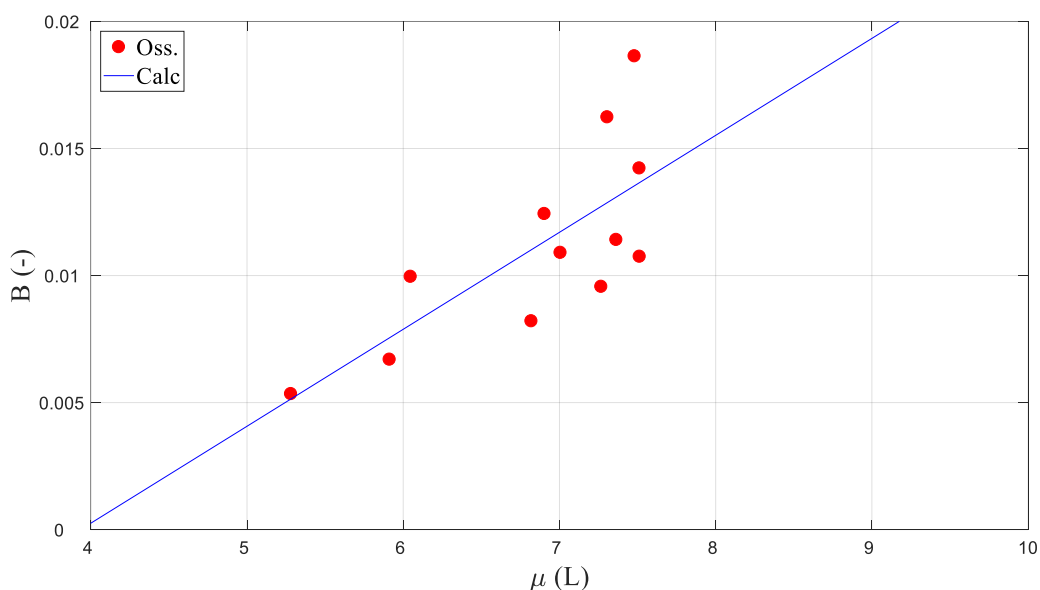


Figura 5.8: in rosso si indicano i  $\bar{\mu}_i$  delle fasce rispetto alla pendenza  $B$  della (5.6), con la retta blu si indica la retta data dalla (5.7).

In conclusione, ipotizzando noto il volume immesso per un insieme di utenze, i volumi contabilizzati annui delle stesse e i coefficienti  $\{c, U, W, Q, R\}$  sarà possibile stimare i parametri  $Spike_{i,k}$  e  $\mu_{i,k}$  per l'utenza  $k$ -esima nella fascia  $i$ -esima mediante la seguente procedura:

- Dalla (5.2) e dalla (5.3) si calcolano  $\overline{Spike_i}$ ,  $\bar{\mu}_i$ ;

- Dalla (5.5) e dalla (5.7) si calcolano i coefficienti  $D_i^*$  e  $B_i^*$ ;
- sapendo che la retta di regressione è sempre passante per il baricentro del sistema, ossia per il punto medio del volume contabilizzato e il valore  $\overline{Spike_i}$  e  $\overline{\mu_i}$  per la fascia i-esima, si possono stimare i due coefficienti rappresentanti l'intercetta, ossia  $C_i$  e  $A_i$ ;
- noti  $C_i$ ,  $D_i^*$  e  $vc_k$  è possibile calcolare  $Spike_{i,k}^*$  e noti  $A_i$ ,  $B_i^*$  e  $vc_k$  è possibile calcolare  $\mu_{i,k}^*$ , dove con  $i$  si indica la fascia e con  $k$  l'utenza.

Si sono quindi individuate una serie di relazioni lineari che consentiranno di calcolare i parametri  $\mu_{i,k}^*$  e  $Spike_{i,k}^*$  caratteristici della fascia i-esima per l'utenza k-esima di un qualunque insieme oggetto di studio, noti soltanto il volume contabilizzato  $vc_k$  dell'utenza stessa, il volume totale consumato dal distretto  $\overline{V_i}$  nelle diverse fasce e il set di coefficienti  $\{c, U, W, Q, R\}$ . Con riferimento al set di  $nu=100$  utenze di carattere residenziale utilizzato in questo paragrafo con intento esemplificativo, i coefficienti numerici sono stati stimati e assumono i seguenti valori:

$$\{c = 0.3, U = -0.015, W = 0.0038, Q = -0.0036, R = 0.0035\}$$

Con l'intento di studiare la trasferibilità di queste informazioni, che si riferiscono alla pendenza delle rette rappresentanti le relazioni individuate tra le grandezze dell'insieme di utenze oggetto di studio, il modello viene successivamente verificato con riferimento ad altre utenze.

### 5.3 Applicazione del modello

Nella fase di applicazione del modello presentato in questo Capitolo, si mostra come realizzare il processo di generazione dei volumi delle domande idriche basato sui valori di  $\mu$  e Spike caratteristici delle utenze; tale generazione ha lo scopo di simulare il più realisticamente possibile la serie dei valori di volume consumato osservato. Si utilizzano due casi test, ossia Gorino, di cui si è in possesso delle serie storiche osservate delle domande idriche di 48 utenze di carattere residenziale, e Milford, avendo le serie storiche osservate delle domande idriche di 21 utenze già utilizzate nell'articolo di Buchberger e Wells (1996). Come anticipato nei paragrafi precedenti, la procedura viene svolta su due casi test per analizzare la trasferibilità dei valori dei coefficienti caratterizzanti le relazioni

del modello a insiemi di utenze differenti: oltre ad avere dimensioni diverse tra loro, nel primo caso, ossia Gorino, ci si attende una buona capacità predittiva del modello, poiché le 100 utenze da cui derivano le stime dei valori dei coefficienti  $\{c, U, W, Q, R\}$  sopra riportate appartengono allo stesso abitato, ancorché è importante sottolineare che le 48 utenze considerate in questa verifica non rientrano nel set di 100 utenze utilizzate per stimare i parametri; il secondo caso, ossia Milford, essendo un aggregato di utenze caratterizzato da consumi, dispositivi e routine quotidiane plausibilmente diverse da quelle dell'insieme utilizzato per la stima dei valori dei coefficienti  $\{c, U, W, Q, R\}$ , viene utilizzato per testare la capacità del modello di generare delle domande idriche compatibili con quelle osservate e che, considerando l'insieme delle utenze, sia possibile quindi stimare la domanda globale nelle diverse ore del giorno.

### **Test 1: Gorino**

Noto il volume immesso a  $nu = 48$  utenze con una frequenza di 5 minuti per tutto il periodo considerato, ossia Ottobre 2016 – Gennaio 2017, e i volumi contabilizzati delle singole utenze nell'anno 2015, si devono ricavare i valori caratteristici di  $\mu$  e Spike per ognuna delle utenze considerate, mediante i quali sarà possibile poi generare le serie di domande idriche. Per ciò che concerne i valori dei coefficienti numerici, si utilizzeranno quelli stimati nell'esemplificazione numerica del paragrafo precedente, ossia  $\{c = 0.3, U = -0.015, W = 0.0038, Q = -0.0036, R = 0.0035\}$ .

Seguendo la procedura delineata in precedenza, si dovrà procedere in questo ordine:

- Dalla (5.2) e dalla (5.3) si calcolano  $\overline{Spike}_i, \overline{\mu}_i$ ;
- Dalla (5.5) e dalla (5.7) si calcolano i coefficienti  $D_i^*$  e  $B_i^*$ ;
- sapendo che la retta di regressione è sempre passante per il baricentro del sistema, ossia per il punto medio del volume contabilizzato e il valore  $\overline{Spike}_i$  e  $\overline{\mu}_i$  per la fascia  $i$ -esima, si possono stimare i due coefficienti rappresentanti l'intercetta, ossia  $C_i$  e  $A_i$ ;
- noti  $C_i, D_i^*$  e  $vc_k$  è possibile calcolare  $Spike_{i,k}^*$  e noti  $A_i, B_i^*$  e  $vc_k$  è possibile calcolare  $\mu_{i,k}^*$ , dove con  $i$  si indica la fascia e con  $k$  l'utenza.
- Generare i volumi di domanda idrica

Conoscendo il volume consumato nell'insieme  $\overline{V}_i$ , grazie alla (5.2) è possibile stimare lo  $\overline{Spike}_i$  dell'utenza media per la fascia i-esima, del quale in Figura 5.8 si mostrano i valori osservati e stimati (rispettivamente indicati in rosso e in blu).

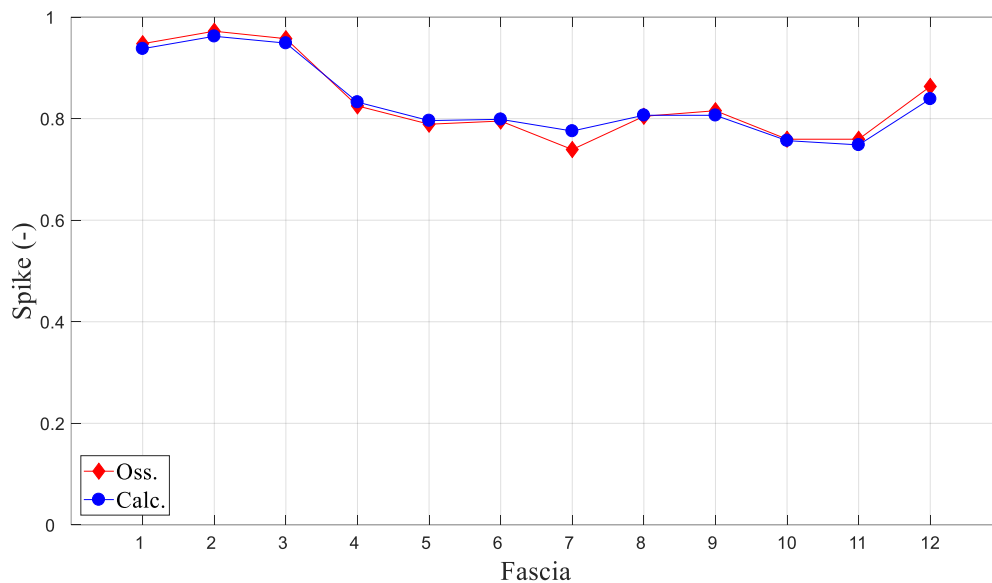


Figura 5.9:  $\overline{Spike}_i$  riferito all'utenza media osservato (rosso) e ottenuto dalla (5.2) (blu), calcolato sui dati di consumo medi mensili per l'utenza media

In seguito, noti i coefficienti  $(Q, R)$  stimati al paragrafo 5.2.2, dalla (5.5) si calcolano i 12 valori di  $D_i^*$ , che verrà utilizzata come pendenza nella relazione (5.4).

Anche in questo caso, sapendo che la retta di regressione passa per il baricentro del sistema ossia  $(\overline{vc}, \overline{Spike}_i)$ , è possibile trovare i valori dell'intercetta della (5.4) e ricostruire le  $n_f$  equazioni che caratterizzano i valori dello Spike nelle diverse fasce giornaliere al variare del volume contabilizzato. In definitiva, il valore di Spike nella fascia i-esima dell'utenza k-esima, noto il volume contabilizzato, è dato da:

$$Spike_{i,k}^* = D_i^* \cdot vc_k + (\overline{Spike}_i - \overline{vc} \cdot D_i^*) \quad (5.8)$$

In Figura 5.10 si riportano per ogni fascia i-esima i valori degli  $Spike_{i,k}$  osservati, indicati con i marker rossi, e i valori di  $Spike_{i,k}^*$  stimati con la procedura appena esplicitata, che si dispongono invece sulla retta blu.

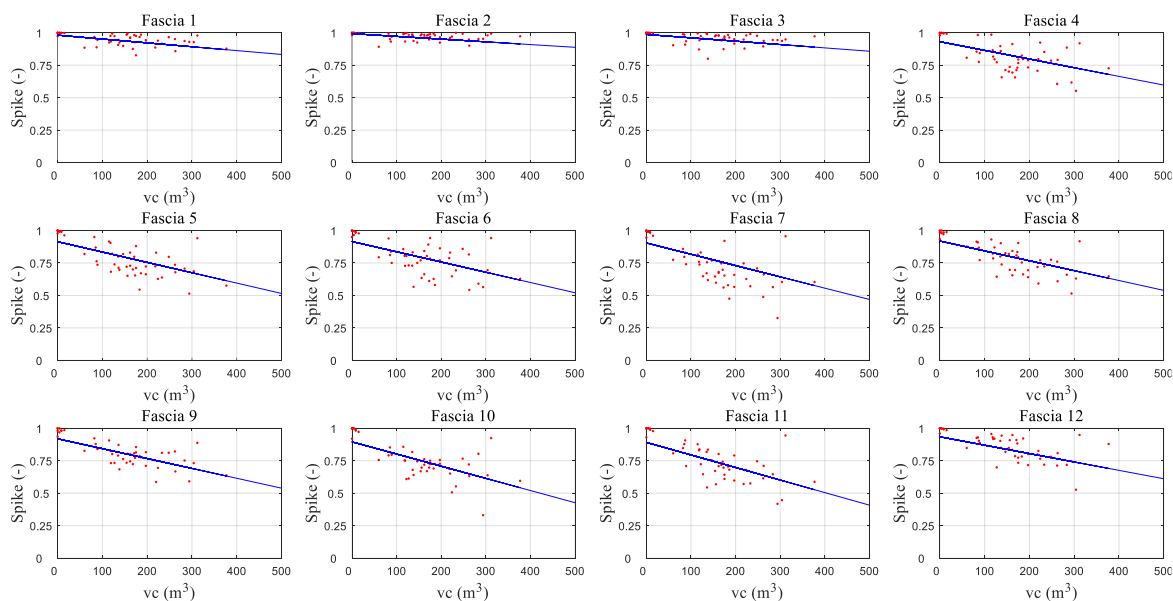


Figura 5.10: Spike osservati (rosso) in base alla fascia e al volume contabilizzato per ogni utenza; la retta in blu indica l'approssimazione data dalla (5.8).

Nonostante si utilizzino i valori dei coefficienti  $(Q,R)$  ottenuti sulle serie storiche osservate di utenze diverse da quelle di questo caso di applicazione (si veda il paragrafo 5.2.2), la procedura stima in maniera soddisfacente i valori della probabilità dello zero; nella fascia 7 si nota che la retta tende a sovrastimare il valore di  $Spike_{i,k}$ , probabilmente a causa dell'errore commesso nella stima di  $\overline{Spike}_i$  del distretto (si veda la Figura 5.8).

Analogamente, seguendo la procedura appena esposta, essendo noto  $\overline{V}_i$ , il volume mediamente osservato per la  $i$ -esima fascia nell'arco di un mese per l'utenza media, mediante la (5.3) è possibile stimare il valore del parametro dell'esponenziale medio  $\overline{\mu}_i$  del distretto e caratteristico della  $i$ -esima fascia. Avendo considerato  $nf = 12$ , l'andamento di  $\overline{\mu}_i$  è mostrato in Figura 5.11

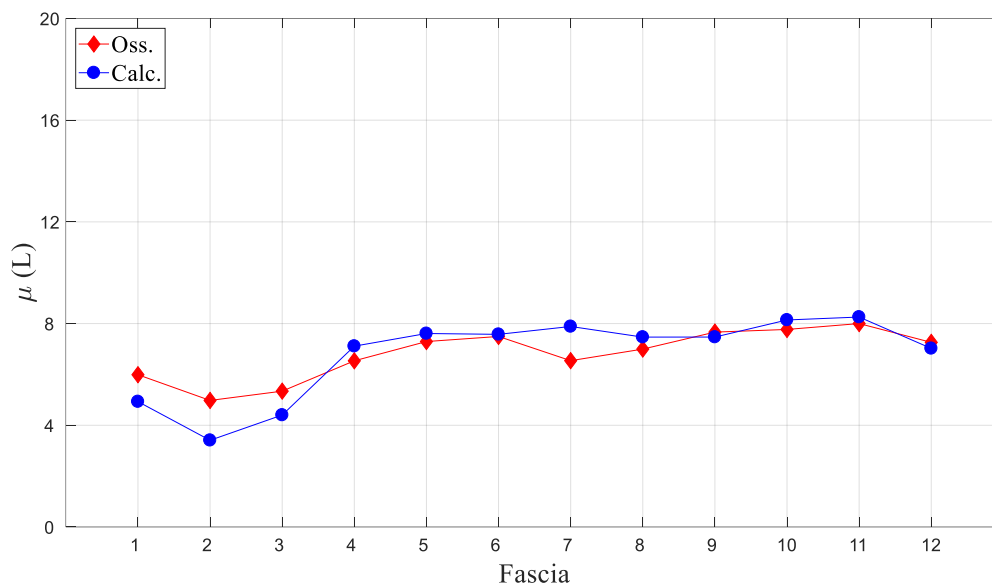


Figura 5.11:  $\bar{\mu}_i$  dell'utenza media osservato (rosso) e ottenuto dalla (5.3) (blu), calcolato sui dati di consumo medi mensili per l'utenza media.

Come osservato nel paragrafo precedente, la relazione di stima per la grandezza  $\bar{\mu}_i$  è sufficientemente precisa e non mostra una particolare tendenza alla sovrastima o sottostima dei valori reali; infatti nelle fasce 1-2-3, corrispondenti alle ore notturne, e nelle fasce 9-12 si evidenzia una sottostima del volume delle domande idriche mentre nelle restanti si osserva una sovrastima del parametro, che raggiunge il suo massimo valore in corrispondenza della fascia 7. I valori di  $\bar{\mu}_i$  risultano sempre compresi nell'intervallo [3;9] e gli errori massimi si verificano nelle prime tre fasce, con valori rispettivamente del 17.5%, 31% e 17.6%; nelle fasce restanti l'errore è compreso tra il -20% (fascia 7) e il 3.3% (fascia 12).

Essendo noti i coefficienti  $(U, W)$ , dalla (5.7) si calcola l'i-esimo valore di  $B^*$ , che verrà utilizzata come pendenza nella relazione (5.6). Per ricostruire la relazione (5.6), si sfrutta la proprietà della retta di regressione che consiste nel passaggio per il baricentro del sistema, ossia per il valore medio del volume contabilizzato e di  $\mu_i$  per la fascia i-esima, cioè per il punto  $(\bar{vc}, \bar{\mu}_i)$ . Quindi, il valore di  $\mu_{i,k}^*$  per ciascuna utenza, noto il volume contabilizzato  $vc_k$ , è dato da:

$$\mu_{i,k}^* = B^* \cdot vc_k + (\bar{\mu}_i - \bar{vc} \cdot B^*) \quad (5.9)$$

In Figura 5.12 si riportano per le 12 fasce i valori dei  $\mu_{i,k}$  osservati, indicati con i marker rossi, e i  $\mu_{i,k}^*$ , stimati con la procedura appena esplicitata che non fa uso in alcun modo dei dati relativi alle serie osservate delle utenze, che si dispongono invece sulla retta blu.

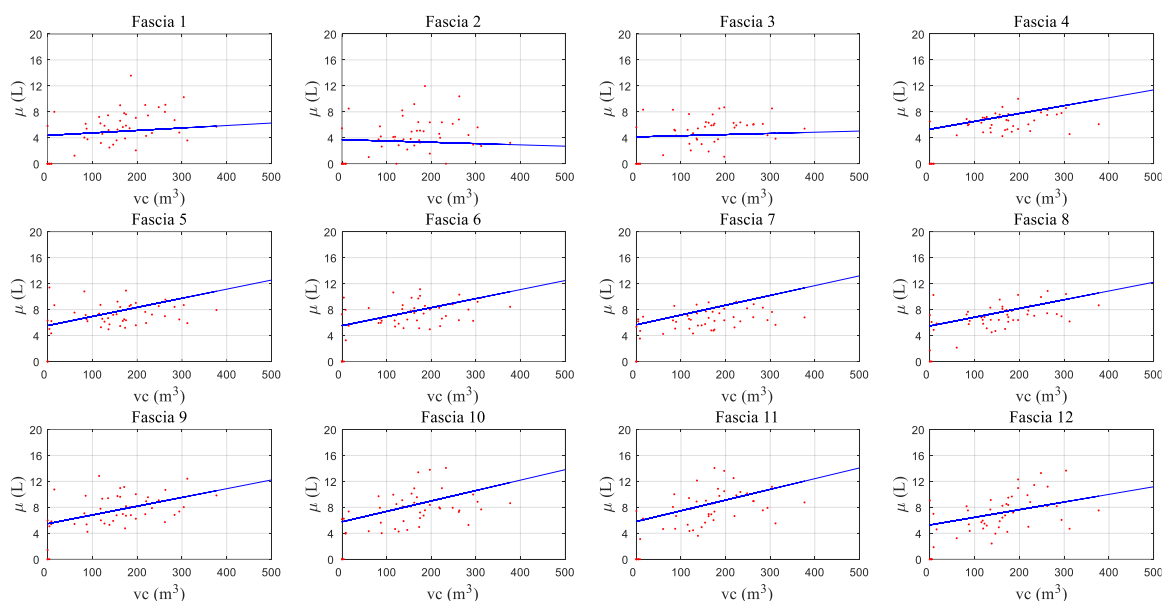


Figura 5.12:  $\mu$  osservati (rosso) in base alla fascia e al volume contabilizzato per ogni utenza; la retta in blu indica l'approssimazione data dalla (5.9).

Nonostante si utilizzino i valori dei coefficienti  $(U, W)$  calcolati su utenze diverse da quelle utilizzate in sede di applicazione, la procedura stima in maniera abbastanza soddisfacente i valori del parametro dell'esponenziale.

Per ogni utenza del distretto oggetto di studio, grazie ai procedimenti appena enunciati, vengono calcolati i valori di  $\mu$  e Spike caratteristici delle  $nf$  fasce, mediante i quali sarà possibile generare le serie di volumi di domande idriche secondo la distribuzione di probabilità Esponenziale, in base alla probabilità dello zero stimata.

Il processo di generazione consiste nel simulare le richieste idriche dell'utenza  $k$ -esima, e in questo caso per necessità di confronto, esse vengono generate per un periodo di tempo pari a quello di cui si hanno i dati osservati, utilizzando anche la stessa frequenza di campionamento. Operativamente la procedura si articola principalmente in due fasi: si generano i valori del volume delle richieste idriche secondo il parametro  $\mu_{i,k}$  ma il singolo valore di volume viene memorizzato solo se un numero compreso tra 0 e 1, generato in maniera random, risulta essere maggiore del valore dello  $Spike_{i,k}$ , il cui valore è riferito all'utenza  $k$  e alla fascia  $i$  prese in esame. Nel caso in cui il valore del numero random fosse inferiore allo Spike, il valore generato dall'esponenziale viene sostituito con uno



zero. Questo procedimento consente di considerare simultaneamente l'influenza di  $\mu$  e Spike sull'andamento dei volumi richiesti dalla singola utenza. Inoltre, proprio allo scopo di minimizzare l'effetto random insito al processo di generazione, per ogni utenza si generano 100 serie di volumi mediante la metodologia sopra descritta, delle quali poi si considera il valore medio del volume delle domande idriche.

Dal momento che lo scopo di questo modello è anche quello di poter stimare complessivamente la richiesta di idrica di un insieme di utenze, la bontà del modello stesso verrà testata con due modalità: la prima consiste nel confrontare i valori osservati e simulati del volume immesso per ogni fascia; la seconda consiste nel creare una rete acquedottistica fittizia composta da una griglia rettangolare di 48 nodi, in corrispondenza dei quali verranno poste le utenze di applicazione, per stabilire la capacità del modello di generare volumi tali da poter simulare correttamente il carico ai nodi e la portata nelle condotte della rete stessa.

Per quanto riguarda il primo dei due test, ossia il confronto dei volumi delle domande idriche simulati e osservati per l'insieme di applicazione, in Figura 5.13 si sono messi a confronto i valori per le  $nf$  fasce; i valori utilizzati si riferiscono al volume calcolato come quantità media per l'utenza media dell'aggregato nell'arco di 31 giorni.

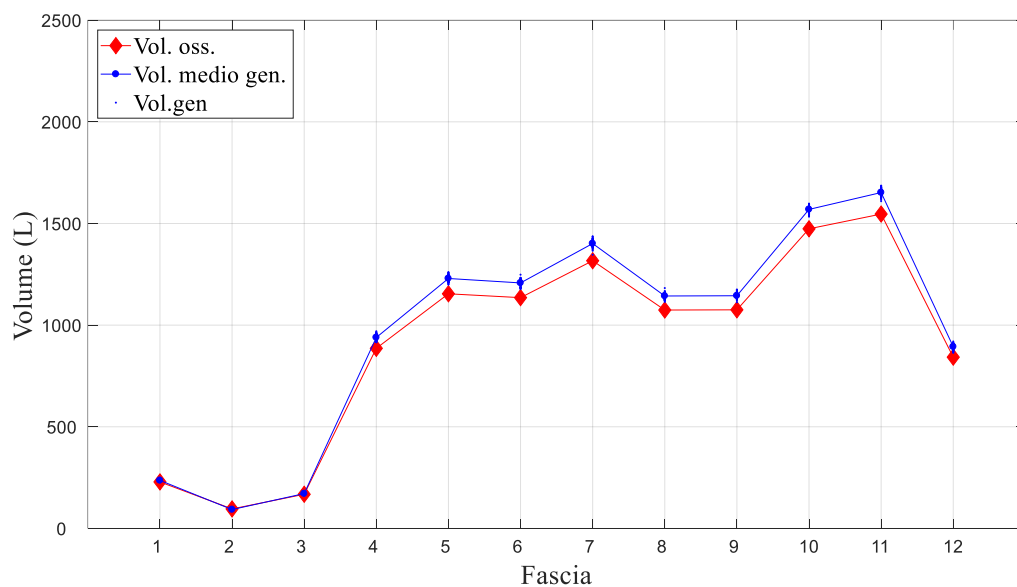


Figura 5.13: volume calcolato come quantità media mensile per l'utenza media del caso di applicazione per un periodo di 31 giorni; in rosso si indica il volume osservato mentre in blu quello ottenuto dalle domande idriche generate dal modello.

In Figura 5.13 si indica con il marker rosso il volume immesso dell'utenza media osservato, mentre in blu il simulato; in particolare si possono riconoscere i volumi delle singole 100 generazioni perché plottati con un punto blu, mentre il volume ottenuto dalla

media delle cento generazioni viene segnato con un marker leggermente più grande, sempre dello stesso colore. I valori del volume variano in un intervallo di valori compresi tra i  $0.1 \text{ m}^3$  e  $1.7 \text{ m}^3$ . Come si evince dall'osservazione della figura, nonostante i valori di  $\overline{Spike}_i$  e  $\overline{\mu}_i$  (valori relativi all'utenza media) si scostassero leggermente dai valori osservati, e questo soprattutto nelle prime tre fasce, per quanto riguarda il volume delle domande idriche si osserva che viene leggermente sovrastimato ma, in ogni caso, lo scostamento tra i valori osservati e quelli simulati è molto contenuto, e per giunta il modello è in grado di stimare con un ottimo grado di approssimazione il volume mediamente richiesto anche nelle ore di maggior consumo.

In Figura 5.14 si riporta, allo scopo di controllare l'effettivo scostamento tra i valori simulati e osservati, l'errore relativo commesso dal modello nel valutare il volume medio del distretto.

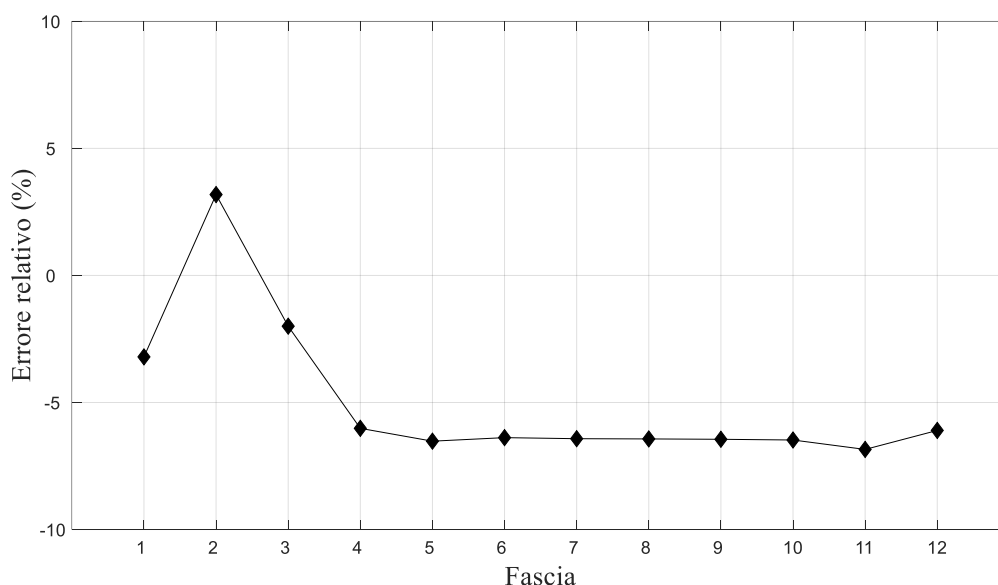


Figura 5.14: errore relativo commesso dal modello nello stimare il volume della domanda idrica dell'utenza media di Gorino nell'arco di 31 giorni.

Come già notato in Figura 5.13, lo scostamento e pertanto l'errore relativo sono molto contenuti, e nelle prime tre fasce in particolare si osserva un errore relativo molto basso, rispettivamente pari a +3.2%, -3.2% e +1.6%; alle fasce dalla 4 alla 12 l'errore relativo resta piuttosto stabile, in un intorno del +6.5%.

Si può concludere questa prima parte dei test con l'osservare che la stima del volume delle domande idriche, il cui scostamento è al massimo del 7%, effettuata conoscendo in input pochissimi parametri peraltro di facile reperimento, è sicuramente soddisfacente in termini di accuratezza e dimostra che le assunzioni fatte nello studio preliminare, ossia la scelta

della distribuzione esponenziale, delle relazioni matematiche che legano le diverse grandezze e il particolare sistema di generazione delle domande, sono legittime e valide.

Si vuole ora indagare la capacità del modello di generare le domande idriche delle singole utenze, al fine di verificarne l'efficacia nel rappresentare i volumi richiesti anche a livello elementare, oltre che globale. A tal proposito si presentano i grafici di frequenza cumulata dei volumi osservati e generati con il modello per le utenze del test in Figura 5.15.

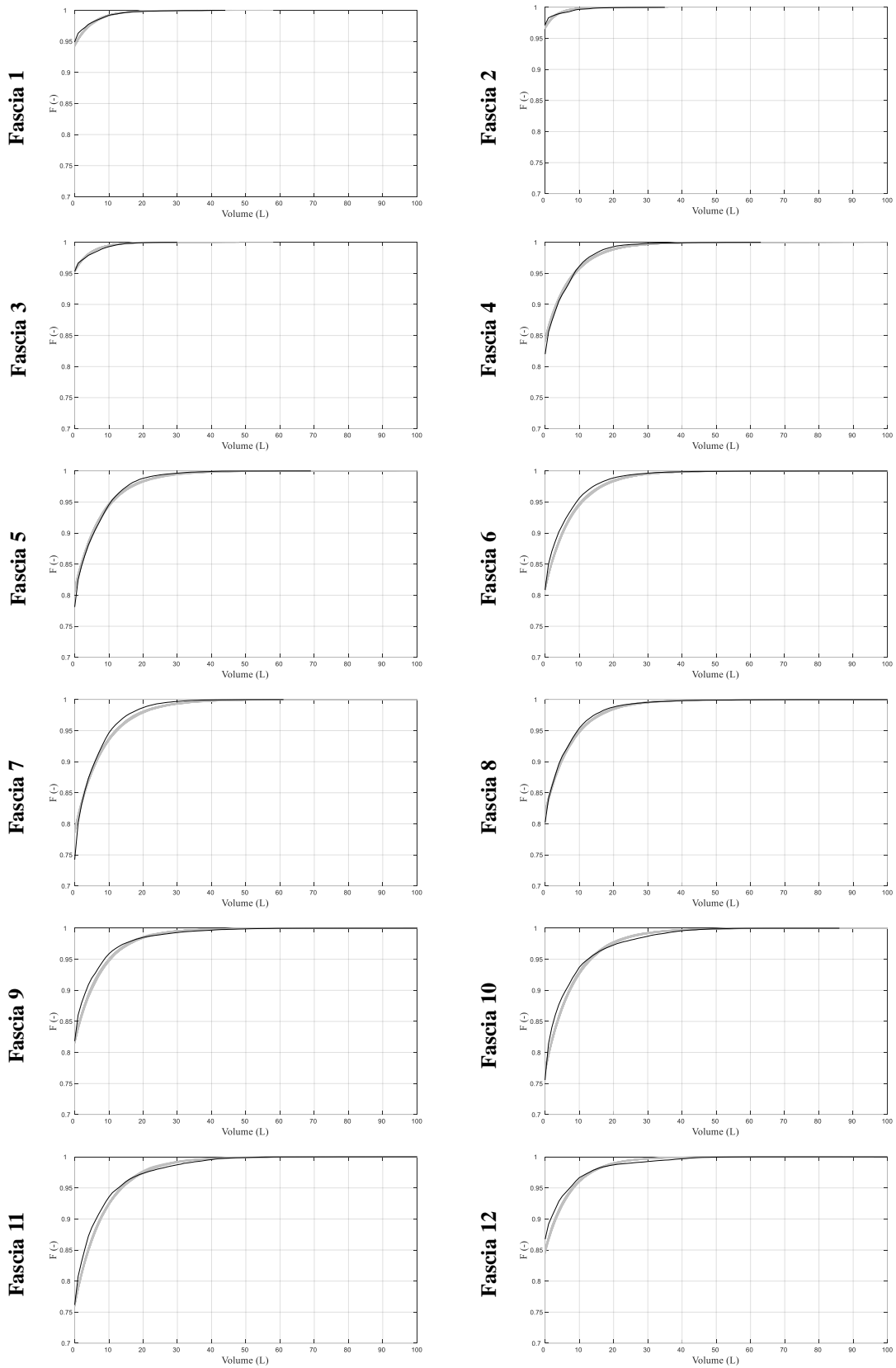


Figura 5.15: Frequenza cumulata per i volumi osservati (in nero) e ottenuti dalle 100 generazioni del modello (in grigio) per le  $nu=48$  utenze di Gorino nell'arco di 31 giorni, divisi per fascia.

In Figura 5.15 sono riportate, per le  $nf$  fasce, le frequenze cumulate dei volumi misurati nei singoli step delle fasce per le utenze dell'aggregato in un periodo pari a 31 giorni; la curva dei valori di frequenza cumulata degli osservati è riportata in nero, mentre con il colore grigio sono riportati i valori di frequenza cumulata ottenuta dalle 100 generazioni effettuate mediante il modello. Quanto più le curve dei valori generati coincidono con la curva nera degli osservati tanto più il modello genera dei volumi richiesti a passo di 5 minuti a livello di singole utenze statisticamente simili a quelli reali. In generale si può quindi affermare che, poiché le curve tendono a sovrapporsi nella totalità delle fasce, il modello, oltre a restituire con un apprezzabile grado di accuratezza il volume globalmente richiesto dall'aggregato, come visto in precedenza, rende anche possibile stimare in modo statisticamente soddisfacente le domande idriche delle singole utenze.

Ulteriori approfondimenti riguardanti la possibilità di utilizzare i risultati conseguiti con il modello oggetto di studio a scopi di progettazione e verifica delle reti acquedottistiche sono presentati nell'Appendice B.

### **Test 2: Milford**

La seconda applicazione, volta a confermare la capacità del modello di generare delle serie di domanda idrica adatte alle utenze che si vogliono simulare indipendentemente dalle utenze su cui sono state basate le relazioni caratteristiche, utilizza il caso di Milford, le cui serie osservate sono già state largamente adoperate in letteratura (si veda Buchberger e Wells (1996), Buchberger et al. (2003), Blokker et al. (2008)).

In questo caso test sono disponibili le serie osservate dei volumi consumati in 21 utenze in un periodo pari a 31 giorni, misurate con la frequenza di 1 secondo; si applica la medesima procedura esplicita al paragrafo 5.2.2, e poi applicata alle utenze di Gorino, della quale si mantengono inalterati anche i valori di stima dei coefficienti numerici  $\{c, U, W, Q, R\}$ .

Noto il volume idrico immesso per l'insieme delle utenze e i volumi contabilizzati delle singole utenze, si ricavano i valori caratteristici di  $\mu$  e Spike per ogni utenza, mediante i quali sarà possibile poi generare le serie di domande idriche.

Conoscendo il volume immesso per l'utenza media nell'arco di un mese  $\bar{V}_i$ , grazie alla (5.2) è possibile stimare  $\overline{Spike}_i$  dell'utenza media del distretto per la fascia  $i$ -esima e in Figura 5.16 si mostrano i valori osservati e calcolati.

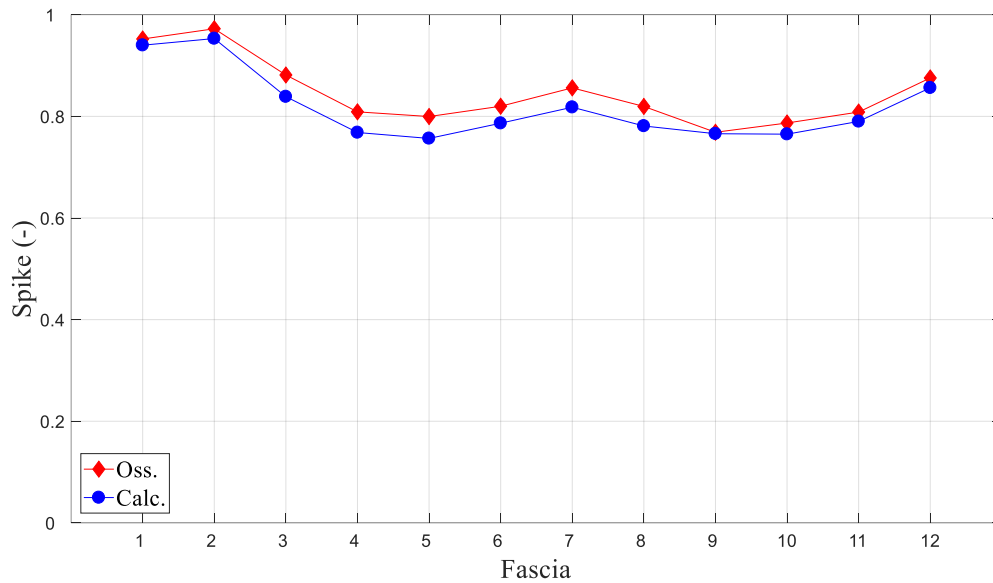


Figura 5.16: Spike osservato (rosso) e ottenuto dalla (5.2) (blu), calcolato sui dati di consumo medi mensili per l'utenza media.

In seguito, noti i coefficienti  $(Q, R)$  stimati nella paragrafo 5.2.2, dalla (5.5) si calcolano i 12 valori di  $D_i^*$ , che verrà utilizzata come pendenza nella relazione (5.4).

Anche in questo caso, sapendo che la retta di regressione passa per il baricentro del sistema ossia  $(\overline{vc}, \overline{Spike_i})$ , è possibile trovare i valori dell'intercetta della (5.4) e ricostruire le  $nf$  equazioni che caratterizzano i valori dello Spike nelle diverse fasce giornaliere al variare del volume contabilizzato. In definitiva, il valore di Spike nella fascia  $i$ -esima dell'utenza  $k$ -esima, noto il volume contabilizzato, è dato dalla (5.8) e quindi in Figura 5.17 si riportano per le 12 fasce i valori degli  $Spike_{i,k}$  osservati, indicati con i marker rossi, e i valori  $Spike_{i,k}^*$  stimati con la procedura appena esplicitata, che si dispongono invece sulla retta blu.

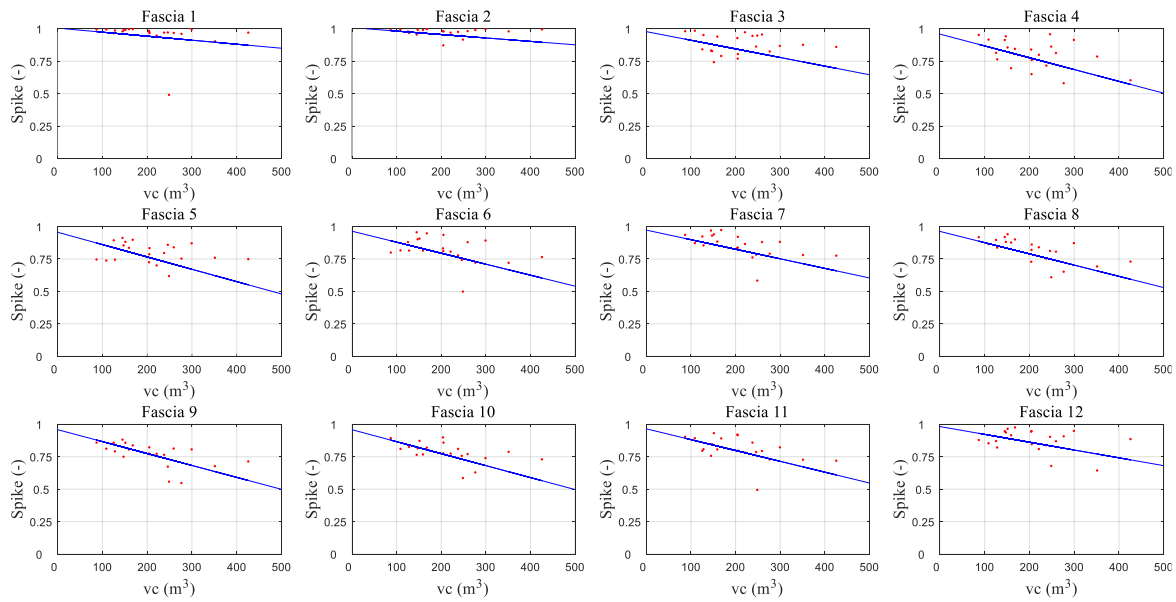


Figura 5.17: Spike osservati (rosso) in base alla fascia e al volume contabilizzato per ogni utenza; la retta in blu indica l'approssimazione data dalla (5.8).

Nonostante si utilizzino i valori dei coefficienti  $(Q, R)$  stimati al paragrafo 5.2.2 basandosi su utenze di un abitato italiano, la procedura consente di ottenere una buona dei valori dello Spike anche delle utenze di Milford.

Analogamente, seguendo la procedura appena esposta, essendo noto  $\bar{V}_i$ , il volume mediamente osservato per la  $i$ -esima fascia nell'arco di un mese, mediante la (5.3) è possibile stimare il valore del parametro dell'esponenziale medio  $\bar{\mu}_i$  del distretto e caratteristico della  $i$ -esima fascia. Avendo considerato  $nf = 12$ , l'andamento di  $\bar{\mu}_i$  è mostrato in Figura 5.18.

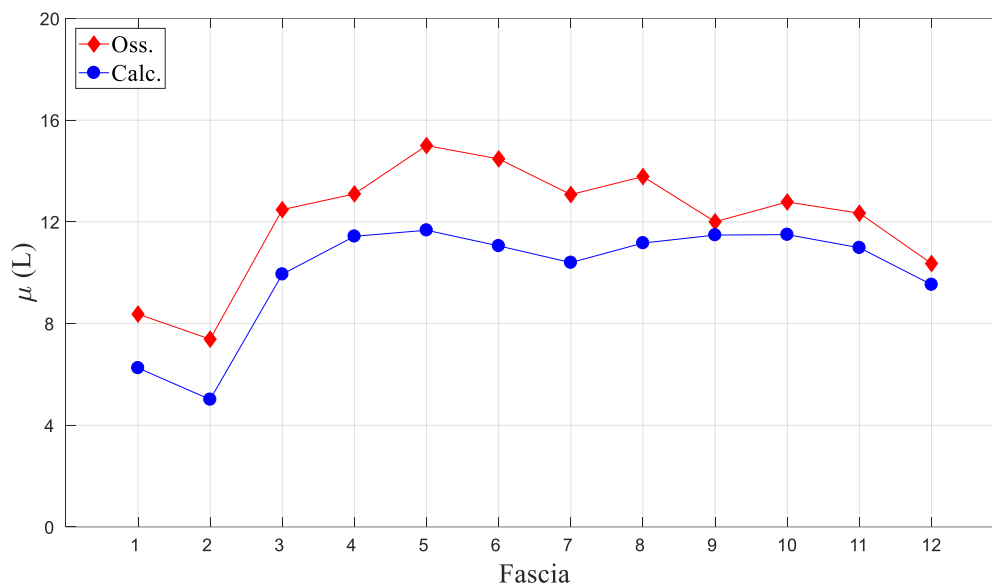


Figura 5.18:  $\mu$  osservato (rosso) e ottenuto dalla (5.3) (blu), calcolato sui dati di consumo medi mensili per l'utenza media.

Osservando l'andamento di  $\bar{\mu}_i$ , si può notare una generale tendenza alla sottostima del parametro, particolarmente accentuata nelle fasce centrali e più ridotta invece per le fasce serali. Essendo noti i coefficienti  $(U, W)$ , dalla (5.7) si calcola l' $i$ -esimo valore di  $B^*$ , che verrà utilizzata come pendenza nella relazione (5.6). Per ricostruire la relazione (5.6), si sfrutta la proprietà della retta di regressione che consiste nel passaggio per il baricentro del sistema, ossia per il valore medio del volume contabilizzato e di  $\mu_i$  per la fascia  $i$ -esima, cioè per il punto  $(\bar{vc}, \bar{\mu}_i)$ . Il valore di  $\mu_{i,k}$  per ciascuna utenza, noto il volume contabilizzato  $vc_k$ , è dato dalla (5.9). In Figura 5.19 si riportano per le 12 fasce, i valori dei  $\mu_{i,k}$  osservati, indicati con i marker rossi, e i  $\mu_{i,k}^*$  stimati con la procedura appena esplicitata, che si dispongono invece sulla retta blu.



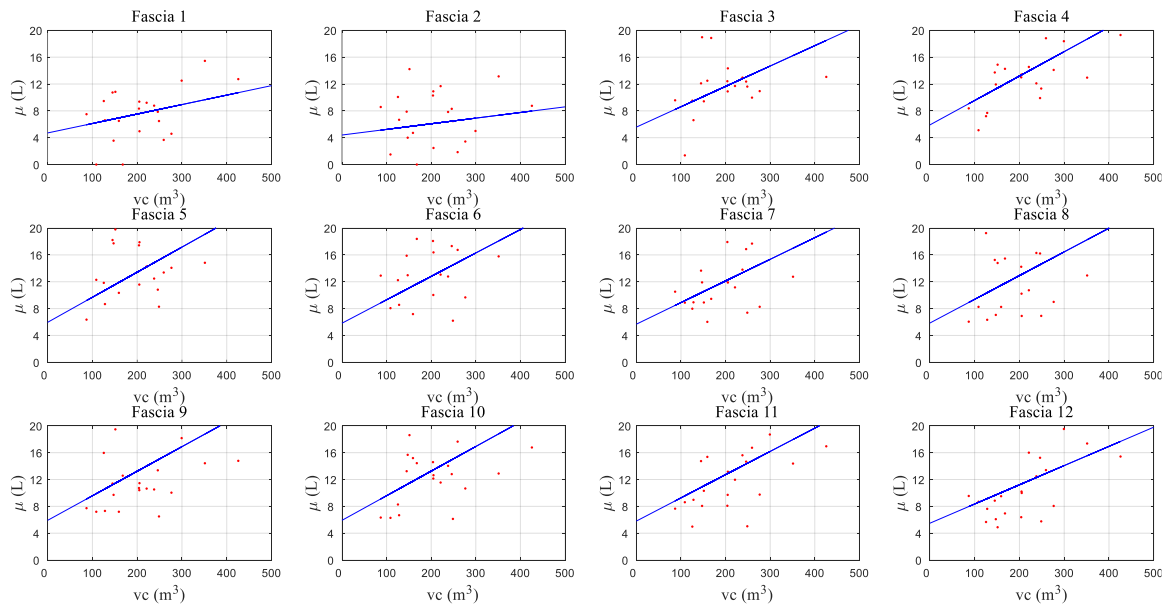


Figura 5.19: per ogni fascia bioraria si hanno le coppie  $(\mu, vc)$  per ogni utenza (in rosso), essendo la retta blu la migliore approssimazione indicata dalla relazione (5.9).

Nonostante si utilizzino i valori dei coefficienti  $(U, W)$  calcolati al paragrafo 5.2.2 su un set di un centinaio di utenze italiane, la procedura stima in maniera soddisfacente i valori del parametro dell'esponenziale per tutte le fasce eccetto che per la 12, in corrispondenza della quale si nota che la retta tende a sovrastimare il valore del parametro, probabilmente a causa dell'errore commesso nella stima di  $\bar{\mu}_i$  del distretto (si veda Figura 5.18).

Per ogni utenza dell'insieme oggetto di studio, grazie ai procedimenti appena enunciati, vengono calcolati i valori di  $\mu$  e Spike caratteristici delle  $nf$  fasce, mediante i quali sarà possibile generare le serie di volumi di domande idriche secondo la distribuzione di probabilità Esponenziale e in base alla probabilità dello zero stimata. Il processo di generazione è esattamente identico a quello esposto nel paragrafo precedente per il caso test Gorino, mantenendo l'obiettivo di generare delle serie di volumi il più possibili prossime a quelle osservate in termini di media del volume di domanda idrica e distribuzione temporale delle richieste. Allo scopo di minimizzare l'effetto random insito al processo di generazione, per ogni utenza si generano 100 serie di volumi per ogni utenza, delle quali poi si considera il valore medio del volume delle domande idriche.

A tale proposito il confronto dei volumi delle domande idriche simulati e osservati è mostrato in Figura 5.20.

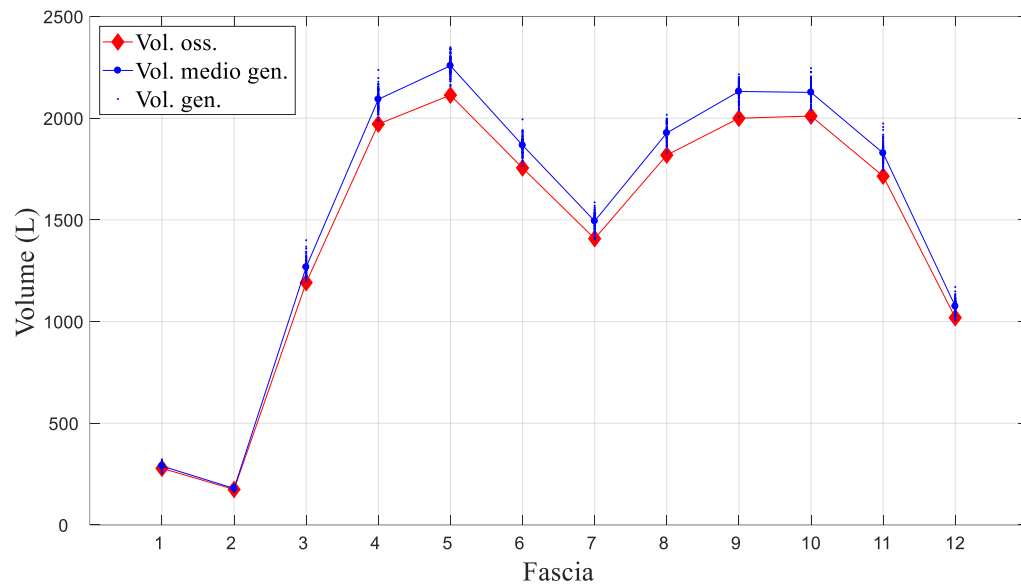


Figura 5.20: volume dell'utenza media di Milford; in rosso si indica il volume immesso osservato mentre in blu quello ottenuto dalle domande idriche generate dal modello. In particolare per i valori generati si è indicato con un marker più evidente il valore di volume ottenuto dalla media delle 100 generazioni.

In Figura 5.26 si indica con il marker rosso il volume osservato, mentre in blu il simulato; in particolare si possono riconoscere i volumi delle singole 100 generazioni perché plottati con un punto blu, mentre il volume ottenuto dalla media delle cento generazioni viene segnato con un marker più evidente, sempre dello stesso colore. I valori del volume delle domande idriche varia in un intervallo di valori compresi tra i  $0.2 \text{ m}^3$  e  $2.5 \text{ m}^3$ . Come si evince dall'osservazione della figura, nonostante i valori di  $\bar{\mu}_i$  e  $\overline{Spike}_i$  si discostino leggermente dai valori osservati, per quanto riguarda il volume delle domande idriche, si osserva che in generale i valori del volume riproducono in modo sostanzialmente corretto l'andamento osservato in campo anche se con una leggera sovrastima. In Figura 5.27 si riporta, allo scopo di controllare l'effettivo scostamento tra i valori simulati e osservati, l'errore relativo commesso dal modello nel valutare il volume medio del distretto.

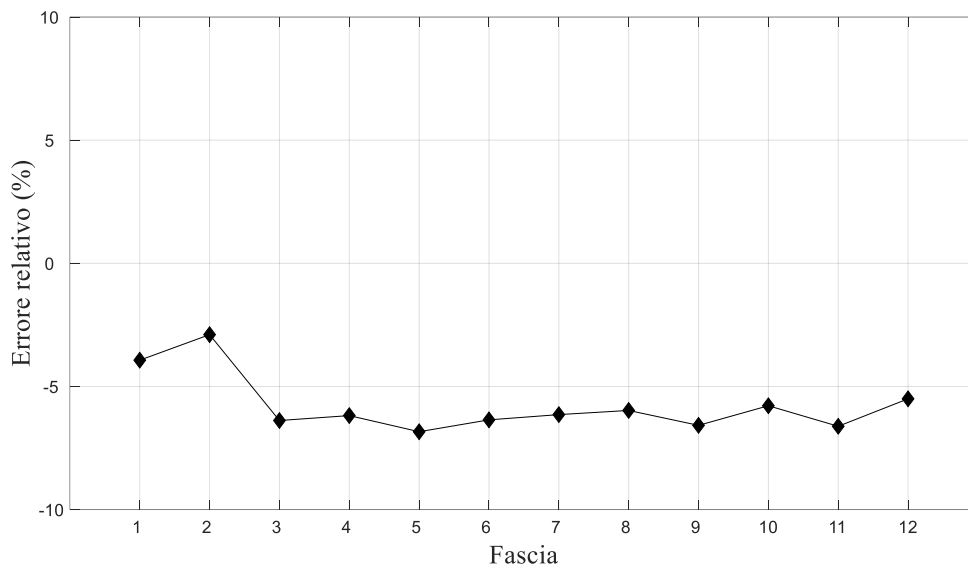


Figura 5.21: errore relativo commesso dal modello nello stimare il volume dell'utenza media di Milford nell'arco di 31 giorni. .

Come già notato in Figura 5.26, lo scostamento e pertanto l'errore relativo è molto contenuto, mantenendosi sempre inferiore al 10% in valore assoluto.

Si può concludere che la stima del volume delle domande idriche, il cui scostamento è al massimo, in valore assoluto, del 7%, condotta conoscendo in input pochissimi parametri e pur avendo calibrato il modello su un caso completamente diverso da quello utilizzato nella corrente validazione, è sicuramente soddisfacente e dimostra che l'applicazione di questo modello è valida anche per casi molto diversi.

Come per Gorino, anche nel caso di Milford si vuole verificare la capacità del modello di riprodurre le domande idriche delle singole utenze; a tal proposito, in Figura, si presentano i grafici di frequenza cumulata dei valori di volume osservati e generati per le utenze di Milford in ognuna delle  $nf$  fasce.

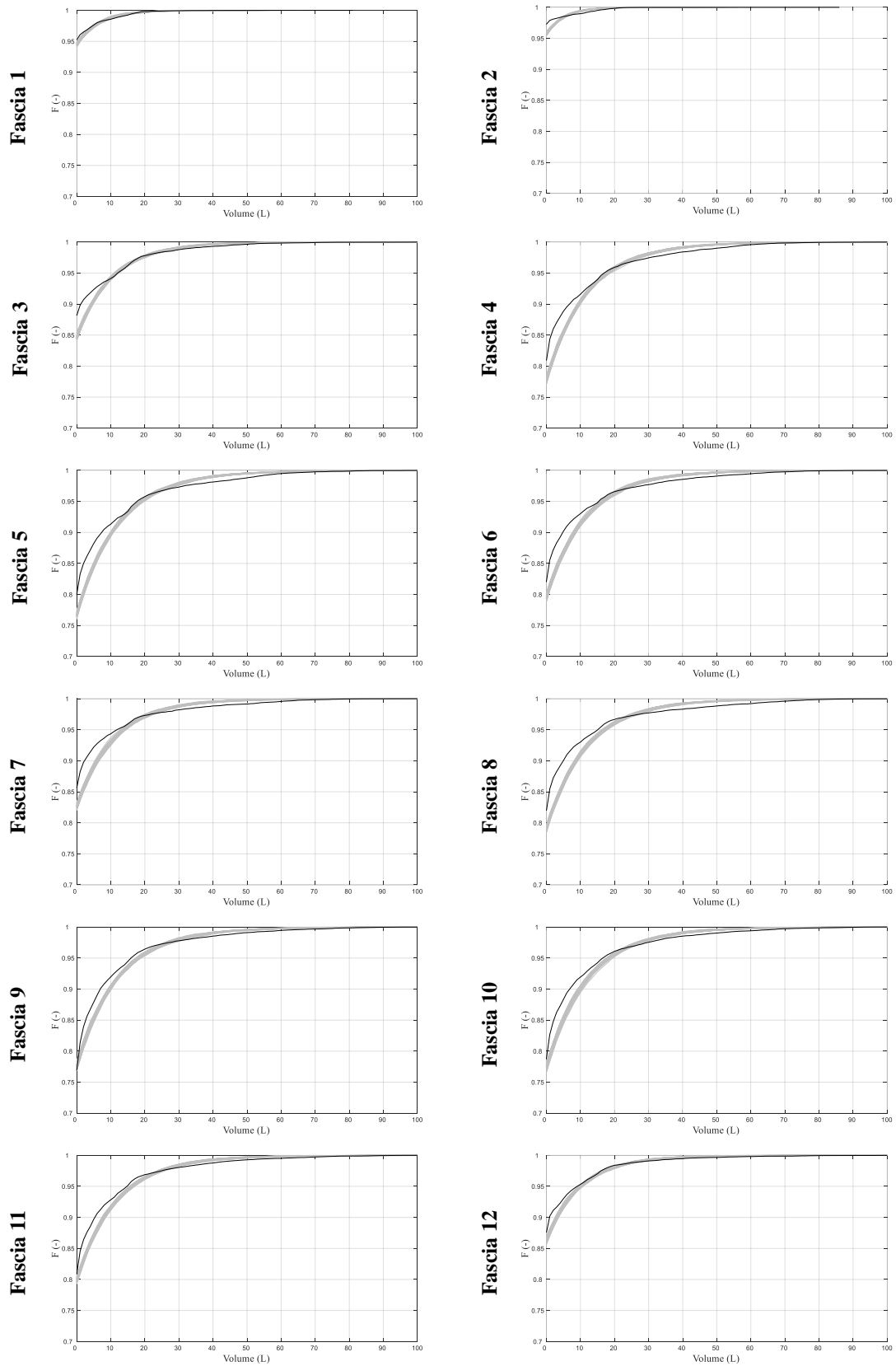


Figura 5.22: Frequenza cumulata per i volumi osservati (in nero) e ottenuti dalle 100 generazioni del modello (in grigio) per le  $nu=21$  utenze di Milford nell'arco di 31 giorni, divisi per fascia.

In questo caso, a differenza di Gorino, si osserva un lieve scostamento tra la curva di frequenza cumulata dei volumi osservati e la curva dei volumi generati; tale differenza è riconducibile alla non ottimale stima dei parametri. In ogni caso, lo scostamento è molto contenuto e complessivamente le frequenze dei volumi generati sono molto prossime a quelle osservate; il modello quindi è in grado di generare delle domande idriche a singola utenza che riproducono in maniera statisticamente accettabile l'andamento dei volumi richiesti.

## 5.4 Conclusioni

Il modello presentato in questo Capitolo si propone di individuare una procedura che consenta di generare le domande idriche di un certo numero di utenze, conoscendone soltanto il volume contabilizzato e la misura del volume totale immesso all'insieme di utenze considerato. Le relazioni che legano matematicamente le grandezze in gioco e le costanti utilizzate nella procedura di generazione, definite su dati di campo mediante un'attenta analisi, sono risultate essere in grado di adattarsi sia al test condotto sul caso studio di Gorino (Italia), sia al caso studio di Milford (Ohio, USA). Pertanto, nonostante il modello sia stato applicato a insiemi composti da un numero variabile di utenze, e sebbene si possa ipotizzare che in questi casi studio le abitudini degli abitanti e i dispositivi in uso siano diversi da quelli che caratterizzano le utenze usate per la definizione dei legami, il modello genera delle domande idriche residenziali molto prossime a quelle che si potrebbero osservare mediante una campagna di misura. In particolare, si è visto che la quantificazione del volume totale in ingresso all'insieme di utenze viene stimato con un errore relativo mediamente pari al 7%, pur richiedendo in input dati facilmente reperibili dal gestore idrico e non richiedendo particolari procedure di calibrazione. Inoltre, anche a livello di singola utenza, i volumi generati rispecchiano gli andamenti osservati delle domande idriche.



# Capitolo 6

---

## Gestione di domande idriche in simulazioni idrauliche

In questo Capitolo viene effettuata un'analisi dei metodi Pressure Driven non iterativi, che verranno poi messi a confronto con un nuovo metodo qui proposto, nell'ambito delle simulazioni Pressure Driven istantanee di EPANET<sup>3</sup>.

---

<sup>3</sup> Questo Capitolo è basato sul seguente articolo, pubblicato su rivista soggetta a peer-review:  
Pacchin E., Alvisi S., Franchini M. (2016), "Analysis of Non-Iterative Methods and Proposal of a New One for Pressure-Driven Snapshot Simulations with EPANET". *Water Resources Management*, DOI 10.1007/s11269-016-1511-7

## 6.1 Introduzione

I software di simulazione idraulica delle reti in pressione sono di grande importanza per la gestione, progettazione e verifica del funzionamento dei sistemi di adduzione e distribuzione idrica. Al Capitolo 2 è stata discussa l'analisi Pressure Driven delle reti di distribuzione, proponendo una review di alcuni articoli di letteratura inerenti all'argomento. Si è visto inoltre che il funzionamento Pressure-Driven è basato sull'esistenza di un particolare legame  $Q_i - H_i$ , detto HFR, che lo caratterizza e può essere sinteticamente espresso dalla seguente relazione:

$$Q_i = \begin{cases} 0 & \text{se } H_i \leq H_i^{min} \\ \alpha_i Q_i^{req} & \text{se } H_i^{min} < H_i < H_i^{des} \\ Q_i^{req} & \text{se } H_i \geq H_i^{des} \end{cases} \quad (6.1)$$

dove  $\alpha_i$  è il coefficiente che consente di modulare la portata erogata quando  $H_i^{min} < H_i < H_i^{des}$ . In letteratura sono presenti diverse formulazioni per caratterizzare l'andamento di  $\alpha_i$  in funzione di  $H_i$ ,  $H_i^{min}$  e  $H_i^{des}$ , come ad esempio quelle proposte da Wagner et al. (1988), Tucciarelli et al. (1999), Fujiwara e Ganesharajah (1993), delle quali si riportano le espressioni matematiche:

$$Q_i = Q_i^{req} \cdot \left( \frac{H_i - H_i^{min}}{H_i^{des} - H_i^{min}} \right)^\gamma \quad (6.2)$$

$$Q_i = Q_i^{req} \cdot \sin^2 \left( \frac{H_i - H_i^{min}}{H_i^{des} - H_i^{min}} \right) \quad (6.3)$$

$$Q_i = Q_i^{req} \cdot \frac{(H_i - H_i^{min})^2 \cdot (3H_i^{des} - 2H_i - H_i^{min})}{(H_i^{des} - H_i^{min})^3} \quad (6.4)$$

Come già accennato precedentemente, in questo Capitolo si farà specifico riferimento alle tecniche che consentono di realizzare una simulazione Pressure Driven pur continuando ad utilizzare il simulatore di EPANET, e questo grazie ad opportune modifiche alla matrice topologica della rete di distribuzione che consistono nell'aggiungere ad ogni nodo di



domanda una specifica sequenza di dispositivi. Questo studio inoltre fa specifico riferimento al caso di snapshot simulation (simulazione istantanea). Nel seguito si analizzano le diverse sequenze di dispositivi proposte in letteratura scientifica e se ne formula una originale basata sull'utilizzo di una tipologia di valvola diversa da quelle già proposte e che consente di poter modulare la richiesta idrica al variare del carico disponibile secondo diverse leggi, quali, ad esempio, quelle proposte da Wagner et al. (1988) (vedi eq. (6.2)), Tucciarelli et al. (1999) (vedi eq. (6.3)) e Fujiwara e Ganesharajah (1993) (vedi eq. (6.4)). Accuratezza, vantaggi e svantaggi di ciascuno dei metodi sono quindi analizzati e discussi con riferimento all'applicazione a tre casi studio ed infine si forniscono alcune considerazioni conclusive.

## 6.2 Metodi analizzati

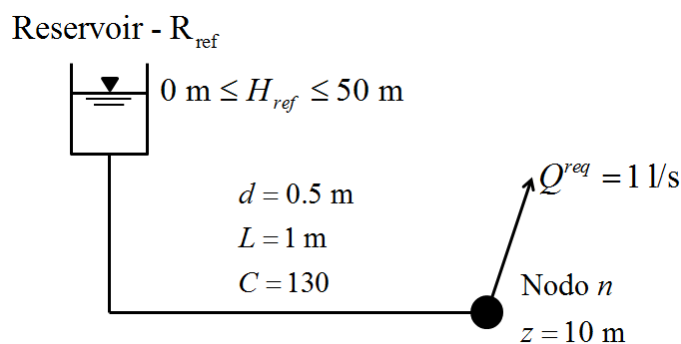


Figura 6.1. Sistema utilizzato per l'analisi dei metodi trattati.

I metodi analizzati in questo studio per la risoluzione PD di una rete in pressione utilizzando, tramite interfaccia, il software eseguibile di EPANET, nel caso di una snapshot simulation, sono quelli proposti da a) Bertola e Nicolini (2006), b) Jinesh Babu e Mohan (2012), c) Gorev e Kodzheshpirova (2013), d) Sayyed et al. (2014) e e) un nuovo metodo qui proposto. Come precedentemente osservato tutti questi metodi consentono di effettuare una simulazione snapshot PD, tramite l'interfaccia di EPANET, allacciando a ogni nodo di domanda una determinata sequenza di dispositivi. In generale, i dispositivi utilizzati sono il reservoir, l'emitter, alcune tipologie di valvole (Flow Control Valve – FCV, Pressure Reducing Valve – PRV) e il tronco con Check Valve – CV, utilizzata, quest'ultima, per impedire l'inversione del flusso. I metodi si differenziano in base ai dispositivi considerati a formare la stringa da allacciare a ciascun nodo per trasformare la simulazione da DD (portata erogata fissa, indipendentemente dal carico di pressione) a PD (portata erogata variabile in funzione del carico di pressione). Nel seguito si presenta nel

dettaglio ciascun metodo. Al fine di mostrare quantitativamente la modulazione della portata che si ottiene con ciascun metodo, la sua descrizione è subito accompagnata da un esempio numerico basato su di un semplicissimo schema costituito da un generico nodo di domanda  $n$  caratterizzato da una portata richiesta  $Q^{req} = 1 \text{ L/s}$ , un valore del carico  $H^{des}$  al di sopra del quale la richiesta idrica è del tutto soddisfatta pari a 40 m e un valore del carico  $H^{min}$  al di sotto del quale non si ha erogazione di portata pari a 10 m. Per caratterizzare la modulazione della portata  $Q$  al nodo si assume che il carico  $H$  al nodo vari tra 0 e 50 m. Operativamente, in EPANET, la variazione del carico  $H$  del nodo  $n$  è stata ottenuta collegando il nodo considerato ad un reservoir  $R_{ref}$  mediante un tronco di lunghezza e resistenza trascurabile ed imponendo al reservoir  $R_{ref}$  una quota variabile tra 0 m e 50 m (vedi Figura 6.1).

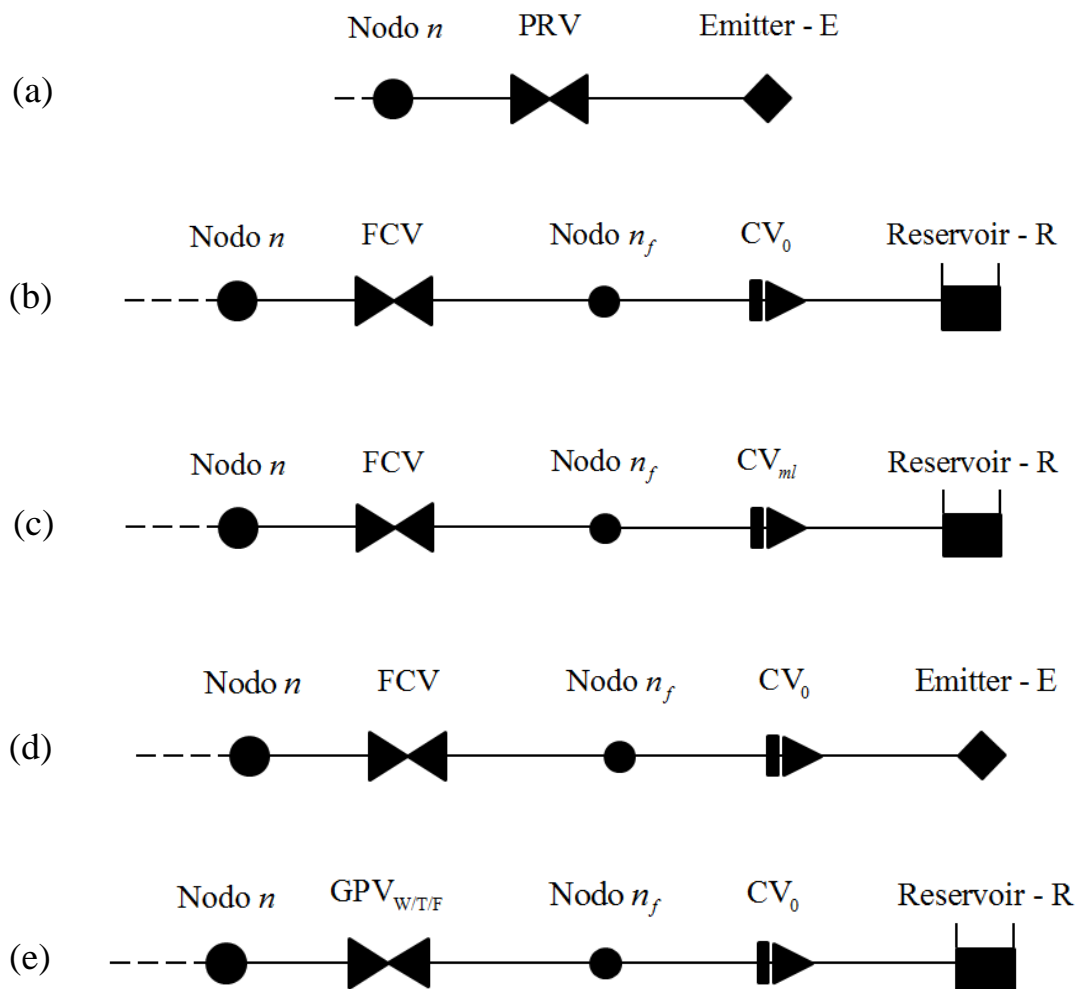


Figura 6.2. Stringhe che caratterizzano i metodi analizzati: (a) PRV – E (Bertola e Nicolini, 2006), (b) FCV – CV0 – R (Jinesh Babu e Mohan, 2012), (c) FCV – CVml – R (Gorev e Kodzhespirova, 2013), (d) FCV – CV0 – E (Sayyed et al., 2014), (e) GPVW/T/F – CV0 – R (metodo qui proposto).

### 6.2.1 Metodo Bertola e Nicolini (2006): PRV – E

Nel metodo proposto da Bertola e Nicolini (2006) si prevede di aggiungere al nodo di domanda  $n$  (vedi Figura 6.2) una stringa composta da una PRV e un emitter (Figura 6.2a). La domanda in corrispondenza del nodo  $n$  viene fissata pari a zero. Nella PRV si assume un valore di setting pari a  $H^{des}$  cosicché nell'emitter, a valle della valvola PRV, il carico massimo risulta limitato a questo valore. Per quanto riguarda le caratteristiche dell'emitter, si assume una quota  $z=H^{min}$ , un valore dell'esponente  $\gamma=0.5$  e un valore dell'emitter coefficient  $c$  pari a :

$$c = \frac{Q^{req}}{(H^{des} - H^{min})^\gamma} \quad (6.5)$$

La legge che regola la modulazione della portata erogata dell'emitter è la seguente:

$$Q = c(H - H^{min})^\gamma \quad (6.6)$$

Quindi sostituendo la (6.5) nella (6.6) si ottiene:

$$Q = \frac{Q^{req}}{(H^{des} - H^{min})^\gamma} \cdot (H - H^{min})^\gamma \quad (6.7)$$

Si tenga presente che per continuità la portata erogata dall'emitter corrisponde alla portata erogata/uscente dal nodo  $n$ . Nel caso in cui il carico al nodo  $n$  sia  $H \leq H^{min}$  la PRV non permette il passaggio di portata dall'emitter al nodo (infatti in EPANET la PRV opera anche come valvola di non ritorno - CV) e la portata uscente dal nodo  $n$  è nulla; se il carico al nodo  $n$  è  $H^{min} < H < H^{des}$  l'emitter eroga la portata con la legge riportata nell'eq. (6.7); infine, se il carico  $H \geq H^{des}$ , la PRV limita il carico  $H$  dell'emitter al valore fissato  $H^{des}$  cosicché la portata erogata non oltrepassa quella richiesta. Con riferimento al sistema di Figura 6.1, combinato con la stringa a) di Figure 2, il grafico dell'andamento di  $Q/Q^{req}$  in funzione di  $H$  con il metodo PRV – E è riportato in Figura 6.3.

Si noti inoltre che l'eq.(6.7) costituisce il secondo caso dell'eq.(1) qualora  $\alpha_i$  sia espresso mediante l'espressione di Wagner et al. (1988) (vedi eq. (6.2)).

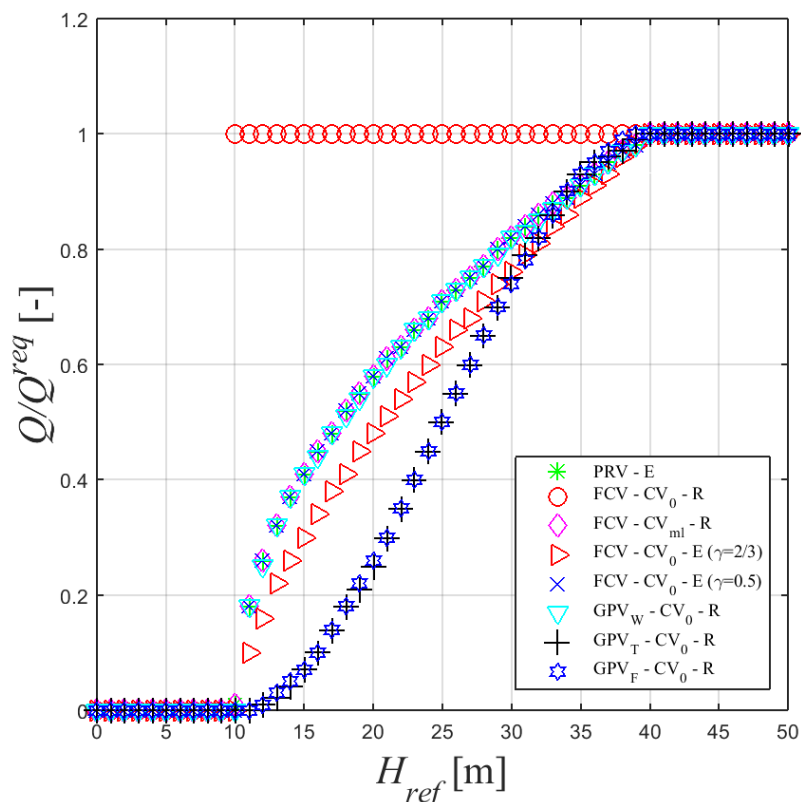


Figura 6.3. Andamento di  $Q/Q_{req}$  in funzione di  $H_{ref}$ , rappresentativo del carico nel nodo  $n$ , per i diversi metodi analizzati.

### 6.2.2 Metodo Jinesh Babu e Mohan (2012): FCV – CV<sub>0</sub> – R

Nel metodo proposto da Jinesh Babu e Mohan (2012) si prevede di aggiungere al nodo di domanda  $n$  una stringa composta da una FCV, un nodo fittizio  $n_f$  di raccordo, un tratto con CV e un reservoir R (Figura 6.2b). La domanda in corrispondenza del nodo  $n$  viene fissata pari a zero, mentre la portata erogata dal nodo corrisponderà a quella che andrà a defluire nella stringa adesso richiamata, in direzione reservoir. Nella FCV si assume un valore di setting pari a  $Q^{req}$  per limitare superiormente la portata transitante al valore richiesto; il nodo  $n_f$  ed il reservoir vengono posti a una quota  $z=H^{min}$ ; il tratto con check valve è caratterizzato da perdite di carico trascurabili e questo viene qui sottolineato usando il pedice “0” associato al simbolo della check valve, ovvero CV<sub>0</sub>.

Per carichi al nodo  $n$  inferiori ad  $H^{min}$  la CV<sub>0</sub> non permette il passaggio di portata dal reservoir al nodo  $n$ ; per  $H \geq H^{min}$  la portata tenderebbe a crescere in modo illimitato ma la FCV ne limita il valore a  $Q^{req}$ . Il funzionamento della stringa è descritto quindi dalla seguente funzione:

$$Q = \begin{cases} 0 & \text{se } H < H^{min} \\ Q^{req} & \text{se } H \geq H^{min} \end{cases} \quad (6.8)$$

Con riferimento al sistema di Figura 6.1, accoppiato alla stringa b) di Figura 6.2, il grafico dell'andamento di  $Q/Q^{req}$  in funzione di  $H$  con il metodo FCV – CV<sub>0</sub> – R è riportato in Figura 6.3. È significativo osservare che in questo caso non si osserva alcuna modulazione di portata. Il rapporto  $Q/Q^{req}$  assume infatti valore nullo fintanto che il carico  $H$  è minore di  $H^{min}$ ; per valori del carico  $H$  nel nodo  $n$  anche di poco maggiori di  $H^{min}$ , e comunque inferiori a  $H^{des}$  (parametro peraltro non esplicitamente considerato in questa schematizzazione), la portata  $Q$  assumerebbe subito valori molto grandi (tendenti a infinito) essendo il tratto compreso tra il nodo  $n$  e il reservoir (ovvero la stringa FCV – CV<sub>0</sub> – R) caratterizzato da perdite di carico trascurabili/infinitesime; la presenza della FCV limita la portata a  $Q^{req}$ . Quindi l'assenza di perdite di carico nella stringa proposta fa sì che in corrispondenza di  $H^{min}$  passi istantaneamente da 0 a  $Q^{req}$  seguendo il tipico andamento di una funzione a gradino. Pertanto non esiste alcuna modulazione fra 0 e  $Q^{req}$ . È d'altra parte significativo osservare che in alcune applicazioni numeriche proposte da Jinesh Babu e Mohan (2012) in alcuni nodi si hanno valori di portata erogata  $Q$  compresi tra 0 e  $Q^{req}$  quando  $H=H^{min}$ . Questa “*apparente*” modulazione di portata dipende unicamente dalle caratteristiche della rete a monte, e in particolare dai carichi nei nodi a carico imposto e dalle perdite di carico nei tronchi a monte del nodo di domanda considerato, ma non dal carico  $H$  nel nodo considerato. Infatti, anche con riferimento allo schema di Figura 6.1, è significativo osservare che il carico  $H$  nel nodo  $n$  è comunque sempre pari a  $H^{min}$  essendo il nodo collegato con un tratto a resistenza trascurabile al reservoir R terminale della stringa FCV – CV<sub>0</sub> – R avente carico imposto pari a  $H^{min}$ , ma per particolari valori del diametro  $d$ , lunghezza  $L$  e coefficiente di resistenza  $C$  del tronco che collega il reservoir R<sub>ref</sub> con carico  $H_{ref}$  al nodo  $n$  la portata defluente da R<sub>ref</sub> fino al nodo  $n$  e quindi al reservoir R terminale della stringa FCV – CV<sub>0</sub> – R (vedi Figura 6.2b), potrebbe assumere in ragione dell'equazione del moto, ma indipendentemente dalla relazione di modulazione della portata di eq.(6.8), valori compresi tra 0 e  $Q^{req}$ .

Una tecnica sostanzialmente identica a quella proposta da Jinesh Babu e Mohan (2012) è stata presentata da Sivakumar e Prasad (2014, 2015); in quest'ultimo caso viene aggiunto un tratto con CV tra il nodo di domanda  $n$  e la FCV, espedito che non introduce alcun cambiamento rispetto al metodo sopra discusso.

### 6.2.3 Metodo Gorev e Kodzheshirova (2013): FCV – CV<sub>ml</sub> – R

Nel metodo proposto da Gorev e Kodzheshirova (2013) si prevede di aggiungere al nodo di domanda  $n$  una stringa composta da una FCV, un nodo fittizio  $n_f$  di raccordo, un tratto con CV avente perdite concentrate (minor loss) significative (di seguito CV<sub>ml</sub> dove “ml” sta per “minor loss”) ed un reservoir R (Figura 6.2c). La domanda in corrispondenza del nodo  $n$  viene fissata pari a zero. Nella FCV si assume un valore di setting pari a  $Q^{req}$  per limitare superiormente la portata transitante al valore richiesto, il nodo fittizio  $n_f$  e il reservoir R sono posti alla quota  $z=H^{min}$ ; il tratto con CV<sub>ml</sub> deve essere caratterizzato da perdite di carico distribuite trascurabili ma deve presentare un perdita concentrata  $\zeta_{CV} \cdot V^2/2g$  in cui il coefficiente di perdita  $\zeta_{CV}$  sia così definito:

$$\zeta_{CV} = 2g \frac{H^{des} - H^{min}}{(V^{req})^2} = 2g \frac{H^{des} - H^{min}}{\left(\frac{Q^{req}}{\pi d_{CV}^2 / 4}\right)^2} \quad (6.9)$$

Nel caso in cui  $H < H^{min}$  il tratto con CV<sub>ml</sub> non permette il passaggio di portata dal reservoir al nodo  $n$ ; per  $H^{min} \leq H < H^{des}$  il tratto con CV<sub>ml</sub> consente la modulazione della portata (fluente verso il reservoir) grazie alla perdita concentrata; infine, quando  $H \geq H^{des}$  la FCV limita superiormente la portata erogata a  $Q^{req}$ . In maggior dettaglio, in questo caso il meccanismo della modulazione della portata dipende dall'equazione del moto relativa alla stringa stessa (tratto compreso tra il nodo  $n$  e il reservoir R) essendo (vedi Figura 6.2c):

$$H - H^{min} = \zeta_{CV} \frac{Q^2}{2g \left(\frac{\pi d_{CV}^2}{4}\right)^2} \quad (6.10)$$

che invertita fornisce il valore di  $Q$ :

$$Q = \left( \frac{2g \frac{H - H^{min}}{\zeta_{CV}}}{\left(\frac{\pi d_{CV}^2}{4}\right)^2} \right)^{0.5} \quad (6.11)$$

Sostituendo l'eq. (6.9) nell'eq. (6.11) si ottiene:

$$Q = Q^{req} \left( \frac{H - H^{min}}{H^{des} - H^{min}} \right)^{0.5} \quad (6.12)$$

Con riferimento al sistema di Figura 6.1, combinato con la stringa c) di Figure 2, il grafico dell'andamento di  $Q/Q^{req}$  in funzione di  $H$  con il metodo FCV – CV<sub>ml</sub> – R è illustrato in Figura 6.3. Si noti in particolare che, come per il metodo PRV – E, l'eq. (6.12) riproduce il secondo caso dell'eq. (1) qualora  $\alpha_i$  sia espresso mediante l'espressione di Wagner et al. (1988).

#### 6.2.4 Metodo Sayyed et al. (2014): FCV – CV<sub>0</sub> – E

Nel metodo proposto da Sayyed et al. (2014) si prevede di aggiungere ad ogni nodo di domanda  $n$  una stringa composta da una FCV, un nodo fittizio  $n_f$  di raccordo, un tratto con CV senza perdite concentrate (di seguito CV<sub>0</sub>) e un emitter E (si veda Figura 6.2d). La domanda in corrispondenza del nodo  $n$  viene fissata pari a zero. Nella FCV si fissa  $Q^{req}$  per limitare superiormente la portata transitante al valore richiesto; il nodo fittizio  $n_f$  e l'emitter E sono posti alla quota  $z=H^{min}$ . L'emitter eroga la portata con la legge (6.6) dove  $c$  è definito come nell'espressione (6.5) e  $\gamma$ , secondo Sayyed et al. (2014), deve assumere un valore pari a  $\gamma=2/3$ . Con questa configurazione, nel caso in cui  $H < H^{min}$  il tratto con CV<sub>0</sub> non permette il passaggio di portata dall'emitter al nodo  $n$  mentre per  $H^{min} \leq H < H^{des}$  l'emitter modula la portata secondo la legge (6.2) ed infine quando  $H \geq H^{des}$  la FCV limita superiormente la portata erogata al valore richiesto  $Q^{req}$ . Con riferimento al sistema di Figura 6.1, combinato con la stringa d) di Figura 6.2, in Figura 6.3 si riporta il grafico dell'andamento di  $Q/Q^{req}$  in funzione di  $H$  sia per  $\gamma=2/3$  che per  $\gamma=0.5$ . Infatti il caso  $\gamma=2/3$  è quello originalmente proposto da Sayyed et al. (2014), mentre per  $\gamma=0.5$ , la modulazione della portata ottenuta mediante questo metodo riproduce il secondo caso dell'eq.(1) qualora  $\alpha_i$  sia espresso mediante l'espressione di Wagner et al (1988), analogamente ai metodi PRV – E e FCV – CV<sub>ml</sub> – R.

#### 6.2.5 Metodo Proposto: GPV<sub>W/T/F</sub> – CV<sub>0</sub> – R

Nel metodo proposto in questo lavoro si prevede di aggiungere al nodo di domanda  $n$  una stringa composta da una General Purpose Valve (GPV), un nodo fittizio  $n_f$  di raccordo, un

tratto con CV senza perdite concentrate (di seguito  $CV_0$ ) e un reservoir (si veda Figura 6.2e). La domanda in corrispondenza del nodo  $n$  viene fissata pari a zero. Il nodo fittizio  $n_f$  e il reservoir sono posti alla quota  $z=H^{min}$ ; il tratto con  $CV_0$  deve essere caratterizzato da perdite di carico distribuite (oltre che concentrate) trascurabili. Per la GPV si fissa una curva di perdita di carico; tale curva rappresenta il legame tra portata  $Q$  che attraversa la valvola e la perdita di carico  $(H - H^{min})$  indotta dalla valvola stessa (tenendo conto che a valle di questa valvola, ovvero dalla parte del reservoir, il carico è  $H^{min}$ ). La curva deve avere un andamento monotono strettamente crescente (quindi priva anche di tratti a valore costante), al fine di associare a ogni valore di portata uno ed uno solo valore di perdita di carico e viceversa.

Operativamente la curva di perdita di carico caratterizzante la GPV viene costruita come una funzione continua definita a tratti:

$$Q = \begin{cases} f(H) & \text{per } H^{min} \leq H \leq H^{des} \\ Q^{req} \cdot \left( 1 + \varepsilon \cdot \frac{H - H^{des}}{H^{des}} \right) & \text{per } H > H^{des} \end{cases} \quad (6.13)$$

dove  $f(H)$  può essere rappresentata ad esempio dalla relazione di Wagner et al. (1988) (vedi eq. (6.2)), Tucciarelli et al. (1999) (vedi eq.(6.3)) o Fujiwara e Ganesharajah (1993) (vedi eq. (6.4)) (vedi anche Figura 6.4). Per  $H > H^{des}$  la funzione che caratterizza la curva di perdita di carico, in accordo all'eq.(6.1), dovrebbe essere costante, ovvero la portata  $Q$  dovrebbe essere pari a  $Q^{req}$  indipendentemente da  $H$ ; d'altra parte dovendo la curva di perdita di carico avere un andamento monotono strettamente crescente, come precedentemente osservato, per ovviare numericamente al problema, si assume che per  $H > H^{des}$  la portata cresca infinitesimalmente, e in modo comunque trascurabile ai fini operativi secondo la seconda relazione di eq. (13) essendo  $\varepsilon$  una grandezza piccola a piacere (ad esempio dell'ordine di  $10^{-5}$ ).

Con la stringa proposta si ha quindi che, per  $H < H^{min}$  (si ricorda che il carico  $H$  è relativo al nodo  $n$ ) il tratto con  $CV_0$  non consente il passaggio di portata dal reservoir al nodo  $n$  e quindi la portata  $Q$  è nulla; per  $H^{min} \leq H < H^{des}$  la GPV modula la portata con la legge descritta dalla prima parte della funzione caratterizzante la curva di perdita di carico (vedi eq. (13)); infine per  $H > H^{des}$  la portata erogata rimane praticamente costante e pari  $Q^{req}$  in accordo alla seconda parte della funzione a tratti caratterizzante la curva di perdita di carico. Con riferimento al sistema di Figura 6.1, combinato con la stringa e) di Figura 6.2,



in Figura 6.3 si riporta il grafico dell'andamento di  $Q/Q^{req}$  in funzione di  $H$  assumendo diverse espressioni per la funzione  $f(H)$  di eq.(13), ovvero la relazione di Wagner et al. (1988), Tucciarelli et al. (1999) e Fujiwara e Ganesharajah (1993). È evidente che il vantaggio di questo approccio rispetto ai precedenti risiede nella possibilità di utilizzare qualunque relazione tra la portata erogata  $Q$  e il valore  $(H - H^{min})$ , introducendo una rilevante novità rispetto ai metodi ad oggi presenti in letteratura.

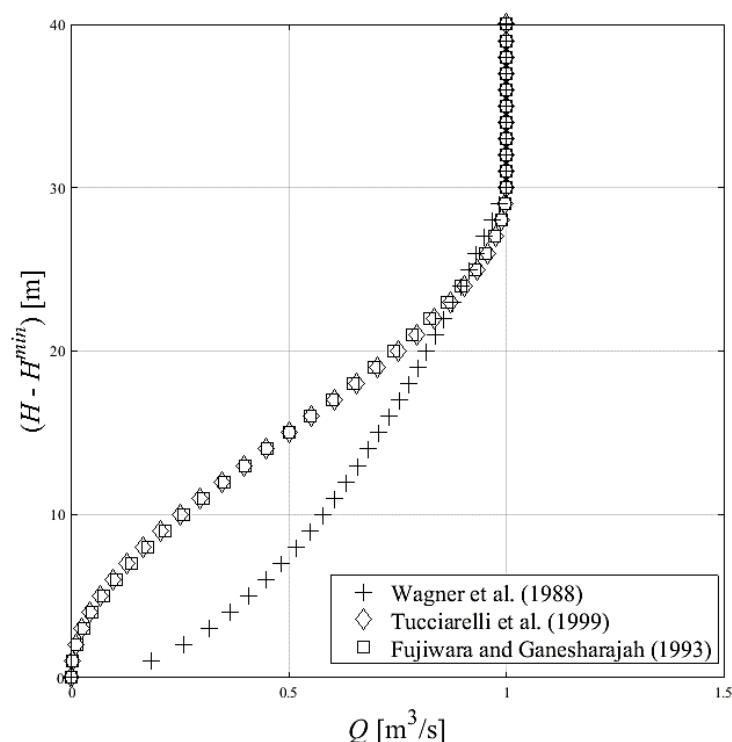


Figura 6.4. Curva di Perdita di carico per la GPV, ottenuta utilizzando la relazione di Wagner et al. (1988), Tucciarelli et al. (1999) e Fujiwara e Ganesharajah (1993).

### 6.3 Casi studio

I casi studio utilizzati per confrontare i metodi analizzati sono tre. La rete utilizzata nel primo caso è tratta da Ozger e Mays (2003) ed è stata poi ripresa anche nell'articolo di Sayyed et al. (2014); essa è illustrata in Figura 6.5. Si tratta di una rete magliata alimentata da due reservoir posti alla medesima quota; in Tabella 6.1 e Tabella 6.2 si riportano i dati relativi rispettivamente ai tronchi e ai nodi.

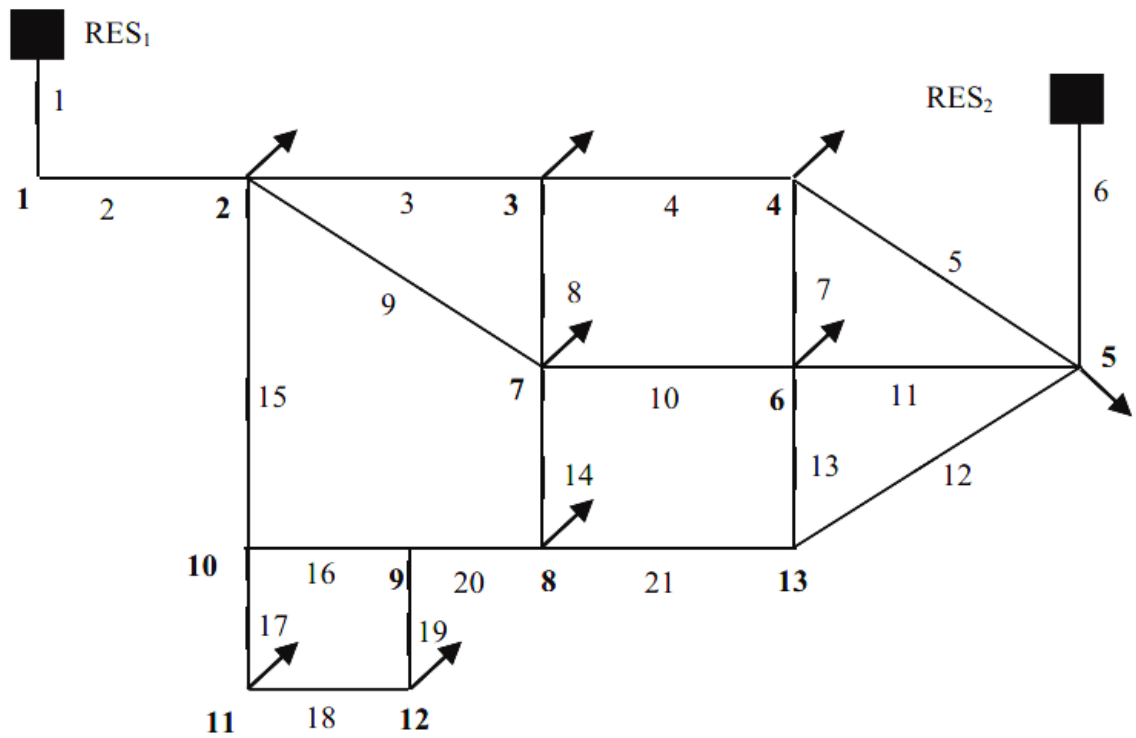


Figura 6.5. Caso studio I: schema della rete.

Nodi	Quota		Richieste	
	$z$ [m]	$Q$ [m <sup>3</sup> /h]	$H^{\min}$ [m]	$H^{\text{des}}$ [m]
1	27.43	0	27.43	42.43
2	33.53	212.4	33.53	48.53
3	28.96	212.4	28.96	43.96
4	32	640.8	32	47
5	30.48	212.4	30.48	45.48
6	31.39	684	31.39	46.39
7	29.56	640.8	29.56	44.56
8	31.39	327.6	31.39	46.39
9	32.61	0	32.61	47.61
10	34.14	0	34.14	49.14
11	35.05	108	35.05	50.05
12	36.58	108	36.58	51.58
13	33.53	0	33.53	48.53

Tabella 6.1. Caso Studio I: caratteristiche dei nodi.

<b>Tronco</b>	<b>L [m]</b>	<b>d [mm]</b>	<b>C</b>
<b>1</b>	609.6	762	130
<b>2</b>	243.8	762	128
<b>3</b>	1524	609	126
<b>4</b>	1127.76	609	124
<b>5</b>	1188.72	406	122
<b>6</b>	640.08	406	120
<b>7</b>	762	254	118
<b>8</b>	944.88	254	116
<b>9</b>	1676.4	381	114
<b>10</b>	883.92	305	112
<b>11</b>	883.92	305	110
<b>12</b>	1371.6	381	108
<b>13</b>	762	254	106
<b>14</b>	822.96	254	104
<b>15</b>	944.88	305	102
<b>16</b>	579	305	100
<b>17</b>	487.68	203	98
<b>18</b>	457.2	152	96
<b>19</b>	502.92	203	94
<b>20</b>	883.92	203	92
<b>21</b>	944.88	305	90

*Tabella 6.2. Caso Studio I: caratteristiche dei tronchi.*

La rete utilizzata nel secondo caso di studio è tratta dall'articolo di Estrada et al. (2009) ed è riportata in Figura 6.6; è una rete con struttura ad albero alimentata da un reservoir e dotata di una Pressure Sustaining Valve (PSV) immediatamente a valle del serbatoio. I dati relativi ai tronchi e ai nodi sono riportati in Tabella 6.3 e Tabella 6.4 rispettivamente.

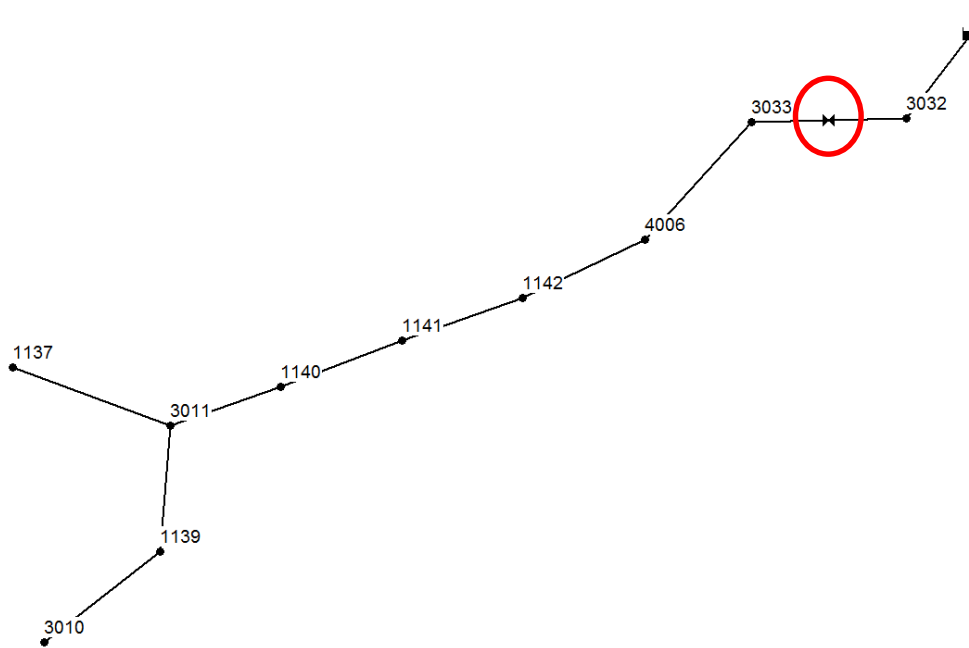


Figura 6.6: Caso studio II: schema della rete; si è evidenziata la posizione della valvola PSV.

Tronchi	L [m]	d [mm]	Scabrezza [mm]
<b>1</b>	5000	600	0.025
<b>4006</b>	455.89	600	0.025
<b>1142</b>	269.61	600	0.025
<b>1141</b>	319.28	500	0.025
<b>1140</b>	59.1	450	0.025
<b>3011</b>	372.47	450	0.025
<b>1139</b>	387.34	350	0.025
<b>3010</b>	452.49	350	0.025
<b>1137</b>	440.99	300	0.025

Tabella 6.3. Caso Studio II: caratteristiche dei tronchi.

Nodi	Quota		Richieste	
	z [m]	Q [m <sup>3</sup> /h]	H <sup>min</sup> [m]	H <sup>des</sup> [m]
<b>3032</b>	355	0	355	395
<b>3033</b>	355	0	355	395
<b>4006</b>	341	0	341	381
<b>1142</b>	341.46	24	341.46	381.46
<b>1141</b>	357.04	32	357.04	397.04
<b>1140</b>	367.41	24	367.41	407.41
<b>3011</b>	367.41	0	367.41	407.41
<b>1139</b>	372.47	15	372.47	412.47
<b>3010</b>	372.47	110	372.47	412.47
<b>1137</b>	371.87	15	371.87	411.87

Tabella 6.4. Caso Studio II: caratteristiche dei nodi.

Il terzo caso di studio è costituito dalla rete del centro storico di Ferrara (Italia), che si sviluppa per una lunghezza complessiva di circa 72 km e serve circa 60000 persone; essa è caratterizzata da una omogenea elevazione dei nodi e da due reservoir posti alla medesima quota, ed è riportata in Figura 6.7. I dati relativi alla geometria della rete possono essere ricavati da Alvisi e Franchini (2006), Creaco et al. (2010), Alvisi et al. (2011) e Creaco et al. (2012). In questo caso specifico i valori dei carichi  $H^{min}$  e  $H^{des}$  in tutti i nodi sono stati assunti pari a 20 m e 30 m rispettivamente.

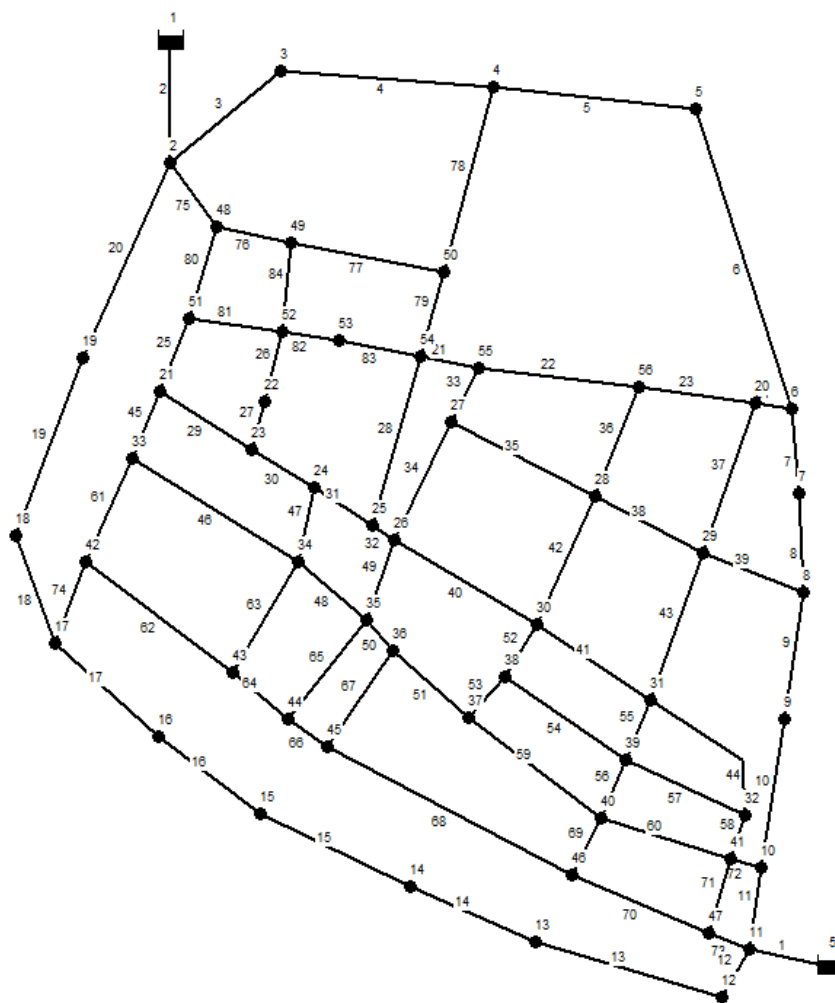


Figura 6.7. Caso studio III: schema della rete.

Con riferimento ai metodi di Jinesh Babu e Mohan (2012), Gorev e Kodzhespoirova (2013), Sayyed et al. (2014) e il metodo proposto, per il tratto con  $CV_0$  che dovrebbe avere resistenza trascurabile si è assunto un diametro  $d_{CV} = 0,3$  m, lunghezza  $L_{CV} = 1$  m e coefficiente di Hazen – Williams  $C_{CV} = 130$  (così come suggerito da Ang e Jowitt, 2006). Questa assunzione, in tutti e tre i casi studio, comporta perdite di carico distribuite, nel tratto con  $CV_0$ , del tutto trascurabili, essendo comunque sempre minori di 0,05 m/km.

In tutti i casi studio, relativi a simulazioni snapshot, i risultati ottenuti con i metodi analizzati sono stati confrontati con i valori ottenuti utilizzando l'algoritmo a funzionamento Pressure Driven elaborato da Alvisi e Franchini (2006). In particolare, nell'ambito di questo algoritmo il legame portata  $Q$  carico di pressione  $H$  espresso dalla (6.1) è stato associato alla formulazione espressa dalla (6.2) (Wagner et al. (1988)) per i confronti con i metodi PRV – E (Bertola e Nicolini, 2006), FCV – CV<sub>0</sub> – R (Jinesh Babu e Mohan, 2012), FCV – CV<sub>L</sub> – R (Gorev e Kodzhespirova, 2013), FCV – CV<sub>0</sub> – E (Sayyed et al., 2014) e GPV<sub>W</sub> – CV<sub>0</sub> – R e le formulazioni espresse dalle eq. (6.3) e (6.4) per i confronti con i metodi GPV<sub>T</sub> – CV<sub>0</sub> – R e GPV<sub>F</sub> – CV<sub>0</sub> – R rispettivamente, in modo tale da effettuare il confronto tra ciascun metodo analizzato e l'algoritmo a funzionamento Pressure Driven a parità di legame tra portata  $Q$  carico di pressione  $H$ .

#### 6.4 Discussione dei risultati e conclusioni

Con riferimento al primo caso studio si sono analizzate diverse situazioni snapshot ottenute variando l'altezza dei serbatoi e aprendo o chiudendo il tronco 3. Così facendo si sono ottenuti diversi scenari di simulazione per la rete. In maggior dettaglio, in un primo scenario si è assunto un carico di 70.96 m sia per il RES<sub>1</sub>, sia per il RES<sub>2</sub> e si è assunto il tronco 3 aperto; in questo caso la rete ha un funzionamento puramente DD, nel quale i carichi ai nodi consentono la completa erogazione della portata richiesta. In un secondo scenario si è assunto un carico di 60.96 m al RES<sub>1</sub> e al RES<sub>2</sub> e il tronco 3 chiuso, determinando una condizione di funzionamento del sistema ibrida tra DD e PD, ovvero in cui solo in alcuni nodi i carichi permangono superiori alla soglia  $H^{des}$ . Infine l'ultimo scenario è stato ottenuto assumendo un carico di 35.96 m al RES<sub>1</sub> e al RES<sub>2</sub> e il tronco 3 chiuso, determinando una condizione di funzionamento del sistema puramente PD in cui in alcuni nodi il carico scende anche al di sotto di  $H^{min}$ .

Metodo	Errore medio [m <sup>3</sup> /h]	Errore minimo [m <sup>3</sup> /h]	Errore massimo [m <sup>3</sup> /h]
<b>PRV – E</b>	0.0889	0.00	0.6946
<b>FCV – CV<sub>0</sub> – R</b>	40.0813	0.00	349.5270
<b>FCV – CV<sub>ml</sub> – R</b>	0.0682	0.00	0.4850
<b>FCV – CV<sub>0</sub> – E</b>	0.0589	0.00	0.4950
<b>GPV<sub>W</sub> – CV<sub>0</sub> – R</b>	0.0584	0.00	0.4250
<b>GPV<sub>T</sub> – CV<sub>0</sub> – R</b>	0.1642	0.00	1.7944
<b>GPV<sub>F</sub> – CV<sub>0</sub> – R</b>	0.1628	0.00	1.6996

Tabella 6.5. Caso studio I: Errore medio, minimo e massimo (in valore assoluto) ottenuto utilizzando i diversi metodi rispetto all’algoritmo PD di Alvisi e Franchini (2006).

In Tabella 6.5 si sintetizza l’errore assoluto medio, minimo e massimo ottenuti raffrontando, con riferimento ai tre scenari, i risultati forniti da EPANET “strutturato” secondo i diversi metodi precedentemente descritti con quelli dell’algoritmo PD di Alvisi e Franchini (2006). Dall’analisi degli errori assoluti, medi e massimi appare chiaro che il metodo FCV – CV<sub>0</sub> – R (proposto da Jinesh Babu e Mohan, 2012) presenta delle marcate differenze rispetto agli altri metodi. Questo è dovuto alla mancanza di capacità del metodo di modulare le portate fra 0 e  $Q^{req}$  quando  $H = H^{min}$  secondo una legge prestabilita, ma derivanti invece solo dalla combinazione dei carichi nei nodi circostanti e dal flusso delle portate nei tronchi convergenti nel nodo di interesse. Ad esempio nel caso del terzo scenario, al nodo 8 si genera un carico pari a  $H = H^{min}$  e una portata erogata pari a 65.62 m<sup>3</sup>/h, intermedia tra 0 e  $Q^{req}=327.6$  m<sup>3</sup>/h (vedi Tabella 6.2), che non deriva da una particolare legge di modulazione della portata, ma rispetta il bilancio al nodo, essendo le portate nei tronchi 20 e 21 (vedi Figura 6.5) entranti nel nodo 8 pari rispettivamente a 70.90 e 62.91 m<sup>3</sup>/h e la portata nel tronco 14 uscente dal nodo pari a 68.19 m<sup>3</sup>/h. E’ inoltre significativo osservare che il valore non corretto di portata erogata al nodo determina una non corretta circuitazione dei flussi nei tronchi della rete, con effetti via via meno evidenti man mano che ci si allontana dal nodo considerato, con conseguente ripercussioni anche sui valori dei carichi degli altri nodi. In taluni casi, tali errori sui valori del carico sono tali da determinare condizioni di carico insufficiente, e quindi portata erogata nulla, in nodi in cui invece si avrebbe erogazione di portata, come ad esempio, per il caso in esame, nel nodo 4. In sintesi, questo metodo non consente di pervenire ad una corretta e affidabile caratterizzazione del funzionamento della rete in condizioni di deficit di pressione.

Per quanto riguarda i restanti metodi, essi presentano risultati molto simili in tutte le situazioni esaminate e risultano essere equivalenti tra loro. In particolare, è significativo osservare che nel caso del metodo GPV – CV<sub>0</sub> – R applicato utilizzando le relazioni di

Tucciarelli et al. (1999) ( $GPV_T - CV_0 - R$ ) e Fujiwara e Ganesharajah (1993) ( $GPV_F - CV_0 - R$ ) si osservano errori medi e massimi simili tra loro e leggermente superiori a quelli degli altri metodi. Questo tuttavia non è dovuto alla tipologia di stringa e all'utilizzo della GPV in sé, quanto piuttosto alle particolari funzione  $f(H)$  utilizzate (vedi eq. (6.3) e (6.4)), caratterizzate da un diverso andamento del legame *Perdita di carico-Q* e che per valori del carico prossimi a  $H^{min}$  determina, in fase di interpolazione, errori leggermente superiori a quelli che si hanno utilizzando la relazione di Wagner, ma comunque sempre molto contenute e nell'ordine dello 0.5%. Questo è confermato anche dal fatto che la medesima sequenza di dispositivi GPV -  $CV_0 - R$ , ma in cui si utilizza per la caratterizzazione della curva "perdita di carico" la relazione di Wagner et al. (1988) ( $GPV_W - CV_0 - R$ ) comporta errori equivalenti, e anzi leggermene inferiori a quelli degli altri metodi caratterizzati da un'analogha equazione di modulazione della portata.

Metodo	Errore medio [L/s]	Errore minimo [L/s]	Errore massimo [L/s]
<b>PRV - E</b>	Unbalanced	Unbalanced	Unbalanced
<b>FCV - <math>CV_0 - R</math></b>	Unbalanced	Unbalanced	Unbalanced
<b>FCV - <math>CV_{ml} - R</math></b>	0.025	0.00	0.12
<b>FCV - <math>CV_0 - E</math></b>	0.02	0.00	0.13
<b><math>GPV_W - CV_0 - R</math></b>	0.03	0.00	0.15
<b><math>GPV_T - CV_0 - R</math></b>	0.033	0.00	0.17
<b><math>GPV_F - CV_0 - R</math></b>	0.021	0.00	0.07

Tabella 6.6. Caso studio II: Errore medio, minimo e massimo (in valore assoluto) ottenuto utilizzando i diversi metodi rispetto all'algoritmo PD di Alvisi e Franchini (2006).

La rete del secondo caso di studio ha come particolarità una valvola PSV a valle del serbatoio. Dato che questa rete è già stata studiata in letteratura per esaminare i conflitti che possono derivare dall'interazione tra la valvola PSV e l'utilizzo di stringhe di dispositivi, la si ripropone in questo articolo per verificare la compatibilità dei metodi analizzati con l'uso della PSV. Si è visto che, nel caso in cui si utilizzino i metodi PRV - E e FCV -  $CV_0 - R$ , EPANET non raggiunge la convergenza (al termine della simulazione appare il Warning "System Unbalanced" anche a fronte di 1000 iterazioni, contro le 10-15 necessarie ad EPANET per la risoluzione della rete modificata con gli altri metodi); i metodi restanti invece risultano essere compatibili con l'utilizzo della PSV e EPANET converge a soluzioni molto simili fra loro caratterizzate da errori medi e massimi rispetto ai risultati forniti dall'algoritmo PD di Alvisi e Franchini (2006) dell'ordine di 0.02 l/s e 0.2 l/s rispettivamente, così come evidenziato in Tabella 6.6. Nel terzo caso di studio, riguardante la rete del centro di Ferrara, si è fatta variare l'altezza dei serbatoi da  $H^{des}$  a



$H^{min}$ . In Figura 6.8 si mostrano gli istogrammi dell'errore assoluto commesso risolvendo la rete schematizzata con i diversi metodi prima descritti rispetto alla risoluzione con l'algoritmo PD di Alvisi e Franchini (2006) e in Tabella 6.7 si riportano i corrispondenti errori assoluti medio, minimo e massimo. Le distribuzioni degli errori commessi con i diversi metodi ed i valori medi e massimi confermano in generale i risultati dei precedenti casi studio. Infatti, anche in questo caso si osserva che il metodo FCV – CV<sub>0</sub> – R fornisce in generale errori superiori a quelli degli altri metodi (vedi Figura 6.8) data dalla mancanza di capacità del metodo di modulare correttamente le portate fra 0 e  $Q^{req}$ ; anche in questo caso l'errore massimo, pari a circa 13 l/s (vedi Tabella 6.7), si verifica in quei nodi e in cui si ha un valore di carico prossimo, ma leggermente superiore, a  $H^{min}$ , in corrispondenza del quale il metodo FCV – CV<sub>0</sub> – R fornisce un valore di portata erogata pari a  $Q^{req}$ , mentre tutti gli altri metodi forniscono un valore di portata erogata prossimo a 0. Per quanto concerne gli altri metodi si può osservare che per questo specifico caso studio, anche il metodo FCV – CV<sub>ml</sub> - R (Gorev e Kodzhespirova, 2013) fornisca un errore massimo abbastanza grande, pari a quasi 6 l/s (vedi Tabella 6.7), minore dell'errore massimo del metodo FCV – CV<sub>0</sub> – R ma maggiore di quelli degli altri metodi. Tale errore si verifica in uno specifico nodo della rete per un valore del carico prossimo a  $H^{min}$ . Tutti gli altri metodi forniscono invece errori medi e massimi simili tra loro.

Metodo	Errore medio [L/s]	Errore minimo [L/s]	Errore massimo [L/s]
<b>PRV – E</b>	0.0221	0.00	0.1602
<b>FCV – CV<sub>0</sub> – R</b>	1.6658	0.00	13.011
<b>FCV – CV<sub>ml</sub> – R</b>	0.1467	0.00	5.9285
<b>FCV – CV<sub>0</sub> – E</b>	0.0221	0.00	0.1602
<b>GPV<sub>w</sub> – CV<sub>0</sub> – R</b>	0.0230	0.00	0.1702
<b>GPV<sub>T</sub> – CV<sub>0</sub> – R</b>	0.03089	0.00	0.3399
<b>GPV<sub>F</sub> – CV<sub>0</sub> – R</b>	0.0213	0.00	0.1978

Tabella 6.7. Caso studio III: Errore medio, minimo e massimo (in valore assoluto) ottenuto utilizzando i diversi metodi rispetto all'algoritmo PD di Alvisi e Franchini (2006).

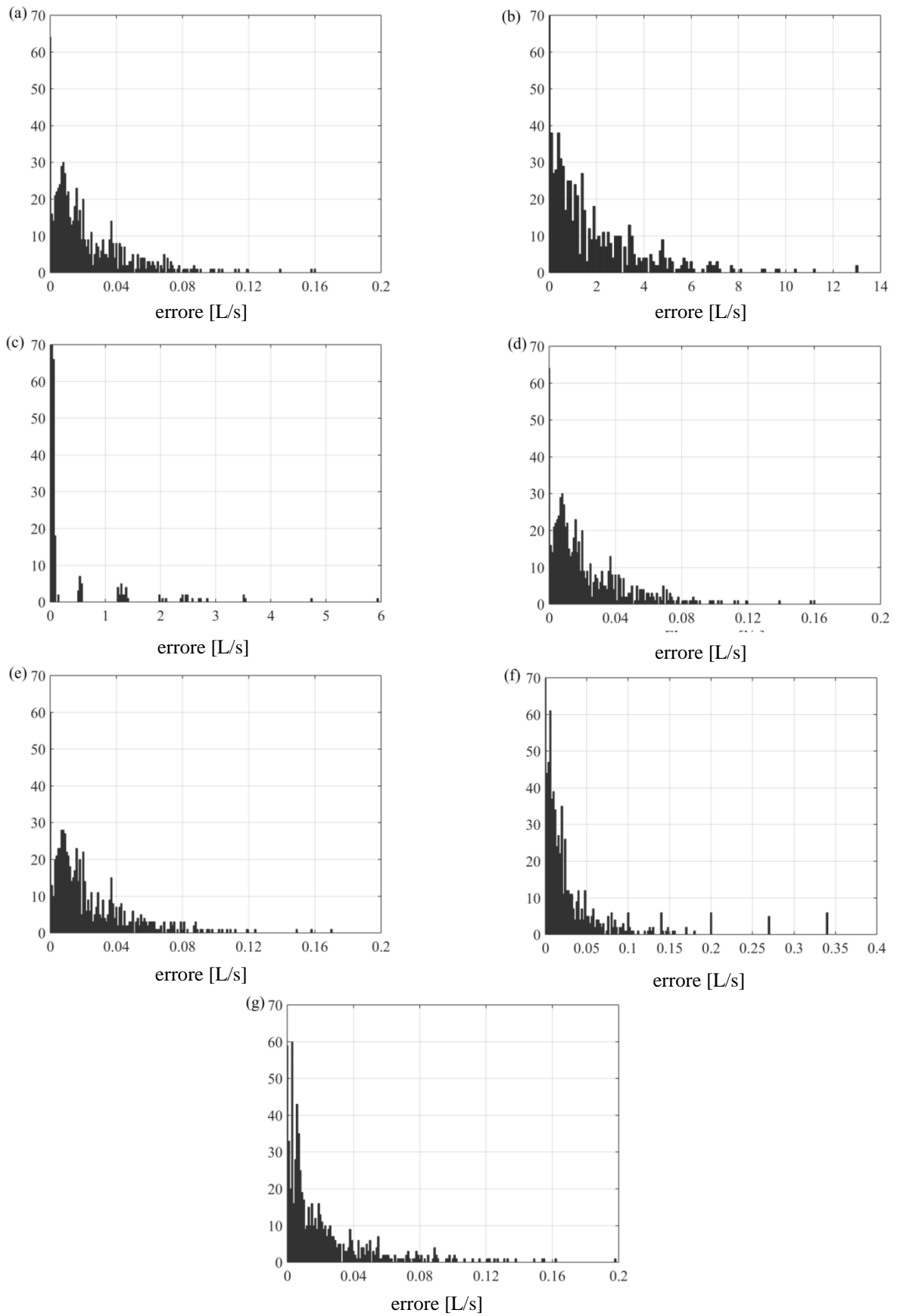


Figura 6.8. Caso studio III: Istogramma dell'errore assoluto commesso rispetto al metodo Pressure Driven di Alvisi e Franchini (2006) calcolando l'erogazione di portata con i metodi (a) PRV - E, (b) FCV - CV0 - R, (c) FCV - CVml - R, (d) FCV - CV0 - E, (e) GPVW - CV0 - R, (f) GPVT - CV0 - R e (g) GPVF - CV0 - R.

In conclusione, con riferimento a simulazioni di tipo snapshot, si può affermare che le tecniche FCV – CV<sub>0</sub> – E (Sayyed et al., 2014) e GPV<sub>W/T/F</sub> – CV<sub>0</sub> – R (metodo proposto) sono in grado di riprodurre con correttezza il funzionamento di una rete in modalità Pressure Driven, a differenza delle altre tecniche che, al variare dei casi considerati hanno mostrato diversi limiti e nello specifico: la tecnica FCV – CV<sub>0</sub> – R (Jinesh Babu e Mohan, 2012) di fatto non consente la modulazione della portata erogata fra 0 e  $Q^{req}$  secondo una legge predefinita, non prevede la distinzione fra  $H^{min}$  e  $H^{des}$  ed è risultata inaffidabile nel caso in cui sia presente una PSV; la tecnica PRV – E (Bertola e Nicolini, 2006), è risultata inaffidabile nel caso in cui sia presente una PSV; la tecnica FCV – CV<sub>ml</sub> – R (Gorev e Kodzhespirova, 2013) che in uno specifico caso studio ha fornito un elevato errore per un valore del carico nodale prossimo a  $H^{min}$ .

La tecnica proposta, GPV<sub>W/T/F</sub> – CV<sub>0</sub> – R, presenta inoltre il vantaggio di poter inserire qualsiasi legame  $Q - (H - H^{min})$  tra portata e perdita di carico, e quindi di poter utilizzare in ciascun nodo un qualsiasi legame tra portata erogata e carico disponibile, senza dover necessariamente utilizzare la formulazione di Wagner et al. (1988) come in tutti gli altri metodi analizzati.



# Capitolo 7

---

## Conclusioni

In questo Capitolo si presentano le conclusioni relative alla tesi di Dottorato.

## 7.1 Overview

I consumi idrici sono una delle componenti fondamentali nella gestione e modellazione dei sistemi acquedottistici e la loro variabilità spaziale e temporale può complicare il soddisfacimento delle domande idriche in carico al gestore. Per altro, oltre a soddisfare le domande degli utenti in termini di quantità e qualità della risorsa idrica, l'ente gestore deve anche garantire che i valori di velocità e pressione in rete si mantengano all'interno di determinati valori soglia.

La progettazione e la gestione delle reti di adduzione e distribuzione richiede un'attenta preparazione, che implica la necessità di poter disporre di quante più informazioni possibili sui consumi idrici, al fine di evidenziare il comportamento della rete in termini di pressione, velocità, qualità dell'acqua nelle condotte. Tali informazioni possono essere ottenute mediante dei modelli di previsione delle domande idriche e mediante un'opportuna modellazione delle stesse, in termini di allocazione e caratterizzazione.

In questa tesi si è perseguito come obiettivo principale quello di realizzare degli strumenti che consentono una efficace previsione e caratterizzazione dei consumi idrici e che per questo possono coadiuvare i gestori nella progettazione, manutenzione e gestione delle reti acquedottistiche, producendo informazioni che permettano agli enti preposti di pianificare in maniera ottimale il trattamento, lo stoccaggio e l'uso dell'acqua potabile.

## 7.2 Risultati

Si è proposto un modello di previsione a breve termine,  $\alpha\beta$ \_WDF (si veda il Capitolo 3), che può essere considerato un potenziale strumento di supporto al gestore che abbia la volontà e la necessità di realizzare un piano di gestione in tempo reale delle risorse idriche. Il modello fornisce la previsione per le successive 24 ore utilizzando una coppia di coefficienti il cui valore viene aggiornato ad ogni passo di previsione sulla base dei dati di consumo osservati nelle 24 ore precedenti l'istante di previsione e dei dati osservati in alcune settimane precedenti nel medesimo tipo di giorno della settimana e alla medesima ora del giorno oggetto di previsione. Dall'analisi dei risultati è emerso che  $\alpha\beta$ \_WDF ha una buona capacità predittiva in tutto l'orizzonte temporale di previsione considerato (24 ore); inoltre non richiede periodi di calibrazione, basandosi unicamente sulle richieste idriche osservate nelle

poche settimane che precedono l'istante di previsione. Questi risultati sono poi stati convalidati dallo studio condotto confrontando sei modelli di previsione a breve termine (si veda il Capitolo 4), tra i quali si annovera il modello  $\alpha\beta\_WDF$ , differenti tra loro per tipologia di struttura, approccio deterministico o probabilistico e necessità o meno di utilizzo di un set di dati per la loro calibrazione. Il confronto è stato realizzato operativamente su sette casi studio, caratterizzati da reti idriche con diverse dimensioni, numero e tipologie di utenze, delle quali si sono utilizzate le domande idriche medie orarie di due anni. Dall'analisi dei risultati è emerso che le previsioni dei modelli basati sull'utilizzo di finestre temporali mobili, tra i quali si considera il modello  $\alpha\beta\_WDF$ , tendono a essere accurate e precise in entrambi gli anni considerati nei casi studio, al contrario dei modelli che necessitano di una fase di calibrazione dei parametri che invece forniscono previsioni accurate e precise nell'anno di calibrazione ma evidenziano una diminuzione di accuratezza, più o meno marcata, nell'anno di validazione

Per quanto riguarda l'aspetto modellistico, volendo realizzare uno strumento che fosse di facile applicazione per l'ente gestore e per la cui applicazione non fossero necessarie campagne di misura, in primo luogo si è proposta una procedura che consente di caratterizzare opportunamente le richieste idriche di utenze residenziali mediante dati facilmente reperibili, e in secondo luogo si è proposto un metodo che consente di analizzare l'erogazione delle domande idriche ai nodi della rete, e che dunque consente di verificare se le domande vengano o meno soddisfatte, mediante l'uso del noto software EPANET.

Per ciò che concerne la caratterizzazione delle domande idriche di utenze residenziali, il modello presentato in questa tesi (si veda il Capitolo 5) si propone di individuare una procedura valida e robusta che possa generare le serie di valori di domanda idrica di un certo numero di utenze, conoscendone soltanto il volume contabilizzato oltre alla misura del volume totale immesso all'insieme di utenze considerato. Le relazioni che legano matematicamente le grandezze considerate e le costanti utilizzate nella procedura di generazione, definite su dati di campo mediante un'attenta analisi, sono risultate essere in grado di adattarsi ad entrambi i casi utilizzati nel test di applicazione, nonostante il modello sia stato applicato a insiemi composti da un numero variabile di utenze, e in almeno uno dei due casi studio si possa ipotizzare che le abitudini degli abitanti e i dispositivi in uso siano diversi da quelli che caratterizzano le utenze usate per la definizione dei legami. Il modello genera infatti, per entrambi gli insiemi di applicazione, delle domande idriche

residenziali molto prossime a quelle che si potrebbero osservare mediante una campagna di misura, stimando con un errore contenuto il volume totale in ingresso all'aggregato di utenze oggetto di studio.

Infine, per quanto riguarda la tecnica che consente di verificare l'effettivo soddisfacimento delle domande idriche, si è proposto un metodo originale e se ne sono analizzati altri quattro (si veda il Capitolo 6). L'approccio nel quale si inserisce lo studio condotto si inserisce nello studio accademico che approfondisce le particolari tecniche che consentono di utilizzare il noto software Demand Driven EPANET in modalità Pressure Driven, senza apportare modifiche agli elementi o alla sua struttura interna. In particolare, la tecnica studiata in questa tesi consiste nel modificare la struttura topologica di una rete mediante l'inserimento di determinate sequenze di dispositivi, rendendo possibile utilizzare EPANET in modalità Pressure Driven. Il metodo proposto è innovativo rispetto agli altri presenti in letteratura grazie all'utilizzo della General Purpose Valve che, inserita in una particolare sequenza di dispositivi, consente di esprimere la relazione tra carico e portata erogata ai nodi con la Head Flow Relationship desiderata e quindi di poter utilizzare in ciascun nodo un qualsiasi legame tra portata erogata e carico disponibile, senza dover necessariamente utilizzare la formulazione di Wagner et al. (1988) come in tutti gli altri metodi analizzati; inoltre il metodo proposto è risultato in grado di riprodurre con correttezza il funzionamento di una rete in modalità Pressure Driven, contrariamente agli altri metodi che, al variare dei casi considerati, hanno mostrato diversi limiti.



# Appendice A

---

## Esempio di calcolo dei due coefficienti $\alpha_t$ e $\beta_{t,k}$

In Appendice viene effettuata un'esemplificazione numerica del calcolo dei due coefficienti  $\alpha_t$  e  $\beta_{t,k}$  del modello a previsione a breve termine presentato al Capitolo 3.

## Appendice A

Con riferimento alla Figura 3.1, si presenta un'esemplificazione numerica del calcolo dei coefficienti del modello presentato al Capitolo 3.

Si assuma che l'istante di previsione  $t$  corrisponda all'ora  $h=3$  del giorno  $i$  (i.e. il cui corrispondente valore di consumo idrico è contrassegnato da un cerchio rosso in Figura A.1). Si assuma anche che il lead time di previsione sia pari a  $k=3$  hours (i.e. il valore del consumo idrico da prevedere  $Q_{i+k}^{for}$  è cerchiato in blu in Figura A.1). Si consideri una moving window composta di  $n=3$  settimane.

		Days										
		$i-22$	$i-21$	$i-20$	$i-15$	$i-14$	$i-13$	$i-8$	$i-7$	$i-6$	$i-1$	$i$
Hours of the day h	1	31.55	26.95	25.54	31.48	26.88	25.49	31.48	26.91	32.56	36.56	22.55
	2	28.69	22.21	22.59	28.62	22.15	22.54	28.62	22.16	29.56	32.56	24.55
	3	23.32	22.20	22.54	23.25	22.14	22.49	23.26	22.16	29.56	31.56	19.05
	4	22.96	21.08	18.64	22.88	21.02	18.58	22.89	21.03	30.56	30.56	
	5	19.01	24.77	19.94	18.93	24.71	19.89	18.94	24.72	30.56	29.56	$Q_{i+k}^{for}$
	6	23.02	28.97	27.75	22.94	28.90	27.70	22.95	28.92	42.56	30.56	
	7	29.16	50.81	53.61	29.09	50.74	53.56	29.09	50.76	68.56	35.56	
	8	42.67	63.19	66.58	42.60	63.13	66.52	42.61	63.15	86.56	51.56	
	9	63.91	63.39	64.73	63.84	63.33	64.68	63.84	63.34	80.56	82.56	
	10	74.41	65.20	59.44	74.34	65.14	59.38	74.34	65.16	79.56	98.56	
	11	76.82	63.02	56.69	76.75	62.96	56.64	76.76	62.97	75.56	99.56	
	12	71.10	61.77	57.99	71.02	61.71	57.94	71.03	61.72	75.56	96.56	
	13	64.01	62.85	62.49	63.94	62.58	62.44	63.94	62.60	78.56	86.56	
	14	68.06	64.21	64.15	67.99	64.15	64.10	67.99	64.17	85.56	92.56	
	15	59.29	57.66	58.45	59.22	57.59	58.40	59.22	57.61	73.56	81.56	
	16	51.06	54.34	54.20	50.99	54.28	54.15	50.99	54.29	69.56	71.56	
	17	49.56	52.53	53.75	49.48	52.46	53.69	49.49	52.48	66.56	68.56	
	18	50.52	56.28	56.95	50.44	56.22	56.90	50.45	56.23	67.56	69.56	
	19	52.42	61.53	61.75	52.35	61.46	61.70	52.36	61.48	71.56	72.56	
	20	52.96	64.27	66.44	52.89	64.21	66.39	52.89	64.22	83.56	73.56	
	21	49.35	58.94	60.87	49.28	58.87	60.82	49.28	58.89	81.56	68.56	
	22	41.75	44.74	47.96	41.68	44.68	47.91	41.68	44.70	66.56	59.56	
	23	40.13	42.00	42.87	40.05	41.94	42.82	40.06	41.96	56.56	50.56	
	24	33.04	32.57	33.13	32.97	32.51	33.08	32.98	32.53	40.56	41.56	

Istante di previsione  $t$   
(giorno  $i$ , ora  $h=3$ )

Lead time  $k=3$

29.56 Values used to compute  $\bar{D}_{s_1}^{obs}$

22.54 Values used to compute  $\bar{D}_{s_2}^{obs}$

22.59 Values used to compute  $\bar{D}_{s_3}^{obs}$

22.16 Values used to compute  $\bar{D}_{s_1-24}^{obs}$

22.15 Values used to compute  $\bar{D}_{s_2-24}^{obs}$

22.21 Values used to compute  $\bar{D}_{s_3-24}^{obs}$

Figura A.1.: Valori di consumo idrico orario per i giorni  $\{i, i-1, i-6, i-7, i-8, i-13, i-14, i-15, i-20, i-21, i-22\}$  utilizzati per calcolare  $\alpha_t$  e  $\beta_{t,k}$  per l'istante di previsione  $t$  e considerando un lead time  $k=3$ .

Con riferimento ai valori di consumo idrico, i valori di  $\bar{D}_{s_j}^{obs}$  e  $\bar{D}_{s_j-24}^{obs}$  per  $j=1,2,3$  sono rispettivamente  $\{49.05; 48.45; 48.51\}$  e  $\{46.09; 46.08; 46.15\}$ . Conseguentemente, dall'eq.

$$(3.4) \text{ si ricava } \alpha_t \text{ pari a: } \alpha_t = \frac{1}{3} \sum_{s_j=s_1}^{s_3} \frac{\bar{D}_{s_j}^{obs}}{\bar{D}_{s_j-24}^{obs}} = 1.056$$

Con riferimento ai valori di consumo idrico, i valori di  $Q_{s_j+k}^{obs}$  per  $k=3$  sono  $\{24.72; 24.71; 24.77\}$ . Conseguentemente, dall'eq.(3.6),  $\beta_{t,k}$  è pari a:

$$\beta_{t,k} = \frac{1}{3} \sum_{s_j=s_1}^{s_3} \frac{Q_{s_j+k}^{obs}}{\bar{D}_{s_j}^{obs}} = 0.508$$

# Appendice B

---

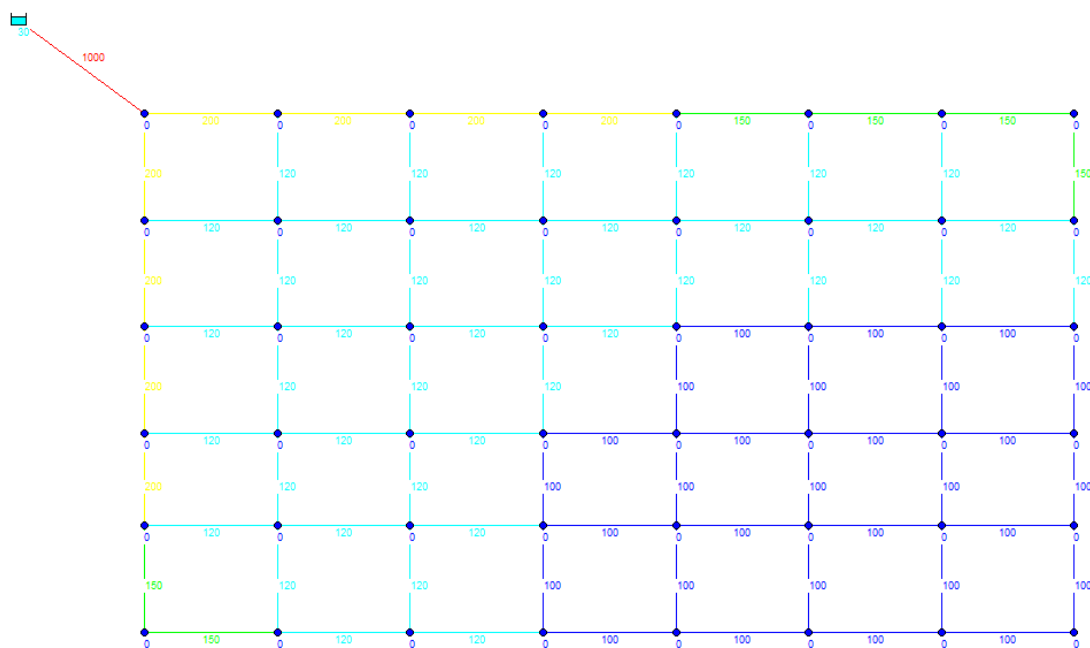
## Applicazione del modello di generazione delle domande idriche

In Appendice viene presentata un'ulteriore applicazione del modello di generazione delle domande idriche presentato al Capitolo 5, volta a evidenziare come una corretta caratterizzazione delle domande idriche possa consentire una simulazione accurata dei sistemi idrici di adduzione e distribuzione in termini di portate nelle condotte e carichi ai nodi.

## Appendice B

Il modello di generazione della domanda residenziale presentato al Capitolo 5 è in grado di riprodurre con accuratezza le singole richieste idriche delle abitazioni di un centro abitato; tale caratterizzazione può risultare utile per perfezionare i criteri di progetto e di gestione delle reti acquedottistiche.

Il test che si propone in Appendice è stato effettuato per valutare se i risultati conseguiti mediante il modello finora utilizzato possano essere utilizzati per la verifica e la progettazione di reti acquedottistiche, senza dover necessariamente conoscere le domande idriche delle diverse utenze nelle varie fasce orarie con un alto livello di precisione. Se infatti i risultati fossero positivi e pertanto gli effetti dati dalle domande generate dal modello fossero gli stessi dati dalle domande osservate, si potrebbero conoscere, ad esempio, le ripercussioni del volume dell'orario di maggior consumo sulla rete, verificando che le velocità e i carichi nelle specifiche condotte si mantengano entro certi limiti o se d'altro canto risultino essere eccessivi. A titolo esemplificativo, con riferimento al caso studio di Gorino, trattato al Capitolo 5 della presente tesi, si è creata una rete acquedottistica fittizia composta da tanti nodi quante sono le utenze di Gorino. In Figura B.2 se ne riporta lo schema:



*Figura B.2. Rete fittizia del distretto di validazione; la quota dei nodi è posta a zero mentre il serbatoio è posto a 30 metri. I diametri delle condotte sono variabili e indicati in figura; inoltre a colore uguale corrisponde uguale diametro.*

Nello schema riportato in Figura B.2, in corrispondenza dei nodi si trova la quota espressa in metri mentre in corrispondenza delle condotte si trova il diametro, espresso in millimetri. In particolare si evidenzia che le scelte fatte in termini di diametri sono da imputare alla necessità di visualizzare i carichi ai nodi e le portate nelle condotte con valori

di carico compresi tra i 20 e i 30 metri e valori di portata compresi tra 0 e 0.55 l/s per le condotte. Nel caso in esame si attribuisce ad ogni nodo una specifica utenza del distretto di Gorino, e viene eseguita una simulazione utilizzando i valori osservati delle domande idriche, mentre un'altra simulazione viene condotta utilizzando le serie temporali di domande generate dal modello e presentate al Capitolo 5. In seguito i risultati ottenuti dalle simulazioni sono stati confrontati mediante degli istogrammi di frequenza e, in particolare, sono stati considerati per ognuna delle 12 fasce i valori di portata per alcune selezionate condotte e i valori di carico per determinati nodi.

In Figura B.2 si riporta lo schema della rete utilizzata, che come precedentemente accennato consiste in una maglia chiusa a 48 nodi alimentata da un unico serbatoio, dove sono stati evidenziati i nodi e le condotte per i quali verrà effettuato il confronto sui carichi e le portate.

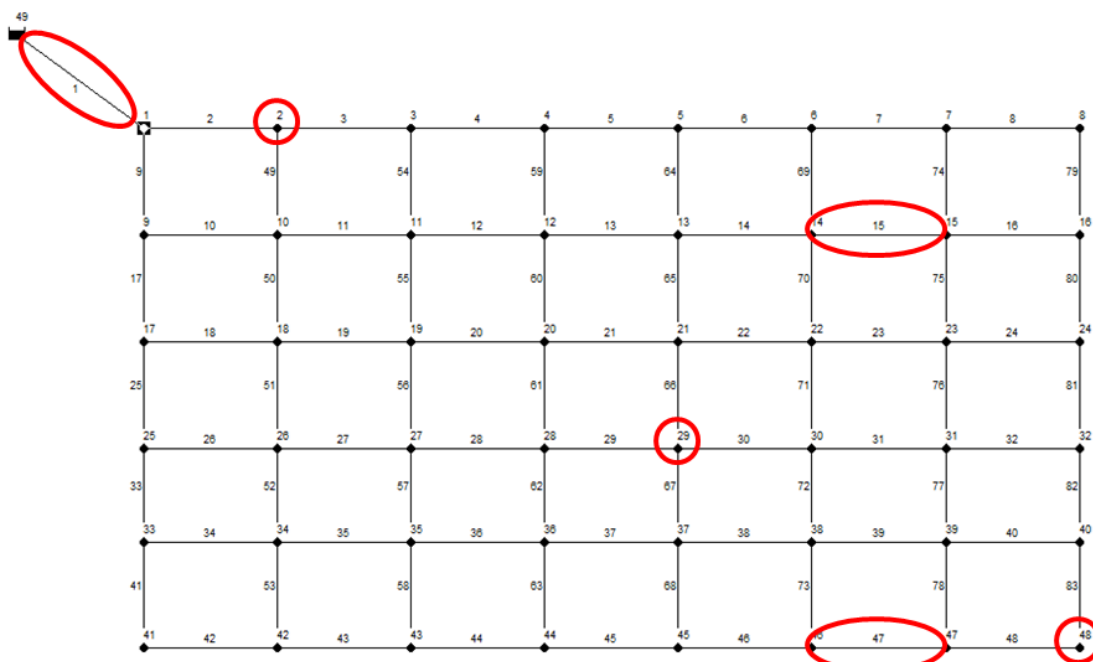


Figura B.2. Schema della rete fittizia del distretto di calibrazione in cui si indica il numero identificativo dei nodi e delle condotte. In particolare sono stati evidenziati gli elementi per i quali verrà condotta un'analisi approfondita.

Gli elementi evidenziati sono i nodi 2, 25 e 48 e le condotte 1, 15 e 47; la scelta è stata effettuata sulla base della posizione all'interno della rete, rispettivamente vicina al serbatoio, centrale e periferica. Gli istogrammi di frequenza ottenuti dalle domande osservate e generate vengono sovrapposti con lo scopo di confrontare gli effetti dati dalle due serie ed in particolare i marker rossi rappresentano i valori dati dalle serie osservate, mentre con i blu quelli dati dalle serie generate. L'esatta sovrapposizione degli istogrammi indica chiaramente una perfetta corrispondenza tra osservato e generato.

## Appendice B

Focalizzando l'attenzione sugli istogrammi di frequenza dei carichi misurati in corrispondenza dei nodi 2, 29 e 48, rispettivamente rappresentati in Figura B.3, Figura B.4 e Figura B.5, si può osservare che gli istogrammi relativi alle serie osservate (in rosso) si sovrappongono quasi del tutto a quelli ottenuti dalle serie generate (in blu). In particolare si consideri il nodo 2: esso si trova vicino al serbatoio e quindi si può ipotizzare che risenta in misura maggiore della domanda considerata nella sua globalità piuttosto delle domande idriche caratteristiche degli altri nodi. Dall'esame di Figura B.3 si può notare in generale una buona sovrapposizione degli istogrammi con un leggero scostamento nella fascia 10, indicando che la domanda globale del distretto è simile nei valori osservati e generati. I nodi 29 e 48, trovandosi più lontano dal serbatoio risentono invece in maniera più marcata delle domande idriche dei singoli nodi della rete e pertanto anche di come esse sono distribuite in senso spaziale e temporale. Da Figura B.4 e Figura B.5 si osserva un leggero scostamento tra gli istogrammi soprattutto nelle fasce 7, 10, 11 e 12, ma la differenza è contenuta e compatibile con le scelte di calcolo effettuate nella fase di generazione delle domande; per tutte le altre fasce la corrispondenza è ottimale.

Per quanto riguarda invece le condotte 1, 15 e 47, in Figura B.6, Figura B.7 e Figura B.8 si riportano i rispettivi istogrammi relativi alle frequenze delle portate ottenute dalle serie osservate (in rosso) e generate (in blu). Dall'esame di queste ultime tre figure si può notare come le portate fluenti paiano risentire meno della posizione relativa all'interno della rete rispetto ai carichi; gli istogrammi relativi alle serie generate sono sostanzialmente sovrapposti a quelli dati dalle serie generate con leggere differenze in alcune fasce. In Figura B.7, corrispondente alla condotta 15, si osservano gli scostamenti più evidenti, anche se sempre contenuti, relativamente alle fasce 11 e 12.

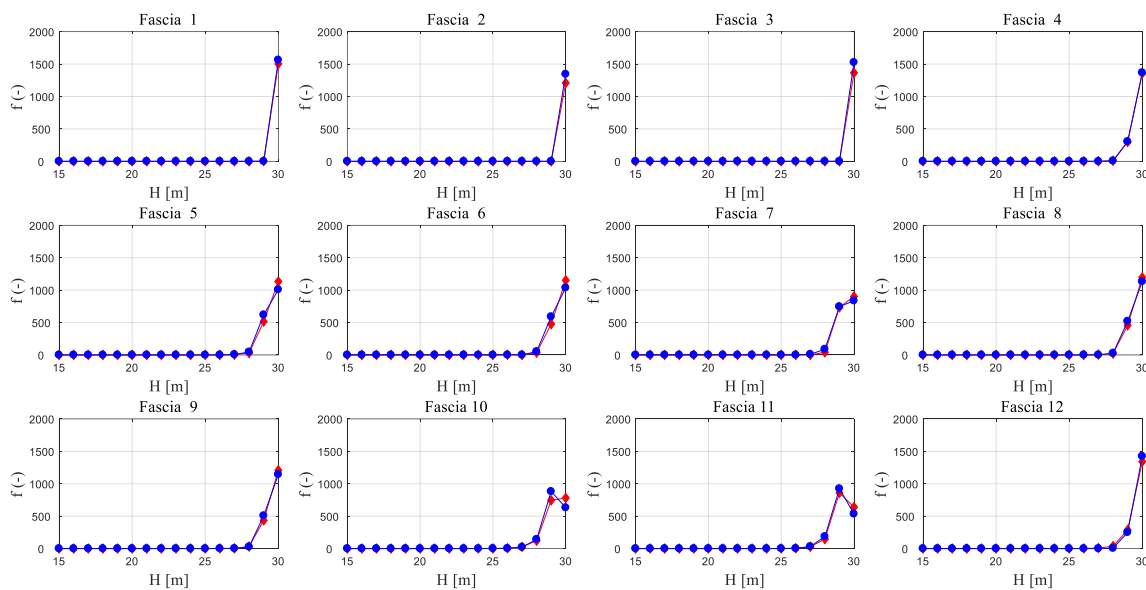


Figura B.3: istogramma di frequenza del nodo 2; in rosso le frequenze dei valori osservati e in blu le frequenze dei valori generati dal modello.

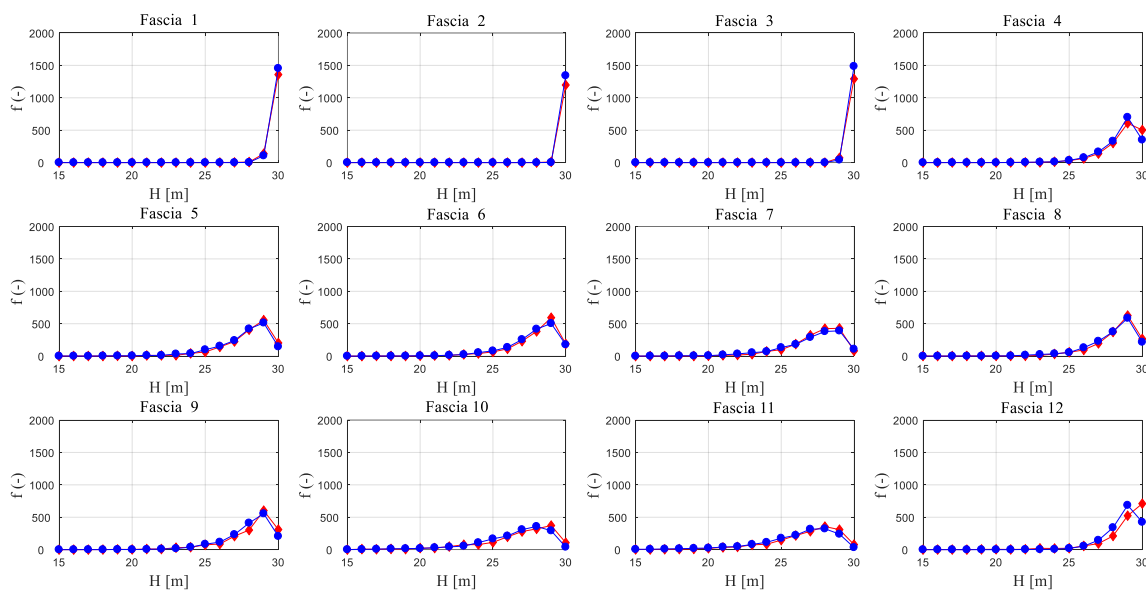


Figura B.4: istogramma di frequenza del nodo 29; in rosso le frequenze dei valori osservati e in blu le frequenze dei valori generati dal modello.

## Appendice B

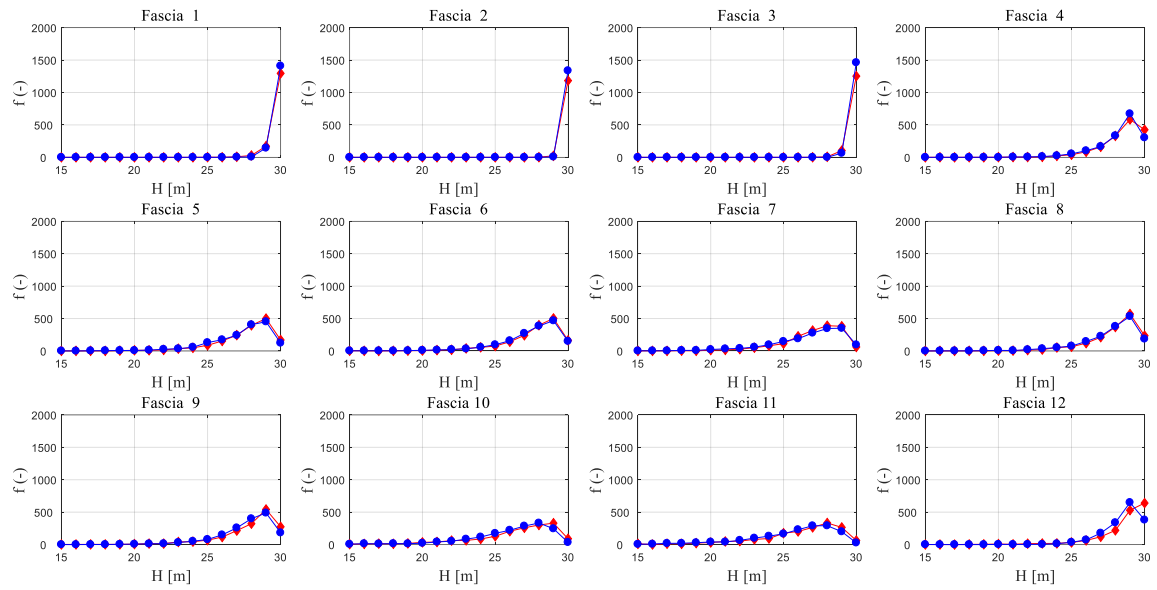


Figura B.5: istogramma di frequenza del nodo 48; in rosso le frequenze dei valori osservati e in blu le frequenze dei valori generati dal modello.

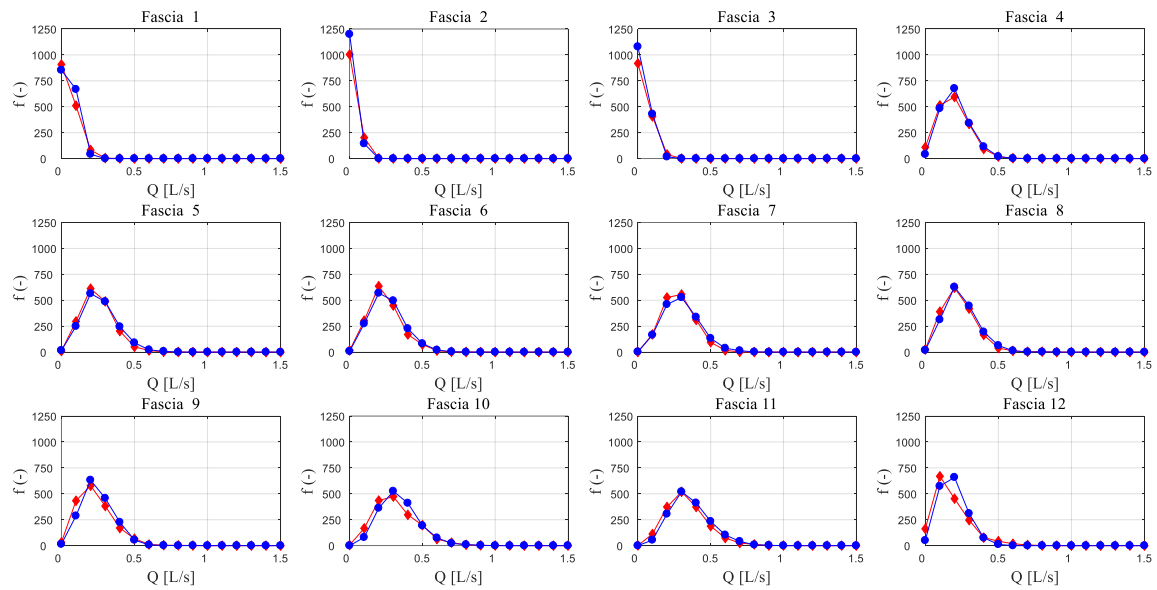


Figura B.6: istogramma di frequenza della condotta 1; in rosso le frequenze dei valori osservati e in blu le frequenze dei valori generati dal modello.



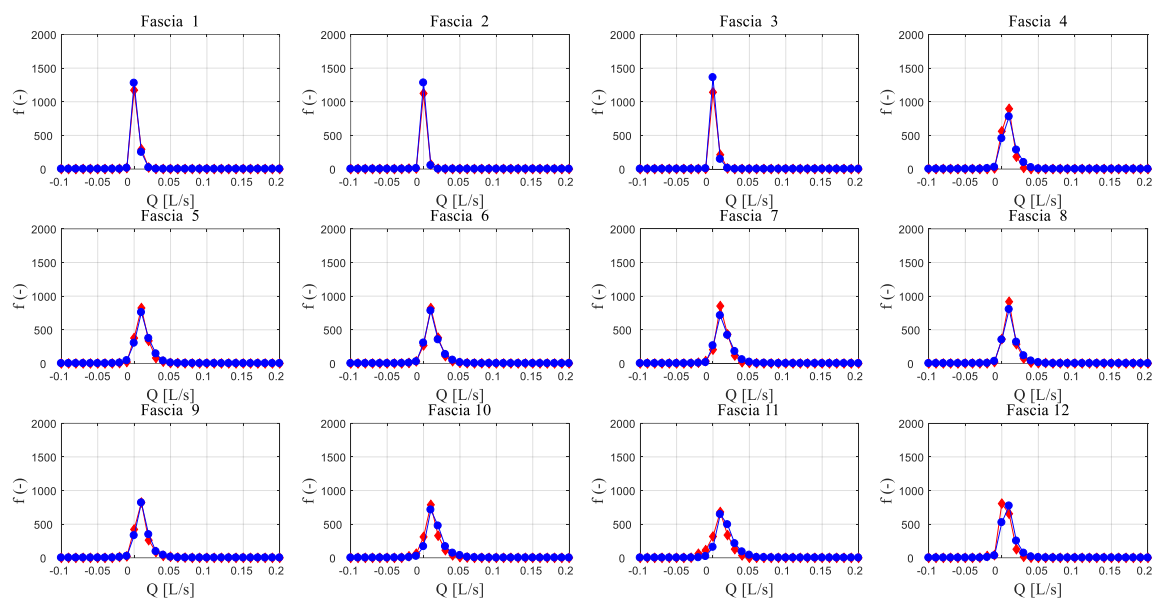


Figura B.7: istogramma di frequenza della condotta 15; in rosso le frequenze dei valori osservati e in blu le frequenze dei valori generati dal modello.

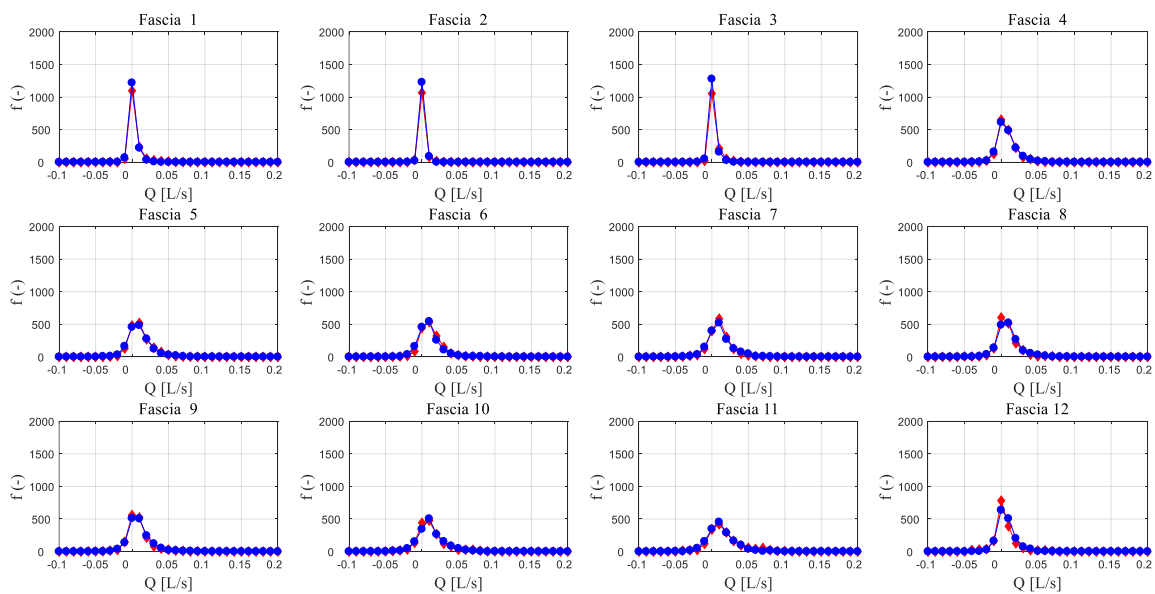


Figura B.8: istogramma di frequenza della condotta 47; in rosso le frequenze dei valori osservati e in blu le frequenze dei valori generati dal modello.



## ***Bibliografia***

Adamowski, J. F. (2008). Peak Daily Water Demand Forecast Modeling Using Artificial Neural Networks. *J. Water Resour. Plan. Manag.*, 134(2), 119–128.

Adamowski, J., Chan, H. F., Prasher, S. O., Ozga-Zielinski, B. Sliusarieva, A. (2012). Comparison of multiple linear and nonlinear regression, autoregressive integrated moving average, artificial neural network, and wavelet artificial neural network methods for water demand forecasting in Montreal, Canada, *Journal of Water Resources Research*, 48, W01528, 1–14.

Ackley, J. R. L., Tanyimboh, T. T., Tahar, B., Templeman, A. B. (2001). “Head-driven analysis of water distribution system.” In :Ulanicki, B., Coulbeck, B. and Rance, J., editors, *Water Software Systems : Theory and Applications*, Vol. 1, Research Studies Press Ltd., Baldock, Hertfordshire, England, 183-192.

Alcocer-Yamanaka, V., Tzatchkov, V., Buchberger, S. (2008). Instantaneous Water Demand Parameter Estimation from Coarse Meter Readings. 8th Annual Water Distribution Systems Analysis Symposium 2006. 1-14. 10.1061/40941(247)51.

Alcocer-Yamanaka, V.H., and Tzatchkov, V.G., (2012). Modeling of Drinking Water Distribution Networks Using Stochastic Demand. *Water Resources Management*, 26, 1779-1792

Alfares H. K, Nazeeruddin M. (2002) “Electric load forecasting: literature survey and classification of methods”. *Int J Syst Sci* 2002, 33(1), 23-34.

Alhumoud, J. (2008). Freshwater consumption in Kuwait: analysis and forecasting. *Journal of Water Supply Research and Technology-AQUA*, 57(4), 279–288.

Altunkaynak, A., Ozger, M., Cakmakci, M. (2005), Water consumption prediction of Istanbul City by using fuzzy logic approach, *Water Resour. Manage*, 19, 641–654.

Alvisi, S., Franchini, M., Marinelli, A. (2003). A stochastic model for representing drinking water demand at residential level. *Water Resour. Manage*, 173, 197–222.

Alvisi S., Franchini M. (2006) Near-optimal rehabilitation scheduling of water distribution systems based on a multi-objective genetic algorithm. *Civil Engineering and Environmental Systems* 23(3), 143-160. doi: 10.1080/10286600600789300.

Alvisi, S., Franchini, M., Marinelli, A. (2007). A short-term, pattern-based model for water-demand forecasting. *Journal of Hydroinformatics*, 9(1), 39–50.

Alvisi S., Creaco E., Franchini M. (2011). “Segment identification in water distribution systems” *Urban Water*, 8(4), 203-217, (ISSN 1573-062X) DOI: 10.1080/1573062X.2011.595803

## Bibliografia

Alvisi S., Franchini M. (2014). A Procedure for the Design of District Metered Areas in Water Distribution Systems. *Procedia Engineering*, 70, 41–50. 10.1016/j.proeng.2014.02.006.

Alvisi S., Ansaloni N., Franchini M. (2016) Comparison of parametric and nonparametric disaggregation models for the top-down generation of water demand time series, *Civil Engineering and Environmental Systems*, 33(1), 3-21, DOI: 10.1080/10286608.2015.1126823.

Alvisi S., Franchini M. (2017). Assessment of predictive uncertainty within the framework of water demand forecasting using the Model Conditional Processor (MCP), *Urban Water*, 14(1), 1-10.

Al-Zahrani, M. A., Abo-Monasar, A. (2015). Urban Residential Water Demand Prediction Based on Artificial Neural Networks and Time Series Models. *Water Resources Management*, 29, 3651–3662.

Aly, A., Wanakule, N. (2004). Short-term forecasting for urban water consumption. *Journal of Water Resources Planning and Management-ASCE*, 130(5), 405–410.

Ang, W.K., Jowitt, P.W. (2006) Solution for Water Distribution Systems under Pressure-Deficient Conditions. *J Water Resour Plan and Manag*, 132(3), 175-182.

Arandia, E., Ba, A., Eck, B., McKenna, S. (2016). Tailoring seasonal time series models to forecast short-term water demand. *J. Water Resour. Plan. Manag.*, 142(3), 1–10.

Arbués, F., Garcia-Valiñas, M., Martinez-Espineira, R. (2003). Estimation of Residential Water Demand: A State-of-the-Art Review. *Journal of Socio-Economics*. 32, 81-102. 10.1016/S1053-5357(03)00005-2.

Babel, M.S. and V.R. Shinde (2011), Identifying Prominent Explanatory Variables for Water Demand Prediction Using Artificial Neural Networks: A Case Study of Bangkok, *Water Resour. Manag.*, 25(6), 1653–1676

Babu K.S., Mohan S. (2012) Extended period simulation for pressure-deficient water distribution network. *J Comput Civ Eng*, 26(4), 498-505. doi:10.1061/(ASCE)CP.1943-5487.0000160.

Bakker, M., Vreeburg, J.H.G., van Schagen, K.M., Rietveld, L.C. (2013). A fully adaptive forecasting model for short-term drinking water demand, *Environmental Modelling & Software*, 48, 141-151.

Bertola P., Nicolini M. (2006) Evaluating reliability and efficiency of water distribution networks. Edited in: *Efficient Management of Water Networks. Design and Rehabilitation technique*, 7-23.

Bhave, R. (1981). Node flow analysis distribution systems. 107, 457-467.

Billings, B., Jones, C. (2008). *Forecasting Urban Water Demand* (2nd ed.). American Waterworks Association.

Blokker, E., Buchberger, S., Vreeburg, J., Dijk, J. (2008). Comparison of Water Demand Models: PRP and SIMDEUM Applied to Milford, Ohio, Data. WDSA 2008, South Africa. 1-14. 10.1061/41024(340)17.

Blokker, E. J. M., Vreeburg, J. H. G., Beverloo, H., Klein Arfman, M., van Dijk, J. C. (2010) A bottom-up approach of stochastic demand allocation in water quality modelling, *Drink. Water Eng. Sci.*, 3, 43–51, doi:10.5194/dwes-3-43-2010.

Buchberger, S. G., Carter, J. T., Lee, Y. H., Schade, T. G. (2003). “Random demands, travel times and water quality in dead-ends, prepared for American water works association research foundation.” *AwwaRF Rep. No. 294*, American Water Works Association Research Foundation, Denver, CO, 470.

Buchberger, S. G., Wells, G. J. (1996). “Intensity, duration and frequency of residential water demands.” *J. Water Resour. Plann. Manage.*, 122(11), 11–19. 10.1061/(ASCE)0733-9496.

Buchberger, S. G., Wu, L. (1995). Model for instantaneous residential water demands. *J. Hydraul. Eng.*, 121 (232), 232–246. 10.1061/(ASCE)0733-9429(1995)

Caiado, J. (2010). Performance of Combined Double Seasonal Univariate Time Series Models for Forecasting Water Demand. *J. Hydrol. Eng.*, 15(3), 215–222.

Carey, M., Hendrickson, C. (2006). Bounds on expected performance of networks with links subject to failure. *Networks*. 14. 439-456. 10.1002/net.3230140307.

Chandapillai, J. (1991). Realistic Simulation of Water Distribution System. *Journal of Transportation Engineering-asce*. 117. 10.1061/(ASCE)0733-947X(1991)117:2(258).

Christodoulou, S.E. *Water Resour Manage* (2011) 25, 1229. <https://doi.org/10.1007/s11269-010-9679-8>

Ciaponi, C. (2009). Performance analysis in water supply. 1-28 in *Performance indicators for the planning, design and management of water supply systems*, Publisher: CSDU, Editors: C. Ciaponi.

Ciaponi, C., Franchioli, L., Papiri, S. (2012). Simplified Procedure for Water Distribution Networks Reliability Assessment. *Journal of Water Resources Planning and Management*. 138, 368-376. 10.1061/(ASCE)WR.1943-5452.0000184.

Ciaponi, C., Franchioli, L., Murari, E., Papiri, S. (2015). Procedure for Defining a Pressure-Outflow Relationship Regarding Indoor Demands in Pressure-Driven Analysis of Water Distribution Networks. *Water Resources Management*. 29. 10.1007/s11269-014-0845-2.

## Bibliografia

Cowpertwait, P. S. P.: 1991, Further developments of Neyman-Scott clustered point process for modelling rainfall, *Water Resour. Res.* 27 (7), 1431–1438.

Cowpertwait, P. S. P.: 1994, A generalized point process model for rainfall, *Proc. R. Soc. Lond., Series A*, 447, 23–37.

Cowpertwait, P. S. P.: 1995, A generalized spatial-temporal model of rainfall based on a clustered point process, *Proc. R. Soc. Lond., Series A*, 450, 163–175.

Cowpertwait, P. S. P., O’Connell, P. E. O., Metcalfe, A. V. and Mawdsley, J. A.: 1996a, Stochastic point process modelling of rainfall, I. Single-site fitting validation, *J. Hydrol.* 175, 17–46.

Cowpertwait, P. S. P., O’Connell, P. E. O., Metcalfe, A. V. and Mawdsley, J. A.: 1996b, Stochastic point process modelling of rainfall, II. Regionalisation and disaggregation, *J. Hydrol.* 175, 47–65.

Creaco, E., Farmani, R., Vamvakeridou-Lyroudia, L. Buchberger, S., Kapelan, Z., Savic, D. (2015a). Correlation or not Correlation? This is the Question in Modelling Residential Water Demand Pulses. *Procedia Engineering.* 119. 1455-1462. 10.1016/j.proeng.2015.08.1006.

Creaco, E., Farmani, R., Vamvakeridou-Lyroudia, L. Buchberger, S., Kapelan, Z., Savic, D. (2015b). Methods for Preserving Duration–Intensity Correlation on Synthetically Generated Water-Demand Pulses. *Procedia Engineering.* 119. 1463-1472. 10.1016/j.proeng.2015.08.1007.

Creaco, E., Farmani, R., Kapelan, Z., Vamvakeridou-Lyroudia, L., Savic, D. (2016a). Considering the Mutual Dependence of Pulse Duration and Intensity in Models for Generating Residential Water Demand. *Journal of Water Resources Planning and Management.* 141. 04015031. 10.1061/(ASCE)WR.1943-5452.0000557.

Creaco, E., Blokker, M., and Buchberger, S. (2016b) Models for Generating Household Water Demand Pulses: Literature Review and Comparison, *J. Water Res. Pl.-ASCE*, 04017013.

Creaco E., Franchini M., Alvisi S. (2010) “Optimal placement of isolation valves in water distribution systems based on valve cost and weighted average demand shortfall”, *Water Resour. Mgmt*, 24(15), 4317-4338, 2010 (ISSN 0920-4741) DOI:10.1007/s11269-010-9661-5.

Creaco E., Franchini M., Alvisi S. (2012). “Evaluating Water Demand Shortfalls in Segment Analysis”, *Water Resour. Mgmt*, 26(8), 2301-2321, 2012 (ISSN 0920-4741) DOI 10.1007/s11269-012-0018-0.

Cullinane, M., E. Lansey, K., Mays, L. (1992). Optimization-Availability-Based Design of Water-Distribution Networks. *Journal of Hydraulic Engineering-asce*. 118. 10.1061/(ASCE)0733 - 9429(1992)118:3(420).

Cutore, P., Campisano, A., Kapelan, Z., Modica, C., Savic, D. (2008). Probabilistic prediction of urban water consumption using the SCEM-UA algorithm. *Urban Water J.*, 5, 125–132.

Dalhuisen, J., J. G. M. Florax, R., de Groot, H. L.F., Nijkamp, P. (2002). Price and Income Elasticities of Residential Water Demand: A Meta-Analysis. *Land Economics*. 79.

De Marchis M., Freni G., (2015) Pump as turbine implementation in a dynamic numerical model: cost analysis for energy recovery in water distribution network. *J Hidroinf*, 17(3), 347-360.

Donkor, E., Mazzuchi, T., Soyer, R., Roberson, A. J. (2014). Urban Water Demand Forecasting: Review of Methods and Models. *Journal of Water Resources Planning and Management*, 140(2), 146-159.

Dos Santos, C. C., Pereira Filho, A. J. (2014). Water Demand Forecasting Model for the Metropolitan Area of Sao Paulo, Brazil, *Journal of Water Resources Management*, 28, 4401–4414.

Espey, M., Espey, J., Shaw, W. (1997). Price elasticity of residential demand for water: A meta-analysis. *Water Resources Research –Water Resour Res*. 33. 1369-1374. 10.1029/97WR00571.

Estrada C., Gonzalez C., Aliod R., Pano J. (2009) Improved pressurized pipe network hydraulic solver for applications in irrigation systems. *J Irrig Drain Eng* 135(4): 421-430. doi:10.1061/(ASCE)IR.1943-4774.0000100

Feng, S., Li, L., Duan, Z., Zhang, J. (2007). Assessing the impacts of South-to-North Water Transfer Project with decision support systems. *Decision Support Systems*, 42(4), 1989–2003.

Foekema, H., and Engelsma, O. 2001. A changing consumption pattern (water use at home 2001), TNS NIPO.

Fujiwara, O., de Silva, A. (1990). Algorithm for Reliability-Based Optimal Design of Water Networks. *Journal of Environmental Engineering-asce* - 116. 10.1061/(ASCE)0733-9372(1990)116:3(575).

Fujiwara O., Ganesharajah T. (1993) Reliability assessment of water supply systems with storage and distribution networks. *Water Resour Res* 29(8), 2917-2924. doi: 10.1029/93WR00857

## Bibliografia

Fujiwara O., Li J. (1998) Reliability analysis of water distribution networks in consideration of equity, redistribution, and pressure-dependent demand.» *Water Resour Res*, 34(7), 1843-1850.

Gagliardi, F., Alvisi, S., Kapelan, Z., Franchini, M. (2017) “A probabilistic short-term water demand forecasting model based on the Markov Chain”, *Water* 2017, 9, 507; doi:10.3390/w9070507

Gargano R., Di Palma F., de Marinis G., Granata F., Greco R. (2015) A stochastic approach for the water demand of residential end users. *Urban Water Journal*, 13(6) 569-582, DOI: 10.1080/1573062X.2015.1011666

Gato, S., Jayasuriya, N., Roberts, P. (2007a). Forecasting Residential Water Demand: Case Study. *J. Water Resour. Plan. Manag.*, 133(3), 218–229.

Gato, S., Jayasuriya, N., Roberts, P. (2007b). Temperature and rainfall thresholds for base use urban water demand modelling. *J. Hydrol.*, 337(3–4), 364–376.

Gelažanskas, L., Gamage, K. (2015). Forecasting Hot Water Consumption in Residential Houses, 8(11), 12702–12717.

Germanopoulos, G. (1985). A technical note on the inclusion of pressure dependent demand and leakage terms in water supply network models. *Civil Engineering Systems*. 2, 171-179. 10.1080/02630258508970401.

Germanopoulos, G., Jowitt, P. W. (1989) Leakage reduction by excessive pressure minimization in a water supply network. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, 87(2), 195-214.

Ghiassi, M., Zimbra, D. K., Saidane, H. (2008). Urban Water Demand Forecasting with a Dynamic Artificial Neural Network Model. *J. Water Resour. Plan. Manag.*, 134(2), 138–146.

Giustolisi O., Savic D., Kapelan Z. (2008) Pressure-driven demand and leakage simulation for water distribution networks. *J Hydraul Eng* 134(5), 626-635. doi:10.1061/(ASCE)0733-9429(2008)134:5(626)

Giustolisi, O., Walski, T.M., (2012). A Demand Components in Water Distribution Network Analysis. *J. Water Res. Plan. Manage.*, 138(4), 356 – 367.

Gorev N. B., Kodzhapirova I. F. (2013) Noniterative Implementation of Pressure-Dependent Demands. *Water Resour Manag* 27(10): 3623-3630. doi: 10.1007/s11269-013-0369-1.

Guercio, R., Magini, R., Pallavicini, I. (2001) Instantaneous residential water demand as stochastic point process, 48.



Gupta, R., P. R. Bhawe. (1996) Comparison of methods for predicting deficient-network performance, *Journal of Water Resources Planning and Management*, 122(3), 214–217.

Hagan, M.T., Menhaj, M.B. (1994) Training feedforward networks with the Marquardt algorithm. *IEEE Transactions on Neural Networks*, 5(6), 989-993.

Herrera, M., Torgo, L., Izquierdo, J., & Perez-Garcia, R. (2010). Predictive models for forecasting hourly urban water demand. *Journal of Hydrology*, 387(1-2), 141–150.

Hutton, C. J., Kapelan, Z. (2015). A probabilistic methodology for quantifying, diagnosing and reducing model structural and predictive errors in short term water demand forecasting. *Environ. Model. Softw.*, 66, 87–97.

Istat (2017). Giornata mondiale dell'acqua, Focus. <http://www.istat.it>

Istat (2017). Giornata mondiale dell'acqua, Censimento dell'acqua. <http://www.istat.it>

Jain, A., Varshney, A. K., Joshi, U. C. (2001). Short-term water demand forecast modelling at IIT Kanpur using artificial neural networks. *Water Resour. Manag.*, 15(5), 299–321.

Jowitt, P. W., Xu, C. (1990) Optimal valve control in water-distribution networks. *Journal of Water Resources Planning and Management*, ASCE, 116(4), 455-472.

Jun, L., Guoping, Y. (2013) Iterative Methodology of Pressure-Dependent Demand Based on EPANET for Pressure-Deficient Water Distribution Analysis, *Journal of Water Resources Planning Management*, 139(1), 34-44. [http://dx.doi.org/10.1061/\(ASCE\)WR.1943-5452.0000227](http://dx.doi.org/10.1061/(ASCE)WR.1943-5452.0000227)

Kalungi, P., Tanyimboh, T., (2003). Redundancy model for water distribution systems. *Reliability Engineering & System Safety* 82(3), 275-286.

Kossieris, P., Efstratiadis, A., Tsoukalas, I., Koutsoyiannis, D. (2015). Assessing the performance of Bartlett-Lewis model on the simulation of Athens rainfall. 10.13140/RG.2.2.14371.25120.

Lee, S., Wentz, E., Gober, P. (2010). Space-time forecasting using soft geostatistics: a case study in forecasting municipal water demand for Phoenix, Arizona. *Stochastic Environmental Research and Risk Assessment*, 24(2), 283–295.

Lertpalangsunti, N., Chan, C.W., Mason, R. Tontiwachwuthikul, P. (1999). Toolset for construction of hybrid intelligent forecasting systems: Application for water demand prediction. *Artif Intell Eng*, 13(1), 21–42.

Liserra, T., K. Benzedian, R. Ugarelli, R. Bertozzi, V. Di Federico, Z. Kapelan (2014) Metabolism-based Modelling for Sustainability Assessment of Urban Water

## Bibliografia

Systems: A Case Study of Reggio Emilia, Italy. IWA Cities of the Future Conference – TRUST2015

Liu, J., H.H.G. Savenije, J. Xu (2003), Forecast of water demand in Weinan City in China using WDF-ANN model, *Phys. Chem. Earth*, 28(4-5), 219–224.

Maidment, D. R., Parzen, E. (1984). Cascade Model of Monthly Municipal Water Use. *Water Resour. Res.*, 20(1), 15–23.

Mays, L. W. (2003). *Water supply systems security*, McGRAW-HILL

Mohamed, M., Al-Mualla, A. (2010). Water demand forecasting in Umm Al-Quwain (UAE) using the IWR-MAIN Specify Forecasting model. *Water Resources Management*, 24(14), 4093–4120.

Monedero, I., Biscarri, F., Guerrero, J. I., Peña M., Roldán M., Leòn, C. (2016) Detection of Water Meter Under-Registration Using Statistical Algorithms. *J Water Resour Plan Manag*, 142(1), 1–10.

Monedero, I., Biscarri, F., Guerrero, J. I., Roldán M., Leòn, C. (2015) An Approach to Detection of Tampering in Water Meters . *Procedia Comput Sci*, 60, 413-421.

Morley M.S., Tricarico C. (2008) Pressure Driven Demand Extension for EPANET (EPANETpdd). Technical Report. Exeter, UK.

Msiza, I. S., Nelwamondo, F. V, Marwala, T. (2008). Water demand prediction using artificial neural networks and support vector regression. *J. Comput.*, 3(11), 1–8.

Ozger S.S., Mays L.W. (2003) A semi-pressure-driven approach to reliability assessment of water distribution networks. In: *Proceedings of 30th IAHR Congress*, Aristoteleio Panepistimio Thessalonikis, Thessaloniki, Greece, 345–352.

Pacchin E., Alvisi S., Franchini M. (2016), Analysis of Non-Iterative Methods and Proposal of a New One for Pressure-Driven Snapshot Simulations with EPANET. *Water Resour Manage*, DOI 10.1007/s11269-016-1511-7

Pacchin, E., Alvisi, S., Franchini, M. (2017). A short-term water demand forecasting model using a moving window on previously observed data. *Water*, 9, 172.

Pacchin E., Gagliardi F., Alvisi S., Franchini M. (2019), “A comparison of short-term water demand forecasting models” In *Water Resources Management*, (), 1-17. DOI: 10.1007/s11269-019-02213-y.

Park, S. (2011) Estimating the Timing of the Economical Replacement of Water Mains Based on the Predicted Pipe Break Times Using the Proportional Hazards Models. *Water Resour Manage*, 25, 2509. <https://doi.org/10.1007/s11269-011-9823-0>

Park H., C. Liebman, Jon. (1993). Redundancy-Constrained Minimum-Cost Design of Water-Distribution Nets. *Journal of Water Resources Planning and Management-ASCE* - 119. 10.1061/(ASCE)0733-9496(1993)119:1(83).

Pathirana A., (2010) EPANET2 Desktop application for pressure driven demand modeling., *Water Distribution System Analysis WDSA 2010*, Tucson, USA.

Piller, O., Van Zyl, J. (2007). A unified framework for pressure driven network analysis. *Proc. of Computer and Control in Water Industry, Water Management Challenges in Global Changes*, Leicester, UK. Volume: Supplementary Proceedings, 25-30.

Piller, O., van Zyl, J. (2009). Pressure-Driven Analysis of Network Sections Supplied Via high-lying Nodes. *Computing and Control in the Water Industry* 1(1), 257-262.

Polebitski, A., Palmer, R. (2010). Seasonal residential water demand forecasting for census tracts. *Journal of Water Resources Planning and Management-ASCE*, 136(1), 27–36.

Puleo V., Fontanazza C. M., Notaro V., De Marchis M., Freni G., La Loggia G. (2014) “Pumps as turbines (PATs) in water distribution networks affected by intermittent service”. *J Hydroinf*, 16(2), 259-271.

Reddy, L.S., Elango, K. (1989). Analysis of water distribution networks with head-dependent outlets. *Civil engineering systems*. 6. 102-110. 10.1080/02630258908970550.

Romano, M., Kapelan, Z. (2014). Adaptive water demand forecasting for near real-time management of smart water distribution systems. *Environ Modell Software* 60, 265–276.

Rossmann L. A. (2007) Discussion of "Solution for water distribution systems under pressure - deficient conditions" by Wah Khim Ang and Paul W. Jowitt. *J Water Resour Plan Manage* 133(6), 566–567. doi: 10.1061/(ASCE)0733-9496(2007)133:6(566.2)

Rossmann L. A. (2000) EPANET 2 User's manual Water Supply and Water Resources Division. National Risk Management Research Laboratory, Cincinnati.

Sayyed M., Gupta R., Tanyimboh T.T. (2014) Modelling Pressure Deficient Water Distribution Networks in EPANET. *Water Distribution System Analysis Conference, WDSA2014, Urban Water Hydroinformatics and Strategic Planning* 89:626-631. doi:10.1016/j.proeng.2014.11.487

Sayyed M., Gupta R., Tanyimboh T. (2015) Noniterative application of EPANET for pressure dependent modelling of water distribution systems. *Water Resour Manage* 29(9): 3227-3242.

## Bibliografia

Seyoum A. G., Tanyimboh T. T. (2014) Application of pressure - dependent EPANET extension. 11th International Conference on Hydroinformatics. New York. doi:10.1680/wama.12.00118

Shabani, S., Yousefi, P., Adamowski, J. (2016). Intelligent Soft Computing Models in Water Demand Forecasting. In I. M. M. Rahman, Z. A. Begum, and H. Hasegawa (Eds.), *Water Stress in Plants*, 99–117. Intech.

Siew C., Tanyimboh T. T. (2010) Pressure - dependent EPANET extension: extended period simulation. *Water Distribution Systems Analysis WDSA 2010*. Tucson, USA. doi: 10.1061/41203(425)10

Siew C., Tanyimboh T. T. (2012) Pressure - dependent EPANET extension. *Water Resour. Manage.* 26(6): 1477 - 1498. doi:10.1007/s11269-011-9968-x

Sivakumar P., Prasad R. K. (2015) Extended Period Simulation of Pressure-Deficient Networks using Pressure-Reducing Valves. *Water Resour. Manage.* 1713-1730.

Sivakumar P., Prasad R. K. (2014) Simulation of Water Distribution Network under Pressure-Deficient Condition. *Water Resour. Manage.* 28(10): 3271-3290.

Sun, A. Y., Wang, D., Xu, X. (2014). Monthly streamflow forecasting using Gaussian process regression. *J. Hydrol.*, 511, 72–81.

Tabesh, M., Soltani, J., Farmani, R., Savic D. (2009) Assessing pipe failure rate and mechanical reliability of water distribution networks using data-driven modeling. *Journal of Hydroinformatics*; 11 (1): 1–17. doi: <https://doi.org/10.2166/hydro.2009.008>

Tanyimboh, T., Tabesh, M. (1997). Discussion: Comparison of Methods for Predicting Deficient-Network Performance. *Journal of Water Resources Planning and Management-ASCE* - J. 123. 10.1061/(ASCE)0733-9496(1997)123:6(369).

Tanyimboh, T.T., Templeman, A.B. (2004) A new nodal outflow function for water distribution networks. *Proceedings of the 4th International Conf. on Eng. Computational Technology*, Stirling, UK, ISBN 0-948749-98-9.

Tanyimboh, T., Templeman, A.B. (2010) Seamless pressure-deficient water distribution system model. *Proceedings of the ICE – Water Management*, 163 (8). 389-396. ISSN 1741-7589 , <http://dx.doi.org/10.1680/wama.900013>

Tiwari, M. K., Adamowski, J. F. (2015). Medium-Term Urban Water Demand Forecasting with Limited Data Using an Ensemble Wavelet-Bootstrap Machine-Learning Approach, *Journal of water resources planning and management*, 141.

Todini, E. (2008). A model conditional processor to assess predictive uncertainty in flood forecasting. *Int. J. River Basin Manag.*, 6(2), 123–137.

- Todini E., Pilati S. (1988) A gradient algorithm for the analysis of pipe networks. *Computer Applications in Water Supply Vol. 1 – System Analysis and Simulation*: 1-20.
- Tucciarelli T., Criminisi A., Termini D. (1999) Leak Analysis in Pipeline Systems by Means of Optimal Valve Regulation. *Journal of Hydraulic Engineering* 125(3), 277-285.
- Udo A., Ozawa T. (2001) Steady-state flow analysis of pipe networks considering reduction of outflow in the case of low water pressures. *Water Software Systems: Theory and applications Volume 1*, Research Studies Press Ltd, UK, B Ulanicki, B Coulbeck and J Rance (Eds), 173-182.
- Van Zyl J., Borthwick J., Hardy A. (2003) OOTEN: An Object-oriented programmers toolkit for EPANET. *Proc. of Computer and Control in Water Industry CCWI 2003 Advances in water supply management*. London.
- Van der Broek, A., Breedveld, K. (1995). Time-budget survey 1995-TBO'95 computer file, Sociaal en Cultureel planbureau, Amsterdam (in Dutch).
- Vrugt, J. A., Gupta, H. V., Bouten, W., Sorooshian, S. (2003). A Shuffled Complex Evolution Metropolis algorithm for optimization and uncertainty assessment of hydrologic model parameters. *Water Resour. Res.*, 39(8), 1201.
- Wagner J., Shamir U., Marks D. H. (1988) Water distribution reliability: Simulation Methods. *J Water Resour Plan Manage Div*, 114(3), 253-275.
- Walski, M., Chase, D., Savic, D., Grayman, W., Beckwith, S., Koelle, E. (2003). *Advanced water distribution modeling and management*. Waterbury, CT: Haestad Press.
- Walski, T. M. (2006), A history of Water distribution. *Journal - American Water Works Association*, 98: 110-121. doi:10.1002/j.1551-8833.2006.tb07611.x
- Wu, Z. Y., Wang, R. H., Walski, T. M., Yang, S. Y., Bowdler, D., Baggett, C. C. (2006). Efficient pressure dependent demand model for large water distribution system analysis. *Proc., Water Distribution System Analysis WDSA 2006 Reston, VA*.
- Wu, Z. Y., Wang, R. H., Walski, T. M., Yang, S. Y., Bowdler, D., Baggett, C. C. (2009). "Extended global-gradient algorithm for pressure-dependent water distribution analysis." *J. Water Resour. Plann. Manage.*, 135(1), 13–22.
- Wu, L., Zhou, H. (2010). Urban water demand forecasting based on HP filter and fuzzy neural network. *Journal of Hydroinformatics*, 12(2), 172–184.
- Zhou, S., McMahon, T., Walton, A., Lewis, J. (2002). Forecasting operational demand for an urban water supply zone. *Journal of Hydrology*, 259(1-4), 189–202.
- Zhang, J., Song, R., Bhaskar, N. R., French, M. N. (2006). Short-term water demand forecasting: A case study. *Water Distribution Systems Analysis WDSA 2006*.

## Bibliografia

Zhou, S. L., McMahon, T. A., Walton, A., Lewis, J. (2000). Forecasting daily urban water demand: A case study of Melbourne. *J. Hydrol.*, 236(3–4), 153–164.

Zhou, S. L., McMahon, T. A., Walton, A., Lewis, J. (2002). Forecasting operational demand for an urban water supply zone. *J. Hydrol.*, 259(1–4), 189–202.

## *Ringraziamenti*

Giunta alla conclusione del Dottorato, ringrazio innanzitutto i miei relatori, il prof. Stefano Alvisi e il prof. Marco Franchini, per avermi dato l'opportunità di intraprendere questo percorso e per avermi mostrato come si affronta la ricerca, condividendo con me le loro conoscenze e dandomi la possibilità di crescere sia da un punto di vista professionale che personale.

Ringrazio i colleghi del Laboratorio di Idraulica, in maniera particolare Francesca, Giulia e Francesco, per la stima e l'amicizia che mi hanno dimostrato e per i consigli che mi hanno dato.

Un ringraziamento particolare va ai miei genitori, Francesca e Alessio, che mi hanno sempre sostenuto nella scelta di proseguire gli studi, che mi hanno ascoltato e consigliato stando sempre al mio fianco.

Ringrazio mia sorella Angela, che mi ha mostrato la tenacia e la determinazione nel voler perseguire un obiettivo e l'entusiasmo per la disciplina che si ama.

Vorrei infine ringraziare mio marito, Nicola, che mi ha incoraggiato, sostenuto e accompagnato e senza il quale, senza ombra di dubbio, non avrei neanche iniziato questo percorso e non sarei ciò che sono.





