

POLITECNICO DI TORINO

FACOLTÀ DI INGEGNERIA CIVILE

DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA DELL'AMBIENTE, DEL TERRITORIO E DELLE
INFRASTRUTTURE



Tesi di Laurea Magistrale

MODELLAZIONE NUMERICA DI UNA RETE IDRICA DI DISTRIBUZIONE

RELATORE:

Prof. Ing. Fulvio Boano

CANDIDATO:

Tommaso Alfonso

CORRELATORE:

Ing. Marco Scibetta (SMAT s.p.a.)

ANNO ACCADEMICO 2017-2018

INDICE

1 Introduzione

1.1 Premesse.....	1
1.2 Obiettivi.....	3

2 Caratteristiche principali degli acquedotti

2.1 Generalità.....	5
2.2 Opere di presa.....	7
2.3 Impianti di sollevamento.....	14
2.4 Rete di adduzione.....	17
2.5 Il serbatoio.....	27
2.6 Rete di distribuzione.....	31

3 Rete idrica di Hill Town

3.2 Hill Town.....	39
3.2 Acquedotto di Hill Town.....	40

4 Software utilizzati

4.1 Introduzione.....	51
4.2 Epanet 2.0.....	52

5 Costruzione del modello

5.1 Introduzione.....	65
5.2 CTR e curve di livello.....	67
5.3 Esportazione shapefiles da SIT.....	70
5.4 Verifica shapefile condotte.....	74
5.5 Realizzazione manuale degli impianti.....	75
5.6 Inserimento curve caratteristiche e controlli.....	78
5.6 Divisione in distretti.....	81

6 Calibrazione del modello

6.1 Introduzione.....	85
6.2 Fasi operative della calibrazione.....	87

7 Analisi della rete..... 91

7.1 Tracciamento degli impianti.....	91
7.2 Analisi energetica.....	95
7.3 Analisi idraulica.....	98
7.4 Individuazione distretti.....	104
7.5 Scenari di emergenza.....	110

8 Conclusioni..... 113

Indice

Bibliografia e Sitografia

Appendice Report di Epanet 2.0.

1 INTRODUZIONE

1.1 Premesse

Il modello di simulazione di una rete idrica rappresenta, oggi, un valido aiuto per i Gestori del Servizio Idrico Integrato e può essere considerato, oltre che un efficace strumento di calcolo per la verifica di una rete, un vero e proprio strumento gestionale. Grazie ad esso infatti è possibile sia progettare e verificare nuovi elementi del sistema idrico sia individuare eventuali carenze e malfunzionamenti di quelli già esistenti, effettuare bilanci e prendere decisioni operative, al fine di economizzare i costi ed offrire un servizio adeguato alle esigenze della comunità. Il modello permette infatti di studiare il comportamento della rete in diversi scenari e permette di ipotizzare eventuali criticità che potrebbero colpire il sistema in modo da avere un appropriato supporto nella stesura di piani d'intervento per garantire un servizio più sicuro ed efficiente all'utenza.

Lo sviluppo di un modello che rispecchi nel miglior modo possibile la situazione reale della rete richiede un'ampia conoscenza del sistema fisico in questione, dai dati geometrici e topologici del sistema ai dati di consumo, con un livello di informazione funzione del grado di dettaglio che si vuole raggiungere dal modello stesso; ovviamente più dettagliate e vaste sono le informazioni in possesso del modellista più la simulazione software rispecchia la realtà.

All'interno di un'efficace gestione del sistema non c'è solo la necessità di garantire un servizio sicuro ed efficiente all'utenza ma vi è anche la necessità di ridurre al minimo le perdite nel rispetto della risorsa.

Oggi, il problema della risorsa è più che mai attuale; L'acqua dolce, infatti è un importante e limitata risorsa e la sua disponibilità è direttamente legata al benessere ed alla prosperità della società anche se in questi ultimi anni i cambiamenti climatici e le cattive gestioni aziendali stanno mettendo a dura prova le fonti idriche mondiali.



Fig. 1.1 Disponibilità idrica mondiale

L'Italia come si evince dalla figura soprastante appartiene a quell'insieme di Stati in cui la risorsa idrica risulta essere sufficiente; l'apporto globale delle piogge è stato infatti valutato in 296 miliardi di m³ collocandosi con forza tra i più alti valori a livello mondiale anche se tale cubatura è altamente non uniforme dal punto di vista della localizzazione geografica. Di tale volume però, la parte effettivamente utilizzabile dipende dalla capacità di invaso dei serbatoi esistenti in Italia che ad oggi possono accumulare realmente circa 42 miliardi di m³ l'anno; aggiungendo a questi volumi

quelli derivanti dalle acque sotterranee, stimabili in circa 12 miliardi di m³ annui si può affermare che, in funzione delle infrastrutture idrauliche presenti nel territorio la disponibilità idrica totale odierna ammonta a circa 54 miliardi di m³ annui.

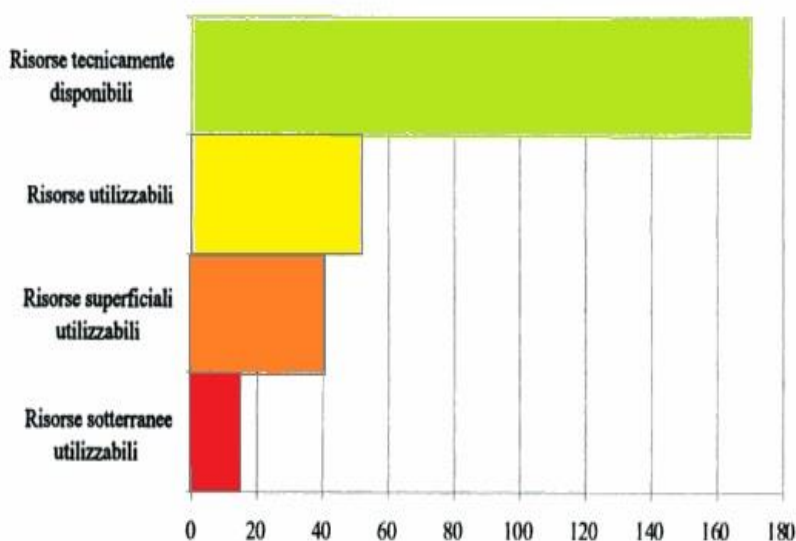


Fig. 1.2 Suddivisione risorse idriche Italiane

Secondo i dati forniti dall'Ocse (IRSA - CNR, 2003), l'Italia è il paese Europeo che, in rapporto agli abitanti, consuma più acqua in Europa: rispetto ad una media dei Paesi dell'UE di 604 m³ per abitante all'anno, l'Italia registra un valore stimato di circa 908 m³, seconda solo all'Olanda; inoltre, il settore idrico italiano presenta una serie di caratteristiche, che almeno dal punto di vista della politica economica ed ambientale nazionale, sono decisamente negative:

- è al primo posto come quantità di acqua prelevata per uso domestico;
- per quanto concerne il settore agricolo, è al primo posto per quanto riguarda i consumi per ettaro irrigato;
- ha perdite di circa il 33%, rispetto una media Europea del 10%.

Alla base di queste differenze rispetto al resto dei Paesi Europei, sottolineando che negli ultimi anni vi è stato comunque un netto miglioramento, vi è sicuramente la carenza e la non perfetta efficienza delle infrastrutture idrauliche presenti nel territorio, mediamente meno efficienti se confrontate con altre realtà Europee e con forti differenze tra Nord, Centro e Sud Italia; le più gravi carenze si registrano nelle Regioni di Sicilia, Calabria e Sardegna.

La rete idrica Italiana presenta circa 337.452 km di condotte e di queste quasi 50.000 km andrebbero rifatte (ISPRA - Il sistema degli acquedotti in Italia, 2009); questa stima è comunque una valutazione di massima e non è supportata da un'attività di ricerca approfondita dato che l'unico parametro usato per tale stima, anche se non unico indice dello stato di salute di una tubazione, è l'età media di vita della stessa con il quale vengono pianificati in maniera qualitativa eventuali interventi di manutenzione. Tale parametro varia in funzione della realtà regionale da un minimo di 12 anni ad un massimo di 45 anni stimato per la Regione Piemonte. Dalla differenza tra i volumi di acqua immessa e i volumi di acqua complessivamente erogati si può risalire alle perdite idriche delle reti italiane. È intuitivo pensare che un sistema di approvvigionamento idrico è tanto più soggetto a perdite tanto più questo è obsoleto anche se bisogna sottolineare che non tutte le perdite idriche sono da ricondursi ad un sistema di condotte datato. Infatti le perdite si dividono in due grandi categorie:

- perdite apparenti
In questa categoria rientrano le perdite dovute ai consumi non autorizzati, come gli allacci abusivi, e gli errori di lettura dei contatori;

- perdite reali
In questa categoria rientrano le perdite dovute ad un insieme di infrastrutture idrauliche obsolete o mal gestite come le perdite nelle condotte, quelle per lo straripamento dei serbatoi di stoccaggio e quelle dovute alle cattive connessioni nei punti di servizio all'utenza.

Una corretta gestione di tali perdite è fondamentale per uno sviluppo sostenibile dato che esse hanno un notevole impatto negativo su vari settori; da un punto di vista economico infatti maggiore è la percentuale di risorsa persa, maggiore è il quantitativo di acqua che bisogna immettere in rete con conseguente aumento dei costi di estrazione, trattamento e trasporto; questo incide anche dal punto di vista ambientale dato che un continuo aumento della risorsa immessa in rete porta ad un maggiore stress per le fonti di approvvigionamento e maggiori emissioni di diossido di carbonio dato che viene usato un quantitativo di energia maggiore per le operazioni di depurazione, potabilizzazione e pompaggio della risorsa. A questi problemi vanno aggiunti sicuramente quelli di carattere sociale in quanto le perdite idriche causano disagi ai consumatori i quali vengono colpiti da una carenza di approvvigionamento.

Al di là del problema delle perdite vi è anche il problema di una corretta gestione in fase di operatività del sistema. Una rete idrica è infatti un sistema dinamico che lavora sotto vari scenari ed una visione completa richiede un'analisi accurata di ognuno di questi scenari; non è infatti detto che un solo scenario basta a rappresentare le caratteristiche della rete e per una corretta gestione è opportuno analizzarli tutti.

Detto questo, appare chiaro come andare a pianificare un qualsiasi intervento sulla sola base di un parametro o sulla sola base dell'esperienza è tanto rischioso quanto inefficiente dato che i parametri che entrano in gioco sono molteplici e le possibili conseguenze di eventuali errori portano a disagi notevoli. Da qui nasce la necessità di avere a disposizione un modello di simulazione idraulica, strumento con il quale si può studiare in qualsiasi condizione il comportamento della rete e con il quale si possono pianificare eventuali piani di intervento, avendo la possibilità di una completa visione delle grandezze caratteristiche di una rete idrica in ogni punto della stessa.

1.2 Obiettivi

La presente tesi, che fa seguito ad un'attività di tirocinio svolta presso la SMAT s.p.a., ha come scopo la realizzazione di un modello di simulazione idraulica per la rete idrica di Hill Town e l'analisi della stessa per l'individuazione di eventuali carenze o malfunzionamenti. Essa si articola in 8 capitoli la cui struttura è di seguito descritta.

Il capitolo 1 definisce cos'è un modello di simulazione idraulica, le sue funzioni e l'importanza di una corretta gestione delle reti idriche; riassume anche brevemente lo scopo della tesi e la sua struttura.

Il capitolo 2 definisce le caratteristiche proprie di un generico sistema di approvvigionamento idrico con riferimento agli elementi tipici di una rete idrica, alle loro funzioni ed alla loro struttura; si fa particolare attenzione alla descrizione delle reti di adduzione, delle reti di distribuzione, degli impianti di pompaggio, dei sistemi di stoccaggio e compenso della risorsa idrica e delle opere di presa.

Il capitolo 3 analizza le principali caratteristiche della rete idrica di Hill Town oggetto di studio attraverso la descrizione generale del sistema, lo schema idraulico e le principali fasi di produzione dell'acquedotto.

Il capitolo 4 descrive i software utilizzati per la costruzione del modello, la calibrazione dello stesso e l'analisi della rete; queste fasi sono eseguite in ambiente EPANET 2.0 e QGIS.

Il capitolo 5 si concentra sulla costruzione del modello; in esso vengono descritte tutte le fasi che hanno permesso il passaggio da una rete idrica fisicamente posta nel territorio ad una rete idrica modellata tramite software; il capitolo prevede anche una parte descrittiva sui principi di divisione in distretti della rete.

Il capitolo 6 definisce la calibrazione del modello con un riferimento all'algoritmo sviluppato in ambiente PYTHON dai ricercatori SMAT; tale capitolo prevede anche una breve spiegazione dei principi idraulici alla base del suddetto algoritmo.

Il capitolo 7 spiega le tipologie d'analisi effettuate e mette in evidenza i risultati ottenuti.

Il lavoro di tesi viene chiuso dal capitolo 8, nel quale vengono descritte le considerazioni conclusive sul lavoro svolto.

Per motivi di privacy il reale nome del comune è stato sostituito con Hill Town.

2 CARATTERISTICHE PRINCIPALI DEGLI ACQUEDOTTI

2.1 GENERALITÀ

L'acqua ha da sempre costituito un bene essenziale per lo sviluppo di qualsiasi forma di attività, per il miglioramento della qualità della vita ed è un elemento imprescindibile per ogni essere vivente. Uno dei principali usi dell'acqua è ovviamente quello destinato al consumo umano e questo è dimostrato dal profondo impegno da parte dell'uomo, fin dalle più antiche civiltà, di realizzare opere, anche complesse, destinate al trasporto, allo stoccaggio ed alla distribuzione di acqua potabile.

Oggigiorno, l'incremento demografico, il miglioramento della qualità della vita e lo sviluppo delle attività umane, hanno fatto incrementare di molto la richiesta idrica e questo ha di conseguenza portato ad una notevole attenzione sulla gestione e sulla progettazione di quelle opere dedite all'estrazione, allo stoccaggio ed alla distribuzione della risorsa idrica: Gli acquedotti.

Un acquedotto è una costruzione idraulica che comprende diverse parti, le quali devono essere dimensionate singolarmente e poi verificate nell'insieme. Più precisamente le opere in cui si suddivide un acquedotto sono:

- rete di adduzione; questa ha il compito di trasportare la risorsa idrica dalla zona di approvvigionamento alla zona di distribuzione;
- rete di distribuzione; questa ha il compito di distribuire l'acqua ai singoli utenti all'interno della zona di utilizzo;
- opere di presa, di regolazione, di sollevamento e di trattamento delle acque.

Come detto, ognuna di tali opere viene progettata singolarmente, ma dato che esse interagiscono costantemente tra di loro la progettazione non può esimersi da una visione d'insieme. Il primo passo, per ogni sistema idrico, consiste nell'individuazione delle fonti d'approvvigionamento che possono essere di vario tipo (acque sotterranee, laghi, dighe, corsi d'acqua) ed il cui utilizzo deve essere valutato in funzione della quantità e della qualità di risorsa idrica. Ogni acquedotto viene infatti progettato per una vita utile di 50 anni e questo comporta delle analisi di tipo statistico per valutare lo sviluppo demografico ed economico del centro urbano in modo tale da prevedere e dimensionare il sistema non per la richiesta propria dell'anno di progettazione ma per quella relativa alla vita utile della rete; in questo modo è possibile valutare l'effettiva capacità di una fonte di approvvigionamento di colmare le richieste delle utenze. Bisogna poi valutare anche la qualità dell'acqua dato che quella per uso potabile deve rispettare dei requisiti stabiliti dalle leggi vigenti. Particolare attenzione deve poi essere posta nel posizionamento e nel dimensionamento dei serbatoi posti tra la rete di adduzione e di distribuzione od all'interno della rete di distribuzione al fine di regolare l'erogazione della portata in modo tale da garantire in qualsiasi momento delle 24 ore un efficiente servizio atto al soddisfacimento delle richieste dell'utenza.

Una volta individuate le fonti di approvvigionamento e scelti i punti in cui posizionare i serbatoi si può procedere al tracciamento della rete adduttrice. Solitamente negli acquedotti le adduttrici sono costituite da condotte in pressione anche se nel caso di portate molto rilevanti non è strano imbattersi in condotte a pelo libero; queste generalmente vengono escluse perché la loro realizzazione comporta alcuni problemi di carattere operativo primo fra tutti l'allungamento del tracciato per ottenere una pendenza sensibilmente costante e l'esproprio del terreno circostante la condotta stessa per la tutela della sicurezza igienica dell'acqua. È buona regola prevedere la posa delle condotte lungo percorsi facilmente accessibili come sedi stradali e sentieri in modo da ridurre i costi di cantiere e rendere più facile l'accesso ai mezzi e agli operatori sia in fase di costruzione che nella successiva fase di manutenzione.

L'ultima fase della progettazione di un sistema di approvvigionamento idrico consiste nella definizione e nel dimensionamento della rete di distribuzione. Dall'esame dell'altimetria del territorio da servire si dovrà verificare la necessità di adottare una sola rete distributrice o più reti distributrici a diversi livelli piezometrici; questo fondamentalmente è dovuto al fatto che in una rete le altezze piezometriche d'esercizio devono di norma essere comprese tra un minimo di 20 m ed un massimo di 80 m rispetto al pieno stradale, il che significa in linea di massima che una rete non può coprire dislivelli maggiori di 60 m e questo deve essere verificato sia in condizioni di portata minima diurna

che di portata massima notturna.

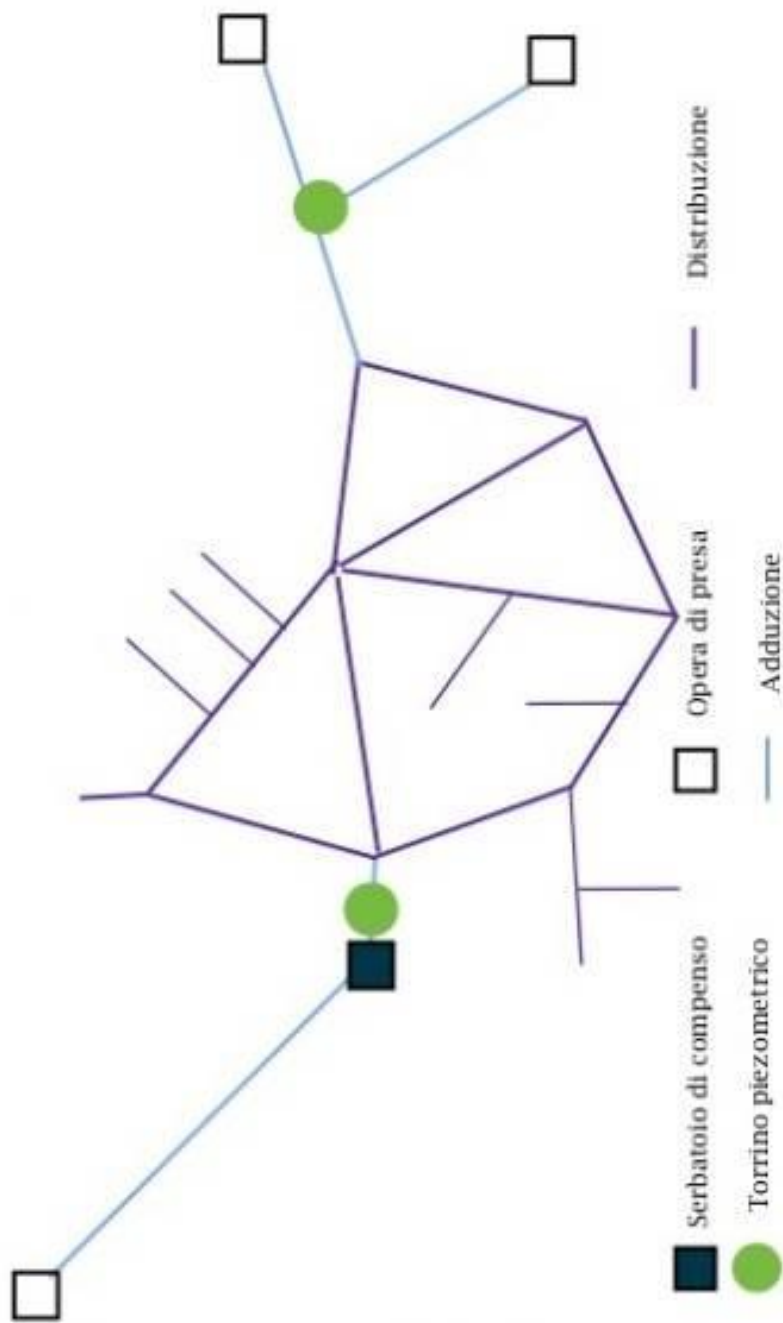


Fig. 2.1 Topologia di un sistema di approvvigionamento idrico

2.2 OPERE DI PRESA

Le opere di presa sono quelle opere utilizzate per l'approvvigionamento idrico e la scelta di quale tipologia utilizzare dipende dal tipo di fonte individuata. Tali fonti si dividono in :

- Sorgenti: esse sono affioramenti spontanei di acqua sotterranea in superficie derivanti dalla particolare morfologia del terreno; essendo acque sotterranee, grazie alla protezione data dal terreno stesso, presentano un grado notevolmente minore di inquinanti rispetto alle altre tipologie di fonti ed inoltre, affiorando spontaneamente in superficie rendono più facile ed economico il prelievo dato che non vi è la necessità di costruire pozzi o prevedere impianti di pompaggio;
- Acque di falda: queste possono essere falde freatiche o falde artesiane; quella freatica è più superficiale mentre quella artesiaiana è più profonda. Essendo acque di falda sono poco soggette all'inquinamento ma questo è vero solo per quelle artesiane; quelle freatiche infatti essendo più superficiali sono soggette a tutte le attività inquinanti che gravano sul bacino dal quale la falda stessa si rifornisce;
- Acque superficiali: esse hanno il vantaggio di una relativa facilità di approvvigionamento ed una quantità tale da non creare nessun tipo di problema; hanno però il problema di una qualità alquanto scadente e difficilmente prevedibile. Esse infatti sono soggette oltre al normale inquinamento dovuto alle attività inquinanti standard anche ad eventuali fattori inquinanti accidentali. In questa tipologia di fonte ricadono i fiumi in pianura ed i torrenti montani, i laghi naturali o artificiali e i mari, anche se in questo ultimo caso vi è il problema della desalinizzazione che implica costi notevoli.

In Italia la principale fonte usata è quella relativa alle acque di falda mentre la meno usata è quella relativa all'acqua di mare. In funzione della fonte che viene scelta varia il tipo di opera di presa usata anche se la prima operazione da fare resta, indipendentemente dalla scelta , un'attenta analisi per valutare l'effettiva quantità e qualità della risorsa idrica a disposizione nella fonte.

Nel caso in cui la fonte è rappresentata da una sorgente allora bisogna distinguere due casi:

- Affioramento puntuale;
- Affioramento diffuso.

Nel primo caso l'opera di approvvigionamento usata è il bottino di presa mentre nel secondo caso si usano le gallerie drenanti.

Il bottino di presa è costituito da un apparato chiuso all'interno del quale vi sono una serie di vasche in cui l'ultima alimenta una condotta di presa che costituisce l'inizio della rete idrica. Il bottino di presa viene realizzato scavando nella parete, permeabile per sua natura dato la presenza della sorgente, per permettere il fissaggio dell'opera al territorio e per evitare che i lavori di costruzione dell'opera modificchino il deflusso e di conseguenza il punto di affioramento. Particolare attenzione viene posta al dimensionamento della prima vasca la quale ha il compito di far sedimentare eventuale materiale fine presente. Sono opere dotate di misuratori di portata e di uno scarico di fondo che ha il compito di eliminare il materiale sedimentato ed è situato nel punto più ribassato della prima vasca. Alle volte è possibile individuare anche una scarico di superficie, il quale ha la funzione di mantenere il livello piezometrico della vasca entro limiti accettabili. La condotta di presa, situata nell'ultima vasca, è munita di un elemento chiuso e forato per evitare che residui di materiale solido non eliminato nella prima vasca finiscano in rete. Tale elemento data la sua particolare forma viene chiamato in gergo tecnico " cipolla di presa ". Di seguito si può notare una classica rappresentazione di un tradizionale bottino di presa.

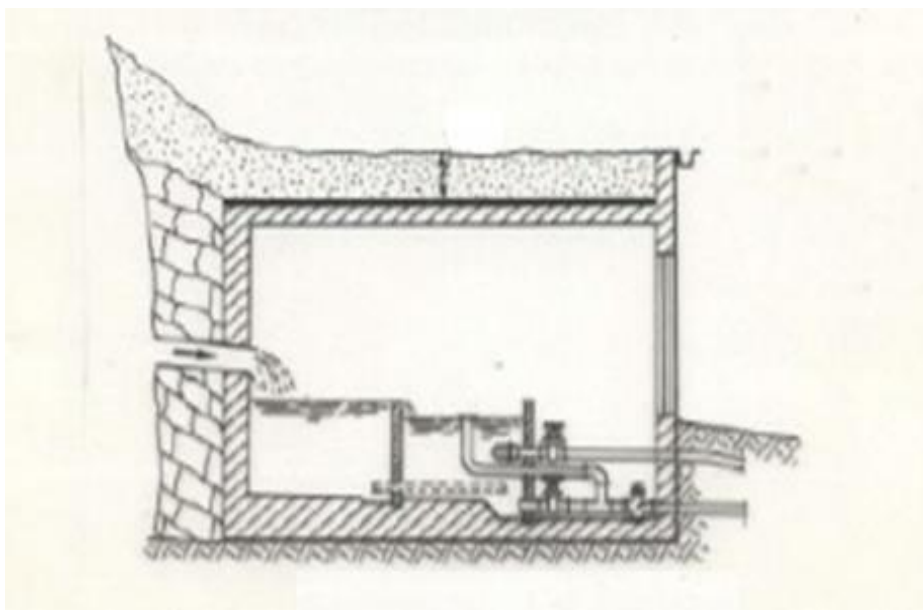


Fig. 2.2 Bottino di presa

Le gallerie drenanti sono opere che, come detto, vengono usate nel caso in cui l'affioramento è di tipo diffuso. È un'opera trasversale, costruita di fianco al pendio interessato dalla sorgente; è sempre presente un bottino di presa che si fissa al terreno e che si apre nella galleria vera e propria che è in grado di raccogliere la risorsa idrica da una sorgente più ampia. Tale galleria ha la caratteristica di avere la parte lato - falda permeabile ed è in grado di raccogliere l'acqua e convogliarla nell'opera di presa vera e proprio costituita appunto dal bottino di presa. Da un punto di vista del dimensionamento, il parametro che deve essere determinato è la lunghezza complessiva dell'opera l partendo dalla portata che deve essere convogliata secondo la formula:

$$\frac{Q}{l} = k * \frac{H^2 - h^2}{2L} \quad (1)$$

Le grandezze presenti nella (1) rappresentano caratteristiche tipiche dell'opera con H che indica il livello piezometrico della risorsa idrica in un punto a distanza tale da poter considerare il sistema indisturbato, h il livello piezometrico all'interno della galleria drenante, k il coefficiente di conducibilità idraulica, il quale dipende praticamente dal tipo di terreno interessato dal sistema (passa da valori pari a 0,002 m/s per terreni costituiti da ghiaia grossolana a valori pari $2 \cdot 10^{-9}$ per terreni costituiti da argilla) e $\frac{Q}{l}$ le portate per unità di lunghezza che l'opera è in grado di intercettare; L è la lunghezza dopo la quale il sistema può essere considerato indisturbato e può essere stimata con la seguente formula:

$$L = C * (H - h) * \sqrt{k} \quad (2)$$

La particolarità in tale formula è dovuta alla presenza di C ; questo è un coefficiente variabile tra 1500 e 2000 e la sua unità di misura è la radice quarta dell'inverso della velocità $(s/m)^{1/4}$. Di seguito è riportata un'immagine che chiarisce le idee sulla realtà fisica dell'opera.

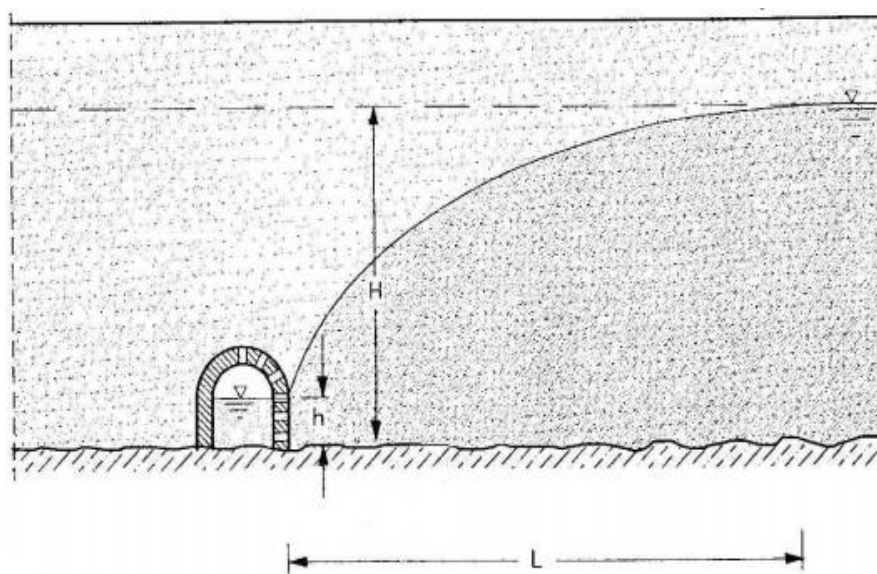


Fig. 2.3 Galleria drenante

Nel caso in cui la fonte sia rappresentata da acque superficiali allora la tipologia di opera di presa cambia radicalmente; in questo caso possiamo distinguere:

- **Traverse:** esse sono sbarramenti del corso d'acqua che hanno la funzione di creare dei piccoli bacini, non tanto per mettere a disposizione dei volumi d'invaso ma per stabilizzare e controllare il livello dell'acqua per alimentare un canale di presa. In base a dove viene fatto l'imbocco della condotta di presa abbiamo sistemi in piccola derivazione o grande derivazione; nei primi il canale di presa è situato direttamente nella traversa mentre nei secondi è realizzato lateralmente ad essa.

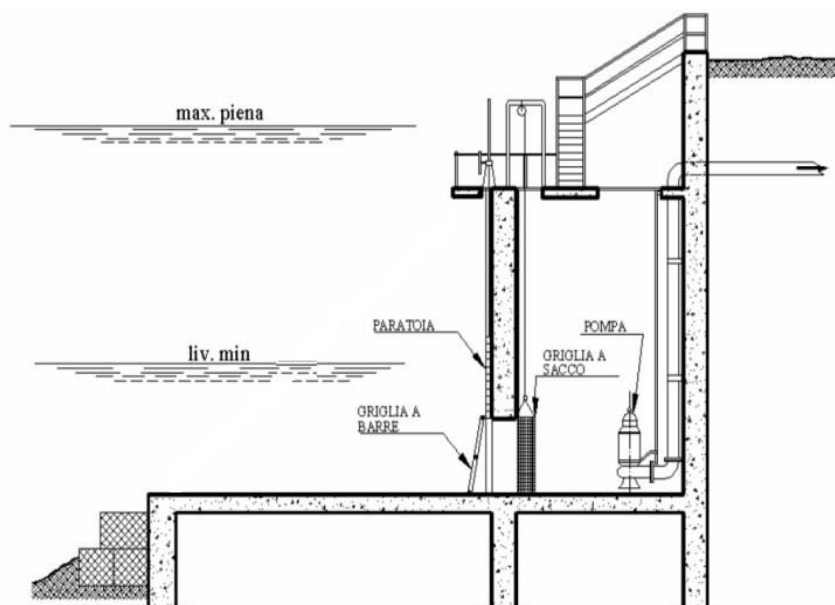


Fig. 2.4 Piccola derivazione

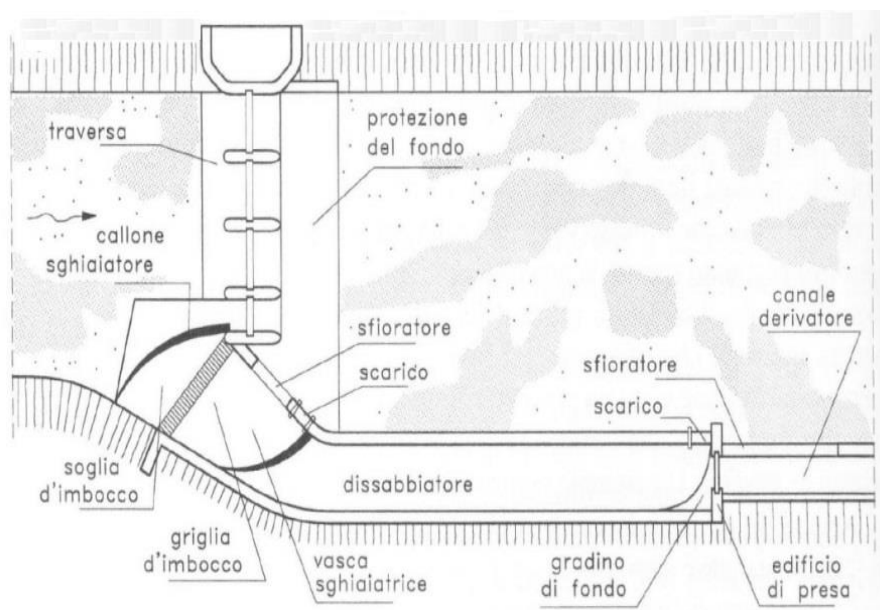


Fig. 2.5 Grande derivazione

- **Sifone:** Tale tipologia di opera si usa quando ho un canale arginato. L'argine infatti non può essere attraversato da un canale di presa altrimenti nascerebbero problemi strutturali e di tenuta idraulica dell'argine stesso; i sifoni non sono altro che condotte appoggiate lungo la sommità dell'argine e nella loro situazione di funzionamento ideale presentano il livello dell'acqua lato fiume maggiore rispetto al livello del terreno lato argine in modo da far nascere una differenza di carico notevole che permette la movimentazione di acqua senza l'uso di pompaggi. Per poter funzionare il sifone deve essere innescato e questo viene fatto tramite una pompa a vuoto ed una valvola con le quali si elimina l'aria all'interno delle condotte di presa.
- **Filtrazione spondale:** è una tipologia di opera particolare con la quale si eliminano quasi del tutto i solidi sospesi. Per essere realizzata si costruisce una batteria di pozzi lungo la sponda del fiume utilizzando il terreno come filtro naturale. Ha lo svantaggio che per poter essere utilizzata, la risorsa deve essere pompata.

L'ultima tipologia di fonte di approvvigionamento, nonché la più usata in Italia è quella derivante da acque sotterranee o acque di falda. In tale caso l'opera di presa praticamente sempre utilizzata è costituita dai pozzi. Il pozzo è una struttura che riceve l'acqua solamente dalle pareti verticali e deve essere completamente impermeabilizzato tranne che in corrispondenza dei punti di contatto con l'acquifero dal quale si desidera prelevare la risorsa. Per garantire la permeabilità si usa della ghiaia drenante e prima di essere realizzato necessita di alcuni studi preliminari. Si deve valutare la stratigrafia del terreno nonché il livello statico della falda, cioè il livello dell'acqua nell'acquifero in condizioni non disturbate dalla presenza del pozzo stesso; tale livello può essere variabile nel tempo. Una caratteristica importante è la tipologia di acquifero con il quale si entra in contatto; esso può essere confinato o non confinato. Nel caso di acquifero non confinato si parla di pozzo in acquifero freatico, nel caso di acquifero confinato si parla di pozzo in acquifero artesianico.

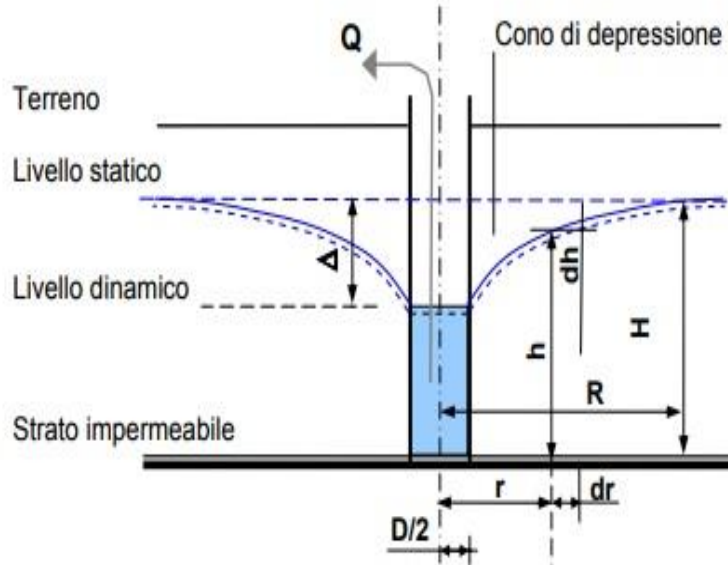


Fig. 2.6 Pozzo in acquifero freatico

La Fig. 2.6 rappresenta lo schema di base per un pozzo in acquifero freatico nella configurazione d'equilibrio, cioè dopo che per un certo lasso di tempo si è prelevata una quantità di portata Q costante. Nell'intorno del pozzo la superficie piezometrica risente della presenza dell'opera e si abbassa assumendo la forma di un conoide di rotazione detto cono di depressione. R rappresenta il raggio d'influenza del pozzo cioè la distanza dalla quale la piezometrica non risente più della presenza della struttura ed è valutato tramite la seguente formula:

$$R = C * (H - h_0) * \sqrt{k} \quad (3)$$

Nella (3) la grandezza h_0 indica il livello dinamico del pozzo. Per ricavare la portata estraibile dal pozzo invece si usa la seguente relazione:

$$Q = 2 * \pi * r * h * k * \frac{\delta h}{\delta r} \quad (4)$$

Separando le due variabili r e h ed integrando tra il raggio del pozzo definito come $r_0 = D/2$ e il raggio d'influenza R la variabile r e tra il livello dinamico e quello statico la variabile h si ottiene la seguente trattazione analitica:

$$\int_{r_0}^R \frac{Q}{2 * \pi * r * k} \delta r = \int_{h_0}^H h \delta h \quad (5)$$

$$\frac{Q}{2 * \pi * k} \ln \frac{R}{r_0} = \frac{H^2 - h_0^2}{2} \quad (6)$$

$$Q = (H^2 - h_0^2) * \frac{\pi * k}{\ln \frac{R}{r_0}} \quad (7)$$

Considerando che il termine $H - h_0$ non è altro che l'abbassamento della falda ed indicandolo con il termine Δ si può scrivere:

$$\Delta = H - h_0 \quad (8)$$

$$H^2 - h_0^2 = (H - h_0)(H + h_0) = \Delta(\Delta + 2h_0) = \Delta^2 + 2\Delta h_0 \quad (9)$$

Dalla trattazione precedente risulta chiaro come Q sia proporzionale al quadrato dello abbassamento Δ della falda. Nel caso di un pozzo in acquifero freatico la situazione è leggermente diversa; in questa situazione infatti la piezometrica non coincide con la superficie dell'acqua in falda.

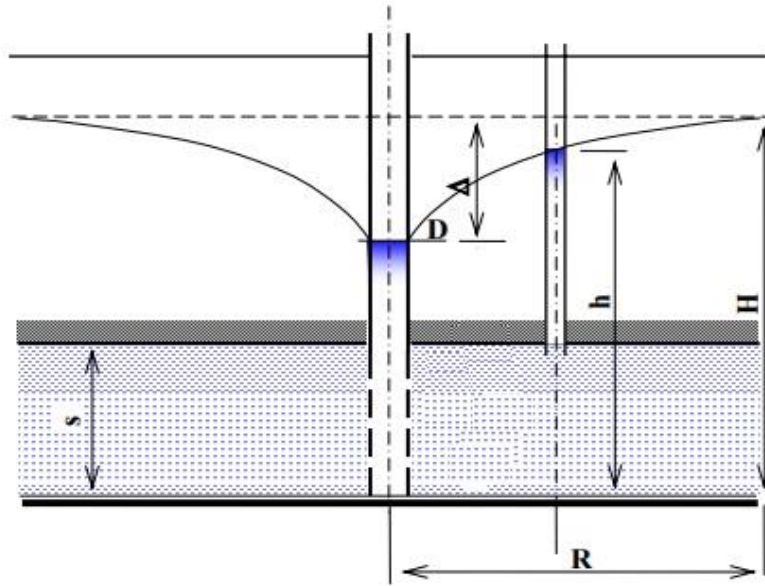


Fig. 2.7 Pozzo in acquifero artesiano

Nella Fig. 2.7 si mostra lo schema di un pozzo artesiano nella configurazione d'equilibrio. In tal caso la portata estraibile dal pozzo è pari a:

$$Q = 2 * \pi * r * s * k * \frac{\delta h}{\delta r} \quad (10)$$

Separando le due variabili r e h ed integrando tra il raggio del pozzo definito come $r_0 = D/2$ e il raggio d'influenza R la variabile r e tra il livello dinamico (altezza piezometrica nel pozzo) e quello statico la variabile h si ottiene la seguente trattazione analitica:

$$\int_{r_0}^R \frac{Q}{2 * \pi * r * k} \delta r = \int_{h_0}^H \delta h \quad (11)$$

$$\frac{Q}{2 * \pi * s * k} \ln \frac{R}{r_0} = H - h_0 \quad (12)$$

$$Q = (H - h_0) * \frac{2 * \pi * s * k}{\ln \frac{R}{r_0}} \quad (13)$$

Il termine $s * k$ viene indicato con il nome di trasmissibilità T . Quindi:

$$Q = \Delta * \frac{2 * \pi * T}{\ln \frac{R}{r_0}} \quad (14)$$

Dalla (14) si nota come in questo caso la portata estraibile dal pozzo è proporzionale direttamente all'abbassamento della falda.

La realizzazione di un pozzo prevede due fasi; nella prima fase si effettua lo scavo, nella seconda il completamento. Lo scavo può essere fatto in vari modi, in funzione della profondità del pozzo e del tipo di terreno.

- Percussione: tale metodologia è valida per profondità massime di 100 m; è una tipologia di scavo a " secco " e c'è bisogno di alcuni accorgimenti per evitare che le pareti crollino. Si usa un " tubo forma" metallico costituito da vari tratti cilindrici che vengono collegati tra loro per filettatura o per saldatura man mano che il tubo viene infisso;
- Rotazione: in questo caso viene utilizzato un fluido da scavo che ha la funzione di sorreggere lo scavo stesso, asportare i detriti e raffreddare e lubrificare tutto il meccanismo;
- Roto - percussione

La seconda fase di realizzazione di un pozzo consiste, come detto, nel completamento; essa si articola in più operazioni che vanno dall'inserimento delle condotte di aspirazione nel pozzo alla costruzione della curva caratteristica del pozzo tramite una prova di portata, detta " prova a gradini ". Questa prova consiste nel pompare, per intervalli di tempo costante T , una portata man mano crescente e registrare gli abbassamenti. In funzione delle portate emunte e dei relativi abbassamenti si può costruire appunto la curva caratteristica del pozzo.

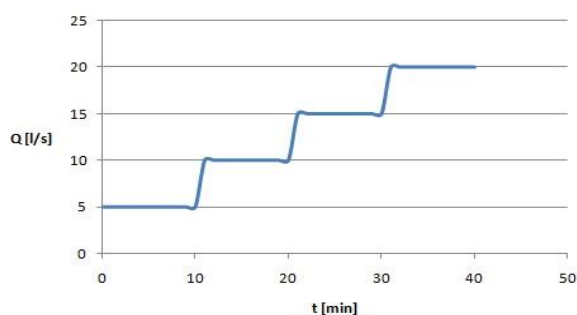


Fig. 2.8 Prova a gradini: portata

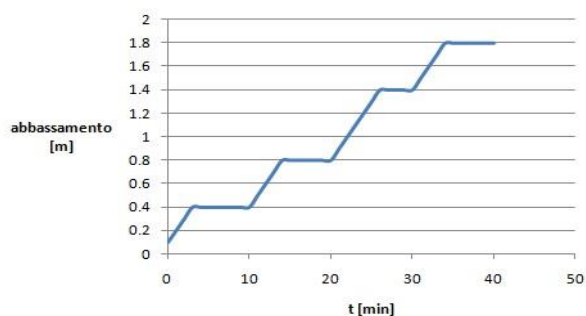


Fig.2.9 Prova a gradini: abbassamenti

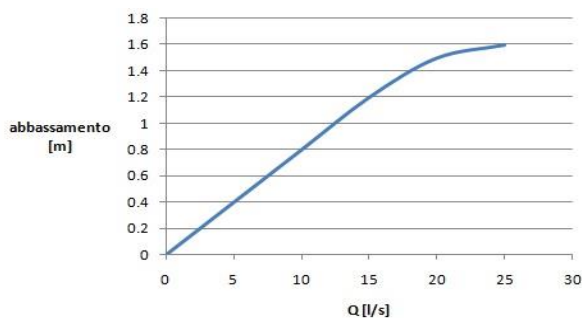


Fig. 2.10 Prova a gradini: curva caratteristica del pozzo

2.3 IMPIANTI DI SOLLEVAMENTO

Gli impianti di sollevamento o di pompaggio hanno lo scopo di incrementare l'energia posseduta da una corrente fluida attraverso una o più macchine operatrici. Tali macchine sono le pompe. Esse rappresentano un elemento presente praticamente in qualsiasi sistema di approvvigionamento idrico. Le pompe si diversificano in tante tipologie in funzione di soddisfare le diverse caratteristiche degli impianti in cui sono inserite; vi sono pompe volumetriche, pompe centrifughe, eiettori, idroestrattori ecc.. La scelta di una tipologia o di un'altra è funzione di:

- Portata da sollevare;
- Prevalenza richiesta;
- Caratteristiche delle condotte;
- Fattori economici.

Le pompe più usate sono senza ombra di dubbio le pompe centrifughe anche se nel caso di alte prevalenze e portate relativamente piccole risulta più vantaggioso usare quelle volumetriche. Si distinguono praticamente in funzione delle relazioni con cui variano alcuni parametri di funzionamento al variare della portata sollevata; tali relazioni sono fornite direttamente dal produttore della pompa, solitamente in forma grafica, e sono il risultato di prove di laboratorio. Si individuano quattro tipi di curve caratteristiche:

- Curva della prevalenza;
- Curva del rendimento;
- Curva della potenza assorbita;
- Curva del carico minimo di aspirazione o curva NPSH.

Le curve caratteristiche permettono di inserire la "giusta" pompa in funzione della tipologia d'impianto.

La curva caratteristica della prevalenza, spesso chiamata semplicemente curva caratteristica della pompa, esprime la variazione, a numero di giri costante, della prevalenza $H(Q)$ tra le sezioni d'ingresso e d'uscita della pompa in funzione del cambiamento di portata erogata Q .

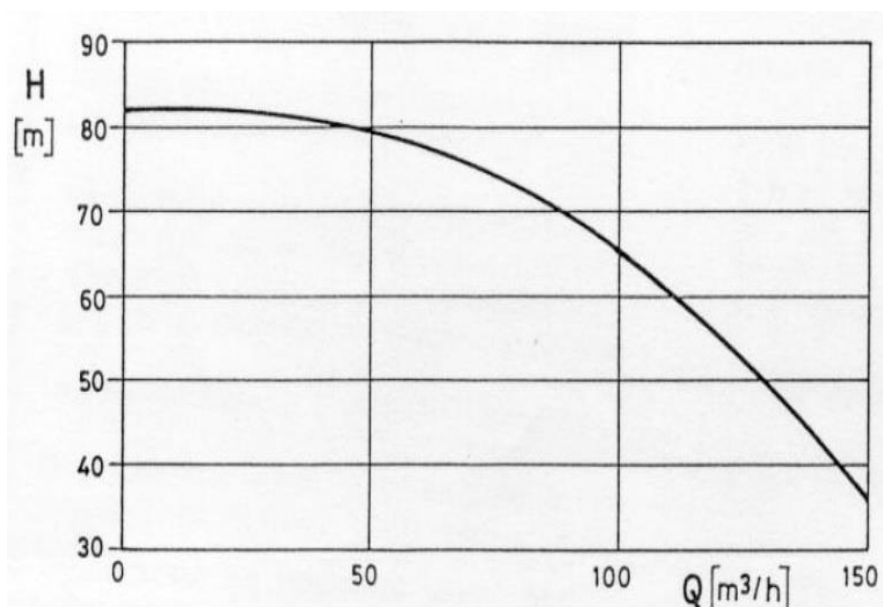


Fig. 2.11 Curva caratteristica della prevalenza di una pompa

Se la curva è ripida la portata varia poco anche in caso di variazioni significative della prevalenza e quindi sono fondamentalmente utilizzate quando è importante mantenere la portata sollevata nel tempo il più possibile fissa al variare delle condizioni piezometriche al contorno.

Se la curva è piatta la prevalenza varia poco anche in caso di variazioni significative della portata e quindi sono solitamente usate quando è importante mantenere la prevalenza il più possibile fissa al variare della portata richiesta dalla rete.

La curva caratteristica del rendimento η , variabile da 0 a 1, rappresenta il rapporto tra la potenza idraulica fornita dalla pompa al liquido sollevato e la potenza assorbita dalla pompa. In realtà un rendimento pari a 1 è solo teorico perché nella realtà il valore massimo che si può raggiungere è circa 0.8, dato le inevitabili perdite intrinseche nel meccanismo come ad esempio quelle dovute all'attrito delle pale meccaniche della pompa o le cosiddette perdite volumetriche dovute alla percentuale di risorsa che aggira le pale della pompa stessa per via del piccolo spazio tra la girante e l'involucro che la contiene indispensabile per garantire il movimento rotazionale. La valutazione del rendimento è molto importante e il compito del progettista è quello di scegliere una pompa, in funzione della portata richiesta dalla rete, che lavori a rendimento massimo; questo non solo abbassa i costi di gestione ma produce un minor deterioramento della pompa stessa.

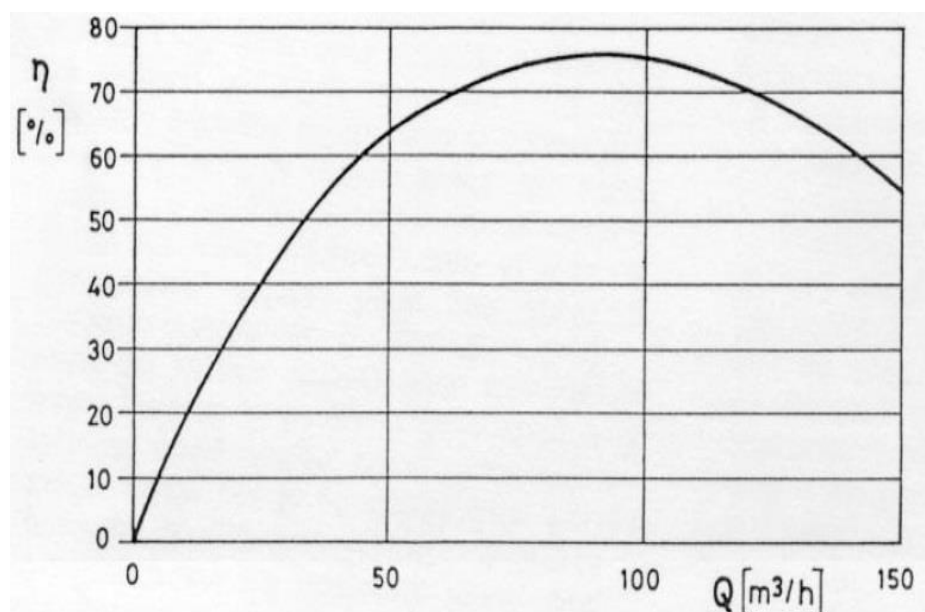


Fig. 2.12 Curva caratteristica del rendimento di una pompa

La curva NPSH, acronimo di Net Positive Suction Head, esprime per una determinata pompa la soglia oltre la quale inizia il fenomeno di cavitazione. Questo è il fenomeno che avviene all'interno di una pompa quando la pressione assoluta si abbassa al di sotto della tensione di vapore, portando il liquido a trasformarsi proprio in vapore. La sezione più critica è ovviamente quella di ingresso della pompa ed è un problema che si verifica quando fisicamente la pompa è posta ad una quota maggiore rispetto alla quota piezometrica dell'acqua nel punto d'ingresso. La cavitazione porta alla formazione di bolle, le quali implodendo danneggiano la girante e comunque riducono di molto le capacità prestazionali della pompa perché causano forti disturbi al flusso.

La curva caratteristica della potenza assorbita è fondamentalmente un grafico che esprime la relazione che intercorre tra potenza assorbita dalla pompa e portata sollevata Q . Essa è esprimibile dalla seguente relazione:

$$W = \frac{\gamma * Q * H}{\eta} \quad (15)$$

dove γ è il peso specifico dell'acqua, Q è la portata sollevata, H è la prevalenza e η è il rendimento della pompa.

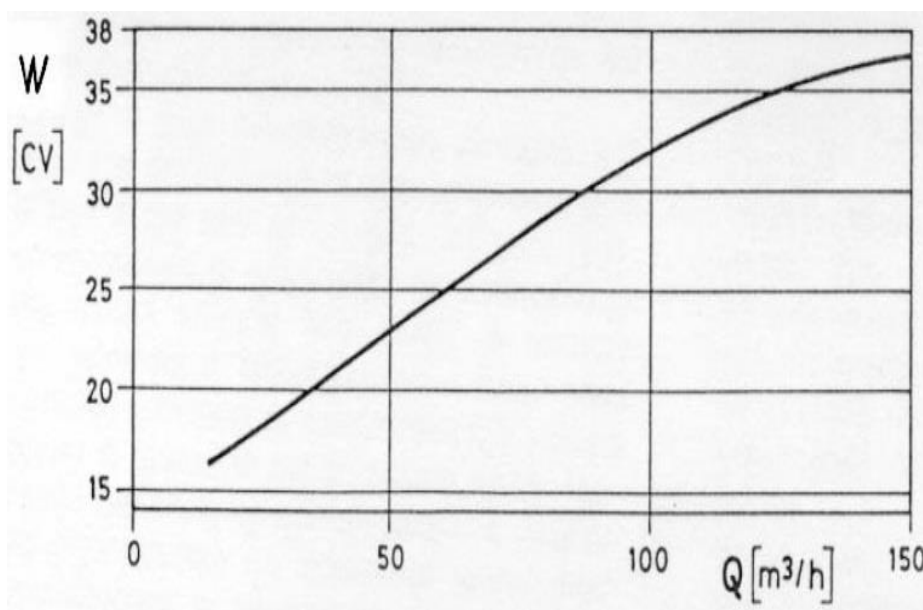


Fig. 2.13 Curva caratteristica della potenza assorbita da una pompa

Tutte queste curve caratteristiche sono fondamentali per capire con quale tipologia di pompa si ha a che fare ma da sole non bastano per definire il funzionamento della pompa stessa all'interno di un sistema idraulico. Infatti, la portata effettivamente sollevata e la corrispondente prevalenza dipendono oltre che dalle caratteristiche della pompa anche dalle caratteristiche dell'impianto in cui essa è inserita. Queste caratteristiche sono sintetizzate dalla *curva d'impianto* che rappresenta la somma delle perdite di carico concentrate e distribuite al variare della portata sollevata Q . A scopo puramente teorico, nel caso in cui l'impianto sia costituito da una sola condotta a diametro costante tra una vasca di presa e una vasca terminale, questa curva ha la seguente espressione:

$$H_{imp} = Y_g + J * L + \sum P_c \quad (16)$$

dove Y_g rappresenta il dislivello geodetico fra il massimo livello nella vasca terminale ed il minimo livello nella vasca di presa, L la lunghezza totale della condotta, J la cadente piezometrica e $\sum P_c$ le perdite di carico localizzate. Questo è un caso puramente teorico, perché nella realtà un sistema di approvvigionamento idrico è molto più complicato e di conseguenza la curva d'impianto è di più difficile determinazione.

Mettendo a sistema la curva caratteristica della pompa e la curva d'impianto si individua una coppia di valori che rappresenta il *punto di funzionamento dell'impianto*, cioè il punto che esprime la portata effettivamente sollevata dalla pompa e la relativa prevalenza.

Affinché l'impianto di sollevamento assolva il compito per il quale è stato concepito, la portata del punto di funzionamento e la relativa prevalenza devono essere pari alla portata di progetto ed alla prevalenza richiesta dall'impianto; dato che non è sempre possibile trovare una pompa con caratteristiche tali da rispettare in maniera perfetta tali condizioni generalmente si sceglie una pompa con un punto di funzionamento definito da una portata lievemente maggiore rispetto quella di progetto e poi si agisce su una valvola di regolazione per aumentare le perdite di carico concentrate, aumentando di conseguenza la ripidità della curva d'impianto al crescere della portata e quindi traslando il punto di funzionamento fino a far coincidere la portata erogata con quella di progetto.

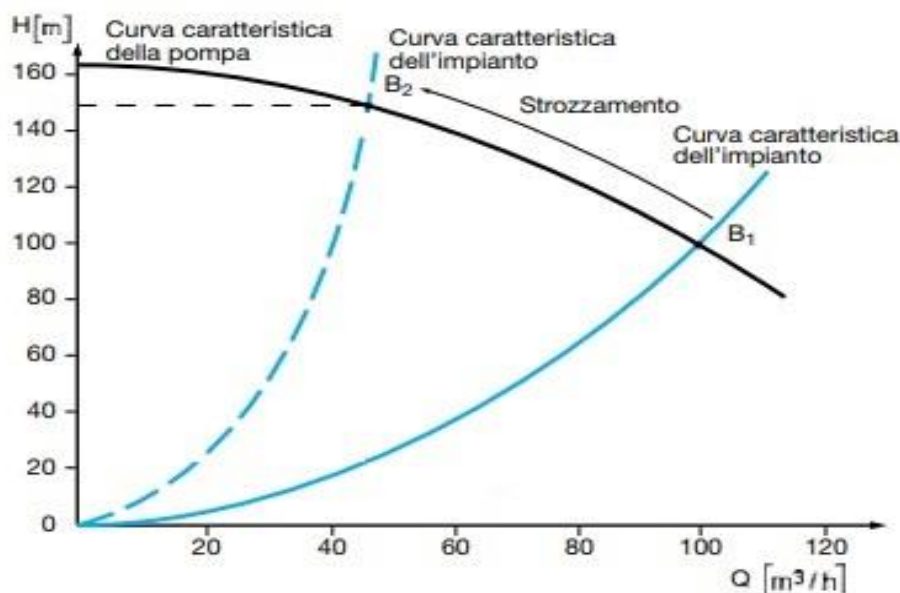


Fig. 2.14 Punto di funzionamento impianto B2

2.4 RETE DI ADDUZIONE

La funzione della rete di adduzione è quella di trasportare l'acqua dall'opera di presa al luogo d'utilizzo. Per luogo d'utilizzo si intende solitamente, non direttamente la rete di distribuzione che convoglia l'acqua alle varie utenze, ma un serbatoio di compenso che rappresenta la fine della rete di adduzione. Tra i due generalmente vi è un impianto di potabilizzazione. La condotta di adduzione può funzionare in due maniere:

- Gravità: in questo caso vi è una differenza di carico piezometrico nel sistema; l'opera di presa è posta ad una quota maggiore rispetto al serbatoio di compenso;
- Pompaggio: in questo caso non vi è una differenza di carico piezometrico tale da permettere la movimentazione dell'acqua per gravità e di conseguenza viene aggiunto carico dall'esterno mediante un opportuno impianto di sollevamento.

Il dimensionamento, in entrambe le tipologie, viene effettuato con la portata Q_{mg} , cioè la portata media nel giorno di massimo consumo; spetta poi al serbatoio di compenso gestire le variazioni orarie.

Si individuano due schemi idraulici generali per una rete di adduzione. Uno è rappresentato dalla condotta semplice costituito da un'unica tubazione che collega l'opera di presa al serbatoio di compenso, l'altro è invece detto acquedotto consortile ed è costituito da una condotta principale più grande che collega l'opera di presa al serbatoio di compenso del centro abitato più grande più una serie di condotte di derivazione più piccole che si allacciano a quella principale e che hanno il compito di servire i serbatoi di compenso dei centri abitati più piccoli. Realizzare un acquedotto consortile è sicuramente più vantaggioso rispetto a tanti acquedotti singoli sia da un punto di vista economico che da un punto di vista di gestione e di manutenzione anche se è più complicato in fase di progettazione. Esso viene usato quando un'unica opera di presa ha la funzione di servire più centri abitati.

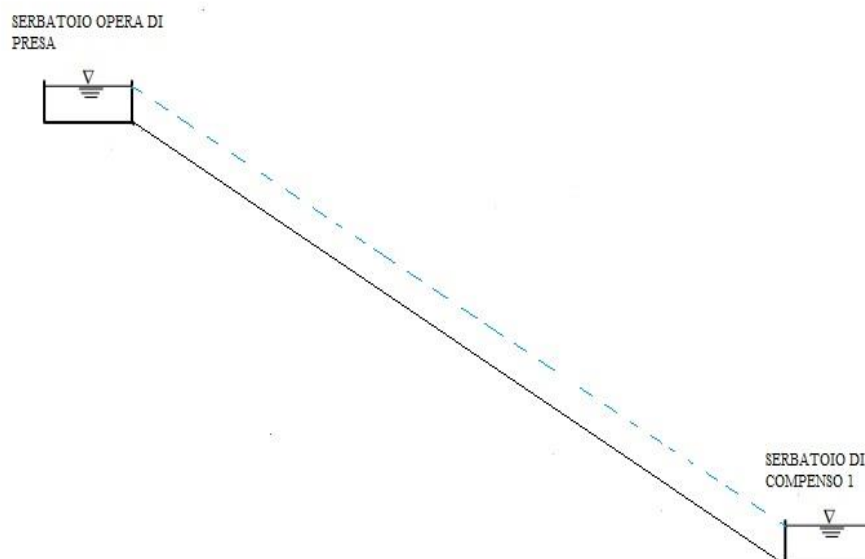


Fig. 2.15 Condotta semplice a gravità

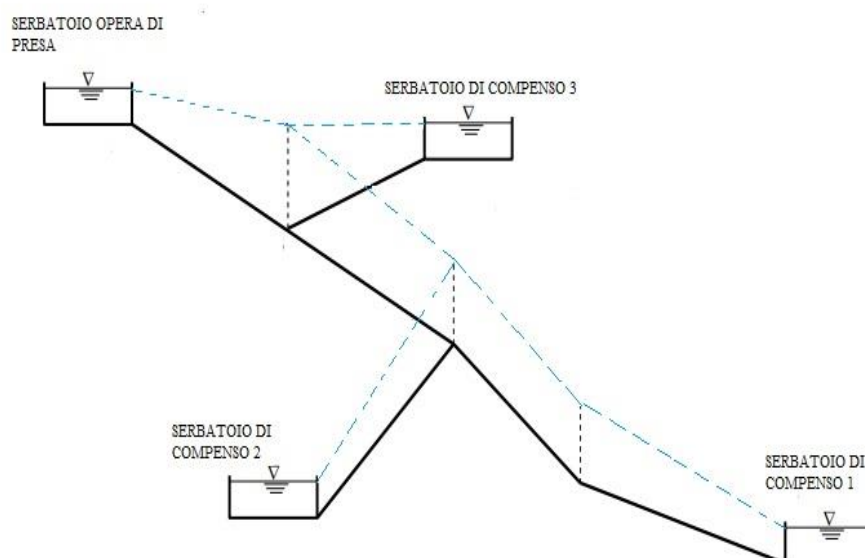


Fig. 2.16 Acquedotto consortile

Nelle Fig. 2.15 e 2.16 le linee continue in nero rappresentano l'andamento della condotta d'adduzione mentre quelle tratteggiate in blu l'andamento del carico piezometrico.

Le condotte vengono alloggiare in trincee scavate nel terreno per proteggerle da eventuali agenti contaminanti e per ridurre i carichi sovrastanti ripartendoli in maniera più uniforme nel terreno. Per una buona ripartizione dei carichi nel terreno le condotte devono essere posizionate ad una profondità sufficiente; generalmente tale profondità varia tra i 1.2 m e i 1.5 m e permette anche di avere un buon isolamento termico della risorsa infatti il terreno garantisce uno smorzamento della variazione di temperatura in superficie. Nel caso in cui la condotta è realizzata con materiale più sensibile questa non viene posta direttamente nel terreno ma all'interno di un rivestimento in conglomerato cementizio. I materiali più utilizzati per la realizzazione di una condotta sono la ghisa e l'acciaio ed i materiali plastici come il polietilene, il polipropilene e la vetroresina. Nel caso di condotte molto grandi non è inusuale l'uso di materiali cementizi come il cemento armato ordinario e

quello precompresso ed in tale situazione le condotte vengono alloggiare direttamente sulla superficie perché i costi di un'eventuale trincea risulterebbero enormi.

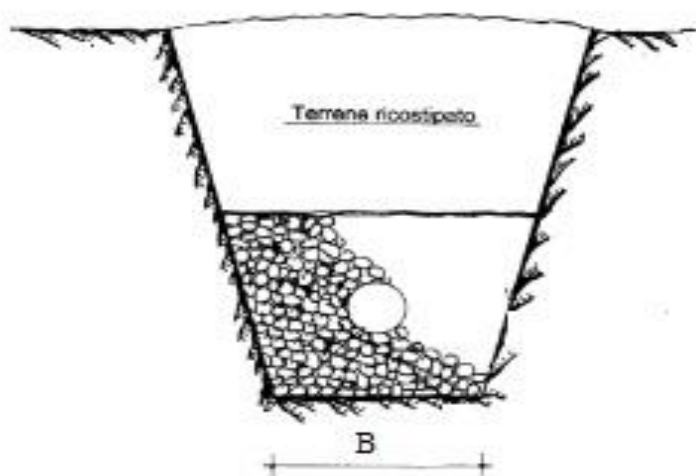


Fig. 2.17 Forma tipica trincea

La trincea deve avere una base B tale che:

$$B \geq D + 0.4 \text{ m} \quad (17)$$

dove D indica il diametro della tubazione.

Attorno la condotta e nel sottofondo si usa sabbia ben costipata o ghiaione lavato mentre la parte più superficiale è riempita da materiale di scavo.

Prima di dimensionare la rete di adduzione è però obbligatorio scegliere il tracciato sia da un punto di vista planimetrico sia da un punto di vista altimetrico; solo dopo aver studiato il tracciato si può individuare quale tipologia di schema idraulico utilizzare e con quale tipo di funzionamento la condotta adempirà al suo compito di trasporto della risorsa.

Il fine dello studio del tracciato è quello di identificare la soluzione di minore costo, a parità di fattibilità tecnica; quindi, in generale, quella di minor lunghezza dell'acquedotto. Non succede però pressoché mai di poter adottare per l'acquedotto il tracciato rettilineo che congiunge la risorsa con il punto di consegna in quanto gli ostacoli posti dal territorio attraversato impongono di regola deviazioni anche rilevanti al percorso di minima lunghezza. Il fattore più importante che condiziona la scelta del tracciato è costituito dall'altimetria del territorio attraversato dalle condotte più che dalla planimetria. È infatti imperativo per qualsiasi condotta/e di adduzione avere tratti in depressione; questi infatti comporterebbero pericolosissime interazioni tra l'acqua in tubazione e l'ambiente esterno minando la qualità della risorsa con conseguenti pericoli per le utenze e la normativa impone che la quota piezometrica sia almeno 2-3 m al di sopra del piano campagna.

Un altro fattore che determina la scelta del tracciato è rappresentato dalla natura del suolo. In particolare, le principali cause che possono richiedere allungamenti del percorso per evitare di attraversare terreni sfavorevoli alla posa di un acquedotto consistono in:

- formazioni rocciose: la presenza di formazioni rocciose affioranti comporta un aggravio significativo dei costi, specialmente in prossimità dei centri urbani ove è vietato l'uso di mine. Uno scavo in roccia da mina presenta un costo a metro cubo 2-3 volte superiore a quello in terreno sciolto, mentre raddoppia ulteriormente nel caso di roccia dura senza l'uso di esplosivi. In tali condizioni è di regola giustificato un allungamento anche sensibile del percorso che consenta di evitare queste zone;

- zone franose: l'attraversamento di zone franose è di regola da evitare. La condotta, posata su terreno instabile sarebbe soggetta a continue rotture e richiederebbe continui ed onerosi interventi manutentivi;
- terreni cedevoli; sono ancora da evitare i percorsi in terreni cedevoli. In questi casi, infatti, il maggior costo risiede nella necessità di dotare le condotte, soprattutto se di grande diametro, di adeguate strutture di fondazione;
- terreni acquitrinosi; anche i terreni acquitrinosi comportano spesso oneri costruttivi legati alla presenza di acqua ed ai conseguenti provvedimenti da adottare durante lo scavo e la posa delle condotte. In queste situazioni si ricorre talvolta a pose superficiali, tumulando in rilievo le tubazioni per conferire loro un minimo di protezione termica e meccanica.
- terreni aggressivi; una caratteristica spesso associata alle zone acquitrinose, ma presente anche in altre formazioni, è l'aggressività del terreno. La presenza di terreni molto aggressivi condiziona la scelta del materiale costituente le condotte e, allorquando si debbano adottare condotte in materiali metallici, comporta l'adozione di accorgimenti costosi sia nella fase di costruzione che in quella di gestione dell'acquedotto.

Nello studio del tracciato occorre tenere inoltre conto dell'uso del suolo, sia in relazione all'esistenza di vincoli di tipo ambientale, paesaggistico, artistico, archeologico o di destinazione d'uso sia in relazione agli oneri d'esproprio. E' sempre preferibile allungare il percorso per evitare gli alti costi d'esproprio di terreni destinati ad aree fabbricabili o interessati da colture pregiate, ed è buona norma, in fase definitiva, studiare dei tracciati che passino lungo i confini aziendali al fine di limitare il danno alle aziende interessate.

Una volta definito l'andamento altimetrico e planimetrico del tracciato si può dimensionare la condotta/e d'adduzione; per fare questo occorre inizialmente definire il funzionamento della rete, cioè se lavora a gravità o tramite pompaggio, perché in relazione a ciò le tecniche d'analisi cambiano.

2.4.1 Condotta semplice con funzionamento a gravità

La condotta viene dimensionata per Q_{mg} , cioè per la portata media del giorno di massimo consumo. L'obiettivo del progettista è quello di individuare il diametro D conoscendo le caratteristiche della tubazione, la differenza di carico piezometrico ΔY tra il carico nell'opera di presa e quello nel serbatoio di compenso a monte della rete di distribuzione ed appunto la portata media del giorno di massimo consumo.

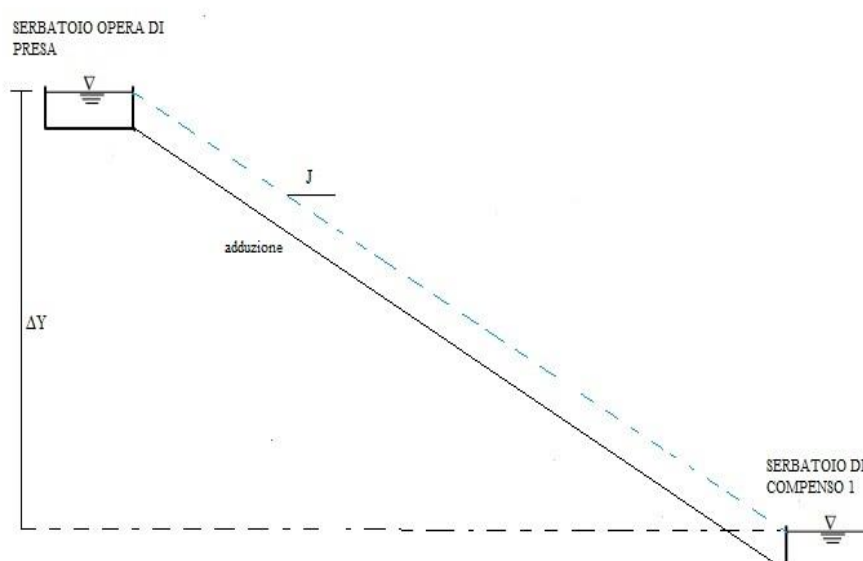


Fig. 2.18 Dimensionamento condotta a gravità

Il termine J rappresenta l'inclinazione della linea dei carichi totali e considerando L la lunghezza della tubazione il diametro può essere calcolato con la seguente espressione:

$$\Delta Y = J * L = k * \frac{Q^m}{D^n} * L \quad (18)$$

dove i termini k, m e n dipendono dal tipo di materiale con cui è fatta la condotta e dal tipo di moto idraulico che si sviluppa al suo interno. Dalla (18) segue che:

$$D = \sqrt[n]{\frac{k * Q^m * L}{\Delta Y}} \quad (19)$$

Questo valore del diametro è però un valore teorico che ha la caratteristica di soddisfare la (18). Il problema è che, nella realtà, il diametro D ottenuto con la (19) presenta un valore che non è reperibile in commercio; quindi, in fase di progettazione, si scelgono i due diametri commerciali più vicini a D e si seguono due differenti strade di dimensionamento. Da una parte si può lavorare usando un unico diametro e inserire nella condotta una valvola di dissipazione, dall'altra invece si possono usare i due differenti diametri commerciali più vicini a D . Nel primo caso si sceglie il diametro leggermente più grande rispetto a D il quale implica una J più bassa e di conseguenza un ΔY più piccolo; per rispettare il salto idraulico imposto dal bilancio energetico, si introduce una valvola di dissipazione che non è altro che una perdita localizzata. Tale valvola è indispensabile, perché se non venisse inserita, il rispetto dell'equazione del bilancio energetico implicherebbe un aumento della portata rispetto quella di progetto e questo nella maggior parte dei casi si rivela un problema per le opere che stanno a valle dell'adduttrice come per esempio il serbatoio di compenso. Nel secondo caso invece i diametri commerciali più vicini al D teorico vengono entrambi usati e questo porta alla nascita di due nuove incognite che sono le lunghezze L_1 e L_2 rispettivamente del tratto a diametro D_1 e del tratto a diametro D_2 . Considerando che il diametro D_1 è quello più piccolo rispetto al diametro teorico D e che D_2 è quello più grande si avranno due possibili situazioni:

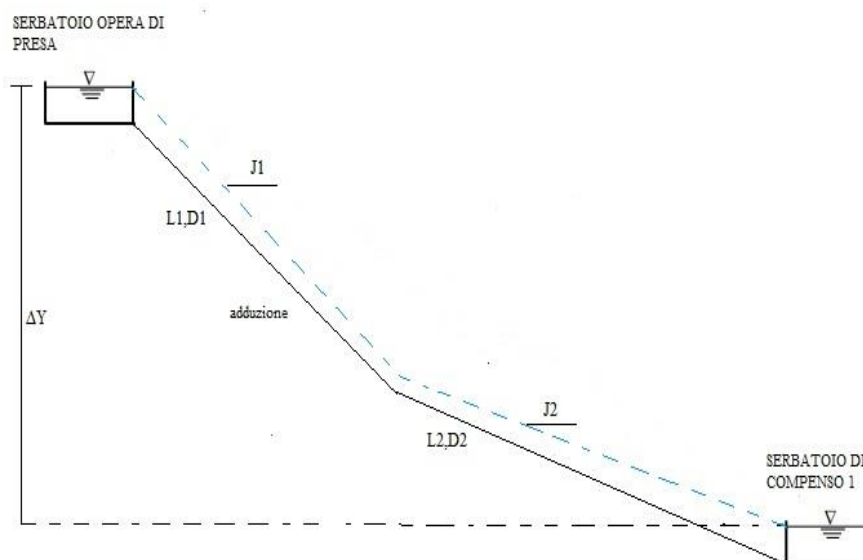


Fig. 2.19 Dimensionamento condotta a gravità con due diametri (1° caso)

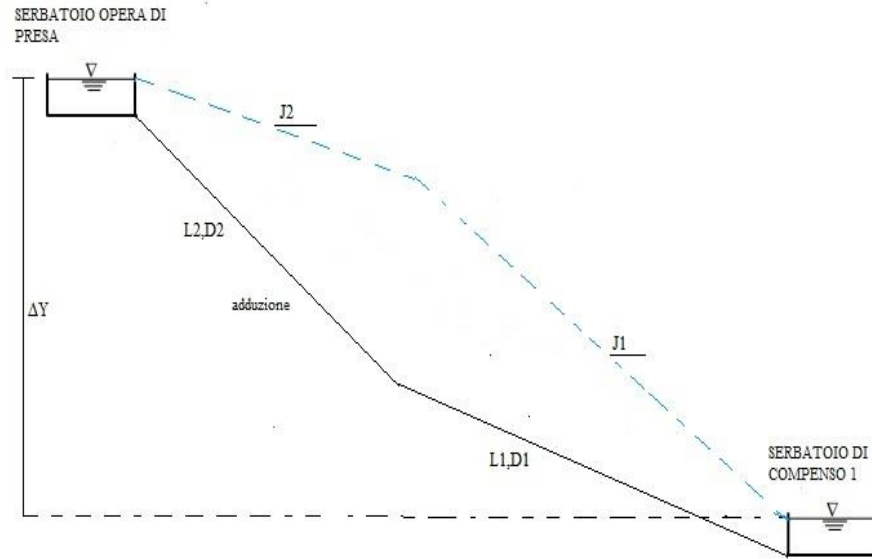


Fig. 2.20 Dimensionamento condotta a gravità con due diametri (2° caso)

Per entrambi i sistemi vale la seguente relazione di bilancio energetico:

$$\Delta Y = J_1 * L_1 + J_2 * L_2 = k * \frac{Q^m}{D_1^n} * L_1 + k * \frac{Q^m}{D_2^n} * L_2 \quad (20)$$

$$L = L_1 + L_2 \quad (21)$$

Mettendo a sistema le relazioni (20) e (21) si può calcolare il valore di L_1 e L_2 . Solitamente tra i sistemi espressi dalle figure 2.19 e 2.20 si sceglie quello in figura 2.19, cioè si sceglie di mettere prima il diametro più piccolo D_1 e poi quello più grande D_2 ; questo viene fatto fondamentalmente perché in questo modo in condotto si sviluppano pressioni più basse e questo diminuisce le probabilità di rottura ed in caso queste si verificassero ugualmente le perdite di risorsa sarebbero ridotte.

2.4.2 Acquedotto consortile

In questa tipologia di reti si hanno più incognite rispetto a quelle a condotta singola. Questo è dovuto al fatto che a differenza delle reti a condotta singola qui vi sono più combinazioni di diametri che permettono il rispetto dell'equazione del bilancio energetico. Questo porta ad avere quindi vari insiemi di diametri idraulicamente accettabili e fra tutti bisogna andare ad individuare quello che è economicamente più vantaggioso. Per il loro dimensionamento si esegue la seguente trattazione analitica:

Il primo passo consiste nell'andare a scrivere l'equazione di bilancio energetico per ogni tratto:

$$H_i - H_{i+1} = J_i * L_i = k * \frac{Q_i^m}{D_i^n} * L_i \quad (22)$$

dove i termini D_i , L_i , e Q_i possono variare da condotta a condotta. Nella pratica progettuale si indica con L il numero di condotte della rete e con N il numero di nodi interni, nei quali non si conosce il valore del carico piezometrico. Questo, da un punto di vista matematico, consiste nel creare un insieme di nuove incognite, oltre i diametri, pari al numero totale dei nodi interni N . Per la risoluzione del problema analitico, occorre

quindi inserire N equazioni aggiuntive che corrispondono alle equazioni di minimo costo. In definitiva si avranno due insiemi di equazioni:

- L equazioni di bilancio energetico;
- N equazioni di minimo costo.

L'equazione di bilancio energetico è rappresentata dalla (22), mentre l'equazione di minimo costo è pari a:

$$\sum_{in} \frac{D_i^{n+\varepsilon}}{Q_i^m} = \sum_{out} \frac{D_i^{n+\varepsilon}}{Q_i^m} \quad (23)$$

Essa deve essere scritta per ogni nodo ed è funzione delle condotte in arrivo nel nodo e di quelle in uscite. ε è un valore compreso tra 1 e 2. Risolvendo il sistema dato dalle equazioni (22) e (23) si dimensiona la rete secondo il criterio del minimo costo.

$$\begin{cases} H_i - H_{i+1} = J_i * L_i = k * \frac{Q_i^m}{D_i^n} * L_i \\ \sum_{in} \frac{D_i^{n+\varepsilon}}{Q_i^m} = \sum_{out} \frac{D_i^{n+\varepsilon}}{Q_i^m} \end{cases}$$

Tale metodo è sicuramente quello più rigoroso ma dal punto di vista computazionale è molto complesso. Per questo solitamente nella pratica progettuale si usa un metodo semplificato.

Secondo tale metodo semplificato, le diramazioni non vengono considerate, o più precisamente viene considerata solo la variazione di portata dovuta alle diramazioni.

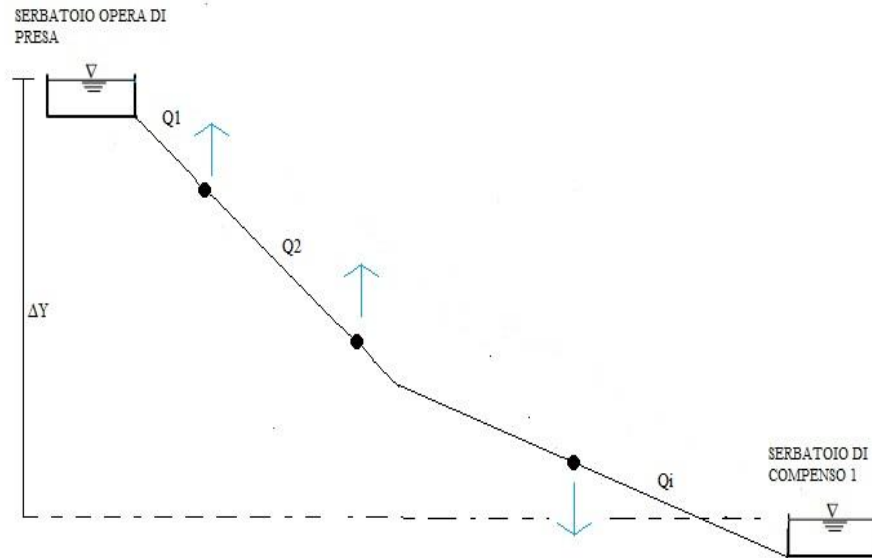


Fig. 2.21 Rappresentazione grafica metodo semplificato.

Viene scritta per tutto il sistema l'equazione di bilancio energetico:

$$\Delta Y = \sum_{i=1}^L k_i * \frac{Q_i^m}{D_i^n} * L_i \quad (24)$$

dove il pedice i indica i vari tratti mentre la grandezza L indica il numero totale di tratti di condotta del sistema. Dopo di ciò viene scritta l'equazione di minimo costo per ogni nodo, tenendo presente che per ogni nodo vi è una sola condotta d'ingresso ed una sola condotta d'uscita:

$$\frac{D_1^{n+\varepsilon}}{Q_1^m} = \frac{D_2^{n+\varepsilon}}{Q_2^m} = \frac{D_3^{n+\varepsilon}}{Q_3^m} = \dots = \text{cost.} = c \quad (25)$$

Quindi:

$$\frac{D_i^{n+\varepsilon}}{Q_i^m} = c \quad (26)$$

Sfruttando l'equazione (24) e l'equazione (26) si può scrivere:

$$c = \left[\frac{k}{\Delta Y} * \sum_{i=1}^L \left(Q_i^{\frac{m+\varepsilon}{n+\varepsilon}} * L_i \right) \right]^{\frac{n+\varepsilon}{n}} \quad (27)$$

Considerando k costante perché di solito i vari tratti di condotta sono fatti tutti dello stesso materiale. Conoscendo c i vari diametri D_i si possono calcolare invertendo la (26):

$$D_i = (c * Q_i^m)^{\frac{1}{n+\varepsilon}} \quad (28)$$

2.4.3 Adduzione con impianto di pompaggio

Tale tipologia di schema è sempre presente quando l'opera di presa è costituita da pozzi o quando il sistema di approvvigionamento idrico è costruito in una zona pianeggiante in cui il salto idraulico ΔY non è sufficiente. In presenza di un pompaggio si può lavorare con due tipologie di schemi:

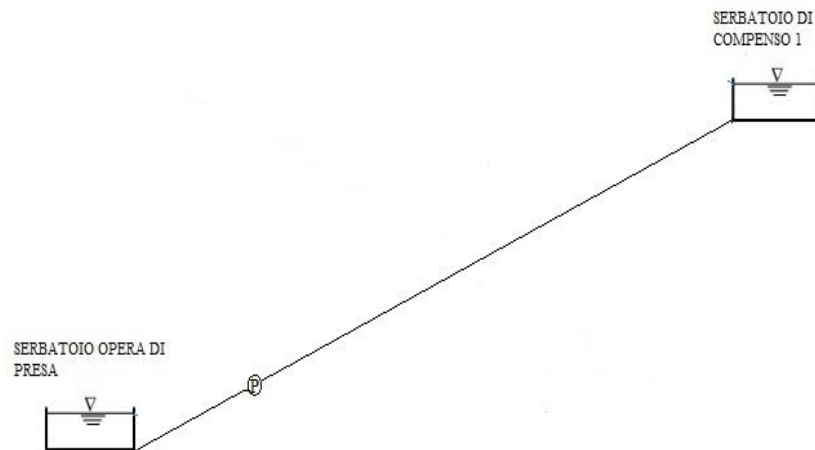


Fig. 2.22 Adduzione con pompaggio (1° caso)

In questo caso, usato usualmente per sistemi semplici, la risorsa dall'opera di presa viene direttamente pompata nel serbatoio di compenso a servizio della rete di distribuzione.

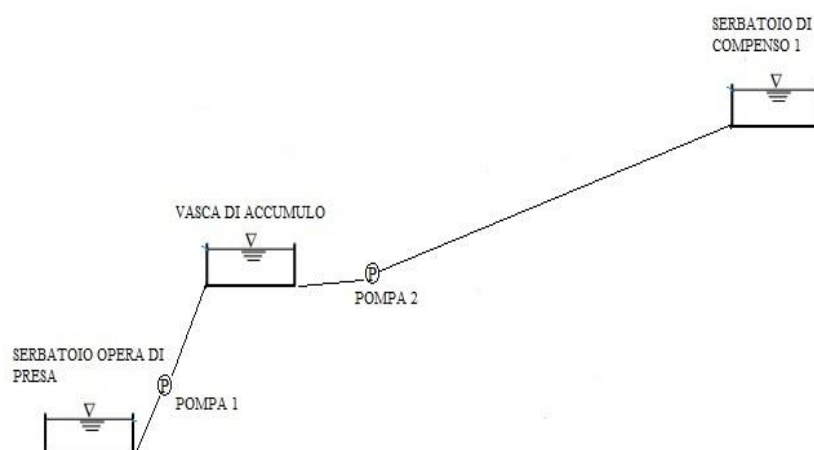


Fig. 2.23 Adduzione con pompaggio (2° caso)

In tal caso l'adduzione è divisa in due tratti; il primo tratto collega l'opera di presa con una vasca di accumulo, mentre il secondo collega la vasca d'accumulo con il serbatoio di compenso. Sottolineando che entrambi i tratti vanno dimensionati e questo si fa singolarmente per ognuno, il tratto più importante è sicuramente il secondo.

Per il dimensionamento consideriamo lo schema di fig. 2.22. Le incognite del problema sono due in questo caso e sono il diametro della condotta e la prevalenza della pompa indicate rispettivamente con D e H_p .

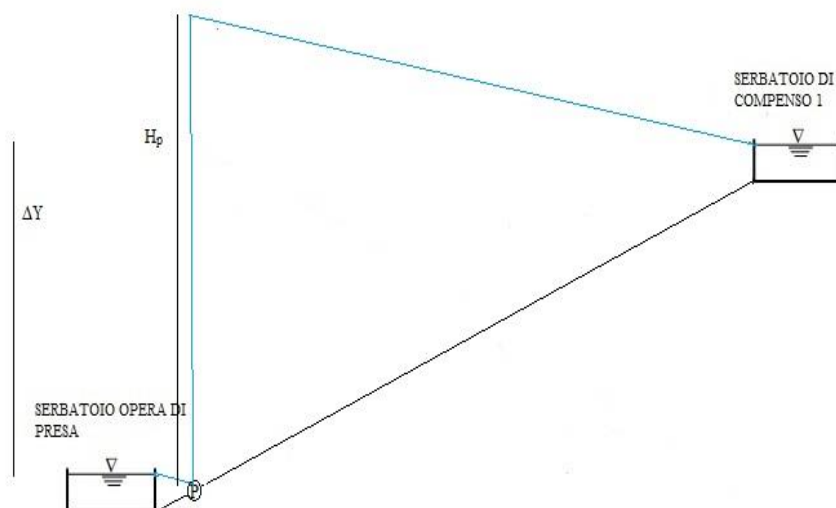


Fig. 2.24 Adduzione con pompaggio: schema di calcolo

Rispetto al caso di adduzione a gravità, ho un elemento in più rappresentato dalla pompa. Di conseguenza l'equazione di bilancio energetico si può scrivere:

$$H_{ini} + H_p - \Delta H_{distr} = H_{fin} \quad (29)$$

dove i termini H sono rispettivamente il carico iniziale, la prevalenza della pompa, le perdite distribuite in condotta e il carico finale. Dalla (29) si può calcolare H_p , che risulta essere pari a:

$$H_p = (H_{ini} - H_{fin}) + \Delta H_{distr} = \Delta Y + k * \frac{Q^m}{D^n} * L \quad (30)$$

Dalla (30) si nota come più il diametro è piccolo, maggiore è la prevalenza della pompa e viceversa più il diametro è grande minore sarà la prevalenza ma maggiore sarà il costo della condotta. Dato che vi è una sola equazione ma due incognite, è necessario introdurre una nuova equazione che rappresenta un vincolo economico e viene detta equazione di minima passività annua. La passività annua rappresenta i costi annuali che si devono sostenere per rendere il sistema d'adduzione funzionale:

$$P_{annua} = P_{imp} + P_{energia} \quad (31)$$

ed è definita da due componenti che sono la passività legata all'impianto e quella legata all'energia, rispettivamente P_{imp} e $P_{energia}$. La componente legata all'impianto racchiude in sé tutti i costi legati alla vita del sistema stesso e cioè i costi dovuti alla costruzione iniziale ed i costi dovuti alla manutenzione, agli interessi ed agli ammortamenti, rispettivamente con i parametri $C_{impianto}$ e r :

$$P_{imp} = r * C_{impianto} \quad (32)$$

La (32) può essere scritta in funzione del diametro della condotta:

$$P_{imp} = r * (k_0 + \omega D^\varepsilon) * L \quad (33)$$

La passività legata all'energia invece rappresenta proprio l'energia che viene consumata dalla pompa durante il suo funzionamento e può essere scritta, sfruttando anche la (30) come:

$$P_{energia} = C_{energia} * \frac{9.8 * Q * H_p}{\eta} * T \quad (34)$$

$$P_{energia} = C_{energia} * \frac{9.8 * Q * T}{\eta} * (\Delta Y + k * \frac{Q^m}{D^n} * L) \quad (35)$$

Una volta definite la (33) e la (35), la prassi è quella di far variare di volta in volta il diametro della condotta e costruire le due curve. Una volta costruite le due curve, queste si sommano realizzando una terza curva, il cui punto più basso è quello in corrispondenza del quale vi è il diametro ottimale per la condotta, ossia quello che minimizza la passività annua.

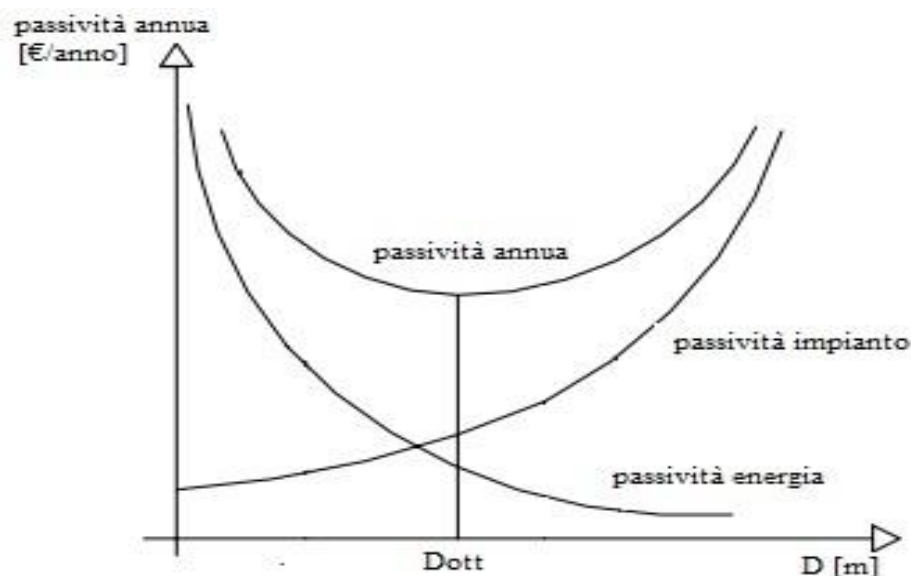


Fig. 2.24 Punto di diametro ottimale

In conclusione, non esiste un migliore schema idraulico ed uno peggiore ma tutto dipende dal tipo di tracciato individuato per ospitare il sistema, il che rende la scelta del profilo planimetrico e altimetrico di fondamentale importanza per tutta la progettazione. Le unità di misura di tutte le grandezze analizzate nell'analisi sono quelle proprie del sistema internazionale.

2.5 IL SERBATOIO

I serbatoi urbani sono manufatti molto importanti per gli acquedotti, in quanto con la loro capacità assolvono alle seguenti funzioni:

- Di *compenso* o di *regolazione*, nel senso che permettono di avere un regime delle portate in uscita (deflussi) diverso da quello delle portate in entrata (afflussi);
- Di *riserva idrica*, perché evitano l'interruzione del deflusso a valle quando la tubazione a monte (condotta adduttrice) è fuori servizio per interventi di normale manutenzione o per rotture, guasti delle apparecchiature, mancanza di energia elettrica di alimentazione delle elettropompe.
- *Servizio antincendio*.

Ognuna di queste funzioni è correlata ad un certo volume d'acqua necessario per svolgerle; tali volumi devono essere calcolati singolarmente. Il volume più importante è sicuramente quello relativo alla capacità di compenso.

La condotta d'adduzione alimenta il serbatoio con una portata costante mentre la portata in uscita è variabile nel tempo perché è funzione della diversa richiesta idrica della rete di distribuzione funzione a sua volta delle necessità dell'utenza. Nei periodi di consumo elevato, il serbatoio dovrà essere in grado di erogare una portata superiore alla portata media di progetto, attingendo da una opportunamente dimensionata capacità di compenso, W_c ; allo stesso modo, durante i periodi di basso consumo il serbatoio dovrà essere in grado di accumulare nella medesima capacità il volume d'acqua in eccesso proveniente dalla condotta di adduzione. Il compenso è stimato sulla base giornaliera perché un compenso pluriennale o stagionale comporterebbe degli accumuli troppo eccessivi con conseguente dimensione troppo grande del serbatoio.

Il livello del serbatoio passerà da un livello massimo in corrispondenza della fase di riempimento ad un livello minimo in corrispondenza della fase di svuotamento. Alle 24h, dato che il compenso è giornaliero, il livello del serbatoio sarà uguale a quello dell'ora 0 perché in caso contrario si avrebbe uno sfioro od uno svuotamento totale; questo è possibile nel caso in cui la Q_{in} sia esattamente uguale alla $Q_{out\ media}$. Il volume di compenso è tutto quello compreso tra il livello minimo e quello massimo che la risorsa presenta all'interno del serbatoio. Per calcolare tale volume si fa un bilancio di volume seguendo la seguente relazione:

$$\frac{dW}{dt} = Q_{in} - Q_{out} \quad (36)$$

Integrando la (36) si ottiene:

$$\Delta W(t) = \int_0^t Q_{in} - \int_0^t Q_{out} = W_{in} - W_{out} \quad (37)$$

e sfruttando la (37) si può costruire il seguente grafico:

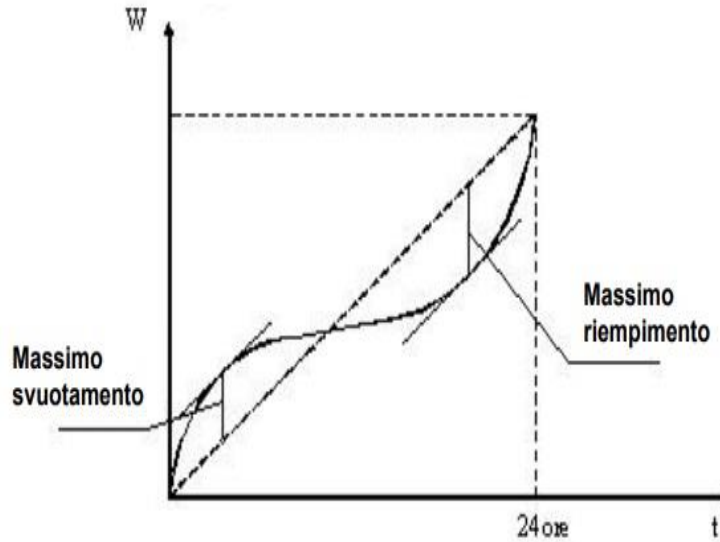


Fig. 2.25 Curva integrale delle portanti entranti (tratteggiata) ed uscenti (continua)

Dal grafico in figura 2.25 i ΔW che interessano sono quelli relativi al massimo riempimento e al massimo svuotamento; infatti chiamando W_1 la differenza minima di volume tra volumi entranti e volumi uscenti (in valore assoluto) e W_2 la differenza massima, segue che:

$$W_c = W_1 + W_2 \quad (38)$$

Questo è però un approccio teorico, perché nella pratica, è molto difficile, salvo in casi particolari, andare a conoscere l'andamento della Q_{out} . L'entità delle variazioni di portata Q_{out} rispetto alla media è strettamente legata alle dimensioni dell'agglomerato da servire: i grandi acquedotti manifestano minori oscillazioni relative di portata rispetto a quelli piccoli ma questo è comunque solo un'osservazione di tipo qualitativa e riportare questo principio ad una valutazione numerica è cosa molto diversa. Per tale motivo si usano delle formule di carattere empirico per calcolare W_c come per esempio:

$$W_c = \left(\frac{1}{3}, \frac{1}{4}\right) * W_{mg} \quad (39)$$

dove W_{mg} indica il volume erogato nel giorno di massimo consumo.

Il volume correlato alla capacità di riserva invece ha il compito di garantire il servizio idrico nel caso di guasti all'alimentazione e quindi di interruzione del rifornimento idrico per il serbatoio. Esso è stabilito con criteri empirici; interviene in caso di interruzione della condotta adduttrice per le operazioni di normale manutenzione e per eventi di natura straordinaria quali le rotture, i guasti delle apparecchiature speciali o le forti perdite ai giunti. Le situazioni più critiche si verificano proprio per gli eventi di natura straordinaria, in quanto gli interventi di manutenzione ordinaria possono essere programmati ed effettuati nei periodi di minor consumo. Il volume di *riserva* va quindi fissato in base alla probabilità del verificarsi delle rotture e delle altre cause di interruzione dell'adduttrice e delle prevedibili durate delle interruzioni stesse, che risultano uguali alla somma dei tempi di individuazione dei guasti e dei tempi degli interventi di riparazione. Sulla base delle precedenti considerazioni si deduce che la probabilità delle interruzioni aumenta al crescere della lunghezza e della vetustà dell'adduttrice, delle pressioni di esercizio e di normale funzionamento, del grado di instabilità e di aggressività dei terreni attraversati dall'adduttrice e dipende inoltre dal tipo di materiale della tubazione.

In dipendenza del rischio e della durata prevedibili per le interruzioni, è consigliabile assegnare al serbatoio un volume minimo di riserva W_r pari a :

$$W_r = \left(\frac{1}{2}, \frac{1}{3}\right) * W_{mg} \quad (40)$$

Nel caso in cui il tempo delle riparazioni T_{rip} , comprensivo del tempo dovuto all'individuazione del guasto e del tempo effettivo della riparazione, sia conosciuto allora la (40) può essere sostituita dalla seguente formula:

$$W_r = Q_{in} * T_{rip} \quad (41)$$

dove la Q_{in} indica, come al solito, la portata entrante nel serbatoio.

Per quanto riguarda il volume destinato al *servizio antincendio*, questo è molto importante nel caso di centri urbani di piccole dimensioni in quanto risulta essere una percentuale notevole se paragonato al volume di riserva; è meno importante per i centri urbani di grosse dimensioni tanto da poter, alle volte, essere considerato trascurabile. Esso viene calcolato come:

$$W_{ant} = Q_I * T_{spegnimento} \quad (42)$$

dove il $T_{spegnimento}$ è un termine che indica in maniera approssimativa il tempo di spegnimento di un generico incendio ed è valutabile tra le 3 e le 5 ore. Q_I invece indica la portata totale erogata dagli idranti ed è funzione del numero di abitanti del centro urbano:

$$Q_I = 5 - 8 \frac{l}{s} \quad \text{per città} < 3000 \text{ abitanti} \quad (43)$$

$$Q_I = 6 * \sqrt{N} \quad \text{per città} > 3000 \text{ abitanti} \quad (44)$$

La formula (44) rappresenta solo una delle diverse formule disponibili ed è chiamata formula di Conti; il termine N indica il numero di abitanti espresso in migliaia.

Il volume totale del serbatoio W_{tot} sarà individuato dalla somma delle tre componenti di *compenso*, *riserva ed antincendio* al quale si unisce un franco.

$$W_{tot} = W_c + W_r + W_{ant} + \text{franco} \quad (45)$$

Dal volume di compenso dividendolo per la massima fluttuazione accettabile variabile in funzione delle scelte progettuali si ottiene la superficie del serbatoio. Una volta a conoscenza di tale superficie, dividendo il volume antincendio per essa si ottiene l'altezza necessaria al serbatoio per ospitare tale volume; si fa lo stesso per il volume di riserva. Sommando le due altezze derivanti dal volume di riserva e da quello antincendio, i metri della fluttuazione e i metri del franco si ottiene l'altezza del serbatoio.

Nei sistemi di approvvigionamento idrico cittadino vi sono fondamentalmente due tipologie di serbatoi:

- Interrato (da preferire: più economico, minore impatto ambientale), massima escursione del livello 3.5÷4.5 metri; sono caratterizzati dall'avere generalmente più vasche di accumulo totalmente isolate dall'ambiente esterno;
- Sopraelevato o pensile (quando non sia possibile servire la rete di distribuzione a gravità con serbatoio interrato a distanza inferiore di 1.5÷2 km dal centro), massima escursione del livello 5÷6 metri.



Fig.2.26 Serbatoio pensile

I serbatoi possono essere collocati prima del centro urbano da servire e in questo caso prendono il nome di *serbatoi di testata* oppure dopo ed in tal caso prendono il nome di *serbatoi d'estremità*.

Essi, anche se diversi nelle dimensioni, hanno svariati elementi in comune. Infatti, considerando che di solito, soprattutto per i serbatoi interrati vi sono più vasche, è possibile trovare per ogni vasca:

- saracinesche di intercetto necessarie per l'esclusione o l'inserimento della vasca in servizio nella rete;
- idrovalvole per l'interruzione del flusso qualora la vasca dovesse riempirsi completamente;
- misuratori di portata, uno in ingresso e uno in uscita, necessari per quantificare le portate in uscita e in entrata nel serbatoio;
- saracinesche necessarie per l'interruzione o il deflusso attraverso le tubazioni di presa;
- saracinesche di bypass necessarie per escludere completamente il serbatoio e collegare l'adduzione con la rete;
- tubazioni che collegano gli sfioratori delle vasche con i canali di scarico;
- tubazioni di adduzione;
- tubazioni di presa;
- scarichi di fondo;
- scarichi di superficie.

Le varie apparecchiature sono solitamente alloggiate all'interno di una *camera di manovra* costituita solitamente da due piani; al piano inferiore sono presenti fisicamente gli apparecchi, mentre quello superiore ospita gli organi di manovra e di controllo ed è accessibile agli operai.

2.6 RETE DI DISTRIBUZIONE

Le reti di distribuzione hanno il compito di "consegnare" l'acqua alle utenze. Esse sono costituite da molteplici elementi e di conseguenza il loro dimensionamento è complesso e viene effettuato con metodi semplificati. Sono infatti caratterizzate da un numero elevato di condotte e questo implica un numero elevato di saracinesche, di valvole, di raccordi, tutti elementi tra di loro molto diversi. A questi si aggiungono gli allacci con le utenze e le relative problematiche intrinseche nella natura stessa delle connessioni. Tale varietà di strumenti implica una maggiore probabilità di guasti, unito anche alle maggiori sollecitazioni alle quali le condotte sono sottoposte. Esse vengono generalmente alloggiate, infatti, lungo la rete stradale ed ai carichi imposti dalla pressione si aggiungono quelli dovuti al passaggio veicolare.

Le principali tipologie di reti di distribuzione sono:

- reti chiuse;
- reti aperte;
- reti miste.

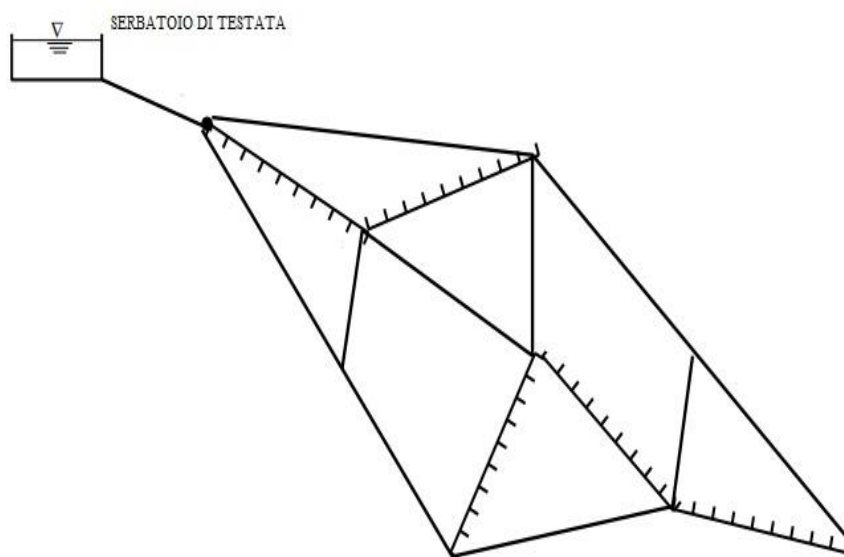


Fig. 2.27

Rete chiusa

Nelle reti chiuse la maggior parte delle condotte segue un percorso chiuso. Questo porta ad avere una maggiore affidabilità del servizio idrico perché in caso di un eventuale guasto la risorsa presenta diverse opportunità per giungere ugualmente alle utenze. Sono caratterizzate da un serbatoio di testata ed anche se permettono una migliore soluzione, come detto, in caso di guasto, hanno lo svantaggio di uno sviluppo in lunghezza maggiore e quindi a parità di portata un aumento delle perdite di carico distribuite. Questo porta a valori di pressione più bassi lungo la rete con conseguente non superamento dei limiti imposti dalla normativa sulle pressioni minime.

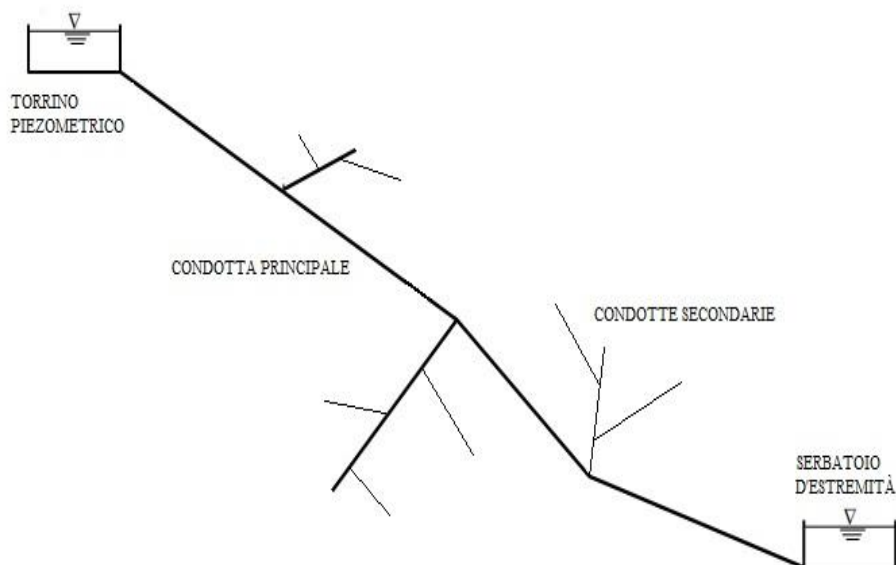


Fig. 2.28 Rete aperta

Le reti aperte sono caratterizzate da una condotta principale che generalmente attraversa tutto il centro urbano alla quale vengono allacciate le condotte secondarie. La consegna della risorsa alle utenze può avvenire o direttamente mediante allacci alla condotta principale o mediante allacci alle condotte secondarie. Tra le due soluzioni è preferibile la seconda perché più vantaggiosa sia dal punto di vista economico che da quello gestionale e costruttivo. La topologia della rete prevede un serbatoio d'estremità la cui funzione è quella di garantire il servizio idrico anche nel caso di guasto della condotta principale nella parte iniziale della rete e di una torre piezometrica, comunque non sempre presente, che ha lo scopo di disconnessione idraulica e rende la condotta d'adduzione indipendente dalle variazioni temporali della rete di distribuzione. Questa tipologia di rete viene solitamente utilizzata in centri urbani a sviluppo lineare e quindi in prossimità di zone costiere.

Indipendentemente dallo schema strutturale della rete, sia essa aperta, chiusa o mista, i diametri delle condotte non sono uguali e vi è una gerarchia delle condotte anche se l'obiettivo del progettista è quello di garantire un diametro il più possibile uniforme. Questo è dovuto principalmente al fatto che più diametri si utilizzano più variabilità c'è negli elementi di rete (saracinesche, valvole) e questo si traduce in problematiche di tipo costruttivo. La gerarchia delle condotte prevede:

- alimentatrici principali;
- alimentatrici secondarie;
- alimentatrici terziarie.

Le alimentatrici principali hanno il compito di trasportare la risorsa a scala di rete, le seconde a scale di quartiere o comunque di sottozona, le terze rappresentano le condotte finali alle quali vengono effettuati gli allacci per la distribuzione alle utenze. Questa è comunque una classificazione di massima perché non è inusuale trovare allacci anche lungo le alimentatrici principali o secondarie, ancor più se il centro abitato è di piccole dimensioni.

Per le reti di distribuzione, generalmente il materiale più utilizzato è il PEAD. Questo è l'acronimo del polietilene ad alta densità. Il polietilene ad alta densità è un polimero termoplastico ricavato dal petrolio. Per ottenere un chilogrammo di PEAD sono necessari 1,75 kg di petrolio in termini di materia prima.

Viene comunemente riciclato e nel 2007 il mercato globale del PEAD raggiunse un volume di oltre 30 milioni di tonnellate.

Il PEAD presenta scarse ramificazioni, col risultato che le forze intermolecolari e la resistenza alla trazione sono maggiori che nelle varietà di polietilene meno dense.

Esso ha una costituzione chimica simile a quella del polietilene a bassa densità, ma, per il particolare procedimento di polimerizzazione con cui si ottiene la materia prima, ha rispetto a questo una struttura molto più cristallina e caratteristiche meccaniche e termiche assai migliori, pur conservando le eccellenti caratteristiche dielettriche e chimiche e l'assoluta impermeabilità; è anche più duro e più opaco e può sopportare temperature più elevate (120 °C per brevi periodi, 110 °C continuamente).

La mancanza di ramificazione è ottenuta con una scelta appropriata del catalizzatore e delle condizioni di reazione. Il PEAD contiene, come elementi chimici, carbonio e idrogeno, legati in modo da formare lunghe catene polimeriche in cui la parte centrale delle catene è costituita da legami forti tra atomi di carbonio.

Per i tubi e per i raccordi in PEAD per condotte destinate al trasporto di acqua in pressione esiste la UNI EN 12201-3 : 2013 che ha sostituito la NORMA UNI 10910 e che regola l'utilizzo e le proprietà che deve avere questo materiale.

Nel caso dei tubi in polietilene ad alta densità, sono previsti delle pressioni nominali P_N che si riferiscono al loro funzionamento a una temperatura di 20°C.

I tubi devono essere realizzati esclusivamente in polietilene del tipo PE80 e PE100, ove il numero identifica la resistenza del materiale: PE80 ha una massima tensione circonferenziale di 8,0 N/mm² mentre PE100 di 10,0 N/mm².

I parametri in base ai quali si sceglie una condotta in polietilene ad alta densità sono:

- P_N = Pressione nominale. È un elemento caratteristico della produzione dei componenti (pressione massima a cui un componente può essere sottoposto in esercizio) e deve essere almeno pari alla somma della massima pressione interna in asse condotta, delle sovrappressioni di moto vario e della pressione equivalente alle sollecitazioni esterne a cui il sistema sarà sottoposto;
- D_N = Diametro nominale. È un altro elemento caratteristico della produzione dei componenti;
- D_e = diametro esterno;
- D_i = diametro interno. Esso condiziona la velocità della risorsa in condotta e le perdite di carico distribuite;
- s = spessore.

Come per le condotte d'adduzione, anche le condotte della rete di distribuzione vengono alloggiati all'interno di trincee. In queste reti però bisogna tenere conto dell'interazione tra il sistema di distribuzione idrica e le altre strutture presenti nella zona interessata, in particolare bisogna considerare il mutuo posizionamento tra la rete di distribuzione stessa e la rete fognaria evitando che eventuali fuoriuscite di sostanze da quest'ultima entrino in contatto con la risorsa idrica.

Vi sono due possibili strade da seguire; una, considerata generalmente la migliore, è quella di porre le due reti in due trincee differenti, posizionando la rete fognaria inferiormente rispetto a quella idrica con almeno una distanza pari a 0.30 m. La seconda strada che si può seguire, meno efficiente ma più economica, è quella di porre entrambi le reti nella stessa trincea, alloggiando la rete idrica superiormente rispetto quella fognaria ad una distanza pari ad almeno 0.50 m. Ovviamente la prima soluzione è più costosa perché la realizzazione di due trincee comporta un notevole aumento dei costi di realizzazione.

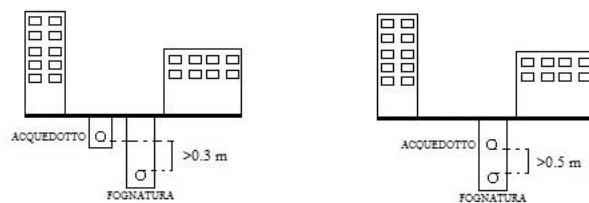


Fig. 2.29 Interazione rete fognaria - rete idrica

Da un punto di vista idraulico è opportuno andare a definire una serie di condizioni, chiamate condizioni di servizio, che garantiscano una corretta distribuzione della risorsa idrica. Tali condizioni di servizio non sono altro che una serie di limitazioni in termini di carico piezometrico e di velocità che devono essere rispettate nella rete in condizioni di esercizio; ad esse vengono aggiunte altre limitazioni in condizioni di criticità.

Tali condizioni possono essere così riassunte:

- Nell'ora di massimo consumo e di contemporaneo livello minimo del serbatoio, la quota piezometrica deve risultare, in qualsiasi punto della rete più elevata di almeno 10 m rispetto ai piani più alti degli edifici in zona, in modo che le portate richieste, tenendo conto delle perdite di carico abbastanza elevate che si hanno nelle reti di distribuzione interna degli edifici stessi, possano giungere nei piani più alti con una pressione ancora sufficiente a garantire una buona erogazione degli apparecchi sanitari. Gli edifici da prendere in considerazione sono quelli con un'altezza medio - alta, indicata con a , mentre sono da escludere quelli con un'altezza nettamente maggiore rispetto a tutti gli altri, i quali dovranno essere dotati di appositi impianti di sollevamento per assicurare il normale servizio nei piani più alti; per il rispetto di tale vincolo la portata che si usa è quella di picco orario:

$$h \geq a + 10 \text{ m} \quad (46)$$

- Nella situazione opposta invece, cioè di minimo consumo e di contemporaneo livello massimo nel serbatoio, le quote piezometriche non devono superare i 70 m sul piano stradale in nessun punto della rete, per evitare che pressioni troppo forti porterebbero alla manifestazione di perdite nei giunti, non sempre adatti a resistere a forti pressioni; per tale verifica si usa un valore di portata pari circa a 0:

$$h < 70 \text{ m} \quad (47)$$

- La massima oscillazione di carico durante l'esercizio non deve superare i 15 m in alcun punto della rete; a volte però si ammettono oscillazioni di 20 m e eccezionalmente anche maggiori:

$$\Delta h < 20 \text{ m} \quad (48)$$

- In situazione di portata massima del giorno di massimo consumo, le velocità dell'acqua in ogni tronco devono mantenersi preferibilmente tra i 0.5 m/s e i 1.5 m/s, e comunque mai al di sopra dei 2.0 m/s; tale condizione è comunque secondaria rispetto alle condizioni sui carichi piezometrici ed è utile perché una velocità eccessiva causa un deterioramento più rapido delle condotte.

Queste appena descritte sono le condizioni di servizio. In condizioni di criticità intervengono altre due condizioni che devono necessariamente essere rispettate funzione del tipo di criticità stessa.

- Richiesta di portata aggiuntiva per spegnimento incendi. In questo caso è necessario verificare che se nella rete oltre alle portate di picco intervengono anche le portate antincendio i carichi non si abbassino eccessivamente. La portata che si deve usare è la seguente:

$$Q = Q_l + \frac{1}{2} * Q_h \quad (49)$$

Il termine Q_h , che indica la portata di picco, deve essere diviso per due; questo perché in condizioni di emergenza si tollera una carenza del servizio idrico per evitare un dimensionamento con una portata troppo elevata il che porta ad eccessivi costi. Con tale portata inoltre deve essere verificato che:

$$h > 10 - 15 \text{ m} \quad (50)$$

- Rottura di una condotta principale. Questa situazione implica una diminuzione del carico piezometrico generale in rete. La portata da utilizzare in tale situazione è pari alla metà della portata di picco orario e deve essere verificato che con tale portata:

$$h > 10 - 15 \text{ m} \quad (51)$$

Per le reti di distribuzione appare quindi chiaro che uno dei parametri più importanti da definire è rappresentato dalla portata di picco da attribuire ad ogni singolo nodo. È con questa infatti che si vanno ad effettuare le principali verifiche. Il problema, in tale definizione, nasce dal fatto che lungo un qualsiasi tratto di condotta non si ha una sola utenza ma queste sono distribuite in maniera irregolare lungo tutta la sua lunghezza il che porta ad una difficoltà molto rilevante nella definizione dell'equazione di bilancio energetico. Tale grattacapo è stato superato nei problemi di dimensionamento ipotizzando un'erogazione di tipo distribuito lungo tutta la condotta con una portata erogata per unità di lunghezza pari a:

$$q = \frac{P}{L} \quad (52)$$

dove P indica la portata erogata complessivamente lungo tutta la condotta e L la lunghezza complessiva della condotta stessa.

Il secondo passo consiste nel sostituire l'erogazione di tipo distribuito in un'erogazione di tipo concentrato ai nodi. È stato dimostrato che questa operazione corrisponde semplicemente nell'andare ad attribuire ad ognuno dei due nodi un valore di portata pari a metà della portata complessivamente erogata P nel tratto di condotta considerato di lunghezza L , cioè:

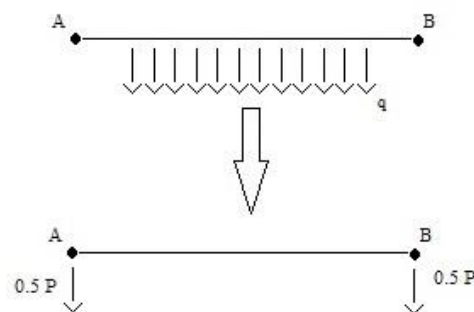


Fig. 2.30 Divisione portate erogate in condotta ai nodi

Tutti i metodi di dimensionamento delle reti di distribuzione si basano su questo assunto iniziale.

La stragrande maggioranza delle reti di distribuzione hanno una topologia di tipo misto, cioè hanno sia elementi propri di una rete chiusa sia elementi propri di una rete aperta. Per il dimensionamento di una rete di tale tipo si possono usare tre diversi metodi:

- metodo dei punti neutri;
- metodo per verifiche successive;
- Introduzione di vincoli idraulici.

Nella fase di dimensionamento di tali reti si ci trova nella situazione in cui i vincoli idraulici non sono sufficiente a sviluppare in modo univoco il problema, per cui abbiamo più D_i della rete che mi danno le condizioni idrauliche da rispettare e ovviamente ogni soluzione ha un suo costo.

In fase di progetto le grandezze che sono note sono le lunghezze delle condotte e la scabrezza delle stesse, i prelievi P_i da parte delle utenze ed un carico H_1 ; sono incogniti i diametri D_i in numero l pari al numero di lati della rete, le portate nelle condotte Q_i in numero l ed i carichi ai nodi H_i in numero $n-1$ dove n sono il numero di nodi della rete; Abbiamo:

$$2l + n - 1 \text{ incognite} \quad (53)$$

Le equazioni che possiamo scrivere sono quelle di continuità per ogni nodo e pari a $n-1$ insieme a quelle di bilancio energetico pari a l in quanto sono scritte per ogni condotta:

$$\sum Q_i + P_i = 0 \quad (54)$$

$$H_i - H_{i+1} = k_i * \frac{Q_i^m}{D_i^n} * L_i \quad (55)$$

La (54) esprime l'equazione di continuità ai nodi, la quale afferma che la somma della portata entrante ed uscente in un nodo deve essere nulla considerando anche la portata erogata nel nodo stesso, mentre la (55) esprime l'equazione di bilancio energetico. Si hanno quindi:

$$l + n - 1 \text{ equazioni disponibili}$$

Vi sono l gradi di libertà e per rendere il problema determinato bisogna fissare l parametri; ognuno dei precedenti metodi si differisce proprio per la modalità di fissaggio di tali parametri; Possono essere introdotti per eliminare questi gradi di libertà o dei vincoli economici o dei vincoli idraulici.

Il metodo dei punti neutri prevede l'introduzione di un vincolo economico per i nodi della rete in cui il carico piezometrico è incognito. Esso ha il vantaggio di dimensionare il sistema nella maniera più economica possibile ma è dal punto di vista computazionale complesso, è soggettivo e crea il problema di una rete "debole" dal punto di vista idraulico perché porta alla definizione di diametri non uniformi.

Il metodo per verifiche successive è particolare in quanto trasforma un problema di progetto in uno di verifica; infatti si ipotizzano i diametri della rete cercando di usare diametri più grandi per le condotte a diretto contatto o vicine ai punti d'alimentazione e pian piano si diminuiscono tali diametri spostandosi nelle zone periferiche.

In questo metodo le grandezze note risultano essere:

- caratteristiche delle condotte (L, D, k);
- portate erogate ai nodi;
- un carico su un nodo.

Quello che bisogna individuare è:

- portate che circolano in rete;
- carichi ai nodi.

Le incognite sono $l+n-1$ così come le equazioni disponibili che definiscono i vincoli idraulici date dalle equazioni di continuità calcolate ai nodi $(n-1)$ e le equazioni di bilancio energetico calcolate alle condotte(l).

Il problema risulta quindi determinato e il sistema di $l+n-1$ equazioni può essere risolto o tramite metodi semplificati , tipo quello di Cross, o tramite solutori numerici tipo EPANET (più usato).

Una volta risolto il sistema e quindi calcolate portate e carichi si deve valutare che le condizioni di servizio siano rispettate. In caso contrario si devono modificare i diametri nelle condotte in cui le condizioni non sono verificate o comunque nelle zone limitrofe e rifare la verifica fino a quando tali condizioni non siano verificate.

Ha il vantaggio di essere un metodo molto semplice ma di contro è un metodo soggettivo perché dipende dalle scelte effettuate dal progettista dato che tanti diametri permettono il rispetto delle condizioni di servizio ed in più è un metodo che non tiene conto di alcun vincolo economico il che porta a sistemi caratterizzati da costi troppo elevati.

Il terzo metodo non viene descritto perché, fra tutti, è il meno utilizzato vista la sua aleatorietà e la sua applicazione esclusivamente per reti di distribuzione di piccole dimensioni.

3 RETE IDRICA DI HILL TOWN

3.1 HILL TOWN

Il comune di Hill Town è situato nella prima cintura sud del capoluogo di appartenenza ed ha una popolazione di circa 60000 abitanti.

È il primo comune della città metropolitana per popolazione dopo il capoluogo di appartenenza, nonché il quinto della regione per numero di residenti, superando in questa graduatoria alcuni capoluoghi di provincia della regione.

Da un punto di vista geografico il territorio di Hill Town è fondamentalmente diviso in tre parti:

- Zona medio - alta collinare: essa comprende una grossa frazione di boschi e vegetazione di carattere prevalentemente sub - continentale; il punto più alto è situato a 716 m s.l.m. all'interno del parco della Rimembranza sul colle della Maddalena. A tale zona appartiene anche Revigliasco, frazione distaccata del comune di Hill Town;
- Zona medio - bassa collinare: essa comprende praticamente tutto il centro storico del comune;
- Zona fluviale - pianeggiante: essa è costituita a nord da un tratto di destra idrografica del fiume Po, ovvero il tratto meridionale del Parco del Po Torinese-Corso Moncalieri, più un tratto di sinistra idrografica del suddetto fiume, ovvero Corso Trieste-Area Attrezzata "Le Vallere" del Parco del Po Torinese, dove il torrente Sangone confluisce nel fiume Po. Un'altra area fluviale si trova più a sud, nell'area del Molinello, dove in regione Freyria - Mezzi il torrente Chisola confluisce nel Po. Sempre a sud rispetto al borgo antico, in territorio pianeggiante, altre numerose zone distaccate di Hill Town: tra le più importanti, il Borgo Mercato, Borgata Testona, Borgo San Pietro, Santa Maria, Pecenasco, Barauda, Tagliaferro e la zona industriale - commerciale di Via Postiglione, a ridosso di Trofarello.



Fig. 3.1 Aree geografiche Hill Town

La precedente figura è una rappresentazione della zonizzazione geografica del territorio di Hill

Town. La parte della mappa interna alla curva verde rappresenta la zona fluviale - pianeggiante, quella interna alla curva gialla la zona medio - bassa collinare, quella interna alla curva rossa la zona medio - alta collinare. La conoscenza del territorio è il primo passo per la realizzazione di un'opera di approvvigionamento idrico; in base ad esso infatti si sceglie la miglior tipologia di rete che minimizza i costi e massimizza il rendimento della risorsa.

3.2 ACQUEDOTTO DI HILL TOWN

L'acquedotto di Hill Town è una delle reti idriche più complesse di tutta l'area metropolitana di appartenenza. Esso è costituito da un numero molto elevato di serbatoi e da diversi impianti di produzione e di sollevamento. Il sistema di condotte si estende per 236 km.

Più precisamente l'acquedotto dispone di:

- 3 impianti di produzione;
- 5 stazioni di sollevamento;
- 10 serbatoi.

Ai 3 impianti di produzione, che hanno la funzione di captazione della risorsa, vengono aggiunte alcune forniture dalla rete idrica del capoluogo di appartenenza. La rete è suddivisa in 7 zone di pressione differente mediante l'uso di saracinesche in stato di servizio perennemente chiuso, indispensabili, come si vedrà in seguito, alla calibrazione del modello software del sistema idrico (divisione in distretti).

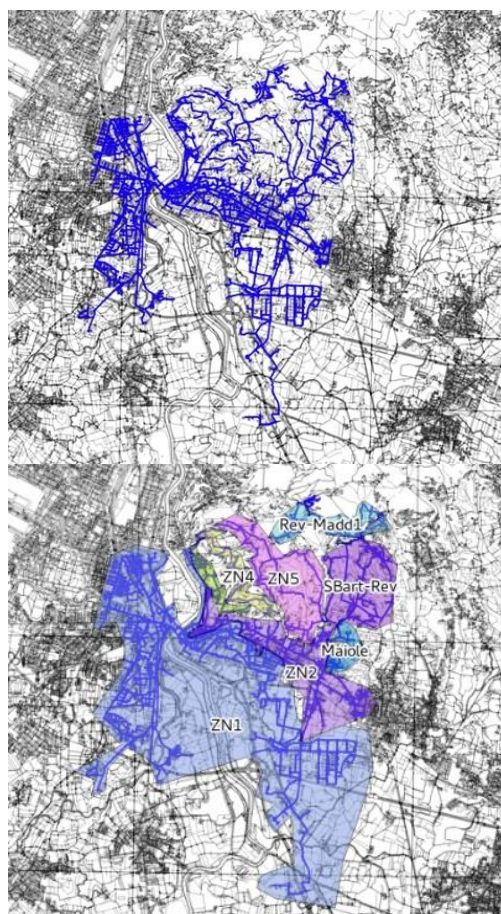


Fig. 3.2 Distribuzione condotte rete idrica di Hill Town e distretti

I 3 impianti di produzione prendono il nome di:

- P_San;
- P_Bau;
- P_Tr.

L'impianto di P_San è l'opera che immette in rete un quantitativo di portata maggiore rispetto agli altri due impianti di produzione e pari a circa 200 l/s. È situato nella zona bassa del comune tra Via Pastrengo e Str. Stupinigi in pieno centro abitato.



Fig. 3.3 Posizionamento geografico P_San

Esso comprende 4 pozzi con altrettante pompe di sollevamento; a queste vanno aggiunte altre 4 pompe per il rilancio dell'acqua verso la rete in zona 1 e tali pompe sono controllate elettronicamente e comandate automaticamente da delle logiche locali funzione del livello piezometrico nel serbatoio di prima zona. In tale impianto è presente anche un piccolo serbatoio che ha il compito di immagazzinare la risorsa in arrivo dai pozzi prima di essere rilanciata verso la rete in zona 1. Sempre all'interno di tale impianto è presente un sistema di filtri a carbone ai fini del miglioramento della qualità della risorsa con relative pompe di lavaggio (nel suddetto caso sono due) ed un sistema di trattamento nitrati al fine di diminuire la durezza dell'acqua. Essa è dovuta alla presenza in essa di sali disciolti di calcio e magnesio. L'acqua si scarica di questi sali sciogliendoli nel sottosuolo man mano che filtra attraverso i diversi strati ricchi di minerali. La durezza si misura in gradi francesi (°F), 1 °F indica un contenuto di sali di calcio e magnesio equivalente a 10 g di carbonato di calcio (CaCO_3) in 1 m^3 di acqua. Nell'impianto si può notare anche una vasca di salamoia; questa entra in gioco perché per il trattamento della durezza delle acque si utilizzano particolari resine, solitamente resine in ciclo sodico, che hanno il problema di giungere a saturazione dopo un certo periodo di trattamento e quindi per poter essere riutilizzate devono essere "rigenerate". La salamoia, che non è altro che una soluzione concentrata di sale, serve proprio per effettuare tale rigenerazione; da un punto di vista chimico essa non fa altro che asportare il calcio fissato nelle resine e ricaricarle di sodio.

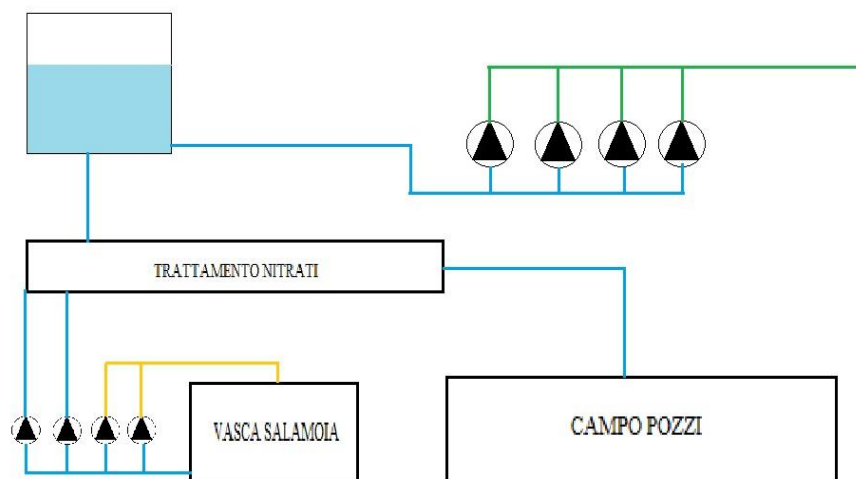


Fig. 3.4 Schema idraulico P_San

L'impianto di *P Tr* immette in rete un quantitativo di portata pari a 15 l/s ed è situato nella zona pianeggiante a sud di Hill Town vicino al torrente Chisola.



Fig. 3.5 Vista dall'alto P_Tr

Questo è un piccolo impianto di produzione che presenta 3 pozzi con altrettante pompe sommerse. Tali pompe hanno una prevalenza di circa 75 m. Lo schema idraulico è semplicissimo.

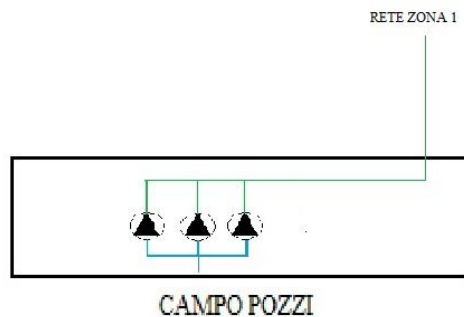


Fig. 3.6 Schema idraulico P_Tr

L'impianto di *P_Bau* è situato a ridosso dell'autostrada A6 Torino - Savona adiacente al Parco Fluviale del Po. Con i suoi 130 l/s di portata immessa in rete è il secondo impianto di produzione della rete idrica di Hill Town dopo *P_San*.



Fig. 3.7 Posizionamento geografico P_Bau

Tale impianto è costituito da 6 pozzi e da altrettante pompe sommerse. Lo schema idraulico è esattamente uguale a quello di *P_Tr* con l'unica differenza di avere un campo pozzi costituito da 6 unità invece che da 3.

Le 5 stazioni di sollevamento prendono il nome di:

- Castello;
- Santa Brigida;
- Vadò;
- San Bartolomeo;
- Revigliasco.

La stazione di sollevamento di *Castello* è situata in Viale Rimembranza e presenta una sala

pompaggio allestita con 9 pompe; 4 di tali pompe hanno la funzione di rilancio verso zona 2, 2 verso zona 3 e 3 verso zona 4. Tale stazione, come tutte le altre, è dotata di un sistema di misuratori di portata e pressione tele-controllati. Le 4 pompe di rilancio verso zona 2 hanno complessivamente una portata di 90 l/s ed una prevalenza di 26 m, le 2 pompe di rilancio verso zona 3 hanno una portata di 15 l/s ed una prevalenza di 50 m mentre le 3 pompe di rilancio verso zona 4 hanno una portata di 22 l/s ed una prevalenza di 164 m.



Fig. 3.8 Ingresso stazione Castello

Come detto la sala pompaggio è allestita con 9 pompe rappresentate nelle figure sottostanti:



Fig. 3.9 Pompe rilancio zona 2



Fig. 3.10 Pompe rilancio zona 4



Fig. 3.11 Pompe rilancio zona 3



Fig. 3.12 Misuratori Castello

La stazione di sollevamento di *Santa Brigida* è una piccola stazione di pompaggio allestita con 3 pompe che hanno la funzione di rilanciare l'acqua verso zona 5. Esse hanno complessivamente una capacità di rilancio di 15 l/s con una prevalenza di 110 m.

La stazione di *Vadò* è un impianto di sollevamento situato nella zona Sud di Hill Town nei pressi della zona industriale. Tale impianto se da una parte è utile per il rilancio dell'acqua verso zona 2 dall'altra rappresenta un sistema inefficiente dal punto di vista idraulico; esso infatti, contando al suo interno un serbatoio, rappresenta un punto della rete in cui si ha un abbassamento piezometrico

che vista la posizione geografica dell'impianto non è funzionale.



Fig. 3.13 Ingresso stazione Vadò

Tale impianto come detto serve per il rilancio della risorsa verso zona 2 e consta di 4 pompe orizzontali con una portata complessiva di 35 l/s ed una prevalenza di 28 m.



Fig. 3.14 Sala pompe Vadò

Le stazioni di *San Bartolomeo* e *Revigliasco* sono due impianti di sollevamento relativamente piccoli situati a Nord - Est di Hill Town nella zona medio - alta collinare. L'impianto di *San Bartolomeo* si trova più a sud rispetto quello di *Revigliasco* ed ha la funzione di rilanciare l'acqua verso le zone Revigliasco e Maiole per mezzo di 4 pompe, 2 per il rilancio in zona Maiole e 2 per il rilancio in zona Revigliasco. L'impianto di *Revigliasco* invece ha la funzione di rilancio della risorsa verso le zone Redentore e Maddalena per mezzo di 3 pompe, 2 per il rilancio in zona Redentore e 1 per il rilancio in zona Maddalena.



Fig. 3.15 Ingresso impianti San Bartolomeo e Revigliasco

Come detto l'impianto di *Revigliasco* presente in totale 3 pompe, 2 per il rilancio in zona Redentore e 1 per il rilancio in zona Maddalena. Le 2 pompe presentano una portata complessiva pari a 7 l/s con una prevalenza di 105 m mentre quella singola presenta una portata di 4,5 m con una prevalenza di 205 m. Si nota da tali valori come questo è un impianto relativamente piccolo. L'impianto di *San Bartolomeo* è sicuramente più importante per la definizione del comportamento idraulico della rete perché presenta portate in gioco maggiori. Come detto, questo consta di 4 pompe in totale con 2 che hanno la funzione di rilancio verso la zona Revigliasco e 2 verso la zona Maiole. Le prime due hanno complessivamente una portata di 25 l/s ed una prevalenza di 165 m mentre le altre 2 (rilancio zona Maiole) hanno una portata complessiva di 20 l/s ed una prevalenza di 30 m.



Fig. 3.16 Sala pompaggio San Bartolomeo e Revigliasco

La rete di Hill Town presenta anche 10 serbatoi. Tali serbatoi sono posizionati lungo tutta la rete idrica e ognuno di essi serve una determinata zona. Hanno la particolarità di non essere serbatoi di grosse dimensioni tant'è vero che il più grande ha una capacità di 800 m³ ed è quello che serve la zona 1.



Fig. 3.17 Posizionamento geografico serbatoio

Di seguito è presente una tabella con le principali caratteristiche dei suddetti serbatoi:

SERBATOIO	CAPACITÀ [m ³]	QUOTA FONDO [m s.l.m.]	ALTEZZA [m]
Rimembranza 1	800	273	4,8
Rimembranza 2	550	289,8	4,5
Santa Brigida 3	300	318,4	3,7
Santa Brigida 4	80	424	4,1
Santa Brigida 5	80	520	3,5
Maiole	250	310	3,5
Revigliasco	200	424	4
Redentore	200	531	5
Maddalena	200	620	3,5
Maddalena 2	16	652	2

Tab. 3.1 Caratteristiche serbatoi

L'acquedotto di Hill Town attinge non solo dagli impianti di produzione ma anche dalla rete idrica del proprio capoluogo per integrare la disponibilità della risorsa. Tali prelievi vengono effettuati in camere di presa situate al confine tra i due comuni. Nella tabella seguente sono indicati gli scambi tra i due acquedotti.

CAMERA DI PRESA	DIAMETRO CONDOTTA [mm]	PORTATA [l/s]
C.so Rosselli	150	70
C.so Dante	150	50
C.so Torino	125	10

Tab. 3.2 Scambi Hill Town - capoluogo

Tutti gli impianti di produzione e pompaggio presenti nella rete idrica di Hill Town, nonché i serbatoi sono tele-controllati a distanza. Oggigiorno è ormai consolidata la prassi di utilizzare **sistemi di telecontrollo** più o meno semplici, funzione della rete idrica da controllare e delle possibilità economiche e gestionali dell'ente a cui spetta la supervisione del sistema, data la loro grossa utilità ai fini del controllo continuo di grandezze d'interesse tipo la portata e la velocità, della possibilità di fare variare in tempo reale le condizioni di funzionamento della rete per adeguarle alle richieste, di bloccare velocemente la produzione di acqua in caso di gravi malfunzionamenti della rete. Essi rappresentano oggi un elemento fondamentale per una corretta gestione di una qualsiasi rete di approvvigionamento idrico.

Un sistema di telecontrollo, fondamentalmente, è costituito da:

- Sistema di telerilevamento(misuratori);
- Rete di telecomunicazione per la trasmissione dati;
- Centro di controllo per l'acquisizione, validazione e archiviazione dei dati;
- Rete per la trasmissione dei comandi alle varie apparecchiature.

Il sistema di telecontrollo dà inoltre la possibilità agli addetti ai lavori di verificare che la rete si comporti come da previsioni progettuali ed è uno strumento fondamentale per la modellazione del sistema idrico. Infatti è essenziale per la fase di calibrazione nella quale si confrontano le analisi temporali provenienti dal telecontrollo con quelle ottenute dal modello. In assenza del telecontrollo non si avrebbero gli strumenti necessari per effettuare la calibrazione e di conseguenza la costruzione del modello risulterebbe inutile in quanto non ci sarebbe la certezza che esso rappresenti il reale

comportamento della rete.

Tutta la rete idrica di Hill Town, nei suoi punti chiave, risulta essere monitorata. Le apparecchiature principalmente presenti sono misuratori di portata e di pressione ed indicatori del livello piezometrico dei serbatoi.

Di seguito è rappresentato uno schema tipico al telecontrollo della rete idrica. Esso rappresenta l'impianto di sollevamento di Revigliasco.

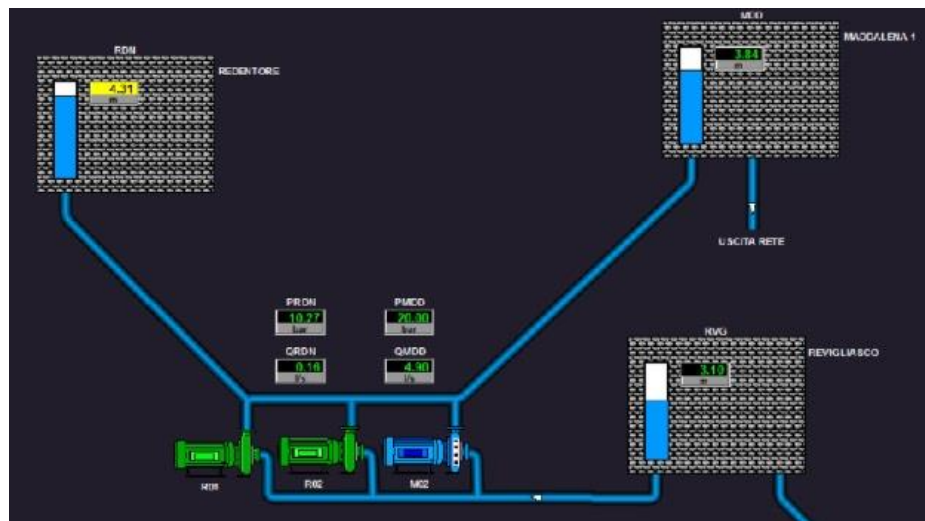


Fig. 3.18 Telecontrollo Revigliasco

Ogni pompa ed ogni serbatoio ha un codice identificativo, così come i misuratori di portata e di pressione. Dalla figura si nota come per esempio il serbatoio di Redentore è indicato con RDN o il misuratore di portata che rileva il flusso da Revigliasco a Redentore è indicato con QRDN. Per quanto riguarda i sensori posti nel sistema di Hill Town, questi hanno un codice identificativo scritto come AB001156yy_xxxx, dove 001156 indica il codice ISTAT del comune, le yy identificano l'impianto di riferimento e le xxxx indicano il sensore all'interno di un determinato impianto.

Come detto, con i sensori è possibile osservare l'andamento temporale delle grandezze rilevate.

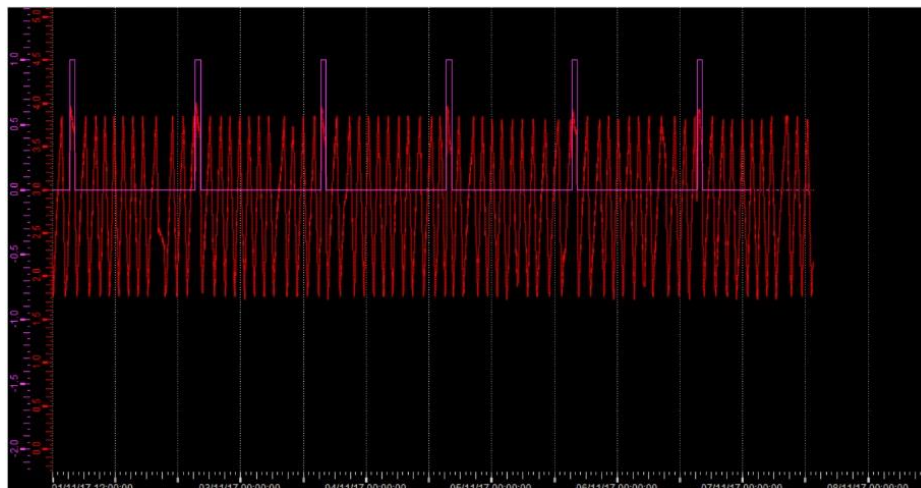
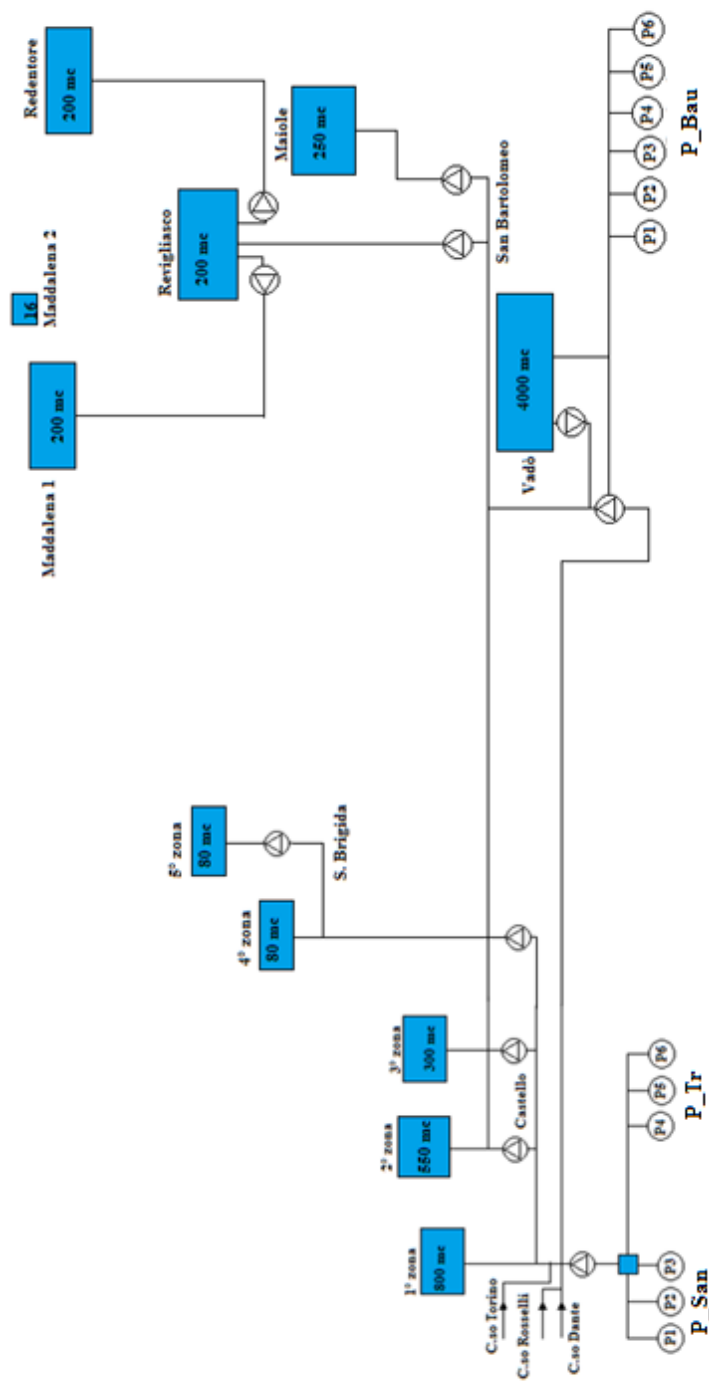


Fig.3.19 Interfaccia grafica Telecontrollo

Nell'asse delle ascisse vi è il riferimento temporale mentre in quello delle ordinate il riferimento della grandezza. Nella parte superiore vi è anche indicato il sensore dal quale si sta tirando fuori l'andamento temporale della grandezza con un riferimento esplicito al nome dello stesso e cromatico.

Di seguito è rappresentato lo **schema idrico totale della rete di Hill Town** con la suddivisione in zone di pressione:



4 SOFTWARE UTILIZZATI

4.1 INTRODUZIONE

Nella presente tesi sono stati utilizzati operativamente due software:

- Epanet 2.0;
- QGIS.

Epanet 2.0 è un software di simulazione idraulica che è stato utilizzato nella fase di calibrazione e nella fase d'analisi della rete. Sviluppato dalla United States Environmental Protection Agency's (EPA) divisione Acquedotti e Risorse Idriche è ad oggi il software più utilizzato nella verifica e nella progettazione di reti idriche in pressione. Con tale programma è possibile effettuare simulazioni stazionarie od estese al lungo periodo sia per quanto riguarda il comportamento idraulico della rete sia per quanto riguarda la qualità delle acque al suo interno. Con Epanet 2.0 si possono trattare sistemi di qualsiasi dimensione e complessità considerando tutti i vari elementi, anche quelli secondari, che è possibile trovare nella rete come per esempio le diverse tipologie di valvole o si può considerare una richiesta idrica variabile per ogni nodo. Inoltre con l'analisi della qualità dell'acqua si può per esempio modellare il movimento di sostanze non reattive o definire il tracciato delle sostanze attraverso la rete al passare del tempo.

QGIS è un software Open Source di gestione di dati geografici. QGIS è scaricabile gratuitamente dal sito ufficiale www.qgis.org dove è inoltre possibile trovare un'ampia documentazione e tutorial sull'utilizzo del software stesso. Ad oggi l'ultima versione stabile di QGIS è la 2.18. Si parla di versione stabile perché il software, gestito da un gruppo di sviluppatori volontari, presenta aggiornamenti con variabilità quadrimestrale; di tali aggiornamenti però solo quelli definiti con numeri pari sono definitivi mentre quelli indicati con numeri dispari vengono chiamati nel gergo "di lavoro". Esso non è altro che un plugin di GIS con un'interfaccia che ricorda molto quella di GIS stesso. Permette di far confluire dati provenienti da diverse fonti in un unico file di analisi territoriale. I dati, divisi in *Layers*, possono essere analizzati e da essi viene creata l'immagine mappa con un tipo di visualizzazione che può essere personalizzato dall'utente ed eventualmente rispondere alle analisi tipiche del GIS come per esempio le sfumature di colore o le diverse gradazioni di colore.

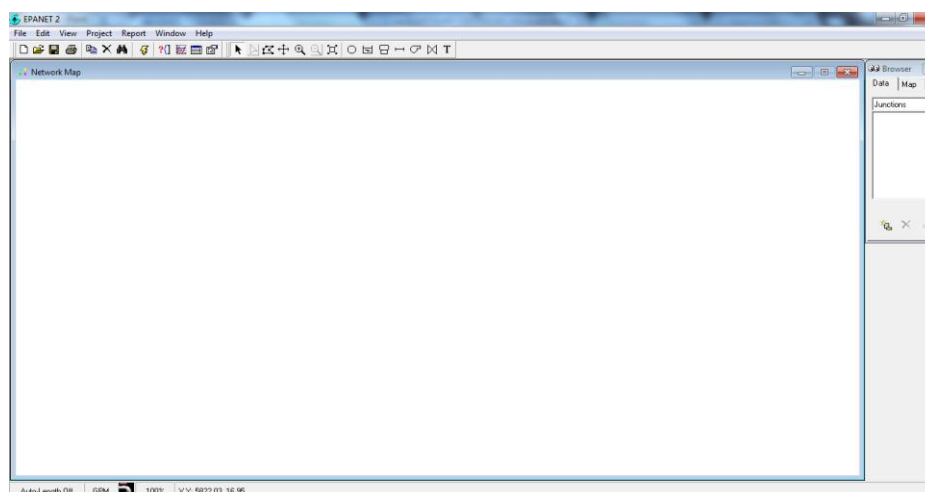


Fig. 4.1 Interfaccia grafica Epanet 2.0

4.2 EPANET 2.0

Una rete di distribuzione idrica può essere vista da un punto di vista della topologia come un grafo, cioè un insieme di elementi diversi tra loro come ad esempio condotte, valvole e pompe, ciascuno con le proprie caratteristiche, connessi da elementi di estremità che vengono chiamati nodi. Il sistema di equazioni che governano il moto permanente in una rete idrica in pressione costituita da " n " nodi e " l " tronchi si compone di:

- Equazioni di continuità dei carichi nei rami della rete pari al numero di tronchi " l " e che legano le perdite di carico con la portata circolante nei tronchi stessi. Esse possono essere espresse attraverso la seguente equazione di tipo non lineare, funzione del ramo j -esimo considerato:

$$\Delta H_j = \beta * \frac{q_j^\alpha}{D_j^\gamma} * L_j \quad (1)$$

dove L_j indica la lunghezza del tratto j -esimo, ΔH_j la perdita di carico nel tratto j -esimo, q_j la portata circolante, D_j il diametro, β il coefficiente di scabrezza della condotta e γ, α rappresentano gli esponenti funzione del tipo di formula monomia utilizzata;

- Equazioni di continuità nei nodi pari al numero di nodi " n " e rappresentanti il principio di conservazione della massa ovvero che la portata entrante in un nodo è esattamente uguale a quella uscente; esse vengono scritte per ogni nodo:

$$\sum_i q_i + Q_i \quad (2)$$

dove q_i rappresenta la sommatoria delle portate entranti e uscenti dal nodo i -esimo e Q_i rappresenta le portate concentrate nel nodo i -esimo.

La simulazione del funzionamento della rete parte dall'ipotesi di conoscere per ogni tratto del sistema e per ogni nodo le seguenti grandezze:

- Lunghezza;
- Diametro;
- Portate erogate in condotta, ricondotte a portate erogate ai nodi;
- Scabrezza;
- Quote piezometriche dei serbatoio.

In tal modo le incognite del problema restano:

- Portate effettivamente circolanti nelle condotte;
- Carichi piezometrici ai nodi.

Di conseguenza si avranno $(n + 1)$ incognite e $(n + 1)$ equazioni rendendo il problema determinato. Esso, essendo un problema non lineare, viene risolto con un metodo iterativo tra cui i più utilizzati sono quelli di Hardy - Cross e quello di Newton - Raphson o del gradiente. Tra i due quello che garantisce una convergenza più veloce è il secondo in quanto opera simultaneamente per ogni iterazione su entrambe le equazioni ((1) e (2)) ma richiede l'uso di calcolatori automatici. Una variante del metodo del gradiente, basata sulla minimizzazione totale dell'energia del flusso nella rete idrica, è quella ideata nel 1987 da Todini e Pilati che è tra l'altro il metodo utilizzato per la simulazione idraulica dal software EPANET 2.0.

Il modello di simulazione idraulica di EPANET computa i carichi ai nodi e le portate nei tratti della rete per un fissato set di livelli dei serbatoi, di livelli degli invasi e richieste idriche ai nodi. Ognuno di tali parametri ha un andamento temporale opportunamente descritto e passando da uno step temporale ad un altro il programma aggiorna il livello degli invasi e le richieste idriche usando il loro andamento temporale mentre il livello dei serbatoi è aggiornato in relazione alla portata corrente. L'individuazione delle grandezze incognite viene ottenuta mediante la risoluzione simultanea delle equazioni (1) e (2) mediante, come detto prima, l'algoritmo del gradiente sviluppato da Todini e Pilati nel 1987.

Si supponga di disporre di una rete di condotte con N nodi di giunzione e NF nodi rappresentanti serbatoi a carico assegnato. Le perdite di carico che si hanno in condotta tra i nodi i e j possono essere espresse come:

$$H_i - H_j = h_{ij} = r * Q_{ij}^n + m * Q_{ij}^2 \quad (3)$$

dove

- H_i è il carico totale in un nodo;
- h_{ij} è la perdita di carico lungo il ramo "i-j";
- r è il coefficiente di resistenza, legato alla formula scelta per la valutazione delle perdite (in EPANET è possibile scegliere tra: formula di Hazen-Williams, formula di Darcy-Weisback e formula di Chezy-Manning);
- Q_{ij} è la portata presente nel ramo "i-j";
- n è l'esponente della portata;
- m è il coefficiente delle perdite minori localizzate.

Per gli impianti di sollevamento le perdite di carico possono essere rappresentate da una legge del tipo:

$$h_{ij} = -\omega^2 * \left(h_0 - r * \left(\frac{Q_{ij}}{\omega} \right)^n \right) \quad (4)$$

dove:

- h_0 è il carico di shut-off della pompa, ossia il valore di pressione raggiunto il quale la pompa si spegne e viene solitamente usato per proteggere la pompa o l'impianto;
- ω è la velocità relativa settata;
- r e n sono i coefficienti della curva caratteristica della pompa.

Alle equazioni (3) e (4) va aggiunta l'equazione di continuità per ogni nodo presente nella rete.

La risoluzione del problema prevede l'identificazione delle grandezze Q_{ij} e H_i utilizzando proprio l'equazione (3), la (4) e l'equazione di continuità. Come detto prima, la soluzione a tale problema è di tipo iterativo ed il metodo utilizzato è quello del gradiente. Esso, dà inizio al ciclo iterativo stimando una portata di tentativo che attraversa le condotte e che può anche non soddisfare le equazioni viste prime.

Per ciascuna iterazione, il nuovo valore di H_i è ottenuto risolvendo la seguente equazione matriciale:

$$A * H = F \quad (5)$$

dove:

- A è la matrice Jacobiana ($N \times N$);
- H è il vettore ($N \times 1$) dei carichi incogniti nei nodi;
- F è il vettore ($N \times 1$) dei termini noti.

La matrice A presenta due tipologie di elementi sulla diagonale e fuori di essa; Entrambi sono comunque legati all'inverso della derivata della perdita di carico rispetto alla portata nel tratto che congiunge il nodo i e il nodo j , indicata con p_{ij} . Più precisamente i termini sulla diagonali sono dati da:

$$A_{ij} = \sum_j p_{ij} \quad (6)$$

mentre quelli al di fuori di essa e diversi da zero da:

$$A_{ij} = -p_{ij} \quad (7)$$

La (6) e la (7) possono essere calcolate solo se si è a conoscenza dell'inverso della derivata della perdita di carico rispetto alla portata nel tratto che congiunge il nodo i e il nodo j . Tale valore è diverso in funzione dell'elemento considerato. Infatti per le condotte esso viene calcolato da:

$$p_{ij} = \frac{1}{n * r * |Q_{ij}|^{n-1} + 2 * m * |Q_{ij}|} \quad (8)$$

mentre per le pompe:

$$p_{ij} = \frac{1}{n * \omega^2 * r * \left(\frac{Q_{ij}}{\omega}\right)^{n-1}} \quad (9)$$

Il vettore F rappresenta il rappresentativo dei termini noti. Esso è dato dalla quantità di portata non equilibrata al nodo, alla quale si aggiunge un termine di correzione dato, come per i termini della matrice A, da due diverse relazioni in funzione dell'elemento al quale si ci riferisce:

$$p_{ij} * (r * Q_{ij}^n + m * Q_{ij}^2) * \text{segno}(Q_{ij}) \quad (10) \quad \text{tubazioni}$$

$$-p_{ij} * \omega^2 * \left(h_0 - r * \left(\frac{Q_{ij}}{\omega}\right)^n\right) \quad (11) \quad \text{pompe}$$

Da tali valori noti, risolvendo l'equazione matriciale (5) si risale al valore dei carichi ai nodi e da essi si calcolano le portate fluenti nei vari tratti della rete dalla relazione:

$$Q_{ij} = Q_{ij} - [y_{ij} - p_{ij} * (H_i - H_j)] \quad (12)$$

Nella (12) si fissa una tolleranza minima per il fattore correttivo ed il processo iterativo prosegue fin quando la differenza tra il valore di portata stimato all'istante considerato e quello stimato all'istante precedente non raggiunga la tolleranza minima scelta per il fattore correttivo.

L'algoritmo di calcolo, durante l'implementazione, segue lo schema a blocchi rappresentato di seguito risolvendo le indicate equazioni:

Passo 1

Equazione della conservazione dell'energia per ciascun serbatoio "s":

$$h_s = E_s + y_s$$

Dove E_s è la quota del serbatoio, h_s è la quota piezometrica del serbatoio (incognita), y_s è l'altezza del livello dell'acqua immagazzinata al nodo s , nota nell'istante iniziale e ricalcolata a seguito di ogni iterazione. Al termine di questo step vengono calcolate le condizioni al contorno alla rete.

Passo 2

Equazione di resistenza per ogni arco che collega due nodi i e j ed equazione di conservazione del volume per ogni nodo d'immissione/prelievo k :

$$h_i - h_j = f(q_{i,j})$$

$$\sum_i q_{i,k} - \sum_j q_{j,k} - Q_k = 0$$

In cui: h_i è la quota piezometrica dei nodi i e j (valore incognito); Q_k è la portata fornita (-) o consumata (+) al nodo k ; $q_{i,j}$ è la portata che passa nel tratto che unisce i nodi i e j (valore incognito).

Passo 3

Equazione di conservazione del volume per ogni serbatoio:

$$q_s = \sum_i q_{s,i} + \sum_j q_{s,j}$$

dove q_s è la portata entrante al nodo s (valore incognito).

Passo 4

Equazione di conservazione del volume nel serbatoio da un intervallo di tempo al successivo:

$$(dy_s/dt) = (q_s/A_s)$$

dove y_s rappresenta l'altezza del livello dell'acqua immagazzinata nel serbatoio, A_s è l'area trasversale del serbatoio, dy_s è l'incremento del livello d'acqua nel serbatoio dopo un tempo dt (valore incognito).

Detto questo si analizzano di seguito i vari elementi presenti in Epanet 2.0 che permettono di trasformare gli elementi fisici della rete in elementi virtuali definiti all'interno del programma di simulazione. Da un punto di vista ingegneristico tale operazione prende il nome di modellazione.

Con EPANET infatti si può rappresentare una rete reale di condotte in pressione mediante gli oggetti che la costituiscono fisicamente ed i rispettivi parametri operativi.

In particolare, la rete di approvvigionamento idrico viene rappresentata come un insieme di collegamenti (“*links*”) che sono tra loro connessi tramite dei nodi (“*nodes*”); i collegamenti possono essere:

- tubazioni;
- pompe;
- valvole.

I nodi di giunzione possono essere:

- punti di consumo di acqua (nodi di domanda);
- punti di entrata per l’acqua (nodi sorgente);
- serbatoi o cisterne (nodi di immagazzinamento).

Tutti questi elementi sono definiti elementi fisici del sistema. Ad essi si aggiungono gli elementi detti non fisici che sono:

- Curve;
- Andamenti temporali (time patterns);
- Controlli.

Ognuno degli elementi fisici è definito da una serie di attributi che servono per identificarne il comportamento.

I “nodes” che rappresentano quei punti della rete in cui i tubi si uniscono tra loro ma non vi è immagazzinamento di acqua sono detti “junctions” e possono essere distinti in:

- Nodi di sorgente, in cui vi è una portata che entra nella rete, la quale è considerata come una domanda negativa.
- Nodi di domanda, in cui l’acqua può lasciare il sistema di distribuzione vero e proprio per soddisfare la richiesta delle utenze;

Per ciascuno di essi EPANET richiede l’inserimento della richiesta d’acqua al nodo e della quota assoluta del terreno; in particolare, è possibile anche assegnare ad ogni nodo la sua variazione di portata erogata o entrante nel periodo della simulazione (“Demand Pattern”), che viene generata in EPANET grazie all’assegnazione dei cosiddetti “Time Patterns”.

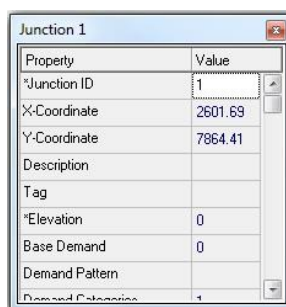


Fig. 4.2 Interfaccia parametri nodi

Il programma, a simulazione completata, risalirà ai valori di carico idraulico e di pressione nel nodo considerato.

Un'altra tipologia di nodi di giunzione è data dai serbatoi o dalle cisterne. Questi sono punti del sistema in cui vi è un immagazzinamento di acqua, cioè punti in cui vi è una superficie libera e di conseguenza un valore fissato di carico piezometrico. Essi come detto, sono divisi in serbatoi ("Tanks") e cisterne ("Reservoirs"); la differenza consiste nel fatto che nei serbatoi il livello della risorsa varia in funzione della differenza fra portata entrante ed uscente nello stesso, mentre nelle cisterne il livello resta costante indipendentemente da tale differenza, come se fossero dei punti a disponibilità idrica infinita.

Fondamentalmente l'entità Tanks viene usata nella modellazione di serbatoi di testata o d'estremità, cioè per quegli elementi in cui la variazione del livello piezometrico non può essere trascurata. Tale variazione viene definita da Epanet mediante la seguente relazione:

$$\Delta y = \frac{q}{A} * \Delta t \quad (13)$$

dove Δy rappresenta la variazione del livello d'acqua, q la portata che entra o esce dal serbatoio, A l'area della sezione trasversale del serbatoio e Δt l'intervallo temporale.

Ovviamente i serbatoi a livello variabile saranno definiti da alcuni parametri quali la quota del fondo, il diametro, il livello minimo della risorsa, il livello massimo ed il livello iniziale.

Property	Value
*Initial Level	10
*Minimum Level	0
*Maximum Level	20
*Diameter	50
Minimum Volume	
Volume Curve	
Mixing Model	Mixed
Mixing Fraction	
Reaction Coeff	

Fig. 4.3 Interfaccia parametri Tanks

I valori presenti per tali parametri e rappresentati in figura 4.3 sono i valori di "default" che vengono definiti dal software stesso. A simulazione avvenuta Epanet permette di visualizzare l'andamento temporale del livello piezometrico nel serbatoio e la portata entrante od uscente da esso.

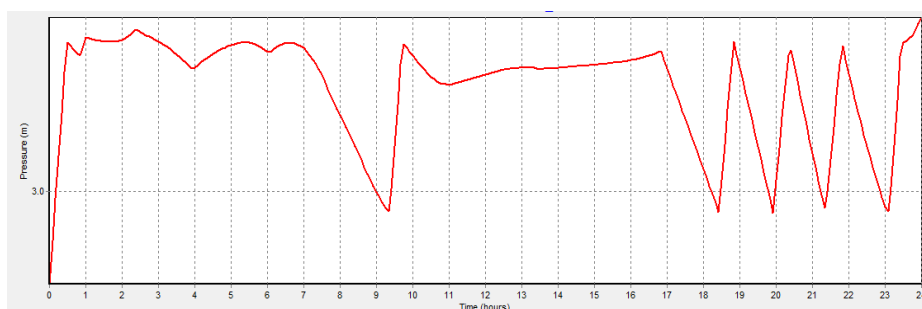


Fig. 4.4 Interfaccia grafica andamento temporale livello serbatoio

L'entità Reservoirs viene invece utilizzata nella modellazione di elementi a capacità infinita e carico costante come per esempio le falde. Questo significa che tutti gli impianti di produzione della rete idrica devono essere modellati come Reservoirs. Da un punto di vista degli attributi tali elementi vengono definiti dal valore del carico totale, dal nome identificativo e dalle coordinate x e y della mappa Epanet. È altresì possibile assegnare ad essi un "Head Pattern" ovvero un andamento temporale dei carichi in modo da non considerare per tutto il periodo della simulazione un singolo

valore. È ovvio che per fare questa operazione è necessaria la conoscenza della pressione in quel nodo e questo può essere ottenuto solo tramite delle misurazioni.

Property	Value
*Reservoir ID	5
X-Coordinate	0
Y-Coordinate	0
Description	
Tag	
*Total Head	0
Head Pattern	
Initial Quality	

Fig. 4.5 Interfaccia parametri Reservoirs

Gli elementi "links" come detto si dividono in tubazione, valvole e pompe. Le tubazioni sono modellate come entità "pipes" ed hanno il compito di trasportare la risorsa tra due diverse giunzioni. In accordo con i principi idraulici, la direzione del flusso è funzione della differenza di carico piezometrico tra i due nodi d'estremità della condotta. Esso è diretto nella direzione decrescente del carico.

I parametri richiesti per la loro definizione nel programma sono nodo iniziale e nodo finale, diametro, lunghezza e coefficiente di scabrezza, oltre ovviamente al codice identificativo.

Property	Value
*Pipe ID	16572281
*Start Node	2580
*End Node	3242
Description	
Tag	
*Length	121.3900
*Diameter	250.0000
*Roughness	0.0200
Loss Coeff	0.0000

Fig.4.6 Interfaccia parametri condotte

Per il calcolo delle perdite di carico distribuite lungo la condotta Epanet propone 3 leggi note dall'Idraulica delle correnti in pressioni che possono essere selezionate di "default" all'inizio del progetto. Esse sono:

- Hazen-Williams, valida solamente in regime di moto turbolento di transizione e per l'acqua;
- Chezy-Manning, valida solamente in regimi di moto assolutamente turbolento;
- Darcy-Weisbach, adatta alle diverse condizioni del moto (moto laminare, regime di transizione, e puramente turbolento).

In tali relazioni la struttura portante è uguale ed è definita come:

$$h_l = a * q^b \quad (14)$$

dove h_l è la perdita di carico in condotta, q la portata che fluisce, a è il coefficiente di resistenza e b è l'esponente della portata. Le tre relazioni viste prima di fatto danno la possibilità di usare in base ai casi dei valori dei coefficienti a e b diversi.

Hazen-Williams	
$a = 4.72 \cdot C^{-1.85} \cdot d^{-4.87} \cdot L$	$b = 1.85$
Chezy-Manning	
$a = 4.66 \cdot n^2 \cdot d^{-5.33} \cdot L$	$b = 2$
Darcy-Weisbach	
$a = 0.0252 \cdot f(\varepsilon, d, q) \cdot d^{-5} \cdot L$	$b = 2$

Dove L è la lunghezza del tubo, C è il coefficiente di rugosità di Hazen-Williams, n è il coefficiente di scabrezza di Manning, ε è il coefficiente di rugosità di Darcy-Weisbach, f è il fattore d'attrito (dipendente da: ε , d e q). In particolare, per il calcolo di f vengono utilizzate diverse relazioni, a seconda del valore assunto dal numero di Reynolds (Re).

MATERIALE	Hazen-Williams C	Darcy-Weisbach ε (mm)	Chezy-Manning n
Ghisa	130-140	0.85	0.012-0.015
Calcestruzzo	120-140	1.0-10	0.012-0.017
Ferro zincato	120	0.5	0.015-0.017
Plastica	140-150	0.005	0.011-0.015
Acciaio	140-150	0.15	0.015-0.017
Argilla vetrificata	110	/	0.013-0.015

Tab. 4.1 Coefficienti di scabrezza

A simulazione avvenuta Epanet 2.0 permette di visualizzare l'andamento temporale della portata in condotta, le perdite di carico e la velocità media dell'acqua.

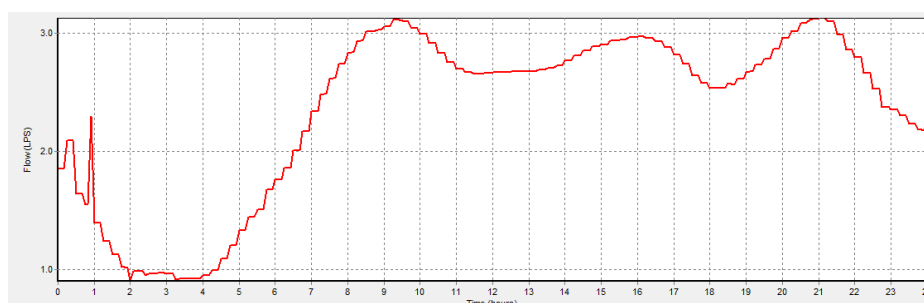


Fig. 4.7 Interfaccia grafica andamento portata in condotta

Un'altra categoria di links è rappresentata dalle pompe o sollevamenti; questi in Epanet 2.0 vengono modellati come "pumps" e praticamente si realizzano collegando il link "pump" alla condotta di aspirazione e a quella di mandata. Nel caso in cui queste pompe sono al servizio di opere di presa esse vengono collegate direttamente alla vasca di captazione. In Epanet il parametro che definisce in toto tali elementi è rappresentato dalla curva caratteristica, cioè dalla relazione che lega la portata transitante nella pompa al carico fornito al fluido.

La curva caratteristica viene descritta nel software dalla relazione:

$$h_g = h_0 - a * q^b \quad (15)$$

dove h_g è il carico fornito dalla pompa al fluido, h_0 è il carico a portata nulla, q è la portata sollevata, a è un coefficiente di resistenza e b è l'esponente della portata. Per la definizione dei parametri a e b il software fa riferimento alla curva caratteristica della pompa costruita per interpolazione partendo come input da almeno 3 punti portata - prevalenza. In realtà Epanet è in grado di risalire alla curva caratteristica anche utilizzando un solo punto, derivato solitamente da osservazioni al telecontrollo, perché il software aggiunge in maniera automatico gli altri due punti che corrispondono a:

- $Q=0$ e $H=1.33 * H_d$;
- $Q=2*Q_d$ e $H=0$.

dove i termini Q_d e H_d rappresentano le coordinate dell'unico punto della curva fornito al programma.

Nella modellazione delle pompe il software usa l'ipotesi che l'acqua scorra solo lungo una direzione e questo rende importantissimo nella loro definizione la corretta indicazione del nodo finale e di quello iniziale. Essendo esse infatti modellate come links per definirle occorre specificare un punto di partenza ed uno di arrivo. In definitiva per modellare una pompa in Epanet occorre definire il punto o nodo di partenza, quello di arrivo e la curva caratteristica. In esse inoltre si può specificare lo stato iniziale (acceso o spento) e far variare tale stato in funzione di due tipologie di controlli; uno dipendente dal tempo, cioè la pompa viene accesa o spenta in funzione di intervalli temporali, ed uno dipendente da condizioni al contorno come il livello all'interno dei serbatoi o il superamento di una certa soglia di pressione in determinati nodi.

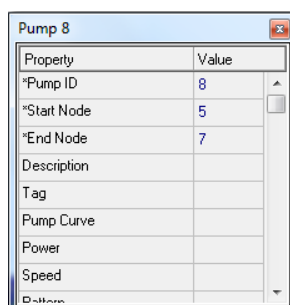


Fig. 4.8 Interfaccia parametri pompe

Come si nota dalla figura 4.8 una volta definiti i nodi di partenza e di arrivo e la curva caratteristica la pompa si può considerare modellata. Al termine della simulazione il programma restituisce la portata che fluisce nella pompa e la prevalenza che essa fornisce al fluido attraverso la differenza di carico dei nodi ai quali essa è collegata.

L'ultima tipologia di links è rappresentata dalla valvole, modellate dall'entità "valves". Con tale espressione si indica una molteplice varietà di elementi che è possibile trovare all'interno di una rete idrica a scopo di controllo o regolazione. A tale insieme fanno parte:

- Saracinesche di disconnessione;
- Valvole unidirezionali;
- Valvole regolatrici di pressione;
- Valvole regolatrici di portata.

Tali valvole sono considerate come degli archi di lunghezza infinitesima e di conseguenza vengono definite da un nodo iniziale, uno finale, dal diametro e dalla tipologia.

In relazione alla tipologia è possibile trovare:

"

- *Valvole riduttrici di pressione (PRV): limitano la pressione in un punto specifico della rete;*
- *Valvole a pressione costante (PSV): mantengono una pressione assegnata in un punto specifico della rete;*
- *Valvole di perdita di pressione (PBV): forzano una perdita specifica di pressione nel punto. Non sono veri e propri elementi fisici ma servono per simulare una perdita di pressione di cui sia nota l'esistenza, ad esempio a causa della rottura di una tubazione;*
- *Valvole di controllo del flusso (FCV): limitano il flusso ad un valore specifico;*
- *Valvole di controllo dell'apertura (TCV): simulano la parziale chiusura della valvola operando sul coefficiente della perdita localizzata assegnato alla valvola stessa*
- *Valvola a scopo generale (GPV) utilizzate per rappresentare richieste particolari da parte dell'utilizzatore*

"

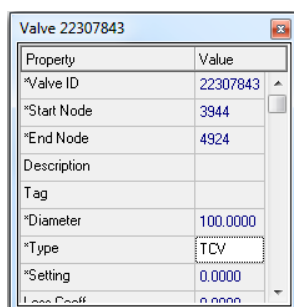


Fig.4.9 Interfaccia parametri valvola

Tutto quello visto fino ad ora rappresenta la parte fisica del sistema idrico, cioè l'insieme di elementi che è possibile trovare fisicamente nella rete. Accanto ad essi, come già accennato all'inizio del paragrafo, vi sono tutti quegli elementi che sono considerati non fisici, cioè non fisicamente presenti nella rete ma indispensabili per descrivere le condizioni operative dell'acquedotto.

A questo gruppo appartengono:

"

- *Curves: funzioni che permettono il controllo ad esempio dell'efficienza di una pompa in funzione della portata e della prevalenza (curva caratteristica), oppure il controllo del volume e del livello idrico all'interno di un serbatoio;*

"

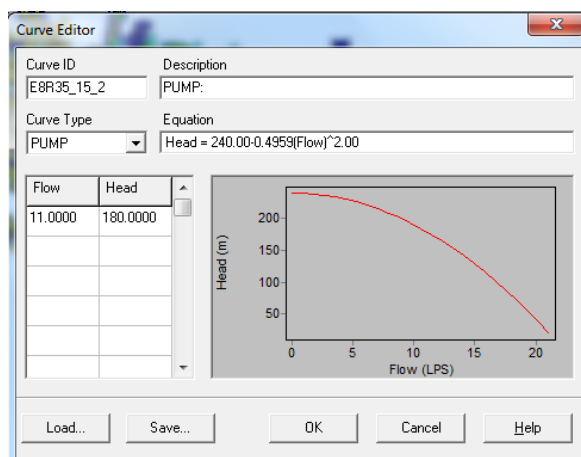


Fig. 4.10 Interfaccia curva caratteristica pompa

Come si nota dalla figura 4.10 la curva caratteristica viene definita da un codice identificativo, dall'equazione rappresentativa e dal punto utilizzato come base dal programma per la costruzione della curva stessa.

"

- *Time patterns: rappresenta un insieme di coefficienti moltiplicatori che variano negli intervalli di tempo prestabiliti e che vengono applicati a determinate grandezze per renderle variabili nel tempo (ad esempio la richiesta idrica nei nodi, il carico nei serbatoi, il numero di giri delle pompe);*

"

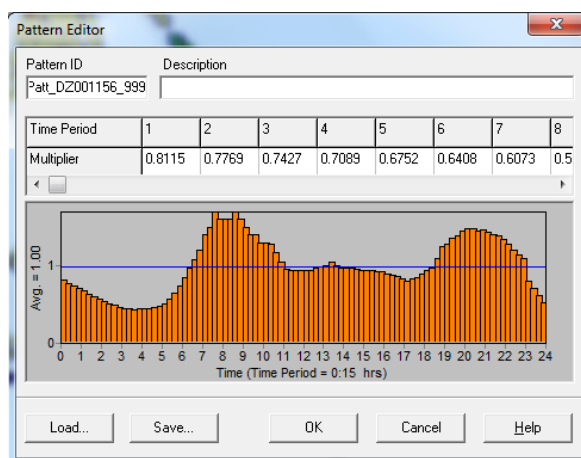


Fig. 4.11 Interfaccia Time Pattern

Nella definizione del Time Pattern, oltre al classico codice identificativo, vengono definiti un totale di 96 coefficienti moltiplicativi che simulano la variabilità della grandezza alla quale il Time Pattern è applicato. Quello in figura 4.11 è un tipico Time Pattern per la portata richiesta ai nodi, la quale presenta due zone di picco in corrispondenza dei periodi di massima richiesta idrica che come

da esperienza corrispondono alle prime ore del mattino (7-9) e al tardo pomeriggio/prima serata (19-22).

"

- *Controls: permettono di controllare il funzionamento della rete nel tempo; essi rappresentano delle indicazioni che specificano lo status di determinati collegamenti ad orari prestabiliti (ad esempio l'accensione o lo spegnimento delle pompe, lo stato aperto/chiuso delle tubazioni, la regolazione delle valvole) oppure del soddisfacimento di specifiche condizioni relative ai livelli idrici nei serbatoi o alle pressioni in determinati nodi della rete (ad esempio, è possibile fissare il carico massimo nei nodi).*

"

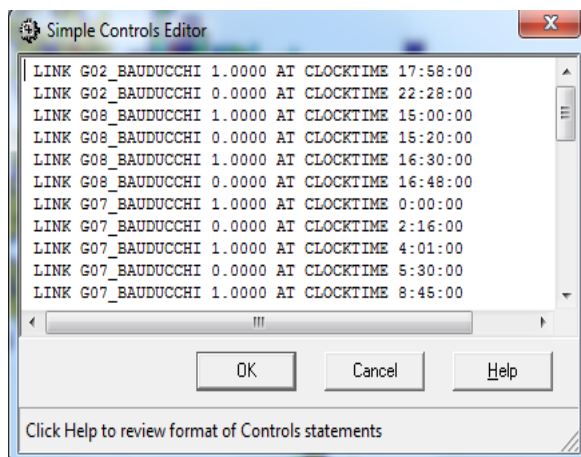


Fig. 4.12 Interfaccia Controls

Nella figura 4.12 è riportata solo una delle tante tipologie di controllo che si possono effettuare con Epanet. Precisamente, essa rappresenta un controllo temporale per delle pompe di sollevamento a servizio di un'opera di presa. Il controllo praticamente è definito come una sorta di codice in cui compare il link identificativo della pompa, lo stato acceso (1) o spento (0) della pompa stessa, il parametro rispetto a cui è fatto il controllo (CLOCKTIME) e la condizione da rispettare per l'accensione o lo spegnimento (essendo un controllo temporale tale condizione è rappresentata da un orario).

Ad oggi Epanet 2.0 è il software più utilizzato per la verifica e la progettazione di reti in pressione per la sua versatilità e la sua semplicità d'utilizzo. L'interfaccia grafica è infatti molto intuitiva e dà la possibilità di affrontare problemi diversi tra loro. A questo si aggiunge la possibilità di interazione con altri tipi di software, la possibilità di esportare i risultati ottenuti dalla simulazione e la possibilità di osservarli non solo numericamente ma anche graficamente con opportuni diagrammi nei quali la grandezza d'interesse viene messa in relazione con il tempo. Epanet è inoltre in grado di fornire interessanti informazioni circa la qualità e l'età dell'acqua tramite i comandi Trace, Age e Chemical (tali aspetti non vengono descritti perché non inerenti alle tematiche della presente tesi).

5 COSTRUZIONE DEL MODELLO

5.1 INTRODUZIONE

La costruzione del modello rappresenta la fase iniziale della modellazione e si concretizza nella realizzazione di un network Epanet che è in grado di descrivere nel modo più corretto possibile lo schema topologico della rete digitalizzando tutti gli elementi fisici propri del sistema e delineando tutte le condizioni operative di contorno.

Per la costruzione del modello si è lavorato in ambiente QGIS e tramite un algoritmo sviluppato dai ricercatori SMAT si è trasformato lo shapefile della rete in file Epanet in modo tale da poter essere utilizzato nel software di simulazione idraulica. Lo shapefile non è altro che un formato vettoriale per sistemi georeferenziati. Inizialmente prodotto dalla ditta ESRI è oggi usato come formato di interscambio tra i vari applicativi GIS. Una qualsiasi mappa in formato shape contiene da un minimo di 3 ad un massimo di 6 file; Di questi file, 3 sono obbligatori ed affinché un software GIS possa lavorare con uno shapefile, essi devono essere salvati tutti nella stessa cartella. Essi presentano la seguente estensione:

- .shp;
- .shx;
- .dbf.

L'estensione shp conserva le geometrie della mappa, l'estensione dbf conserva gli attributi degli elementi, l'estensione shx conserva l'estensione della mappa nello spazio. A tali estensioni si aggiunge, anche se non obbligatoria, l'estensione prj che contiene al suo interno l'informazione circa il sistema di riferimento utilizzato.

Da ambiente QGIS si passa in ambiente Epanet grazie all'algoritmo MODEL BUILDER sviluppato in Python dai ricercatori SMAT che permette, oltre alla conversione dello shapefile in file inp (formato Epanet), una serie di operazioni che velocizzano i meccanismi di inserimento delle condizioni operative della rete, condizioni che in caso contrario dovrebbero essere inserite manualmente nel file Epanet. Con tale algoritmo si esprimono le condizioni operative della rete utili alla simulazione idraulica (curve caratteristiche delle pompe, controlli ecc...) in un file Excel che viene richiamato durante il processo di conversione. Esso, fra le varie cose, è in grado di assegnare la domanda idrica ai nodi della rete in funzione delle coordinate geografiche (latitudine e longitudine) dei contatori di proprietà SMAT, assegnare le curve caratteristiche e i controlli alle pompe ed assegnare tutti gli attributi indispensabili alla definizione fisica ed idraulica degli elementi presenti in rete.

Operativamente la costruzione del modello si è articolata nelle seguenti fasi:

- Inserimento su QGIS delle CTR e delle relative curve di livello per i confini comunali di Hill Town;
- Esportazione dalla banca dati del SIT ed inserimento su QGIS di tutti i dati necessari alla definizione della rete idrica in formato shapefile;
- Verifica dello shapefile delle condotte di provenienza SIT con l'aiuto del servizio WEBSIT ed inserimento delle condotte mancanti o eliminazione di quelle non in servizio;
- Realizzazione manuale degli impianti di produzione e sollevamento;
- Inserimento delle curve caratteristiche delle pompe;
- Inserimento dei controlli alle pompe;
- Divisione in distretti della rete;
- Avvio dell'algoritmo di conversione.

La divisione in distretti è una metodologia di lavoro secondo la quale la rete idrica viene suddivisa in aree discrete solitamente definite in funzione della presenza o meno di valvole di

chiusura.

Questa suddivisione è utile per una migliore calibrazione del modello e in seguito per una migliore gestione della rete dato che presenta il vantaggio di un'individuazione più veloce delle perdite.

In tali distretti sono solitamente presenti anche dei misuratori di pressione con i quali si analizza l'andamento temporale della pressione per evitare rotture dovute a pressioni troppo alte o carenza idrica dovuta alle basse pressioni ed alle volte sono presenti nei punti d'ingresso dei distretti delle valvole di regolazione della pressione.

Le principali regole da rispettare quando si definisce un distretto sono le seguenti:

- Esclusione di tronchi di rete principali o serbatoi di stoccaggio;
- Realizzazione di aree con un solo punto di approvvigionamento;
- Punti di confine del distretto stabiliti in funzione di valvole di chiusura;
- Minima variazione di quota tra i nodi del distretto;
- Tipologie simili di utenze con richieste idriche ben definite.

Ovviamente queste limitazioni non sono obbligatorie e nella stragrande maggioranza dei casi non possono essere rispettate soprattutto nel caso di sistemi di approvvigionamento molto complessi (come il caso di Hill Town). Questo perché in grosse reti è praticamente impossibile pensare di escludere da tutti i distretti le condotte principali o ipotizzare un'omogeneità delle utenze o ancora, nel caso di topografia non pianeggiante, immaginare variazioni di quota fra i vari nodi della rete trascurabile. Hill Town raggruppa tutte queste problematiche dato che è caratterizzato da una topografia non pianeggiante dato che comprende tratti collinari, il che rende impossibile la realizzazione di distretti con variazione di quota tra i nodi trascurabile. A questo si aggiunge il fatto che è presente una zona industriale, il che porta, all'interno del distretto in cui è inserita, una non omogeneità dell'utenza ed una richiesta idrica non perfettamente definita.



Fig. 5.1 Suddivisione in distretti

In figura 5.1 le aree colorate rappresentano i diversi distretti mentre i simboli color arancio le valvole di chiusura. Il simbolo azzurro sta ad indicare i misuratori di portata.

5.2 CTR E CURVE DI LIVELLO

L'inserimento delle CTR e delle relative curve di livello su QGIS è stato realizzato previo download degli shapefile d'interesse resi disponibili online da GEOportale.

Il termine CTR è l'acronimo di carta tecnica regionale. Essa è una rappresentazione cartografica del territorio nella quale tutti gli elementi presenti vengono descritti rispettando le relative dimensioni e proporzioni e di conseguenza ognuno di essi viene rappresentato con il corretto profilo visto dall'alto e non con elementi simbolici.

Vi sono varie scale cartografiche anche se le più comuni usate in ambito ingegneristico sono le 1:25000 in cui le curve di livello si distanziano di 25 m, 1:10000 e 1:5000 in cui le curve di livello sono distanziate invece di 5 m.

Sono redatte dagli uffici cartografici delle amministrazioni regionali e seppur diverse da un punto di vista grafico, in funzione della Regione di riferimento, presentano tutte gli stessi prodotti. Essi sono:

- Carta topografica 1:50000;
- Carta topografica 1:25000;
- Carta topografica 1:10000;
- Carta topografica 1:5000;
- Carte tematiche in varia scala;
- Sviluppi specifici generalmente in scala 1:2000.

Nella seguente tesi sono state utilizzate carte topografiche a scala 1:10000 con conseguente distanziamento delle curve di livello di 5 m.

Sono state scaricate dal sito GEOportale tutte quelle relative ai confini comunali di Hill Town e sono state inserite in ambiente QGIS.

Da un punto di vista organizzativo, il territorio regionale viene suddiviso in fogli identificati con un numero. All'interno di ogni foglio sono presenti 16 carte tecniche ognuna delle quali è identificata da una sigla che richiama il foglio al quale appartiene.

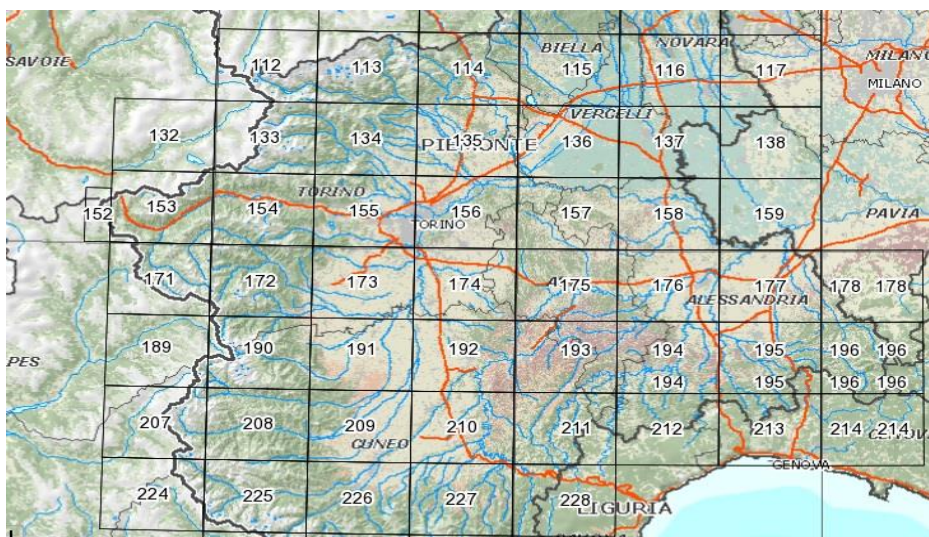


Fig. 5.2 Stralcio divisione in fogli Regione

Il comune di Hill Town, oggetto della presenti tesi, è interessato dai fogli 155,156,173,174. Come detto in precedenza ognuno di questi fogli è suddiviso in 16 carte tecniche.

Una volta a conoscenza dei fogli di interesse si utilizzano i link:

- CTRN_vettoriale_10.000_1991_2005_singole_sezione per il download delle carte tecniche;
- CTRN_vettoriale_10.000_(1991-2005)_Curve_livello per il download delle curve di livello.

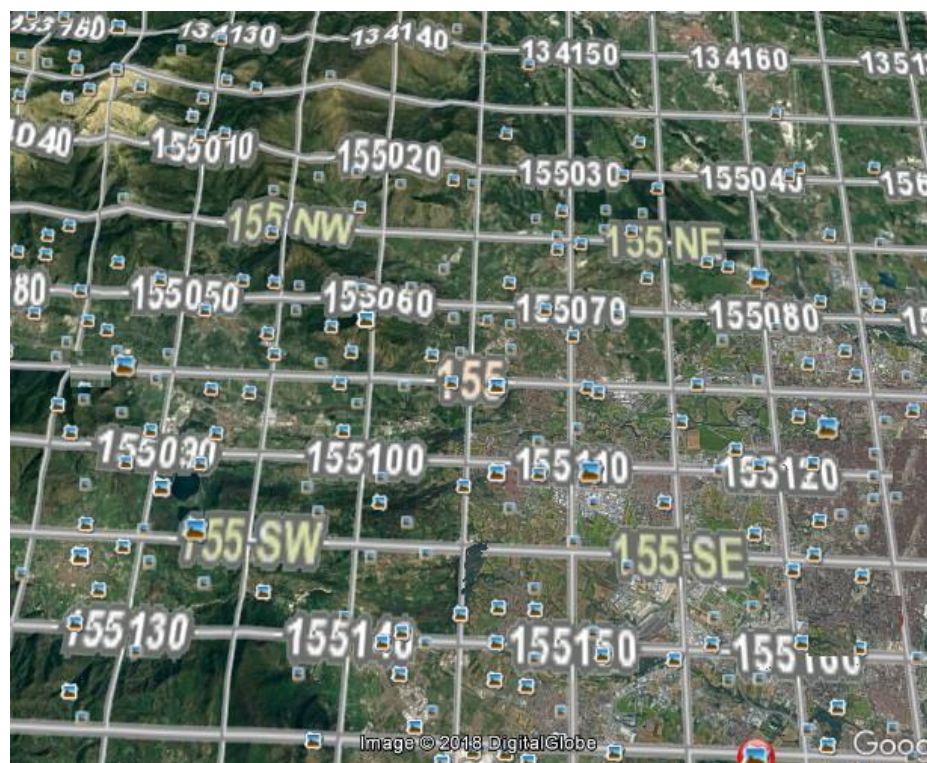


Fig. 5.3 Singole sezioni foglio 155 Comune di Hill Town

La figura 5.3 mette in evidenza la divisione interna ad ogni singolo foglio. Come detto in precedenza i fogli sono divisi in 16 singole sezioni ognuno delle quali è identificata da una combinazione di 6 cifre. Le prime 3 cifre richiamano il foglio (155 in questo caso), le ultime 3 invece si riferiscono alla determinata sezione.

Per quanto riguarda invece le curve di livello la suddivisione in sezione non è importante in quanto ogni singolo shapefile contiene già la rappresentazione delle curve per tutto un intero foglio.

Dopo aver eseguito quindi un lavoro di download di tutti gli shapefiles d'interesse per la definizione del territorio si sono inseriti singolarmente in ambiente QGIS e si sono sovrapposti in modo da aver la completa determinazione geografica della zona d'interesse.

QGIS dà inoltre la possibilità di considerare variazioni cromatiche per le curve di livello mettendo in risalto la diversa natura del territorio con una gradazione che va dal verde per le zone pianeggianti al rosso per quelle medio - alte collinari nel caso specifico di Hill Town; in generale la gradazione cromatica è definita manualmente in funzione delle variazioni di quota dei punti appartenenti al territorio oggetto di studio.

Nella pagina seguente è illustrato il risultato finale di sovrapposizione degli shapefiles delle curve di livello e delle singole sezioni per il comune di Hill Town. Questo rappresenta il supporto iniziale sul quale viene costruita tutta la rete di approvvigionamento idrico.

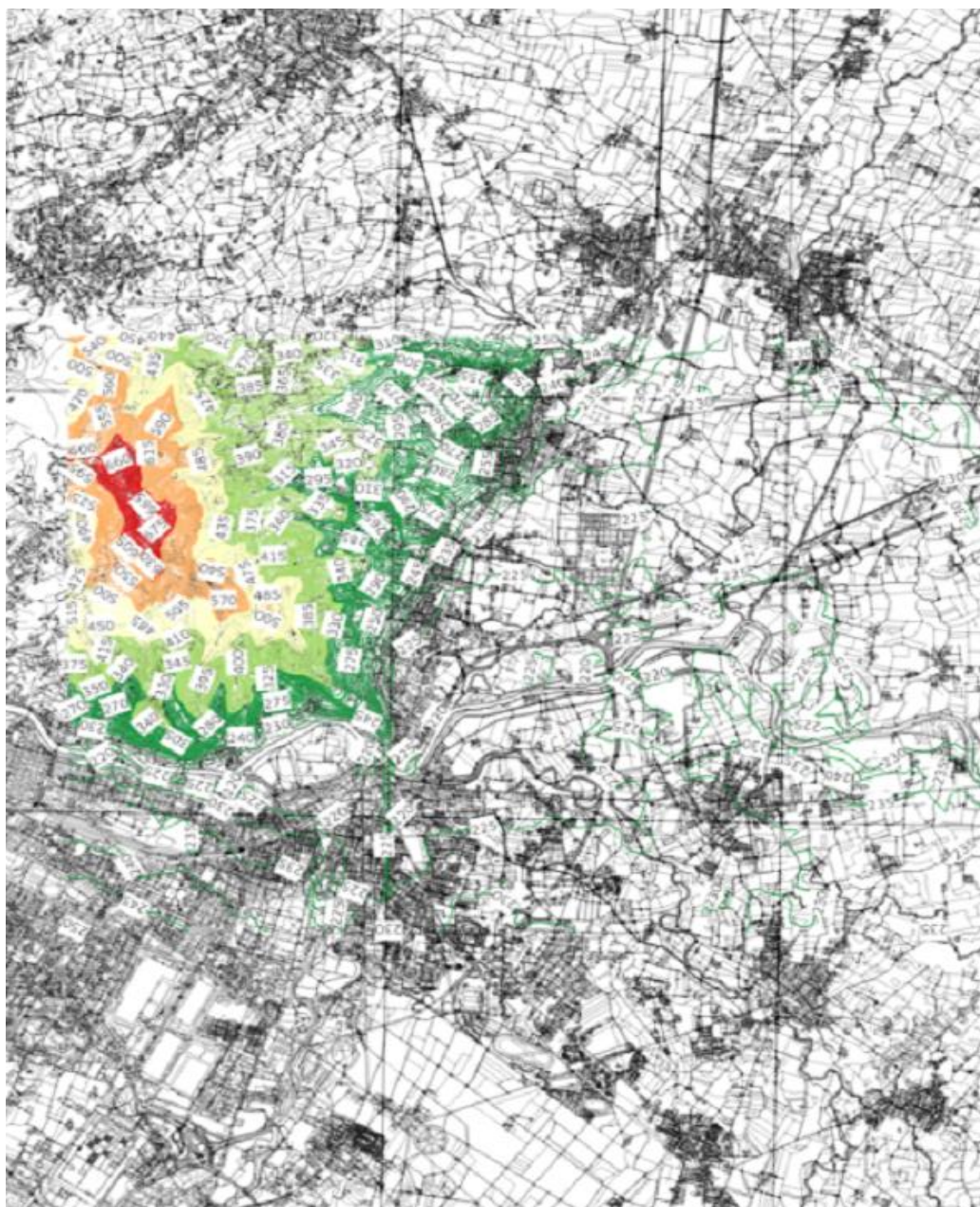


Fig.5.4 CTR e curve di livello Hill Town

5.3 ESPORTAZIONE SHAPEFILES DA SIT

Dopo aver creato la base georeferenziata del comune di Hill Town si è passati alla fase di esportazione dalla banca dati del SIT di tutti gli shapefiles utili alla definizione completa della rete di approvvigionamento idrico.

Tali shapefiles sono elencati di seguito:

- Acq_tee_Hill Town;
- Acq_sfiato_Hill Town;
- Acq_serbatoio_Hill Town;
- Acq_scarico_Hill Town;
- Acq_saracinesca_Hill Town;
- Acq_riduzione_Hill Town;
- Acq_presa_utenza_Hill Town;
- Acq_pompa_Hill Town;
- Acq_piatto_Hill Town;
- Acq_idrante_Hill Town;
- Acq_divisore_Hill Town;
- Acq_condotte_Hill Town.

Ognuno di tali shapefiles è stato scaricato ed inserito su QGIS nello stesso file in cui è stato creato il supporto cartografico con le carte tecniche e le curve di livello. Ognuno di essi è rappresentato da un layer differente che, anche se presente può essere attivato o disattivato in base alle esigenze.

Nella fase di costruzione si è lavorato fondamentalmente con il solo layer delle condotte attivo.

In ambiente QGIS le diverse categorie di shapefiles sono organizzate in gruppi in funzione delle loro caratteristiche.

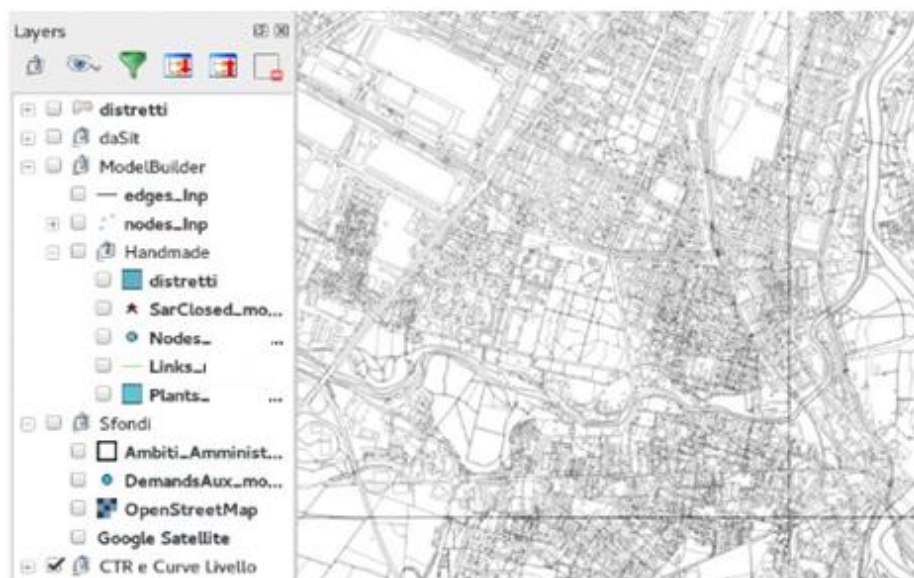


Fig. 5.5 Layers QGIS Hill Town

Come si nota dalla figura 5.5 vi sono diversi gruppi al cui interno sono contenute le diverse tipologie di shapefiles. Praticamente quelli più importanti sono:

- daSit;
- Model Builder;
- Handmade;
- CTR e curve di livello.

Il gruppo daSit racchiude al suo interno tutti gli shapefiles indicati precedentemente. Il gruppo Model Builder nasce dopo la prima conversione in formato inp del modello in formato shp ed infatti racchiude al suo interno tutti i nodi e i links presenti nel file Epanet. Il gruppo CTR e curve di livello comprende gli shapefiles della cartografia di base mentre il gruppo Handmade racchiude al suo interno tutti gli shapefiles creati manualmente nelle fasi descritte nei prossimi paragrafi.

Come detto in precedenza ognuno dei layers che rappresenta un determinato shapefile può essere attivato o disattivato in base alle esigenze. Inoltre ogni shapefile può essere ispezionato andando ad individuare tutte le caratteristiche e gli attributi degli elementi che lo compongono.

Consideriamo per esempio due shapefiles d'interesse:

- Acq_condotte_Hill Town;
- Acq_saracinesca_Hill Town.

Questi due shapefiles rappresentano rispettivamente l'insieme delle condotte della rete di Hill Town e l'insieme delle saracinesche presenti in tale rete. Ovviamente ogni elemento di questi due shapefiles è caratterizzato da una serie di attributi che è possibile visualizzare in QGIS dalla "Attribute table".

Attribute table - acq_condotte_Hill Town															
: Features total: 6034, filtered: 6034, selected: 0															
	material	length	anno_posa	diametro	age	description	codice_tar	tipologia	codice_agg	id	description	anno_posa	data_fine	status	codice_con
0	Acqua	117.107125	0	80	False	004	Distributrice	1011	1201012	1011	0	1970-01-01	Attivo	001156	
1	Acqua	162.882752	0	80	False	004	Distributrice	1011	1201018	1011	0	1970-01-01	Attivo	001156	
2	Acqua	135.901742	0	80	False	004	Distributrice	1011	1201024	1011	0	1970-01-01	Attivo	001156	
3	Acqua	124.812363	0	80	False	004	Distributrice	1011	1201030	1011	0	1970-01-01	Attivo	001156	
4	PEAD	76.024820	0	50	False	004	Distributrice	1011	1201036	1011	0	1970-01-01	Attivo	001156	
5	PEAD	82.753305	0	110	False	004	Distributrice	1011	1201042	1011	0	1970-01-01	Attivo	001156	
6	PEAD	2.668160	0	50	False	004	Distributrice	1011	1201048	1011	0	1970-01-01	Attivo	001156	
7	PEAD	480.796240	0	80	False	004	Distributrice	1011	1201054	1011	0	1970-01-01	Attivo	001156	
8	PEAD	2.466779	0	50	False	004	Distributrice	1011	1201060	1011	0	1970-01-01	Attivo	001156	
9	PEAD	49.119597	0	75	False	004	Distributrice	1011	1201066	1011	0	1970-01-01	Attivo	001156	
10	PEAD	148.815711	0	75	False	004	Distributrice	1011	1201072	1011	0	1970-01-01	Attivo	001156	
11	INTERVALLO	179.349094	0	40	False	004	Distributrice	1011	1201078	1011	0	1970-01-01	Attivo	001156	
12	INTERVALLO	179.149014	0	50	False	004	Distributrice	1011	1201084	1011	0	1970-01-01	Attivo	001156	
13	Acqua	208.833080	0	60	False	004	Distributrice	1011	1201090	1011	0	1970-01-01	Attivo	001156	
14	INTERVALLO	73.767522	0	50	False	004	Distributrice	1011	1201096	1011	0	1970-01-01	Attivo	001156	
15	Acqua	190.872258	0	80	False	004	Distributrice	1011	1201102	1011	0	1970-01-01	Attivo	001156	
16	INTERVALLO	13.138491	0	60	False	004	Distributrice	1011	1201108	1011	0	1970-01-01	Attivo	001156	
17	INTERVALLO	0.490308	0	60	False	004	Distributrice	1011	1201114	1011	0	1970-01-01	Attivo	001156	
18	PEAD-SHWT	75.846174	2009	50	False	005	Distributrice	119602012K20010128	1201120	1011	0	1970-01-01	Attivo	001156	
19	PEAD-SHWT	21.879752	2009	50	False	005	Distributrice	119602012K20010128	1201126	1011	0	1970-01-01	Attivo	001156	
20	Acqua	49.011130	0	25	False	005	Distributrice	1011	1201132	1011	0	1970-01-01	Attivo	001156	
21	Acqua	384.342920	0	60	False	005	Distributrice	1011	1201138	1011	0	1970-01-01	Attivo	001156	
22	PEAD	31.462121	0	40	False	005	Distributrice	1011	1201144	1011	0	1970-01-01	Attivo	001156	
23	PEAD	269.190263	0	75	False	005	Distributrice	1011	1201150	1011	0	1970-01-01	Attivo	001156	
24	PEAD	98.894022	0	40	False	005	Distributrice	1011	1201156	1011	0	1970-01-01	Attivo	001156	
25	PEAD-SHWT	1.989585	2009	50	False	005	Distributrice	119602012K20010128	1201162	1011	0	1970-01-01	Attivo	001156	
26	PEAD-SHWT	217.774020	2009	50	False	005	Distributrice	119602012K20010128	1201168	1011	0	1970-01-01	Attivo	001156	
27	Acqua	89.383748	0	100	False	005	Distributrice	1011	1201174	1011	0	1970-01-01	Attivo	001156	
28	Acqua	92.112420	0	60	False	005	Distributrice	1011	1201180	1011	0	1970-01-01	Attivo	001156	
29	Acqua	193.276560	0	25	False	005	Distributrice	1011	1201186	1011	0	1970-01-01	Attivo	001156	
30	Acqua	734.831225	0	60	False	005	Distributrice	1011	1201192	1011	0	1970-01-01	Attivo	001156	
31	Acqua	37.265624	0	60	False	005	Distributrice	1011	1201198	1011	0	1970-01-01	Attivo	001156	
32	INTERVALLO	9.904525	0	60	False	005	Distributrice	1011	1201204	1011	0	1970-01-01	Attivo	001156	
33	Acqua	35.198952	0	125	False	006	Distributrice	1011	1201210	1011	0	1970-01-01	Attivo	001156	

Fig. 5.6 Attributi shapefile Acq_condotte_Hill Town(stralcio)

La figura 5.6 rappresenta la tabella degli attributi per lo shapefile delle condotte di Hill Town. Come si nota ogni condotta è definita da vari parametri ma i più importanti sono il tipo di materiale, la lunghezza, il diametro, la tipologia differenziando il caso di condotta distributrice o adduttrice ed ovviamente il codice identificativo.

Allo stesso modo con riferimento allo shapefile Acq_saracinesca_Hill Town si tira fuori la seguente tabella degli attributi:

Attribute table - acq_saracinesca... Features total: 1571, filtered: 1571, selected: 0

	denominat	testo_str	anno_posa	codice_agg	id	diametro	interno	tipo	sip	codice_com	codice_sav
0	NALL		2006	NALL	9286160	63	-1.110000	Aperta	False	001156	004
1	NALL		2006	NALL	9286170	80	-0.600000	Aperta	False	001156	004
2	NALL		2006	NALL	9286180	50	-1.110000	Aperta	False	001156	004
3	NALL		2006	NALL	9286190	50	-1.110000	Aperta	False	001156	004
4	NALL		2006	NALL	9286200	60	-1.110000	Aperta	False	001156	004
5	NALL		2006	NALL	9286210	40	-1.110000	Aperta	False	001156	004
6	NALL		2003	11560280162003828	9286574	65	-1.000000	Aperta	False	001156	005
7	NALL		2006	NALL	9286620	40	-1.110000	Aperta	False	001156	005
8	NALL		2006	NALL	9287208	20	-1.110000	Aperta	False	001156	006
9	NALL		2006	NALL	9287250	50	-1.110000	Aperta	False	001156	006
10	NALL		2006	NALL	9287282	40	-1.110000	Aperta	False	001156	006
11	NALL		2006	NALL	9287298	50	-1.110000	Aperta	False	001156	006
12	NALL		2006	NALL	9287308	50	-1.110000	Aperta	False	001156	006
13	NALL		2006	NALL	9287318	50	-1.110000	Aperta	False	001156	006
14	NALL		0	NALL	9287334	80	-1.110000	Aperta	False	001156	006
15	NALL		2006	NALL	9287382	50	-1.110000	Aperta	False	001156	006
16	NALL		2006	NALL	9287392	80	-1.110000	Aperta	False	001156	006
17	NALL		2006	NALL	9287402	50	-1.110000	Aperta	False	001156	006
18	NALL		2006	NALL	9287412	80	-1.110000	Aperta	False	001156	006
19	NALL		2006	NALL	9287422	125	-1.110000	Aperta	False	001156	006
20	NALL		2006	NALL	9287438	100	-1.110000	Aperta	False	001156	006
21	NALL		2006	NALL	9287448	50	-1.110000	Aperta	False	001156	006
22	NALL		0	NALL	9287468	40	-1.110000	Aperta	False	001156	006
23	NALL		2006	NALL	9287484	25	-1.055000	Aperta	False	001156	006
24	NALL		2006	NALL	9287500	25	-1.055000	Aperta	False	001156	006
25	NALL		2006	NALL	9287516	32	-1.110000	Aperta	False	001156	006
26	NALL		2006	NALL	9288202	125	-1.110000	Aperta	False	001156	007
27	NALL		2006	NALL	9288212	125	-1.110000	Aperta	False	001156	007
28	NALL		0	NALL	9288228	125	-1.110000	Aperta	False	001156	007
29	NALL		2006	NALL	9288238	50	-1.110000	Aperta	False	001156	007
30	NALL		0	NALL	9288248	50	-1.450000	Aperta	False	001156	007
31	NALL		0	NALL	9288790	40	-1.110000	Aperta	False	001156	008
32	NALL		0	NALL	9288816	125	-1.110000	Aperta	False	001156	008

Fig. 5.7 Attributi shapefile Acq_saracinesca_Hill Town(stralcio)

Tale shapefile ha una caratteristica particolare. Infatti come si nota dalla figura 5.7 un attributo delle saracinesche è rappresentato dal loro stato che può essere aperto o chiuso; in realtà in tale shapefile tutte le saracinesche sono in stato aperto.

Nell'ultima fase della costruzione del modello che corrisponde alla suddivisione in distretti della rete è stato creato nella sezione Handmade uno shapefile con all'interno le saracinesche chiuse.

Ogni shapefile scaricato da SIT ed inserito in QGIS presenta una tabella con gli attributi degli elementi che lo compongono.

Un altro shapefile di grossa rilevanza è quello che descrive la distribuzione spaziale delle utenze denominato con Acq_presa_utenza_Hill Town che serve per assegnare ai singoli nodi della rete la richiesta idrica media. In tale shapefile ogni utenza, rappresentata da un contatore, viene definita spazialmente tramite l'indirizzo, viene indicato il nome dell'intestatario del contatore e viene indicata la lettura del contatore in modo da avere per le mani i dati di consumo (Per le leggi sulla privacy non si può riportare la tabella con gli attributi). L'algoritmo di conversione, una volta avviato, assegna ai nodi del network Epanet la richiesta idrica in funzione della distribuzione spaziale dei contatori.

Di seguito sono riportati gli shapefiles appena descritti sovrapposti alla cartografia di base.

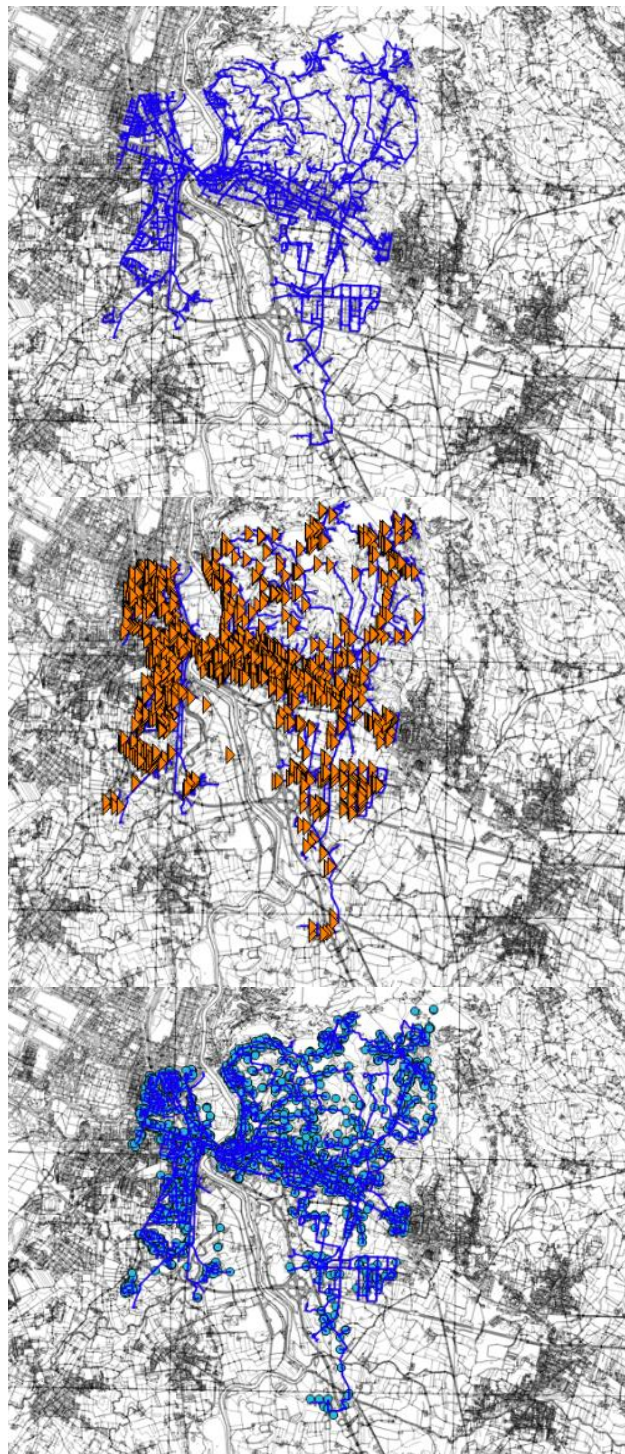


Fig. 5.8 shapefiles condotte,saracinesche,utenze

5.4 VERIFICA SHAPEFILE CONDOTTE

Il passo successivo all'inserimento su QGIS di tutti gli shapefiles utili alla definizione della rete idrica è stato quello della verifica tramite WEBSIT dello shapefile Acq_condotte_Hill Town. Tale operazione è necessaria perché spesso questi shapefiles sono oggetto di errori da parte dei tecnici o semplicemente perché non sono aggiornati. Di conseguenza la calibrazione risulterebbe impossibile, dato che per questa si usano i dati al telecontrollo che sono in tempo reale. Quindi dopo un'attenta verifica dello shapefile delle condotte con l'aiuto del servizio WEBSIT si sono aggiunte le condotte mancanti ed eliminate quelle che invece non sono più in servizio.

Queste due operazioni vengono fatte in maniera parallela ma differente. Infatti per l'aggiunta delle nuove condotte si lavora in ambiente QGIS mentre per l'eliminazione delle condotte non in servizio si lavora in ambiente EXCEL.

Per quanto riguarda le condotte da aggiungere queste sono inserite nello shapefile Links_Hill Town nella sezione Handmade direttamente in ambiente QGIS definendo i vari attributi secondo l'interfaccia mostrata di seguito.

	tipo	nome	stato	descrizion	note	Diameter	Type	Setting	MinorLoss	Parameters	lunghezza	SistID
0	6	NULL	NULL	NULL	NULL	200	NULL	NULL	NULL	NULL	NULL	Sist2
1	6	NULL	NULL	NULL	NULL	150	NULL	NULL	NULL	NULL	NULL	Sist36
3	6	NULL	NULL	NULL	NULL	150	NULL	NULL	NULL	NULL	NULL	Sist42
4	6	NULL	NULL	NULL	NULL	150	NULL	NULL	NULL	NULL	NULL	Sist43
5	6	NULL	NULL	NULL	NULL	150	NULL	NULL	NULL	NULL	NULL	Sist44
6	6	NULL	NULL	rete	NULL	400	NULL	NULL	NULL	NULL	NULL	Sist47
10	6	NULL	NULL	NULL	NULL	150	NULL	NULL	NULL	NULL	NULL	Sist53
11	6	NULL	NULL	NULL	NULL	150	NULL	NULL	NULL	NULL	NULL	Sist54
12	6	NULL	NULL	NULL	NULL	150	NULL	NULL	NULL	NULL	NULL	Sist55
13	6	NULL	NULL	NULL	NULL	150	NULL	NULL	NULL	NULL	NULL	Sist57
14	6	NULL	NULL	NULL	NULL	150	NULL	NULL	NULL	NULL	NULL	Sist58
15	6	NULL	NULL	NULL	NULL	150	NULL	NULL	NULL	NULL	NULL	Sist59
16	6	NULL	NULL	NULL	NULL	150	NULL	NULL	NULL	NULL	NULL	Sist68
17	6	NULL	NULL	NULL	NULL	150	NULL	NULL	NULL	NULL	NULL	Sist72
18	6	NULL	NULL	NULL	NULL	150	NULL	NULL	NULL	NULL	NULL	Sist73
22	6	NULL	NULL	NULL	NULL	150	NULL	NULL	NULL	NULL	NULL	Sist77

Fig.5.9 Attributi condotte aggiunte(stralcio)

Come si nota dalla figura 5.9 queste nuove condotte vengono definite in funzione di:

- Tipo;
- Diametro;
- Sist ID.

Vi sono anche altri parametri tra gli attributi delle condotte aggiunte come la lunghezza, lo stato, eventuali note o descrizioni; tutti questi parametri non sono però indispensabili all'algoritmo per effettuare la conversione e di conseguenza verranno modificati se necessario in fase di calibrazione direttamente su Epanet.

Il primo attributo che si va a definire è il tipo; questo è un numero intero che definisce la tipologia di elemento che si sta modellando. Per le condotte tale numero è uguale a 6. Il diametro è tirato fuori dal WEBSIT mentre il Sist ID non è altro che un codice identificativo per le nuove condotte definito sempre dall'espressione Sistx, dove x rappresenta un numero intero da 0 a n funzione del numero di condotte aggiunte. Tale codice identificativo è fondamentale perché, una volta convertito il file, le condotte assumeranno in Epanet il nome dato dal relativo codice identificativo su QGIS.

Per le condotte non in servizio che devono essere eliminate o in generale per tutte quelle che si decide di eliminare si lavora in ambiente EXCEL. Fondamentalmente tramite WEBSIT si scelgono le condotte da eliminare e si individuano i loro attributi sullo shapefile Acq_condotte_Hill Town. Tali attributi vengono poi riportati su un foglio EXCEL che viene richiamato dall'algoritmo di conversione al suo avvio in modo da ottenere una cancellazione automatica d'insieme delle condotte identificate.

	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	O
1	0	200	FALSE Moncalieri	26 Adduttrice				16520658		0	25569 Attivo		1156	-1.11	Non definita
2	0	150	FALSE Moncalieri	25 Adduttrice				16520890		0	1970-01-01 Attivo		1156	-0.85	Non definita
3	0	150	FALSE Moncalieri	25 Adduttrice				16520700		0	1970-01-01 Attivo		1156	-1.11	Non definita
4	0	150	FALSE Moncalieri	25 Adduttrice				16520710		0	1970-01-01 Attivo		1156	-1.11	Non definita
5	0	150	FALSE Moncalieri	26 Distributtrice				16520728		0	1970-01-01 Attivo		1156	-1.05	Non definita
6	0	150	FALSE Moncalieri	26 Adduttrice				16520746		0	1970-01-01 Attivo		1156	-1.05	Non definita
7	0	150	FALSE Moncalieri	26 Adduttrice				16520764		0	1970-01-01 Attivo		1156	-1.05	Non definita
8	0	250	FALSE Moncalieri	25 Adduttrice				16520825		0	1970-01-01 Attivo		1156	-1.11	Non definita
9	0	80	FALSE Moncalieri	26 Adduttrice				16520831		0	1970-01-01 Attivo		1156	-0.85	Non definita
10	0	250	FALSE Moncalieri	25 Adduttrice				16520837		0	1970-01-01 Attivo		1156	-0.85	Non definita
11	0	150	FALSE Moncalieri	25 Adduttrice				16520849		0	1970-01-01 Attivo		1156	-1.11	Non definita
12	0	9999	FALSE Moncalieri	1 Distributtrice				16520868		0	1970-01-01 Attivo		1156	-1.11	Non definita
13	0	0	FALSE Moncalieri	1 Distributtrice				16804484		0	1970-01-01 Attivo		1156	-1.11	Non definita
14	0	20	FALSE Moncalieri	63 Distributtrice				24175007		0	1970-01-01 Attivo		1156	-0.85	Non definita
15	0	100	FALSE Moncalieri	43 Distributtrice				17638906		0	1970-01-01 Attivo		1156	-1.6	Non definita
16	0	75	FALSE Moncalieri	17 Distributtrice				9297971		0	1970-01-01 Attivo		1156	-1.11	Non definita
17	0	300	FALSE Moncalieri	57 Distributtrice				20098702		0	1970-01-01 Attivo		1156	-1.11	Non definita
18	0	300	FALSE Moncalieri	57 Adduttrice				20098720		0	1970-01-01 Attivo		1156	-1.11	Non definita

Fig. 5.10 Foglio EXCEL condotte da cancellare(stralcio)

Il parametro più importante è senza dubbio quello rappresentato dalla colonna H che indica il codice identificativo. Una volta convertito il file in Epanet tutte le condotte inserite in tale foglio EXCEL vengono automaticamente cancellate senza di fatto variare lo shapefile su QGIS.

Bisogna sottolineare una cosa importante:

IN EPANET GLI ELEMENTI PRENDONO IL NOME DEL CODICE IDENTIFICATIVO DELLO SHAPEFILE DI QGIS.

Questo significa che, se sullo shapefile Acq_condotte_Hill Town per esempio, una determinata condotta ha codice identificativo 9286160, allora la stessa condotta su Epanet avrà questo stesso codice.

5.5 REALIZZAZIONE MANUALE DEGLI IMPIANTI

La rete idrica di Hill Town è caratterizzata da un numero molto elevato di impianti. Come abbiamo visto nel capitolo 3 vi sono 5 impianti di sollevamento e 3 impianti di produzione. Gli shapefiles esportati dal SIT prevedono la presenza di tali impianti ma dato che il loro ruolo è fondamentale nella definizione del comportamento idraulico della rete si è preferito realizzarli manualmente onde evitare errori nei parametri di definizione.

Questi impianti prevedono al loro interno condotte, pozzi (impianti di produzione), pompe (impianti di produzione e di sollevamento), serbatoi, scambi e misuratori.

Questi elementi sono stati divisi in due shapefiles nella sezione Handmade di QGIS:

- Nodes_Hill Town;
- Links_Hill Town.

Nello shapefiles Nodes_Hill Town sono stati inseriti:

- Serbatoi;
- Scambi;
- Pozzi;
- Misuratori.

Nello shapefiles Links_Hill Town sono stati inseriti:

- Condotte;
- Pompe.

Ognuno di tali elementi viene disegnato manualmente in ambiente QGIS e ne vengono assegnati gli attributi di riferimento. Per le condotte vale il discorso già fatto nel paragrafo 5.4.

Per le pompe invece, una volta rappresentate sulla mappa QGIS, si usa la seguente tabella per la definizione dei parametri:

	tipo	nome	stato	descrizion	note	Diameter	Type	Setting	MinorLoss	Parameters	lunghezza	SistID
2	1	AB00115604_MM1	OPEN	NULL	NULL	NULL	NULL	NULL	NULL	NULL	NULL	NULL
7	1	AB00115603_M23	CLOSED	NULL	NULL	NULL	NULL	NULL	NULL	NULL	NULL	NULL
8	1	AB00115603_M22	CLOSED	NULL	NULL	NULL	NULL	NULL	NULL	NULL	NULL	NULL
9	1	AB00115603_M21	OPEN	NULL	NULL	NULL	NULL	NULL	NULL	NULL	NULL	NULL
19	1	AB00115603_M43	OPEN	NULL	NULL	NULL	NULL	NULL	NULL	NULL	NULL	NULL
20	1	AB00115603_M42	CLOSED	NULL	NULL	NULL	NULL	NULL	NULL	NULL	NULL	NULL
21	1	AB00115603_M41	CLOSED	NULL	NULL	NULL	NULL	NULL	NULL	NULL	NULL	NULL
24	1	G06_BAUDUCCHI	CLOSED	NULL	NULL	NULL	NULL	NULL	NULL	NULL	NULL	NULL
25	1	G08_BAUDUCCHI	CLOSED	NULL	NULL	NULL	NULL	NULL	NULL	NULL	NULL	NULL
26	1	G04_BAUDUCCHI	CLOSED	NULL	NULL	NULL	NULL	NULL	NULL	NULL	NULL	NULL
27	1	G02_BAUDUCCHI	CLOSED	NULL	NULL	NULL	NULL	NULL	NULL	NULL	NULL	NULL
28	1	G05_BAUDUCCHI	OPEN	NULL	NULL	NULL	NULL	NULL	NULL	NULL	NULL	NULL
32	1	AB00115601_M04	CLOSED	NULL	NULL	NULL	NULL	NULL	NULL	NULL	NULL	NULL
33	1	AB00115601_M03	OPEN	NULL	NULL	NULL	NULL	NULL	NULL	NULL	NULL	NULL
34	1	AB00115601_M01	OPEN	NULL	NULL	NULL	NULL	NULL	NULL	NULL	NULL	NULL
42	1	AB00115610_M42	CLOSED	NULL	NULL	NULL	NULL	NULL	NULL	NULL	NULL	NULL
43	1	AB00115610_M32	OPEN	NULL	NULL	NULL	NULL	NULL	NULL	NULL	NULL	NULL
44	1	AB00115610_M12	CLOSED	NULL	NULL	NULL	NULL	NULL	NULL	NULL	NULL	NULL
49	1	AB00115604_MR1	CLOSED	NULL	NULL	NULL	NULL	NULL	NULL	NULL	NULL	NULL
50	1	AB00115604_MR2	CLOSED	NULL	NULL	NULL	NULL	NULL	NULL	NULL	NULL	NULL
143	1	AB00115603_M31	OPEN	NULL	NULL	NULL	NULL	NULL	NULL	NULL	NULL	NULL
144	1	AB00115603_M32	OPEN	NULL	NULL	NULL	NULL	NULL	NULL	NULL	NULL	NULL
145	1	AB00115610_M22	CLOSED	NULL	NULL	NULL	NULL	NULL	NULL	NULL	NULL	NULL
146	1	AB00115603_M24	CLOSED	NULL	NULL	NULL	NULL	NULL	NULL	NULL	NULL	NULL
147	1	AB00115601_M02	OPEN	NULL	NULL	NULL	NULL	NULL	NULL	NULL	NULL	NULL

Fig. 5.11 Attributi pompe(stralcio)

Come nel caso delle condotte, anche per le pompe è necessario definire la tipologia di elemento con un numero intero che in questo caso assume il valore 1. Il nome dell'elemento invece non viene definito dal parametro Sist ID ma dal parametro nome e viene assunto uguale al nome che la pompa che si sta modellando assume al telecontrollo. Lo stato che può essere OPEN o CLOSED esprime la condizione operativa iniziale delle varie pompe che si stanno modellando.

Un altro attributo fondamentale è quello espresso dalla colonna Parameters che indica la curva caratteristica di riferimento per la pompa. Ovviamente per poter definire tale parametro occorre prima individuare le curve caratteristiche delle pompe.

Si lavora in maniera analoga anche per gli elementi definiti nello shapefile Nodes_Hill Town. Tali elementi come detto sono rappresentati dai serbatoi, dai misuratori, dai pozzi e dagli scambi. Una volta che vengono rappresentati graficamente sulla mappa QGIS viene aperta la tabella degli attributi, di cui uno stralcio sarà inserito in seguito, e ne vengono definite le caratteristiche principali.

	tipo	nome	quota	profondit	volume	LivMin	LivMax	superficie	descrizion	note
0	1	AB00115605_H_ZN5	520.000	NULL	80.000	0.050	3.400	23.880	NULL	NULL
1	1	AB00115606_H_MA	310.000	NULL	250.000	0.050	3.400	74.627	NULL	NULL
2	1	AB00115604_H_RD	531.000	NULL	200.000	0.050	4.900	41.237	NULL	NULL
3	1	AB00115604_H_MD	620.000	NULL	200.000	0.050	4.000	59.702	NULL	NULL
4	1	AB00115605_H_ZN4	424.000	NULL	80.000	0.050	4.000	20.250	NULL	NULL
5	1	AB00115606_H_RV	424.000	NULL	200.000	0.050	3.900	51.948	NULL	NULL
6	1	AB00115603_HCC1	280.000	NULL	800.000	0.050	4.700	172.040	NULL	NULL
7	1	AB00115603_HCC2	289.800	NULL	550.000	0.050	4.000	139.240	NULL	NULL
8	1	AB00115603_HCC3	318.000	NULL	300.000	0.050	3.600	84.507	NULL	NULL
9	2	AB00115602_G07	180.000	NULL	NULL	NULL	NULL	NULL	NULL	NULL
10	2	AB00115602_G08	180.000	NULL	NULL	NULL	NULL	NULL	NULL	NULL
11	2	AB00115602_G02	180.000	NULL	NULL	NULL	NULL	NULL	NULL	NULL
12	2	AB00115602_G06	180.000	NULL	NULL	NULL	NULL	NULL	NULL	NULL
13	2	AB00115602_G04	180.000	NULL	NULL	NULL	NULL	NULL	NULL	NULL
14	2	AB00115602_G05	180.000	NULL	NULL	NULL	NULL	NULL	NULL	NULL
15	2	AB00115607_G02	195.000	NULL	NULL	NULL	NULL	NULL	NULL	NULL
16	2	AB00115607_G01	195.000	NULL	NULL	NULL	NULL	NULL	NULL	NULL
17	2	AB00115607_G03	195.000	NULL	NULL	NULL	NULL	NULL	NULL	NULL
18	7	AB00115608_QCC_CC	NULL	NULL	NULL	NULL	NULL	NULL	+	CC
19	7	AB00115609_QCC_CC	NULL	NULL	NULL	NULL	NULL	NULL	+	CC
20	1	AB00115610_H_VD	224.000	NULL	4000.000	0.050	5.000	808.080	NULL	NULL
21	3	AB00115601_PCC_CC	NULL	0.000	NULL	NULL	NULL	NULL	NULL	CC
22	7	CSO_TORINO_CC	NULL	NULL	NULL	NULL	NULL	NULL	-10	CC
23	3	AB00115607_PCC_CC	NULL	0.000	NULL	NULL	NULL	NULL	NULL	CC
24	3	AB00115602_PCC_CC	NULL	0.000	NULL	NULL	NULL	NULL	NULL	CC

Fig. 5.12 Attributi nodi Hill Town(stralcio)

Nella tabella in figura 5.12 vengono riportati gli attributi dei nodi realizzati manualmente su QGIS. Per ognuno di essi deve essere indicata la tipologia di elemento che si sta modellando:

- Serbatoio - tipo 1;
- Pozzo - tipo 2;
- Misuratore - tipo 3;
- Scambio - tipo 7.

Per quanto riguarda il codice identificativo, come per le pompe, si inserisce il rispettivo nome al telecontrollo.

Gli altri attributi sono invece variabili in funzione dell'elemento che si sta modellando. Appare chiaro che per la definizione del comportamento idraulico della rete assumono un'importanza notevolmente maggiore i nodi che definiscono i pozzi e i serbatoi rispetto a quelli che definiscono misuratori e scambi. Questo fondamentalmente perché i misuratori non hanno alcuna influenza nella descrizione idraulica della rete mentre negli scambi il quantitativo di portata trattata è relativamente basso.

Nella definizione dei pozzi l'attributo principale che ne descrive il comportamento è rappresentato dalla profondità del pozzo. Dato che non vi sono delle informazioni specifiche al riguardo si è supposto una profondità della falda di -20 m dal piano campagna. Tale valore verrà modificato, se necessario, in fase di calibrazione.

Nella definizione dei serbatoi invece gli attributi da definire sono il volume, la quota del fondo, il livello minimo, il livello massimo e la superficie. Nella presente tesi, il volume, la quota del fondo, il livello minimo e quello massimo sono informazioni presenti nelle relazioni aziendali. Discorso diverso invece per la superficie che è stata dedotta per via analitica usando la seguente formula:

$$V = \pi * \frac{d^2}{4} * h \quad (1)$$

dove V indica il volume del serbatoio, h l'altezza e d il diametro; Nella (1) l'unica incognita è il diametro dal quale si può risalire alla superficie considerando il serbatoio cilindrico a base circolare.

Riporto a titolo d'esempio il calcolo fatto per il serbatoio di Vadò (H_VD):

$$V = 4.000 \text{ m}^3 \quad (2)$$

$$V = \pi * \frac{d^2}{4} * h \quad (3)$$

$$d = \sqrt{\frac{V * 4}{\pi * h}} = \sqrt{\frac{4000 * 4}{3,14 * 4,95}} = 32,084 \text{ m} \quad (4)$$

$$S(\text{superficie}) = \pi * r^2 = 3,14 * 257,35 = 808,06 \text{ m}^2 \quad (5)$$

5.6 INSERIMENTO CURVE CARATTERISTICHE E CONTROLLI

La fase successiva alla rappresentazione manuale degli impianti è caratterizzata dall'inserimento nel modello delle curve caratteristiche e dei controlli per le pompe.

Entrambi gli attributi vengono inseriti in ambiente EXCEL nello stesso file in cui sono inseriti i dati delle condotte da eliminare ma in due fogli diversi. Fondamentalmente in tale file sono presenti per la fase di costruzione del modello 4 fogli:

- definizione delle condotte da eliminare;
- definizione delle utenze;
- definizione dei controlli;
- definizione delle curve caratteristiche.

In base ai dati aziendali si è risalito alle caratteristiche delle pompe presenti nella rete idrica sfruttando una tabella del tipo:

Pozzo/Rilancio	Q [l/s]	H[m]	Volt	KW	Marca	Note
Rev-Ma-R1	4,5	186	380	13	GRUNDFOS	Pompa MDT40/4 Orizzontale
Rev-Re-R1	7,5	120	380	13	GRUNDFOS	Pompa MDT100/20 Orizzontale
Rev-Re-R2	7,5	120	380	13	CAPRARI	Pompa E10S50/4B Motore MH880

Tab. 5.1 Caratteristiche pompe(stralcio)

Nella tabella 5.1 la prima colonna indica l'impianto nel quale sono situate le pompe di riferimento mentre i valori Q e H indicano il punto di funzionamento della pompa e sono i dati che servono per la costruzione della curva caratteristica. In realtà si sfrutta la possibilità intrinseca nel software Epanet il quale è in grado di risalire alla curva caratteristica di una pompa dalla definizione di un solo punto.

Tutte le pompe dei vari impianti di sollevamento o produzione sono inserite in una tabella fac-simile della precedente.

Avendo a disposizione questa serie di informazioni è possibile impostare il foglio EXCEL per la definizione delle curve caratteristiche:

	A	B	C	D	E
1					
2	CAPRARI	MDT40_4	H	35	
3			Q(l/s)	3	
4	CAPRARI	MDTA65_7	H	18	
5			Q(l/s)	22	
6	CAPRARI	MDTA100_20	H	18	
7			Q(l/s)	55	
8	CAPRARI	MDT80_12	H	19	
9			Q(l/s)	37	
10	KSB	60_6	H	50	
11			Q(l/s)	16	
12	ROVATTI	8EIN_4H_615N	H	50	
13			Q(l/s)	16	
14	CAPRARI	E8R35_8_15_W	H	192	
15			Q(l/s)	11	
16	CAPRARI	E8R35_15	H	176	
17			Q(l/s)	11	
18	CAPRARI	E8R35_15_2	H	180	
19			Q(l/s)	11	
20	GRUNDFOS	SP17_23	H	186	
21			Q(l/s)	4.7	
22	GRUNDFOS	SP17_23_2	H	120	
23			Q(l/s)	7.5	
24	CAPRARI	E6RX47F_12Y	H	120	
25			Q(l/s)	7.5	
26	CAPRARI	FT0S50OF_3B	H	65	
27			Q(l/s)	45	
28	CAPRARI	ET2S55OF2B	H	66	
29			Q(l/s)	55	

Fig. 5.13 Foglio EXCEL curve caratteristiche(stralcio)

La colonna B della precedente tabella rappresenta l'aggancio tra elemento pompa su QGIS e curva caratteristica. Infatti per ogni pompa rappresentata nello shapefile Links_Hill Town viene aggiunto l'attributo "Parameters" prima lasciato vuoto. A tale attributo si dà il nome della curva caratteristica definita nel file EXCEL in funzione della pompa che si considera.

tipo	nome	stato	descrizion	note	Diameter	Type	Setting	MinorLoss	Parameters	lunghezza	SistID
1	AB00115604_MM1	OPEN	NULL	NULL	NULL	NULL	NULL	NULL	SP17.23	NULL	NULL
1	AB00115603_M23	CLOSED	NULL	NULL	NULL	NULL	NULL	NULL	MDTA100.20	NULL	NULL
1	AB00115603_M22	CLOSED	NULL	NULL	NULL	NULL	NULL	NULL	MDTA100.20	NULL	NULL
1	AB00115603_M21	OPEN	NULL	NULL	NULL	NULL	NULL	NULL	MDTA65.7	NULL	NULL
1	AB00115603_M43	OPEN	NULL	NULL	NULL	NULL	NULL	NULL	E8R35.15.2	NULL	NULL
1	AB00115603_M42	CLOSED	NULL	NULL	NULL	NULL	NULL	NULL	E8R35.15	NULL	NULL
1	AB00115603_M41	CLOSED	NULL	NULL	NULL	NULL	NULL	NULL	E8R35.8.15.W	NULL	NULL
1	G06.BAUDUCCHI	CLOSED	NULL	NULL	NULL	NULL	NULL	NULL	BAU00	NULL	NULL
1	G08.BAUDUCCHI	CLOSED	NULL	NULL	NULL	NULL	NULL	NULL	BAU00	NULL	NULL
1	G04.BAUDUCCHI	CLOSED	NULL	NULL	NULL	NULL	NULL	NULL	BAU00	NULL	NULL
1	G02.BAUDUCCHI	CLOSED	NULL	NULL	NULL	NULL	NULL	NULL	BAU00	NULL	NULL
1	G05.BAUDUCCHI	OPEN	NULL	NULL	NULL	NULL	NULL	NULL	BAU00	NULL	NULL
1	AB00115601_M04	CLOSED	NULL	NULL	NULL	NULL	NULL	NULL	E12555U.2B	NULL	NULL
1	AB00115601_M03	OPEN	NULL	NULL	NULL	NULL	NULL	NULL	E10550.4B	NULL	NULL
1	AB00115601_M01	OPEN	NULL	NULL	NULL	NULL	NULL	NULL	FT0550OF.3B	NULL	NULL
1	AB00115610_M42	CLOSED	NULL	NULL	NULL	NULL	NULL	NULL	MDTA50.7	NULL	NULL
1	AB00115610_M32	OPEN	NULL	NULL	NULL	NULL	NULL	NULL	MDTA50.7	NULL	NULL
1	AB00115610_M12	CLOSED	NULL	NULL	NULL	NULL	NULL	NULL	MDT65.12	NULL	NULL
1	AB00115604_MR1	CLOSED	NULL	NULL	NULL	NULL	NULL	NULL	SP17.23.2	NULL	NULL
1	AB00115604_MR2	CLOSED	NULL	NULL	NULL	NULL	NULL	NULL	E6RX47F.12Y	NULL	NULL
1	AB00115603_M31	OPEN	NULL	NULL	NULL	NULL	NULL	NULL	60.6	NULL	NULL
1	AB00115603_M32	OPEN	NULL	NULL	NULL	NULL	NULL	NULL	8EIN.4H.615N	NULL	NULL
1	AB00115610_M22	CLOSED	NULL	NULL	NULL	NULL	NULL	NULL	MDT65.12	NULL	NULL
1	AB00115603_M24	CLOSED	NULL	NULL	NULL	NULL	NULL	NULL	MDT80.12	NULL	NULL
1	AB00115601_M02	OPEN	NULL	NULL	NULL	NULL	NULL	NULL	ET2555OF2B	NULL	NULL
1	G02.TETTI.ROLLE	CLOSED	NULL	NULL	NULL	NULL	NULL	NULL	TRO0	NULL	NULL

Fig. 5.14 Attributi pompe(stralcio)

Una volta avviato l'algoritmo di conversione, questo richiama il file EXCEL ed assegna le curve caratteristiche alle varie pompe. In realtà alle pompe viene assegnato un punto della curva caratteristica e viene sfruttata la capacità di Epanet di creare da questo punto tutta la curva. In definitiva nel file inp per ogni pompa viene assegnata una curva la cui interfaccia Epanet si presenta nel seguente modo:

Curve ID: MDTA100_20

Description: PUMP:

Curve Type: PUMP

Equation: Head = 24.00-0.001984(Flow)^2.00

Flow	Head
55.0000	18.0000

Head (m)

Flow (LPS)

Buttons: Load... Save... OK Cancel Help

Fig. 5.15 Interfaccia Epanet curva caratteristica

Per quanto riguarda i controlli si è lavorato in modo del tutto analogo alle curve caratteristiche. Infatti anche in questo caso si è lavorato in ambiente EXCEL definendo un foglio opportuno e introducendo le condizioni che portano allo spegnimento o all'accensione delle pompe in relazione alle informazioni ricavate dal telecontrollo.

Le condizioni operative di accensione o spegnimento si basano sul raggiungimento, del serbatoio al quale le pompe fanno riferimento, di un determinato livello piezometrico o semplicemente da settaggi temporali.

	A	B	C	D	E	F	G	H
1								
2		link	stato	node	setting	control	abilitato	
3		G02_BAUDUCCHI	OPEN		5:58 PMTIME		1	
4		G02_BAUDUCCHI	CLOSED		10:28 PMTIME		1	
5		G08_BAUDUCCHI	OPEN		3 PMTIME		1	
6		G08_BAUDUCCHI	CLOSED		3:20 PMTIME		1	
7		G08_BAUDUCCHI	OPEN		4:30 PMTIME		1	
8		G08_BAUDUCCHI	CLOSED		4:48 PMTIME		1	
9		G07_BAUDUCCHI	OPEN		0:00 AMTIME		1	
10		G07_BAUDUCCHI	CLOSED		2:16 AMTIME		1	
11		G07_BAUDUCCHI	OPEN		4:01 AMTIME		1	
12		G07_BAUDUCCHI	CLOSED		5:30 AMTIME		1	
13		G07_BAUDUCCHI	OPEN		8:45 AMTIME		1	
14		G07_BAUDUCCHI	CLOSED		4:55 PMTIME		1	
15		G06_BAUDUCCHI	OPEN		0:00 AMTIME		1	
16		G06_BAUDUCCHI	CLOSED		11:59 PMTIME		1	
17		G04_BAUDUCCHI	OPEN		6:00 AMTIME		1	
18		G04_BAUDUCCHI	CLOSED		11:00 PMTIME		1	
19		G05_BAUDUCCHI	OPEN	AB00115603_HCC1	3.29 LEVEL		1	
20		G05_BAUDUCCHI	CLOSED	AB00115603_HCC1	4.2 LEVEL		1	
21		AB00115602_MR1	OPEN	AB00115603_HCC1	0.5 LEVEL		0	
22		AB00115602_MR1	CLOSED	AB00115603_HCC1	2.5 LEVEL		0	
23		AB00115602_MR2	OPEN	AB00115603_HCC1	2.5 LEVEL		0	
24		AB00115602_MR2	CLOSED	AB00115603_HCC1	4.3 LEVEL		0	

Fig. 5.15 foglio EXCEL controlli

La colonna B di tale foglio indica il nome della pompa al quale il controllo si riferisce, la colonna C lo stato che può essere OPEN o CLOSED, la colonna D, presente solo nel caso in cui il controllo si riferisce ad un livello piezometrico, indica il nome del serbatoio al quale la pompa fa riferimento, la colonna E indica le condizioni di accensione o spegnimento, la colonna F il tipo di controllo che può essere TIME (relativo al tempo) o LEVEL (relativo ad un livello piezometrico) e la colonna G riempita con uno 0 od un 1 indica se il controllo suddetto deve essere considerato nel file inp(1) o meno(0).

Si prenda per esempio la pompa definita dal link G02_BAUDUCCHI e se ne osservino i dati venuti fuori dal telecontrollo:

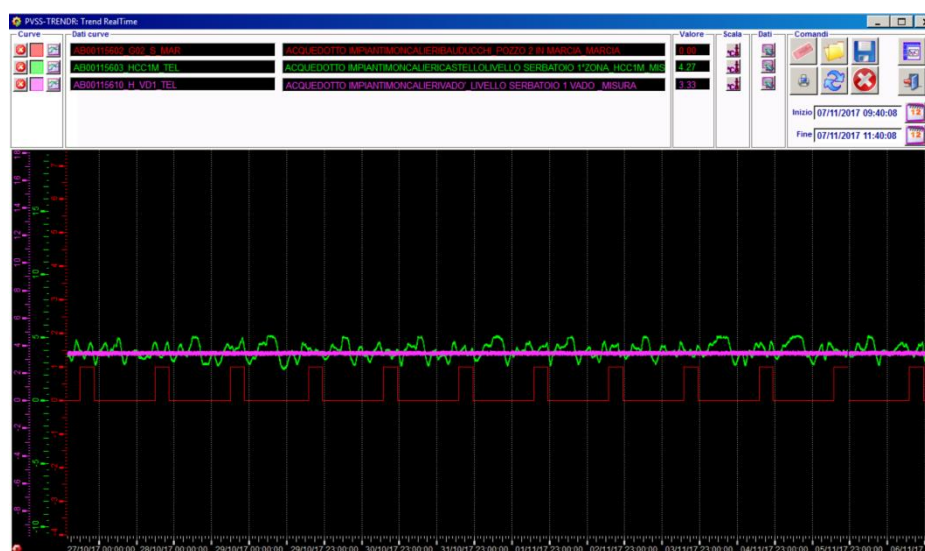


Fig. 5.16 pompa G02_BAUDUCCHI telecontrollo

Nella precedente figura l'andamento temporale della pompa è definito dalla spezzata rossa che può variare tra 0 nel caso in cui la pompa è spenta ed 1 nel caso in cui è accesa. Le altre due curve (verde e viola) indicano invece l'andamento del livello idrico nel serbatoio di zona 1(verde) e nel serbatoio di Vadò(viola). Da un'attenta analisi si nota come il funzionamento della pompa è settato in relazione ad intervalli temporali ben definiti e non vi è correlazione con i serbatoi. Questo porta ad inserire un controllo di tipo temporale. La pompa G02_BAUDUCCHI, che rappresenta una pompa all'interno dell'impianto di produzione di Bauducchi, si accende intorno alle 6 p.m. e si spegne intorno alle 10:30 p.m.

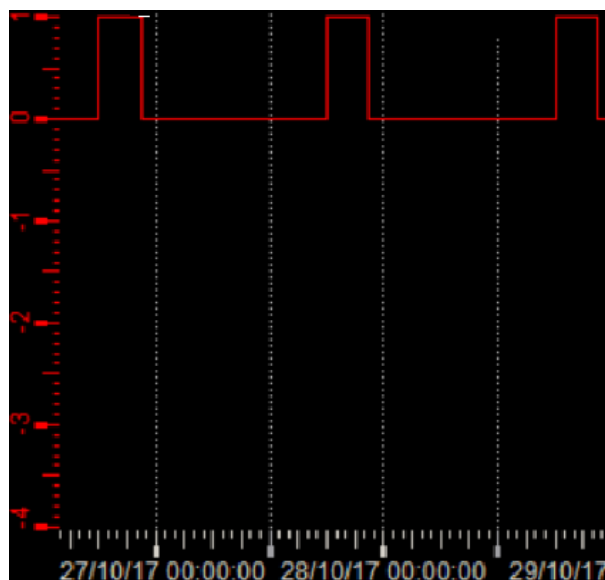


Fig. 5.17 pompa G02_BAUDUCCHI telecontrollo dettaglio

Questa operazione d'analisi dei dati del telecontrollo è stata effettuata per tutte le pompe presenti nella rete idrica e per ognuna è stato definito il relativo controllo. Alla stessa maniera che per le curve caratteristiche, una volta avviato l'algoritmo di conversione, questo richiama il file EXCEL e trasferisce nel file formato inp i controlli inseriti in EXCEL.

5.7 DIVISIONE IN DISTRETTI

La divisione in distretti è un'operazione prettamente grafica che consiste nell'andare a "disegnare" i vari distretti in funzione della posizione delle saracinesche chiuse.

Per dividere in distretti la rete la prima operazione da fare è introdurre nella sezione Handmade lo shapefile SarClosed_Hill Town che contiene al suo interno le saracinesche dello shapefile Acq_saracinesca_Hill Town che sono chiuse.

Queste vengono disegnate manualmente sulla mappa QGIS e sono caratterizzate da una serie di attributi.

	id	^	elemento	stato	interrompe	note	posizione
0	9289558		saracinesca	chiusa	revre_revma...	NULL	serbredentore
1	16782963		saracinesca	chiusa	zona2_zona4	NULL	strivamare
2	16355547		saracinesca	chiusa	zona2_zona3	NULL	Str Torino angolo Str Rigolino
3	16463264		saracinesca	chiuso	zona2_zona3	NULL	Via Luigi Catullo
4	16416156		saracinesca	chiuso	zona1_zona2	NULL	Str Torino29
5	16548548		saracinesca	chiuso	zona1_zona2	NULL	Via Matteotti ang. Via S. Marino
6	16573783		saracinesca	chiuso	zona1_zona2	NULL	piazza medeferdinando
7	16466148		saracinesca	chiuso	zona1_zona2	NULL	viapetrarca
8	16579624		saracinesca	chiuso	zona1_zona2	NULL	viagenova
9	22436968		saracinesca	chiuso	zona1_zona2	NULL	viadeledda
10	16580438		saracinesca	chiuso	zona1_zona2	NULL	viagenova
11	16595087		saracinesca	chiuso	zona1_zona2	NULL	viagenova
12	16596052		saracinesca	chiuso	zona1_zona2	NULL	viagenova
13	16916986		saracinesca	chiuso	zona2_zona4	NULL	strdelpesco
14	16574729		saracinesca	chiuso	zona1_zona2	NULL	strgenova
15	16401124		saracinesca	chiuso	zona1_zona3	NULL	strcarignano
16	22156562		saracinesca	chiuso	zona1_zona3	NULL	piazzamercato
17	16784179		saracinesca	chiuso	zona2_sanb...	NULL	strmaiole
18	16783379		saracinesca	chiuso	zona2_sanb...	NULL	strmaiole
19	16548568		saracinesca	chiusa	zona1_zona2	NULL	via matteotti

Fig. 5.18 Attributi saracinesche chiuse

Ogni saracinesca chiusa viene definita fondamentalmente da un codice identificativo che è uguale a quello che la saracinesca ha nello shapefile Acq_saracinesca_Hill Town, dalle zone che divide e dall'indirizzo nella quale è posizionata.

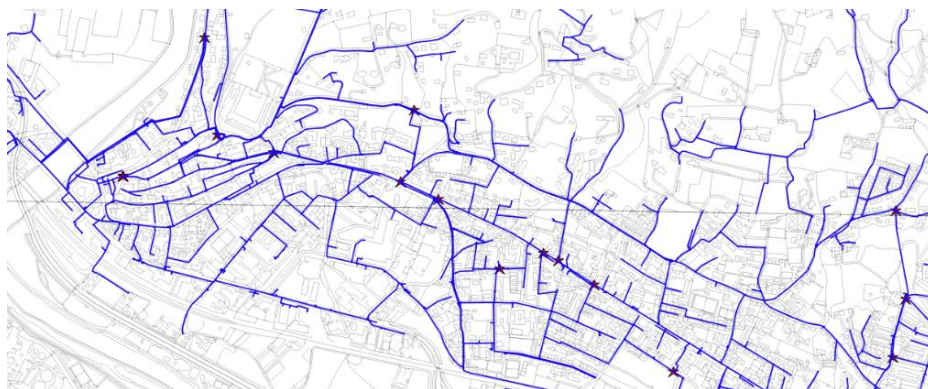


Fig. 5.19 shapefile saracinesche chiuse

Una volta inserito questo shapefile si passa alla rappresentazione dello shapefile distretti sempre sotto la sezione Handmade. Questo contiene tutti i distretti nel quale viene suddivisa la rete (7 nel caso in esame) ed è ottenuto tramite un lavoro prettamente grafico.

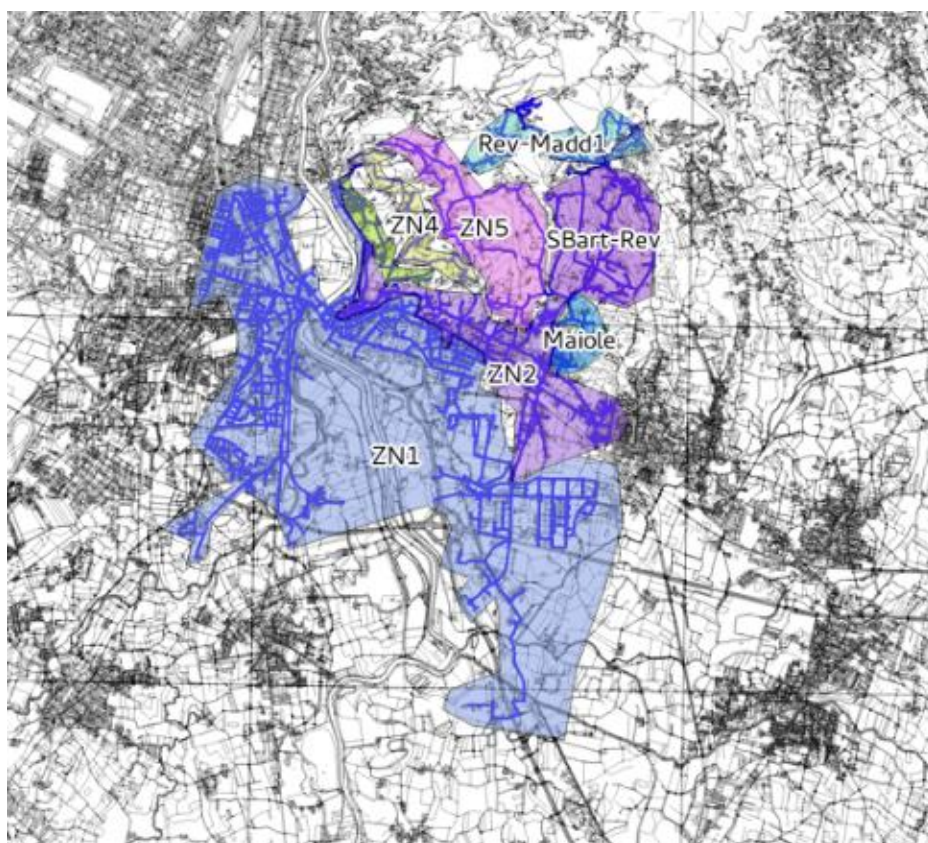


Fig. 5.20 shapefile distretti

Dopo aver svolto tutte queste operazioni si lancia l'algoritmo di conversione MODEL BUILDER e il file QGIS viene convertito in file Epanet il quale possiede tutti gli attributi elencati fino ad ora.

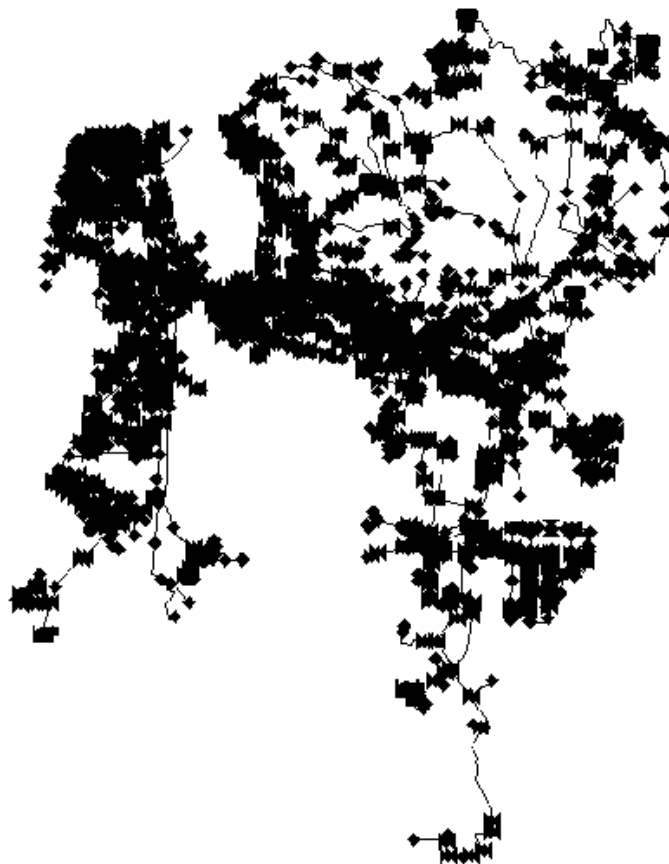


Fig. 5.21 Network Epanet Hill Town

6 CALIBRAZIONE DEL MODELLO

6.1 INTRODUZIONE

La calibrazione del modello rappresenta la fase che rende "reale" la modellazione. Senza calibrazione infatti non vi è nessuna utilità nella modellazione perché non vi è nessuna certezza che il modello seppur costruito nel modo più congruo alla realtà fisica rispetti il comportamento idraulico della rete di approvvigionamento idrico.

Nel seguito è mostrato il modello matematico del sistema in ambiente Epanet:

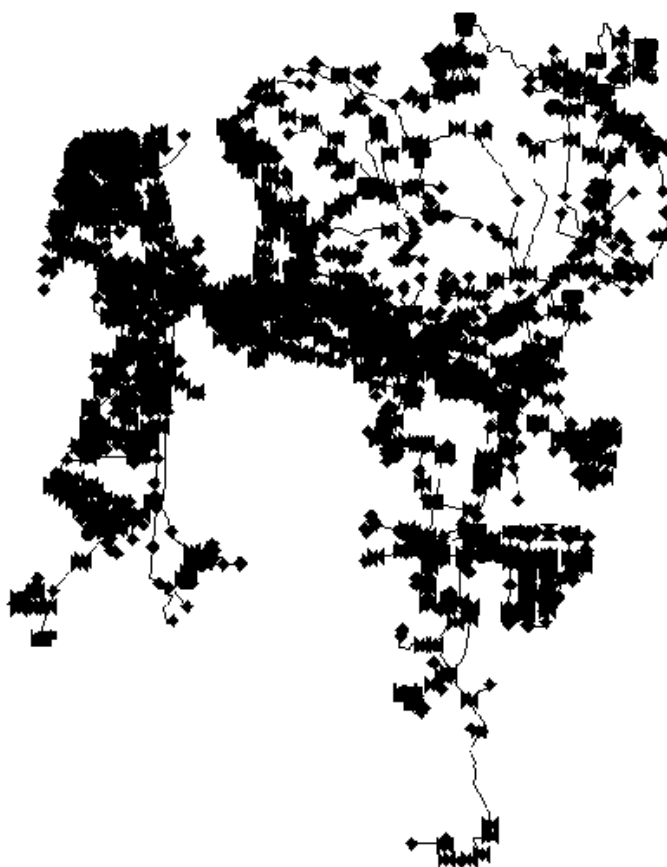


Fig. 6.1 Modello Epanet rete idrica Hill Town

Seppur Hill Town è costituita da una rete di notevoli dimensioni la stragrande maggioranza della richiesta idrica è concentrata nelle zone 1 e 2 tanto da rendere le altre poco influenti dal punto di vista della modellazione.

Si è quindi deciso di procedere alla calibrazione e all'analisi di solo queste due zone sottolineando però che gli altri distretti della rete non possono essere semplicemente "cancellati" ma si deve realizzare un apparato in grado di simulare l'interazione della rete semplificata con le altre zone del complesso acquedottistico.



Fig. 6.2 Modello Epanet rete semplificata Hill Town

I punti di interazione tra le zone 1 e 2 e le altre parti della rete sono in corrispondenza dell'impianto di sollevamento Castello dove sono situate pompe di rilancio per la zona 3 e 4 e in corrispondenza dell'impianto di sollevamento di San Bartolomeo dove la zona 2 interagisce con le parti medio - alte collinari della rete. All'uscita di questi impianti sono posti misuratori di portata che identificano la quantità di risorsa che migra dalle zone interessate dall'analisi ai restanti distretti del sistema idrico.

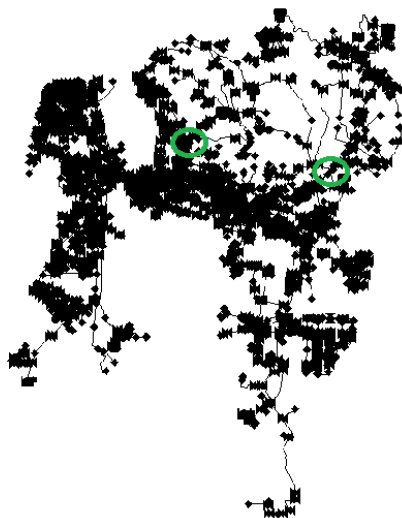


Fig. 6.3 Punti di interazione

L'idea di base per risolvere il problema di interazione è stata quella di simulare in tali punti uno scambio di portata pari a quella letta dai misuratori. Tale migrazione di portata è stata ottenuta inserendo nei punti di contatto dei reservoir con degli opportuni time pattern applicati al parametro che definisce il carico totale degli stessi. In funzione del valore assunto da tale time pattern in ogni intervallo temporale il software calcola la portata che viene trasferita. Dall'analisi dei misuratori di portata d'interesse si è notato come la portata scambiata tra le varie zone è sempre uscente dalla rete semplificata e di conseguenza si è creato un time pattern dei carichi dei reservoir opportuno a

richiamare in ogni intervallo di simulazione la portata verso di sé. Praticamente ogni reservoir non rappresenta altro che una porzione di rete e la portata che richiama è pari a quella che richiamerebbe la porzione di rete eliminata se fosse presente.

La portata scambiata tra la zona d'interesse e le restanti parti del sistema non solo è uscente ma è anche variabile in funzione del punto di interazione che si considera. Per questo sono stati costruiti due time pattern, uno valido per il punto d'interscambio in corrispondenza dell'impianto Castello ed uno valido per il punto d'interscambio in corrispondenza dell'impianto di San Bartolomeo.

In realtà nell'impianto Castello sono presenti due reservoirs perché uno simula lo scambio di portata verso zona 3 ed uno invece verso zona 4. Al telecontrollo però è risultato che la portata uscente verso queste due zone ha pressoché lo stesso andamento e di conseguenza si è ritenuto opportuno usare lo stesso time pattern per il carico dei reservoirs.

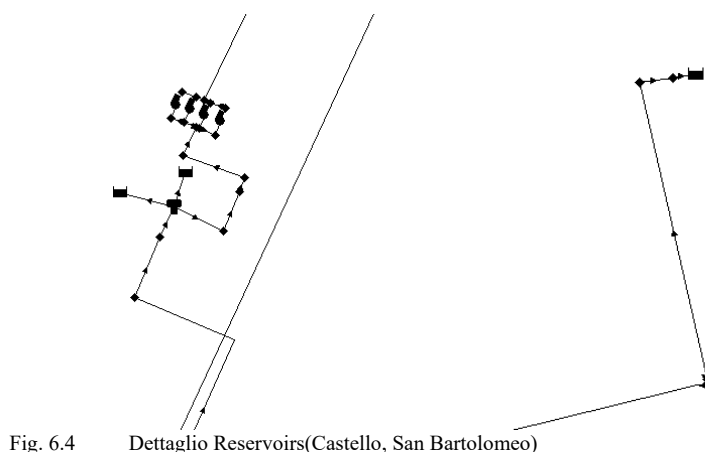


Fig. 6.4 Dettaglio Reservoirs(Castello, San Bartolomeo)

Un'altra semplificazione è stata fatta per l'impianto di produzione P_San.

Da un punto di vista di modellazione gli impianti di produzione sono i sistemi più difficili da implementare per la variabilità delle grandezze in gioco. Inoltre, anche se modellati bene, creano problemi durante la simulazione in Epanet perché dato che sono caratterizzati da numerose variabili (nella maggioranza dei casi), le quali a loro volta si muovono rapidamente in un grosso range di valori, il programma presenta difficoltà nella risoluzione ad ogni intervallo temporale delle equazioni idrauliche. In pratica il software non riesce a seguire le variazioni temporali delle grandezze in gioco.

L'impianto di produzione di P_San presenta tali problemi e quindi si è deciso di sostituirlo con una condizione al contorno, rappresentata da un reservoir al quale vi è stato attribuito un pattern di pressione pari all'andamento della pressione, misurata da un misuratore e letta nel telecontrollo, in uscita dall'impianto. La correttezza di questo procedimento è stata poi verificata tramite il controllo incrociato tra la portata in uscita dall'impianto, individuata da un misuratore e letta nel telecontrollo, e la portata modellata dal sistema a valle del reservoir.

6.2 FASI OPERATIVE DELLA CALIBRAZIONE

La calibrazione del modello può essere fatta in due modi. Una tecnica, utilizzata in questa tesi, è quella standard che prevede l'utilizzo del solo software Epanet, l'altra è quella che prevede l'utilizzo di un particolare algoritmo sviluppato in Python dai ricercatori SMAT.

In entrambi i casi, i parametri su cui lavorare affinché il modello matematico rispecchi il comportamento reale della rete sono due:

- Il time pattern della richiesta idrica ai nodi;

- L'emitter coefficient ai nodi.

Entrambi i parametri vengono definiti per i nodi e sono calibrati in modo tale che l'andamento temporale della portata consumata dalla rete derivante dal modello $Q_{mod}(t)$ sia il più possibile uguale all'andamento temporale della portata immessa in rete $Q_{in}(t)$ misurata al telecontrollo. La $Q_{in}(t)$ è nota mentre la $Q_{mod}(t)$ è ignota ed il suo andamento è proprio quello che viene calibrato in funzione del time pattern della richiesta idrica e dell'emitter coefficient.

La $Q_{mod}(t)$ è data dalla somma di due contributi; uno dipendente dal time pattern che indica la quota di consumo riconducibile alle utenze ed uno che è funzione delle perdite della rete e di conseguenza, al netto delle perdite amministrative, della pressione locale e quindi dell'emitter coefficient.

Il processo di calibrazione agisce sui valori del time pattern e su quello dell'emitter coefficient in modo tale che il modello generi un andamento temporale di $Q_{mod}(t)$ il più possibile simile a quello della portata immessa in rete e misurata al telecontrollo $Q_{in}(t)$.

Traducendo questo discorso in termini di valori medi giornalieri, **l'obiettivo è far sì che la media della domanda modellata giornaliera sia pari alla media della portata immessa in rete per il giorno preso come riferimento per la calibrazione**. Ovviamente tale portata media è ricavabile dal telecontrollo:

$$\overline{Q_{mod}} = \overline{Q_{in}} \quad (1)$$

L'algoritmo di calibrazione segue un processo iterativo caratterizzato dai seguenti passi:

- Inizializzazione: è la fase in cui viene inizializzato il valore del pattern. Questo viene fatto creando un pattern dato dal rapporto tra la $Q_{in}(t)$ e la $\overline{Q_{in}}$ al fine di ottenere una serie di valori a media 1;
- Simulazione idraulica attraverso Epanet;
- Valutazione della funzione obiettivo: Si valuta di quanto si scosta la $Q_{in}(t)$ dalla portata $Q_{mod}(t)$ in relazione al valore di una funzione obiettivo. Il modello si ritiene calibrato quando questo valore è minore di una determinata soglia scelta;
- Correzione dell'emitter coefficient;
- Correzione del pattern della richiesta idrica.
- Al termine delle correzioni il processo iterativo si ripete dal punto 2 finché il valore della funzione obiettivo non scende al di sotto della soglia desiderata.

La metodologia di calibrazione usata nella presente tesi è leggermente diversa. La prima operazione da fare riguarda la scelta del giorno da usare come riferimento per la calibrazione. Tale giorno deve essere il più possibile rappresentativo del comportamento medio della rete e per questo si deve evitare di scegliere giorni festivi o prossimi al weekend.

Nella suddetta tesi è stato scelto il 20 febbraio 2018. Dopo si impostano i livelli iniziali dei serbatoi individuati al telecontrollo per le ore 00:00 di tale giorno, i controlli alle pompe e lo stato iniziale delle suddette sempre individuabili dal telecontrollo.

Una volta imposte al modello queste condizioni al contorno si deve scegliere il time pattern della richiesta idrica ai nodi e il valore dell'emitter coefficient in modo tale che la domanda media consumata dalla rete e individuata dal modello sia pari alla portata media immessa in rete in tale giorno individuata dal telecontrollo.

Il time pattern scelto, dato che non si hanno delle informazioni più dettagliate, è uguale a quello definito per un comune con caratteristiche simili a quelle di Hill Town ed è rappresentato di seguito:

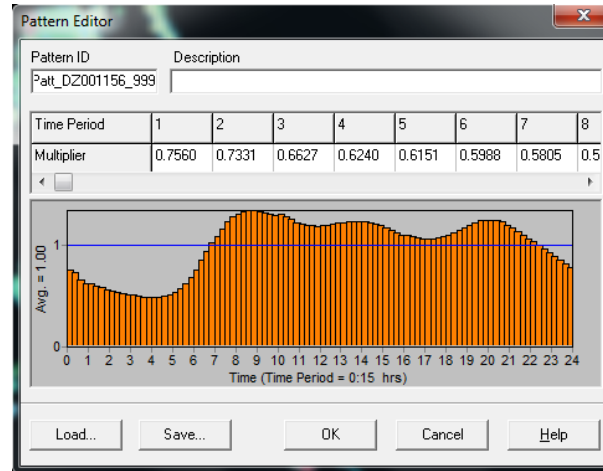


Fig. 6.5 Time pattern richiesta idrica Hill Town

In questo modo viene rappresentata la variabilità temporale giornaliera della portata emessa in ogni nodo in riferimento però alla sola portata fatturata. A questa va aggiunta, come detto prima, un contributo dovuto alle perdite. Tale contributo è dato dalla somma delle perdite apparenti e delle perdite reali. Le perdite apparenti vengono considerate in Epanet tramite un coefficiente moltiplicativo chiamato demand multiplier che nel caso in esame, essendo tali perdite pari circa al 40% delle perdite totali (dati SMAT), è stato posto pari a 1.4. Le perdite reali sono invece funzione della pressione locale ai nodi e vengono calcolate con la seguente formula:

$$Q_{perd,real} = C * p^{\alpha} \quad (2)$$

dove p è la pressione al nodo misurata in m, α è il coefficiente d'efflusso che, secondo indicazioni riportate in letteratura tecnica varia da 2.5 per tubazioni in materiale plastico a 0.5 per quello in materiale ferroso. Per tubazioni miste si consiglia di usare il valore di default pari a 1.2 che è esattamente il valore usato nella presente tesi.

Il termine C rappresenta invece l'emitter coefficient ed è quello che è stato calibrato. Ipotizzando una distribuzione uniforme delle perdite si è assunto lo stesso valore per tale parametro in tutti i nodi. La sua calibrazione, tenendo presente che non si sta considerando tutta la rete ma solo una sua porzione, ha seguito i seguenti passi:

1. Calcolo della portata totale media immessa in rete da telecontrollo per tutta la rete

$$\overline{Q_{in,retetotale}} = 272,6 \frac{l}{s} \quad (3)$$

2. Calcolo della base demand per tutta la rete derivante da dati di fatturazione

$$Base\ demand_{retetotale} = 185 \frac{l}{s} \quad (4)$$

3. Calcolo delle perdite totali intera rete

$$Perd_{tot,retetotale} = \overline{Q_{in,retetotale}} - Base\ demand_{retetotale} = 87,6 \frac{l}{s} \quad (5)$$

4. Calcolo perdite reali intera rete

$$Perd_{reali,retetotale} = 0,6 * Perd_{tot,retetotale} = 52,56 \frac{l}{s} \quad (6)$$

5. Ipotizzando che le perdite sono distribuite lungo la rete alla stessa maniera delle richieste idriche si calcola un coefficiente k che permette di scalare le perdite reali passando dal sistema idrico intero a quello semplificato

$$k = \frac{Base\ demand_{retetotale}}{Base\ demand_{retesemplificata}} = \frac{185}{153,7} = 0.83 \text{ [-]} \quad (7)$$

6. Calcolo delle perdite reali per la rete semplificata

$$Perd_{reali,retesemplificata} = 0,83 * Perd_{reali,retetotale} = 43,6248 \frac{l}{s} \quad (8)$$

Conoscendo questo valore delle perdite reali per la zona semplificata, si è fatto variare ad ogni simulazione Epanet l'emitter coefficient C fino a quando il valore di domanda emessa dalla rete e funzione della sola pressione che rappresenta appunto le perdite reali non ha raggiunto il valore espresso dalla (8). Con questa metodologia più che di una calibrazione si parla di un calcolo iterativo. **Il valore di C trovato è pari a 0.00008.**

Questo valore di C e il time pattern visto prima sono i parametri che hanno permesso la calibrazione del modello.

Dalla simulazione Epanet si può tirar fuori il seguente grafico del bilancio idrico(System flow):

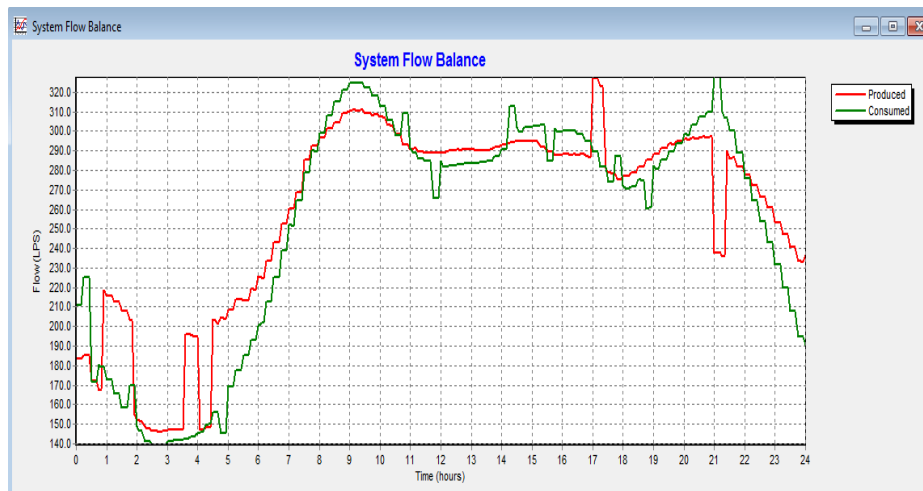


Fig. 6.6 Bilancio idrico rete semplificata Hill Town

7 ANALISI DELLA RETE

Il lavoro di analisi svolto nella presenti tesi si è articolato in varie fasi. Nella prima fase si è verificata l'effettiva adeguatezza del modello tramite il tracciamento delle portate, operazione disponibile in Epanet grazie al comando "Trace", con il quale si è verificato che la portata uscente dagli impianti di produzione di P_Tr, P_Bau e P_San seguisse lo schema idrico di riferimento della rete. Tale comando permette anche la visualizzazione di quali zone siano effettivamente alimentate dai singoli impianti. Oltre a questi impianti di produzione un'aliquota consistente della portata immessa in rete è ricavata dagli scambi con la rete del capoluogo e per questo si è ritenuto opportuno analizzare anche il "Trace" dei nodi Epanet assegnati alla modellazione degli scambi. Questi sono situati in C.so Rosselli, C.so Dante e C.so Torino.

A quest'analisi è seguito uno studio della rete in termini di velocità, portate e pressioni nelle loro condizioni minime, medie e massime. A questo è stato aggiunto uno studio della rete in termini energetici per individuare quale, fra tutti gli impianti, ha un consumo energetico maggiore e di conseguenza quale deve essere più oggetto di controllo e manutenzione.

La terza fase dell'analisi consiste in una proposta di divisione in sottozone della rete semplificata e nello studio delle condotte di collegamento tra tali sottozone in termini di velocità e portate al fine di individuare la migliore tipologia di eventuali misuratori da installare per una precisa valutazione delle grandezze.

L'ultima fase delle analisi ha analizzato alcuni scenari di emergenza.

7.1 TRACCIAMENTO DEGLI IMPIANTI

Il tracciamento delle portate, come detto, è stato fatto per i tre impianti di produzione; il primo impianto analizzato è quello di P_Tr. Anche se relativamente piccolo in termini di portata prodotta è importante perché "aiuta" l'impianto di produzione di P_San nella distribuzione della risorsa per, principalmente, la zona 1. Dallo schema idrico di riferimento è possibile notare che la portata uscente da esso è principalmente diretta verso P_San:

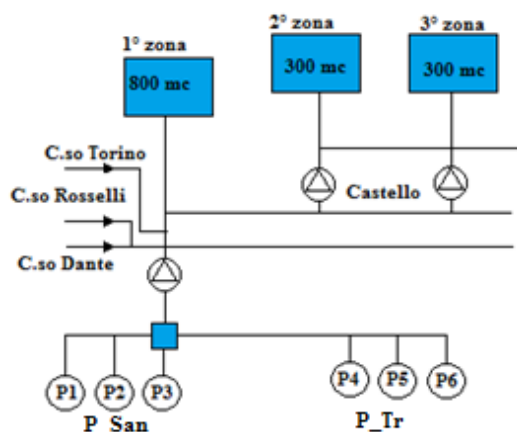


Fig. 7.1 Schema idrico Hill Town (dettaglio P_Tr)

Questo comportamento è rappresentato perfettamente dal modello Epanet e questo è riscontrabile dall'analisi del "Trace" per il nodo all'uscita dell'impianto di P_Tr. Infatti, il comando "Trace" non fa altro che tracciare la percentuale di flusso proveniente da un nodo specifico e dalla fig. 7.2 si può notare come appunto più del 60 % della portata uscente dall'impianto di P_Tr confluisce nell'impianto di P_San.

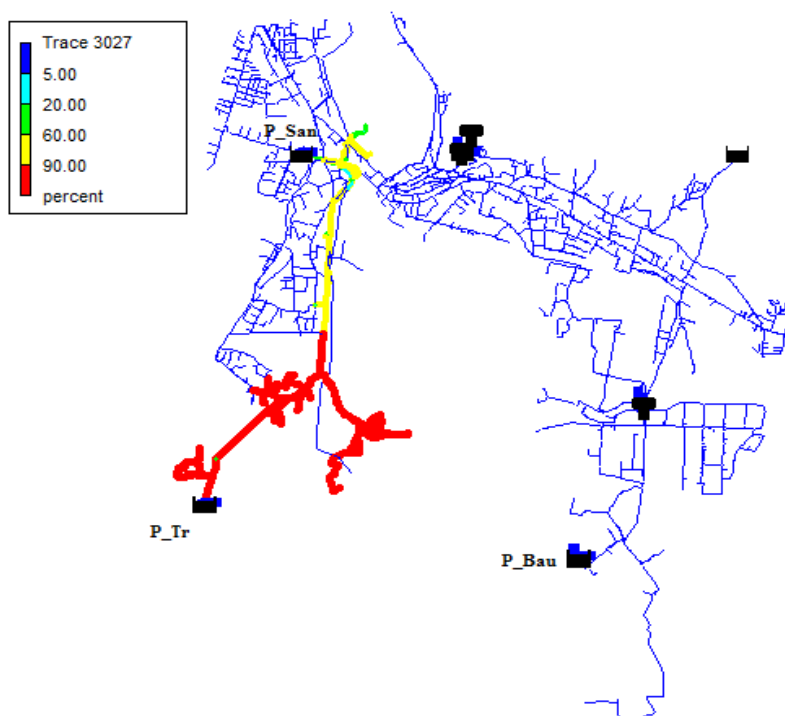


Fig. 7.2 Trace P_Tr

La stessa operazione è stata fatta per P_Bau e P_San. L'impianto di produzione principale è sicuramente P_San e questo è dimostrato dalle maggiori portate in gioco in tale impianto; a favore di questa affermazione, oltre le maggiori portate in gioco, vi è anche la vasta area coperta dalla risorsa prodotta in esso, come si evince dalla fig. 7.4.

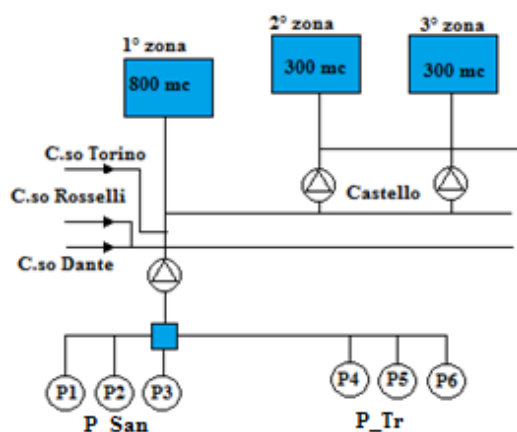


Fig. 7.3 Schema idrico Hill Town(dettaglio P_San)

Fondamentalmente, come si nota anche dalla figura 7.3, P_San serve tutta la rete semplificata di Hill Town e questo è rispettato anche dal modello Epanet ed è riscontrabile dal "Trace" effettuato per il nodo all'uscita dell'impianto:

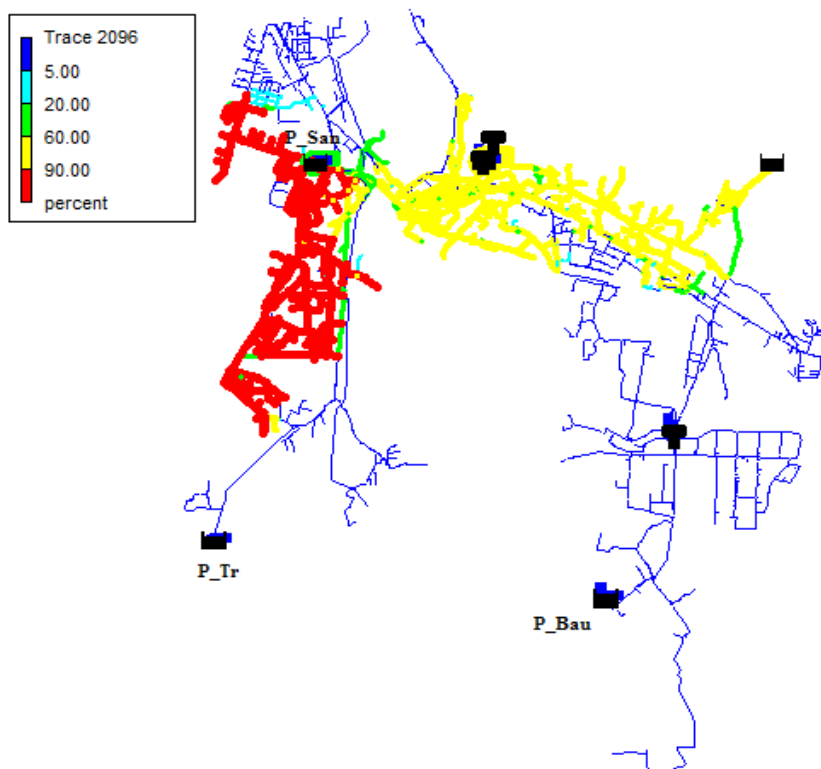


Fig. 7.4 Trace P_San

Per quanto concerne P_Bau il discorso è simile a quello fatto per P_San. Infatti esso, anche se relativamente più piccolo di P_San, rappresenta un importante centro di produzione per la rete di Hill Town servendo tutta la zona sud - est del centro urbano che è quella più "critica" dal punto di vista della rete idrica. Essa infatti è sede di apparati industriali e quindi è una zona in cui le condotte sono soggette più facilmente a rotture, dovute ai carichi accidentali agenti su di esse ma anche a comportamenti idraulici anomali a causa delle richieste idriche molto diverse rispetto a quelle del restante centro urbano.

Lo schema idrico di riferimento per P_Bau è il seguente in cui si nota come il principale elemento d'interazione con l'impianto di produzione è rappresentato dall'impianto di sollevamento di Vadò:

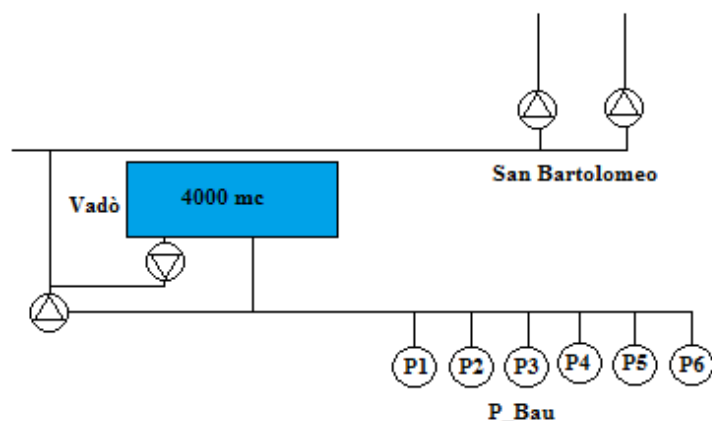


Fig. 7.5 Schema idrico Hill Town(dettaglio P_Bau)

Il "Trace" per il nodo all'uscita dall'impianto di P_Bau segue esattamente lo schema idrico di riferimento:

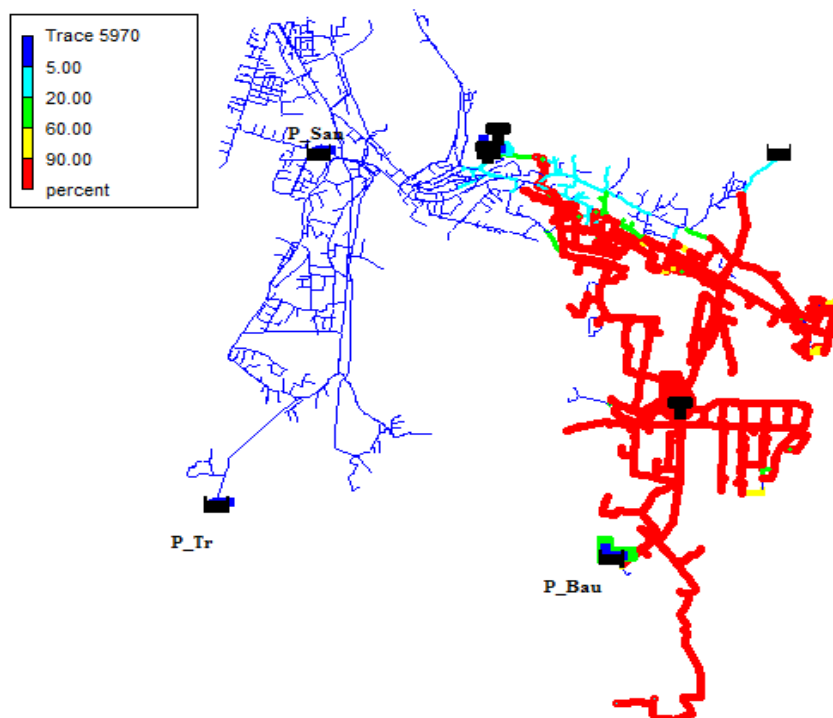


Fig. 7.6 Trace P_Bau

Per quanto riguarda invece gli scambi si è notato come quelli che hanno una maggiore influenza in termini di circolazione di portata immessa in rete sono quelli di C.so Rosselli e C.so Dante e questo è dimostrato dalla vasta area coperta dal "Trace" dei due nodi Epanet che modellano tali scambi come si evince dalla fig. 7.8 e dalla fig. 7.9. Di contro lo scambio di C.so Torino interessa un'area limitata e situata principalmente nella zona 2 del centro urbano come si nota dalla fig. 7.7.

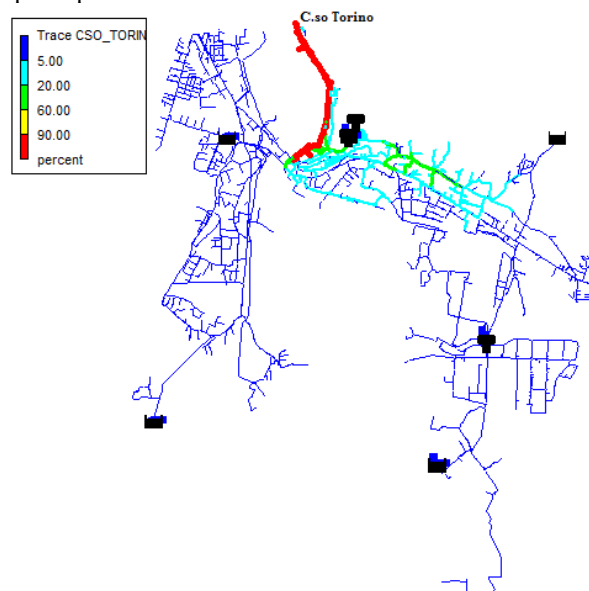


Fig. 7.7 Trace C.so Torino

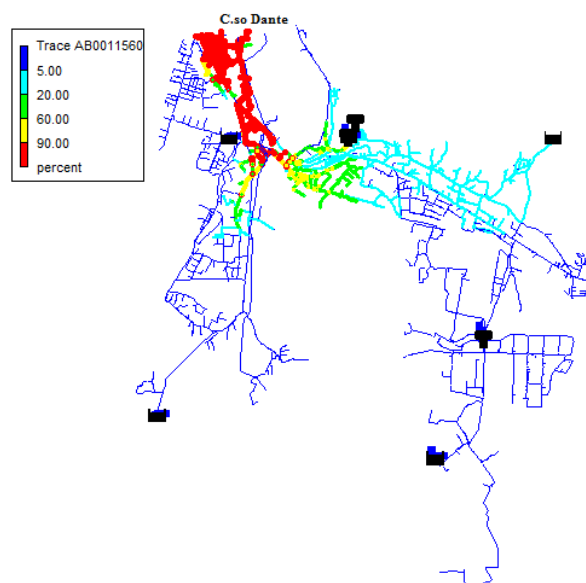


Fig. 7.8 Trace C.so Dante

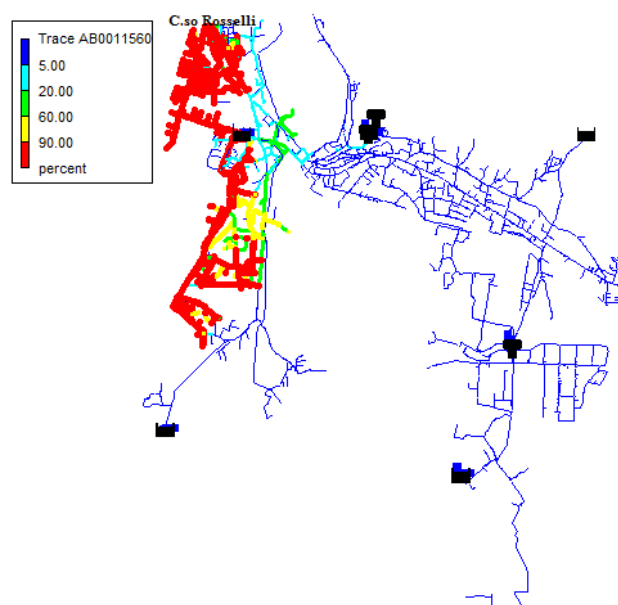


Fig. 7.9 Trace C.so Rosselli

L'andamento del "Trace" dei vari nodi analizzati e riportato nelle figure precedenti dimostra come il modello sia stato costruito in maniera conforme alla realtà fisica.

7.2 ANALISI ENERGETICA

In tale fase si è analizzato il comportamento energetico della rete per individuare quale impianto, fra tutti, ha una percentuale di consumo energetico maggiore.

Ogni impianto infatti è caratterizzato da un insieme di pompe le quali, durante le ore di funzionamento, consumano un certo quantitativo di energia. Tale quantitativo di energia, in termini medi, è espresso dal Report Energy di Epanet.

Report energy 24h				
PUMP	AVERAGE Kwatts	Percent	h online pump	Energia [kWh]
AB00115601_M03	43.83	56.93	13.5	591.7
AB00115603_M24	0	0	0	0
AB00115610_M82	13.25	66.46	16	212
AB00115603_M21	5.06	100	24	121.4
AB00115610_M42	0	0	0	0
AB00115603_M22	13.25	71.27	17	225.2
G08_BAUDUCCHI	30.31	18.75	4.5	136.4
G02_BAUDUCCHI	31	64.58	15.5	480.5
G04_BAUDUCCHI	32.1	82.76	20	642
G05_BAUDUCCHI	33.11	99.93	24	794.6
G06_BAUDUCCHI	30.76	49.65	12	369.1
G07_BAUDUCCHI	6.75	99.93	24	162
G01_TETTIROLLE	0	0	0	0
AB00115603_M23	38.94	100	24	934.6
AB00115610_M22	0	0	0	0
AB00115601_M04	0.02	100	24	0.5
G03_TETTIROLLE	0	0	0	0
AB00115601_M02	48.37	68.75	16.5	798.1
G02_TETTIROLLE	6.75	99.93	24	162
AB00115610_M32	12.23	100	24	293.5
AB00115601_M01	38.87	100	24	932.9

Tab. 7.1 Report Energy Epanet 2.0

Tale Report è suddiviso in varie colonne; In riferimento alla durata della simulazione (24 h in questo caso), nella prima colonna (pump) è indicato il nome del link Epanet che modella la pompa, nella seconda (Average Kwatts) è indicata la potenza media (quantità di energia assorbita nell'unità di tempo) della relativa pompa durante il periodo di funzionamento, variabile da pompa a pompa; Ovviamente se la pompa non è attiva tale valore è zero. Nella terza colonna (Percent) è rappresentato, in percentuale, il tempo d'utilizzo della pompa, ossia il tempo che la pompa è attiva con riferimento al periodo di simulazione. Questo porta ad individuare una quarta colonna (h online pump) che non è altro che la trasformazione delle percentuali della terza colonna in tempo effettivo espresso in ore. La quarta colonna indica cioè il numero di ore che una determinata pompa è in servizio nell'arco temporale di un giorno solare (24 h).

Per individuare le percentuali di consumo energetico delle varie pompe è necessario conoscere i relativi kWh che indicano la quantità di energia consumata in un fissato periodo di tempo dall'apparecchio e vengono calcolati semplicemente moltiplicando la potenza media dell'elemento per il numero di ore nelle quali esso è attivo.

I risultati ottenuti sono schematizzati nella quinta colonna della tabella 7.1.

Dalla sommatoria dei valori in tale colonna si risale al quantitativo totale di consumo energetico per la rete semplificata del centro urbano:

$$\text{Consumo energetico totale} = \sum \text{Energia} = 6856,6 \text{ kWh} \quad (1)$$

Utilizzando la (1) e la tabella 7.1 si può risalire agli impianti di produzione o di sollevamento che hanno una percentuale di consumo energetico maggiore.

P_SAN					
PUMP	AVERAGE Kwatts	Percent	h online pump	Energia [kWh]	Totale [kWh]
AB00115601_M03	43.83	56.93	13.5	591.7	2323.2
AB00115601_M04	0.02	100	24	0.5	
AB00115601_M02	48.37	68.75	16.5	798.1	
AB00115601_M01	38.87	100	24	932.9	

Tab. 7.1.1 Report Energy P_San

P_BAU					
PUMP	AVERAGE Kwatts	Percent	h online pump	Energia [kWh]	Totale [kWh]
G08_BAUDUCCHI	30.31	18.75	4.5	136.4	2584.7
G02_BAUDUCCHI	31	64.58	15.5	480.5	
G04_BAUDUCCHI	32.1	82.76	20	642	
G05_BAUDUCCHI	33.11	99.93	24	794.6	
G06_BAUDUCCHI	30.76	49.65	12	369.1	
G07_BAUDUCCHI	6.75	99.93	24	162	

Tab. 7.1.2 Report Energy P_Bau

P_TR					
PUMP	AVERAGE Kwatts	Percent	h online pump	Energia [kWh]	Totale [kWh]
G01_TETTIROLLE	0	0	0	0	162
G03_TETTIROLLE	0	0	0	0	
G02_TETTIROLLE	6.75	99.93	24	162	

Tab. 7.1.3 Report Energy P_Tr

IMPIANTO CASTELLO POMPE RILANCIO ZONA 1 - ZONA 2					
PUMP	AVERAGE Kwatts	Percent	h online pump	Energia [kWh]	Totale [kWh]
AB00115603_M24	0	0	0	0	1281.3
AB00115603_M21	5.06	100	24	121.4	
AB00115603_M22	13.25	71.27	17	225.2	
AB00115603_M23	38.94	100	24	934.6	

Tab. 7.1.4 Report Energy Castello zona 1 - zona 2

VADÓ					
PUMP	AVERAGE Kwatts	Percent	h online pump	Energia [kWh]	Totale [kWh]
AB00115610_M82	13.25	66.46	16	212	505.5
AB00115610_M42	0	0	0	0	
AB00115610_M22	0	0	0	0	
AB00115610_M32	12.23	100	24	293.5	

Tab. 7.1.5 Report Energy Vadó

Analizzando le tabelle dei Report Energy di ogni singolo impianto si nota come il maggior consumo energetico è concentrato negli impianti di P_San e P_Bau. In essi si concentra infatti il 71,6 % del consumo energetico totale della rete. Questo risultato ha rispecchiato le aspettative; infatti in tali impianti sono trattate le maggiori portate della rete e sono installate le pompe con la maggior potenza.

IMPIANTO	PERCENTUALE DI ENERGIA TOTALE CONSUMATA [%]	TOTALE
P_SAN	33.9	100
P_BAU	37.7	
P_TR	2.4	
CASTELLO ZONA 1-2	18.7	
VADÓ	7.4	

Tab. 7.2 % consumi energetici impianti

7.3 ANALISI IDRAULICA

7.3.1 Analisi portate

Lo studio delle grandezze idrauliche caratteristiche è partito dallo studio delle portate. Indifferentemente dal tipo di analisi fatta, cioè indipendentemente dallo studiare la rete in funzione dei valori della grandezza minimi, medi o massimi, com'era prevedibile le portate maggiori sono quelle che transitano nelle condotte principali, ossia in quelle che legano gli impianti di produzione con i serbatoi di stoccaggio. Discorso diverso va invece fatto per l'impianto di P_Tr. In questo, fondamentalmente, le portate in gioco sono piccole e questo fa sì che le condotte di collegamento tra di esso e i serbatoi di stoccaggio non sono interessate da quantitativi di portata notevoli. A questa categoria di condotte principali inoltre vanno aggiunte le condotte interessate dagli scambi con la rete del capoluogo. Esse sono di conseguenza quelle interessate da diametri maggiori.

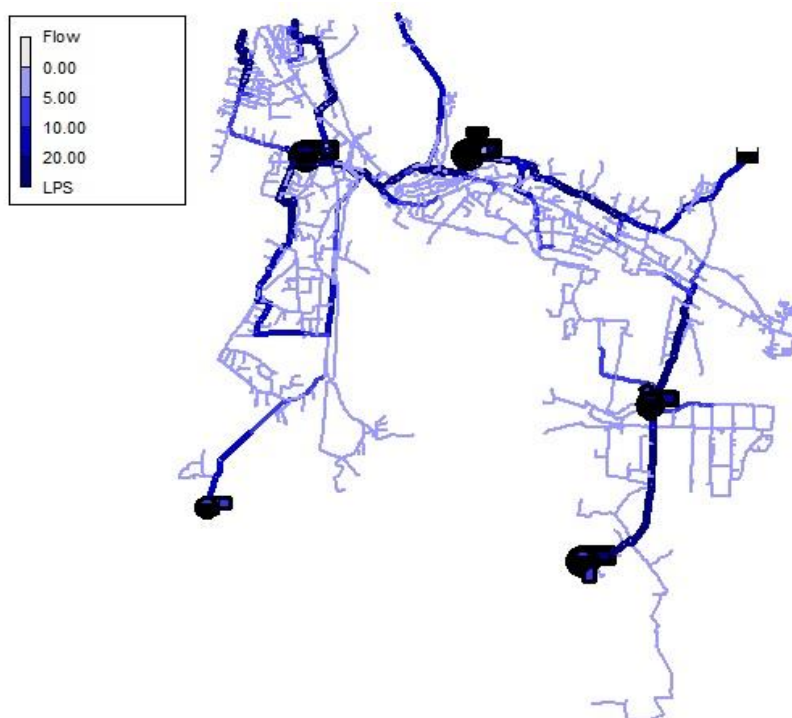


Fig. 7.10 Visualizzazione condotte principali in relazione alla portata media

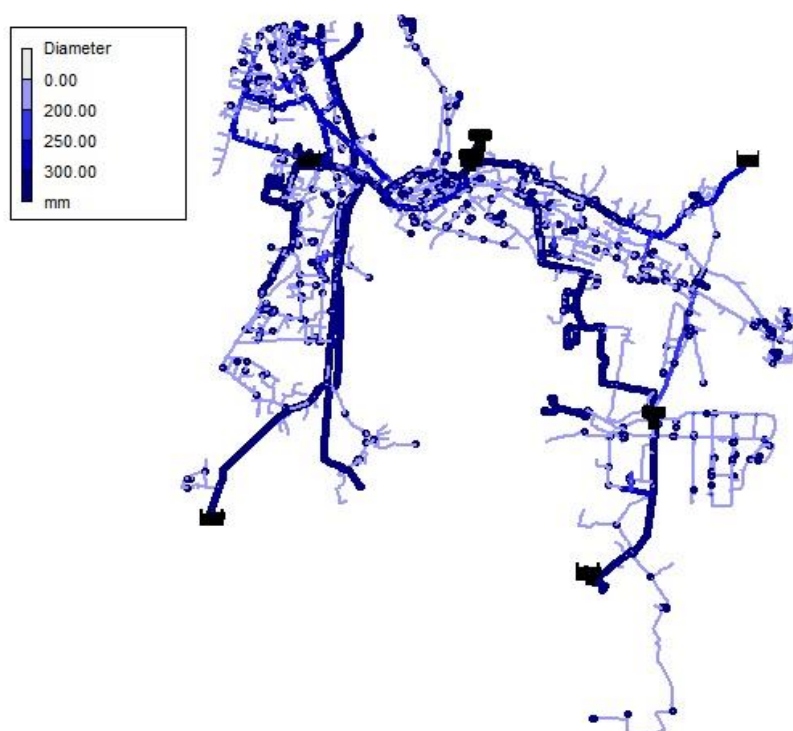


Fig. 7.11 Visualizzazione diametri condotte

Dall'analisi comparata della figura 7.10 e della figura 7.11 si può notare come le condotte interessate da una portata maggiore sono praticamente coincidenti con le condotte a diametro più elevato come intuitivamente si poteva pensare.

7.3.2 Analisi velocità

Da un punto di vista delle velocità l'attenzione si è concentrata sull'andamento di quelle minime e massime nella rete perché di più interesse per il controllo del sistema e per la sua gestione.

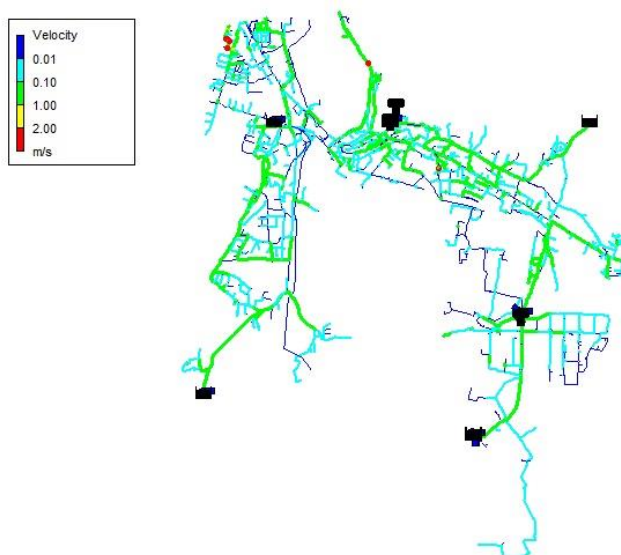


Fig. 7.12 Visualizzazione velocità minime

Come si nota dalla figura 7.12 la rete è interessata da velocità minime comprese tra 0.01 e 1 m/s. Queste non devono essere troppo basse onde evitare tempi di consegna della risorsa troppo lunghi e conseguente deterioramento della risorsa. Concentrandosi su una velocità minima minore di 0,2 m/s si nota dalla fig. 7.13 come la quasi totalità delle condotte (colorate in rosso) presentano tale caratteristica. Le uniche condotte con una velocità minima maggiore di tale soglia sono quelle di collegamento tra gli impianti di produzione ed i serbatoi di stoccaggio.

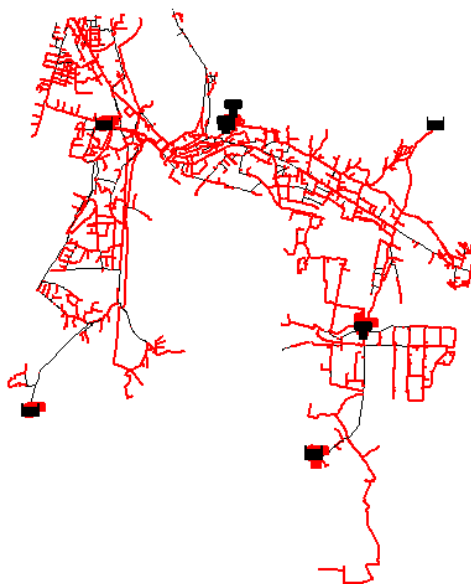


Fig. 7.13 Visualizzazione condotte $v < 0,2$ m/s

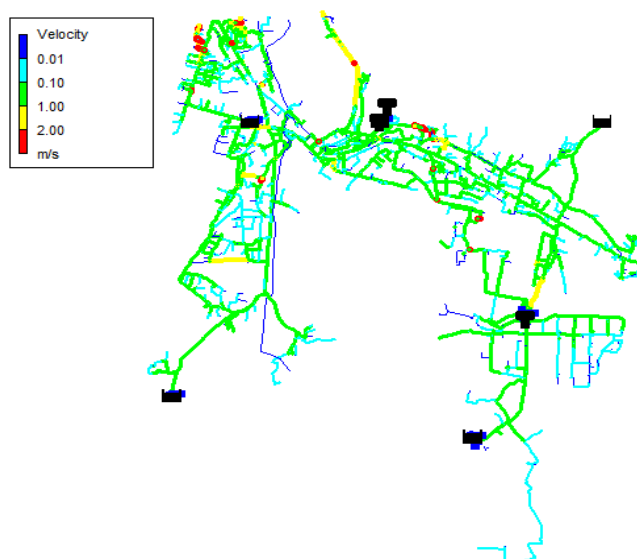


Fig. 7.14 Visualizzazione velocità massime

Come si nota dalla figura 7.14 la rete è interessata da velocità massime comprese tra 0.1 e 1 m/s. Queste non devono essere troppo alte per evitare un deterioramento eccessivo e in tempi ridotti delle condotte.

Dall'analisi comparata delle figure 7.12 e 7.14 si può notare come la velocità della risorsa nella quasi totalità delle condotte ha un andamento temporale poco variabile dato che le velocità massima e minima sono molto simili tra di loro.

Questo è dimostrato dal seguente grafico nel quale si riporta l'andamento temporale della velocità in una condotta generica.

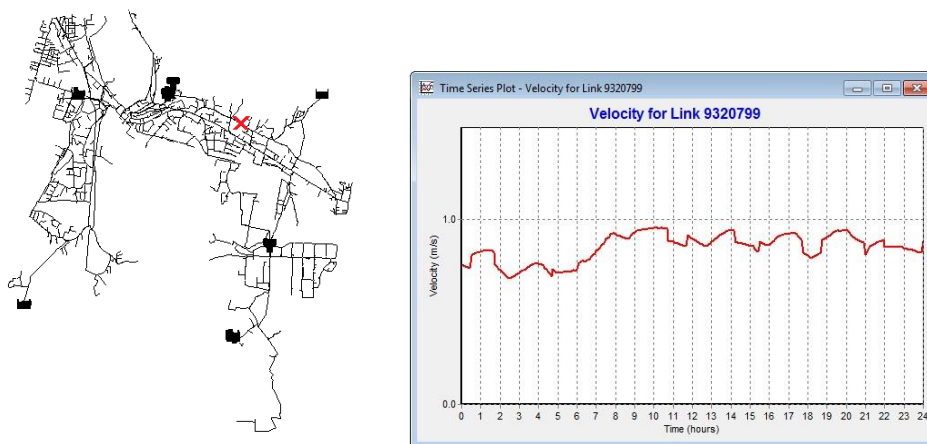


Fig. 7.15 Andamento temporale velocità condotta

7.3.3 Analisi pressioni

La fase di analisi idraulica della rete si è conclusa con lo studio delle pressioni ai nodi. Tale studio è stato fatto in funzione dei valori minimi, massimi e medi di tale grandezza.

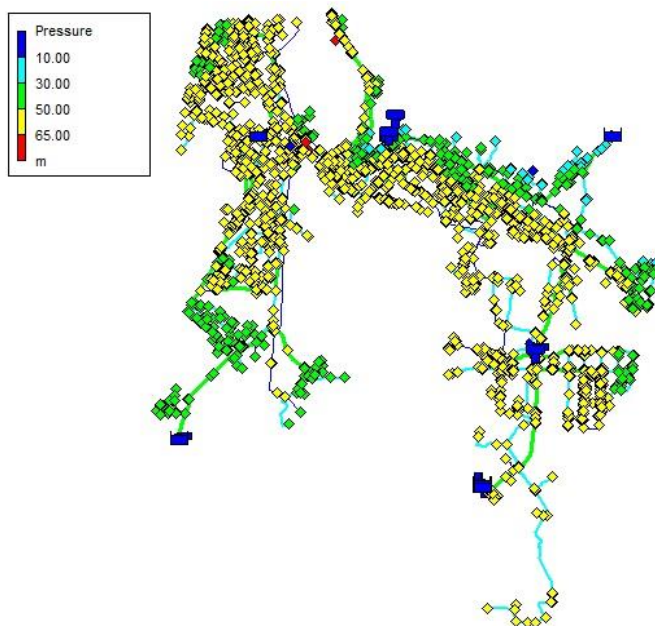


Fig. 7.16 Pressioni minime

Come si nota dalla figura 7.16 il sistema è, dal punto di vista delle pressioni minime, idraulicamente efficiente dato che le pressioni minime non scendono mai in nessun nodo al di sotto dei 10 m. La zona più critica è quella in prossimità della stazione di Vadò, nella zona Sud di Hill Town nei pressi della zona industriale. Tale impianto se da una parte è utile per il rilancio dell'acqua verso zona 2 dall'altra rappresenta un sistema delicato dal punto di vista idraulico visto il suo posizionamento geografico e le sue dimensioni. Attorno a tale punto le pressioni minime sono comunque simili a quelle delle altre zone e si attestano tra i 50 m e i 65 m.

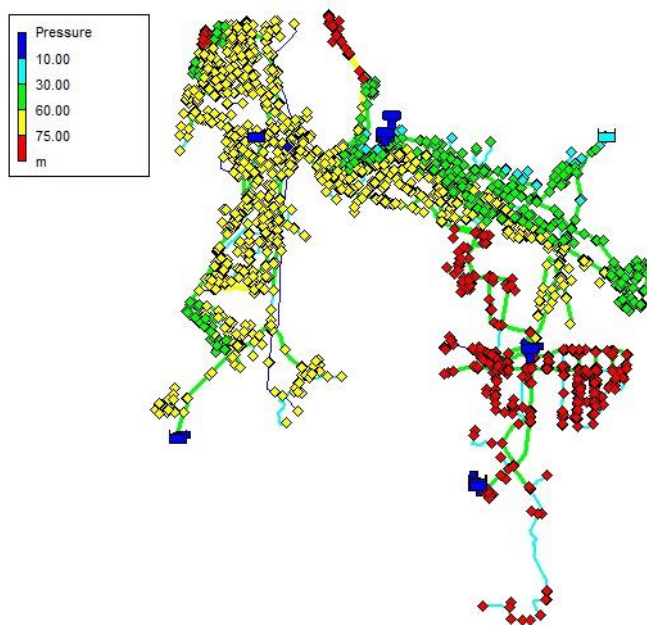


Fig. 7.17 Pressioni massime

Dall'analisi della figura 7.17 si nota come le pressioni massime, anche superiori a 75 m, sono collocate nell'intorno del serbatoio di Vadò. Le restanti parti della rete hanno quasi tutte pressioni massime comprese tra i 40 m e i 70 m.

Osservando le figure 7.16 e 7.17 si deduce quindi che la zona con una più alta variabilità della pressione ai nodi è proprio quella nell'intorno di Vadò e quindi questa è la zona idraulicamente più critica proprio perché presenta un'oscillazione dei valori di pressione relativamente più elevata rispetto alle altre zone e di conseguenza è una zona a più alto rischio di rotture.

Confrontando l'andamento temporale della pressione in un nodo nell'intorno dell'impianto Vadò ed in un nodo nella zona centrale del centro urbano si nota come i due andamenti siano leggermente diversi. Infatti nella zona centrale del centro urbano l'oscillazione massima è inferiore ai 10 m a differenza di quanto accade nell'intorno dell'impianto di Vadò dove tale oscillazione assume un valore pari a circa 25 m. In Appendice è riportato il Report Epanet 2.0 per i due nodi in questione.

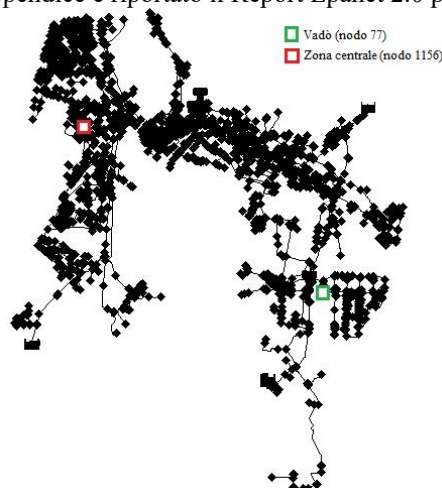


Fig. 7.18 Nodi analizzati

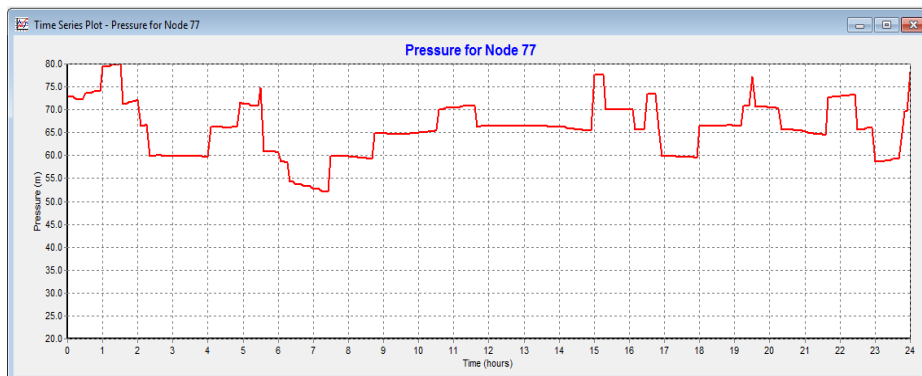


Fig. 7.19 Andamento temporale pressione nodo 77

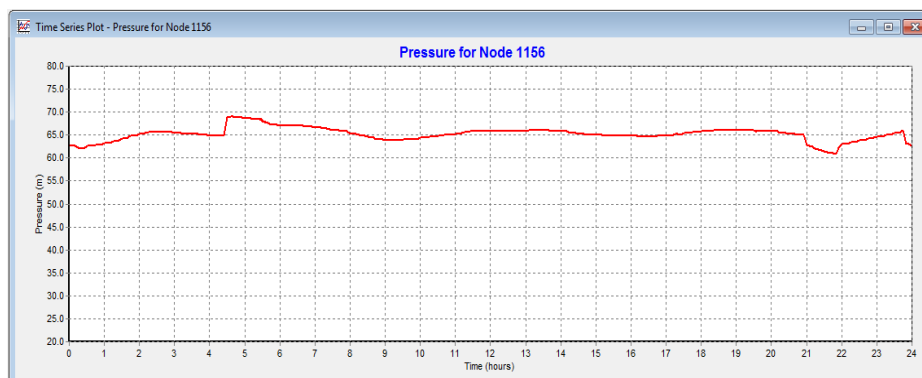


Fig. 7.20 Andamento temporale pressione nodo 1156

7.4 INDIVIDUAZIONE DISTRETTI

L'analisi delle pressioni ai nodi in termini di valori medi è stata considerata il punto di partenza per la terza fase delle analisi, ossia una proposta di divisione in sottozone della rete semplificata del Comune. L'andamento delle pressioni medie è stato considerato il parametro di riferimento per tale divisione.

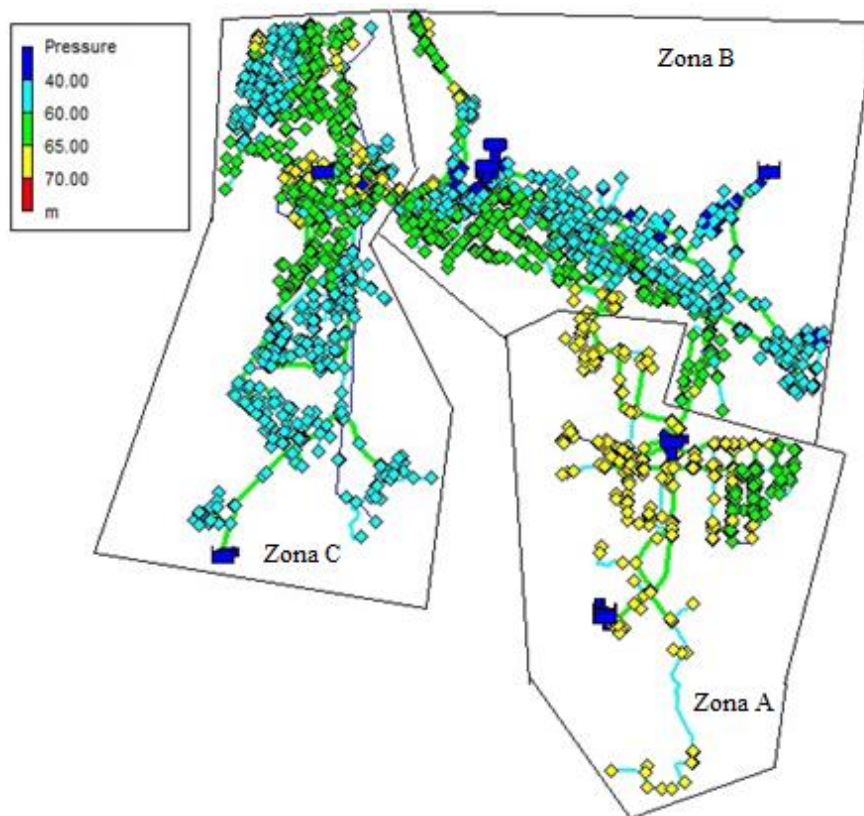


Fig. 7.21 Pressioni medie e divisione in sottozone

La divisione in sottozone è stata fatta in riferimento ai valori medi di pressione, cioè si è cercato di realizzare sottozone a valori di pressione media più o meno costanti. In realtà le zone, come era lecito aspettarsi, sono caratterizzate da pressioni medie abbastanza simili tra loro e questo è dimostrato dalla figura 7.21 in cui la maggior parte della rete è caratterizzata da pressioni medie variabili dai 40 ai 65 m. Sempre in figura 7.21 si può osservare l'estensione territoriale delle varie zone. Esse sono tre in totale; una racchiude l'area di Vadò, una la parte medio - bassa collinare e una la parte ad ovest del fiume Po. Dopo la divisione, il successivo passo è stato quello di individuare le condotte di collegamento tra le varie sottozone al fine di studiarne le velocità e le portate che vi transitano nell'arco delle 24 h. Da qui si risale ad una stima dell'ordine di grandezza delle velocità e delle portate minime e massime e quindi si possono scegliere con accuratezza gli eventuali misuratori da collocare in esse al fine di avere una visione completa della portata immessa in rete per ogni sottozona. Questa operazione permette, in caso di necessità particolari, una futura calibrazione sempre più nel dettaglio del modello.

La zona A è collegata alla zona B tramite due condotte modellate in Epanet con i links 9337243 e 17953525.

Nei seguenti grafici sono mostrati gli andamenti temporali della velocità e della portata nelle due condotte ed a seguire è rappresentata una tabella con i valori minimi e massimi di entrambe le grandezze.

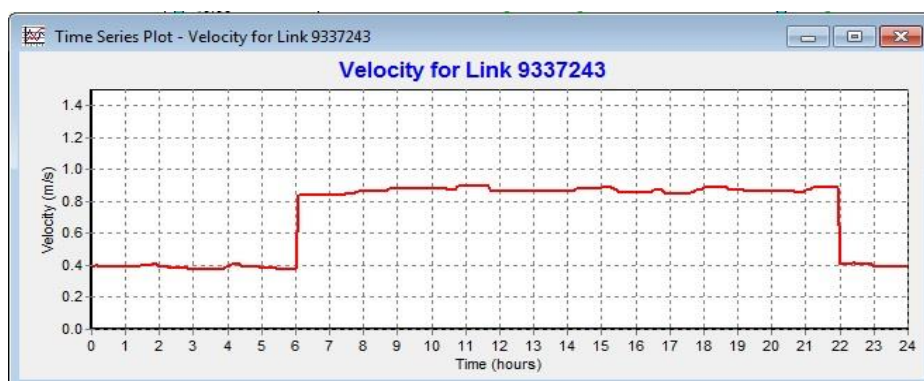


Fig. 7.22 Andamento temporale velocità

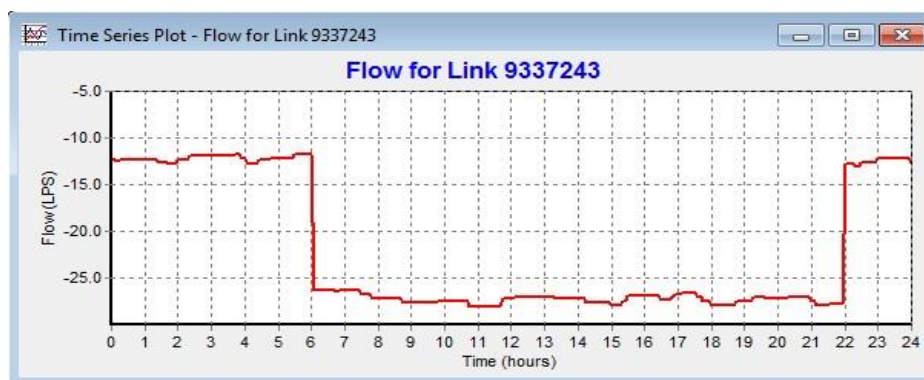


Fig. 7.23 Andamento temporale portata

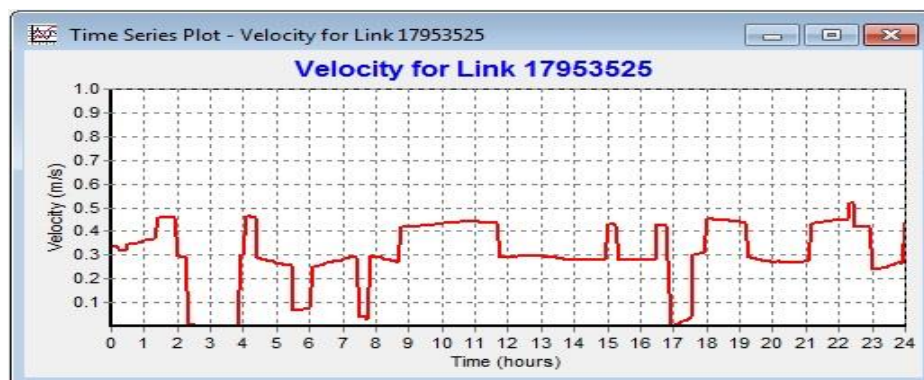


Fig. 7.24 Andamento temporale velocità

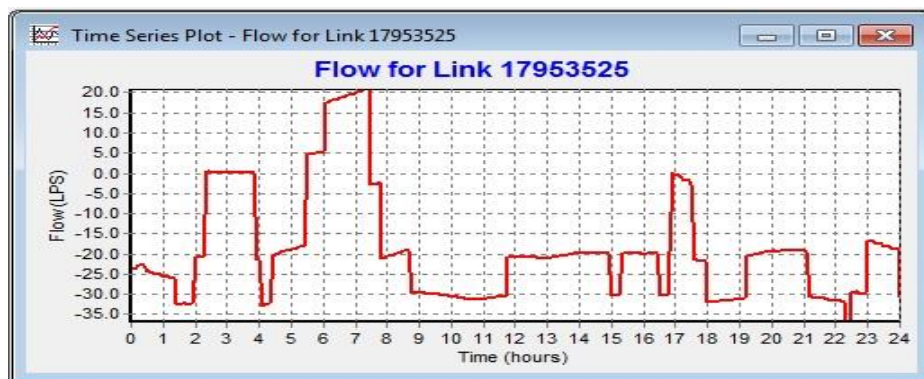


Fig. 7.25 Andamento temporale portata

I valori massimi e minimi della velocità e della portata per le suddette condotte sono riportate nella seguente tabella:

	Link 17953525	Link 9337243
$Q_{\min}$ [l/s]	0,04	11,8
$Q_{\max}$ [l/s]	35,2	28,12
$V_{\min}$ [m/s]	0	0,38
$V_{\max}$ [m/s]	0,5	0,9

Tab. 7.3 Velocità e portata massime e minime condotte di riferimento

La zona B è collegata alla zona C da due condotte modellate in Epanet con i links 9312589 e 9304185.

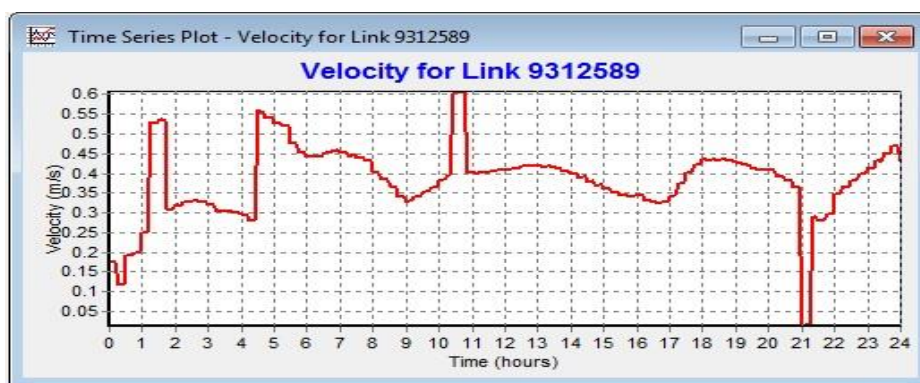


Fig. 7.26 Andamento temporale velocità

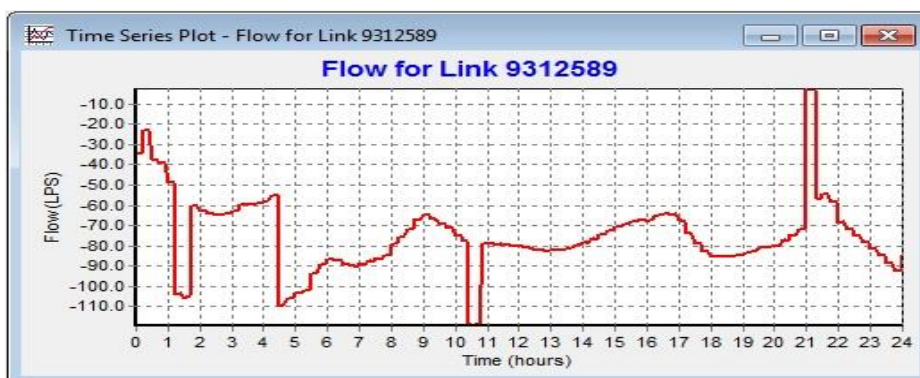


Fig. 7.27 Andamento temporale portata

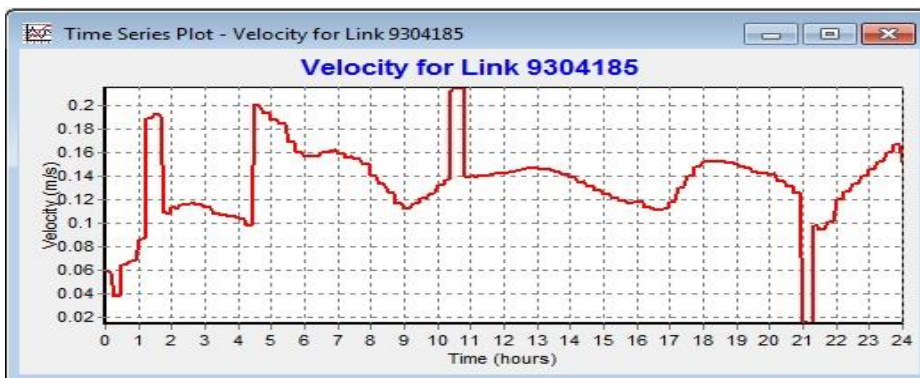


Fig. 7.28 Andamento temporale velocità

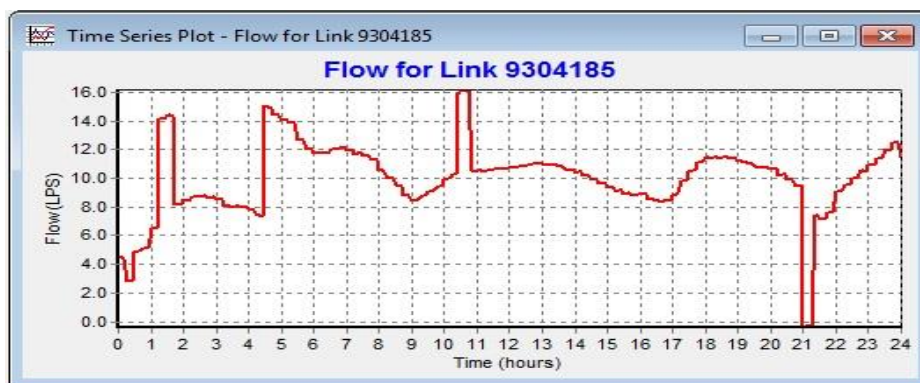


Fig. 7.29 Andamento temporale portata

I valori massimi e minimi della velocità e della portata per le suddette condotte sono riportate nella seguente tabella:

	Link 9304185	Link 9312589
$Q_{\min}$ [l/s]	0,25	2,71
$Q_{\max}$ [l/s]	16,6	110,14
$V_{\min}$ [m/s]	0,01	0,03
$V_{\max}$ [m/s]	0,23	0,54

Tab. 7.4 Velocità e portata massime e minime condotte di riferimento

In appendice è riportato il Report Epanet 2.0 per ogni condotta delle quattro analizzate.

In relazione alle tabelle 7.3 e 7.4 è possibile individuare una serie di misuratori di portata che rispettano le caratteristiche idrauliche delle condotte in questione. Un esempio è dato dai misuratori di portata elettromagnetici Proline Promag L 400 di Endress+Hauser o i misuratori elettromagnetici della linea ISOMAG di ISOIL INDUSTRIA.

Di seguito sono riportati stralci delle schede tecniche di tali misuratori derivanti dal CATALOGO ONLINE delle rispettive case produttrici.

The first practical rule is selecting the sensor diameter according to the pipe diameter. However, it is often necessary to increase the flow rate value by reducing the sensor diameter. This might lead to an increase of the cost of the installation which is by the way compensated by the lower cost of the meter.

As a recommendation, the velocity of the fluid inside the meter should be:

- $1 < v < 3$ m/s for an optimal working condition;
 - $v < 2$ m/s with abrasive fluids in order for the liquid not to have high velocity causing possible damage to the internal liner;
 - $v > 2$ m/s with coating fluids in order not to incur in deposit of solid parts on the electrodes.
- The correct balancing of the above elements should help in the selection of the proper sensor diameter.

Adapters and pressure loss calculation

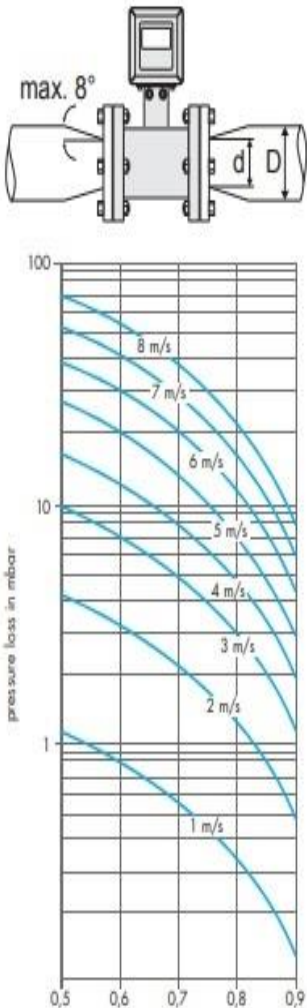


Fig. 7.30 Stralcio scheda tecnica linea ISOMAG

Nominal diameters and measuring range

DN mm	Minimum Full scale value $v=0,4$ m/s	Maximum Full scale value $v=10$ m/s
3	0.....10 l/h	0.....250 l/h
6	0.....40 l/h	0.....1000 l/h
10	0.....120 l/h	0.....2800 l/h
15	0.....240 l/h	0.....6000 l/h
20	0.....500 l/h	0.....11500 l/h
25	0.....0,72 m³/h	0.....18 m³/h
32	0.....1,16 m³/h	0.....29 m³/h
40	0.....1,80 m³/h	0.....45 m³/h
50	0.....2,88 m³/h	0.....72 m³/h
65	0.....4,80 m³/h	0.....120 m³/h
80	0.....7,20 m³/h	0.....180 m³/h
100	0.....11,20 m³/h	0.....280 m³/h
125	0.....18,00 m³/h	0.....450 m³/h
150	0.....25,60 m³/h	0.....640 m³/h
200	0.....45,20 m³/h	0.....1130 m³/h
250	0.....70,80 m³/h	0.....1770 m³/h
300	0.....100,80 m³/h	0.....2520 m³/h
350	0.....138,00 m³/h	0.....3450 m³/h
400	0.....180,00 m³/h	0.....4500 m³/h
450	0.....228,80 m³/h	0.....5720 m³/h
500	0.....284,00 m³/h	0.....7100 m³/h
600	0.....408,00 m³/h	0.....10200 m³/h
700	0.....560,00 m³/h	0.....14000 m³/h
800	0.....720,00 m³/h	0.....18000 m³/h
900	0.....920,00 m³/h	0.....23000 m³/h
1000	0.....1140,00 m³/h	0.....28500 m³/h
1200	0.....1600,00 m³/h	0.....40000 m³/h
1400	0.....2200,00 m³/h	0.....55000 m³/h
1600	0.....2880,00 m³/h	0.....72000 m³/h
1800	0.....3640,00 m³/h	0.....91000 m³/h

Nominal diameter		Recommended flow min./max. full scale value (v - 0.3/10 m/s)	Factory settings		
[mm]	[in]		Full scale value current output (v - 2.5 m/s)	Pulse value (~ 2 pulse/s)	Low flow cut off (v - 0.04 m/s)
		[m ³ /h]	[m ³ /h]	[m ³]	[m ³ /h]
25	1	9 to 300 dm ³ /min	75 dm ³ /min	0.5 dm ³	1 dm ³ /min
32	-	15 to 500 dm ³ /min	125 dm ³ /min	1.0 dm ³	2 dm ³ /min
40	1 ½	25 to 700 dm ³ /min	200 dm ³ /min	1.5 dm ³	3 dm ³ /min
50	2	35 to 1 100 dm ³ /min	300 dm ³ /min	2.5 dm ³	5 dm ³ /min
65	-	60 to 2 000 dm ³ /min	500 dm ³ /min	5 dm ³	8 dm ³ /min
80	3	90 to 3 000 dm ³ /min	750 dm ³ /min	5 dm ³	12 dm ³ /min
100	4	145 to 4 700 dm ³ /min	1 200 dm ³ /min	10 dm ³	20 dm ³ /min
125	-	220 to 7 500 dm ³ /min	1 850 dm ³ /min	15 dm ³	30 dm ³ /min
150	6	20 to 600	150	0.025	2.5
200	8	35 to 1 100	300	0.05	5
250	10	55 to 1 700	500	0.05	7.5
300	12	80 to 2 400	750	0.1	10
350	14	110 to 3 300	1 000	0.1	15
375	15	140 to 4 200	1 200	0.15	20
400	16	140 to 4 200	1 200	0.15	20
450	18	180 to 5 400	1 500	0.25	25
500	20	220 to 6 600	2 000	0.25	30
600	24	310 to 9 600	2 500	0.3	40
700	28	420 to 13 500	3 500	0.5	50
750	30	480 to 15 000	4 000	0.5	60
800	32	550 to 18 000	4 500	0.75	75
900	36	690 to 22 500	6 000	0.75	100
1 000	40	850 to 28 000	7 000	1	125
-	42	950 to 30 000	8 000	1	125
1 200	48	1 250 to 40 000	10 000	1.5	150
-	54	1 550 to 50 000	13 000	1.5	200
1 400	-	1 700 to 55 000	14 000	2	225
-	60	1 950 to 60 000	16 000	2	250
1 600	-	2 200 to 70 000	18 000	2.5	300
-	66	2 500 to 80 000	20 500	2.5	325
1 800	72	2 850 to 90 000	23 000	3	350
-	78	3 300 to 100 000	28 500	3.5	450
2 000	-	3 400 to 110 000	28 500	3.5	450
-	84	3 700 to 125 000	31 000	4.5	500
2 200	-	4 100 to 136 000	34 000	4.5	540
-	90	4 300 to 143 000	36 000	5	570
2 400	-	4 800 to 162 000	40 000	5.5	650

Fig. 7.31 Stralcio scheda tecnica Proline Promag L 400

7.5 SCENARI DI EMERGENZA

Nella presente tesi è stato sottolineato più volte come gli impianti di produzione principali sono quello di P_San e P_Bau. Questo è dimostrato da vari fattori, come ad esempio la maggior portata trattata da questi impianti e la maggiore percentuale di energia consumata.

Un'ulteriore dimostrazione di tale affermazione è rappresentata dal comportamento idraulico della rete in assenza di tali impianti. A tale scopo è stata fatta una simulazione in assenza prima dell'impianto di produzione di P_San e poi in assenza di quello di P_Bau.

Quello che si è riscontrato è l'insorgere di pressioni negative in vari nodi della rete il che è una testimonianza dell'inefficienza idraulica della rete in mancanza dei suddetti e il totale svuotamento dei serbatoi già dalle prime ore dell'avvio della simulazione.

In particolare, con l'impianto di P_San fuori uso, la zona Nord - Est della rete è interessata in toto da pressioni negative e considerando a titolo esemplificativo il serbatoio di zona 1 questo si svuota già dopo la prima ora dall'avvio della simulazione.

Senza P_Bau invece non si osserva l'insorgere di pressioni negative ma la zona Sud della rete, nell'intorno dell'impianto di Vadò, consta pressioni minime che sono inferiori ai 5 m. Anche in questo caso prendendo a titolo esemplificativo il serbatoio di zona 1 si nota come questo si svuota velocemente e intorno alle ore 10 a.m. è completamente vuoto.

La situazione peggiore si verifica sicuramente in assenza dell'impianto di P_San ma anche in assenza dell'impianto di P_Bau la rete presenta un comportamento idraulico inefficiente.

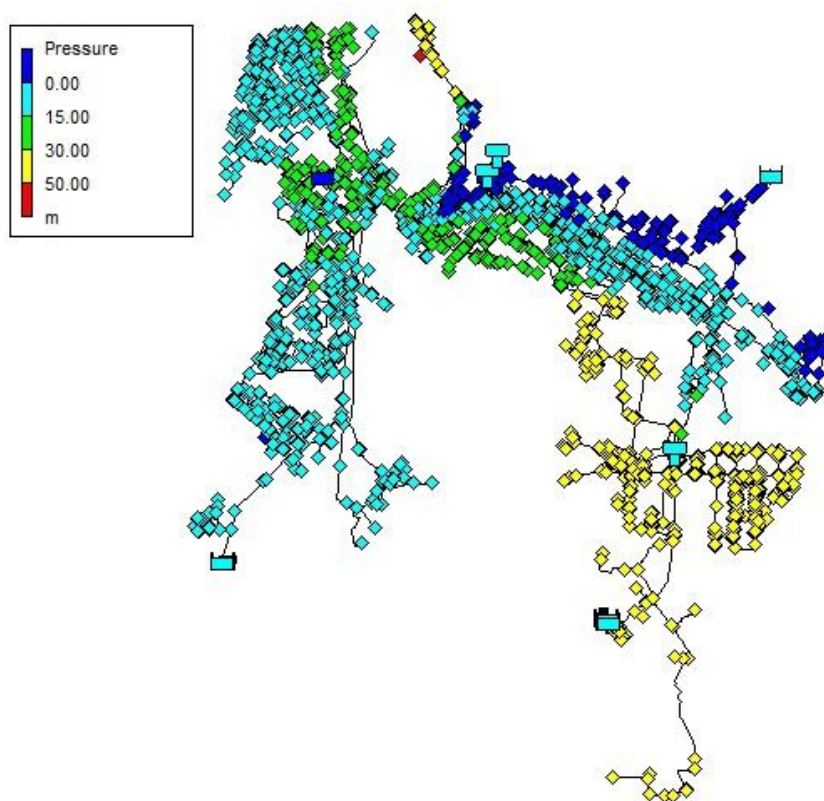


Fig. 7.32 Pressioni minime in assenza di P_San

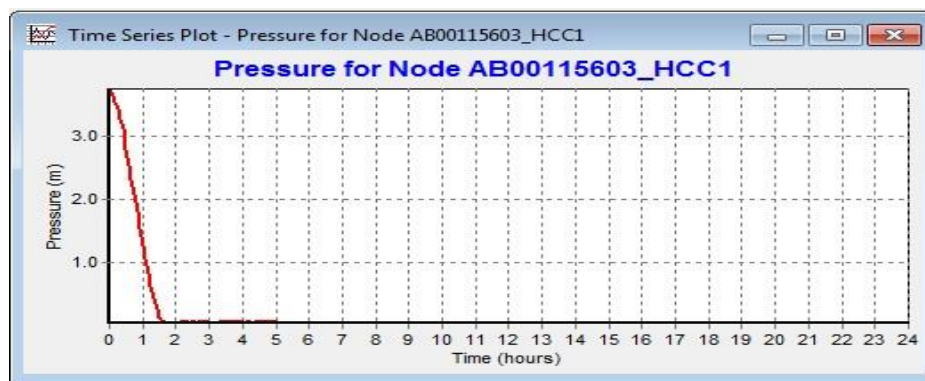


Fig. 7.33 Andamento livello serbatoio senza P_San

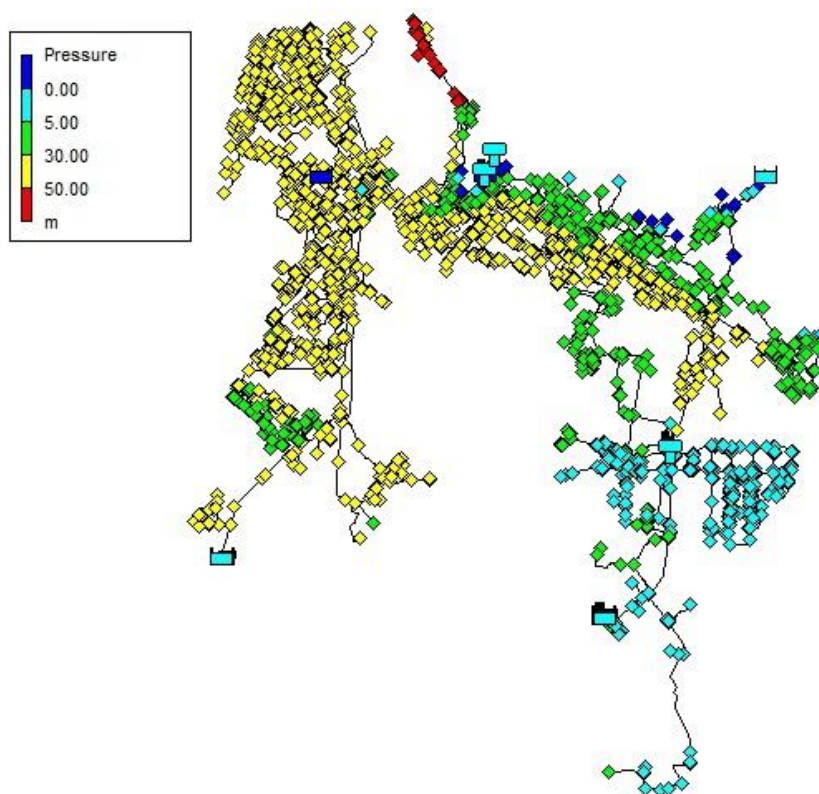


Fig. 7.34 Pressioni minime in assenza di P_Bau

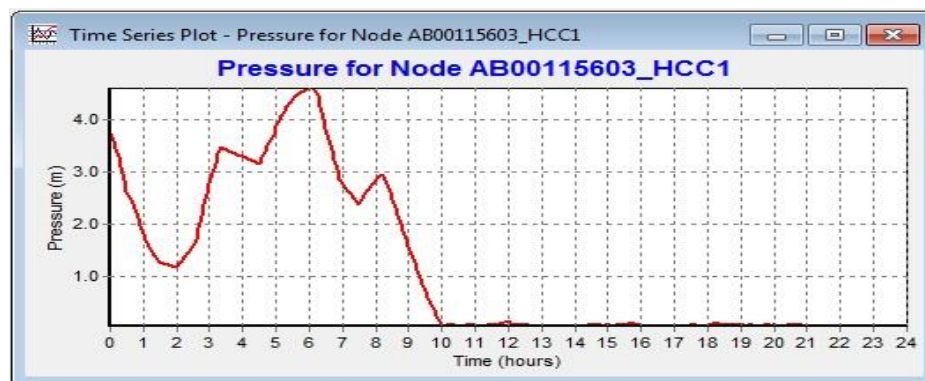


Fig. 7.35 Andamento livello serbatoio senza P_Bau

8 CONCLUSIONI

L'esigenza di erogare un servizio con un elevato standard di qualità in risposta alla continua evoluzione delle richieste relative al sistema idrico pone degli importanti interrogativi su quali possano essere le configurazioni gestionali da adottare per il controllo di una rete di approvvigionamento idrico.

La presente tesi vuole mettere in evidenza come una corretta modellazione è uno strumento imprescindibile per una valutazione del comportamento idraulico della rete fisica ed uno strumento indispensabile per il controllo del sistema idrico in tutti i suoi aspetti.

In essa si è analizzato passo dopo passo il percorso che si segue per il passaggio da una realtà fisica ad una modellazione numerica mettendo in risalto le varie fasi della modellazione stessa, dall'acquisizione dei dati alla calibrazione del modello.

Ogni fase è stata analizzata nei minimi dettagli mettendo in evidenza le varie problematiche intrinseche in esse e relative soprattutto alla fase di costruzione e calibrazione del modello, in cui i dati geometrici, topologici ed idraulici, non sempre disponibili o perfettamente conformi alla realtà, sono di fondamentale importanza.

Obiettivo finale di una corretta modellazione è la possibilità di usare il lavoro svolto per una corretta gestione della rete.

I risultati mostrati nel capitolo 7 della suddetta mettono in evidenza come la rete ha un comportamento conforme ai principi idraulici di buona progettazione e come il modello può essere utilizzato a fini gestionali.

Da un punto di vista delle pressioni il modello presenta valori entro i limiti imposti dalle condizioni di servizio in quasi tutta la rete. Alcune zone sono caratterizzate da oscillazioni di carico maggiori rispetto ad altre e questo è dovuto principalmente alla conformazione territoriale delle zone interessate da tali oscillazioni.

Da un punto di vista delle velocità la rete prevede un comportamento pressoché uniforme in tutte le condotte. Vi è una bassa oscillazione delle velocità in quasi tutti i rami.

Grazie ad esso si può inoltre prevedere il comportamento della rete in relazione a particolari condizioni d'esercizio e si possono programmare interventi in funzione dei risultati che si ottengono. Un esempio è riportato sempre nel capitolo 7 in cui si studia il comportamento della rete nel caso in cui uno dei due principali impianti di produzione è fuori uso. Lo stesso studio può essere fatto in funzione di qualsiasi condizione di servizio e quindi simulare eventuali problemi che possono incorrere nella rete, come ad esempio la rottura di una condotta principale, e, in funzione dei report derivanti dal modello, progettare piani d'intervento per garantire in ogni situazione una standard qualitativo e quantitativo adeguato della risorsa.

Ad oggi, la modellazione numerica di reti idriche è a tutti gli effetti considerata il punto di riferimento per una corretta gestione dei sistemi acquedottistici.

Questo è un aspetto fondamentale in questo periodo storico dato che la risorsa idrica è un bene tutt'altro che illimitato, per cui è necessario un suo uso razionale, con il contenimento degli sprechi e l'adozione di provvedimenti e di interventi necessari per la sua tutela sia nel rispetto della quantità che in quello della qualità.

Bibliografia e Sitografia

- AA.VV. – *Manuale di ingegneria civile e ambientale*, Zanichelli / ESAC, 2004.
- Enciclopedia dell'Ingegneria – Voce n.54: *"Idraulica tecnica. Costruzioni idrauliche e marittime"*, vol.8, ISEDI, Milano, 1970.
- Valerio Milano, *"Acquedotti, guida alla progettazione"*, Hoepli, 2011.
- Girolamo Ippolito, *"Appunti di costruzioni idrauliche"*, Liguori, 1995.
- Giuseppe Frega, *"Lezioni di acquedotti e fognature"*, Liguori, 1992.
- Luigi Da deppo, Claudio Datei, *"Le opere idrauliche nelle costruzioni stradali"*, Editoriale Bios, 1994.
- Gianfranco Becciu, Alessandro Paoletti *"Fondamenti di costruzioni idrauliche"* , Utet Scienze Tecniche, 2010.
- L. A. Rossman, *"EPANET 2 users manual"*, National Risk Management Research Laboratory, Cincinnati (Ohio) 2000.
- R. Carlucci, *GIS - Sistemi Informativi Geografici: introduzione e note preliminari*.
- A. Gilardoni, A. Marangoni, *" IL SETTORE IDRICO ITALIANO: Strategie e modelli di businnes"*, FrancoAngeli, 2004.
- Deutsche Gesellschaft für Internationale Zusammenarbeit (GIZ), GmbH, VAG Armaturen GmbH, Institute for Ecopreneurship (IEC) at the University of Applied Sciences Northwestern Switzerland (FHNW), Institute for Water and River Basin Management (IWG) of the Karlsruhe Institute of Technology (KIT), *"Guidelines for water loss reduction: A focus on pressure management"* , 2010.
- <http://www.geoportale.piemonte.it>.
- <http://portal.endress.com>.
- <http://www.isoil.it>.

APPENDICE
REPORT EPANET 2.0

Modello Numerico				
Time Series Table - Node 1156				
Time	Demand	Head	Pressure	Quality
Hours	LPS	m	m	
0:00	0.01	283.69	62.69	0.00
0:05	0.01	283.74	62.74	0.00
0:10	0.01	283.79	62.79	0.00
0:15	0.01	283.46	62.46	0.00
0:20	0.01	283.46	62.46	0.00
0:25	0.01	283.46	62.46	0.00
0:30	0.01	283.90	62.90	0.00
0:35	0.01	283.79	62.79	0.00
0:40	0.01	283.70	62.70	0.00
0:45	0.01	283.69	62.69	0.00
0:50	0.01	283.56	62.56	0.00
0:55	0.01	283.43	62.43	0.00
1:00	0.01	283.69	62.69	0.00
1:05	0.01	283.61	62.61	0.00
1:10	0.01	283.52	62.52	0.00
1:15	0.01	287.28	66.28	0.00
1:20	0.01	287.36	66.36	0.00
1:25	0.01	287.46	66.46	0.00
1:30	0.01	287.81	66.81	0.00
1:35	0.01	287.99	66.99	0.00
1:40	0.01	288.22	67.22	0.00
1:45	0.01	285.18	64.18	0.00
1:50	0.01	285.31	64.31	0.00
1:55	0.01	285.44	64.44	0.00
2:00	0.01	285.70	64.70	0.00
2:05	0.01	285.84	64.84	0.00
2:10	0.01	285.98	64.98	0.00
2:15	0.01	286.25	65.25	0.00
2:20	0.01	286.30	65.30	0.00
2:25	0.01	286.38	65.38	0.00
2:30	0.01	286.37	65.37	0.00
2:35	0.01	286.28	65.28	0.00
2:40	0.01	286.18	65.18	0.00
2:45	0.01	286.03	65.03	0.00
2:50	0.01	285.94	64.94	0.00
2:55	0.01	285.86	64.86	0.00
3:00	0.01	285.68	64.68	0.00
3:05	0.01	285.59	64.59	0.00
3:10	0.01	285.51	64.51	0.00
3:15	0.01	285.25	64.25	0.00
3:20	0.01	285.16	64.16	0.00
3:25	0.01	285.07	64.07	0.00
3:30	0.01	284.95	63.95	0.00
3:35	0.01	284.86	63.86	0.00
3:40	0.01	284.78	63.78	0.00
3:45	0.01	284.66	63.66	0.00

Appendice Report Epanet 2.0

3:50	0.01	284.58	63.58	0.00
3:55	0.01	284.57	63.57	0.00
4:00	0.01	284.62	63.62	0.00
4:05	0.01	284.82	63.82	0.00
4:10	0.01	285.00	64.00	0.00
4:15	0.01	285.05	64.05	0.00
4:20	0.01	285.20	64.20	0.00
4:25	0.01	285.31	64.31	0.00
4:30	0.01	289.46	68.46	0.00
4:35	0.01	289.69	68.69	0.00
4:40	0.01	289.91	68.91	0.00
4:45	0.01	289.71	68.71	0.00
4:50	0.01	289.71	68.71	0.00
4:55	0.01	289.71	68.71	0.00
5:00	0.01	289.43	68.43	0.00
5:05	0.01	289.42	68.42	0.00
5:10	0.01	289.42	68.42	0.00
5:15	0.01	289.23	68.23	0.00
5:20	0.01	289.24	68.24	0.00
5:25	0.01	289.23	68.23	0.00
5:30	0.01	288.45	67.45	0.00
5:35	0.01	288.44	67.44	0.00
5:40	0.01	288.44	67.44	0.00
5:45	0.01	288.04	67.04	0.00
5:50	0.01	288.06	67.06	0.00
5:55	0.01	288.04	67.04	0.00
6:00	0.01	287.83	66.83	0.00
6:05	0.01	287.82	66.82	0.00
6:10	0.01	287.82	66.82	0.00
6:15	0.01	287.73	66.73	0.00
6:20	0.01	287.73	66.73	0.00
6:25	0.01	287.72	66.72	0.00
6:30	0.01	287.79	66.79	0.00
6:35	0.01	287.76	66.76	0.00
6:40	0.01	287.63	66.63	0.00
6:45	0.01	287.41	66.41	0.00
6:50	0.01	287.28	66.28	0.00
6:55	0.01	287.15	66.15	0.00
7:00	0.01	286.76	65.76	0.00
7:05	0.01	286.62	65.62	0.00
7:10	0.01	286.50	65.50	0.00
7:15	0.01	286.07	65.07	0.00
7:20	0.01	285.94	64.94	0.00
7:25	0.01	285.81	64.81	0.00
7:30	0.01	285.47	64.47	0.00
7:35	0.01	285.47	64.47	0.00
7:40	0.01	285.45	64.45	0.00
7:45	0.01	285.15	64.15	0.00
7:50	0.01	285.22	64.22	0.00
7:55	0.01	285.33	64.33	0.00

8:00	0.01	285.00	64.00	0.00
8:05	0.01	285.09	64.09	0.00
8:10	0.01	285.18	64.18	0.00
8:15	0.01	284.99	63.99	0.00
8:20	0.01	285.06	64.06	0.00
8:25	0.01	285.13	64.13	0.00
8:30	0.01	284.93	63.93	0.00
8:35	0.01	284.92	63.92	0.00
8:40	0.01	284.75	63.75	0.00
8:45	0.01	284.32	63.32	0.00
8:50	0.01	284.20	63.20	0.00
8:55	0.01	284.10	63.10	0.00
9:00	0.01	283.79	62.79	0.00
9:05	0.01	283.69	62.69	0.00
9:10	0.01	283.61	62.61	0.00
9:15	0.01	283.62	62.62	0.00
9:20	0.01	283.55	62.55	0.00
9:25	0.01	283.48	62.48	0.00
9:30	0.01	283.56	62.56	0.00
9:35	0.01	286.89	65.89	0.00
9:40	0.01	286.94	65.94	0.00
9:45	0.01	287.17	66.17	0.00
9:50	0.01	287.22	66.22	0.00
9:55	0.01	287.28	66.28	0.00
10:00	0.01	287.67	66.67	0.00
10:05	0.01	287.73	66.73	0.00
10:10	0.01	287.79	66.79	0.00
10:15	0.01	288.08	67.08	0.00
10:20	0.01	288.15	67.15	0.00
10:25	0.01	288.21	67.21	0.00
10:30	0.01	288.52	67.52	0.00
10:35	0.01	285.17	64.17	0.00
10:40	0.01	285.29	64.29	0.00
10:45	0.01	285.57	64.57	0.00
10:50	0.01	285.65	64.65	0.00
10:55	0.01	285.73	64.73	0.00
11:00	0.01	285.91	64.91	0.00
11:05	0.01	286.03	65.03	0.00
11:10	0.01	286.14	65.14	0.00
11:15	0.01	286.27	65.27	0.00
11:20	0.01	286.23	65.23	0.00
11:25	0.01	286.19	65.19	0.00
11:30	0.01	286.18	65.18	0.00
11:35	0.01	286.15	65.15	0.00
11:40	0.01	286.11	65.11	0.00
11:45	0.01	286.10	65.10	0.00
11:50	0.01	286.07	65.07	0.00
11:55	0.01	286.05	65.05	0.00
12:00	0.01	286.03	65.03	0.00
12:05	0.01	285.97	64.97	0.00

Appendice Report Epanet 2.0

12:10	0.01	285.91	64.91	0.00
12:15	0.01	285.87	64.87	0.00
12:20	0.01	285.81	64.81	0.00
12:25	0.01	285.76	64.76	0.00
12:30	0.01	285.75	64.75	0.00
12:35	0.01	285.70	64.70	0.00
12:40	0.01	285.65	64.65	0.00
12:45	0.01	285.61	64.61	0.00
12:50	0.01	285.58	64.58	0.00
12:55	0.01	285.69	64.69	0.00
13:00	0.01	285.80	64.80	0.00
13:05	0.01	285.91	64.91	0.00
13:10	0.01	286.01	65.01	0.00
13:15	0.01	286.16	65.16	0.00
13:20	0.01	286.25	65.25	0.00
13:25	0.01	286.35	65.35	0.00
13:30	0.01	286.43	65.43	0.00
13:35	0.01	286.52	65.52	0.00
13:40	0.01	286.60	65.60	0.00
13:45	0.01	286.55	65.55	0.00
13:50	0.01	286.47	65.47	0.00
13:55	0.01	286.39	65.39	0.00
14:00	0.01	286.18	65.18	0.00
14:05	0.01	286.10	65.10	0.00
14:10	0.01	286.03	65.03	0.00
14:15	0.01	285.76	64.76	0.00
14:20	0.01	285.67	64.67	0.00
14:25	0.01	285.59	64.59	0.00
14:30	0.01	285.32	64.32	0.00
14:35	0.01	285.27	64.27	0.00
14:40	0.01	285.23	64.23	0.00
14:45	0.01	285.02	64.02	0.00
14:50	0.01	284.97	63.97	0.00
14:55	0.01	284.92	63.92	0.00
15:00	0.01	284.76	63.76	0.00
15:05	0.01	284.74	63.74	0.00
15:10	0.01	284.72	63.72	0.00
15:15	0.01	284.59	63.59	0.00
15:20	0.01	284.55	63.55	0.00
15:25	0.01	284.50	63.50	0.00
15:30	0.01	284.35	63.35	0.00
15:35	0.01	284.30	63.30	0.00
15:40	0.01	284.26	63.26	0.00
15:45	0.01	284.15	63.15	0.00
15:50	0.01	284.06	63.06	0.00
15:55	0.01	284.02	63.02	0.00
16:00	0.01	284.06	63.06	0.00
16:05	0.01	284.15	63.15	0.00
16:10	0.01	284.25	63.25	0.00
16:15	0.01	284.24	63.24	0.00

16:20	0.01	284.32	63.32	0.00
16:25	0.01	284.41	63.41	0.00
16:30	0.01	284.50	63.50	0.00
16:35	0.01	284.59	63.59	0.00
16:40	0.01	284.69	63.69	0.00
16:45	0.01	284.84	63.84	0.00
16:50	0.01	284.89	63.89	0.00
16:55	0.01	284.91	63.91	0.00
17:00	0.01	284.95	63.95	0.00
17:05	0.01	284.79	63.79	0.00
17:10	0.01	284.64	63.64	0.00
17:15	0.01	284.88	63.88	0.00
17:20	0.01	284.76	63.76	0.00
17:25	0.01	284.64	63.64	0.00
17:30	0.01	284.94	63.94	0.00
17:35	0.01	284.89	63.89	0.00
17:40	0.01	284.85	63.85	0.00
17:45	0.01	285.12	64.12	0.00
17:50	0.01	285.09	64.09	0.00
17:55	0.01	285.06	64.06	0.00
18:00	0.01	285.25	64.25	0.00
18:05	0.01	285.29	64.29	0.00
18:10	0.01	285.34	64.34	0.00
18:15	0.01	285.41	64.41	0.00
18:20	0.01	285.45	64.45	0.00
18:25	0.01	285.50	64.50	0.00
18:30	0.01	285.53	64.53	0.00
18:35	0.01	285.57	64.57	0.00
18:40	0.01	285.61	64.61	0.00
18:45	0.01	285.59	64.59	0.00
18:50	0.01	285.63	64.63	0.00
18:55	0.01	285.67	64.67	0.00
19:00	0.01	285.65	64.65	0.00
19:05	0.01	285.79	64.79	0.00
19:10	0.01	285.93	64.93	0.00
19:15	0.01	286.02	65.02	0.00
19:20	0.01	286.11	65.11	0.00
19:25	0.01	286.21	65.21	0.00
19:30	0.01	286.19	65.19	0.00
19:35	0.01	286.28	65.28	0.00
19:40	0.01	286.37	65.37	0.00
19:45	0.01	286.45	65.45	0.00
19:50	0.01	286.53	65.53	0.00
19:55	0.01	286.57	65.57	0.00
20:00	0.01	286.40	65.40	0.00
20:05	0.01	286.31	65.31	0.00
20:10	0.01	286.24	65.24	0.00
20:15	0.01	285.87	64.87	0.00
20:20	0.01	285.78	64.78	0.00
20:25	0.01	285.70	64.70	0.00

Appendice Report Epanet 2.0

20:30	0.01	285.39	64.39	0.00
20:35	0.01	285.30	64.30	0.00
20:40	0.01	285.21	64.21	0.00
20:45	0.01	284.89	63.89	0.00
20:50	0.01	284.80	63.80	0.00
20:55	0.01	284.71	63.71	0.00
21:00	0.01	282.42	61.42	0.00
21:05	0.01	282.09	61.09	0.00
21:10	0.01	281.80	60.80	0.00
21:15	0.01	282.90	61.90	0.00
21:20	0.01	282.86	61.86	0.00
21:25	0.01	282.81	61.81	0.00
21:30	0.01	282.72	61.72	0.00
21:35	0.01	282.68	61.68	0.00
21:40	0.01	282.64	61.64	0.00
21:45	0.01	282.86	61.86	0.00
21:50	0.01	282.84	61.84	0.00
21:55	0.01	282.82	61.82	0.00
22:00	0.01	283.46	62.46	0.00
22:05	0.01	283.47	62.47	0.00
22:10	0.01	283.48	62.48	0.00
22:15	0.01	283.81	62.81	0.00
22:20	0.01	283.85	62.85	0.00
22:25	0.01	283.88	62.88	0.00
22:30	0.01	284.19	63.19	0.00
22:35	0.01	284.21	63.21	0.00
22:40	0.01	284.24	63.24	0.00
22:45	0.01	284.60	63.60	0.00
22:50	0.01	284.63	63.63	0.00
22:55	0.01	284.67	63.67	0.00
23:00	0.01	284.96	63.96	0.00
23:05	0.01	284.96	63.96	0.00
23:10	0.01	284.97	63.97	0.00
23:15	0.01	285.32	64.32	0.00
23:20	0.01	285.35	64.35	0.00
23:25	0.01	285.37	64.37	0.00
23:30	0.01	285.79	64.79	0.00
23:35	0.01	285.83	64.83	0.00
23:40	0.01	285.87	64.87	0.00
23:45	0.01	286.30	65.30	0.00
23:50	0.01	286.36	65.36	0.00
23:55	0.01	286.41	65.41	0.00
24:00	0.01	285.86	64.86	0.00

Modello Numerico				
Time Series Table - Node 77				
Time	Demand	Head	Pressure	Quality
Hours	LPS	m	m	
0:00	0.02	292.17	67.17	0.00
0:05	0.02	292.20	67.20	0.00
0:10	0.02	292.22	67.22	0.00
0:15	0.02	291.69	66.69	0.00
0:20	0.02	291.68	66.68	0.00
0:25	0.02	291.68	66.68	0.00
0:30	0.02	292.78	67.78	0.00
0:35	0.02	292.72	67.72	0.00
0:40	0.02	292.67	67.67	0.00
0:45	0.02	292.89	67.89	0.00
0:50	0.02	292.82	67.82	0.00
0:55	0.02	292.76	67.76	0.00
1:00	0.02	292.96	67.96	0.00
1:05	0.02	292.92	67.92	0.00
1:10	0.02	292.88	67.88	0.00
1:15	0.02	293.23	68.23	0.00
1:20	0.02	293.27	68.27	0.00
1:25	0.02	298.92	73.92	0.00
1:30	0.02	299.22	74.22	0.00
1:35	0.02	299.31	74.31	0.00
1:40	0.02	299.43	74.43	0.00
1:45	0.02	299.63	74.63	0.00
1:50	0.02	299.68	74.68	0.00
1:55	0.02	299.74	74.74	0.00
2:00	0.02	290.98	65.98	0.00
2:05	0.02	291.08	66.08	0.00
2:10	0.02	291.17	66.17	0.00
2:15	0.02	291.46	66.46	0.00
2:20	0.01	284.82	59.82	0.00
2:25	0.01	284.91	59.91	0.00
2:30	0.01	284.87	59.87	0.00
2:35	0.01	284.77	59.77	0.00
2:40	0.01	284.67	59.67	0.00
2:45	0.01	284.57	59.57	0.00
2:50	0.01	284.47	59.47	0.00
2:55	0.01	284.37	59.37	0.00
3:00	0.01	284.27	59.27	0.00
3:05	0.01	284.18	59.18	0.00
3:10	0.01	284.09	59.09	0.00
3:15	0.01	283.99	58.99	0.00
3:20	0.01	283.89	58.89	0.00
3:25	0.01	283.80	58.80	0.00
3:30	0.01	283.70	58.70	0.00
3:35	0.01	283.61	58.61	0.00
3:40	0.01	283.52	58.52	0.00
3:45	0.01	283.43	58.43	0.00

Appendice Report Epanet 2.0

3:50	0.01	283.35	58.35	0.00
3:55	0.02	290.38	65.38	0.00
4:00	0.02	290.40	65.40	0.00
4:05	0.02	299.72	74.72	0.00
4:10	0.02	299.79	74.79	0.00
4:15	0.02	299.71	74.71	0.00
4:20	0.02	299.78	74.78	0.00
4:25	0.02	290.78	65.78	0.00
4:30	0.02	290.73	65.73	0.00
4:35	0.02	290.91	65.91	0.00
4:40	0.02	291.09	66.09	0.00
4:45	0.02	290.93	65.93	0.00
4:50	0.02	290.93	65.93	0.00
4:55	0.02	290.93	65.93	0.00
5:00	0.02	290.64	65.64	0.00
5:05	0.02	290.63	65.63	0.00
5:10	0.02	290.63	65.63	0.00
5:15	0.02	290.36	65.36	0.00
5:20	0.02	290.37	65.37	0.00
5:25	0.02	290.37	65.37	0.00
5:30	0.02	284.68	59.68	0.00
5:35	0.02	284.68	59.68	0.00
5:40	0.02	284.68	59.68	0.00
5:45	0.02	284.59	59.59	0.00
5:50	0.02	284.61	59.61	0.00
5:55	0.02	284.59	59.59	0.00
6:00	0.02	284.52	59.52	0.00
6:05	0.02	280.13	55.13	0.00
6:10	0.02	280.13	55.13	0.00
6:15	0.02	279.82	54.82	0.00
6:20	0.02	279.81	54.81	0.00
6:25	0.02	279.80	54.80	0.00
6:30	0.02	279.43	54.43	0.00
6:35	0.02	279.41	54.41	0.00
6:40	0.02	279.29	54.29	0.00
6:45	0.02	278.71	53.71	0.00
6:50	0.02	278.59	53.59	0.00
6:55	0.02	278.48	53.48	0.00
7:00	0.02	277.88	52.88	0.00
7:05	0.02	277.76	52.76	0.00
7:10	0.02	277.64	52.64	0.00
7:15	0.02	277.04	52.04	0.00
7:20	0.02	276.92	51.92	0.00
7:25	0.02	276.81	51.81	0.00
7:30	0.02	283.48	58.48	0.00
7:35	0.02	290.38	65.38	0.00
7:40	0.02	290.37	65.37	0.00
7:45	0.02	290.03	65.03	0.00
7:50	0.02	290.08	65.08	0.00
7:55	0.02	290.15	65.15	0.00

8:00	0.02	289.91	64.91	0.00
8:05	0.02	289.97	64.97	0.00
8:10	0.02	290.03	65.03	0.00
8:15	0.03	289.81	64.81	0.00
8:20	0.03	289.85	64.85	0.00
8:25	0.03	289.90	64.90	0.00
8:30	0.03	289.70	64.70	0.00
8:35	0.02	284.04	59.04	0.00
8:40	0.02	283.86	58.86	0.00
8:45	0.03	289.33	64.33	0.00
8:50	0.03	289.26	64.26	0.00
8:55	0.03	289.19	64.19	0.00
9:00	0.03	288.99	63.99	0.00
9:05	0.03	296.81	71.81	0.00
9:10	0.03	296.78	71.78	0.00
9:15	0.03	296.72	71.72	0.00
9:20	0.03	296.69	71.69	0.00
9:25	0.03	296.66	71.66	0.00
9:30	0.03	296.70	71.70	0.00
9:35	0.03	296.74	71.74	0.00
9:40	0.03	296.77	71.77	0.00
9:45	0.03	296.93	71.93	0.00
9:50	0.03	296.96	71.96	0.00
9:55	0.03	296.98	71.98	0.00
10:00	0.03	297.20	72.20	0.00
10:05	0.03	297.23	72.23	0.00
10:10	0.03	297.26	72.26	0.00
10:15	0.03	297.50	72.50	0.00
10:20	0.03	297.53	72.53	0.00
10:25	0.03	297.56	72.56	0.00
10:30	0.03	297.81	72.81	0.00
10:35	0.03	297.81	72.81	0.00
10:40	0.03	297.85	72.85	0.00
10:45	0.03	298.06	73.06	0.00
10:50	0.02	290.40	65.40	0.00
10:55	0.02	290.45	65.45	0.00
11:00	0.02	290.64	65.64	0.00
11:05	0.02	290.71	65.71	0.00
11:10	0.02	290.79	65.79	0.00
11:15	0.02	290.89	65.89	0.00
11:20	0.02	290.86	65.86	0.00
11:25	0.02	290.84	65.84	0.00
11:30	0.02	290.84	65.84	0.00
11:35	0.02	290.82	65.82	0.00
11:40	0.02	290.80	65.80	0.00
11:45	0.02	290.82	65.82	0.00
11:50	0.02	290.81	65.81	0.00
11:55	0.02	290.79	65.79	0.00
12:00	0.02	290.78	65.78	0.00
12:05	0.02	290.74	65.74	0.00

Appendice Report Epanet 2.0

12:10	0.02	290.70	65.70	0.00
12:15	0.02	290.66	65.66	0.00
12:20	0.02	290.62	65.62	0.00
12:25	0.02	290.59	65.59	0.00
12:30	0.02	290.55	65.55	0.00
12:35	0.02	290.52	65.52	0.00
12:40	0.02	290.49	65.49	0.00
12:45	0.02	290.46	65.46	0.00
12:50	0.02	290.44	65.44	0.00
12:55	0.02	290.51	65.51	0.00
13:00	0.02	290.57	65.57	0.00
13:05	0.02	290.64	65.64	0.00
13:10	0.02	290.70	65.70	0.00
13:15	0.02	290.76	65.76	0.00
13:20	0.02	290.82	65.82	0.00
13:25	0.02	290.88	65.88	0.00
13:30	0.02	290.92	65.92	0.00
13:35	0.02	290.97	65.97	0.00
13:40	0.02	291.03	66.03	0.00
13:45	0.02	290.98	65.98	0.00
13:50	0.02	290.93	65.93	0.00
13:55	0.02	290.89	65.89	0.00
14:00	0.02	290.73	65.73	0.00
14:05	0.02	290.68	65.68	0.00
14:10	0.02	290.63	65.63	0.00
14:15	0.02	290.41	65.41	0.00
14:20	0.02	290.35	65.35	0.00
14:25	0.02	290.30	65.30	0.00
14:30	0.02	290.12	65.12	0.00
14:35	0.02	290.09	65.09	0.00
14:40	0.02	290.06	65.06	0.00
14:45	0.02	289.93	64.93	0.00
14:50	0.02	289.90	64.90	0.00
14:55	0.02	289.87	64.87	0.00
15:00	0.03	297.57	72.57	0.00
15:05	0.03	297.56	72.56	0.00
15:10	0.03	297.55	72.55	0.00
15:15	0.03	297.49	72.49	0.00
15:20	0.03	289.67	64.67	0.00
15:25	0.03	289.63	64.63	0.00
15:30	0.03	289.60	64.60	0.00
15:35	0.03	289.57	64.57	0.00
15:40	0.03	289.55	64.55	0.00
15:45	0.03	289.49	64.49	0.00
15:50	0.03	289.43	64.43	0.00
15:55	0.03	297.29	72.29	0.00
16:00	0.03	297.28	72.28	0.00
16:05	0.03	297.32	72.32	0.00
16:10	0.03	297.36	72.36	0.00
16:15	0.03	297.39	72.39	0.00

16:20	0.03	297.43	72.43	0.00
16:25	0.03	297.46	72.46	0.00
16:30	0.03	303.53	78.53	0.00
16:35	0.03	303.56	78.56	0.00
16:40	0.03	303.58	78.58	0.00
16:45	0.03	297.77	72.77	0.00
16:50	0.02	290.09	65.09	0.00
16:55	0.02	284.26	59.26	0.00
17:00	0.02	284.12	59.12	0.00
17:05	0.02	283.94	58.94	0.00
17:10	0.02	283.76	58.76	0.00
17:15	0.02	283.66	58.66	0.00
17:20	0.02	283.52	58.52	0.00
17:25	0.02	283.39	58.39	0.00
17:30	0.02	290.27	65.27	0.00
17:35	0.02	290.25	65.25	0.00
17:40	0.02	290.22	65.22	0.00
17:45	0.02	290.36	65.36	0.00
17:50	0.02	290.34	65.34	0.00
17:55	0.02	290.32	65.32	0.00
18:00	0.02	298.33	73.33	0.00
18:05	0.02	298.35	73.35	0.00
18:10	0.02	298.37	73.37	0.00
18:15	0.02	298.38	73.38	0.00
18:20	0.02	298.40	73.40	0.00
18:25	0.02	298.42	73.42	0.00
18:30	0.02	298.35	73.35	0.00
18:35	0.02	298.37	73.37	0.00
18:40	0.02	298.39	73.39	0.00
18:45	0.02	298.33	73.33	0.00
18:50	0.02	298.35	73.35	0.00
18:55	0.02	298.37	73.37	0.00
19:00	0.02	298.26	73.26	0.00
19:05	0.02	298.32	73.32	0.00
19:10	0.02	298.38	73.38	0.00
19:15	0.03	298.32	73.32	0.00
19:20	0.02	290.68	65.68	0.00
19:25	0.02	290.75	65.75	0.00
19:30	0.02	290.69	65.69	0.00
19:35	0.02	290.75	65.75	0.00
19:40	0.02	290.80	65.80	0.00
19:45	0.02	290.73	65.73	0.00
19:50	0.02	290.78	65.78	0.00
19:55	0.02	290.81	65.81	0.00
20:00	0.02	290.59	65.59	0.00
20:05	0.02	290.54	65.54	0.00
20:10	0.02	290.49	65.49	0.00
20:15	0.03	290.25	65.25	0.00
20:20	0.03	290.20	65.20	0.00
20:25	0.03	290.14	65.14	0.00

Appendice Report Epanet 2.0

20:30	0.03	289.92	64.92	0.00
20:35	0.03	289.86	64.86	0.00
20:40	0.03	289.81	64.81	0.00
20:45	0.03	289.64	64.64	0.00
20:50	0.03	289.59	64.59	0.00
20:55	0.03	289.53	64.53	0.00
21:00	0.03	289.36	64.36	0.00
21:05	0.03	289.18	64.18	0.00
21:10	0.03	296.95	71.95	0.00
21:15	0.03	296.96	71.96	0.00
21:20	0.03	296.94	71.94	0.00
21:25	0.03	296.93	71.93	0.00
21:30	0.03	297.05	72.05	0.00
21:35	0.03	297.04	72.04	0.00
21:40	0.03	297.02	72.02	0.00
21:45	0.03	297.32	72.32	0.00
21:50	0.03	297.31	72.31	0.00
21:55	0.03	297.31	72.31	0.00
22:00	0.03	297.55	72.55	0.00
22:05	0.03	297.55	72.55	0.00
22:10	0.03	297.55	72.55	0.00
22:15	0.02	297.89	72.89	0.00
22:20	0.03	302.78	77.78	0.00
22:25	0.03	302.79	77.79	0.00
22:30	0.02	295.72	70.72	0.00
22:35	0.02	295.73	70.73	0.00
22:40	0.02	295.74	70.74	0.00
22:45	0.02	296.14	71.14	0.00
22:50	0.02	296.16	71.16	0.00
22:55	0.02	296.18	71.18	0.00
23:00	0.02	287.26	62.26	0.00
23:05	0.02	287.27	62.27	0.00
23:10	0.02	287.28	62.28	0.00
23:15	0.02	287.67	62.67	0.00
23:20	0.02	287.68	62.68	0.00
23:25	0.02	287.70	62.70	0.00
23:30	0.02	288.13	63.13	0.00
23:35	0.02	288.16	63.16	0.00
23:40	0.02	288.19	63.19	0.00
23:45	0.02	288.65	63.65	0.00
23:50	0.02	288.69	63.69	0.00
23:55	0.02	288.73	63.73	0.00
24:00	0.02	297.53	72.53	0.00

Modello Numerico		
Time Series Table - Link 17953525		
Time	Flow	Velocity
Hours	LPS	m/s
0:00	-23.62	0.33
0:05	-23.58	0.33
0:10	-23.54	0.33
0:15	-22.72	0.32
0:20	-22.71	0.32
0:25	-22.70	0.32
0:30	-24.43	0.35
0:35	-24.50	0.35
0:40	-24.57	0.35
0:45	-24.99	0.35
0:50	-25.08	0.35
0:55	-25.17	0.36
1:00	-25.58	0.36
1:05	-25.64	0.36
1:10	-25.71	0.36
1:15	-25.97	0.37
1:20	-25.90	0.37
1:25	-32.37	0.46
1:30	-32.55	0.46
1:35	-32.41	0.46
1:40	-32.22	0.46
1:45	-32.43	0.46
1:50	-32.34	0.46
1:55	-32.25	0.46
2:00	-20.92	0.30
2:05	-20.82	0.29
2:10	-20.73	0.29
2:15	-20.95	0.30
2:20	0.34	0.00
2:25	0.39	0.01
2:30	0.25	0.00
2:35	0.19	0.00
2:40	0.14	0.00
2:45	0.19	0.00
2:50	0.13	0.00
2:55	0.07	0.00
3:00	0.24	0.00
3:05	0.18	0.00
3:10	0.13	0.00
3:15	0.23	0.00
3:20	0.18	0.00
3:25	0.12	0.00

Appendice Report Epanet 2.0

3:30	0.15	0.00
3:35	0.10	0.00
3:40	0.05	0.00
3:45	0.09	0.00
3:50	0.04	0.00
3:55	-21.49	0.30
4:00	-21.34	0.30
4:05	-32.78	0.46
4:10	-32.66	0.46
4:15	-32.40	0.46
4:20	-32.29	0.46
4:25	-20.56	0.29
4:30	-20.02	0.28
4:35	-19.83	0.28
4:40	-19.64	0.28
4:45	-19.25	0.27
4:50	-19.24	0.27
4:55	-19.24	0.27
5:00	-18.76	0.27
5:05	-18.77	0.27
5:10	-18.77	0.27
5:15	-18.32	0.26
5:20	-18.32	0.26
5:25	-18.32	0.26
5:30	4.69	0.07
5:35	4.69	0.07
5:40	4.69	0.07
5:45	5.13	0.07
5:50	5.14	0.07
5:55	5.13	0.07
6:00	5.51	0.08
6:05	17.68	0.25
6:10	17.69	0.25
6:15	18.23	0.26
6:20	18.23	0.26
6:25	18.22	0.26
6:30	18.91	0.27
6:35	18.91	0.27
6:40	18.91	0.27
6:45	19.64	0.28
6:50	19.57	0.28
6:55	19.51	0.28
7:00	20.23	0.29
7:05	20.17	0.29
7:10	20.10	0.28
7:15	20.80	0.29
7:20	20.73	0.29
7:25	20.67	0.29
7:30	-2.73	0.04
7:35	-2.80	0.04

7:40	-2.87	0.04
7:45	-2.08	0.03
7:50	-21.07	0.30
7:55	-21.09	0.30
8:00	-20.61	0.29
8:05	-20.51	0.29
8:10	-20.42	0.29
8:15	-19.89	0.28
8:20	-19.81	0.28
8:25	-19.73	0.28
8:30	-19.26	0.27
8:35	-19.19	0.27
8:40	-19.13	0.27
8:45	-29.60	0.42
8:50	-29.66	0.42
8:55	-29.73	0.42
9:00	-29.66	0.42
9:05	-29.73	0.42
9:10	-29.80	0.42
9:15	-29.83	0.42
9:20	-29.90	0.42
9:25	-29.95	0.42
9:30	-30.08	0.43
9:35	-30.13	0.43
9:40	-30.18	0.43
9:45	-30.37	0.43
9:50	-30.41	0.43
9:55	-30.44	0.43
10:00	-30.68	0.43
10:05	-30.70	0.43
10:10	-30.73	0.43
10:15	-30.97	0.44
10:20	-30.99	0.44
10:25	-31.00	0.44
10:30	-31.25	0.44
10:35	-31.25	0.44
10:40	-31.26	0.44
10:45	-31.37	0.44
10:50	-31.26	0.44
10:55	-31.15	0.44
11:00	-31.18	0.44
11:05	-31.03	0.44
11:10	-30.89	0.44
11:15	-30.84	0.44
11:20	-30.74	0.43
11:25	-30.74	0.43
11:30	-30.77	0.44
11:35	-30.76	0.44
11:40	-30.76	0.44
11:45	-20.64	0.29

Appendice Report Epanet 2.0

11:50	-20.66	0.29
11:55	-20.67	0.29
12:00	-20.67	0.29
12:05	-20.71	0.29
12:10	-20.76	0.29
12:15	-20.79	0.29
12:20	-20.83	0.29
12:25	-20.86	0.30
12:30	-20.89	0.30
12:35	-20.92	0.30
12:40	-20.96	0.30
12:45	-20.98	0.30
12:50	-21.01	0.30
12:55	-21.03	0.30
13:00	-20.97	0.30
13:05	-20.86	0.30
13:10	-20.76	0.29
13:15	-20.65	0.29
13:20	-20.55	0.29
13:25	-20.45	0.29
13:30	-20.31	0.29
13:35	-20.21	0.29
13:40	-20.12	0.28
13:45	-19.92	0.28
13:50	-19.83	0.28
13:55	-19.89	0.28
14:00	-19.78	0.28
14:05	-19.85	0.28
14:10	-19.91	0.28
14:15	-19.71	0.28
14:20	-19.78	0.28
14:25	-19.85	0.28
14:30	-19.72	0.28
14:35	-19.76	0.28
14:40	-19.80	0.28
14:45	-19.68	0.28
14:50	-19.72	0.28
14:55	-19.75	0.28
15:00	-30.24	0.43
15:05	-30.25	0.43
15:10	-30.27	0.43
15:15	-30.22	0.43
15:20	-19.67	0.28
15:25	-19.71	0.28
15:30	-19.75	0.28
15:35	-19.79	0.28
15:40	-19.83	0.28
15:45	-19.82	0.28
15:50	-19.89	0.28
15:55	-19.97	0.28

16:00	-20.01	0.28
16:05	-19.94	0.28
16:10	-19.87	0.28
16:15	-19.80	0.28
16:20	-19.74	0.28
16:25	-19.68	0.28
16:30	-30.28	0.43
16:35	-30.21	0.43
16:40	-30.13	0.43
16:45	-30.18	0.43
16:50	-19.59	0.28
16:55	0.16	0.00
17:00	-0.45	0.01
17:05	-0.62	0.01
17:10	-0.77	0.01
17:15	-1.67	0.02
17:20	-1.79	0.03
17:25	-1.91	0.03
17:30	-2.72	0.04
17:35	-21.45	0.30
17:40	-21.48	0.30
17:45	-21.76	0.31
17:50	-21.78	0.31
17:55	-21.81	0.31
18:00	-31.92	0.45
18:05	-31.88	0.45
18:10	-31.84	0.45
18:15	-31.79	0.45
18:20	-31.75	0.45
18:25	-31.71	0.45
18:30	-31.58	0.45
18:35	-31.54	0.45
18:40	-31.51	0.45
18:45	-31.38	0.44
18:50	-31.35	0.44
18:55	-31.31	0.44
19:00	-31.14	0.44
19:05	-31.02	0.44
19:10	-30.89	0.44
19:15	-20.47	0.29
19:20	-20.37	0.29
19:25	-20.27	0.29
19:30	-19.98	0.28
19:35	-19.89	0.28
19:40	-19.80	0.28
19:45	-19.50	0.28
19:50	-19.46	0.28
19:55	-19.46	0.28
20:00	-19.18	0.27
20:05	-19.26	0.27

Appendice Report Epanet 2.0

20:10	-19.33	0.27
20:15	-19.09	0.27
20:20	-19.17	0.27
20:25	-19.24	0.27
20:30	-19.03	0.27
20:35	-19.11	0.27
20:40	-19.19	0.27
20:45	-19.08	0.27
20:50	-19.16	0.27
20:55	-19.24	0.27
21:00	-19.28	0.27
21:05	-19.53	0.28
21:10	-30.47	0.43
21:15	-30.75	0.43
21:20	-30.82	0.44
21:25	-30.85	0.44
21:30	-31.03	0.44
21:35	-31.06	0.44
21:40	-31.09	0.44
21:45	-31.44	0.44
21:50	-31.45	0.44
21:55	-31.47	0.45
22:00	-31.72	0.45
22:05	-31.71	0.45
22:10	-31.70	0.45
22:15	-32.02	0.45
22:20	-36.84	0.52
22:25	-36.82	0.52
22:30	-29.49	0.42
22:35	-29.47	0.42
22:40	-29.45	0.42
22:45	-29.85	0.42
22:50	-29.82	0.42
22:55	-29.79	0.42
23:00	-16.86	0.24
23:05	-16.85	0.24
23:10	-16.84	0.24
23:15	-17.53	0.25
23:20	-17.51	0.25
23:25	-17.50	0.25
23:30	-18.20	0.26
23:35	-18.16	0.26
23:40	-18.13	0.26
23:45	-18.83	0.27
23:50	-18.80	0.27
23:55	-18.76	0.27
24:00	-30.71	0.43

Modello Numerico		
Time Series Table - Link 9337243		
Time	Flow	Velocity
Hours	LPS	m/s
0:00	-12.42	0.40
0:05	-12.43	0.40
0:10	-12.43	0.40
0:15	-12.40	0.39
0:20	-12.40	0.39
0:25	-12.41	0.39
0:30	-12.32	0.39
0:35	-12.32	0.39
0:40	-12.31	0.39
0:45	-12.32	0.39
0:50	-12.31	0.39
0:55	-12.30	0.39
1:00	-12.31	0.39
1:05	-12.31	0.39
1:10	-12.30	0.39
1:15	-12.31	0.39
1:20	-12.31	0.39
1:25	-12.64	0.40
1:30	-12.65	0.40
1:35	-12.65	0.40
1:40	-12.66	0.40
1:45	-12.79	0.41
1:50	-12.80	0.41
1:55	-12.81	0.41
2:00	-12.30	0.39
2:05	-12.31	0.39
2:10	-12.32	0.39
2:15	-12.33	0.39
2:20	-11.94	0.38
2:25	-11.95	0.38
2:30	-11.94	0.38
2:35	-11.93	0.38
2:40	-11.93	0.38
2:45	-11.92	0.38
2:50	-11.91	0.38
2:55	-11.90	0.38
3:00	-11.89	0.38
3:05	-11.89	0.38
3:10	-11.88	0.38

Appendice Report Epanet 2.0

3:15	-11.87	0.38
3:20	-11.86	0.38
3:25	-11.86	0.38
3:30	-11.85	0.38
3:35	-11.84	0.38
3:40	-11.83	0.38
3:45	-11.83	0.38
3:50	-11.82	0.38
3:55	-12.24	0.39
4:00	-12.24	0.39
4:05	-12.79	0.41
4:10	-12.79	0.41
4:15	-12.79	0.41
4:20	-12.80	0.41
4:25	-12.28	0.39
4:30	-12.28	0.39
4:35	-12.29	0.39
4:40	-12.30	0.39
4:45	-12.18	0.39
4:50	-12.17	0.39
4:55	-12.17	0.39
5:00	-12.16	0.39
5:05	-12.16	0.39
5:10	-12.15	0.39
5:15	-12.14	0.39
5:20	-12.14	0.39
5:25	-12.14	0.39
5:30	-11.80	0.38
5:35	-11.81	0.38
5:40	-11.81	0.38
5:45	-11.81	0.38
5:50	-11.81	0.38
5:55	-11.81	0.38
6:00	-11.82	0.38
6:05	-26.27	0.84
6:10	-26.27	0.84
6:15	-26.32	0.84
6:20	-26.33	0.84
6:25	-26.33	0.84
6:30	-26.38	0.84
6:35	-26.38	0.84
6:40	-26.39	0.84
6:45	-26.41	0.84
6:50	-26.40	0.84
6:55	-26.38	0.84
7:00	-26.38	0.84
7:05	-26.36	0.84
7:10	-26.35	0.84
7:15	-26.35	0.84
7:20	-26.34	0.84

7:25	-26.33	0.84
7:30	-26.77	0.85
7:35	-26.76	0.85
7:40	-26.75	0.85
7:45	-26.77	0.85
7:50	-27.14	0.86
7:55	-27.14	0.86
8:00	-27.14	0.86
8:05	-27.15	0.86
8:10	-27.17	0.86
8:15	-27.19	0.87
8:20	-27.21	0.87
8:25	-27.22	0.87
8:30	-27.23	0.87
8:35	-27.24	0.87
8:40	-27.26	0.87
8:45	-27.68	0.88
8:50	-27.68	0.88
8:55	-27.67	0.88
9:00	-27.65	0.88
9:05	-27.64	0.88
9:10	-27.63	0.88
9:15	-27.62	0.88
9:20	-27.61	0.88
9:25	-27.60	0.88
9:30	-27.59	0.88
9:35	-27.58	0.88
9:40	-27.57	0.88
9:45	-27.57	0.88
9:50	-27.56	0.88
9:55	-27.56	0.88
10:00	-27.56	0.88
10:05	-27.56	0.88
10:10	-27.55	0.88
10:15	-27.54	0.88
10:20	-27.54	0.88
10:25	-27.53	0.88
10:30	-27.52	0.88
10:35	-27.51	0.88
10:40	-27.51	0.88
10:45	-28.05	0.89
10:50	-28.07	0.89
10:55	-28.09	0.89
11:00	-28.10	0.89
11:05	-28.11	0.89
11:10	-28.13	0.90
11:15	-28.14	0.90
11:20	-28.15	0.90
11:25	-28.14	0.90
11:30	-28.13	0.90

Appendice Report Epanet 2.0

11:35	-28.13	0.90
11:40	-28.12	0.90
11:45	-27.17	0.86
11:50	-27.16	0.86
11:55	-27.15	0.86
12:00	-27.14	0.86
12:05	-27.13	0.86
12:10	-27.12	0.86
12:15	-27.11	0.86
12:20	-27.10	0.86
12:25	-27.09	0.86
12:30	-27.09	0.86
12:35	-27.08	0.86
12:40	-27.07	0.86
12:45	-27.08	0.86
12:50	-27.07	0.86
12:55	-27.06	0.86
13:00	-27.07	0.86
13:05	-27.09	0.86
13:10	-27.10	0.86
13:15	-27.12	0.86
13:20	-27.13	0.86
13:25	-27.15	0.86
13:30	-27.16	0.86
13:35	-27.17	0.86
13:40	-27.19	0.87
13:45	-27.20	0.87
13:50	-27.21	0.87
13:55	-27.20	0.87
14:00	-27.18	0.87
14:05	-27.17	0.86
14:10	-27.16	0.86
14:15	-27.68	0.88
14:20	-27.67	0.88
14:25	-27.67	0.88
14:30	-27.64	0.88
14:35	-27.64	0.88
14:40	-27.64	0.88
14:45	-27.61	0.88
14:50	-27.61	0.88
14:55	-27.61	0.88
15:00	-27.99	0.89
15:05	-27.99	0.89
15:10	-27.98	0.89
15:15	-27.95	0.89
15:20	-27.53	0.88
15:25	-27.53	0.88
15:30	-26.97	0.86
15:35	-26.96	0.86
15:40	-26.95	0.86

15:45	-26.93	0.86
15:50	-26.92	0.86
15:55	-26.91	0.86
16:00	-26.90	0.86
16:05	-26.91	0.86
16:10	-26.93	0.86
16:15	-26.93	0.86
16:20	-26.94	0.86
16:25	-26.96	0.86
16:30	-27.39	0.87
16:35	-27.40	0.87
16:40	-27.41	0.87
16:45	-27.42	0.87
16:50	-27.02	0.86
16:55	-26.70	0.85
17:00	-26.70	0.85
17:05	-26.68	0.85
17:10	-26.66	0.85
17:15	-26.65	0.85
17:20	-26.64	0.85
17:25	-26.62	0.85
17:30	-26.62	0.85
17:35	-26.99	0.86
17:40	-26.98	0.86
17:45	-27.52	0.88
17:50	-27.51	0.88
17:55	-27.51	0.88
18:00	-27.95	0.89
18:05	-27.94	0.89
18:10	-27.94	0.89
18:15	-27.96	0.89
18:20	-27.95	0.89
18:25	-27.95	0.89
18:30	-27.97	0.89
18:35	-27.96	0.89
18:40	-27.96	0.89
18:45	-27.44	0.87
18:50	-27.43	0.87
18:55	-27.42	0.87
19:00	-27.43	0.87
19:05	-27.44	0.87
19:10	-27.45	0.87
19:15	-27.06	0.86
19:20	-27.08	0.86
19:25	-27.09	0.86
19:30	-27.11	0.86
19:35	-27.13	0.86
19:40	-27.14	0.86
19:45	-27.15	0.86
19:50	-27.16	0.86

Appendice Report Epanet 2.0

19:55	-27.17	0.86
20:00	-27.16	0.86
20:05	-27.15	0.86
20:10	-27.14	0.86
20:15	-27.11	0.86
20:20	-27.10	0.86
20:25	-27.09	0.86
20:30	-27.06	0.86
20:35	-27.05	0.86
20:40	-27.04	0.86
20:45	-27.01	0.86
20:50	-27.00	0.86
20:55	-26.99	0.86
21:00	-27.50	0.88
21:05	-27.49	0.88
21:10	-27.91	0.89
21:15	-27.88	0.89
21:20	-27.88	0.89
21:25	-27.88	0.89
21:30	-27.85	0.89
21:35	-27.85	0.89
21:40	-27.85	0.89
21:45	-27.83	0.89
21:50	-27.83	0.89
21:55	-27.83	0.89
22:00	-12.80	0.41
22:05	-12.80	0.41
22:10	-12.80	0.41
22:15	-12.81	0.41
22:20	-13.09	0.42
22:25	-13.09	0.42
22:30	-12.68	0.40
22:35	-12.68	0.40
22:40	-12.68	0.40
22:45	-12.70	0.40
22:50	-12.70	0.40
22:55	-12.70	0.40
23:00	-12.17	0.39
23:05	-12.17	0.39
23:10	-12.17	0.39
23:15	-12.19	0.39
23:20	-12.19	0.39
23:25	-12.19	0.39
23:30	-12.20	0.39
23:35	-12.20	0.39
23:40	-12.20	0.39
23:45	-12.22	0.39
23:50	-12.22	0.39
23:55	-12.22	0.39
24:00	-12.59	0.40

Modello Numerico		
Time Series Table - Link 9304185		
Time	Flow	Velocity
Hours	LPS	m/s
0:00	4.45	0.06
0:05	4.44	0.06
0:10	4.43	0.06
0:15	2.83	0.04
0:20	2.83	0.04
0:25	2.82	0.04
0:30	4.89	0.07
0:35	4.91	0.07
0:40	4.93	0.07
0:45	5.11	0.07
0:50	5.14	0.07
0:55	5.17	0.07
1:00	6.48	0.09
1:05	6.50	0.09
1:10	6.52	0.09
1:15	14.17	0.20
1:20	14.15	0.20
1:25	14.12	0.20
1:30	14.45	0.20
1:35	14.39	0.20
1:40	14.31	0.20
1:45	8.18	0.12
1:50	8.15	0.12
1:55	8.13	0.11
2:00	8.51	0.12
2:05	8.48	0.12
2:10	8.45	0.12
2:15	8.72	0.12
2:20	8.70	0.12
2:25	8.68	0.12
2:30	8.75	0.12
2:35	8.77	0.12
2:40	8.79	0.12
2:45	8.66	0.12
2:50	8.68	0.12
2:55	8.70	0.12
3:00	8.49	0.12

Appendice Report Epanet 2.0

3:05	8.50	0.12
3:10	8.52	0.12
3:15	8.07	0.11
3:20	8.08	0.11
3:25	8.10	0.11
3:30	8.02	0.11
3:35	8.03	0.11
3:40	8.05	0.11
3:45	7.95	0.11
3:50	7.97	0.11
3:55	7.97	0.11
4:00	7.84	0.11
4:05	7.80	0.11
4:10	7.76	0.11
4:15	7.42	0.10
4:20	7.38	0.10
4:25	7.36	0.10
4:30	15.05	0.21
4:35	14.95	0.21
4:40	14.86	0.21
4:45	14.46	0.20
4:50	14.46	0.20
4:55	14.46	0.20
5:00	14.08	0.20
5:05	14.09	0.20
5:10	14.09	0.20
5:15	13.86	0.20
5:20	13.86	0.20
5:25	13.86	0.20
5:30	12.68	0.18
5:35	12.69	0.18
5:40	12.69	0.18
5:45	12.05	0.17
5:50	12.04	0.17
5:55	12.05	0.17
6:00	11.75	0.17
6:05	11.75	0.17
6:10	11.75	0.17
6:15	11.76	0.17
6:20	11.76	0.17
6:25	11.76	0.17
6:30	12.02	0.17
6:35	12.02	0.17
6:40	12.03	0.17
6:45	12.08	0.17
6:50	12.14	0.17
6:55	12.18	0.17
7:00	11.91	0.17
7:05	11.96	0.17
7:10	12.01	0.17

7:15	11.70	0.17
7:20	11.75	0.17
7:25	11.80	0.17
7:30	11.56	0.16
7:35	11.59	0.16
7:40	11.61	0.16
7:45	11.30	0.16
7:50	11.31	0.16
7:55	11.32	0.16
8:00	10.58	0.15
8:05	10.54	0.15
8:10	10.50	0.15
8:15	10.04	0.14
8:20	10.01	0.14
8:25	9.98	0.14
8:30	9.50	0.13
8:35	9.47	0.13
8:40	9.45	0.13
8:45	8.79	0.12
8:50	8.81	0.12
8:55	8.84	0.13
9:00	8.44	0.12
9:05	8.48	0.12
9:10	8.51	0.12
9:15	8.75	0.12
9:20	8.78	0.12
9:25	8.81	0.12
9:30	9.10	0.13
9:35	9.13	0.13
9:40	9.15	0.13
9:45	9.40	0.13
9:50	9.42	0.13
9:55	9.44	0.13
10:00	9.95	0.14
10:05	9.97	0.14
10:10	9.98	0.14
10:15	10.27	0.15
10:20	10.28	0.15
10:25	15.92	0.23
10:30	16.13	0.23
10:35	16.09	0.23
10:40	16.05	0.23
10:45	16.16	0.23
10:50	10.52	0.15
10:55	10.48	0.15
11:00	10.56	0.15
11:05	10.51	0.15
11:10	10.46	0.15
11:15	10.58	0.15
11:20	10.54	0.15

Appendice Report Epanet 2.0

11:25	10.56	0.15
11:30	10.63	0.15
11:35	10.64	0.15
11:40	10.65	0.15
11:45	10.68	0.15
11:50	10.69	0.15
11:55	10.69	0.15
12:00	10.71	0.15
12:05	10.74	0.15
12:10	10.76	0.15
12:15	10.81	0.15
12:20	10.83	0.15
12:25	10.85	0.15
12:30	10.95	0.15
12:35	10.96	0.16
12:40	10.98	0.16
12:45	11.01	0.16
12:50	11.03	0.16
12:55	11.01	0.16
13:00	10.99	0.16
13:05	10.95	0.15
13:10	10.91	0.15
13:15	10.97	0.16
13:20	10.93	0.15
13:25	10.90	0.15
13:30	10.84	0.15
13:35	10.81	0.15
13:40	10.77	0.15
13:45	10.59	0.15
13:50	10.59	0.15
13:55	10.62	0.15
14:00	10.41	0.15
14:05	10.44	0.15
14:10	10.47	0.15
14:15	10.15	0.14
14:20	10.18	0.14
14:25	10.21	0.14
14:30	9.88	0.14
14:35	9.90	0.14
14:40	9.92	0.14
14:45	9.59	0.14
14:50	9.61	0.14
14:55	9.63	0.14
15:00	9.33	0.13
15:05	9.34	0.13
15:10	9.35	0.13
15:15	9.12	0.13
15:20	9.14	0.13
15:25	9.15	0.13
15:30	8.93	0.13

15:35	8.94	0.13
15:40	8.96	0.13
15:45	8.82	0.12
15:50	8.85	0.13
15:55	8.88	0.13
16:00	8.92	0.13
16:05	8.89	0.13
16:10	8.87	0.13
16:15	8.57	0.12
16:20	8.55	0.12
16:25	8.53	0.12
16:30	8.44	0.12
16:35	8.41	0.12
16:40	8.38	0.12
16:45	8.49	0.12
16:50	8.47	0.12
16:55	8.46	0.12
17:00	8.85	0.13
17:05	8.90	0.13
17:10	8.96	0.13
17:15	9.77	0.14
17:20	9.82	0.14
17:25	9.86	0.14
17:30	10.49	0.15
17:35	10.51	0.15
17:40	10.52	0.15
17:45	11.09	0.16
17:50	11.10	0.16
17:55	11.11	0.16
18:00	11.45	0.16
18:05	11.43	0.16
18:10	11.41	0.16
18:15	11.46	0.16
18:20	11.44	0.16
18:25	11.42	0.16
18:30	11.46	0.16
18:35	11.44	0.16
18:40	11.43	0.16
18:45	11.37	0.16
18:50	11.35	0.16
18:55	11.33	0.16
19:00	11.24	0.16
19:05	11.18	0.16
19:10	11.13	0.16
19:15	11.07	0.16
19:20	11.03	0.16
19:25	10.99	0.16
19:30	10.80	0.15
19:35	10.76	0.15
19:40	10.73	0.15

Appendice Report Epanet 2.0

19:45	10.75	0.15
19:50	10.73	0.15
19:55	10.73	0.15
20:00	10.64	0.15
20:05	10.67	0.15
20:10	10.70	0.15
20:15	10.20	0.14
20:20	10.24	0.14
20:25	10.26	0.15
20:30	9.87	0.14
20:35	9.90	0.14
20:40	9.93	0.14
20:45	9.45	0.13
20:50	9.49	0.13
20:55	9.52	0.13
21:00	-0.39	0.01
21:05	-0.32	0.00
21:10	-0.25	0.00
21:15	-0.27	0.00
21:20	7.39	0.10
21:25	7.40	0.10
21:30	7.11	0.10
21:35	7.12	0.10
21:40	7.13	0.10
21:45	7.61	0.11
21:50	7.62	0.11
21:55	7.62	0.11
22:00	9.05	0.13
22:05	9.05	0.13
22:10	9.05	0.13
22:15	9.57	0.14
22:20	9.56	0.14
22:25	9.55	0.14
22:30	10.02	0.14
22:35	10.01	0.14
22:40	10.00	0.14
22:45	10.53	0.15
22:50	10.51	0.15
22:55	10.50	0.15
23:00	10.92	0.15
23:05	10.91	0.15
23:10	10.91	0.15
23:15	11.41	0.16
23:20	11.40	0.16
23:25	11.39	0.16
23:30	11.98	0.17
23:35	11.97	0.17
23:40	11.96	0.17
23:45	12.53	0.18
23:50	12.51	0.18

23:55	12.50	0.18
24:00	11.44	0.16

Modello Numerico		
Time Series Table - Link 9312589		
Time	Flow	Velocity
Hours	LPS	m/s
0:00	-30.57	0.16
0:05	-30.50	0.16
0:10	-30.44	0.16
0:15	-20.48	0.10
0:20	-20.48	0.10
0:25	-20.47	0.10
0:30	-33.09	0.17
0:35	-33.21	0.17
0:40	-33.33	0.17
0:45	-34.40	0.18
0:50	-34.56	0.18
0:55	-34.72	0.18
1:00	-42.92	0.22
1:05	-43.03	0.22
1:10	-43.13	0.22
1:15	-91.23	0.46
1:20	-91.08	0.46
1:25	-90.88	0.46
1:30	-92.85	0.47
1:35	-92.49	0.47
1:40	-92.02	0.47
1:45	-53.31	0.27
1:50	-53.15	0.27
1:55	-52.99	0.27
2:00	-55.33	0.28
2:05	-55.14	0.28
2:10	-54.96	0.28
2:15	-56.57	0.29
2:20	-56.50	0.29
2:25	-56.39	0.29
2:30	-56.81	0.29
2:35	-56.93	0.29

Appendice Report Epanet 2.0

2:40	-57.05	0.29
2:45	-56.21	0.29
2:50	-56.33	0.29
2:55	-56.45	0.29
3:00	-55.13	0.28
3:05	-55.25	0.28
3:10	-55.36	0.28
3:15	-52.51	0.27
3:20	-52.62	0.27
3:25	-52.74	0.27
3:30	-52.20	0.27
3:35	-52.31	0.27
3:40	-52.41	0.27
3:45	-51.77	0.26
3:50	-51.88	0.26
3:55	-51.91	0.26
4:00	-51.09	0.26
4:05	-50.83	0.26
4:10	-50.60	0.26
4:15	-48.49	0.25
4:20	-48.28	0.25
4:25	-48.14	0.25
4:30	-96.68	0.49
4:35	-96.09	0.49
4:40	-95.51	0.49
4:45	-93.11	0.47
4:50	-93.09	0.47
4:55	-93.10	0.47
5:00	-90.84	0.46
5:05	-90.87	0.46
5:10	-90.88	0.46
5:15	-89.51	0.46
5:20	-89.51	0.46
5:25	-89.51	0.46
5:30	-82.23	0.42
5:35	-82.23	0.42
5:40	-82.24	0.42
5:45	-78.30	0.40
5:50	-78.25	0.40
5:55	-78.28	0.40
6:00	-76.48	0.39
6:05	-76.48	0.39
6:10	-76.48	0.39
6:15	-76.62	0.39
6:20	-76.62	0.39
6:25	-76.63	0.39
6:30	-78.42	0.40
6:35	-78.43	0.40
6:40	-78.44	0.40
6:45	-78.95	0.40

6:50	-79.26	0.40
6:55	-79.56	0.41
7:00	-77.98	0.40
7:05	-78.29	0.40
7:10	-78.59	0.40
7:15	-76.75	0.39
7:20	-77.06	0.39
7:25	-77.37	0.39
7:30	-76.00	0.39
7:35	-76.17	0.39
7:40	-76.32	0.39
7:45	-74.49	0.38
7:50	-74.50	0.38
7:55	-74.56	0.38
8:00	-70.03	0.36
8:05	-69.79	0.36
8:10	-69.56	0.35
8:15	-66.80	0.34
8:20	-66.60	0.34
8:25	-66.41	0.34
8:30	-63.45	0.32
8:35	-63.30	0.32
8:40	-63.15	0.32
8:45	-59.05	0.30
8:50	-59.23	0.30
8:55	-59.42	0.30
9:00	-56.94	0.29
9:05	-57.14	0.29
9:10	-57.33	0.29
9:15	-58.90	0.30
9:20	-59.07	0.30
9:25	-59.23	0.30
9:30	-61.07	0.31
9:35	-61.21	0.31
9:40	-61.34	0.31
9:45	-62.88	0.32
9:50	-62.99	0.32
9:55	-63.09	0.32
10:00	-66.28	0.34
10:05	-66.35	0.34
10:10	-66.42	0.34
10:15	-68.20	0.35
10:20	-68.25	0.35
10:25	-103.74	0.53
10:30	-105.02	0.53
10:35	-104.78	0.53
10:40	-104.54	0.53
10:45	-105.14	0.54
10:50	-69.63	0.35
10:55	-69.35	0.35

Appendice Report Epanet 2.0

11:00	-69.80	0.36
11:05	-69.49	0.35
11:10	-69.19	0.35
11:15	-69.91	0.36
11:20	-69.69	0.35
11:25	-69.77	0.36
11:30	-70.19	0.36
11:35	-70.27	0.36
11:40	-70.33	0.36
11:45	-70.54	0.36
11:50	-70.58	0.36
11:55	-70.62	0.36
12:00	-70.75	0.36
12:05	-70.88	0.36
12:10	-71.01	0.36
12:15	-71.34	0.36
12:20	-71.46	0.36
12:25	-71.57	0.36
12:30	-72.21	0.37
12:35	-72.31	0.37
12:40	-72.40	0.37
12:45	-72.62	0.37
12:50	-72.71	0.37
12:55	-72.60	0.37
13:00	-72.47	0.37
13:05	-72.21	0.37
13:10	-71.95	0.37
13:15	-72.39	0.37
13:20	-72.15	0.37
13:25	-71.91	0.37
13:30	-71.58	0.36
13:35	-71.36	0.36
13:40	-71.14	0.36
13:45	-70.03	0.36
13:50	-70.04	0.36
13:55	-70.21	0.36
14:00	-68.95	0.35
14:05	-69.13	0.35
14:10	-69.30	0.35
14:15	-67.36	0.34
14:20	-67.55	0.34
14:25	-67.74	0.34
14:30	-65.71	0.33
14:35	-65.81	0.34
14:40	-65.91	0.34
14:45	-63.92	0.33
14:50	-64.03	0.33
14:55	-64.13	0.33
15:00	-62.28	0.32
15:05	-62.33	0.32

15:10	-62.38	0.32
15:15	-60.98	0.31
15:20	-61.08	0.31
15:25	-61.19	0.31
15:30	-59.79	0.30
15:35	-59.89	0.31
15:40	-59.99	0.31
15:45	-59.08	0.30
15:50	-59.28	0.30
15:55	-59.47	0.30
16:00	-59.74	0.30
16:05	-59.57	0.30
16:10	-59.41	0.30
16:15	-57.57	0.29
16:20	-57.43	0.29
16:25	-57.29	0.29
16:30	-56.72	0.29
16:35	-56.53	0.29
16:40	-56.34	0.29
16:45	-56.97	0.29
16:50	-56.85	0.29
16:55	-56.80	0.29
17:00	-59.18	0.30
17:05	-59.53	0.30
17:10	-59.86	0.30
17:15	-64.89	0.33
17:20	-65.15	0.33
17:25	-65.40	0.33
17:30	-69.31	0.35
17:35	-69.40	0.35
17:40	-69.48	0.35
17:45	-72.99	0.37
17:50	-73.05	0.37
17:55	-73.11	0.37
18:00	-75.16	0.38
18:05	-75.05	0.38
18:10	-74.94	0.38
18:15	-75.23	0.38
18:20	-75.12	0.38
18:25	-75.02	0.38
18:30	-75.29	0.38
18:35	-75.19	0.38
18:40	-75.10	0.38
18:45	-74.75	0.38
18:50	-74.65	0.38
18:55	-74.55	0.38
19:00	-73.98	0.38
19:05	-73.65	0.38
19:10	-73.32	0.37
19:15	-73.00	0.37

Appendice Report Epanet 2.0

19:20	-72.75	0.37
19:25	-72.50	0.37
19:30	-71.36	0.36
19:35	-71.14	0.36
19:40	-70.92	0.36
19:45	-71.09	0.36
19:50	-70.99	0.36
19:55	-70.97	0.36
20:00	-70.50	0.36
20:05	-70.68	0.36
20:10	-70.85	0.36
20:15	-67.81	0.35
20:20	-68.00	0.35
20:25	-68.18	0.35
20:30	-65.77	0.33
20:35	-65.96	0.34
20:40	-66.15	0.34
20:45	-63.19	0.32
20:50	-63.38	0.32
20:55	-63.58	0.32
21:00	-2.71	0.03
21:05	-3.08	0.03
21:10	-3.42	0.03
21:15	-3.28	0.03
21:20	-50.13	0.26
21:25	-50.19	0.26
21:30	-48.29	0.25
21:35	-48.36	0.25
21:40	-48.42	0.25
21:45	-51.33	0.26
21:50	-51.37	0.26
21:55	-51.40	0.26
22:00	-60.27	0.31
22:05	-60.25	0.31
22:10	-60.23	0.31
22:15	-63.38	0.32
22:20	-63.31	0.32
22:25	-63.24	0.32
22:30	-66.08	0.34
22:35	-66.04	0.34
22:40	-65.99	0.34
22:45	-69.15	0.35
22:50	-69.09	0.35
22:55	-69.02	0.35
23:00	-71.51	0.36
23:05	-71.48	0.36
23:10	-71.46	0.36
23:15	-74.45	0.38
23:20	-74.41	0.38
23:25	-74.36	0.38

23:30	-77.92	0.40
23:35	-77.85	0.40
23:40	-77.77	0.40
23:45	-81.20	0.41
23:50	-81.10	0.41
23:55	-81.00	0.41
24:00	-74.56	0.38