

ALMA MATER STUDIORUM
UNIVERSITA' DEGLI STUDI DI BOLOGNA

FACOLTA' DI INGEGNERIA
Corso di Laurea Specialistica in Ingegneria Civile
*Tesi di Laurea in Costruzioni Idrauliche e
Protezione Idraulica del Territorio LS*

ANALISI E VERIFICA IDRAULICA DI
UN ACQUEDOTTO A GRAVITA'
NEL DISTRETTO DI NYERI, KENYA

Laureanda

FRANCESCA MONTANARI

Relatore

Chiar.mo Prof. Ing. ARMANDO BRATH

Correlatori

Prof. Ing. ELENA TOTH

Dott. Ing. LUCIA COSTA

Dott. Ing. ROBERTO ZANZUCCHI

Anno Accademico 2007/08

Sessione III

Indice

	pag.
Capitolo 1 La crisi idrica nei paesi in via di sviluppo	1
1.2 La progettazione in paesi in via di sviluppo	3
1.1 Richiesta idrica	5
Bibliografia e sitologia del capitolo 1	9
Capitolo 2 Il <i>Kiahia-Karurumo Water Project</i>	11
2.1 Inquadramento generale: il Kenya	11
2.2 La storia del progetto	17
2.2.1 Situazione precedente all'intervento del CEFA	17
2.2.2 Descrizione e fasi	20
2.3 L'acquedotto	23
2.3.1 Adduzione	24
2.3.2 Serbatoio centrale	27
2.3.2 Distribuzione	28
2.3.3 Prelievo	31
2.4 Scenari di simulazione	36
Bibliografia e sitologia del capitolo 2	37
Capitolo 3 I programmi di simulazione: InfoWorks WS ed EPANET	39
3.1 InfoWorks WS	39
3.1.1 Gli elementi della rete	41
3.1.2 Altri input	43
3.1.3 Le equazioni utilizzate	44
3.1.4 Il metodo risolutivo	46

3.1.5	I risultati	48
3.2	EPANET	48
3.2.1	Gli elementi della rete	49
3.2.2	Altri input	50
3.2.3	Le equazioni utilizzate	51
3.2.4	Il metodo risolutivo	52
3.2.5	I risultati	54
	Bibliografia e sitologia del capitolo 3	56
 Capitolo 4 Inserimento dei dati nei modelli		57
4.1	Implementazione in InfoWorks WS	58
4.1.1	I nodi	58
4.1.2	I collegamenti	71
4.1.3	Il prelievo	74
4.1.4	Altri parametri	74
4.2	Esportazione dei dati a EPANET	74
4.2.1	I nodi	74
4.2.2	I collegamenti	75
4.2.3	Il prelievo	78
4.2.4	Altri parametri	78
	Bibliografia e sitologia del capitolo 4	79
 Capitolo 5 Simulazioni		81
5.1	Parametri di analisi	82
5.1.1	Variazioni di livello nel serbatoio centrale e nel BPT	82
5.1.2	Pressioni massime: definizione delle criticità e normativa di riferimento	82
5.1.3	Pressioni minime	84
5.2	Scenario attuale	85
5.2.1	Consumi massimi	86
5.2.2	Consumi minimi	93

5.3	Scenario a regime	97
5.3.1	Consumi massimi	98
5.3.2	Consumi minimi	103
5.4	Confronto fra i simulatori	108
	Bibliografia e sitologia del capitolo 5	111
Capitolo 6 Conclusioni		113
6.1	Criticità dell'impianto	113
6.2	Raccomandazioni	114
Appendici		117
	II CEFA	117
	Dati inseriti nei modelli (ottenuti con InfoWorks WS)	122

Capitolo 1

La crisi idrica nei paesi in via di sviluppo

Cosa s'intende con "crisi idrica"? Per ingegneri, scienziati e politici che usano regolarmente questa espressione a supporto di piani per una migliore conservazione e gestione delle risorse d'acqua, il termine crisi afferma che la crescente richiesta d'acqua per l'industria, la produzione di cibo, di energia, per l'igiene e di acqua potabile da bere rischia di superare le riserve rinnovabili disponibili e di danneggiare gli ecosistemi naturali.

Il problema, di natura globale, è ovviamente più sentito nei paesi in cui l'acqua rappresenta un bene di lusso, ovvero i cosiddetti paesi in via di sviluppo. In tutto il mondo, oltre 2.5 miliardi di persone non hanno accesso ai cosiddetti "improved water supply and sanitation", le fonti idriche migliorate, di cui è riportato un elenco in fig.1.1: comprendono sostanzialmente acquedotti e fognature pubbliche eventualmente con collegamenti domestici agli uni e alle altre, sorgenti e serbatoi protetti, cisterne per la raccolta delle acque piovane, ecc...

The following technologies were included in the assessment as representing "improved" water supply and sanitation:

Water supply	Sanitation
Household connection	Connection to a public sewer
Public standpipe	Connection to septic system
Borehole	Pour-flush latrine
Protected dug well	Simple pit latrine
Protected spring	Ventilated improved pit latrine
Rainwater collection	

The following technologies were considered "not improved":

Water supply	Sanitation
Unprotected well	Service or bucket latrines
Unprotected spring	(where excreta are manually removed)
Vendor-provided water	
Bottled water ²	Public latrines
Tanker truck-provided water	Latrines with an open pit

fig.1.1_ Improved and not improved water supply and sanitation (fonte [4])

La crisi idrica è legata a tre aspetti fondamentali:

- quantità
- reperibilità
- qualità

La reperibilità della risorsa, nei paesi in via di sviluppo dove le sorgenti d'acqua sono spesso lontanissime, fa sorgere un problema di genere, in quanto sono esclusivamente le donne e le ragazze che si occupano del trasporto di ogni litro di acqua che le famiglie usano per bere, cucinare, lavarsi, coltivare. Questo pesante compito toglie alle madri tempo ed energia da utilizzare in lavori di casa e cura dei figli, e alle ragazze impedisce di andare a scuola, contribuendo a peggiorare la condizione della donna nella società.

Per quanto riguarda la qualità, va detto che, anche quando siano presenti fonti vicine, essa non sempre è adatta agli usi umani. Molte malattie debilitanti o addirittura letali si diffondono a causa della contaminazione delle risorse idriche, dovuta a contatto con feci umane contenenti virus, batteri e parassiti.

La soluzione al problema idrico è molto complessa. La sola costruzione di infrastrutture di approvvigionamento non può risolverlo, in quanto parliamo di paesi in cui mancano l'attenzione all'igiene, servizi igienici e fognature: occorre integrare le opere idrauliche di approvvigionamento con campagne di promozione di comportamenti "sani" e igienici e programmare la realizzazione di opere di smaltimento dei reflui urbani.

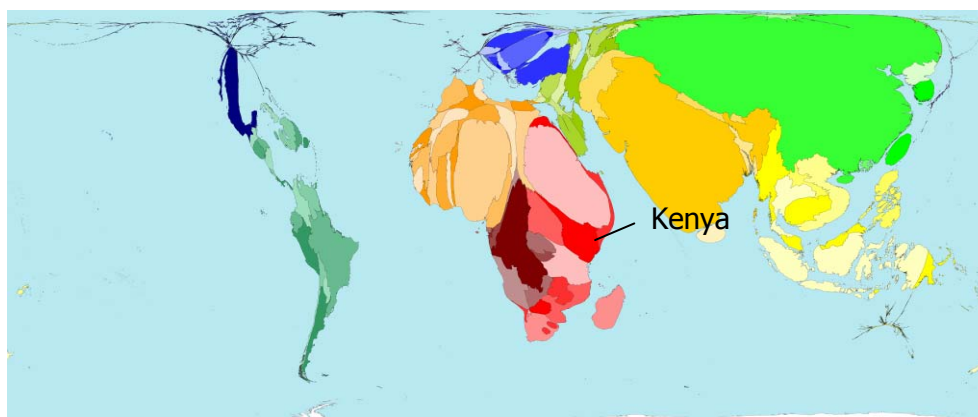


fig.1.2_ L'estensione degli stati è proporzionale al n° di persone senza accesso sicuro ad acqua potabile (fonte [2])

1.2 La progettazione in paesi in via di sviluppo

Esistono procedure di dimostrata efficacia che è bene tenere presente nella progettazione sia di opere di approvvigionamento sia di fognature in paesi in via di sviluppo:

- **trarre vantaggio dall'esperienza passata.** Sono disponibili eccellenti e dettagliati manuali contenenti linee guida per lo sviluppo di opere di approvvigionamento e fognature; in molti casi essi sono disponibili via internet.
- **concentrarsi sulla formazione della componente umana** del progetto. Perché un progetto venga bene accolto e sostenuto dalle comunità locali è fondamentale che esse ne percepiscano il bisogno. Uno dei mezzi per ottenere il loro consenso è la condivisione dei costi che può essere intesa direttamente in termini economici oppure come prestazione di manodopera (ad esempio nella costruzione o nella manutenzione degli impianti stessi, nel reperimento di materiali, ecc...)
- **campagne di informazione** sulle norme igieniche basilari devono accompagnare lo sviluppo di infrastrutture. E' dimostrato che i progetti di approvvigionamento e fognature che non riescono a correggere i comportamenti individuali in relazione alle norme igieniche ottengono ben pochi risultati nel miglioramento della salute pubblica. Nell'importare nuove norme igieniche, bisogna però rispettare le credenze e le abitudini locali: possono essere necessari anni, prima che la popolazione si adatti completamente ai cambiamenti.
- **utilizzare un approccio partecipativo**, anche nella scelta delle tecnologie da adottare, coinvolge attivamente le comunità in tutti gli stadi del progetto, a partire dalla programmazione e lo sviluppo dei sistemi di manutenzione, alla scelta delle tariffe, alla costruzione ed eventuale futuro gestione indipendente delle infrastrutture. E' molto importante permettere alle famiglie e comunità di scegliere le tecnologie che ritengono più appropriate, invece di iniziare un progetto con tecnologie già determinate.

- **utilizzare una forma di condivisione dei costi per minimizzare i sussidi.** Quando le famiglie possono partecipare al costo delle infrastrutture nasce, come accennato, un senso di responsabilità e di appartenenza al progetto che può ridurre il costo complessivo e aumentare il consenso verso il progetto.
- progettare appoggiandosi su **organizzazioni già esistenti** nelle comunità, invece di crearne delle nuove.
- **realizzare un progetto che sia auto-sostenibile economicamente.** Generalmente bisogna trovare dei meccanismi di copertura dei costi come ad esempio tariffe e tasse che permettano di sostenere la manutenzione e l'assunzione di lavoratori fissi.
- **includere nel progetto operazioni di sostegno** e appoggio dell'opera. Spesso è proprio la mancanza di un'assicurazione a sancire il fallimento di progetti di questo genere.

Per quanto riguarda i soli progetti di approvvigionamento idrico è bene tener presente altri tipi di accorgimenti:

- **calcolare la disponibilità di risorsa** facendo riferimento anche all'uso di acqua proveniente da altre zone e di approvvigionamenti nelle vicinanze, in modo da evitare l'esaurimento delle risorse o comunque di influenzare negativamente gli ecosistemi acquatici o le comunità a valle.
- **progettare miglioramenti in scala appropriata**, ad esempio stimando l'acqua necessaria agli usi attuali e previsti in rapporto alle effettive risorse disponibili, effettuando misure delle quantità reperibile (con rilevamento delle variazioni stagionali), raccogliendo dati sulla popolazione e sul suo tasso di crescita, e confrontando i risultati con altri facenti riferimento a progetti simili.
- **valutare la qualità dell'acqua**, per determinare se effettivamente sia sicura da bere e disporre linee guida per l'accertamento di eventuali degradazioni future; in

particolare, se non fosse possibile realizzare analisi chimico-fisiche complete, almeno prevedere quelle per la presenza di coliformi fecali e arsenico.

- **prevedere analisi periodiche**, in quanto purtroppo la contaminazione dell'acqua è un fenomeno piuttosto comune, vista la mancata applicazione delle basilari norme igieniche.

1.1 Richiesta idrica

Come si può calcolare la richiesta di acqua in contesti di questo genere? La dotazione idrica pro capite va determinata in base a vari fattori. In media il corpo umano ha bisogno di 3-10 litri di acqua al giorno, per il normale funzionamento; parte di questa acqua va considerata per la preparazione del cibo.

I fattori principali che influenzano la dotazione idrica sono:

- costumi locali
- condizioni socio-economiche
- comportamenti inerenti l'igiene personale
- usi produttivi

La richiesta di acqua delle comunità dipende dal clima, dagli standard di vita, dalla reperibilità della risorsa e dall'approvvigionamento.

	Consumi	
	valori medi litri/(persona · giorno)	intervallo di valori litri/(persona · giorno)
Punto di approvvigionamento comune (es. fontana del villaggio, serbatoio)		
a grande distanza (> 1000 m)	7	5-10
a media distanza (500-1000 m)	12	10-15

a breve distanza (< 250 m)		
fontana del villaggio	30	20-50
serbatoio	40	20-80
Connessione privata		
rubinetto in cortile	40	20-80
singolo rubinetto in casa	50	30-60
vari rubinetti in casa	150	70-250

tab. 1.1_ Consumi d'acqua procapite in funzione del tipo di approvvigionamento (fonte [1])

Le connessioni domestiche garantiscono un livello di servizio migliore di un rubinetto in cortile, ma questa connessione generalmente è preferita ad un punto di approvvigionamento comune come una fontana o un serbatoio di accumulo. Nella scelta del tipo di servizio, gioca un ruolo fondamentale l'aspetto finanziario, così come la dimensione della comunità, le condizioni geografiche e la reperibilità dell'acqua.

Per calcolare il numero delle connessioni domestiche, spesso è più facile realizzare un'indagine per immagini aeree piuttosto che un censimento porta a porta. La richiesta d'acqua per famiglia va calcolata usando una famiglia di dimensioni medie (come si vedrà in seguito, nel caso in esame corrisponde a 7 componenti).

Come prima stima, l'approvvigionamento idrico per una piccola comunità dovrebbe garantire 0.3 l/s per un migliaio di persone quando l'acqua sia distribuita prevalentemente attraverso serbatoi pubblici (circa 25 litri/persona al giorno) e 1.5 l/s per un migliaio di persone quando predomini la distribuzione con connessioni private (circa 130 litri/persona al giorno).

La seguente tabella riassume i dati relativi all'uso dell'acqua in paesi in via di sviluppo. Queste stime dovrebbero essere usate per un dimensionamento preliminare o comunque servire solo come linee guida per la progettazione: non c'è niente di più efficace della conoscenza locale, necessaria per adottare le soluzioni definitive, soprattutto le per piccole comunità.

Categoria	Consumi
Scuole e servizi	
scuole	15-30 litri/(studente · giorno)
collegi	90-140 litri/(studente · giorno)
ospedali (con lavanderia)	220-300 litri/(letto · giorno)
alberghi	80-120 litri/(cliente · giorno)
ristoranti	65-90 litri/(posto · giorno)
cinema, sale concerti	10-15 litri/(posto · giorno)
uffici	25-40 litri/(persona · giorno)
stazioni dei treni e autobus	15-20 litri/(passeggero · giorno)
Allevamento	
mucche	25-45 litri/(capo di bestiame · giorno)
cavalli e muli	20-35 litri/(capo di bestiame · giorno)
pecore	15-25 litri/(capo di bestiame · giorno)
maiali	10-15 litri/(capo di bestiame · giorno)
polli	15-25 litri/(capo di bestiame · giorno)

tab. 1.2._Consumi di acqua in funzione della categoria d'uso (fonte [1])

Ovviamente occorre giungere a dei compromessi, quando i bisogni di una comunità si scontrano con i bisogni della coltivazione *organizzata*. In generale i consumi idropotabili sono prioritari, ma anche l'uso produttivo è importante, in quanto crea le basi economiche per il pagamento dell'acqua. In aree con scarsità di acqua *buona*, le risorse alternative dovrebbero essere sfruttate per gli usi diversi da quello potabile, ad esempio quelli produttivi, che non richiedono standard di qualità elevati.

E' importante poi ricordare che nel calcolo dell'effettiva richiesta idrica va considerata l'acqua *persa* per danni all'impianto o allacciamenti illeciti. In paesi in via di sviluppo, l'entità delle perdite può raggiungere il 50-60% della normale produzione.

Spesso è difficile fare previsioni sulla futura richiesta di acqua, soprattutto in paesi in via di sviluppo, in cui i consumi domestici ed economici aumentano costantemente. Le attività economiche richiedono acqua e le persone con uno standard di vita in miglioramento cercano livelli di servizio sempre maggiori.

I criteri di progetto devono tenere in considerazione questi aspetti per evitare che le opere di approvvigionamento diventino insufficienti nel giro di pochi anni dalla costruzione. L'adeguamento di un sistema esistente normalmente è più oneroso della costruzione da zero di un impianto più grande; d'altra parte però, un sovradimensionamento dovuto a sovrastima della popolazione e dei consumi fa diventare l'opera troppo costosa per le persone che vi siano già connesse. E' quindi necessario, in fase progettuale, fare attente analisi per la corretta determinazione della richiesta idrica. In fase di verifica, invece, può essere interessante stimare i margini di corretto funzionamento dell'impianto, ovvero i massimi valori di portata che può assicurare un acquedotto che funziona a gravità.

Se il servizio al momento disponibile è inadeguato alla richiesta idrica, occorre considerare nuove fonti che possono però significare un aumento nel costo di produzione dell'acqua. Una corretta gestione della richiesta di acqua è un importante strumento per evitare di ricorrere a nuove fonti costose; questo approccio va allargato a tutte le diverse forme di consumo.

Gli schemi progettuali devono quindi prevedere future connessioni, la crescita della popolazione e il miglioramento dello standard di vita degli utenti. Il progetto deve essere basato sul tempo di vita utile dell'opera, quindi 10 anni per le prese d'acqua e 25 per la rete di distribuzione. Per il calcolo della popolazione, si possono usare i fattori moltiplicativi riportati in tabella 1.3.

Vita utile opera (anni)	Fattore di crescita annua			
	2%	3%	4%	5%
10	1.22	1.34	1.48	1.63
15	1.35	1.56	1.80	2.08
20	1.49	1.81	2.19	2.65
25	1.64	2.09	2.67	3.39

tab. 1.3_Fattori moltiplicativi della popolazione in funzione di vita utile dell'opera e tasso di crescita (fonte: [1])

Bibliografia e sitologia del capitolo 1

- [1] Autori vari. *Small Community Water Supplies: Technology, People and Partnership*. IRC Technical Paper Series 40. IRC, International Water and Sanitation Center, 2002.

- [2] Sito di World Mapper, <http://www.worldmapper.org/>

- [3] Guy Howard, Jamie Bartram. *Domestic Water Quantity, Service Level and Health*. WHO, World Health Organization, 2003 reperibile all'indirizzo www.who.int/water_sanitation_health/diseases/WSH03.02.pdf

- [4] Sito della ENCAP, *Environmentally sound design and management CAPacity buildings for partners and programs in Africa*, <http://www.encapafrika.org/>, in particolare alla voce Water Supply and Sanitation all'indirizzo <http://www.encapafrika.org/EGSSAA/watsan.pdf>, 2007.

- [5] Manuale sulla progettazione e gestione di approvvigionamenti idrici e fognature della DFID, *United Kingdom Department for International Development* <http://www.lboro.ac.uk/well/resources/Publications/guidance-manual/guidance-manual.htm%20>, 1998

Capitolo 2

II *Kiahia-Karurumo Water Project*

In questa tesi è stato analizzato l'acquedotto di Kiahia-Karurumo, collocato nell'area di Karurumo Sub, in località Ngorano, divisione di Mathira nel distretto di Nyeri in Kenya; l'impianto convoglia acqua a gravità dal vicino fiume Sagana al villaggio di Kiahia.

Il progetto è attualmente in gestione al CEFA (Comitato Europeo per la Formazione e l'Agricoltura), che ha fornito i dati ed il supporto necessario alla realizzazione di questo lavoro. Nell'appendice in fondo alla tesi è riportata una descrizione dell'associazione e delle attività di cui si occupa.

Il fine dell'analisi è quello di determinare eventuali problemi nella rete quali sovrappressioni, svuotamento del serbatoio e carichi insufficienti per il prelievo. Per simulare l'acquedotto occorre costruire un modello schematico da sottoporre a verifica mediante programmi di calcolo idraulico che verranno illustrati nel capitolo 3. Sono state realizzate simulazioni per due diversi scenari: il primo corrisponde alla situazione attuale di parziale allaccio di tutte le utenze, mentre il secondo prevede l'inserimento di tutti gli utenti previsti originariamente nel progetto.

2.1 Inquadramento generale: il Kenya

Il Kenya è una Repubblica dell'Africa Orientale, confinante a nord con Etiopia e Sudan, a sud con la Tanzania, a ovest con l'Uganda, A nord-est con la Somalia e ad est con l'oceano Indiano. Nairobi ne è la capitale ed è la città più grande.



fig.2.1_ Una cartina del Kenya e, in evidenza, la collocazione dell'acquedotto di Kiahia-Karurumo

Seguono alcuni dati relativi al paese, ricavati dal sito della *World Health Organization* www.who.int/whosis/en/index.html.

Statistiche

- Popolazione: 36,553,000
- PIL procapite (teoria della parità dei poteri d'acquisto \$): 1470
- Aspettativa di vita alla nascita m/f (anni): 52/55

- Aspettativa di vita in buona salute alla nascita m/f (anni, 2003): 44/45
- Probabilità di decesso sotto i 5 anni (per 1 000 nati vivi): 121
- Probabilità di decesso fra i 15 e i 60 anni m/f (per 1 000 persone): 432/404
- Spesa complessiva in salute pro capite (Intl \$, 2005): 95
- Spesa complessiva in salute espressa in % del PIL (2005): 4.5

Il Kenya è una ex colonia britannica, indipendente dal 1963. Dopo un lungo periodo di quiete durante la presidenza di Kenyatta, il paese venne sottoposto ad un regime autoritario di Daniel Arap Moi. Nel 1990, le infrastrutture del Kenya iniziarono a disgregarsi, contribuendo al ritiro di gran parte degli aiuti stranieri. Nel 2002 è stato eletto il terzo presidente della storia del paese, nonché primo non appartenente al partito della KANU, Mwai Kibaki, che è stato rieletto il 30 dicembre 2007.

L'economia keniota si basa principalmente sull'agricoltura, che rappresenta il 24% del PIL. La produzione agricola risponde sia ai bisogni alimentari interni sia alla domanda estera. La struttura economica presenta forti differenze tra le regioni: quelle orientali e nord orientali sono aride o semi-aride e scarsamente popolate, a differenza delle regioni centrali ed occidentali che sono più fertili e nelle quali si concentra la produzione agricola. La produzione industriale, invece, è concentrata nei grandi centri urbani di Nairobi, Mombasa e Kisumu. Il settore manifatturiero è dominato dal processo di lavorazione degli alimenti, come la macina del grano, la produzione della birra, la lavorazione del latte e dello zucchero. I servizi sono invece dominati dal commercio, dalle comunicazioni e dal turismo (in espansione negli ultimi anni grazie alla sempre crescente attrazione verso le coste del Paese).

Nonostante i disordini politico-sociali ed il rallentamento della crescita economica, sia le esportazioni sia le importazioni sono aumentate nel 2008. Le prime sono state favorite dai maggiori prezzi dei beni derivanti dai raccolti (che compenseranno comunque la minore produzione di the), mentre le seconde sono state sospinte dai più alti prezzi petroliferi, malgrado il lieve calo degli ultimi mesi. Tale andamento porterà ad un ampliamento del deficit commerciale, mentre il surplus invisibile non commerciale con ogni probabilità tenderà a diminuire a causa delle difficoltà del settore turistico. Di conseguenza, si attesta un deficit delle partite correnti in aumento al 5,5% del PIL nel 2008. La crescita dell'export si attende in rallentamento nel 2009, a causa del calo dei

prezzi di diversi beni e delle difficoltà economiche dei mercati dei maggiori Paesi, malgrado la svalutazione dello scellino favorirà la competitività delle merci keniane. Anche l'import registrerà una crescita rallentata, dovuta alla diminuzione dei prezzi internazionali del greggio, portando, di conseguenza, ad un miglioramento del deficit commerciale. Il surplus invisibile si ridurrà anch'esso, in quanto il settore turistico e le entrate derivanti dalle rimesse di denaro subiranno una contrazione dovuta al rallentamento economico globale. Perciò, si prospetta un deficit delle partite correnti in aumento al 6% nel 2009. Per il 2010, le previsioni sono migliori. Le esportazioni saranno favorite da una certa ripresa economica a livello internazionale e da uno Scellino keniano più debole, mentre le importazioni cresceranno in concomitanza con un maggiore incremento del PIL. Una netta ripresa nel comparto turistico è poi prevista, dando un certo slancio agli afflussi dei servizi. Il deficit delle partite correnti dovrebbe registrare un calo al 4,6% del PIL.

Il tasso di iscrizione scolastica è cresciuto significativamente di recente, grazie alla decisione governativa di rendere la scuola primaria gratuita ed obbligatoria ma approssimativamente 1,7 milioni di bambini non frequenta la scuola, soprattutto a causa della povertà, del lavoro minorile e larga parte degli iscritti se ne assenta perché deve lavorare per mantenere gli altri bambini orfani. Circa un quarto dei bambini in età scolare ha forme di invalidità, ma solo una piccola percentuale di questi bambini fa parte di una classe che se ne possa prendere cura con un sistema ad hoc.

Il tasso di mortalità infantile è cresciuto negli ultimi anni. L'infanzia in Kenya vive una situazione molto complessa. L'assistenza nei parti e la possibilità di accesso dei bambini a servizi sanitari sono ostacolati dalla scarsità di forniture, medicine e di personale equipaggiato e formato. In molte comunità, i pazienti devono camminare a lungo per poter raggiungere i centri dove ricevere cure mediche. Più del 10% dei 15 milioni di bambini del Kenya sono orfani. Circa 650.000 di questi hanno perso i genitori a causa dell'HIV/AIDS. Più di un terzo delle donne dai 15 ai 49 anni sono state sottoposte a mutilazioni genitali.

I fiumi del Kenya non sono imponenti; i due principali, il *Tana* e il *Galana*, si gettano nell'oceano Indiano e hanno un regime molto variabile nel corso dell'anno, in funzione dalla frequenza delle precipitazioni piovose. Il lago più vasto del paese è il *Turkana*, dal

momento che solo una piccola porzione del lago *Victoria* appartiene al territorio del Kenya.

Il clima, molto caldo e umido nelle regioni costiere, diventa più mite e asciutto nel cuore del paese in rapporto all'altitudine. Le piogge sono concentrate in due periodi dell'anno: da marzo a maggio le grandi piogge, mentre da ottobre a dicembre le piogge sono intense ma brevi.

Piogge lunghe						Piogge corte					
Raccolto		Semina		Raccolto				Semina			
Gen	Feb	Mar	Apr	Mag	Giu	Lug	Ago	Set	Ott	Nov	Dic

tab. 2.1_Distribuzione delle piogge nel corso dell'anno e rispettive fasi agricole (fonte: [3])

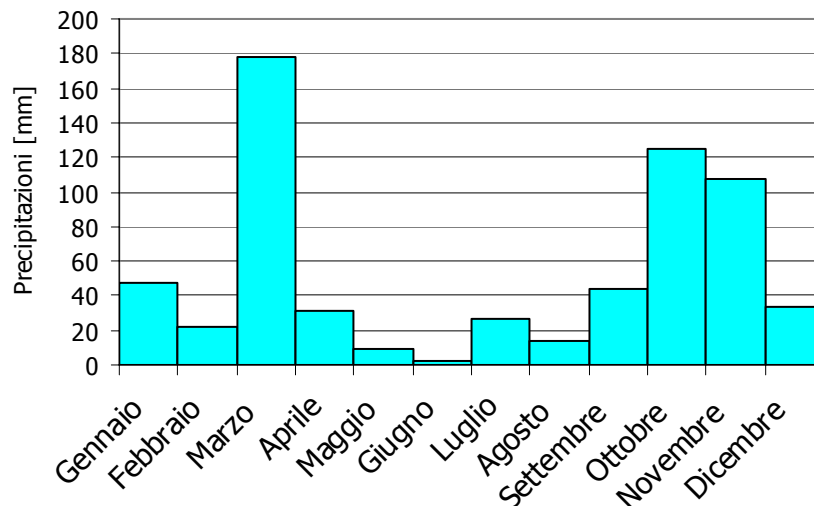


fig.2.2_Precipitazioni mensili misurate nel 2008

alla stazione meteorologica di Mweiga, nel distretto di Nyeri (fonte: [3])

L'ambiente dominante è quello della savana, tutelato da numerosi parchi naturali che coprono circa il 10% del territorio nazionale. Sulle pendici delle montagne e lungo il corso dei fiumi si trovano tracce dell'originaria foresta pluviale; mentre a nord, nelle zone meno piovose, la savana sfuma nel deserto.

Dal sito della WHO, è possibile conoscere i dati di accesso all'acqua della popolazione, che sono riportati in tabella 2.2. *HC* sta per *household connection*, ovvero gli allacciamenti domestici all'acquedotto. Circa il 62% della popolazione ha accesso a fonti idriche migliorate e circa la metà della popolazione usa servizi igienici adeguati.

	anno	popolazione			copertura di approvvigionamento idrico %					
		totale (x1000)	% urbano	% rurale	totale		urbano		rurale	
					totale	HC	totale	HC	totale	HC
Kenya	1990	23430	25	75	45	23	91	59	30	11
	1995	27226	30	70	52	24	88	56	36	11
	2000	30689	36	64	57	27	85	54	42	12
	2004	33467	41	59	61	28	83	52	46	12

tab.2.2_Percentuali di accesso ad acqua potabile sicura per il Kenya (fonte: [4])

I due grafici mostrano proprio questi dati: il trend è negativo in ambito urbano, mentre è positivo in ambito rurale. La spiegazione di questi andamenti va probabilmente ricercata nella tendenza, sviluppatasi soprattutto negli ultimi anni, di "fuggire" dalle zone rurali per spostarsi nei grandi agglomerati urbani.

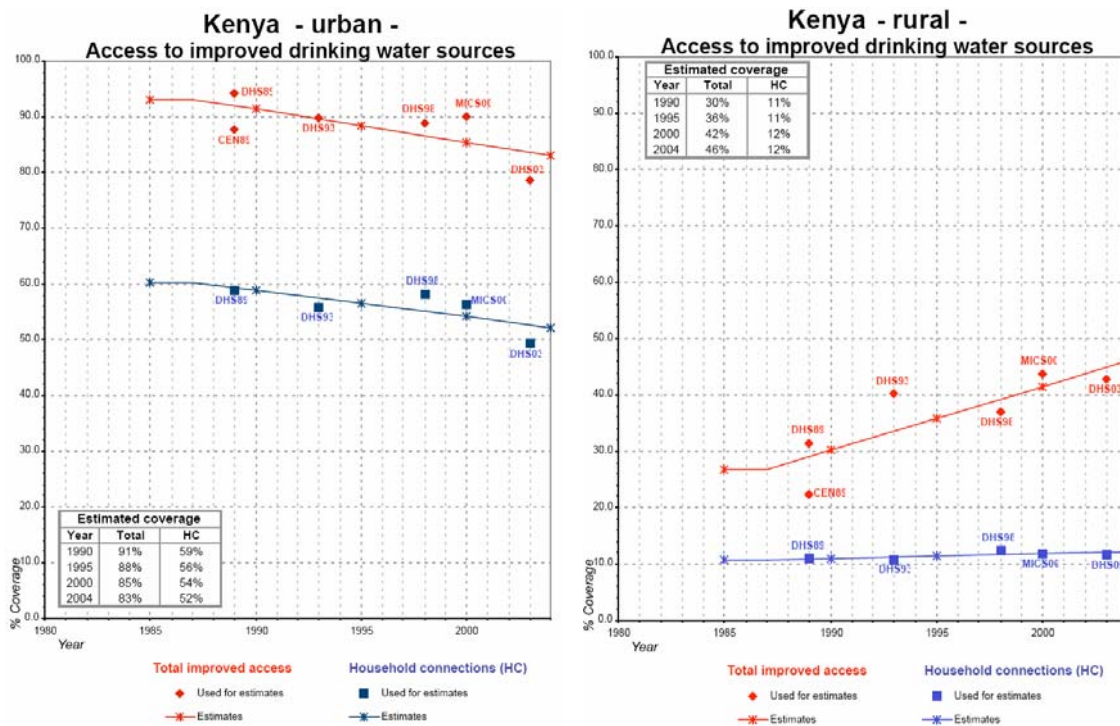


fig.2.3_Accesso a fonti idriche migliorate in Kenya (fonte: [4])

2.2 La storia del progetto

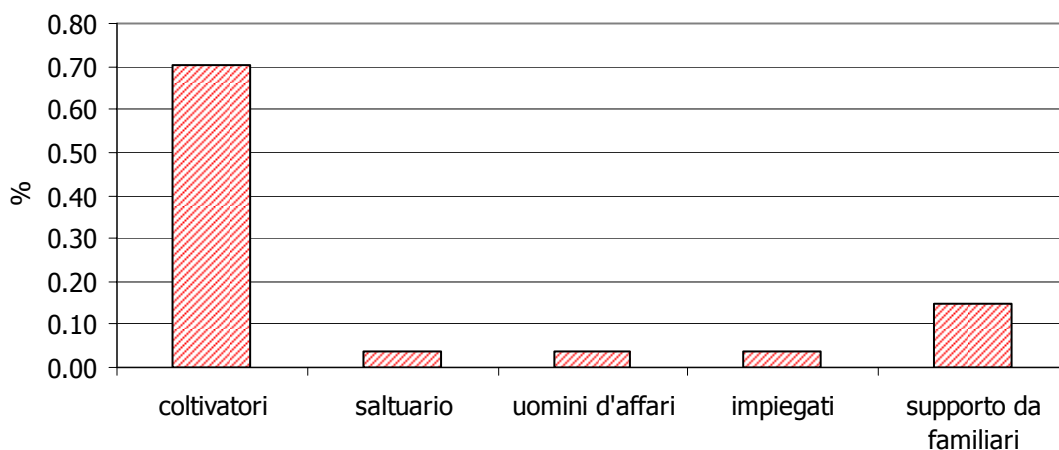
Gli obiettivi generali del *Kiahia-Karurumo Water Project* sono il miglioramento delle condizioni igienico-sanitarie e una maggiore sicurezza alimentare della popolazione di Ngorano (circa 3500 persone), con particolare attenzione a donne e bambini. Si procede all'analisi della situazione precedente all'intervento del CEFA e successivamente alla descrizione dettagliata del progetto attuale.

2.2.1 Situazione precedente all'intervento del CEFA

Nell'ottobre del 2007, all'avvio della gestione del CEFA, sono state realizzate delle interviste su un campione significativo di 27 utenti per valutare l'efficacia dell'opera, i quantitativi procapite di acqua usata, le condizioni della popolazione, il suo coinvolgimento, i desideri e le eventuali future modifiche.

Dati rilevanti sulla popolazione

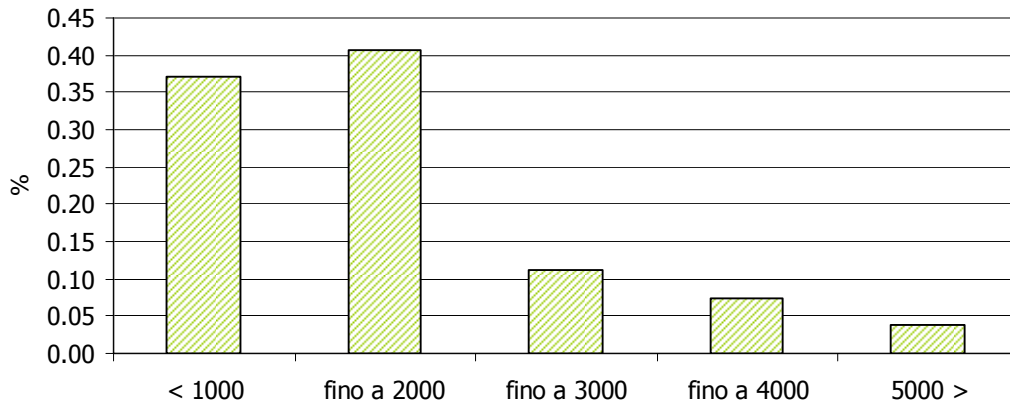
Fonti di reddito



La maggior parte delle persone nell'area del progetto lavora come agricoltore; le coltivazioni più frequenti sono caffè, patate, mais e fagioli. I coltivatori sono costretti a

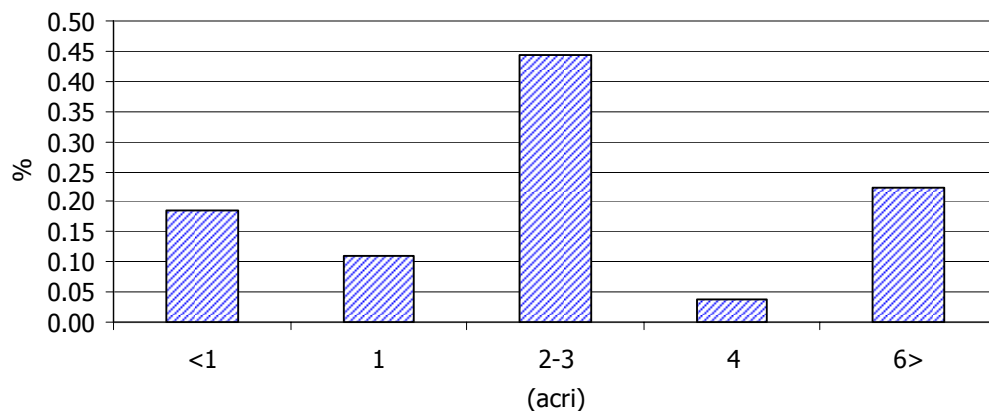
vendere una piccola parte del raccolto per comprare beni di prima necessità come viveri e vestiti e per mandare i figli alle scuole superiori.

Retribuzioni



Gli intervistati con reddito inferiore ai 1000 scellini kenioti sono soprattutto quelli che si affidano alle donazioni per i bambini. In generale lo standard è molto basso, soprattutto perché almeno l'80% dei residenti vive con meno di un dollaro al giorno: si può definire povertà estrema.

Dimensione terre di proprietà



Gli intervistati in possesso dei terreni più grandi sono quelli a che li possiedono da prima del 1962, quando quelle terre vennero assegnate dal futuro leader politico Mr.Ngaara. Anche loro dovranno comunque presto dividere i terreni in porzioni più piccole a seconda del numero di figli maschi in famiglia.

Su questi piccoli appezzamenti di terreni, la maggior parte degli intervistati dichiara di possedere almeno 2 mucche, 2 pecore, 2 capre e una media di 6 polli.

Domande relative all'acqua

Gli intervistati hanno dichiarato che, prima dell'avviamento del progetto, utilizzavano una media di 100 l/giorno di acqua (per l'intera famiglia), includendo l'acqua potabile e quella per lavarsi e per accudire gli animali. In ogni caso, dato che il bestiame necessita di grandi quantitativi di acqua, i più vicini alle fonti d'acqua, come il fiume stagionale *Hombe*, preferivano portarvi direttamente gli animali a dissetarsi. Solo il 15% degli intervistati ha dichiarato di possedere taniche di accumulo per la raccolta dell'acqua piovana dal tetto di casa. Quando il fiume *Hombe* era secco, la popolazione doveva attingere acqua dal *Sagana* (fiume da cui parte l'acquedotto), relativamente più lontano e più pericoloso per le donne e le ragazze che per raggiungerlo dovevano attraversare una spessa vegetazione. Il trasporto dell'acqua causa forti mal di schiena e mal di testa che possono comportare serie complicazioni per la salute; capitava spesso che le taniche utilizzate si rompessero o cadessero addosso alle donne che le trasportavano. Alcune donne sceglievano di trasportare l'acqua con le biciclette, in modo da poter caricare fino a 60 litri in un solo viaggio; anche questo mezzo di trasporto presentava degli svantaggi (es. cadute per sbilanciamento).

Ci sono altri rischi legati all'uso dell'acqua che continuano a persistere nelle abitudini della popolazione locale, anche dopo l'avviamento dell'acquedotto: gli intervistati hanno infatti dichiarato di bollire di rado l'acqua prima di berla, pur essendo consapevoli del rischio che corrono. L'acqua del fiume *Hombe* normalmente è molto torbida soprattutto nella stagione di punta del caffè; gli agricoltori stessi inquinano le acque con i fertilizzanti chimici che spruzzano sui raccolti, pulendo le bombole per fertilizzare nel fiume, senza curarsi dei vicini a valle. Questa mancanza di igiene porta inevitabilmente al proliferare di malattie come tifo, diarrea, ameba e infezioni della pelle.

Un altro problema per l'igiene è legato alla generale scarsità di acqua disponibile per lavarsi: gli uomini possono lavarsi solo una volta a settimana, le donne fino a tre. Inoltre non è abitudine lavarsi le mani dopo essere andati in bagno: gli intervistati hanno dichiarato infatti che lo vedono come uno spreco d'acqua.

2.2.2 Descrizione e fasi

Per realizzare gli obiettivi accennati, oltre alla costruzione dell'acquedotto, sono state completate le strutture già esistenti e si è lavorato per impostare un approccio sostenibile di gestione della risorsa da parte della comunità, in modo da migliorarne l'accesso ad acqua potabile sicura. Realizzare un progetto idrico in un paese in via di sviluppo va molto oltre la mera posa in opera di tubi e valvole: comprende, e non è di secondaria importanza, l'attività di formazione del personale locale sugli aspetti tecnici del progetto. L'idea è infatti che le comunità stesse debbano essere in grado di gestire completamente l'acquedotto, dopo un periodo iniziale di affiancamento da parte del personale straniero che, come in questo caso, si è occupato della gestione del progetto.

L'acquedotto di Kiahia si trova nel distretto di Nyeri ai piedi del monte Kenya, in un'area caratterizzata da una precipitazione annua media di 860 mm che si concentra principalmente nei mesi di marzo-maggio e ottobre-novembre. La mancanza di acqua *sicura* in una zona che è comunque molto arida è una delle principali limitazioni allo sviluppo. Negli anni '80, si pensava che il problema sarebbe stato risolto attraverso l'enorme *Mathira Rural Water Supply*, che avrebbe dovuto coinvolgere anche quest'area: in realtà, si capì presto che Ngorano era fuori dalla portata del progetto, che non avrebbe mai raggiunto quelle località. Le donne ed i bambini di queste zone percorrevano ogni giorno almeno 10 km per portare il rifornimento d'acqua nelle loro case dal fiume Hombe o dal Sagana. In luoghi come questi, una madre deve cucinare, portare acqua per le costruzioni, prendere la legna, il cibo per la famiglia, portare i bambini ammalati all'ospedale. L'acqua inoltre non era sana ma inquinata dalle latrine e dagli scarichi delle fabbriche ed epidemie di tifo, dissenteria d'ameba, diarrea, epatite e malaria erano ricorrenti. I capi di Kiahia-Karurumo decisero così di costituire un comitato di circa 180 famiglie per mobilitarne le risorse nella realizzazione del progetto del loro acquedotto.

I beneficiari del progetto sono le 176 famiglie costituenti il comitato, per un totale di circa 1250 persone (considerando una media di 7 membri a famiglia). Un altro diretto beneficiario è il comprensorio di scuole operanti nella zona, in particolare la *Hiriga*

Secondary School, coi suoi 200 allievi e gli insegnanti, la *Hiriga Primary School*, 408 allievi, la *Buffalo Nursery*, 23 bambini e la *Cieni Nursery*, 20 bambini.

Nella zona è presente la *Hiriga Coffee Factory* che usa acqua settimanalmente per la lavorazione del caffè ma non è coinvolta nel progetto in esame. Tra i beneficiari indiretti si contano altre 1500 persone, ovvero famiglie che sono al di fuori di quelle che hanno costituito il comitato ma che usufruiscono dell'impianto attraverso le due fontane pubbliche presenti.

Con l'aiuto del *Ministero dell'acqua*, sono stati realizzati gli studi e i progetti richiesti e gli *Uffici dell'acqua* approvarono i documenti iniziali necessari. Il *Ministero dell'acqua* nel distretto di Nyeri ha lavorato con il comitato locale per assicurarsi che venissero coinvolti gli altri organi istituzionali correlati al progetto quali il *Ministero delle risorse naturali* e il *County Council* di Nyeri. Grazie all'aiuto della comunità e al denaro di vari donatori, si è potuta completare la prima fase del progetto, comprendente l'allaccio al *Sagana*, il serbatoio di riduzione della pressione e il serbatoio di stoccaggio.

Ad oggi il progetto comprende, oltre alla linea adduttrice principale, 4 linee di distribuzione che dipartono tutte dal serbatoio principale di stoccaggio in cui termina l'adduzione. Le modifiche e le integrazioni al progetto originario (quali, ad esempio, l'installazione di contatori in corrispondenza dell'opera di presa e dei punti da cui dipartono le linee distributrici) sono state apportate nel rispetto delle direttive del "*Tana Water Service Board*", stabilite nell'ottobre del 2005.

I passi del progetto sono stati:

- la costruzione di 4 linee di distribuzione per un totale di 10000 m, a completamento della linea adduttrice, la *main line*, lunga circa 10900 m
- predisposizione della manutenzione e formazione del personale tecnico amministrativo che si occuperà della gestione del sistema, con l'assunzione di due impiegati permanenti e la formazione di venti lavoratori della comunità
- gestione partecipata, democratica e sostenibile della "*Established Water Users Association*"

- aumento della produzione agricola, con l'installazione di almeno sei impianti di irrigazione a goccia

L'agricoltura è di vitale importanza per la sussistenza delle famiglie nel distretto di Nyeri: sono state attivate iniziative pilota riguardanti tecniche di irrigazione appropriate e semplici, quali l'irrigazione a goccia, comprendenti incontri con gruppi di coltivatori formati proprio per questo scopo (sono chiamati *contact farmers group*).

Le famiglie sono tenute a pagare quello che consumano e le tariffe sono state scelte in modo da rendere sostenibile la gestione dell'acquedotto per tutta la sua vita utile. In particolare, il costo è stabilito in 25 scellini/m³, pari a circa 0.25 €/m³, per gli allacci domestici, e in 250 scellini/m³, pari a circa 2.5 €/m³, per l'acqua prelevata ai due chioschi presenti.

Per quanto riguarda il monitoraggio, esso viene svolto su due livelli. Il partner locale, il *Kiahia-Karurumo Water Project*, si occupa del monitoraggio mensile di tutti gli aspetti del progetto. Il risultato di questo monitoraggio è un report mensile che deve essere approvato dalla direzione del CEFA.

D'altro canto, è il CEFA stesso a mantenere contatti regolari col personale locale ed a monitorare, con frequenza annuale, l'andamento del progetto: questo secondo monitoraggio permette di verificare che il progetto riceva il necessario sostegno per mantenere le attività secondo quanto programmato e, se richiesto, modificarlo opportunamente. Ogni due mesi il report deve essere inviato al *Tana Water Service Board* perché sia mantenuto costantemente aggiornato.

Un ulteriore aspetto del progetto deve essere, come si è già accennato, quello di sensibilizzare e responsabilizzare la popolazione all'uso corretto dell'acqua. Inoltre la zona è purtroppo devastata da *HIV/AIDS* e in tutte le attività di formazione vengono illustrati i comportamenti corretti per evitare il contagio.

Realizzazione e manutenzione, attenzione all'igiene e conservazione dell'ambiente: questi tre aspetti riassumono il CAP (*Community Action Plan*), che accompagnerà la comunità nelle sue attività di sviluppo.

2.3 L'acquedotto

Si descrivono ora gli elementi che caratterizzano l'acquedotto; per un'analisi più dettagliata si veda il capitolo 4, in cui si approfondiscono le modalità di inserimento dei dati nei programmi di simulazione e quindi vengono riportati in maniera precisa.

In figura 2.4, la localizzazione in Google Earth della rete, che è stata utile per la valutazione dell'andamento altimetrico della distribuzione. L'acquedotto è composto di una linea di adduzione dalla presa sul fiume *Sagana* fino al serbatoio centrale (in blu) da cui dipartono le distribuzioni (rossa, gialla, verde, viola).

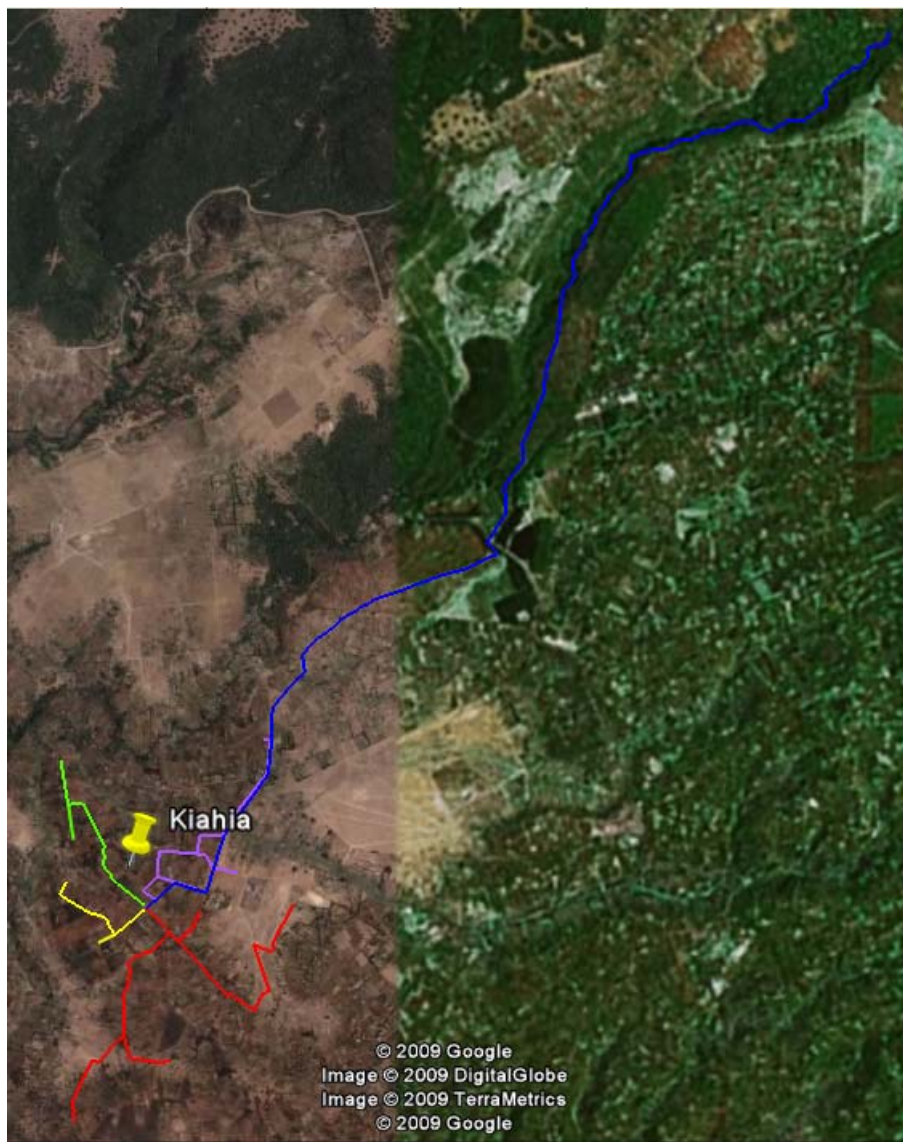


fig.2.4_Planimetria dell'acquedotto di Kiahia-Karurumo (fonte: Google Earth)

Il funzionamento dell'impianto è a gravità: questo garantisce un significativo risparmio in termini economici, energetici e di manutenzione. Il dislivello lungo l'adduzione è di un centinaio di metri (1960 m la quota dell'opera di presa sul fiume *Sagana*, 1862 m la quota del serbatoio centrale); la distribuzione arriva fino a 1771 m, quindi è disponibile un altro centinaio di metri di dislivello tra il serbatoio e le distribuzioni.

La rete di distribuzione presenta una struttura completamente ramificata. I principali vantaggi dei sistemi ramificati sono rappresentati dai minori costi a causa del minor numero di tubi, pezzi speciali e manufatti. Inoltre nel caso di piccole comunità rurali spesso è l'unica soluzione economicamente e logisticamente fattibile. Gli svantaggi maggiori derivano dal fatto che le principali rotture coinvolgono tutti gli utenti a valle della stessa. Si riscontrano inoltre velocità maggiori, maggiori perdite di carico e capacità ridotte, specialmente nei periodi di massimo consumo.

2.3.1 Adduzione

Come già accennato nel capitolo, l'adduzione è lunga 10900 metri circa.

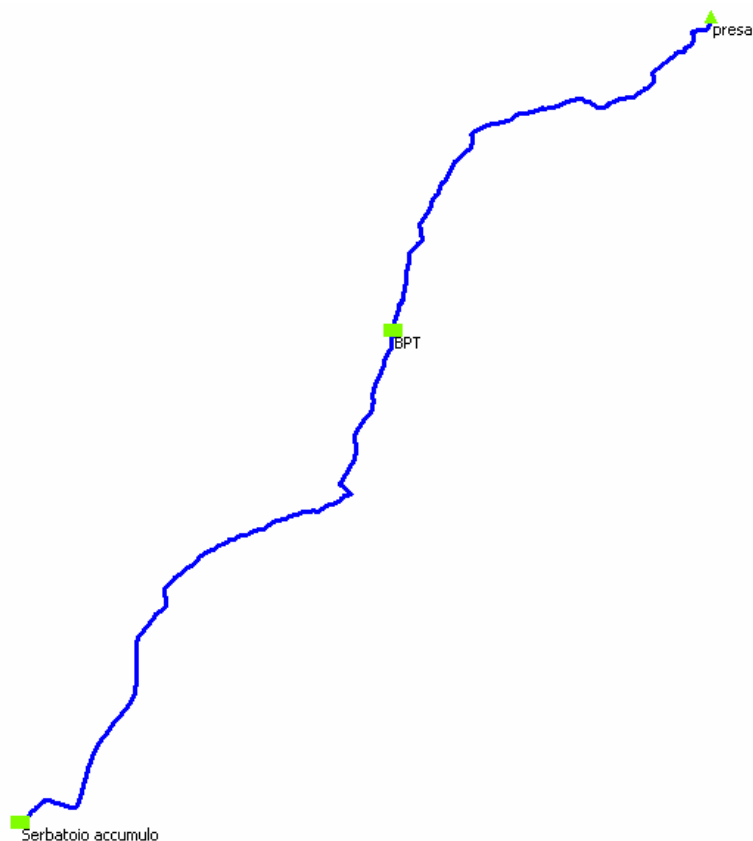


fig.2.5_Planimetria inserita in InfoWorks WS

Presa

E' situata a 1960 m s.l.m lungo il fiume Sagana. Consiste in una traversa in cemento armato sul fiume che realizza un piccolo invaso a monte; l'opera di presa, collegata alla condotta principale, è ubicata lateralmente all'interno di uno scatolare che ha funzione protettiva delle tubazioni e serve a mantenere l'acqua più pulita all'ingresso dell'impianto, racchiudendo il punto di presa.

I primi 250 metri di terreno dalla presa ai lati delle tubazioni sono stati rinforzati con gabbioni riempiti di sassi a seguito delle ingenti piogge che hanno eroso e asportato terreno, causando problemi all'impianto.



fig.2.6_Dettaglio della traversa e dell'opera di presa (fonte: [7])

Linea principale

Le tubazioni sono quasi esclusivamente in UPVC, policloruro di vinile non plastificato. L'acciaio è presente all'inizio dell'adduzione per 40m circa e in corrispondenza di attraversamenti di strade o in presenza di curve brusche. Ove le condotte siano in acciaio, la saldatura è a flangia bullonata per scongiurare furti e danneggiamenti. I diametri vanno da 160mm a 110mm per l'adduzione e da 63mm a 25 mm per la distribuzione. Le tubazioni seguono l'andamento altimetrico del terreno e sono mediamente state interrate per circa 80 cm.



fig.2.7_Cambio di materiale e interro delle tubazioni (fonte: [7])

Serbatoio di riduzione della pressione

Si trova a metà circa dell'adduzione, ha la funzione di abbassare la pressione dell'impianto a valle dello stesso, interrompendo l'afflusso di acqua una volta raggiunto il livello massimo consentito. E' un serbatoio cilindrico di 110m^3 , di dimensioni $H=1.90$ m e $R=4.3$ m.

Valvole e scarichi

Sono presenti lungo l'adduzione 11 sfiati e 10 scarichi, localizzati rispettivamente in punti alti e bassi della rete. Gli sfiati sono del tipo a doppio galleggiante e sono alloggiati, come gli scarichi, dentro a camerette d'ispezione di dimensioni $1\text{ m} \times 1,5\text{ m} \times 1\text{ m}$. Questi dispositivi non sono stati simulati coi modelli in quanto non se ne conosce la posizione precisa e non influenzano particolarmente il comportamento idraulico della rete; essi generano in effetti delle perdite concentrate che è verosimile considerare trascurabili.

2.3.2 Serbatoio centrale

La condotta dell'adduzione si collega al serbatoio centrale da 225 m³ (H=2.90 m, R=5 m), da cui poi partono le distribuzioni secondo lo schema seguente. Si notano le saracinesche presenti e le camerette in cui esse sono alloggiate. Il CEFA, inoltre, ha costruito tra marzo e aprile del 2008 un serbatoio di bypass di dimensioni 10m³ che ha la funzione di permettere eventuali lavori di manutenzione sul serbatoio centrale senza l'interruzione del servizio (nei modelli non è stato schematizzato).

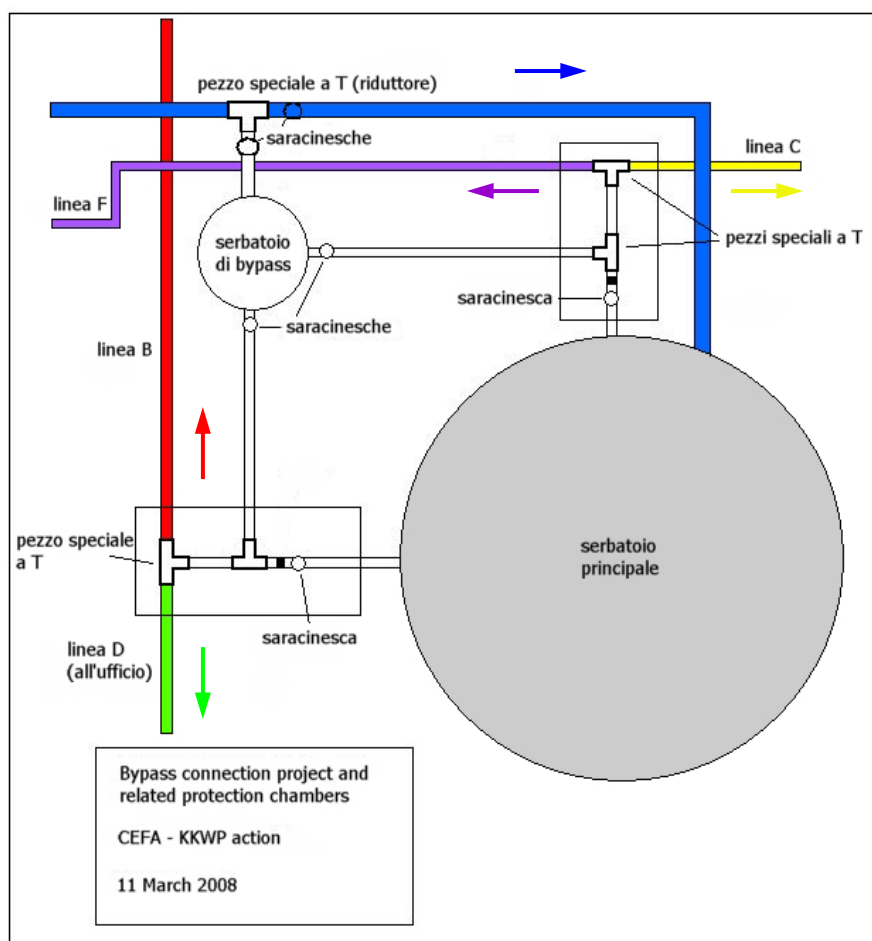


fig.2.8_Schematizzazione (non in scala) dell'allaccio adduzione-serbatoio-distribuzioni (fonte: [1])

2.3.2 Distribuzione

Nel complesso le linee di distribuzione misurano 10000m circa. Esse sono state realizzate dal CEFA nel corso del 2008, e sono ancora prive di sfiati e scarichi. Le tubazioni seguono l'andamento altimetrico del terreno e sono interrato mediamente per 80 cm sotto al piano campagna. La rete è ramificata e presenta in corrispondenza delle 7 biforcazioni pezzi speciali a T alloggiati in camerette di ispezione di dimensioni 1.2 m x 1.6 m. In figura 2.9, sono riportate le 4 linee di distribuzione.

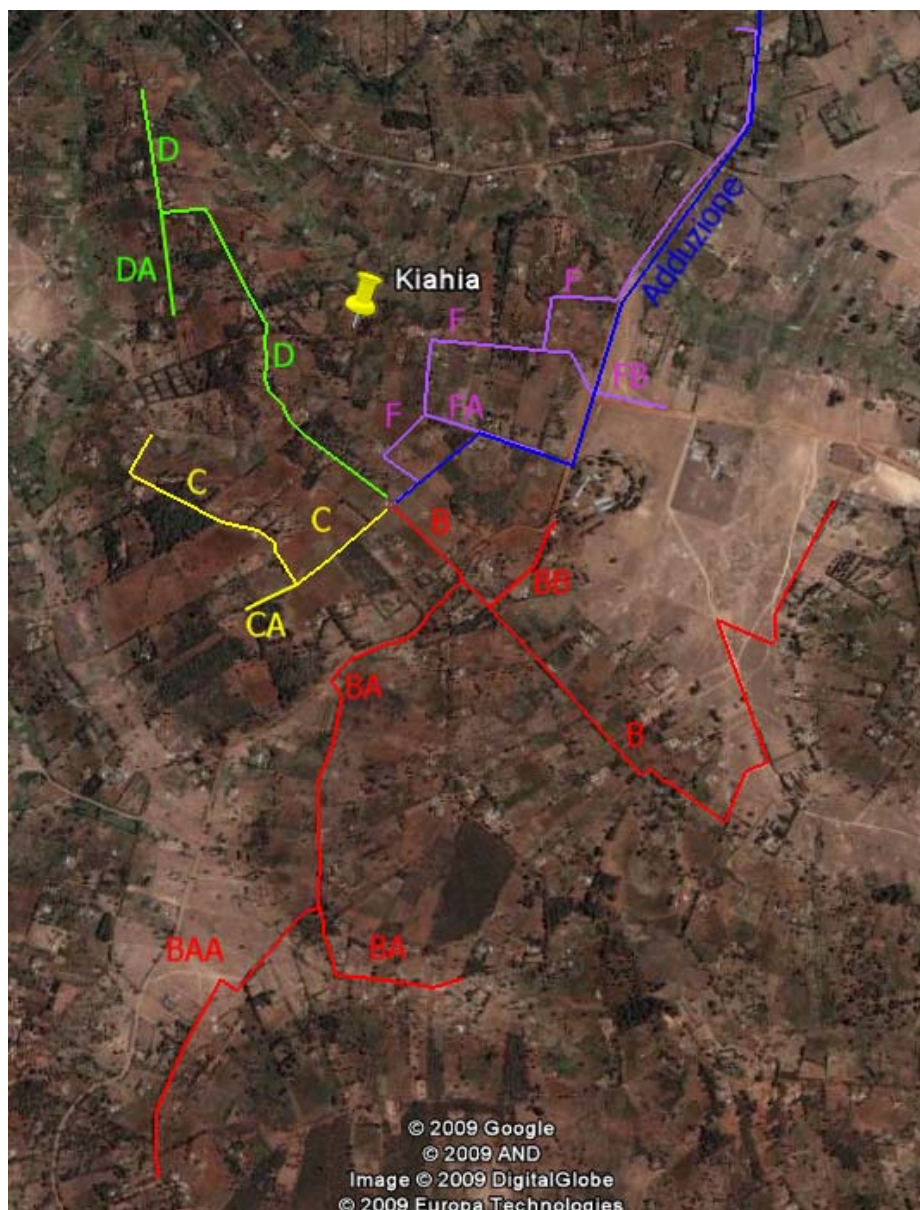


fig.2.9_Collocazione della rete sul territorio (fonte: Google Earth)

Il CEFA si sta tuttora occupando del completamento delle linee, per cui non sono disponibili i dati di tutti i rami. Come evidenziato in tab.2.3, non si conoscono infatti i diametri delle linee BB e FB per tutta la lunghezza e non si hanno informazioni precise sulla collocazione spaziale dei diametri sulle altre linee. I diametri e i materiali relativi alle parti mancanti sono stati ipotizzati sulla base delle linee limitrofe.

linea	lunghezza totale [km]	condotte in UPVC			condotte in ACCIAIO		
		63mm n°	50mm n°	32mm n°	63mm n°	32mm n°	25mm n°
B	2441	151	142	121	5	\	\
BA	2200	\	\	372	\	17	\
BAA	350	\	\	60	\	10	\
BB	?	?	?	?	?	?	?
C	897	117	\	\	\	\	40
CA	150	\	\	25	\	\	\
D	1644	78	\	88	\	1	\
DA	292	\	\	50	\	\	\
F	2154	104	\	262	4	11	\
FA	493	\	\	84	\	\	\
FB	?	?	?	?	?	?	?

tab.2.3_Lunghezza delle linee di distribuzione e relativi diametri (fonte: [1])

Le connessioni private dall'acquedotto alle singole case sono realizzate con tubi da 12 mm in UPVC; ogni utente è dotato di rubinetto esterno, posizionato nel cortile di casa. Sono le famiglie stesse a provvedere all'allaccio alla rete e ad installare il contatore. Nelle figure 2.10 e 2.11, è illustrato lo schema d'allaccio alla rete, oltre alla sezione delle due fontane presenti.

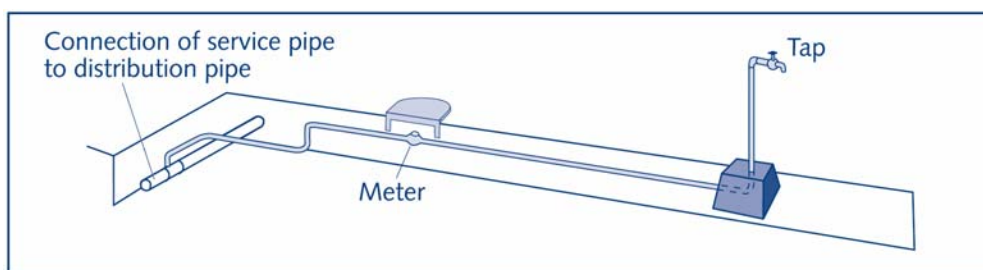


fig.2.10_Schema di allaccio alla rete di distribuzione per le singole utenze: il rubinetto è posizionato in cortile. In inglese sono chiamate Yard Connections (fonte: [3])

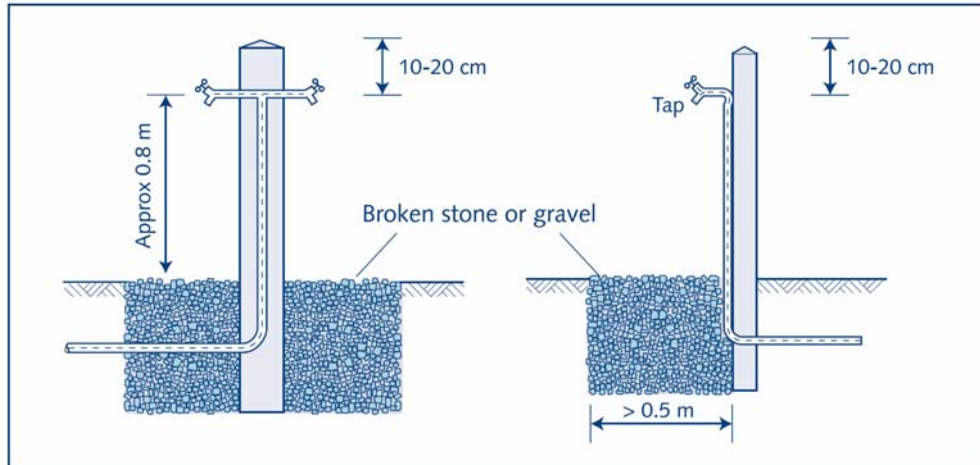


fig.2.11_ Sezione verticale di una fontana semplice (fonte: [3])

Nei simulatori sono stati inseriti i valori di diametro interno delle tubazioni. I dati appena elencati fanno riferimento ai valori di diametro esterno. In tabella 2.4 sono riportati i diametri esterni e gli spessori delle condotte in UPVC presenti nella rete. Essi sono stati ricavati da due diverse fonti: fino ai 63 mm si è fatto ricorso ai valori forniti da un'azienda di produzione (*EpcO Ltd*) che produce tubazioni con DN uguali a quelli usati, mentre per diametri superiori sono state utilizzate le tabelle della *Eslon Plastics of Kenya Ltd*, azienda produttrice delle condotte effettivamente presenti nell'acquedotto. Per le condotte in acciaio invece, il diametro nominale corrisponde già a quello interno e si considera una PN pari a 20 bar.

diametro nominale esterno (mm)	spessore medio (mm)				
	PN 4 CLASSE A	PN 6 CLASSE B	PN 10 CLASSE C	PN 12.5 CLASSE D	PN 16 CLASSE E
12					1.4
25			1.5		1.9
32			1.6		2.4
50		1.6	2.4		3.7
63		2.0	3.0		4.7
110	2.0	3.1	5.1	6.3	8.0
160	3.2	4.5	7.4	9.2	11.4

tab.2.4_ Diametri e spessori delle condotte in UPVC presenti nell'acquedotto (fonti: [2] e [7])

2.3.3 Prelievo

Consumi

Visto che l'acquedotto è funzionante dall'ottobre del 2008, sono mappati (se ne conosce la posizione geografica ma non necessariamente i consumi) solo i 71 utenti finora attivati, comprendenti le due fontane, le scuole e l'ufficio del CEFA. Di queste utenze sono disponibili solo le tariffazioni di novembre 2008 e gennaio 2009, peraltro incomplete. Da progetto, l'acquedotto dovrebbe arrivare a soddisfare almeno tutti i membri del comitato di Kiahia, ovvero 176 utenti.

parcella	nome utente	nov '08	gen '09	distr.
		mc	mc	
58	Alex Cambo	0.00	17.62	B
51	Teresa Gathigia Muriithi	0.00	32.89	B
158	Jotham Mutahi Kogi	3.80	33.26	B
107	Mary Watare Kinundu	0.00	21.95	B
156	Stanely Karuru Kogi	40.97	36.39	B
109	Simon Mbogo Wang'ombe	0.00	154.60	B
168	Ednah Nyaguthuu Theuri	0.00	0.00	B
69	Margaret Murugi Ndereba	0.00	34.75	B
119	Micheal Njoroge Waboi	0.00	63.03	B
118	Venancio Gatheru	0.00	0.00	B
	Hiriga Kiosk (2)	0.00	1.08	B
92	Kahiga Karuri	0.00	0.00	B
94	Patrick Mureithi	0.00	0.00	B
155	Benard Macharia	0.00	0.00	B
53	Wachira Nuthi	0.00	0.00	B
120	Simon Gachagua	0.00	0.00	B
89	Wahome Nuthi	0.00	0.00	B
151	Francis Gikandi Kiama	0.00	84.18	BA
170	J.Muhoro Kariuri	0.00	68.86	BA
169	Joseph Miricho Nderitu	7.66	47.28	BA
164	Benson Githui	8.33	6.69	BA
153	JosephK. Waiguru	0.00	0.00	BA
165	Geofrey Mugai Kabugi	0.00	44.85	BA
161	Ndirangu Karanja	1.98	1.43	BAA
167	Lukas Kioi Gitonga	6.38	25.54	BAA
166	David Theuri Munuhe	31.93	80.65	BAA
	Mukanya Ritho Kiosk (1)	0.00	8.58	BAA
136	Hiriga Secondary School	349.56	589.00	BB
46	Muriuki Wamai	0.00	15.41	BB
47	Mwaniki Wamai	0.00	99.81	BB
42	Maina Wamai	0.00	8.01	BB
48	Stephen Menja Wamai	0.00	2.53	BB
54	Kirobicha Kiongo	0.00	0.00	C

3	David Njuguna	8.92	22.56	C
45	Maina Gaturuku	0.00	2.66	C
7	Maina Maganjo	0.00	5.01	C
139	Robert Muiga Njuguna	0.00	0.00	C
32	John Kinyua Gaturuku	0.00	4.89	C
8	Isaac Mugori Njeru	0.00	0.00	C
18	Charles Kamuhia	0.00	0.00	C
80	Josiah Ndegwa Gatebi	0.00	27.30	CA
149	Kariuku Kiiri	1.07	9.98	D
154	Titus Gateere	8.35	27.58	D
1	Geofrey Wachira Ngatia	0.00	19.28	D
68	Robert Mwangi Kanoga	15.47	51.91	D
25	Antoney Wachira	8.34	23.79	D
141	Kiboi King'Ara	0.00	5.72	D
2	Micheal Mburu Wanjohi	16.00	343.58	D
148	Grace Mburu	0.00	0.00	D
100	Ngunjiri Murage	19.30	232.55	D
5	Charles Murage	12.14	75.68	D
174	Simon Itambo	0.00	0.00	D
175	Murage Mwangi	0.00	0.00	D
52	Kamau Kariuki	0.00	0.00	D
9	Burton Maina Kibui	4.34	24.99	D
41	Ngatia Mathenge	0.00	1.47	D
20	Jackson Maina	0.00	45.58	D
4	Joseph Wambugu Nyuguto	0.00	0.00	D
	Office Plot	0.00	234.99	D
28	Mary Wakiuru	0.00	0.00	D
23	Stephen Kamote Macharia	0.00	45.58	DA
72	John Gichimu Ndoge	0.00	33.69	DA
55	Isaac Ndoge Mundia	0.00	4.19	DA
44	Robert Wachira	0.00	7.81	F
111	Charles Muthua	0.00	0.00	F
121	George Maina Gathua	0.00	0.00	F
24	Robert Mwangi Kiige	0.00	0.00	F
38	Mwangi Irungu	0.00	0.00	F
6	Tabitha Gachambi Ndegwa	6.27	63.62	FA
19	Thuguri Wambugu	0.00	0.00	FB
95	Peter Mutahi	0.00	0.00	F
	totale	550.81	2792.78	

tab.2.5_ Consumi delle utenze registrate (fonte: [1])

Sono stati ritenuti completamente inaffidabili i dati sulle tariffazioni di novembre 2008, primo mese di funzionamento dell'acquedotto, mentre sono stati considerati più verosimili quelli di gennaio 2009. Essi sono stati utilizzati esclusivamente come linee guida nella scelta dei valori da scegliere in bibliografia.

Le portate medie effettivamente inserite nei modelli infatti sono state calcolate attraverso i valori trovati in bibliografia, aggiornati alla situazione locale. Dalle interviste effettuate tra la popolazione, risulta infatti che oltre agli usi umani, l'acqua venga utilizzata per alimentare gli animali posseduti dalle famiglie e per la coltivazione di piccoli appezzamenti di terreno. Facendo riferimento alle tabelle illustrate nel capitolo 1 e sulla base di questi dati sulla popolazione, è possibile stimare la portata media giornaliera per ogni nucleo familiare.

Non essendo a disposizione dati precisi sul consumo per l'uso agricolo, si è fatto riferimento alle stime fatte dal CEFA quando era stato realizzato lo studio di fattibilità dell'acquedotto, risalente al periodo in cui l'impianto non era ancora funzionante. I valori riportati erano di 150l/(famiglia · giorno). Nello studio di fattibilità non erano menzionati i consumi per gli animali che sono stati desunti dai valori bibliografici.

uso	n°	l/(elem · gg)	l/gg	l/s
persone	7	40	280	0.0032
mucche	2	25	50	0.0006
pecore/capre	4	15	60	0.0007
polli	6	15	90	0.0010
agricoltura			150	0.0017
		totale	630	0.0073

tab.2.6_ Calcolo dotazione idrica nuclei familiari

Per quanto riguarda i consumi per la scuola, le tabelle 1.1, 1.2, 1.3 del capitolo 1 permettono di ricavare un valore confrontabile con quello effettivamente registrato dal CEFA nel gennaio 2009. Considerando una dotazione di 30 l/(studente · gg) e un totale di circa 700 studenti, si ottiene un valore pari a 21000 l/gg, ovvero una portata oraria di 0.2431 l/s, contro gli 0,2199 l/s registrati dal contatore: nelle simulazioni è stato utilizzato il valore calcolato attraverso le tabelle, di entità superiore.

Per l'ufficio, in mancanza di altri dati, si è utilizzato il dato registrato al contatore, pari a 234.99 m³/mese, ovvero 0.0877 l/s.

Ai chioschi dell'acqua vengono attribuiti i consumi nel caso di fontane a grande distanza: si scelgono 9 l/(persona · gg), ovvero 0.0001 l/(persona · s).

Variazione giornaliera della domanda

Per il calcolo del pattern di variazione oraria della domanda alle connessioni domestiche, si è costruito un andamento analogo a quelli delle nostre zone, ovvero caratterizzato da due picchi poco accentuati verso le 7 del mattino e le 18 di sera e un consumo lievemente superiore al valor medio nel periodo compreso tra i due picchi.

Per il calcolo del pattern di variazione della domanda alle fontane nell'arco della giornata, si è fatto ricorso alla tesi di Lucia Costa [2], riguardante un acquedotto in un distretto vicino a quello in cui si trova quello di Kiahia-Karurumo, il distretto di Meru.

L'andamento della curva si allontana dal tipico consumo domestico delle nostre zone per seguire quello tipicamente riscontrato nei paesi in via di sviluppo, in cui la modalità di approvvigionamento cambia, in mancanza di allacciamenti domestici. Sono presenti due picchi di consumo, uno a metà mattina e uno, di entità leggermente inferiore, nel tardo pomeriggio; i prelievi notturni sono estremamente ridotti.

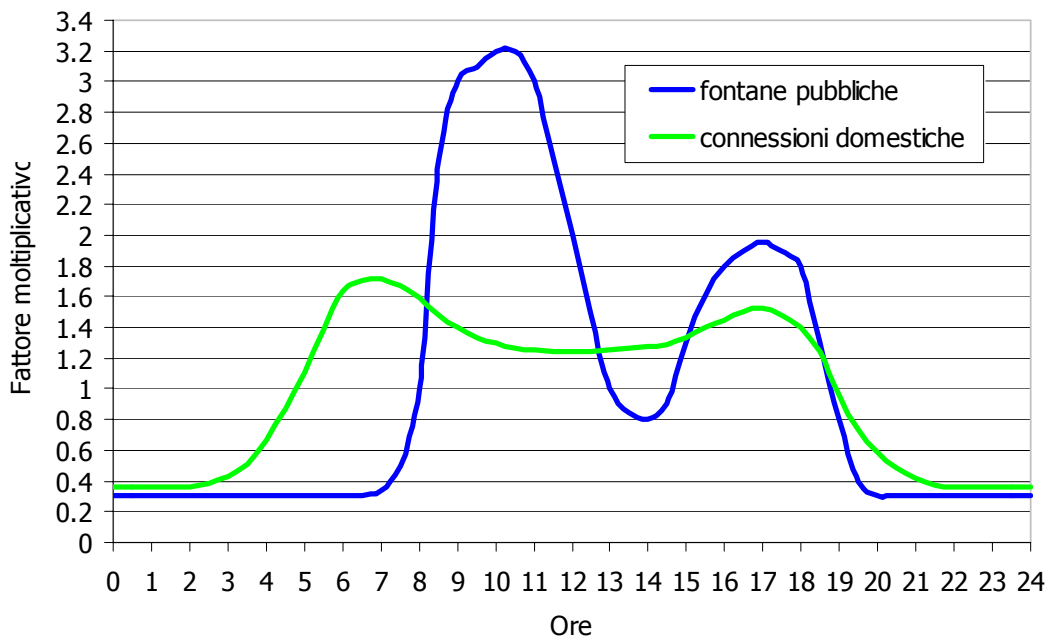


fig.2.12_Confronto fra gli andamenti giornalieri del prelievo rispetto al valore medio della domanda per diversi tipi di servizio

Variazione stagionale della domanda

Come testimonia il personale del CEFA, qualora le piogge siano abbondanti, la popolazione tende a sfruttare l'acqua piovana invece di utilizzare quella dell'acquedotto. Questo comportamento della popolazione suggerisce di impostare un andamento della richiesta stagionale sulla base dei dati di pioggia a disposizione.

Nei mesi estivi la domanda è stata assunta pari a quella calcolata nelle sezioni precedenti: in essa infatti si teneva conto di tutti gli usi possibili, immaginando di non avere fonti d'acqua alternative. In marzo, mese di massime piogge, il consumo si assesta al 50% di quello massimo estivo, in quanto si considera che per il bestiame e l'agricoltura la popolazione locale utilizzi l'acqua piovana. Nei mesi intermedi i fattori moltiplicativi variano tra 0.5 e 1.

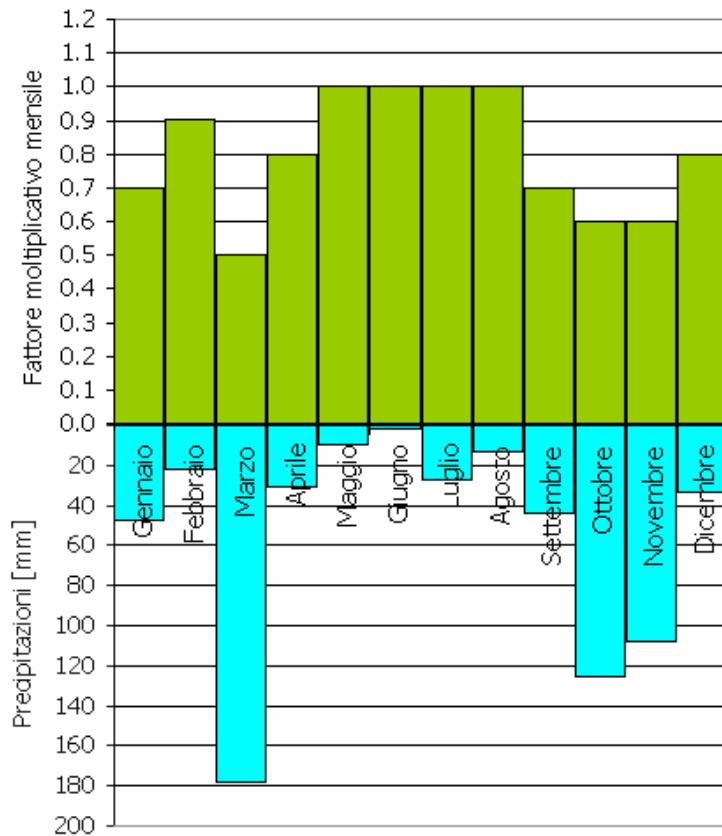


fig.2.13_Fattori moltiplicativi della domanda che tengono conto delle variazioni stagionali delle piogge

2.4 Scenari di simulazione

Scenario attuale

Il primo scenario riguarda la situazione attuale, ovvero prevede l'allaccio dei 71 utenti con le connessioni domestiche, e l'attribuzione della restante parte di popolazione alle due fontane. In questo modo, i due chioschi si trovano a servire i restanti 105 utenti (gruppi familiari da 7 persone) che verranno allacciati ma non lo sono ancora effettivamente, e i 1500 beneficiari che non rientrano nelle famiglie costituenti il comitato del progetto ma che usufruiscono a tutti gli effetti dell'acqua dell'acquedotto.

	numero utenze per categoria	portata per singola utenza (l/s)	persone servite
connessioni domestiche	71	0.0073	497
comprensorio scuole	1	0.2431	700
ufficio	1	0.0877	/
fontane	2	0.1117	2235

tab.2.7_ Tabella riassuntiva degli utenti serviti nello scenario attuale

Scenario a regime

Il secondo scenario di simulazione prevede invece l'allaccio di tutte le 176 utenze previste e i 1500 beneficiari indiretti che usufruiscono dell'acquedotto, gravanti sulle fontane pubbliche.

	numero utenze per categoria	portata per singola utenza (l/s)	persone servite
connessioni domestiche	176	0.0073	1232
comprensorio scuole	1	0.2431	700
ufficio	1	0.0877	/
fontane	2	0.075	1500

tab.2.8_ Tabella riassuntiva degli utenti serviti nello scenario a regime

Di entrambi gli scenari sono state simulate due condizioni di domanda, ovvero la massima e la minima stagionale.

Bibliografia e sitologia del capitolo 2

- [1] Report mensili redatti dal CEFA
- [2] Lucia Costa, *Analisi e verifica idraulica di un acquedotto alimentato a gravità nel distretto di Meru, Kenya*, 2005.
- [3] Autori vari. *Small Community Water Supplies: Technology, People and Partnership*. IRC Technical Paper Series 40. IRC, International Water and Sanitation Center, 2002.
- [4] Sito della WHO, *World Health Organization* <http://www.who.int/en/>
- [5] Office of the Prime Minister, Ministry of State for the development of the Northern Kenya and other arid lands, Arid Lands Resource Management Project II. *Drought Monthly Bulletin*, January 2009, reperibile all'indirizzo <http://www.aridland.go.ke/bullentins/2009/jan/nyeri.pdf>
- [6] *The Water Act*, 2002. Legislazione keniota sull'acqua, reperibile al sito http://faolex.fao.org/cgi-bin/faolex.exe?database=faolex&search_type=query&table=result&query=LEX-FAOC037553&format_name=erall&lang=eng
- [7] Sito del *Kiahia-Karurumo Water Project*
<http://users.ictp.it/fund/kiahia/page1.html>
- [8] Sito della Epco Ltd
http://www.epco-plastics.com/PVC-U_metric_technical.asp

Capitolo 3

I programmi di simulazione: InfoWorks WS ed EPANET

Per realizzare le simulazioni sono stati utilizzati due diversi programmi: InfoWorks WS ed EPANET. I due software sono il primo commerciale e distribuito dalla *Wallingford Software Ltd.* ed il secondo gratuitamente scaricabile dal sito dell'EPA, *Environmental Protection Agency*, ente americano per la protezione dell'ambiente. In questo capitolo procederemo proprio ad un'analisi sintetica dei due programmi.

Lo strumento principale di simulazione è stato InfoWorks, programma ampiamente utilizzato nella simulazione di reti idriche e più completo e funzionale di EPANET. Si è preferito comunque utilizzare un secondo simulatore vista l'impossibilità di effettuare una calibrazione corretta del modello a causa della scarsità dei dati disponibili. La scelta è ricaduta su EPANET, software ampiamente utilizzato per questo genere di simulazioni e liberamente utilizzabile sia in Italia sia in Kenya, se fosse necessario.

Sono state realizzate simulazioni per due diversi scenari: il primo corrisponde alla situazione attuale di parziale allaccio di tutte le utenze, mentre il secondo prevede l'inserimento di tutti gli utenti previsti originariamente nel progetto.

3.1 InfoWorks WS



InfoWorks WS (*Water Supply*), distribuito dalla *Wallingford Software Ltd*, permette una rappresentazione fedele ed accurata del funzionamento di una rete di acquedotto. Attraverso le simulazioni dinamiche si può raggiungere un'approfondita conoscenza del sistema idrico, anche se molto complesso, per arrivare a migliorarne le prestazioni. InfoWorks WS permette di simulare sistemi idrici in tutti i dettagli sia per quanto

riguarda aspetti puramente idraulici che di qualità delle acque. Si possono anche simulare i consumi energetici dei sollevamenti.

Ecco quali possono essere gli esempi di applicazione:

- Valutazione del livello di servizio fino alla singola utenza
- Determinazione delle insufficienze nel sistema di distribuzione
- Gestione della domanda
- Valutazioni e simulazione dei piani di emergenza nei periodi siccitosi
- Pianificazione degli investimenti infrastrutturali
- Analisi delle criticità della rete
- Pianificazione e verifica dei sistemi antincendio
- Simulazione della propagazione di inquinanti
- Valutazione della provenienza e miscelazione dell'acqua in rete
- Simulazione del decadimento del cloro
- Analisi dei processi di sedimentazione in rete e dei piani di pulizia
- Ottimizzazione dei sollevamenti e dei serbatoi

Le funzionalità sottolineate sono quelle che ci serviranno nel caso in esame.

Le caratteristiche del programma posso essere ordinate nei seguenti campi.

Integrazione delle informazioni

- Import/Export immediati da qualunque altro sistema informatico già presente in azienda
- Importa modelli esistenti costruiti in EPANET, AQUIS, Stoner e WATSYS/WaterMax
- Si importano banche dati da sistemi quali per esempio Excel, Access, Oracle, GIS, Geodatabase e XML

Strumenti per la costruzione dei modelli

- Si possono interpolare o assegnare le informazioni mancanti, si possono anche assegnare scabrezze e diametri idraulici da librerie di materiali personalizzate
- I controlli di validazione danno un aiuto importante agli utenti nell'individuazione di anomalie nelle banche dati

- Strumenti specifici di tracciamento permettono di controllare le situazioni dove le connettività dei rami/nodi sono dubbie o errate e di trovare i confini dei distretti idrici
- InfoWorks e' un ottimo strumento anche per la digitalizzazione delle reti a partire da supporti cartacei
- Gestione della domanda in rete

3.1.1 Gli elementi della rete

La prima operazione da svolgere per lavorare con InfoWorks WS è l'inserimento della rete in esame, che viene schematizzata da un insieme di nodi (rappresentanti diramazioni, sorgenti, serbatoi, idranti) collegati tra loro tramite tubi, valvole o stazioni di pompaggio.

Nodi

Possono essere di sei tipi.

- nodo semplice: può rappresentare un punto di discontinuità nella rete. Occorre inserire un nodo nei seguenti casi: cambi di materiale, cambi di diametro, innesti di altri tubi, sezione di monte e valle di vavole e sollevamenti, prelievi, ecc.. Occorre poi inserire nodi anche dove, pur trovandosi in condizioni di continuità nelle proprietà del tubo, possa essere utile spezzare il tubo per assegnare una domanda in punti intermedi del tubo o tener conto di variazioni sostanziali della pendenza del tubo lungo il suo cammino
- serbatoio: è un elemento di modello puntuale che rappresenta un accumulo in rete, ovvero una vasca a pressione atmosferica. Questo elemento si utilizza per vasche sospese, al livello del piano campagna o sotterranee. Per quanto riguarda la struttura di ingresso (eventuale valvola galleggiante o sistema di altro tipo, si deve utilizzare un apposito elemento lineare da inserire tra l'ultimo tubo e il serbatoio). IW permette di rappresentare sia volumi regolari (pareti verticali) che forme particolari dell'invaso.

- nodo di trasferimento: si utilizza ai confini del sistema modellato, dove si conosce una portata in ingresso o in uscita, costante o variabile nel tempo. Talvolta si utilizza per rappresentare una condizione al contorno di domanda rappresentativa di un comune che sta al limite del modello ma non si vuole rappresentare per intero nella simulazione. Se la portata che transita è nota (ad esempio misurata da un contatore telecontrollato) si può semplicemente caricare il dato di telecontrollo come condizione al contorno.
- nodo a carico fisso: rappresenta un punto della rete dove avviene un prelievo di acqua e di cui si conosce il livello, fisso o variabile nel tempo. Usando il carico a nodo fisso, InfoWorks non fa alcun bilancio volumetrico (la sorgente viene ipotizzata infinita). Talvolta, per semplicità d'uso, si tende ad usare una piezometrica anche per rappresentare dei veri e propri serbatoi.
- idrante: rappresenta gli idranti antincendio presenti in rete. Possono essere descritti con le loro caratteristiche fisiche per poi effettuare simulazioni di verifica antincendio. Allo stesso tempo un idrante può comunque essere usato come nodo ordinario tenendolo chiuso nelle simulazioni (di default è comunque chiuso) e attribuendo una domanda ordinaria come a tutti gli altri nodi.
- pozzo: rappresenta un pozzo di emungimento. Si tratta di imporre, come condizione al contorno di livello, la curva caratteristica del pozzo stesso (si tiene conto che il livello di falda si deprime in relazione alla portata estratta).

Collegamenti

Ne esistono fondamentalmente di tre tipi.

- tubo: rappresenta le tubazioni del sistema modellato
- stazione di sollevamento: rappresenta una o più pompe in serie o in parallelo

- valvola e valvola di controllo: è possibile selezionare la valvola scegliendone le caratteristiche funzionali (valvola di sezionamento, galleggiante, unidirezionale o di controllo) e costruttive (a palla, a farfalla, a saracinesca, ad ago, a spina); è possibile controllare direttamente la curva caratteristica della valvola.

3.1.2 Altri input

I dati sulla morfologia possono essere inseriti simultaneamente alla costruzione (o importazione) della rete. Come accennato sopra, InfoWorks è in grado di importare anche dati da altri programmi, mantenendo le informazioni in esse contenute con un notevole risparmio di tempo in fase di implementazione. Queste informazioni relative ai nodi, componenti e condotte della rete possono poi essere integrate e/o modificate manualmente, sia lavorando direttamente sulla planimetria, sia agendo sulle tabelle riassuntive che mette a disposizione il programma.

E' poi necessario impostare altri dati per la simulazione. Il programma richiede, per ogni elemento, che vengano scelti dei controlli, che utilizzerà durante la simulazione: la massima portata transitante per i nodi, l'altezza iniziale per i serbatoi, il livello fisso per le piezometriche, stato aperto/chiuso per le tubazioni, regolazione per le valvole. Nel caso i controlli non vengano settati, il programma utilizza valori di default, per cui, ad esempio, i serbatoi sono vuoti, le pompe inattive e le valvole chiuse. Tutti i valori utilizzati sono poi raccolti nel *report*, fornito in output a seguito della simulazione.

Bisogna inoltre inserire parametri relativi alla simulazione quali: istante iniziale, istante finale, passo temporale (che può essere costante o variabile lungo la simulazione); massimo numero di iterazioni per passo; accuratezza di calcolo (espressa ad esempio in tolleranza sulla portata); istante di calcolo della domanda all'interno del timestep.

3.1.3 Le equazioni utilizzate

Equazione del moto

Le perdite di carico in una condotta sono calcolabili attraverso la formula di Darcy-Weisbach:

$$\Delta H = H_j - H_i = \left(\lambda \frac{L}{D} + \sum \xi \right) \frac{|Q|Q}{2gA^2}$$

con

- i, j : indicano i nodi terminali della connessione
- L : lunghezza, [m]
- D : diametro interno, [mm]
- λ : coefficiente di scabrezza adimensionale
- ξ : coefficiente di perdita concentrata adimensionale
- Q : portata veicolata attraverso la condotta, [m³/s]
- $A = \frac{\pi \cdot D^2}{4}$: area della sezione piena, [m²]
- g : accelerazione di gravità, [m/s²]

Il programma utilizzerà questa formula scritta nel seguente modo:

$$Q = K \sqrt{|\Delta H|} \cdot \frac{\Delta H}{\Delta H}$$

$$\text{con } K = A \sqrt{\frac{2g}{\lambda \frac{L}{D} + \sum \xi}}$$

In realtà, è possibile calcolare il coefficiente di scabrezza attraverso tre diverse formulazioni: Darcy-Weisbach (utilizzando direttamente λ), di Hazen-Williams (attraverso il fattore adimensionale C) oppure di Colebrook-White (attraverso la scabrezza interna k). Nel nostro caso, scegliamo di utilizzare i coefficienti C secondo Hazen-Williams, da inserire però nella formula di Darcy-Weisbach; occorre quindi convertirli attraverso l'espressione:

$$\lambda = \frac{1014.2}{C^{1.852} D^{0.0184} Re^{0.0148}}$$

Per quanto riguarda le perdite concentrate in presenza di valvole, InfoWorks WS utilizza curve predefinite che legano il coefficiente di perdita concentrata ξ alla sezione disponibile al flusso.

La perdita localizzata dovuta alla valvola si può quindi esprimere come:

$$\Delta H = \left(\frac{\xi_v}{\xi_{100\%}} \right) \frac{\xi_0 V_v^2}{2g}$$

con

- ξ_v : coefficiente di perdita dovuto alla geometria della valvola
- $\xi_{100\%}$: coefficiente di perdita della valvola completamente aperta
- ξ_0 : coefficiente di perdita della valvola parzialmente aperta, funzione della % di apertura della valvola
- $V_v = \frac{Q}{A_v}$: velocità calcolata utilizzando l'area della sezione completamente aperta della valvola

E' utile scrivere il coefficiente di flusso nella forma $K_d = \frac{1}{\sqrt{1 + \xi_0}}$, in quanto nella

formula delle perdite generate dalla valvola compare proprio ξ_0 . Nel grafico seguente, relativo alle valvole disponibili nel programma, sono riportati i valori del coefficiente di flusso K_d in funzione della percentuale di apertura della valvola.

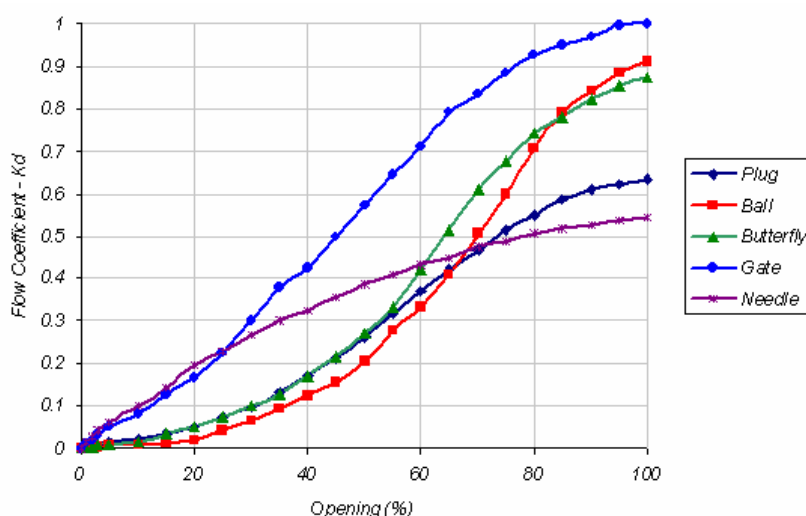


fig.3.1_Coefficiente di flusso in funzione del grado di apertura per diversi tipi di valvola

(fonte: InfoWorks Help)

Equazione di continuità per nodi

L'applicazione del principio di conservazione della massa ad un nodo fornisce la sua equazione di continuità. Essa afferma che la differenza tra le portate entranti e uscenti dal nodo, intese come somma di portate perse o prelevate, è nulla in ogni istante temporale.

$$\sum_{j=1}^N Q_{ij} - q_{dem}^{(i)} - q_{loss}^{(i)} = 0$$

con

- Q_{ij} : portate transitanti attraverso il nodo i , in arrivo o uscita ai nodi j , [m^3/s]
- $q_{dem}^{(i)}$: portata prelevata al nodo i , [m^3/s]
- $q_{loss}^{(i)}$: portata persa al nodo i , [m^3/s]

Equazione di continuità per serbatoi

L'applicazione del principio di conservazione della massa ad un serbatoio fornisce la sua equazione di continuità. Essa afferma che la differenza tra la massa entrante e la massa uscente nel serbatoio in un dato intervallo di tempo è pari alla massa aggiunta (oppure sottratta) in detto intervallo di tempo alla massa inizialmente contenuta nel serbatoio stesso.

$$(Q_{in} - Q_{out})\Delta t = A(z)\Delta z$$

con

- Q_{in} : portata entrante, [m^3/s]
- Q_{out} : portata uscente, [m^3/s]
- Δt : step temporale, [s]
- $A(z)$: area della superficie libera orizzontale alla quota z , [m^2]
- Δz : variazione di quota del pelo libero, [m]

3.1.4 Il metodo risolutivo

InfoWorks WS simula il comportamento di una rete idrica risolvendo una serie di stati stazionari consecutivi (*timestep*) tenendo conto di tutti i cambiamenti delle condizioni al

contorno nel tempo e dello stato del sistema: l'ipotesi alla base del calcolo è, infatti, che il comportamento della rete durante ogni passo temporale sia approssimabile ad uno stato stazionario (questo giustifica l'utilizzo delle equazioni riportate nel paragrafo precedente, che hanno validità solo in condizione di moto stazionario).

Al termine di ogni *timestep* vengono quindi svolte le seguenti operazioni:

- calcolo del cambio di livello in ogni serbatoio
- calcolo della domanda esistente in quell'istante
- controllo dello stato delle valvole, eventualmente modificato in seguito alle variare condizioni del sistema
- salvataggio dei risultati.

E' possibile regolare, come già accennato, la durata del *timestep* per rendere minori eventuali inaccuranze; la durata minima, utilizzata anche nella nostra simulazione, sarà di un minuto.

Prima della simulazione, il programma esegue il controllo di validità, che verifica la coerenza dei dati del modello. In seguito, vista la natura delle equazioni utilizzate, la soluzione di ogni stato stazionario viene ricavata per approssimazione attraverso il metodo avanzato orientato ai nodi (*improved node-oriented method*), sperimentato e perfezionato nel tempo. Esso si basa su uno schema iterativo che risolve per tentativi, ad ogni passo temporale, l'equazione ricavata inserendo l'equazione del moto in quella di continuità ai nodi:

$$\begin{aligned} \frac{\partial \delta_i}{\partial H_i} &= \frac{\partial \delta_i}{\partial h_i} = \frac{\partial}{\partial h_i} \left(\sum_{j=1}^N Q_{ij} - q_{dem}^{(i)} - q_{loss}^{(i)} \right) = \sum_{j=1}^N \frac{\partial Q_{ij}}{\partial h_i} - q_{dem}^{(i)} - q_{loss}^{(i)} = \\ &= \frac{\partial}{\partial h_i} \left(\sum_{j=1}^N K_{ij} |\Delta H_{ij}|^{1/2} \frac{\Delta H_{ij}}{|\Delta H_{ij}|} \right) - q_{dem}^{(i)} - q_{loss}^{(i)} = \frac{1}{2} \sum_{j=1}^N K_{ij} |\Delta H_{ij}|^{-1/2} - q_{dem}^{(i)} - q_{loss}^{(i)} \end{aligned}$$

Ovviamente nel caso dei serbatoi occorre utilizzare la corrispondente equazione di continuità.

Il processo iterativo si arresta quando si raggiunga la tolleranza prestabilita: il valore raccomandato è approssimativamente l'1% della portata media in ingresso al modello.

3.1.5 I risultati

InfoWorks WS presenta una vasta gamma di possibilità per valutare i risultati delle simulazioni:

- mappe tematiche dinamiche visibili in planimetria
- tabelle
- grafici di ogni variabile nel tempo
- profili longitudinali dinamici e verificare se la pressione rientra nella fascia di pressione nominale di ogni tratta
- visualizzazioni 3D del terreno permettono di vedere l'andamento altimetrico del territorio e delle zone di pressione
- possibilità di confrontare risultati di diverse simulazioni

3.2 EPANET



EPANET è un programma sviluppato dall'EPA, *Environmental Protection Agency*, per la simulazione del comportamento idraulico e di qualità dell'acqua di reti acquedottistiche in pressione. Una rete è composta di condotte, nodi (collegamenti tra condotte), pompe, valvole, serbatoi e sorgenti. EPANET calcola la portata transitante nelle condotte, la pressione in corrispondenza dei nodi, l'altezza d'acqua in ogni serbatoio e la concentrazione di sostanze chimiche attraverso la rete.

Il programma ha varie applicazioni nello studio dei sistemi di distribuzione quali ad esempio:

- Valutazione del livello di servizio per ogni nodo della rete
- Determinazione delle insufficienze nel sistema di distribuzione
- Possibilità di inserimento di domanda variabile
- Analisi delle criticità della rete
- Simulazione della propagazione di inquinanti
- Valutazione dell'età dell'acqua in rete
- Simulazione del decadimento del cloro

- Ottimizzazione dei sollevamenti e dei serbatoi

Le funzionalità sottolineate sono quelle che ci serviranno nel caso in esame.

3.2.1 Gli elementi della rete

In modo analogo ad InfoWorks WS, la rete, costituita fondamentalmente da nodi e condotte, può essere costruita col programma od importata, anche se con limitazioni maggiori che con il programma commerciale. InfoWorks WS permette di esportare la rete in un formato compatibile con EPANET; le convenzioni che utilizzano i programmi sono analizzate nel capitolo 4.

Nodi

Possono essere di tre tipi.

- nodo semplice: sono punti della rete in cui si uniscono le condotte e dove l'acqua entra o lascia la rete (è possibile collocare il prelievo in corrispondenza di questi nodi)
- sorgente: rappresentano una sorgente infinita o un pozzo, che non risentono di quanto accade nella rete perché sono al contorno del sistema. I principali input sono la quota del pelo libero e i valori iniziali di qualità dell'acqua: il pelo libero può cambiare durante la simulazione, introducendo la corrispondente legge di variazione.
- serbatoio: nodi con capacità di accumulo, in cui il volume immagazzinato può variare col tempo durante la simulazione. Di default il serbatoio è considerato cilindrico, ma è possibile introdurre una curva volume-altezza d'acqua per rappresentare serbatoi di forme irregolari

Collegamenti

Possono essere di tre tipi.

- condotta: rappresenta le tubazioni del sistema modellato

- pompa: rappresenta una pompa, di cui va inserita la curva della prevalenza in funzione della portata
- valvola: è possibile selezionare la valvola tra valvola di laminazione, di sostegno della pressione, valvola limitatrice di portata, valvola a farfalla. E' possibile inserire per ogni valvola la curva delle perdite (concentrate) in funzione della portata, di cui parleremo nel paragrafo sulle equazioni utilizzate dal programma.

3.2.2 Altri input

Il modello suddivide i componenti del sistema in nodi e collegamenti, di cui vanno specificati i dati fondamentali, consultabili nelle proprietà dei singoli elementi. Occorre attribuire a ciascun nodo della rete un distinto valore di portata che viene poi fatto variare nell'arco della giornata tramite il pattern della domanda che è possibile inserire.

E' poi necessario impostare altri dati per la simulazione. Per ogni elemento esistono dei controlli: il carico massimo nei nodi, l'altezza per i serbatoi, stato aperto/chiuso per le tubazioni, regolazione per le valvole. Nel caso i controlli non vengano settati, il programma utilizza valori di default, per cui, ad esempio, i serbatoi sono vuoti, le pompe inattive e le valvole chiuse.

Bisogna inoltre inserire parametri relativi alla simulazione quali: istante iniziale, istante finale, passo temporale (che può essere costante o variabile lungo la simulazione); massimo numero di iterazioni per passo; accuratezza di calcolo (espressa ad esempio in tolleranza sulla portata); istante di calcolo della domanda all'interno del timestep.

3.2.3 Le equazioni utilizzate

Equazione del moto

Il primo sistema di equazioni è rappresentato dalla formula delle perdite di carico in una condotta, calcolabili attraverso la formula di Hazen-Williams:

$$\Delta H = H_j - H_i = \frac{10.67 \cdot L}{D^{4.871}} \left(\frac{Q}{C} \right)^{1.852} + \sum \alpha \frac{|Q|Q}{2gA^2}$$

con

- i, j : indicano i nodi terminali della connessione
- L : lunghezza, [m]
- D : diametro interno, [m]
- C : coefficiente di scabrezza secondo Hazen-Williams
- α : coefficiente di perdita concentrata adimensionale
- Q : portata veicolata attraverso la condotta, [m³/s]
- $A = \frac{\pi \cdot D^2}{4}$: area della sezione piena, [m²]
- g : accelerazione di gravità, [m/s²]

L'utente deve inserire il valore di rugosità C di Hazen-Williams, ricavabile da tabelle fornite dal programma in funzione del materiale delle condotte. In realtà, EPANET mette a disposizione tre diverse equazioni per il calcolo delle perdite distribuite: oltre all'equazione di Hazen-Williams, sono a disposizione le formule di Darcy-Weisbach e Chezy-Manning. I valori di rugosità sono consultabili nelle tabelle del programma.

Le perdite concentrate sono associate a turbolenze in corrispondenza di curve, raccordi, contatori e valvole. L'entità di queste perdite dipende dalla configurazione della rete e dal grado di accuratezza richiesto.

Esse sono proporzionali alla velocità (e quindi alla portata) dell'acqua passante nelle condotte o valvole, secondo la formula:

$$\Delta H = \alpha \frac{|Q|Q}{2gA^2}$$

con

α : coefficiente di perdita concentrata adimensionale da valutarsi mediante tabelle disponibili

Equazione di continuità ai nodi

Il secondo sistema di equazioni è formato dalle equazioni di continuità agli N nodi:

$$\sum_j Q_{ij} - D_i = 0 \quad \text{con } i=1\dots N$$

con

Q_{ij} : portata in arrivo o in uscita al nodo i dai nodi j, [m³/s]

D_i : portata prelevata al nodo i, [m³/s]

3.2.4 Il metodo risolutivo

Il modello idraulico di simulazione del EPANET computa i carichi ai nodi e la portata transitante per un dato insieme di livelli di sorgente, serbatoi e prelievo di acqua. Il passo temporale usato nelle simulazioni di lungo periodo (EPS, *extended period simulation*) può essere scelto dall'utente. Un valore tipico è un'ora; verranno scelti passi temporali di durata inferiore nel caso ad esempio si riempa un serbatoio o si attivi un controllo. Da un passo temporale al successivo, i livelli delle sorgenti ed il prelievo ai nodi sono aggiornati secondo i loro *time pattern* mentre i livelli dei serbatoi sono aggiornati usando le equazioni a disposizione del programma. La soluzione per i carichi ed i flussi in un punto particolare nel tempo cambia risolvendo simultaneamente l'equazione di continuità per ogni nodo e l'equazione del moto in ogni condotta.

Il metodo che impiega EPANET per risolvere simultaneamente in un certo passo temporale le equazioni non lineari in questione può classificarsi come metodo ibrido dei nodi e delle maglie o *metodo del gradiente*, con la definizione data da Todini e Pilati.

Le equazioni a disposizione sono quindi quelle del moto e di continuità: dati i valori di carico nei nodi a carico fisso, si tratta di trovare una soluzione per i carichi nei restanti nodi e per le portate in tutte le condotte che soddisfino tali equazioni.

Scriveremo per comodità l'equazione del moto nella forma:

$$\Delta H = r|Q_{ij}|^n + m|Q_{ij}|^2$$

con

ΔH : perdita di carico tra i nodi i e j

Q_{ij} : portata transitante nella condotta

r: coefficiente di resistenza

m: coefficiente di perdita concentrata

Il metodo risolutivo del gradiente parte facendo una stima iniziale della portata per ogni tubo, senza necessariamente soddisfare l'equazione di continuità. In ogni iterazione di ottengono i carichi piezometrici ai nodi risolvendo il sistema di equazioni:

$$AH=F$$

con:

A: matrice Jacobiana (NxN)

H: vettore delle incognite nodali (Nx1)

F: vettore dei termini noti (Nx1)

Gli elementi della diagonale principale valgono

$$A_{ii} = \sum_j p_{ij}$$

mentre gli elementi non nulli fuori dalla diagonale principale valgono

$$A_{ij} = -p_{ij}$$

dove p_{ij} è l'inversa della derivata rispetto alla portata della perdita di carico distribuita nella linea che congiunge il nodo i al nodo j , ovvero (come nel nostro caso utilizzando Darcy-Weisbach):

$$p_{ij} = \frac{1}{nr|Q_{ij}|^{n-1} + 2m|Q_{ij}|}$$

I termini noti sono costituiti dalla portata non equilibrata al nodo, più un fattore di correzione dato da

$$F_i = \left(\sum_j Q_{ij} - D_i \right) + \sum_j y_{ij} + \sum_f p_{if} H_f$$

dove l'ultimo termine è presente solo per i tubi che collegano il nodo i con nodi a carico fisso e noto, H_f . D'altra parte il fattore di correzione della portata y_{ij} vale

$$y_{ij} = p_{ij} \left(r|Q_{ij}|^n + m|Q_{ij}|^2 \right) \frac{Q_{ij}}{|Q_{ij}|}$$

Una volta calcolati i nuovi carichi ai nodi risolvendo le equazioni, le nuove portate si ottengono attraverso la formula

$$Q_{ij}^1 = Q_{ij}^0 - (y_{ij} - p_{ij} \Delta H_{ij})$$

Se la somma del valore assoluto della variazione della portata rispetto alla portata totale di ogni linea, estesa a tutte le linee, è maggiore di una certa tolleranza, il programma continua le iterazioni, fino a raggiungere la tolleranza desiderata.

3.2.5 I risultati

EPANET permette di consultare i risultati delle simulazioni in vari modi:

- i nodi e le linee della rete possono colorarsi conformemente al codice di colori stabilito nella legenda, per visualizzare le grandezze selezionate; si può

animare la presentazione dei risultati avanzando o retrocedendo nel tempo, attraverso il bottone dell'animazione dei risultati

- passando col mouse sopra gli elementi della reti, può venir visualizzata una finestra che riporta l'identificativo e il valore della grandezza che si sta valutando, associata a quel nodo o a quella condotta
- i risultati sono consultabili a mezzo di grafici, che possono essere costruiti in funzione del tempo o dello spazio
- sono disponibili tabelle riassuntive di tutte le grandezze in gioco nella simulazione

Bibliografia e sitologia del capitolo 3

- [1] D. Citrini, G. Nosedà. *Idraulica*. Casa editrice Ambrosiana, 1994.
- [2] E. Todini, S. Pilati. *La verifica delle reti idrauliche in pressione*. Istituto di Costruzioni Idrauliche, Facoltà di Ingegneria dell'Università di Bologna, 1987.
- [3] E. Marchi, A. Rubatta. *Meccanica dei fluidi*. UTET, Torino, 1981.
- [4] V. Milano. *Acquedotti*. Hoepli, Milano, 1996.
- [5] E. Todini, S. Pilati. *A gradient algorithm for the analysis of pipe network*. International conference of Computer Applications for Water Supply and Distribution, Leicester Polytechnic, UK, 1987.
- [6] *InfoWorks WS, Manuale d'uso in lingua italiana, ver. 8.5*.
- [7] Autori vari. *EPANET 2, Manual del usuario*, 2002. Manuale d'uso di EPANET in lingua spagnola reperibile al sito <http://www.scribd.com/doc/8899160/Manual-de-Usuario-Epanet-20-Redhisp>

Capitolo 4

Inserimento dei dati nei modelli

In questo capitolo si descrivono le informazioni inserite nei programmi per consentire le simulazioni (i dati sono disponibili in formato tabellare nell'appendice in fondo alla tesi). Lo schema della rete deve rispondere alle specifiche esigenze di rappresentazione e di calcolo dei simulatori: le informazioni geografiche sono identiche nei due modelli, ma si devono operare scelte diverse per la modellazione, funzione delle caratteristiche proprie dei programmi.

I dati a disposizione sono di varie tipologie:

- cartacei
 - profili longitudinali della linea di adduzione e distribuzione, recanti informazioni sulle quote, i diametri e i materiali delle condotte
 - planimetria del collegamento dell'adduzione e le distribuzioni
 - report mensili redatti dal CEFA
- fotografie dell'impianto (opera di presa, tubazioni, BPT, serbatoio centrale, ecc...)
- digitali
 - rilievi GPS delle linee di adduzione e distribuzione
 - punti di prelievo dell'acqua e volumi prelevati come calcolati nei primi due mesi di fatturazione
- informazioni fornite direttamente dal personale locale
- ricerche bibliografiche

Le principali problematiche incontrate nella compilazione dei modelli derivano dalla difficoltà, tipica dei progetti realizzati in paesi in via di sviluppo, di reperire informazioni in numero sufficiente e di soddisfacente affidabilità. Diventa dunque rilevante il ruolo di canali alternativi di raccolta dati, quali l'inchiesta e l'analisi sociale e ambientale e risulta determinante saper formulare ipotesi fondate a partire dal variegato paniere di informazioni disponibili.

Nel caso in esame ad esempio, erano stati effettuati rilievi GPS della linea di adduzione e delle linee di distribuzione, ma mancavano riferimenti significativi per le quote. Queste sono state in parte ricavate dai profili (quelle dell'adduzione) e in parte attraverso le quote fornite da Google Earth (quelle dell'adduzione).

La costruzione dell'acquedotto è avvenuta per fasi, per cui gli elementi costruiti di recente non sono completamente descritti; le linee di distribuzione sono state realizzate nell'anno 2008 e non sono disponibili i diametri e i materiali di alcune parti della rete, per cui si è resa necessario ipotizzarli sulla base di quelli presenti nella rete.

4.1 Implementazione in InfoWorks WS

L'inserimento dei dati è stato realizzato tramite InfoWorks. E' infatti possibile esportare successivamente la rete completa di tutte le caratteristiche in formato compatibile con EPANET. Riporteremo quindi nel paragrafo 4.2 le conversioni utilizzate da InfoWorks in tale operazione. I dati precisi di tutti gli elementi della rete sono invece riportati nell'appendice in fondo alla tesi.

4.1.1 I nodi

Nodi semplici

I nodi semplici presenti lungo l'acquedotto servono fundamentalmente a renderne l'andamento plano-altimetrico e a segnalarne eventuali punti di discontinuità quali cambio di materiale, di diametro, diramazioni, ecc...

Le coordinate x e y dei nodi sono state importate dai file GIS a disposizione, mentre le z sono state valutate in modo diverso per l'adduzione e la distribuzione. Abbiamo ritenuto affidabili le quote dei profili per l'adduzione, ma abbiamo riscontrato notevoli lacune per quelle della distribuzione. Abbiamo quindi ricalcato i percorsi dell'acquedotto in Google Earth e ricavato le quote punto per punto attraverso il programma.

Presa

La presa per i programmi rappresenta una fonte d'acqua infinita esterna al sistema, definita da un nodo con carico totale prefissato individuato dal livello del pelo libero sul mare medio, in questo caso pari a 1960 m.

Serbatoio

L'adduzione termina in un serbatoio cilindrico di accumulo e compenso di volume pari a 225 m^3 ($H=2.9 \text{ m}$, $R=5 \text{ m}$). All'ingresso del serbatoio è presente una valvola a galleggiante che blocca il flusso quando il livello è pari al valore massimo: i livelli idrici consentiti vanno da un minimo di zero, corrispondente al fondo della vasca, ad un massimo di 2.8 metri rispetto al fondo. Occorre fornire in input il livello iniziale della vasca: esso è stato stimato attraverso una simulazione di prova ed è risultato pari al valore massimo di riempimento. Questa scelta ha favorito la stabilità del calcolo.

Vasca di rottura della pressione o BPT

Anche la vasca di rottura della pressione (o BPT, Break Pressure Tank) viene schematizzata come un serbatoio cilindrico ($H=1.9 \text{ m}$, $R=4.3 \text{ m}$) accoppiato ad valvola a galleggiante. I livelli idrici consentiti vanno da un minimo di zero, corrispondente al fondo della vasca, ad un massimo di 1.9 metri rispetto al fondo. Come valore iniziale di riempimento, a favore di stabilità, è stato scelto un riempimento pari al 65%, stimato attraverso una simulazione di prova.

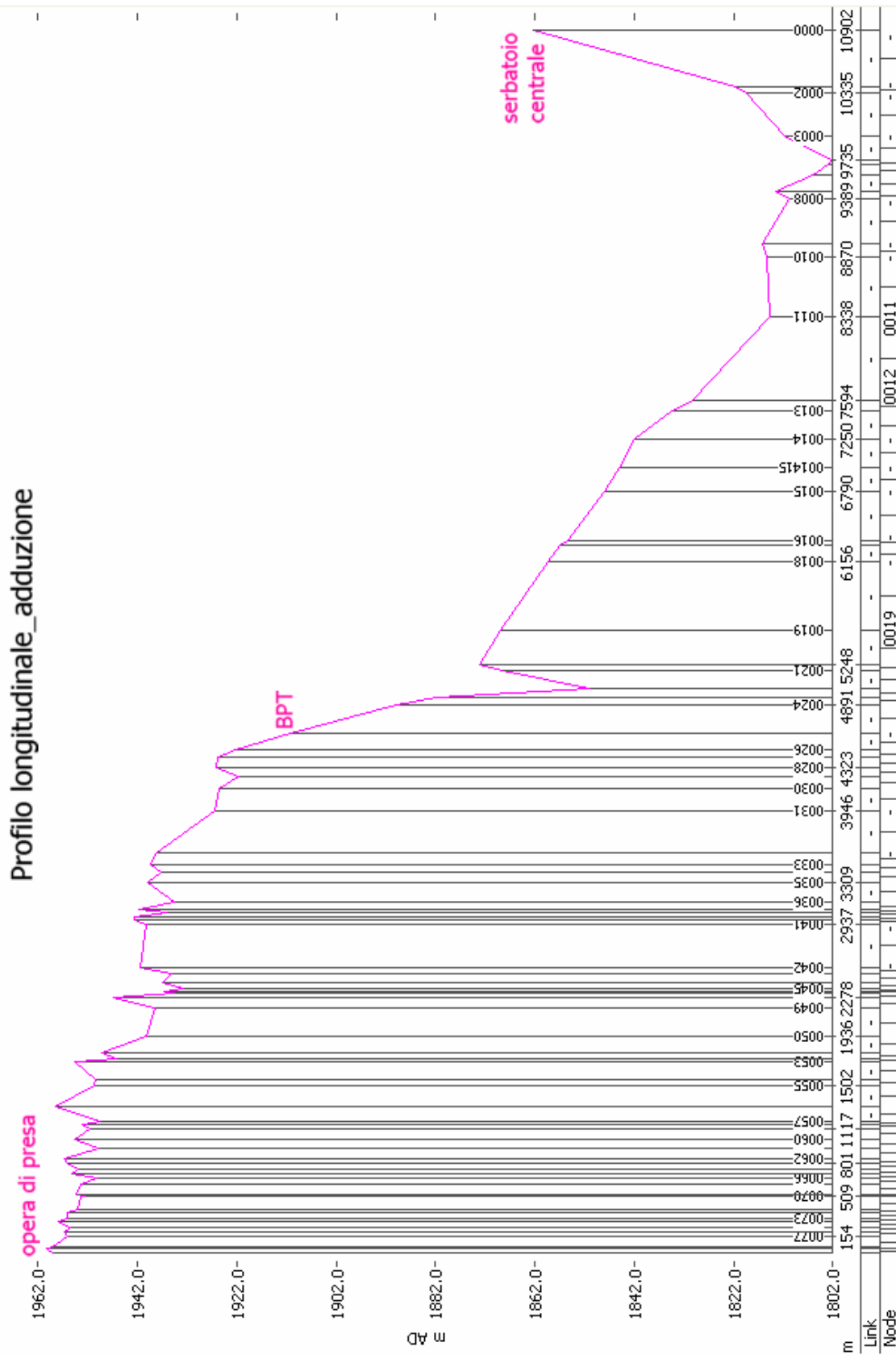


fig.4.1_Profilo longitudinale dell'adduzione

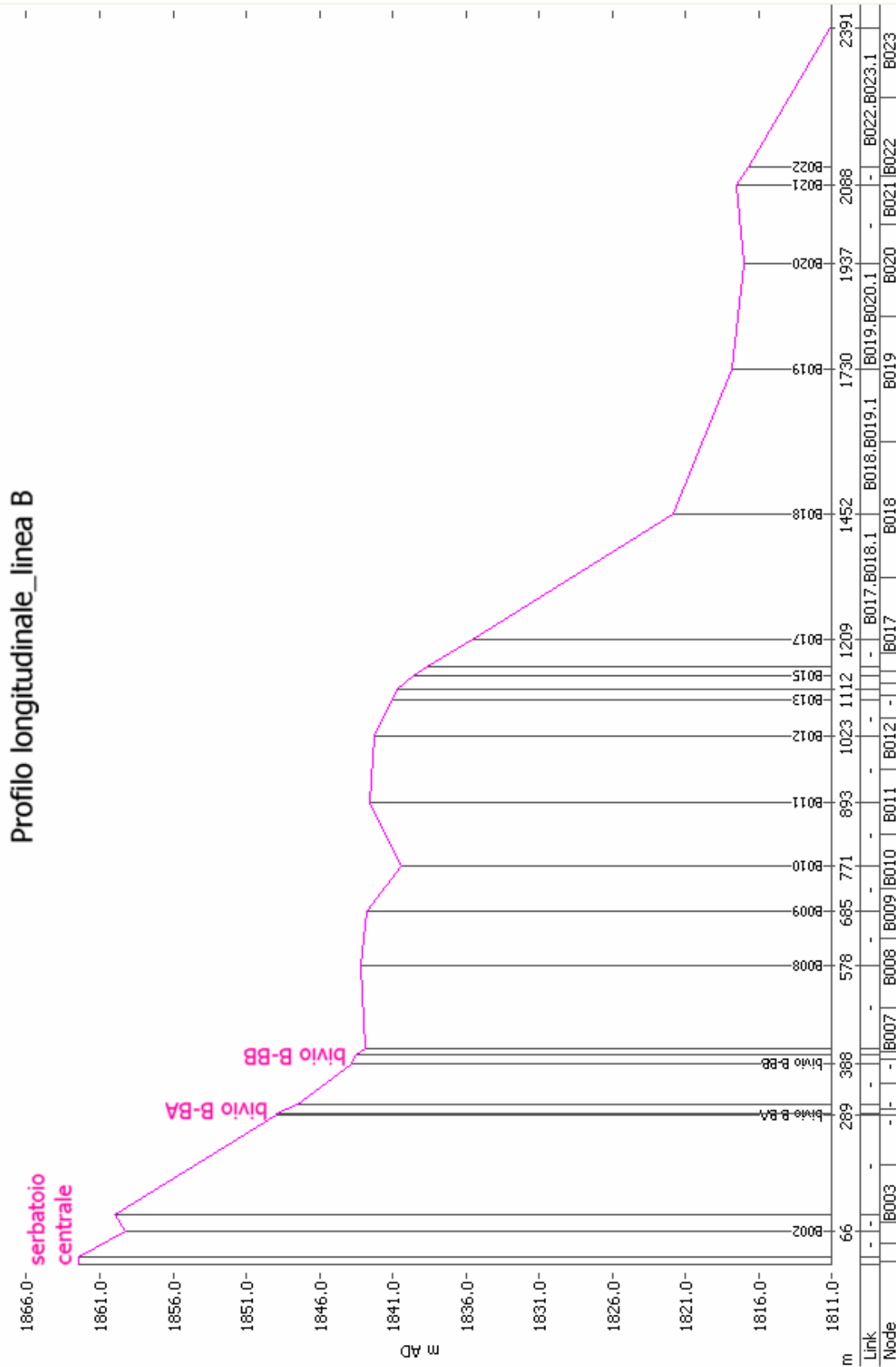


fig.4.2_Profilo longitudinale della linea di distribuzione B

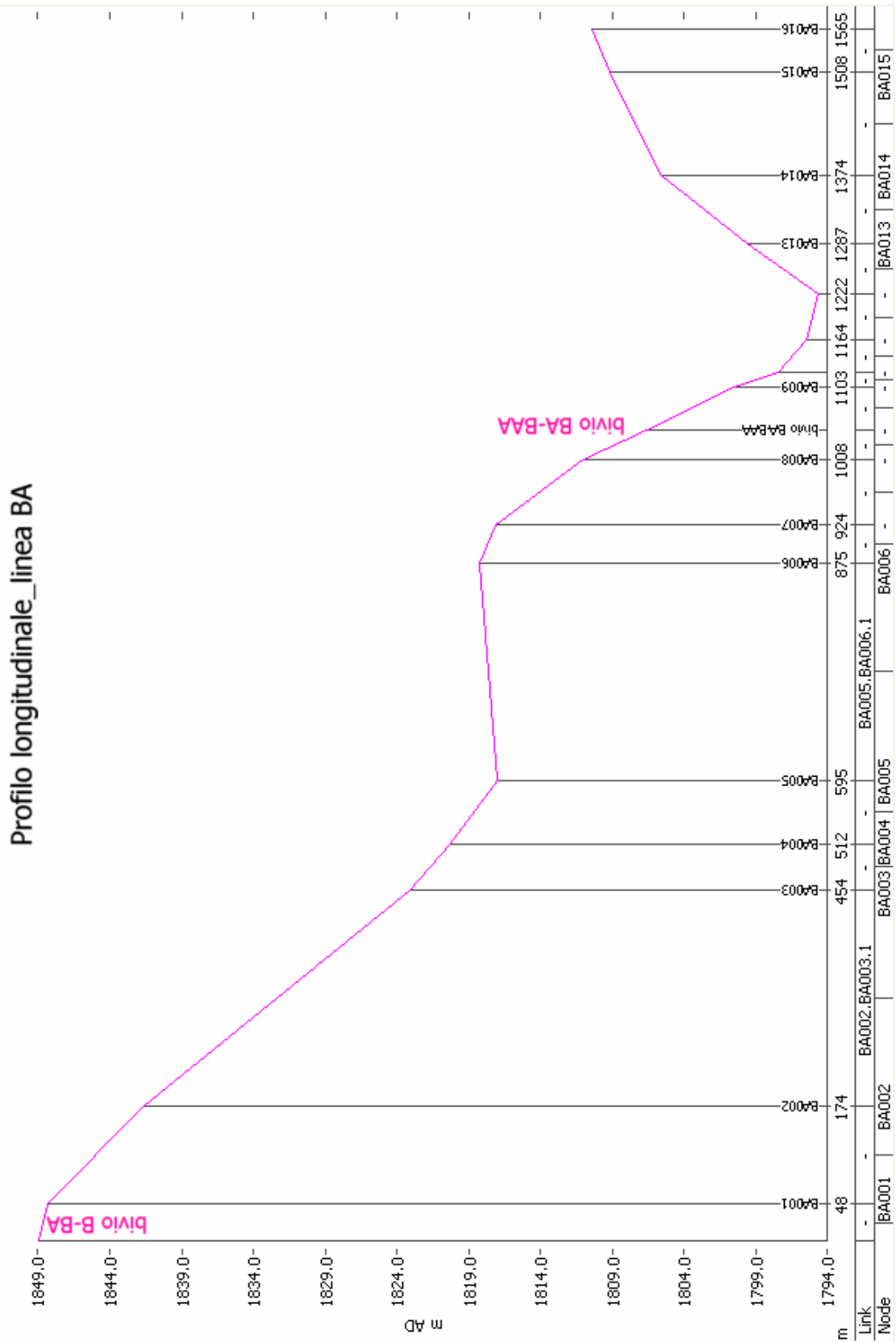


fig.4.3_ Profilo longitudinale della linea di distribuzione secondaria BA

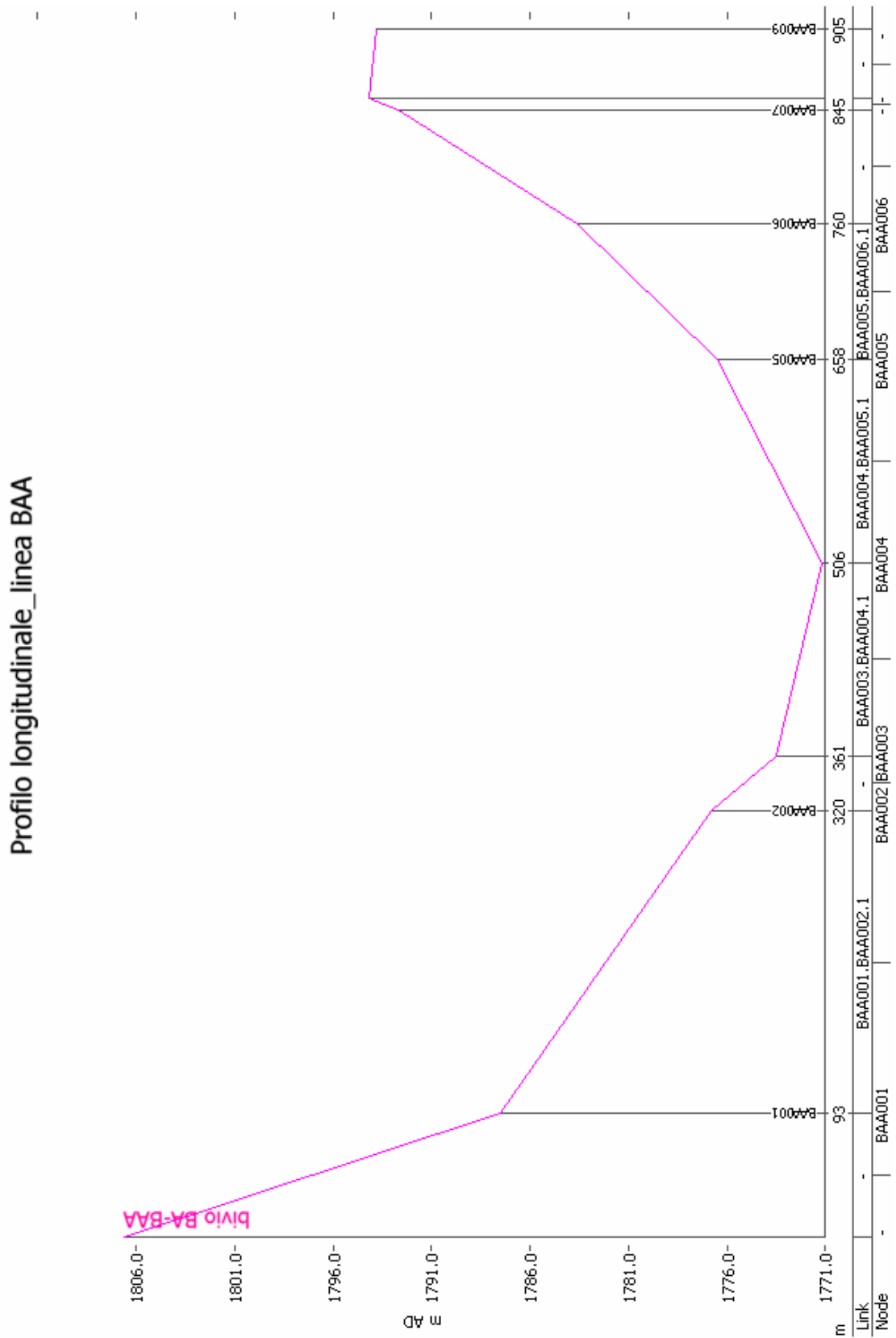


fig.4.4_Profilo longitudinale della linea di distribuzione secondaria BAA

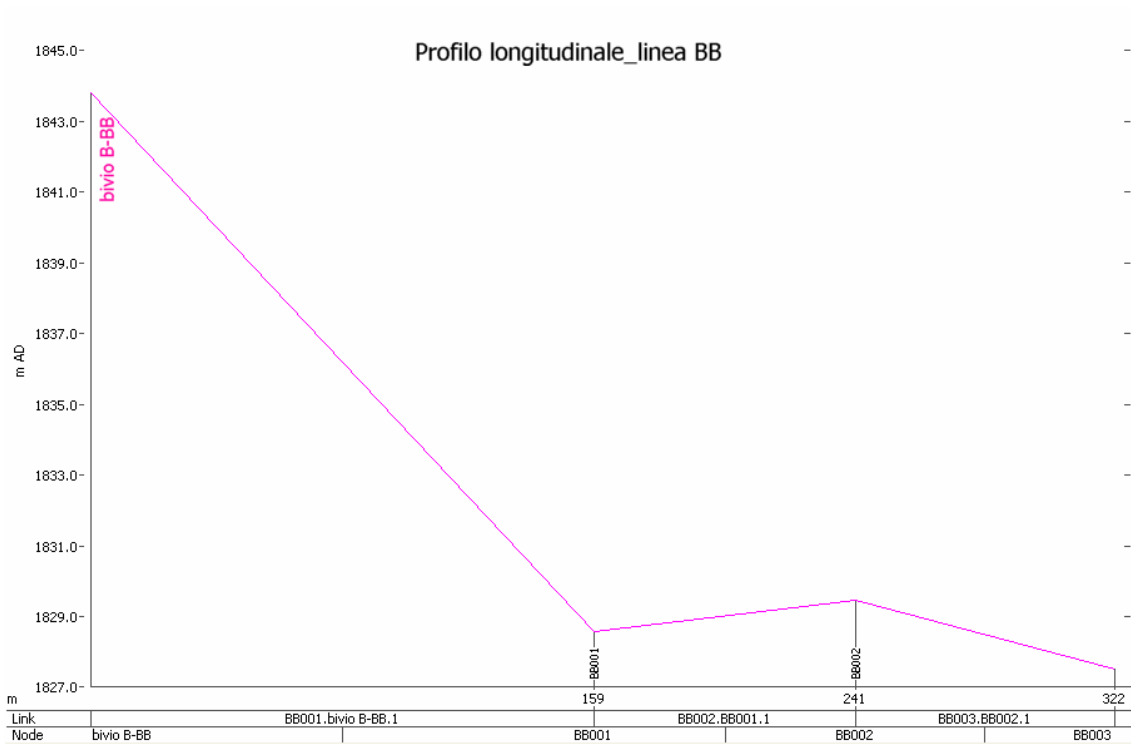


fig.4.5_Profilo longitudinale della linea di distribuzione secondaria BB

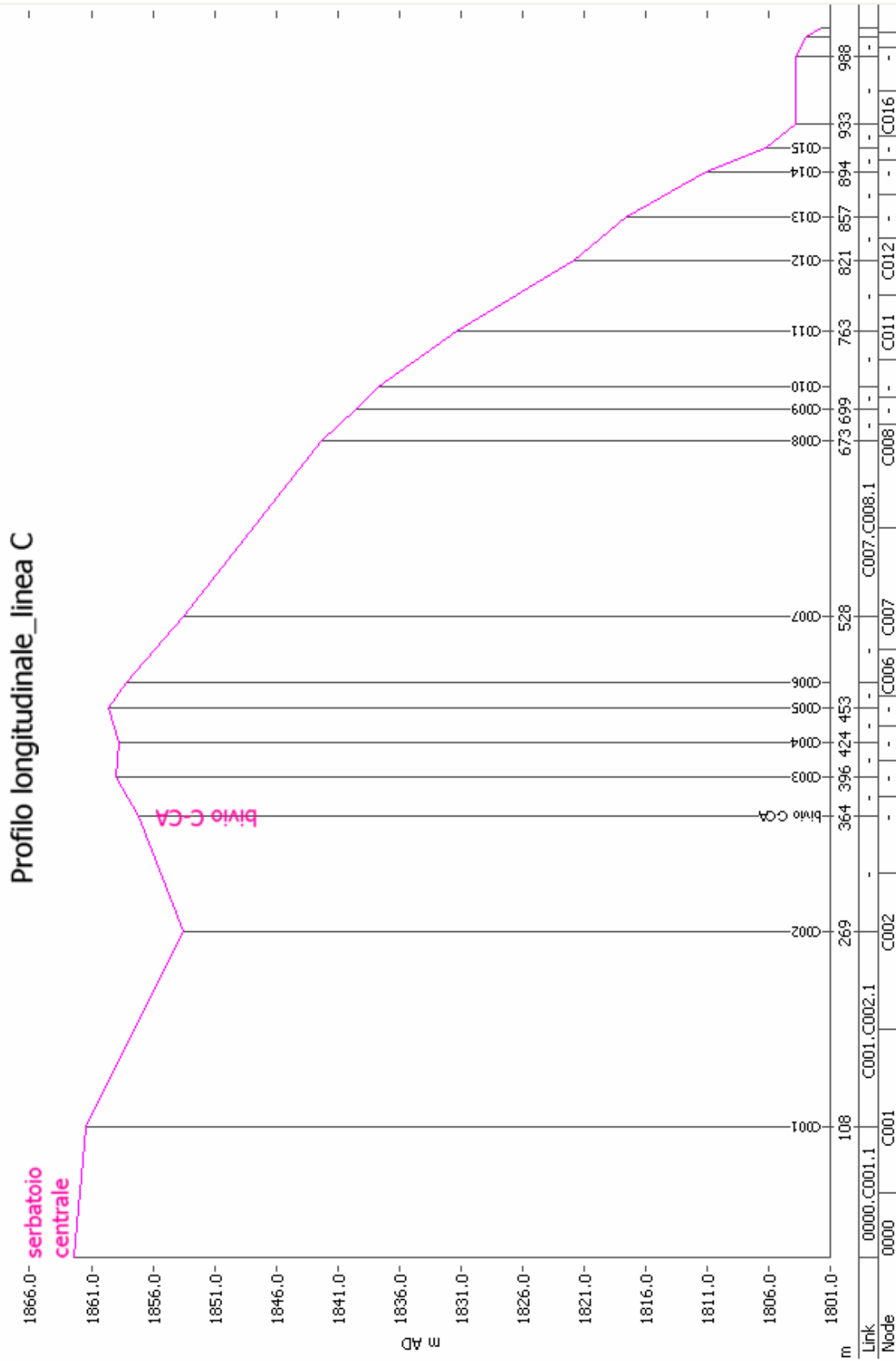


fig.4.6_ Profilo longitudinale della linea di distribuzione C

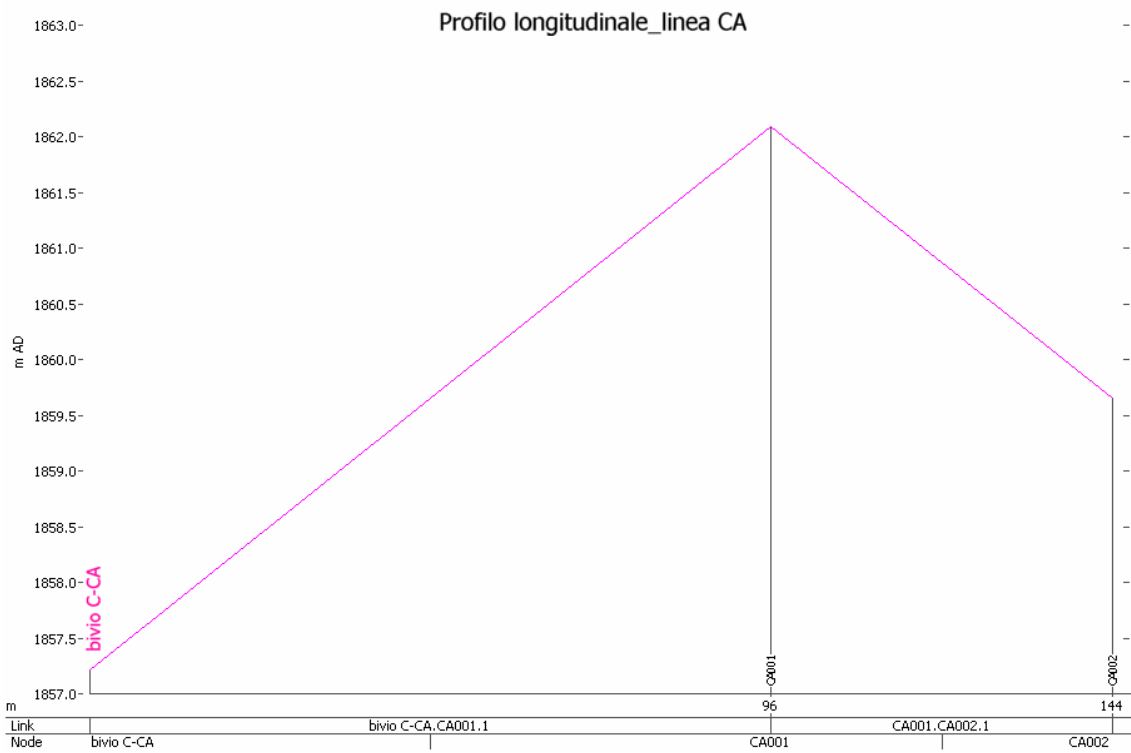


fig.4.7_ Profilo longitudinale della linea di distribuzione secondaria CA

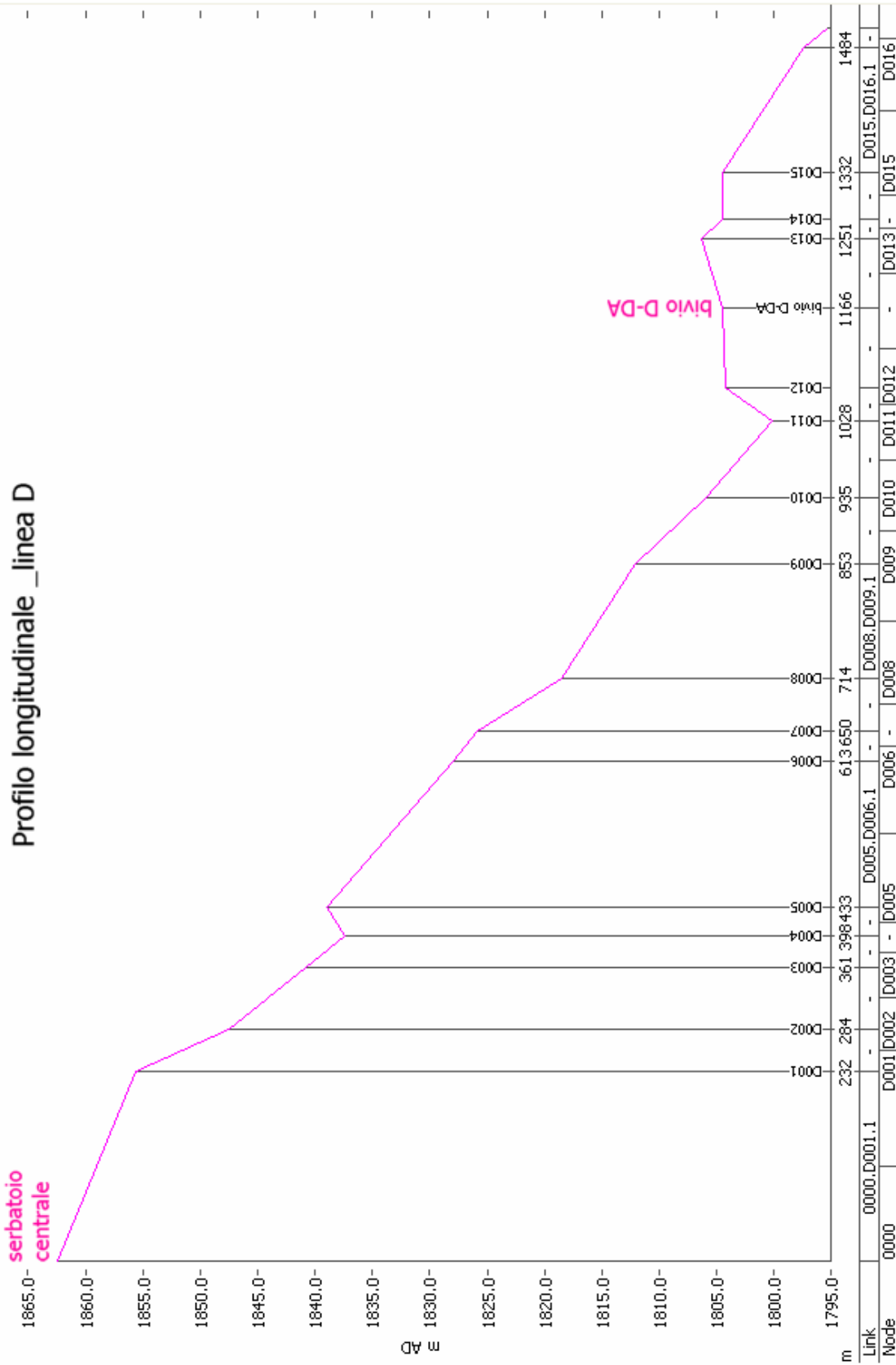


fig.4.8_Profilo longitudinale della linea di distribuzione D

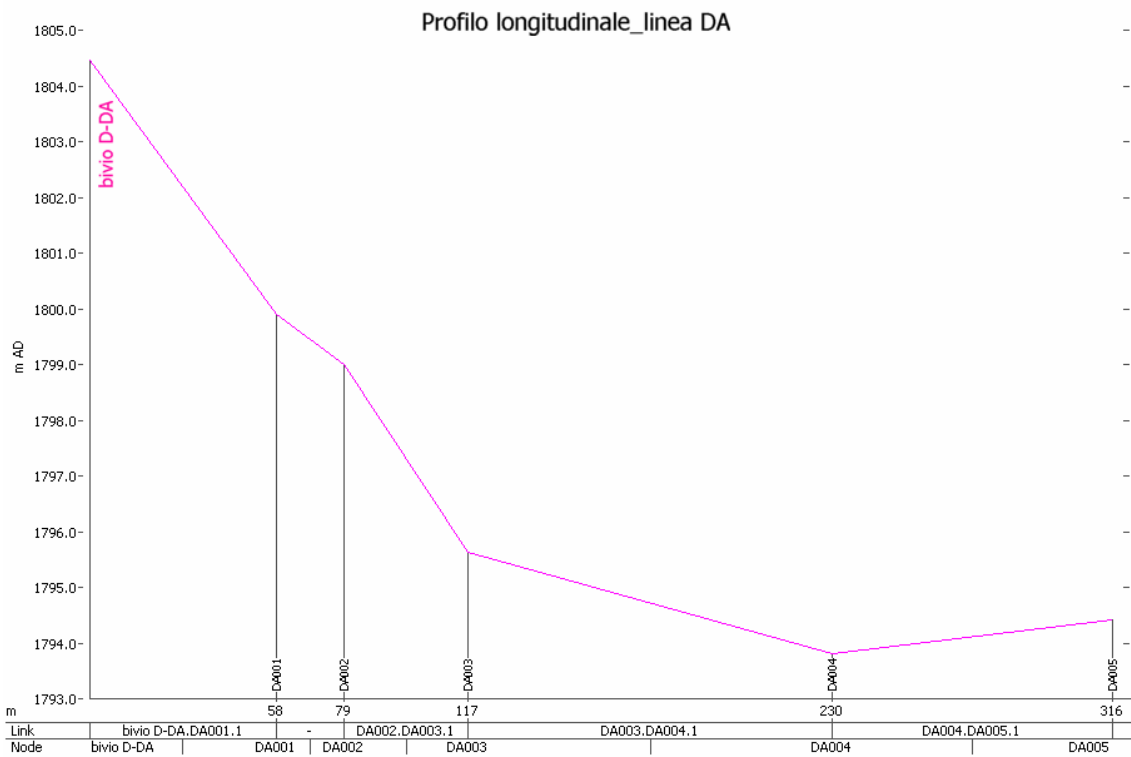


fig.4.9_ Profilo longitudinale della linea di distribuzione secondaria DA

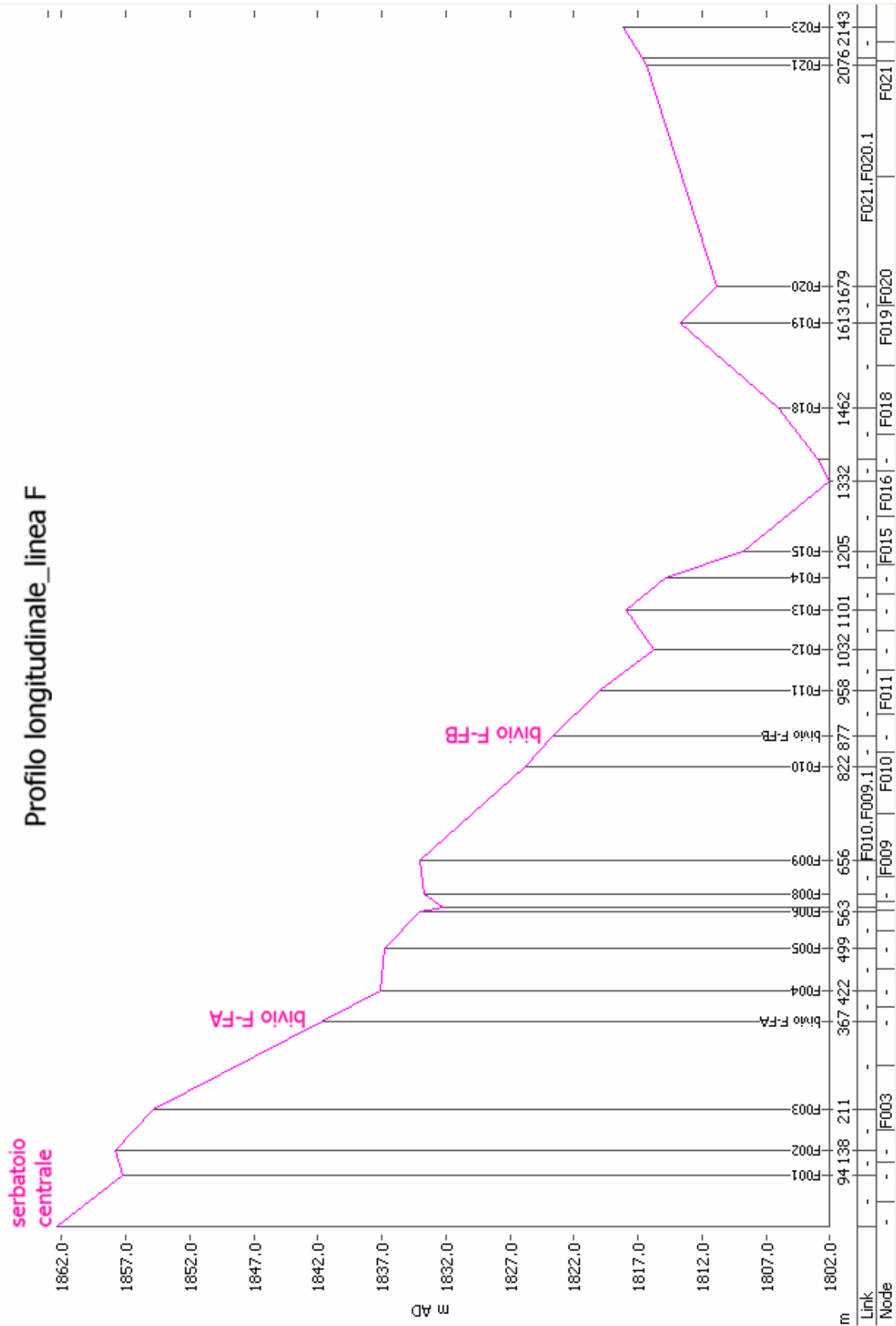


fig.4.10_ Profilo longitudinale della linea di distribuzione F

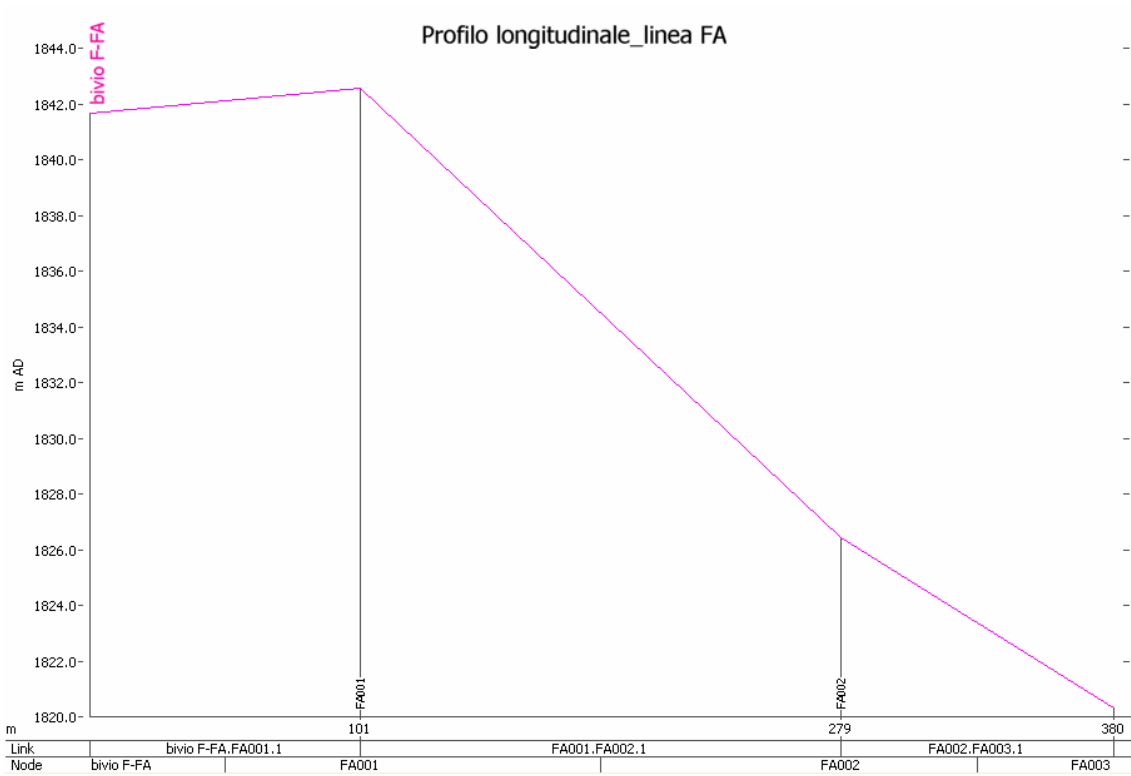


fig.4.11_Profilo longitudinale della linea di distribuzione secondaria FA

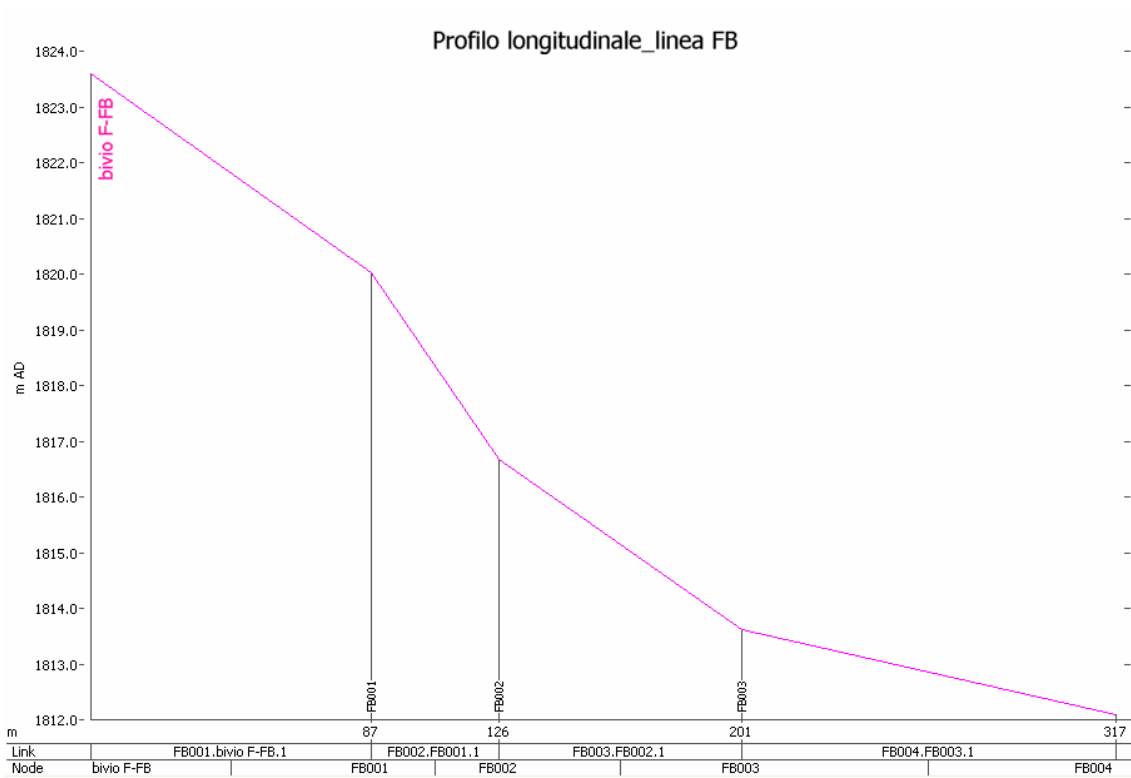


fig.4.12_Profilo longitudinale della linea di distribuzione secondaria FB

4.1.2 I collegamenti

Tubazioni

Avendo inserito i nodi a partire dalla planimetria rilevata col GPS e importata dai file GIS, InfoWorks ha assegnato in automatico alle condotte la lunghezza e i nodi iniziale e finale. Una volta eseguita la simulazione, la portata avrà segno positivo se il moto si svolge dal nodo iniziale al nodo finale, negativo in caso contrario.

Occorre poi inserire per ogni condotta il materiale e il diametro interno. L'acquedotto è formato quasi completamente da condotte in policloruro di vinile non plastificato (UPVC). Gli unici punti in cui il materiale cambia sono nei primi 40 metri dalla presa e in corrispondenza di passaggi sotto a strade o curve brusche, in cui il materiale è l'acciaio. Nell'adduzione sono presenti i diametri 160, 110 e 63 mm, nella distribuzione ci sono dei 63, 50, 32, 25 mm.

I valori di scabrezza di Hazen-Williams per il calcolo delle perdite distribuite sono $C=140$ per le condotte in UPVC e $C=100$ per l'acciaio; per la celerità delle onde abbiamo assunto 500 m/s per le condotte in UPVC e 1400 m/s per quelle in acciaio. Sia i valori di scabrezza sia quelli di celerità sono stati desunti dalle tabelle fornite da IW.

Valvole a galleggiante

All'ingresso del serbatoio di accumulo e del BPT sono presenti delle valvole a galleggiante che bloccano il flusso qualora il serbatoio si riempia completamente.

La valvola è rigidamente collegata ad un organo che chiude o apre la condotta di alimentazione, in diretta dipendenza dal livello dell'acqua nel serbatoio. Per caratterizzare la valvola sono necessari il livello massimo e minimo: quando l'altezza dell'acqua in vasca è superiore al livello massimo, leggermente inferiore alla capacità massima del serbatoio, la valvola è chiusa. Al di sotto del livello minimo la valvola è completamente aperta e non provoca alcuna perdita di carico concentrata. Durante gli stati di parziale chiusura, la valvola crea una perdita di carico concentrata, in funzione della percentuale di sezione disponibile al flusso. Il software utilizza la curva caratteristica che lega il grado di apertura della valvola al coefficiente di perdita localizzata mostrata in fig.4.11.

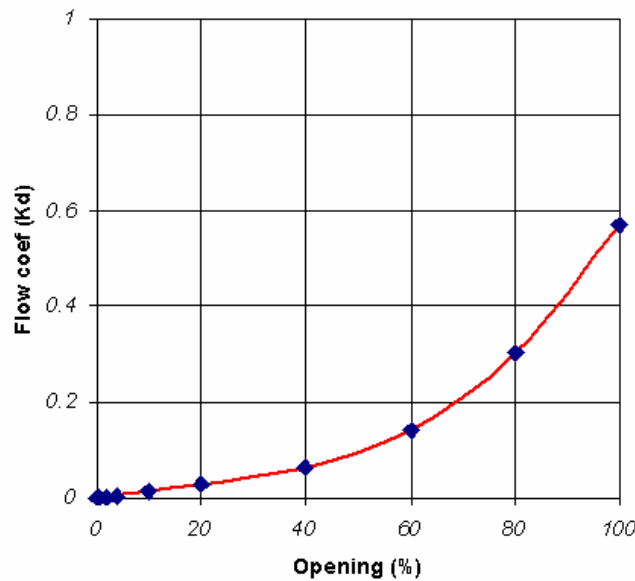


fig.4.13_ Valvola a galleggiante: coefficiente di flusso K_d in funzione del grado di apertura

La valvola è schematizzata da una connessione: la lunghezza è stata scelta convenzionalmente pari ad un metro, il diametro è pari a quello della condotta in arrivo al serbatoio e la rugosità è lievemente superiore a quella della condotta, in quanto la valvola è in acciaio. Occorre inoltre scegliere la regolazione (di tipo aperto/chiuso o continua come si è scelto), il range di regolazione (scelto in base al diametro), la quota di ingresso al serbatoio (ipotizzata pari al livello massimo del serbatoio) e la profondità di controllo (l'altezza rispetto al fondo del serbatoio alla quale la valvola è completamente chiusa, il livello massimo del range di regolazione corrisponde a questa quota massima).

Saracinesche

All'inizio delle 4 distribuzioni sono installate delle saracinesche, che è utile inserire nei programmi per tener conto soprattutto delle perdite concentrate causate dalla discontinuità che rappresentano. La saracinesca è composta di un disco che scorre verticalmente alla direzione del flusso per ridurre o annullare la portata transitante. Può essere utilizzata per isolare parte delle condotte, pompe o altri dispositivi. Il software utilizza la curva caratteristica che lega il grado di apertura della valvola al coefficiente di perdita localizzata mostrata in fig.4.14.

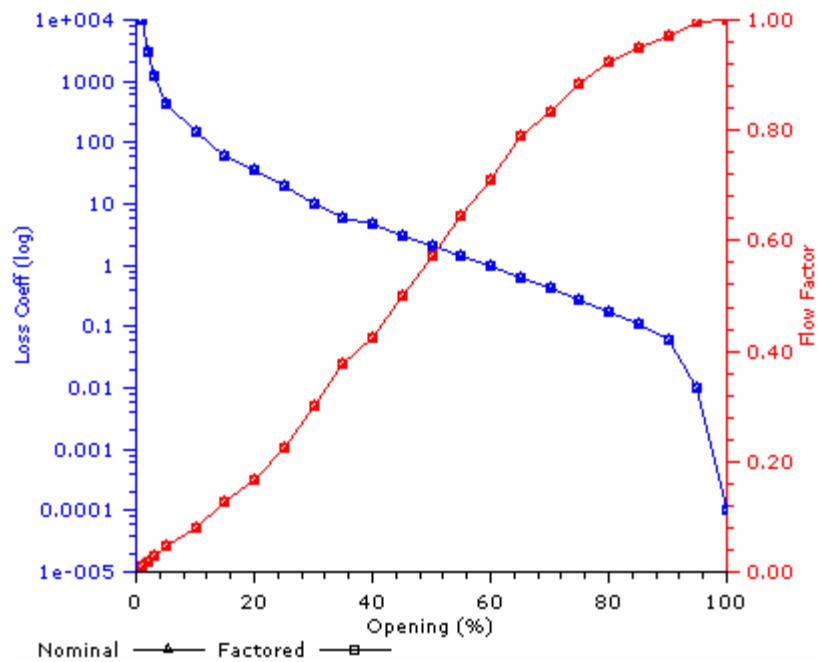


fig.4.14_Saracinesca: coefficiente di flusso K_d e portata passante in funzione grado di apertura

Anche le saracinesche sono schematizzate da connessioni: la lunghezza è stata scelta convenzionalmente pari ad un metro, il diametro è pari a quello della condotta in uscita dal serbatoio e la rugosità è lievemente superiore a quella della condotta, in quanto la valvola è in acciaio.

4.1.3 Il prelievo

InfoWorks richiede i valori di portata media, che poi provvede a scalare secondo il pattern giornaliero fornito, riportato al capitolo 2 in fig.2.12. E' poi possibile inserire i valori di variazione settimanali (non considerati) e mensili, come quanto riportato in fig.2.13.

4.1.4 Altri parametri

I parametri di simulazione da applicare al modello sono stati opportunamente configurati: timestep di un minuto; durata della simulazione pari a 24 ore; numero massimo di iterazioni per timestep pari a 99; accuratezza di calcolo pari a 0.1 litri al secondo; domanda calcolata nell'istante centrale dell'intervallo temporale.

4.2 Esportazione dei dati a EPANET

L'esportazione dei dati della rete ad EPANET può essere realizzata grazie ad un apposito comando di InfoWorks WS. Attraverso l'Help di IW è possibile risalire alle convenzioni utilizzate ed alle differenze tra i due programmi.

4.2.1 I nodi

I nodi sono esportati come JUNCTIONS (nodi), RESERVOIRS (sorgenti) o TANKS (serbatoi), a seconda del tipo di nodo. Vengono mantenute le coordinate dei punti.

Nodi semplici

EPANET	InfoWorks WS
ID	ID Nodo

ELEVATION	Z
BASE DEMAND FLOW	La domanda media è esportata nella sezione [DEMAND]
DEMAND PATTERN ID	Il pattern di variazione della domanda è esportato alla sezione [PATTERN]

Piezometriche

EPANET	InfoWorks WS
ID	ID Nodo
HEAD	<p>Se i controlli sono esportati insieme alla rete:</p> <ul style="list-style-type: none"> - se il carico della piezometrica non è variabile nel tempo HEAD corrisponde a LIVELLO FISSO - se il carico della piezometrica è variabile nel tempo e il primo valore è diverso da 0, HEAD assume il primo valore del profilo variabile - se il carico della piezometrica è variabile nel tempo e il primo valore è uguale a 0, HEAD assume il valore di Z <p>Se i controlli non sono esportati insieme alla rete, HEAD assume il valore di Z.</p>
HEAD PATTERN ID	<p>Se i controlli sono esportati insieme alla rete, HEAD PATTERN ID di EPANET corrisponde all'ID Nodo.</p> <p>I profili di variazione delle piezometriche sono esportati nella sezione [PATTERNS]</p>

4.2.2 I collegamenti

I dati sui collegamenti sono esportati a PIPES, PUMPS o VALVES, a seconda del tipo di collegamento. Le coordinate dei vertici delle condotte sono esportate nella sezione [VERTICES].

Tubazioni

EPANET	InfoWorks WS
--------	--------------

ID	Costruito attraverso i nodi iniziale e finale e dal suffisso delle condotte: <Nodo1>.<Nodo2>.suffisso
NODE 1	Nodo 1
NODE 2	Nodo 2
LENGHT	Lunghezza
DIAMETER	Diametro
ROUGHNESS COEFFICIENT	Friction Type = Hazen-Williams HW-c Friction Type = Colebrook-White: CW-k EPANET non supporta i coefficienti di scabrezza secondo Darcy-Weisbach e non permette di esprimerli secondo autori diversi all'interno della stessa rete. Se il coefficiente di scabrezza sono espressi secondo DW, il valore di IW viene aggiunto alla perdita concentrata e importato in EPANET in questa forma.
MINOR LOSS COEFFICIENT	Perdita concentrata. Se il coefficiente di scabrezza sono espressi secondo DW, il valore di IW viene aggiunto alla perdita concentrata e importato in EPANET in questa forma.
STATUS	Se i controlli sono esportati insieme alla rete ed è selezionata Tubazione chiusa, lo stato di EPANET sarà impostato su CLOSED.

Valvole

EPANET	InfoWorks WS										
ID	Costruito attraverso i nodi iniziale e finale e dal suffisso delle condotte: <Nodo1>.<Nodo2>.suffisso										
NODE 1	Nodo 1										
NODE 2	Nodo 2										
DIAMETER	Diametro										
VALVE TYPE	<table border="1"> <thead> <tr> <th>valvole di InfoWorks</th> <th>valvole di EPANET</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>THV</td> <td>TCV</td> </tr> <tr> <td>PRV</td> <td>PRV</td> </tr> <tr> <td>PSV</td> <td>PSV</td> </tr> <tr> <td>FRV</td> <td>FCV</td> </tr> </tbody> </table>	valvole di InfoWorks	valvole di EPANET	THV	TCV	PRV	PRV	PSV	PSV	FRV	FCV
valvole di InfoWorks	valvole di EPANET										
THV	TCV										
PRV	PRV										
PSV	PSV										
FRV	FCV										

	Altri tipi (o se non sono esportati i dati di controllo)	TCV
VALVE SETTING	valvole di InfoWorks	valvole di EPANET
	THV	perdita concentrata determinata dalla curva
	PRV	pressione costante (l'eventuale profilo variabile non è esportato)
	PSV	pressione costante (l'eventuale profilo variabile non è esportato)
	FRV	portata costante (l'eventuale profilo variabile non è esportato)
	Altri tipi (o se non sono esportati i dati di controllo)	Perdita quando aperto
MINOR LOSS COEFFICIENT	Perdita quando aperto	

Valvole a galleggiante

EPANET	InfoWorks WS
ID	Costruito attraverso i nodi iniziale e finale e dal suffisso delle condotte: <Nodo1>.<Nodo2>.suffisso
NODE 1	Nodo 1
NODE 2	Nodo 2
DIAMETER	Diametro
VALVE TYPE	TCV
VALVE SETTING	Perdita quando aperto
MINOR LOSS COEFFICIENT	Perdita quando aperto. Se questo valore non è impostato in IW WS, il coefficiente è preso dalla curva della valvola

4.2.3 Il prelievo

Il prelievo al nodo è convertito in un valore medio ed esportato alla sezione [DEMANDS].

EPANET	InfoWorks WS
JUNCTION	ID Nodo
DEMAND	Prelievo medio calcolato dal prelievo del punto utenza, dall'uso del terreno, da una domanda definita dall'utente e dalle perdite
PATTERN	Categoria dei diagrammi di domanda, se applicabile
PATTERN ID LABEL	Nome della Demand Category
MULTIPLIERS	Pattern di variazione giornaliera della Demand Category

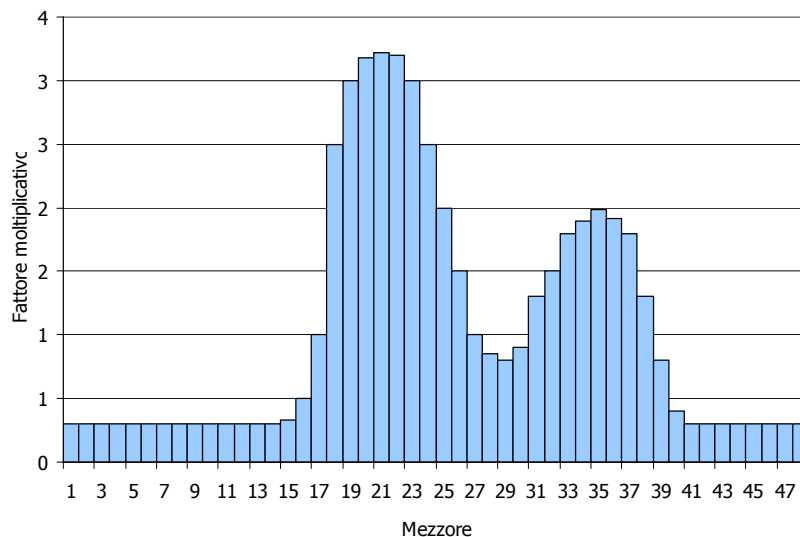


fig.4.15_Pattern di variazione temporale della domanda alle fontane utilizzato da EPANET

Come si nota dal diagramma, EPANET approssima la domanda ad un valore costante per ogni mezzora; InfoWorks WS invece approssima linearmente tra un valore e l'altro.

4.2.4 Altri parametri

I parametri di simulazione da applicare al modello sono stati opportunamente configurati: timestep di un minuto; durata della simulazione pari a 24 ore; numero massimo di iterazioni per timestep pari a 99; accuratezza di calcolo pari a 0.1 litri al secondo; domanda calcolata nell'istante centrale dell'intervallo temporale.

Bibliografia e sitologia del capitolo 4

- [1] Autori vari. *Small Community Water Supplies: Technology, People and Partnership*. IRC Technical Paper Series 40. IRC, International Water and Sanitation Center, 2002. Capitolo 4, Dave Nozaic, *Water Quality and quantity*.
- [2] Guy Howard, Jamie Bartram. *Domestic Water Quantity, Service Level and Health*. WHO, *World Health Organization*, 2003 reperibile all'indirizzo www.who.int/water_sanitation_health/diseases/WSH03.02.pdf

Capitolo 5

Simulazioni

Le simulazioni sono state realizzate con entrambi i programmi di calcolo, InfoWorks WS ed EPANET. Gli scenari di simulazione e le relative condizioni di consumo sono quelli elencati al paragrafo 2.4: sono state analizzate la situazione attuale, comprendente 71 allacci con le restanti utenze non ancora allacciate e i beneficiari extra progetto attribuiti alle fontane , e quella a regime, comprendente 176 allacci e i beneficiari extra progetto afferenti alle fontane.

Per ognuno dei due scenari sono state verificate due condizioni di consumo: una volta stimata la variazione stagionale, si è ritenuto interessante valutare la risposta della rete in condizione di consumi massimi nella stagione estiva (condizione che comporta carichi minimi sulle condotte e quindi possibili disservizi nell'erogazione dell'acqua) e in condizione di consumi minimi nella stagione delle piogge (condizione che comporta alti carichi sulle condotte, eventualmente oltre le stesse pressioni nominali).

Per ognuno degli scenari e condizione di consumo viene analizzata la stabilità del sistema e riportate le variazioni di livello nel serbatoio centrale e nel BPT, le pressioni massime di esercizio e le relative criticità (secondo la classificazione stabilita al paragrafo 5.1.2) e le pressioni minime.

I programmi hanno dato risultati sostanzialmente analoghi, presentando gli stessi andamenti e gli stessi valori delle grandezze analizzate, descritte nel dettaglio nel paragrafo 5.1. Le differenze tra i due calcolatori sono invece riportate al paragrafo 5.4. Data la concordanza nei risultati, si è scelto di integrarne gli output utilizzando grafici ricavati da InfoWorks WS (riguardanti il livello di riempimento nei serbatoi, l'andamento dei carichi nei nodi più sfavoriti, i profili longitudinali) e mappe tematiche della rete di

distribuzione ricavate da EPANET (per la valutazione dei carichi minimi in condizione di picco giornaliero della domanda).

5.1 Parametri di analisi

5.1.1 Variazioni di livello nel serbatoio centrale e nel BPT

L'analisi dei livelli nel serbatoio e nel BPT è interessante per diversi motivi. Analizzando il livello dell'acqua immagazzinata nel serbatoio di accumulo si può stimare se, anche nei momenti di massimo prelievo, la pressione minima non è tale da comprometterne il riempimento e il servizio di erogazione dell'acqua.

Il completo svuotamento dei BPT rappresenterebbe una condizione critica e potenzialmente pericolosa per il sistema, comporterebbe un maggiore rischio di funzionamento a canaletta della condotta di monte, associato ad un crollo della piezometrica, non più sostenuta dalla perdita di carico concentrata nella valvola galleggiante, aperta al 100%.

5.1.2 Pressioni massime: definizione delle criticità e normativa di riferimento

L'andamento delle pressioni massime nella rete va analizzato in quanto l'acquedotto è costituito quasi interamente da condotte in UPVC, materiale che presenta bassi valori di pressione nominale PN (tab.5.1).

		PN (bar)
UPVC	classe A	4
	classe B	6
	classe C	10
	classe D	12.5

	classe E	16
	ACCIAIO	20

tab.5.1_ Valori delle pressioni nominali per condotte in UPVC e acciaio

Per l'analisi della rete, si è scelto di classificare le criticità legate alle alte pressioni in due categorie: criticità alta e media.

Sono stati definiti a *criticità alta* i punti in cui la pressione massima di esercizio risultante dalla simulazione supera il valore di pressione nominale sopportata dai tubi, definito dalla loro classe.

Sono invece definiti a *criticità media* quei punti in cui la massima pressione di esercizio aumentata di 2.5 bar supera il valore di pressione nominale della condotta. Il valore 2.5 bar è stato desunto dalla normativa italiana di riferimento per la verifica delle tubazioni, ovvero il Decreto del Ministero dei Lavori Pubblici del 12 dicembre 1985 [1], di cui si riporta la parte relativa alle verifiche di sicurezza.

Verifiche di sicurezza

Nel progetto devono essere definite, lungo le tubazioni e per le varie tratte di esse, le pressioni di esercizio PE come massimi valori delle pressioni P che possono verificarsi in asse delle tubazioni per il più gravoso funzionamento idraulico del sistema, comprese le eventuali sovrappressioni Δp determinate da prevedibili condizioni di esercizio, anche se conseguenti a fenomeni transitori.

In assenza di calcolo specifico e, in ogni caso per le reti di distribuzione con diametri non maggiori di 350 mm, per le sovrappressioni conseguenti a manovre di regolazione del sistema, indipendentemente dalla tipologia delle tubazioni impiegate, sarà adottato il valore

$$\Delta p = 2.5 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}.$$

Il valore di $2.5 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ corrisponde a circa 2.5 bar, ovvero a 25 metri di colonna d'acqua:

è la sovrappressione con cui sono state calcolate le criticità medie.

5.1.3 Pressioni minime

La rete è stata schematizzata soltanto fino alle condotte di distribuzione, a causa della mancanza di rilievi GPS degli allacci dei privati dalle case all'acquedotto. Occorre quindi verificare che i carichi siano sufficienti a garantire il servizio per le utenze, e va comunque stimato un valore minimo da mantenere nelle tubazioni dell'acquedotto per scongiurare il pericolo delle infiltrazioni dall'esterno.

Per il calcolo delle perdite lungo le tubazioni che collegano la linea di distribuzione al rubinetto delle utenze, è stata realizzata una simulazione di prova inserendo delle condotte di diametro di 12 mm in corrispondenza dei punti più sfavoriti della rete di distribuzione. Si è ricavato che, in condizione di massimo consumo e di conseguenza di minimi carichi, le perdite massime osservate in tali condotte sono pari a 0.70 m.

Considerando un carico minimo netto sopra il rubinetto pari a 2.5 m, la sua altezza, e l'affondamento delle condotte sotto al piano di campagna, si ottiene che il valore minimo che il carico può assumere nel nodo di allacciamento alla condotta di distribuzione è pari a 4.80 m. In bibliografia [1], i valori indicativi per le pressioni minime variano tra 5 e 10 m, per cui come dato di riferimento per le verifiche è stato assunto il valore di 5 m, che si avvicina ai calcoli realizzati attraverso la simulazione.

Il valore di 5 m è indicato per le considerazioni di tipo qualitativo e permette di individuare i nodi "critici"; in realtà come livello minimo di servizio si è ritenuto accettabile un carico utile sopra il rubinetto pari a 1.5 m, quindi una pressione al nodo della distribuzione pari a 4 m.

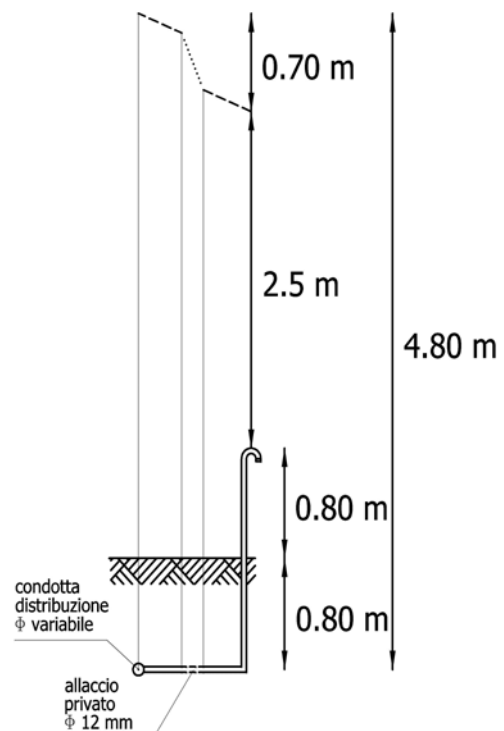


fig.5.1_ Valutazione del carico minimo da assicurare ai nodi

5.2 Scenario attuale

Lo scenario attuale prevede soltanto 71 utenti allacciati all'acquedotto, comprendenti le scuole, l'ufficio del CEFA e le due fontane a cui sono attribuite le restanti 105 utenze in attesa di essere collegate e i 1500 beneficiari all'infuori del progetto.

	numero utenze per categoria	portata per singola utenza (l/s)	persone servite
connessioni domestiche	71	0.0073	497
comprensorio scuole	1	0.2431	700
ufficio	1	0.0877	/
fontane	2	0.1117	2235

tab.5.2_Tabella riassuntiva degli utenti serviti nello scenario attuale

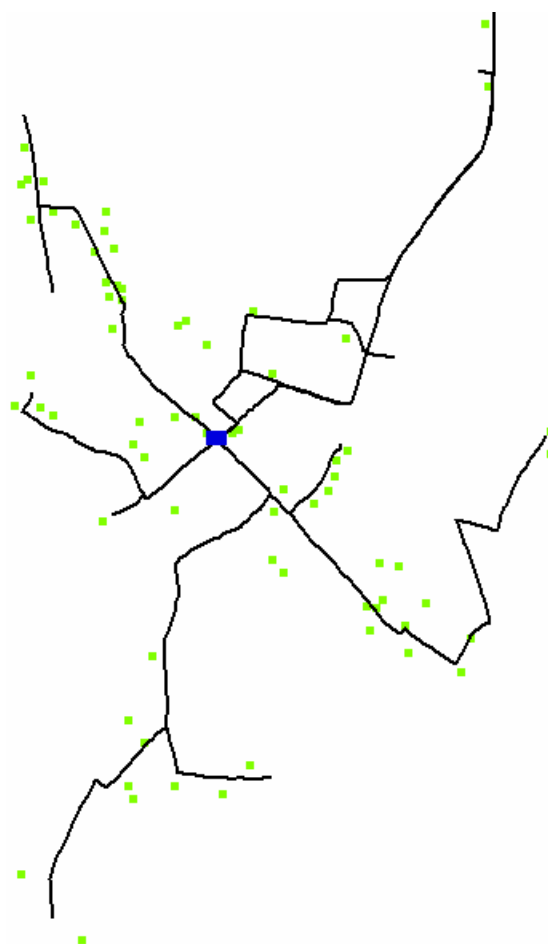


fig.5.2_Distribuzione delle utenze nello scenario attuale (fonte: InfoWorks WS)

5.2.1 Consumi massimi

Lo scenario con consumi massimi è rappresentativo della situazione nei mesi estivi, in cui la precipitazione è trascurabile e si ipotizza che l'acqua venga prelevata esclusivamente dall'acquedotto. La variazione giornaliera è quella descritta al capitolo 2 e rappresentata in figura 2.12, mentre il coefficiente moltiplicativo stagionale è preso pari a 1.

Il sistema risulta stabile quando sottoposto alle condizioni attuali di prelievo: non si riscontrano infatti errori di simulazione, né oscillazioni ampie dei valori calcolati o risultati privi di significato.

Livello nel serbatoio e nel BPT

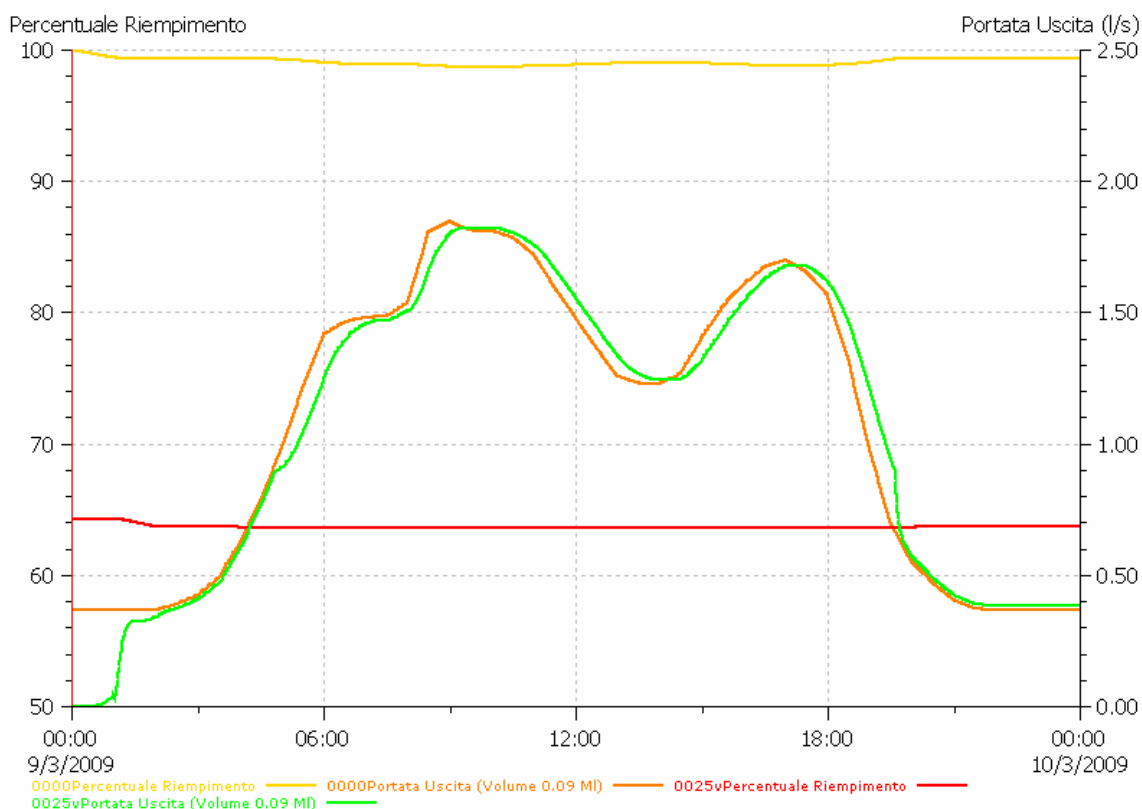


fig.5.3_Livello di riempimento e portata in uscita per il serbatoio centrale indicato come 0000 e il BPT indicato come 0025v (fonte: InfoWorks WS)

Il serbatoio e il BPT restano entrambi a livello quasi costante, in particolare pari al livello impostato nei controlli attraverso la simulazione di prova. Il serbatoio centrale resta praticamente pieno in ogni momento della simulazione; non si riscontrano problemi nemmeno nei momenti di massimo prelievo, in cui la pressione minima non compromette il riempimento dei serbatoi e il servizio di erogazione dell'acqua.

Pressioni massime e criticità

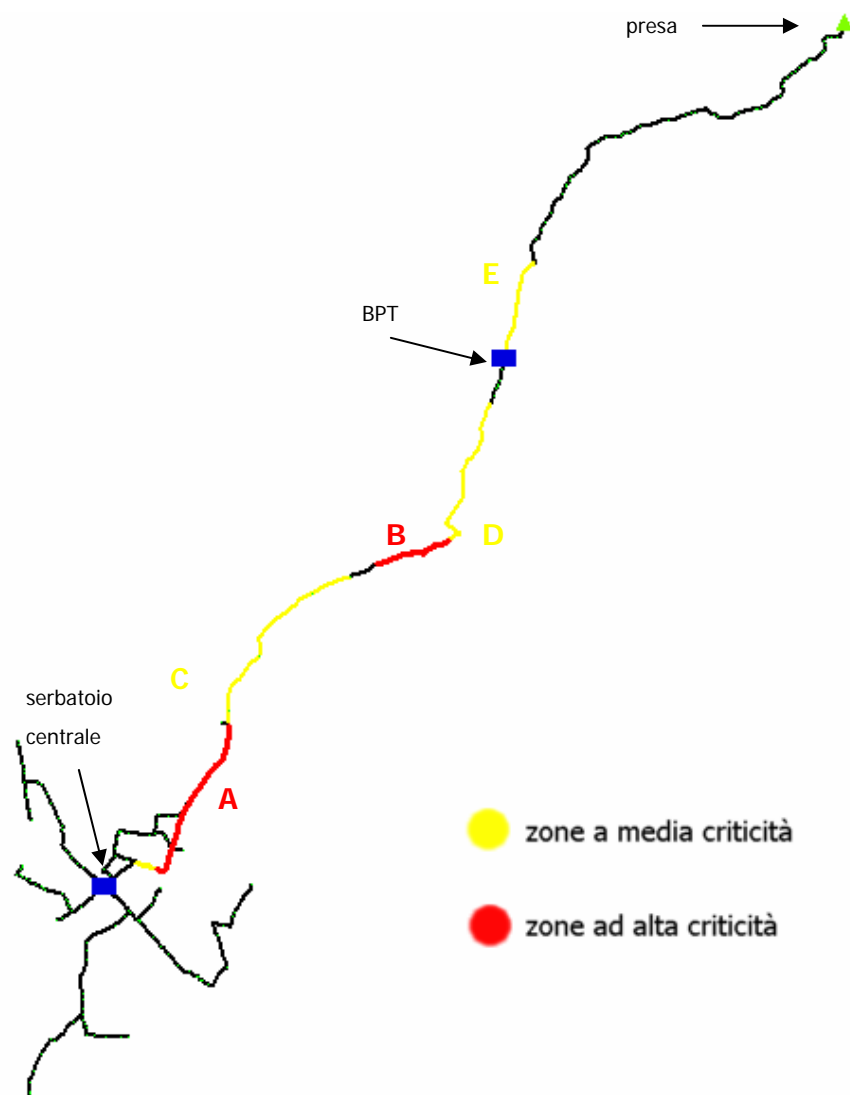


fig.5.4_Localizzazione delle zone ad alta e media criticità

In figura 5.4 sono riportate le zone critiche, secondo la classificazione precedentemente illustrata. Ovviamente le zone a bassa criticità (in giallo) comprendono anche quelle ad alta (in rosso). Le criticità riguardano solo condotte dell'adduzione: le alte criticità si collocano in particolare nella parte finale, a poca distanza dal serbatoio centrale.

Dopo aver eseguito le simulazioni, si è notato che le criticità della rete restano pressoché costanti in tutti gli scenari. Il motivo risiede fondamentalmente nel fatto che il BPT e il serbatoio, non variando significativamente di livello durante le simulazioni, fissano la piezometrica di tutto il tratto di adduzione compreso tra di loro. Analizzando l'andamento altimetrico dell'adduzione, si nota come i problemi di sovrappressioni nascano dal fatto che la rete, prima di risalire verso il serbatoio, passi per una zona depressa, che causa un aumento notevole del carico sopra le condotte.

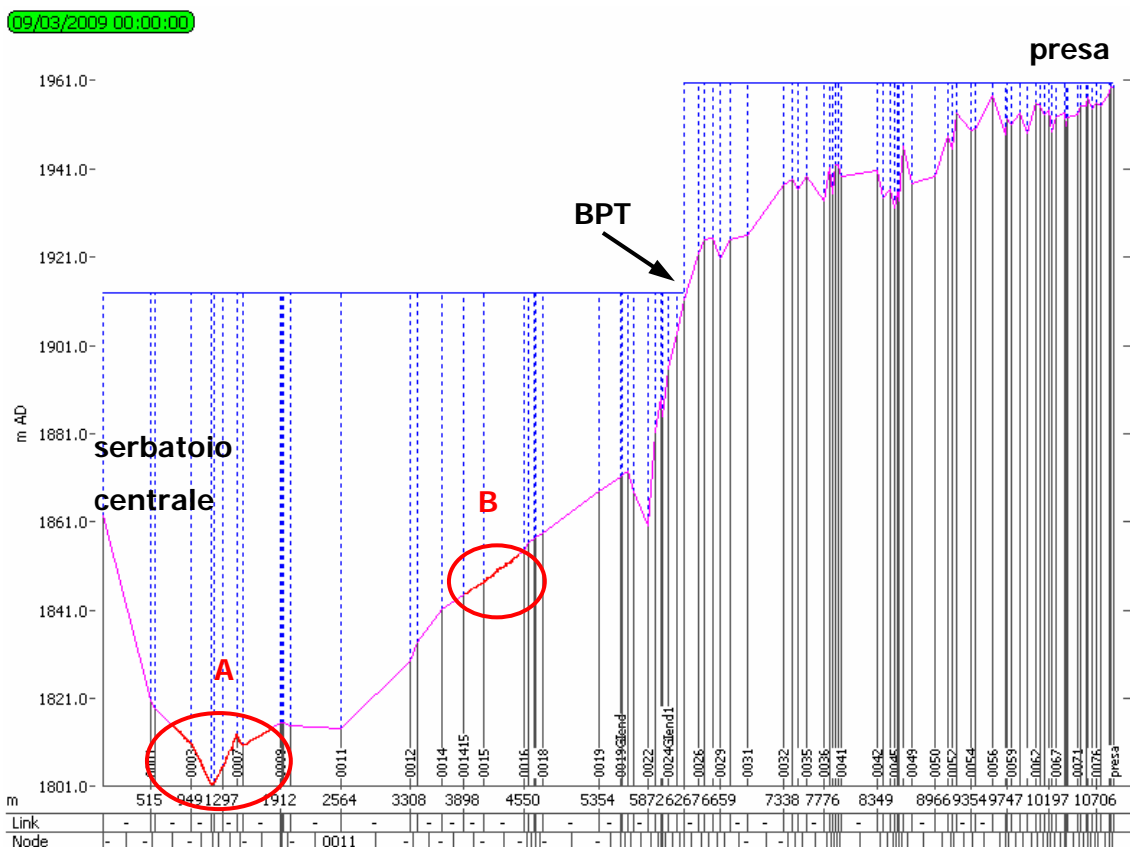


fig. 5.5_Profilo longitudinale dell'adduzione e piezometrica nel momento di massime pressioni

(fonte: InfoWorks WS)

Dal profilo in fig.5.5 si nota anche come la presenza del BPT sia fondamentale per abbassare le pressioni sulla linea adduttrice a valle dello stesso. L'inserimento del BPT ha permesso l'utilizzo di tubazioni con PN inferiori, abbassando le pressioni medie delle condotte a valle, e quindi il rischio di sovraccarichi, senza conseguenze sul livello di servizio di erogazione.

Nei seguenti grafici non sono stati riportati i brevissimi tratti di condotte in acciaio dislocati lungo la rete in quanto di lunghezza assolutamente trascurabile rispetto alle lunghezze considerate e quindi poco apprezzabili nei disegni. Considerato che le corrispondenti pressioni nominali sono PN 20, queste condotte non risultano mai problematiche (anche per questo si è deciso di non considerarle, né qui né nelle prossime simulazioni).

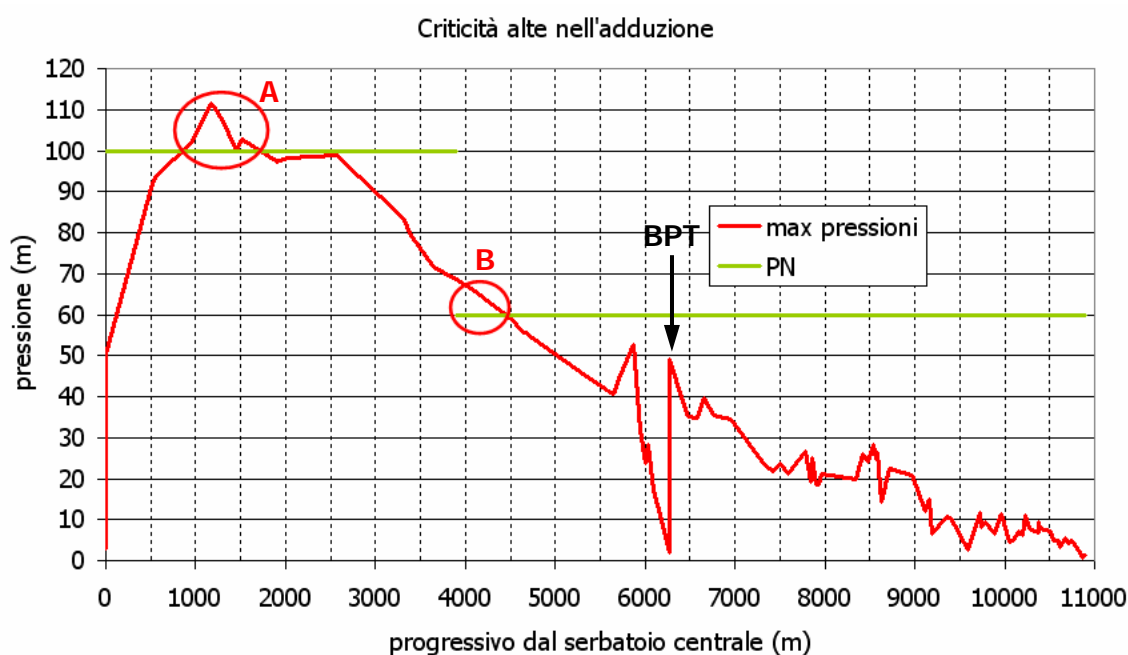


fig.5.6_Zone ad alta criticità (fonte: InfoWorks WS)

Le condotte ad alta criticità nel tratto A sono tutte in UPVC, classe C di diametro 110 mm per una lunghezza complessiva di 875 m. Il Δp massimo vale quasi 12 m in corrispondenza del nodo 0004. Le condotte nel tratto B sono in UPVC, classe B di diametro 60 mm per una lunghezza complessiva di 1100 m circa. Il Δp massimo vale 8.6 m in corrispondenza del nodo 001415.

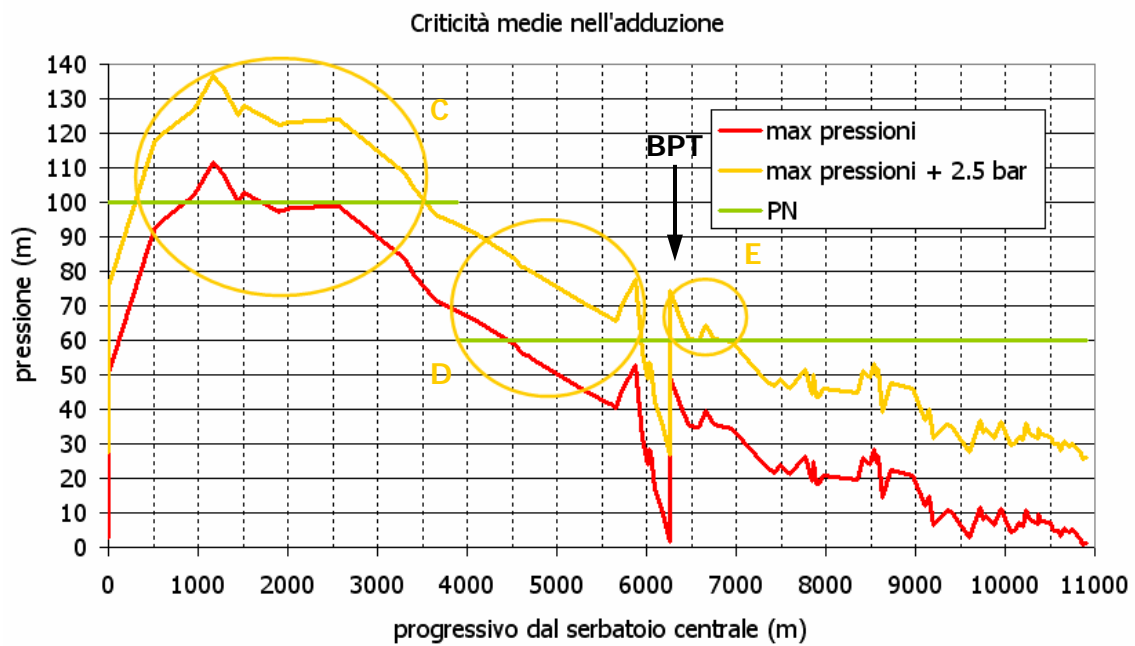


fig.5.7_ Zone a media criticità

Le condotte a media criticità nel tratto C sono in UPVC, classe C di diametro 110 mm per una lunghezza complessiva di 3250 m. Nel tratto D invece sono presenti condotte in UPVC classe B di diametro 110 per una lunghezza di 2000 m; il tratto E è caratterizzato da diametri superiori (160 mm) con tubazioni della stessa classe delle precedenti, ovvero UPVC B e misura 500 m.

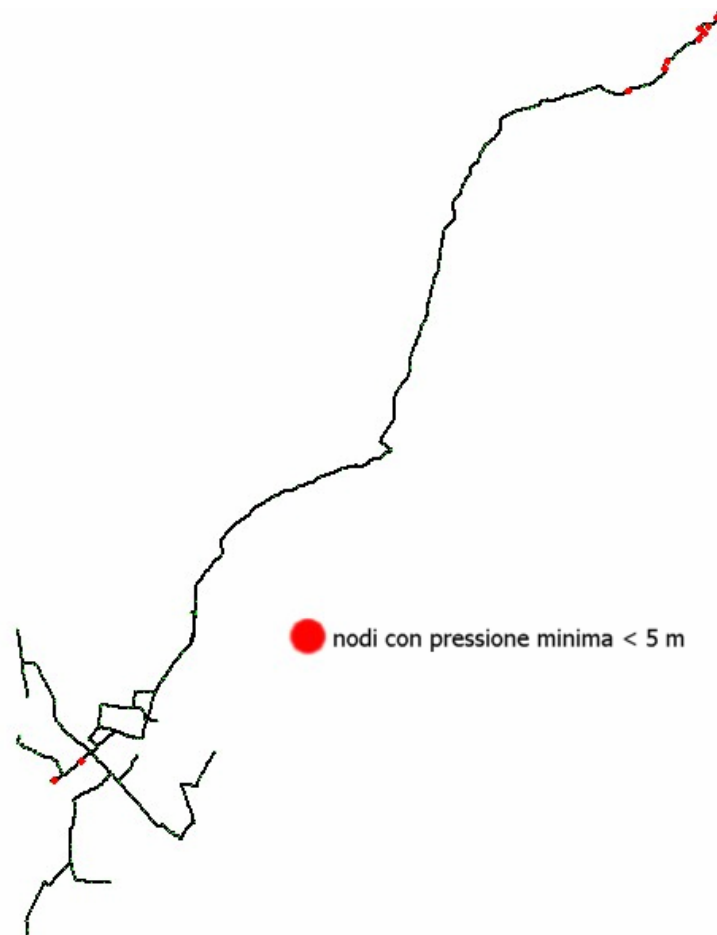
Pressioni minime

fig.5.8_ Localizzazione dei nodi con carico minimo inferiore ai 5m (fonte: InfoWorks WS)

Come evidenziato in figura, i nodi con carico minimo inferiore ai 5 m si collocano in prossimità dell'opera di presa (come è normale che sia visto l'andamento altimetrico delle tubazioni in quella zona) e sulla linea C.

I due nodi della linea C che presentano problemi sono il C001 e il CA001 e non servono alcuna utenza, così come tutti i nodi problematici dislocati sulla linea di adduzione. Gli unici problemi che possono insorgere sono quindi di natura qualitativa, così come spiegato nel paragrafo 5.1.3, in quanto condotte a bassa pressione sono più a rischio di infiltrazioni dall'esterno.

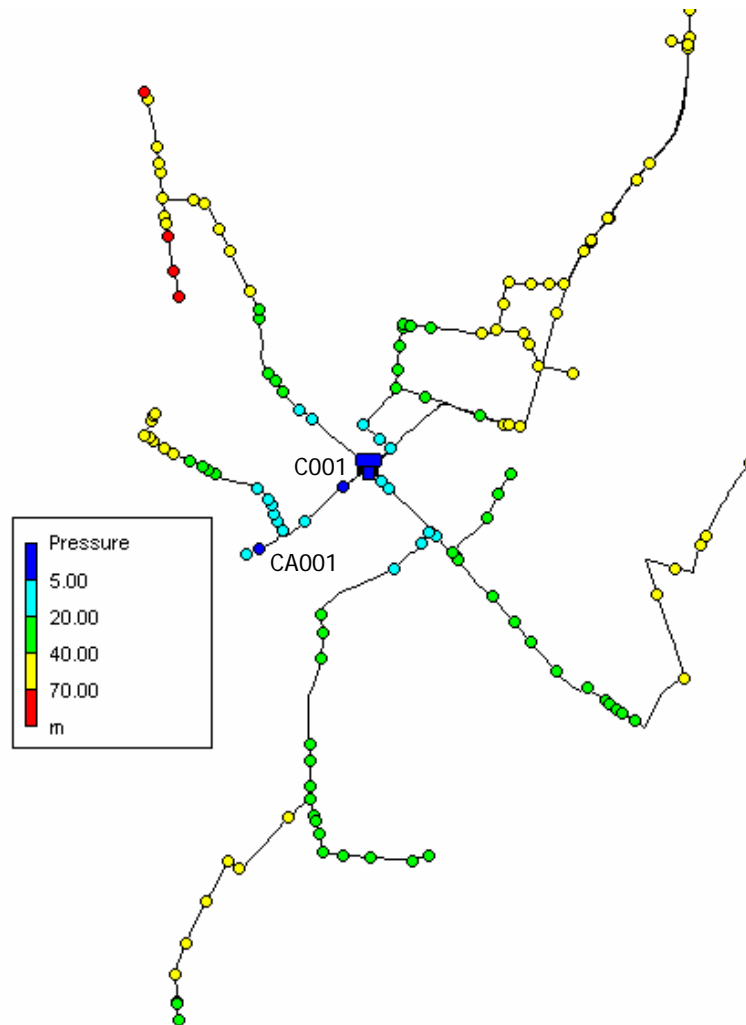


fig.5.9_Andamento delle pressioni nella distribuzione nel momento di minimo carico alle ore 9:00; in evidenza in blu i nodi a carico minimo di tutta la distribuzione (fonte: EPANET)

Come accennato, i due simulatori danno risultati confrontabili, per cui si è scelto di utilizzare EPANET per mostrare l'andamento delle pressioni minime lungo le linee di distribuzione. Come si vede dall'immagine, al di là della zona che circonda il serbatoio in cui i carichi stanno sotto i 20 metri, per ovvie ragioni topografiche, nelle restanti parti della rete i carichi sono sempre superiori a 20 m, anche in condizione di carichi minimi: l'immagine infatti fa riferimento alle 9 del mattino, in cui si ha il massimo prelievo giornaliero secondo i pattern utilizzati. Il serbatoio è collocato in una zona alta rispetto alle linee di distribuzione (gli andamenti del terreno di possono valutare dai profili longitudinali riportati nel capitolo 4); questo permette di avere carichi minimi più che sufficienti a soddisfare la richiesta idrica degli utenti.

5.2.2 Consumi minimi

Lo scenario con consumi minimi è rappresentativo della situazione nei mesi delle piogge lunghe, in cui la precipitazione è da considerare come una fonte di approvvigionamento alternativa all'acqua disponibile con l'acquedotto. La variazione giornaliera è quella descritta al capitolo 2 e rappresentata in figura 2.12, mentre il coefficiente moltiplicativo stagionale è preso pari a 0.5.

Anche in questo scenario, il sistema risulta stabile quando sottoposto alle condizioni attuali di prelievo: non si riscontrano infatti errori di simulazione, oscillazioni ampie dei valori calcolati o risultati privi di significato.

Livello nel serbatoio e nel BPT

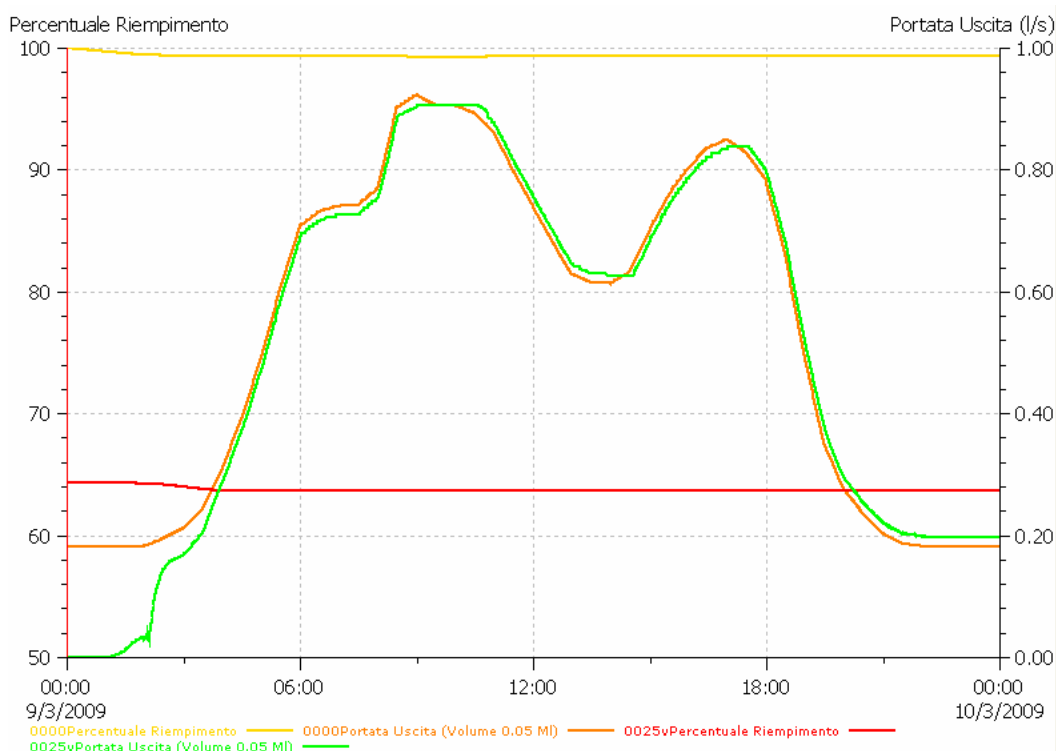


fig.5.10_Livello di riempimento e portata in uscita per il serbatoio centrale indicato come 0000 e il BPT indicato come 0025v (fonte: InfoWorks WS)

Anche per questa configurazione dei consumi, il serbatoio e il BPT restano entrambi a livello quasi costante, in particolare pari al livello impostato nei controlli attraverso la simulazione di prova.

Pressioni massime e criticità

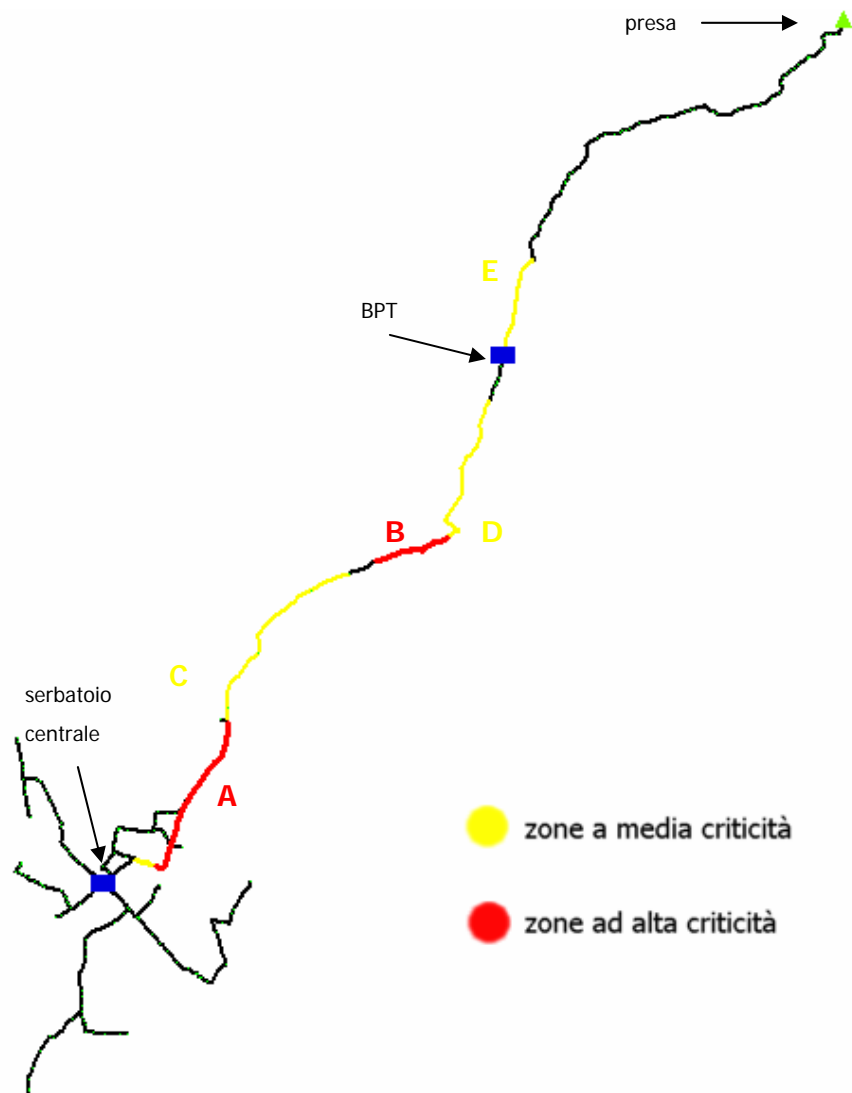


fig.5.11_Localizzazione delle zone ad alta e media criticità

In figura 5.11 sono riportate le zone critiche, secondo la classificazione illustrata, che coincidono con quelle della precedente simulazione. Per maggiori dettagli, vedasi il paragrafo 5.1.2 alla voce *Pressioni massime e criticità*.

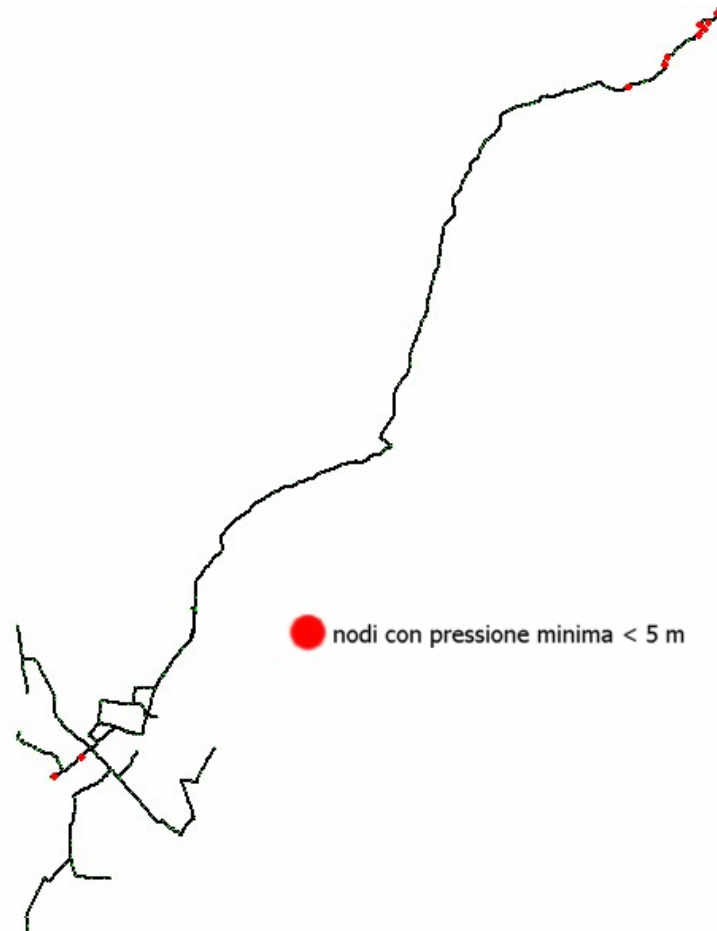
Pressioni minime

fig.5.12_Localizzazione dei nodi con carico minimo inferiore ai 5 m

In fig.12 sono evidenziati i nodi con carico minimo inferiore a 5m: i risultati sono analoghi a quelli ottenuti per la simulazione con consumi massimi.

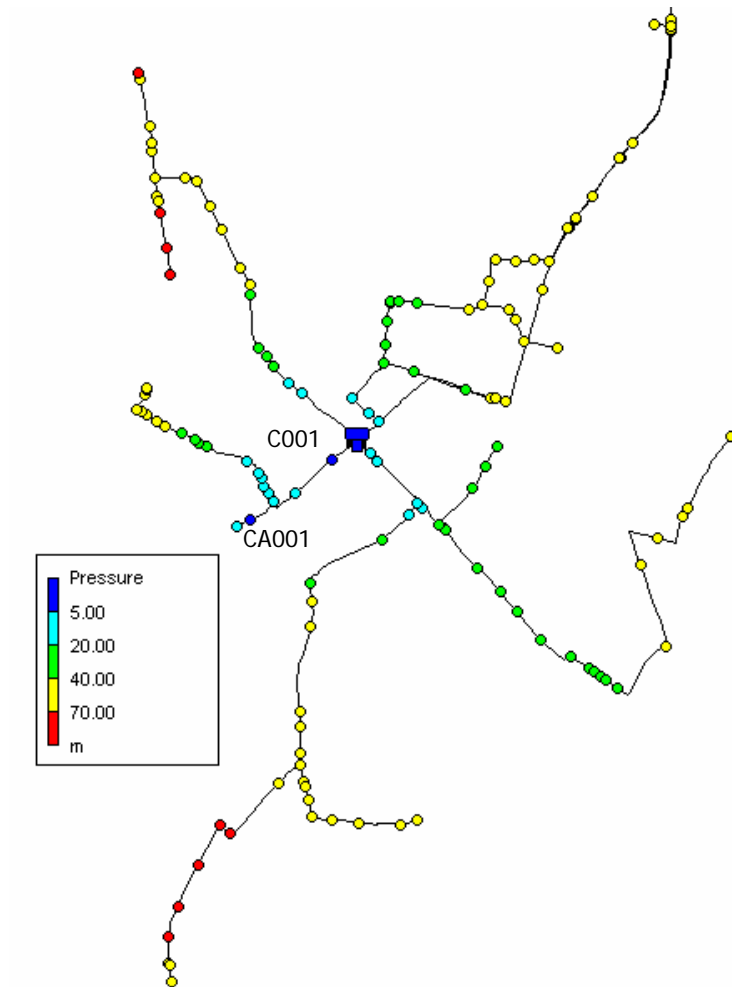


fig.5.13_ *Andamento delle pressioni nella distribuzione nel momento di minimo carico alle ore 9:00; in evidenza i nodi a carico inferiore della distribuzione (fonte: EPANET)*

5.3 Scenario a regime

Il secondo scenario di simulazione prevede invece l'allaccio di tutte le 176 utenze previste, comprendenti le scuole e l'ufficio, e i 1500 beneficiari indiretti che usufruiscono dell'acquedotto, gravanti sulle fontane pubbliche.

	numero utenze per categoria	portata per singola utenza (l/s)	persone servite
connessioni domestiche	176	0.0073	1232
comprensorio scuole	1	0.2431	700
ufficio	1	0.0877	/
fontane	2	0.1117	0.075

tab.5.3_ Tabella riassuntiva degli utenti serviti nello scenario finale

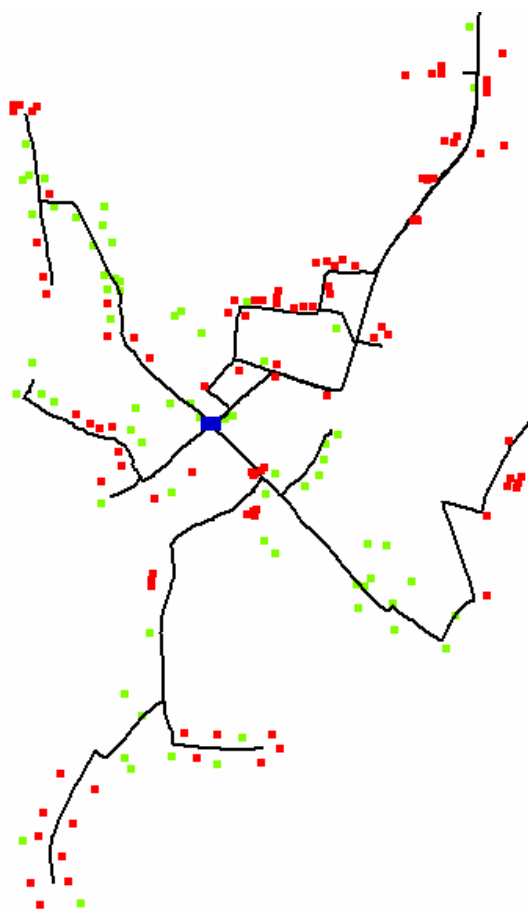


fig.5.14_Distribuzione delle utenze nello scenario a regime; in evidenza, in rosso, le utenze aggiunte rispetto allo scenario attuale (fonte: InfoWorks WS)

5.3.1 Consumi massimi

Lo scenario con consumi massimi è rappresentativo della situazione nei mesi estivi, in cui la precipitazione è trascurabile e si ipotizza che l'acqua venga prelevata esclusivamente dall'acquedotto. La variazione giornaliera è quella descritta al capitolo 2 e rappresentata in figura 2.12, mentre il coefficiente moltiplicativo stagionale è preso pari a 1.

Il sistema risulta stabile quando sottoposto alle condizioni attuali di prelievo: non si riscontrano infatti errori di simulazione, oscillazioni ampie dei valori calcolati o risultati privi di significato.

Livello nel serbatoio e nel BPT

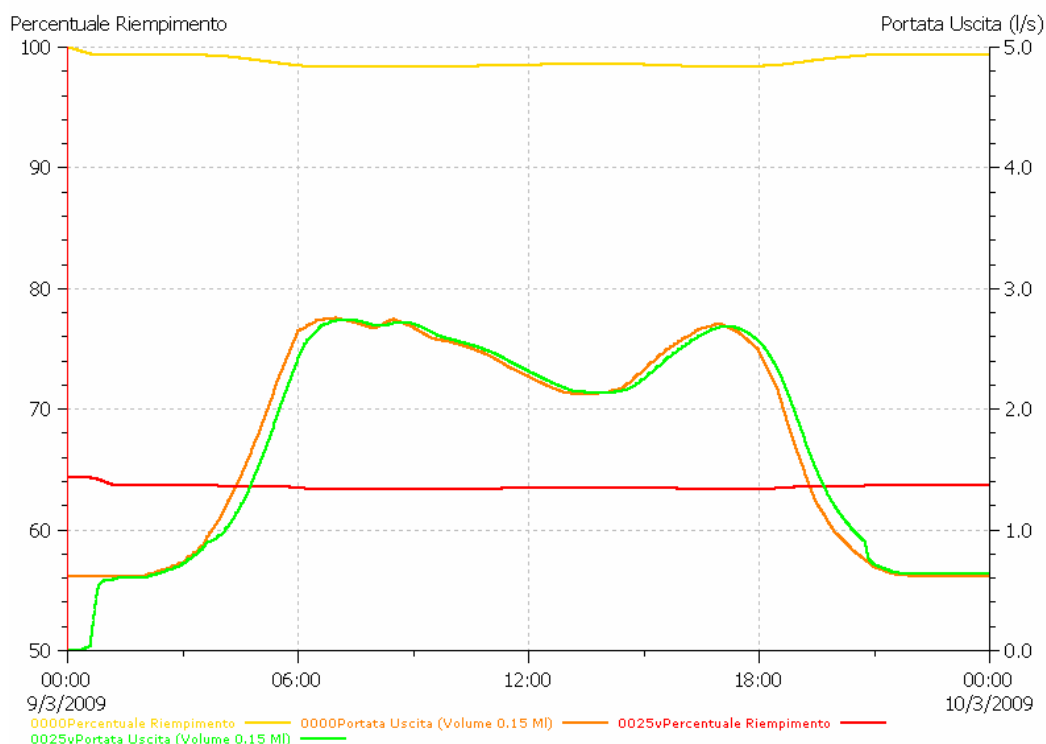


fig.5.15_Livello di riempimento e portata in uscita per il serbatoio centrale indicato come 0000 e il BPT indicato come 0025v (fonte: InfoWorks WS)

Anche per questo scenario e configurazione dei consumi, il serbatoio e il BPT restano entrambi a livello quasi costante, in particolare pari al livello impostato nei controlli attraverso la simulazione di prova.

Pressioni massime e criticità

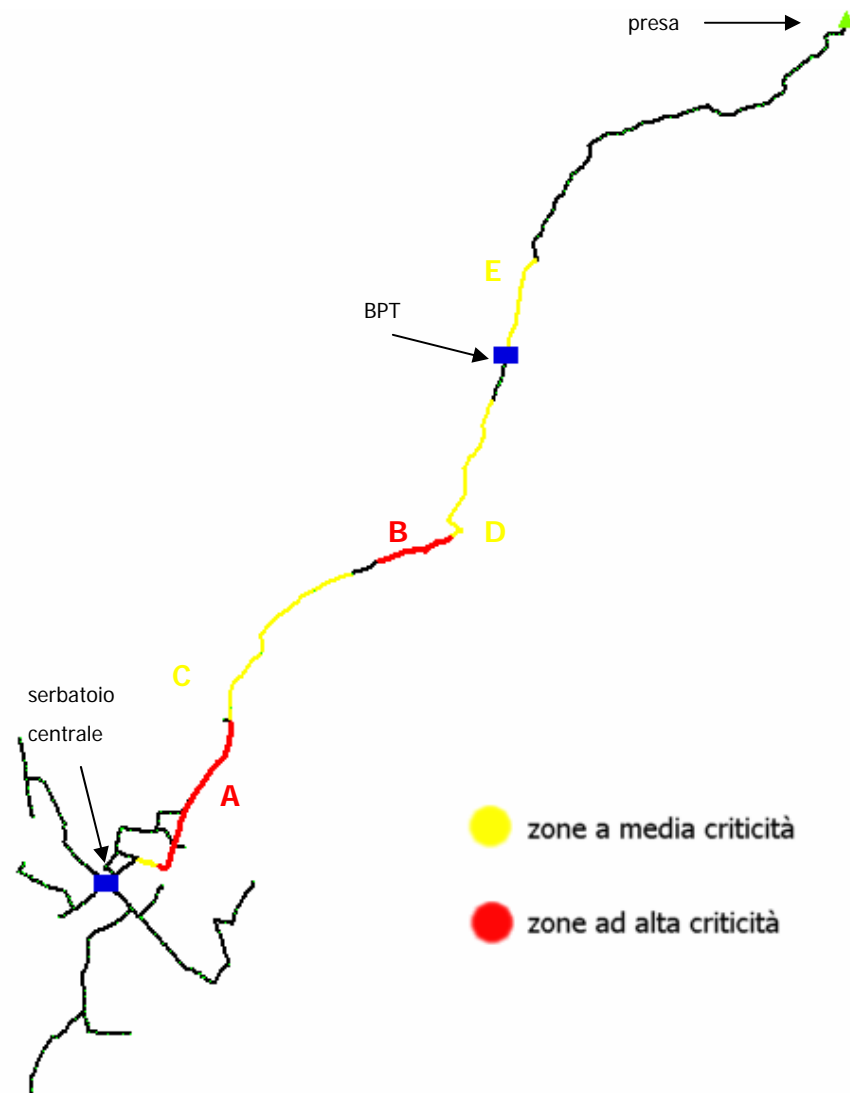


fig.5.16_Localizzazione delle zone ad alta e media criticità

Anche le pressioni massime e le relative criticità risultano analoghe a quelle riscontrate nelle simulazioni relative allo scenario attuale. Per maggiori dettagli, vedasi il paragrafo 5.1.2 alla voce *Pressioni massime e criticità*.

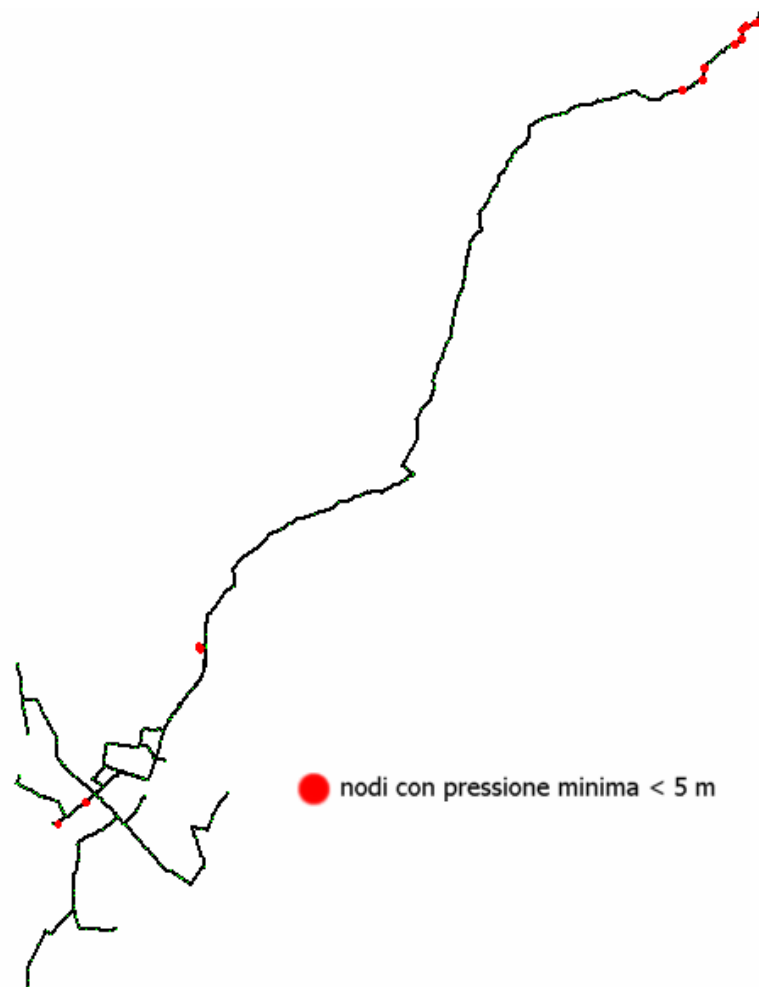
Pressioni minime

fig.5.17_Localizzazione dei nodi con carico minimo inferiore ai 5 m

Come evidenziato in figura, i nodi con carico minimo inferiore ai 5 m si collocano, oltre che in prossimità dell'opera di presa (come è normale che sia visto l'andamento altimetrico delle tubazioni in quella zona), sulla linea C e all'estremità della linea F.

I due nodi della linea C che presentano problemi sono il C001 e il CA001. Mentre al nodo CA001 non è attribuita nessuna domanda neppure in questo scenario, al nodo C001 questa volta è attribuita un'utenza. Anche il nodo F023 diventa un nodo di erogazione nello scenario a regime, in particolare gli sono attribuite 5 utenze. Vengono riportati in fig.5.18 l'andamento della domanda e del carico ai due nodi.

Il deficit di carico del nodo C001, seppure estremamente contenuto, rimane per tutta la giornata, causando problemi all'utenza che rischia di usufruire di un servizio di erogazione scadente; per il nodo F023 invece il carico scende di poco al di sotto dei 5 m solo nel momento di massima domanda al mattino, senza causare disagi nel resto della giornata. Per entrambi i nodi il carico rimane sempre superiore ai 4 metri, quindi è garantito il minimo servizio, secondo quanto stabilito nel paragrafo 5.1.3.

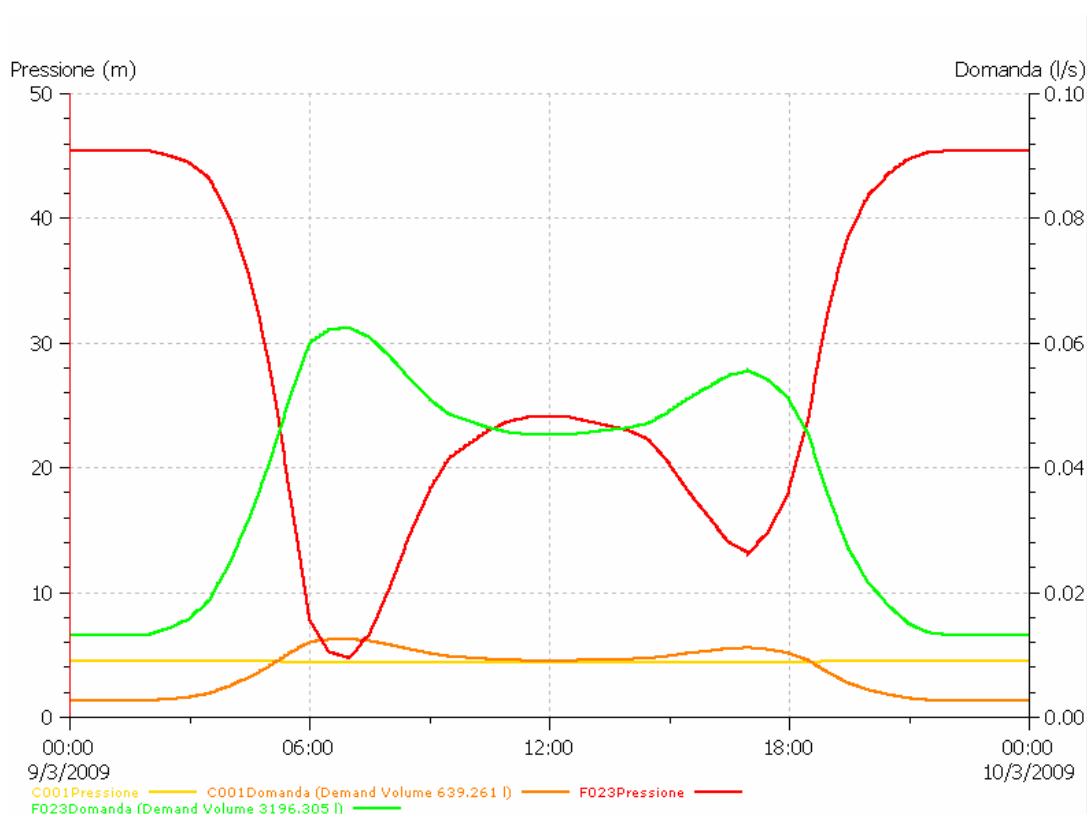


fig. 5.18_Variazione del carico e della domanda durante l'arco della giornata per i nodi C001 e F023

(fonte: InfoWorks WS)

Per il nodo F023, il problema nasce dal fatto che è il nodo più lontano della rete (quindi risente di perdite distribuite maggiori) e che gli sono attribuite 5 utenze: ad una domanda così elevata corrisponde infatti un notevole abbassamento del carico disponibile. I problemi di carico inferiore a 5 metri permangono solo per poco più di un'ora al giorno, senza causare eccessivi disagi all'utenza.

Per il nodo C001, la causa di queste basse pressioni va ricercata fundamentalmente nella posizione geografica del nodo: esso si trova infatti in prossimità del serbatoio, alto 2.9 m, in una zona piuttosto pianeggiante. La piezometrica rimane praticamente

costante in un tratto così breve ed è fissata dall'altezza del pelo libero del serbatoio: essendo modesta la profondità di interramento della condotta, la quota altimetrica della condotta, in questo tratto pianeggiante, risulta molto vicina a quella del pelo libero del serbatoio, dando origine a pressioni ridotte.

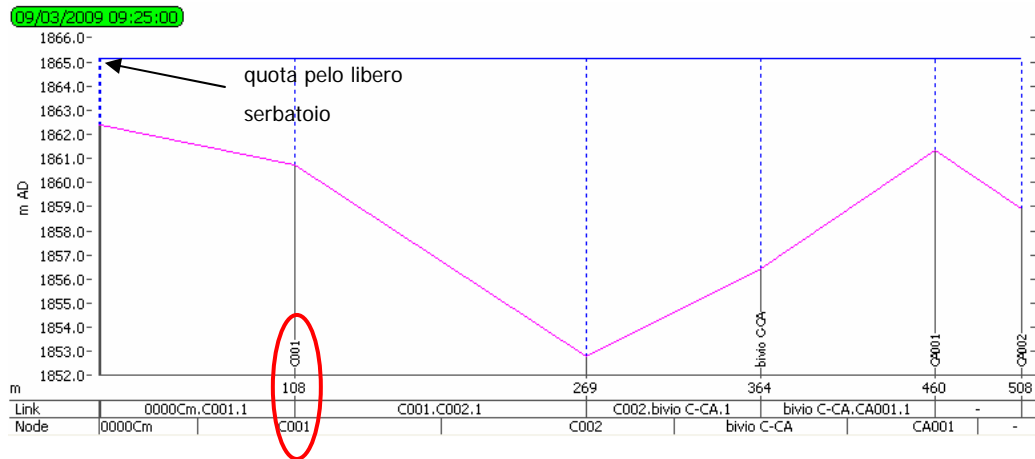


fig.5.19_Profilo longitudinale della linea C-CA (fonte: InfoWorks WS)

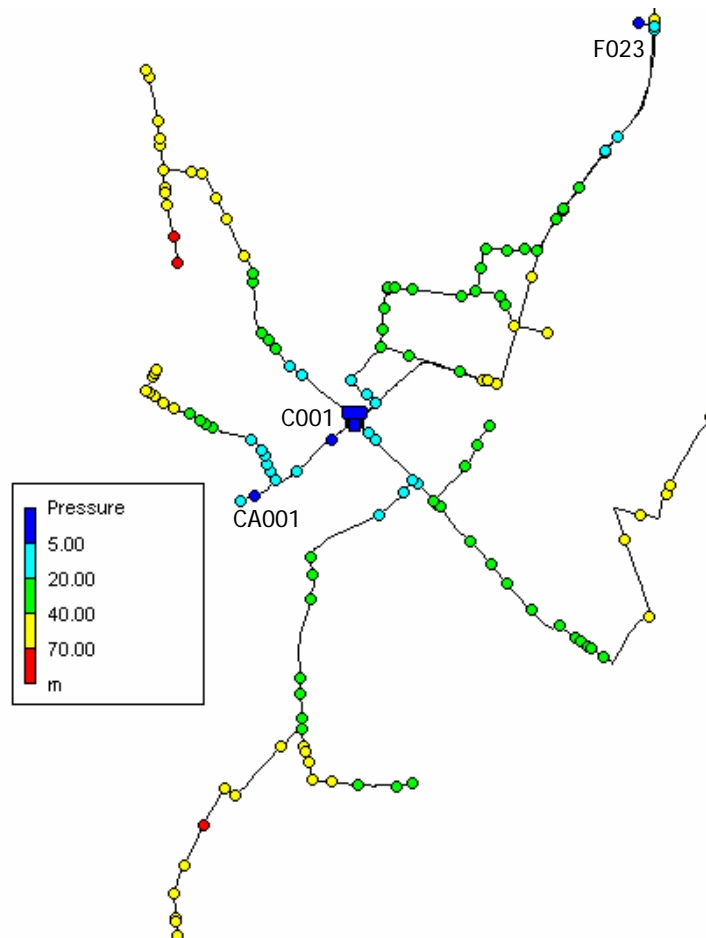


fig.5.20_Andamento delle pressioni nella distribuzione nel momento di minimo carico alle ore 7:00; in evidenza i nodi a carico inferiore della distribuzione (fonte: EPANET)

5.3.2 Consumi minimi

Lo scenario con consumi minimi è rappresentativo della situazione nei mesi delle piogge lunghe, in cui la precipitazione è da considerare come una fonte di approvvigionamento alternativa all'acqua disponibile con l'acquedotto. La variazione giornaliera è quella descritta al capitolo 2 e rappresentata in figura 2.12, mentre il coefficiente moltiplicativo stagionale è preso pari a 0.5.

Anche in questo caso il sistema risulta stabile: non si riscontrano infatti errori di simulazione, oscillazioni ampie dei valori calcolati o risultati privi di significato.

Livello nel serbatoio e nel BPT

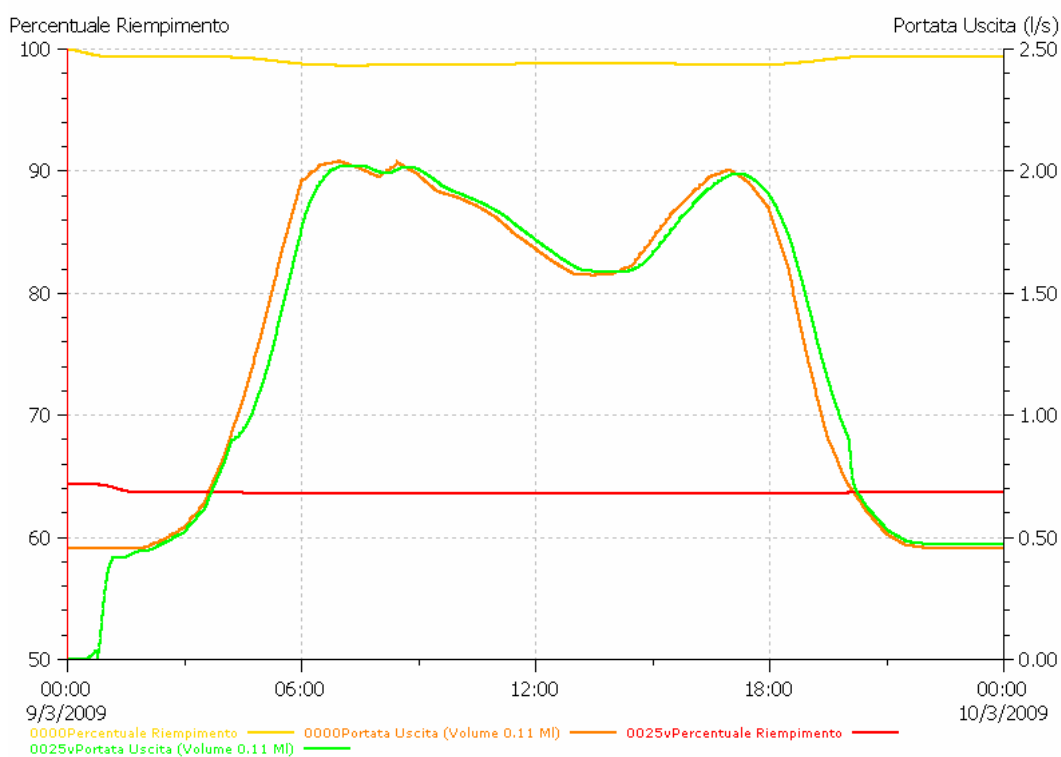


fig.5.21_Livello di riempimento e portata in uscita per il serbatoio centrale indicato come 0000 e il BPT indicato come 0025v (fonte: InfoWorks WS)

Anche per questo scenario e configurazione dei consumi, il serbatoio e il BPT restano entrambi a livello quasi costante, in particolare pari al livello impostato nei controlli attraverso la simulazione di prova.

Pressioni massime e criticità

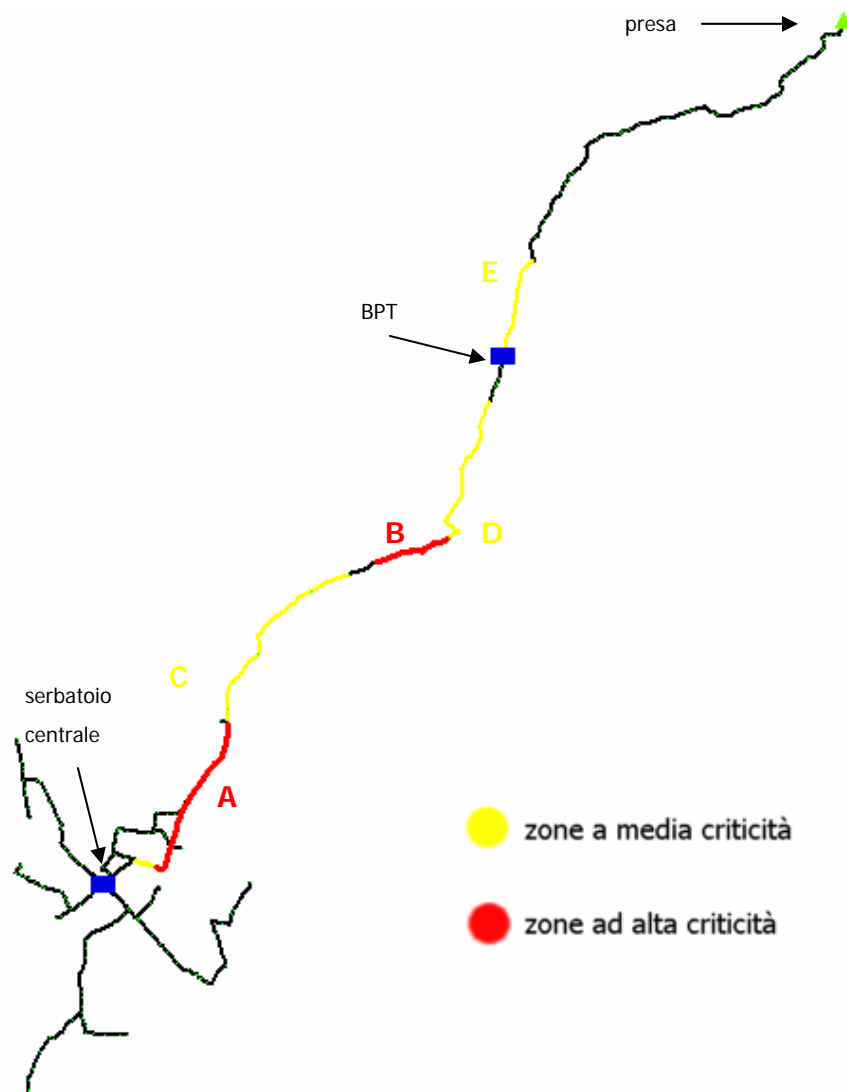


fig.5.22_Localizzazione delle zone ad alta e media criticità

Anche le pressioni massime e le relative criticità risultano analoghe a quelle riscontrate nelle simulazioni relative allo scenario attuale e scenario a regime in condizione di consumi massimi. Per maggiori dettagli, vedasi il paragrafo 5.1.2 alla voce *Pressioni massime e criticità*.

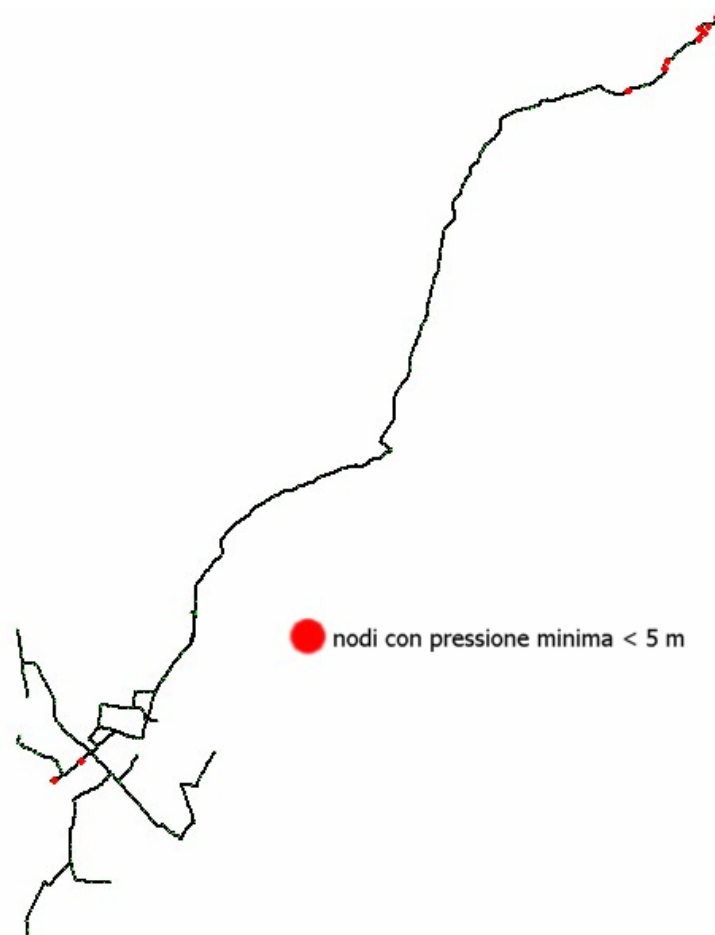
Pressioni minime

fig.5.23_Localizzazione dei nodi con carico minimo inferiore ai 5 m

Come evidenziato in figura, i nodi con carico minimo inferiore ai 5 m si collocano, oltre che in prossimità dell'opera di presa (come è normale che sia visto l'andamento altimetrico delle tubazioni in quella zona), sulla linea C. Il nodo F023, che in condizione di consumi massimi veniva a trovarsi per un'ora circa con carico inferiore a 5 metri, con questa configurazione di consumi non è problematico; resta invece la criticità per il nodo C001, come era per la simulazione con i carichi massimi.

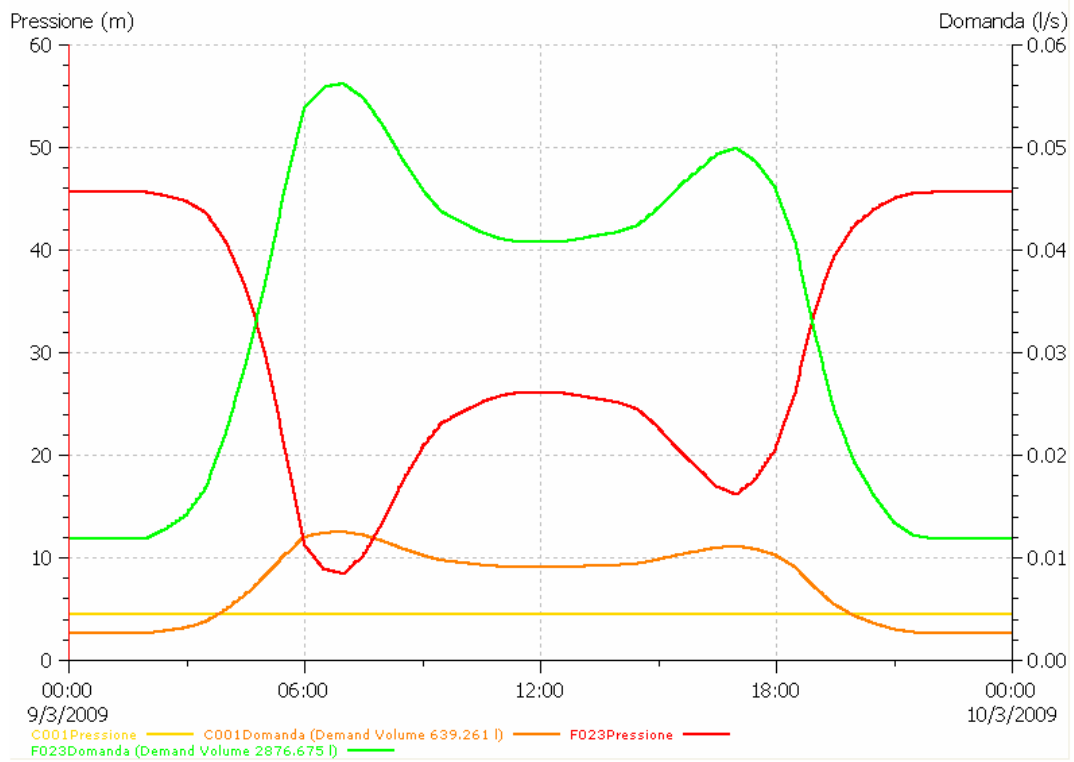


fig.5.24_Variazione del carico e della domanda durante l'arco della giornata: nodo C001 e F023

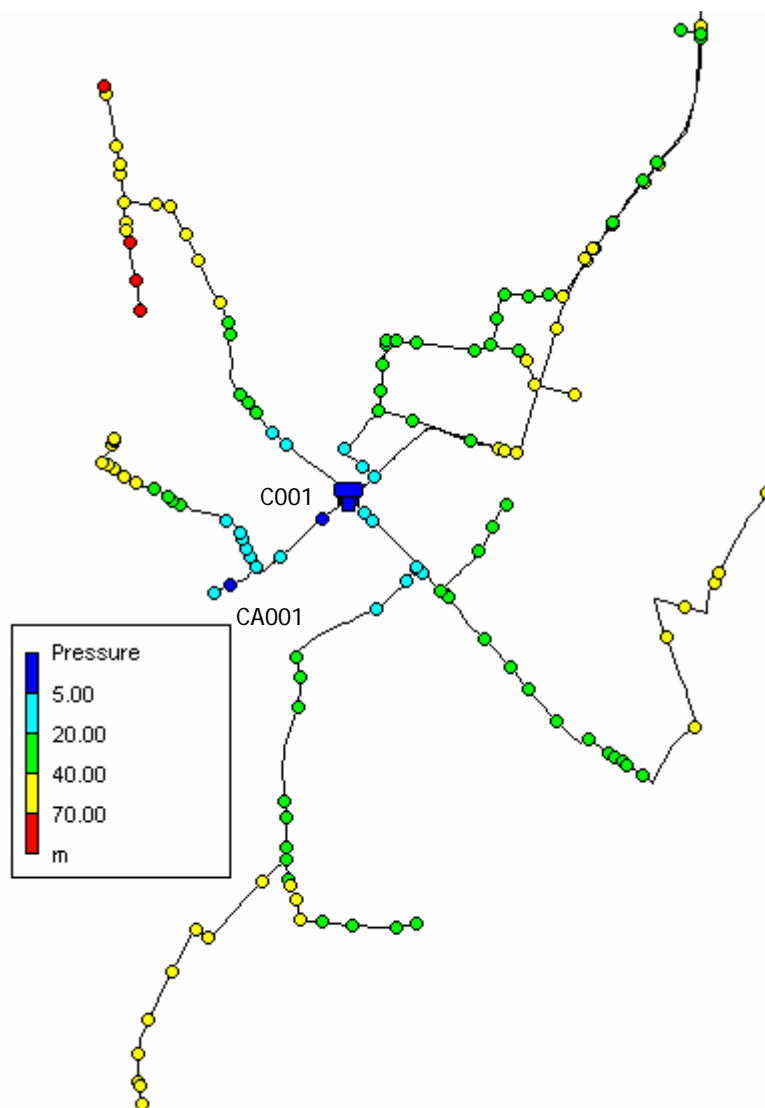


fig.5.25_Andamento delle pressioni nella distribuzione nel momento di minimo carico alle ore 9:00; in evidenza i nodi a carico inferiore della distribuzione (fonte: EPANET)

5.4 Confronto fra i simulatori

Nei capitoli precedenti sono state illustrate le differenze fondamentali tra i due programmi usati per le simulazioni. La rete in esame è piuttosto limitata e semplice e non sono state riscontrate instabilità né in InfoWorks WS, né in EPANET.

Dopo aver riscontrato, in fase di verifica dei risultati, che i due modelli sono compatibili, si procede a paragonare i risultati utilizzando delle grandezze significative.

Nella simulazione a scenario finale con consumi medi, si è scelto un ramo della distribuzione (000Dm.D001.1) in cui si è valutata la portata transitante attraverso i due modelli; i valori che si ottengono, al di là dell'andamento a scalini del grafico di EPANET dovuto alla schematizzazione in mezzore del pattern della domanda, presentano picchi massimi e minimi della stessa entità.

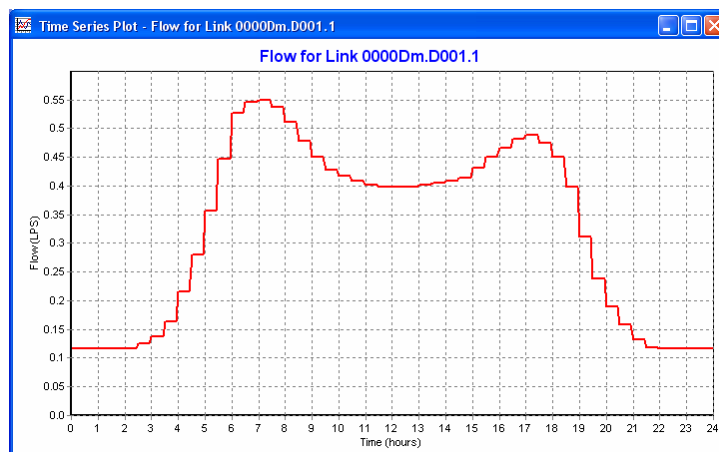


fig. 5.26_ Andamento della portata nella condotta 000Dm.D001.1 ricavato da EPANET

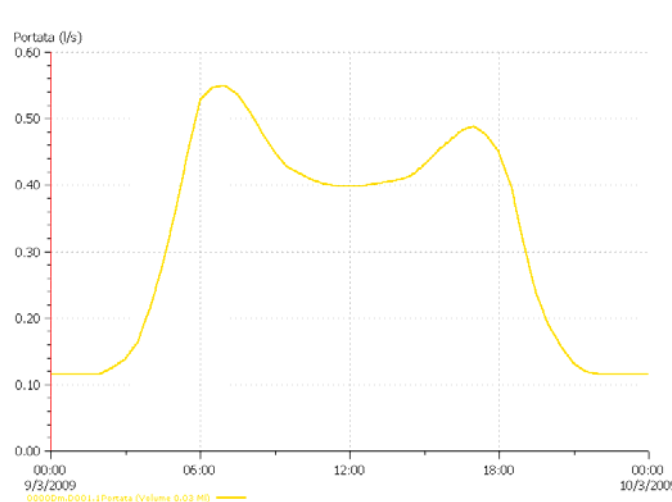


fig. 5.27_ Andamento della portata nella condotta 000Dm.D001.1 ricavato da InfoWorks WS

Sempre all'interno della stessa simulazione si sono scelti altri due parametri da confrontare: sulla linea di adduzione le pressioni massime (che si realizzano nelle ore notturne) e minime (che si realizzano invece nell'ora di massimo prelievo, ovvero attorno alle 7 del mattino in questa configurazione).

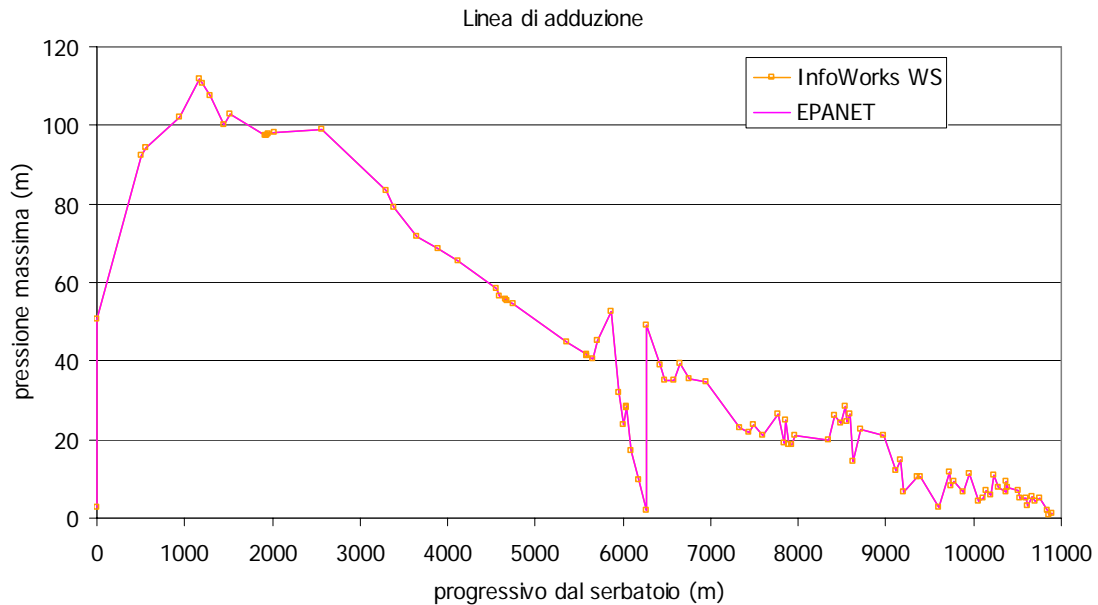


fig.5.28_Andamento delle pressioni massime nelle condotte dell'adduzione

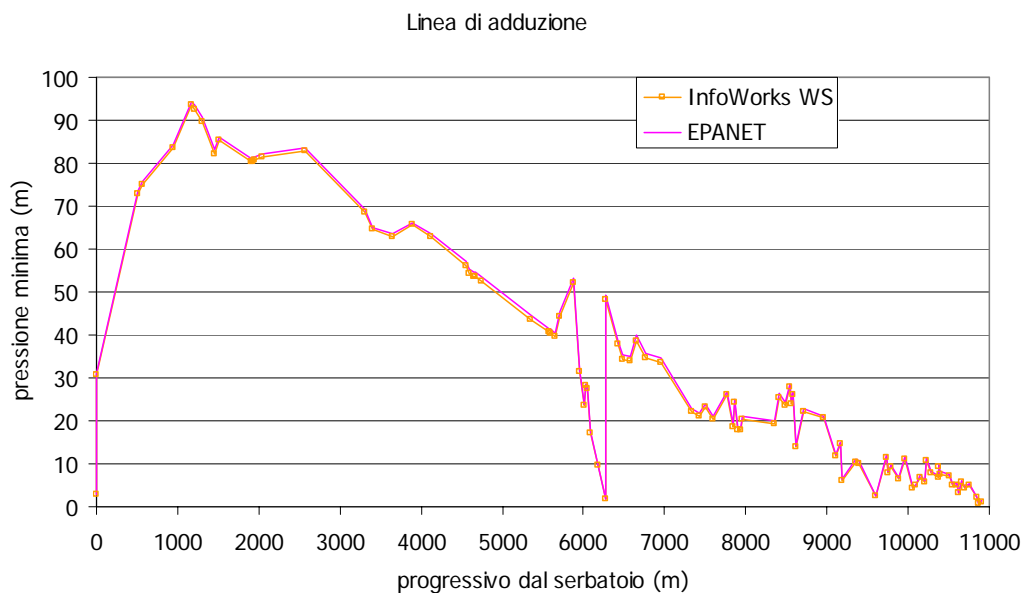


fig.5.29_Andamento delle pressioni minime nelle condotte dell'adduzione

Mentre l'andamento delle pressioni massime coincide perfettamente, quello delle pressioni minime si discosta in certi tratti: in particolare, EPANET sovrastima le pressioni minime rispetto ad InfoWorks di qualche valore percentuale soprattutto nei tratti precedenti il BPT. Si può associare questo allontanamento alla maggiore instabilità che Epanet presenta all'aumentare delle portate in gioco.

In una rete semplice come quella studiata, EPANET ha condotto agli stessi risultati di InfoWorks WS. In una rete più complessa e articolata è probabile che le instabilità del programma aumentino, ma si ritiene comunque che EPANET, nonostante le debolezze dimostrate, possa costituire un utile strumento per ricavare indicazioni sulle condizioni estreme di pressione, che rappresentano in effetti le potenziali condizioni di crisi per il sistema. EPANET non può invece essere ritenuto completamente affidabile nell'analisi dell'andamento dei parametri nel tempo, come ad esempio l'evoluzione della portata in una condotta.

Bibliografia e sitologia del capitolo 5

- [1] Autori vari. *Small Community Water Supplies: Technology, People and Partnership*. IRC Technical Paper Series 40. IRC, International Water and Sanitation Center, 2002.

- [2] Decreto del Ministero dei Lavori Pubblici del 12 dicembre 1985, *Norme tecniche relative alle tubazioni*

Capitolo 6

Conclusioni

6.1 Criticità dell'impianto

L'acquedotto, a detta del personale del CEFA, risponde in maniera abbastanza soddisfacente alle esigenze di prelievo manifestate dagli utenti fino ad ora collegati. Sono tuttavia state descritte problematiche a livello locale che trovano risposta nelle criticità evidenziate dai modelli.

In particolare, sono state lamentate perdite nel tratto finale dell'adduzione a monte del serbatoio di compenso, attribuibili agli alti valori di pressione riscontrati nelle simulazioni: si è verificato che questi valori eccessivi si mantengono pressoché invariati in tutti gli scenari di utenze e consumi, in quanto derivano dall'andamento altimetrico delle tubazioni e dalla presenza del serbatoio e del BPT. Il motivo risiede fondamentalmente nel fatto che il BPT a monte e il serbatoio a valle, non variando significativamente di livello durante le simulazioni, influenzano le piezometriche di tutto il tratto di adduzione compreso tra di loro, che in quel tratto scende di parecchi metri prima del serbatoio per poi risalire. Per risolvere il problema occorrerebbe cambiare le tubazioni, inserendone dello stesso diametro (110 mm) ma di classe di resistenza superiore; attualmente sono posate condotte in UPVC classe C e sarebbe sufficiente sostituirle con altre in UPVC di classe D.

Altri problemi riscontrati dal personale locale riguardano l'estremità della linea BAA, in cui sono stati lamentati disservizi a causa di bassa pressione nelle condotte. Le simulazioni non fanno pensare che i problemi legati alla linea siano di basse pressioni ai nodi. Piuttosto, visto che la linea segue un andamento altimetrico piuttosto variabile

(vedi profilo longitudinale, fig.4.4 a pag.63), è probabile che si creino accumuli di aria nelle parti alte della linea, diminuendo la sezione di passaggio dell'acqua e quindi la portata transitante. L'introduzione di sfiati, che al momento non sono presenti sulla linea ma che è previsto vengano installati, risolverebbe certamente il problema, che i programmi non sono in grado di modellare.

Sono inoltre stati evidenziati problemi di basse pressioni (seppure non allarmanti, visto che non scendono mai sotto i 4 m) sul tratto iniziale della linea C, in tutte le simulazioni, e nel nodo finale della linea F, nella simulazione dello scenario finale con consumi massimi. Per il nodo C001, la causa di queste basse pressioni va ricercata fondamentalmente nella posizione geografica del nodo: esso si trova infatti in prossimità del serbatoio, in una zona piuttosto pianeggiante. La piezometrica rimane praticamente costante in un tratto così breve ed è fissata dall'altezza del pelo libero del serbatoio: essendo modesta la profondità di interrimento della condotta, la quota altimetrica della condotta, in questo tratto pianeggiante, risulta molto vicina a quella del pelo libero del serbatoio, dando origine a pressioni ridotte.

Per il nodo F023 invece, il problema nasce dal fatto che è il nodo più lontano della rete (quindi risente di perdite distribuite maggiori) e che gli sono attribuite 5 utenze: ad una domanda così elevata corrisponde infatti un notevole abbassamento del carico disponibile anche se, come evidenziato nel capitolo 5, i problemi di carico inferiore a 5 metri permangono solo per poco più di un'ora al giorno, senza causare eccessivi disagi all'utenza.

6.2 Raccomandazioni

Ai fini del monitoraggio si suggerisce innanzitutto di adottare una scala di criticità che individui i livelli di priorità per il monitoraggio ed eventualmente per l'intervento manutentivo sulla rete. La classificazione prevede le tre classi descritte nel capitolo 5 che dividono le criticità in alta e media rappresentate in fig.6.2. Ricadono nella prima categoria, criticità alta, i tratti di condotta in cui si instaura una pressione di esercizio che supera la pressione nominale stabilita dalla classe dei tubi ivi posti. Appartengono

alla categoria di criticità media i tratti di condotta in cui il valore di pressione aumentato di 2.5 bar risulta superiore al valore della pressione nominale: questa analisi valuta la resistenza delle condotte alle sovrappressioni eventualmente indotte da manovre di regolazione del sistema, secondo la normativa italiana.

Questo lavoro di tesi ha riordinato e unito tutte le informazioni disponibili sulla rete. Purtroppo, in mancanza di molti dati, si è ricorso ad ipotesi sulla base di analogie con altri elementi simili della rete, di ricerche bibliografiche, testimonianze del personale locale e del buon senso. Nonostante tutti gli accorgimenti presi, è possibile che la modellizzazione non rispecchi pienamente il vero comportamento della rete. Per migliorare la rispondenza del modello all'acquedotto reale è consigliabile aumentare il grado di conoscenza della rete e quindi:

- verificare l'andamento delle quote delle linee di distribuzione, attraverso rilievi GPS dettagliati
- monitorare i diametri e i materiali presenti nelle linee di distribuzione, in quanto ad oggi si conoscono le caratteristiche delle tubazioni ma non si è certi della loro esatta collocazione all'interno della rete
- stimare, attraverso interviste, monitoraggi o esperienze simili in contesti locali, la richiesta d'acqua per usi irrigui (e le relative variazioni stagionali) che costituisce una parte importante dei consumi
- mantenere aggiornate le informazioni riguardanti gli allacci degli utenti e i relativi consumi
- realizzare delle analisi di variazione di livello e di portate del fiume Sagana

Appendici

Il CEFA



Il CEFA (Comitato Europeo per la Formazione e l'Agricoltura) viene costituito a Bologna il 23 settembre del 1972 per iniziativa di un gruppo di cooperative contadine legate al Movimento Cristiano Lavoratori bolognese. Ispiratori e testimoni di questo impegno nella solidarietà internazionale attraverso il volontariato sono Giovanni Bersani e P. Angelo Cavagna.

La nascita dell'associazione era stata preceduta da una serie di incontri di studio sulle problematiche del sottosviluppo e della solidarietà internazionale dai quali era nata, ad esempio, la proposta di legge intesa a promuovere in modo organico, in Italia, l'azione del volontariato per lo sviluppo (L.1222 del dic.1971). I primi convegni internazionale promossi dal CEFA daranno poi un contributo anche al sorgere e all'articolarsi del grande accordo tra la Comunità Europea e i paesi associati dell'Africa, dei Caraibi e del Pacifico (cfr. Convenzione di Lomè e cooperazione CEE - ACP).

Nel 1974 il CEFA ottiene dal Ministero degli Affari Esteri italiano l'idoneità a promuovere e gestire iniziative di cooperazione allo sviluppo e di volontariato internazionale. Il CEFA entrerà poi a far parte della FOCSIV, la Federazione degli Organismi Cristiani dei Servizio Internazionale Volontario, a cui ancora oggi appartiene oltre ad essere membro della Associazione delle ONG italiane.

La prima iniziativa di cooperazione si realizza in Africa, in *Zaire* nel villaggio di Basoko, con un intervento nei campi socio-sanitario, educativo-culturale e della formazione agricola.

La seconda iniziativa riguardò la Tanzania, con un progetto nella regione di Iringa indicata al CEFA dall'allora presidente e padre della Repubblica tanzaniana Julius Nyerere. Si tratta di un Progetto di sviluppo rurale integrale, arricchitosi via via di iniziative che oggi formano una vasto programma regionale, autosufficiente in diverse sue componenti.

Nel frattempo il CEFA assume l'orientamento di una concentrazione di massima delle proprie iniziative nella regione dell'Africa dell'Est ed affina la propria adesione alla filosofia e alla tipologia di programmi rurali integrati, concentrando la propria presenza in Tanzania ed in Kenya.

L'intensificarsi dei contatti internazionali porta poi il CEFA, alla fine degli anni 80, ad avviare una interessante esperienza di cooperazione per lo sviluppo sociale e culturale in *Cile*. La presenza in America Latina proseguì poi successivamente con un progetto di riforma agraria presso una popolazione indigena dell'Argentina settentrionale e, da ultimo, con un vasto programma rurale in Guatemala.

Dal 1992, col precipitare di tragiche realtà in Africa e nella regione mediterranea, in un contesto di epocali trapassi storici, il CEFA iniziò a confrontarsi con situazioni nuove e spesso di emergenza, intervenendo nella riabilitazione in *Somalia*, in *Albania* e nei territori della *ex-Jugoslavia*. Pur in contesti di emergenza, il CEFA ha comunque sempre cercato di impostare i propri interventi in funzione di un superamento di quella fase, creando le basi per il successivo impegno in veri e propri progetti di sviluppo, caratterizzati da una duratura sostenibilità locale.

Passando dall'emergenza a veri e propri progetti di sviluppo, il CEFA, ad esempio, intravede oggi in *Bosnia Erzegovina* la possibilità portare a termine una esperienza di cooperazione in quel paese, avendo conseguito le finalità che gli interventi iniziali si prefiggevano. Lo stesso vale per l'Albania, dove tra l'altro, all'originario intervento in campo rurale (agricolo e zootecnico) si è affiancato nel 1997 un vasto programma di tipo sociale, rivolto a minori e famiglie in gravi difficoltà, ai giovani e alle donne che hanno subito violenza. La presenza del CEFA in Albania, ad Elbasan, con propri uomini e mezzi, indusse l'Organismo nel 1999 ad occuparsi anche dell'accoglienza e dell'assistenza ai profughi che dal Kosovo si riversarono numerosi in quella regione.

In Bosnia Erzegovina il CEFA è stato eletto dall'Alto Commissariato delle Nazioni Unite per i Rifugiati (UNHCR) *implementing partner* per la realizzazione di interventi nel campo agricolo, affidati appunto al CEFA da questa agenzia internazionale dell'ONU.

Nel 1998, in virtù di una attenzione particolare ai problemi dell'area mediterranea e dell'immigrazione, il CEFA apre il suo primo programma in *Marocco* (agricolo, zootecnico e

sociale) nella regione di maggiore provenienza dell'emigrazione marocchina in Italia (Settat). Due anni dopo, consorziandosi con alcune ONG amiche, avvia un programma di formazione agricola e professionale in *Eritrea*.

Nello stesso anno, a seguito di una specifica attenzione al problema dell'infanzia, il CEFA avvia interventi di Sostegno a Distanza (SAD) presso le popolazioni con le quali il CEFA è impegnato con programmi integrati di sviluppo (*Tanzania, Somalia, Albania, Guatemala*). Quasi sempre si tratta di iniziative che si integrano con l'azione generale del CEFA nel posto, trovando nel programma complessivo le condizioni per impostare un percorso di possibile sinergia e sostenibilità delle specifiche azioni sui bambini.

All'inizio del 2000, all'interno della scelta di qualificare la propria presenza in America Latina nel campo della cooperazione rurale con la popolazione indigena, partono per il Guatemala i primi due volontari del CEFA, che lavoreranno con la popolazione Maya del Quichè per attivare le condizioni di un vasto programma, ora in atto, nel campo della produzione agricola, della commercializzazione, dell'organizzazione e dell'artigianato femminile.

All'inizio del 2003 ha inviato in *Etiopia* un volontario "pioniere", per lo studio di fattibilità e l'avviamento di un primo intervento di piccole dimensioni nel paese, su proposta e col sostegno dell'associazione sociale "Terre del Terzo Mondo" di Teviso.

Fin dalla sua origine poi il CEFA ha considerato un preciso dovere l'impegno nella promozione culturale, sensibilizzazione ed educazione allo sviluppo sul territorio italiano ed europeo.

Gli appuntamenti culturali organizzati dal CEFA proseguono ancora oggi, con una particolare intensificazione negli ultimi anni, articolandosi in iniziative culturali di diverso tipo (mostre, seminari, conferenze, pubblicazioni, eventi) affiancate da specifiche azioni rivolte alle scuole e alle università.

Come lavora

Gli interventi del CEFA si ispirano al principio di piena responsabilità dei beneficiari e di efficacia duratura dei progetti. Ciò avviene attraverso interventi di vera cooperazione e non con azioni unilaterali di trasferimento di mezzi e di fondi.

Essi infatti mirano a creare nella popolazione una presa di coscienza delle potenzialità locali, in risorse umane e ambientali.

Eccezion fatta per le azioni di emergenza, il CEFA esclude dalle proprie azioni progetti di puro assistenzialismo, interventi cioè che non prevedano il coinvolgimento attivo dei beneficiari e la formazione in tempi ragionevoli di persone del luogo capaci di gestire responsabilmente un progetto che divenga in questo modo nel tempo sostenibile.

Negli stessi contesti di emergenza il CEFA ha cercato di coniugare l'urgenza dell'assistenza con un'impostazione dell'intervento rivolta alla riabilitazione, al coinvolgimento della gente e alla pacificazione. Si tratta cioè di progetti che, per quanto possibile, pongono le basi per una continuità e una ripresa di azioni di sviluppo al termine della eccezionalità del momento. Tale prospettiva si è già realizzata, ad esempio, nei programmi del CEFA in Albania e in Bosnia Erzegovina.

Il CEFA considera risorsa fondamentale dei programmi di cooperazione allo sviluppo l'opera e l'identità dei volontari che in Italia e sul posto costituiscono la realtà vera dell'associazione.

Il CEFA realizza i propri programmi sul posto con personale volontario (periodo: due-tre anni) e cooperante (periodi più brevi) e promuove il sorgere di Organismi locali con cui progettare e lavorare e a cui trasferire gradualmente la gestione delle opere realizzate insieme.

Scelte programmatiche

- Le scelte del CEFA sul piano operativo e programmatico si basano su:
 - priorità alla lotta contro la fame attraverso il raggiungimento dell'autosufficienza alimentare ed attraverso azioni contro le malattie più gravi;
 - per eliminare la povertà, progetti integrati nelle zone agricole interne più povere, accompagnando il processo di autosviluppo con azioni combinate sui piani tecnico-agricolo, educativo, sanitario, energetico, ambientale (es. forestazione) ed organizzativo (es. formazione di cooperative);
 - per evitare dispersioni delle limitate risorse disponibili e per utilizzare razionalmente le esperienze accumulate in un ambiente il più possibile omogeneo, concentrazione delle iniziative in alcune regioni o gruppi di paesi vicini;
 - elaborazione del progetto non "per" ma "con" la popolazione. L'organizzazione, insieme con gli esponenti delle popolazioni locali, i contadini, gli abitanti della zona, raccoglie in primo luogo tutti i dati necessari e mette a punto criteri e

obiettivi dell'azione. Quindi le varie fasi del progetto vengono gestite in cooperazione. Infine si prepara e si realizza il passaggio delle consegne agli omologhi locali con cessione delle proprietà e delle strutture alla popolazione della zona.

- realizzazione di progetti di media dimensione capaci di sviluppo relativamente autosufficiente entro un termine temporale di medio periodo, ed estendibili come "modelli" alle zone vicine.

Desiderio del CEFA è che ogni persona, in ogni parte del mondo, diventi protagonista dello sviluppo, per essere soggetto attivo di democrazia e di pace.

Il CEFA ha iniziato ad operare in Kenya nel 1990 con la volontà di rispondere ai bisogni di una popolazione di agricoltori fortemente colpita dalla carenza di acqua potabile e dalle conseguenti precarie condizioni di vita. La zona principale di intervento è quella della regione del Meru, a nord-ovest del monte Kenya, dove la popolazione vive di un'economia di sussistenza e la pressione demografica è in crescita per l'arrivo delle popolazioni nomadi del nord che fuggono dalle aree di conflitto della Somalia e del Darfour.

Dati inseriti nei modelli (ottenuti con InfoWorks WS)

NODI

ID Nodo	X (m)	Y (m)	Z (m AD)	Livello piano campagna (m AD)
0000Am	282779.64	9956943.04	1862.40	1862.40
0000Bm	282779.06	9956941.91	1862.40	1862.40
0000Cm	282778.46	9956942.01	1862.40	1862.40
0000Dm	282778.14	9956943.44	1862.40	1862.40
0000Fm	282779.62	9956943.11	1862.40	1862.40
0001	283210.65	9957076.86	1820.80	1821.56
0002	283260.88	9957066.28	1818.84	1819.60
0003	283378.00	9957425.10	1811.04	1811.80
0004	283463.77	9957624.66	1801.29	1802.05
0005	283487.93	9957655.21	1802.20	1802.96
0006	283541.80	9957728.46	1805.25	1806.01
0007	283630.89	9957850.37	1812.92	1813.68
0008	283671.90	9957900.72	1810.13	1810.89
0009	283794.85	9958265.08	1815.61	1816.37
0009GIend	283795.83	9958283.31	1815.47	1816.23
0009GIstart	283797.90	9958299.44	1815.34	1816.10
0010	283797.88	9958384.33	1814.70	1815.46
0011	284040.80	9958824.68	1814.09	1814.85
0012	284478.43	9959344.73	1829.47	1830.23
0013	284548.92	9959391.25	1833.71	1834.47
0014	284782.40	9959482.99	1841.38	1842.14
001415	285002.04	9959585.02	1844.36	1845.12
0015	285202.67	9959657.07	1847.33	1848.09
0016	285591.77	9959783.35	1854.60	1855.36
0017	285620.76	9959810.88	1856.34	1857.10
0017GIend	285679.45	9959835.11	1857.22	1857.98
0017GIstart	285670.72	9959845.88	1857.48	1858.24
0018	285611.95	9959890.44	1858.50	1859.26
0019	285752.91	9960436.23	1868.11	1868.87
0019GIend	285867.67	9960626.89	1871.35	1872.11
0019GIstart	285868.43	9960640.45	1871.55	1872.31
0020	285862.84	9960699.01	1872.39	1873.15
0021	285878.21	9960758.63	1867.82	1868.58
0022	285937.31	9960902.55	1850.27	1851.03
0023	285963.57	9960976.47	1881.18	1881.94
0024	285979.91	9961032.10	1889.14	1889.90
0024GIend1	286019.56	9961100.09	1895.66	1896.42
0024GIend2	285993.27	9961050.64	1884.51	1885.27
0024GIstart1	286034.16	9961190.02	1903.33	1904.09
0024GIstart2	285996.55	9961056.61	1885.07	1885.83
0025m	286047.56	9961274.30	1911.16	1911.16
0026	286080.56	9961422.04	1921.58	1922.34
0027	286097.32	9961477.71	1925.14	1925.90
0028	286135.82	9961567.70	1925.44	1926.20
0029	286145.59	9961643.33	1920.84	1921.60

0030	286159.62	9961740.33	1924.94	1925.70
0031	286190.92	9961935.06	1925.84	1926.60
0032	286311.38	9962258.24	1937.36	1938.12
0033	286358.67	9962337.39	1938.61	1939.37
0034	286384.15	9962398.89	1936.50	1937.26
0035	286436.91	9962475.66	1939.28	1940.04
0036	286523.66	9962625.97	1933.83	1934.59
0037	286547.14	9962685.01	1941.16	1941.92
0038	286558.25	9962699.74	1935.40	1936.16
0039	286577.75	9962733.29	1941.81	1942.57
0040	286591.21	9962761.51	1941.82	1942.58
0041	286616.88	9962785.03	1939.40	1940.16
0042	286821.38	9963059.65	1940.61	1941.37
0043	286879.49	9963086.89	1934.35	1935.11
0044	286950.03	9963098.98	1936.25	1937.01
0045	286999.76	9963103.20	1932.04	1932.80
0046	287023.72	9963116.83	1935.82	1936.58
0047	287044.23	9963122.66	1933.90	1934.66
0048	287080.60	9963134.11	1946.09	1946.85
0049	287160.28	9963182.83	1937.84	1938.60
0050	287396.08	9963232.17	1939.43	1940.19
0051	287536.10	9963271.07	1948.38	1949.14
0052	287578.92	9963290.49	1945.49	1946.25
0053	287612.17	9963300.57	1953.79	1954.55
0054	287756.14	9963284.01	1949.69	1950.45
0055	287797.12	9963263.11	1950.03	1950.79
0056	287969.95	9963290.45	1957.67	1958.43
0057	288097.87	9963322.04	1948.74	1949.50
0058	288118.09	9963324.78	1952.36	1953.12
0059	288155.01	9963333.02	1951.04	1951.80
0060	288236.05	9963390.03	1953.83	1954.59
0061	288299.62	9963429.94	1949.10	1949.86
0062	288323.31	9963514.30	1955.90	1956.66
0063	288329.95	9963555.05	1955.39	1956.15
0064	288371.53	9963584.12	1953.28	1954.04
0065	288404.55	9963613.26	1954.36	1955.12
0066	288429.87	9963635.68	1949.44	1950.20
0067	288465.14	9963666.92	1952.56	1953.32
0068	288531.77	9963719.97	1953.64	1954.40
0069	288536.21	9963722.16	1950.89	1951.65
0070	288553.29	9963724.59	1952.64	1953.40
0071	288640.84	9963784.76	1953.29	1954.05
0072	288660.29	9963800.85	1955.41	1956.17
0073	288676.72	9963856.13	1955.41	1956.17
0074	288668.83	9963879.07	1957.24	1958.00
0075	288686.09	9963914.12	1954.77	1955.53
0076	288724.18	9963920.21	1956.01	1956.77
0077	288765.74	9963921.25	1955.37	1956.13
0078	288816.53	9963983.12	1958.32	1959.08
0079	288821.94	9963999.33	1959.67	1960.43
B001	282787.02	9956929.59	1861.64	1862.40
B002	282824.08	9956896.16	1858.46	1859.22
B003	282847.43	9956872.77	1859.20	1859.96
B004	282977.37	9956734.24	1848.23	1848.99

B005	282993.25	9956722.11	1846.70	1847.46
B006	283061.11	9956656.09	1842.74	1843.50
B007	283067.59	9956648.52	1842.13	1842.89
B008	283171.97	9956528.36	1842.44	1843.20
B009	283243.60	9956448.93	1842.04	1842.80
B010	283296.71	9956386.26	1839.69	1840.45
B011	283376.64	9956294.16	1841.83	1842.59
B012	283473.67	9956241.33	1841.52	1842.28
B013	283530.67	9956200.68	1840.30	1841.06
B014	283545.27	9956190.25	1840.00	1840.76
B015	283568.01	9956174.00	1838.78	1839.54
B016	283582.69	9956163.50	1837.86	1838.62
B017	283625.26	9956135.35	1834.82	1835.58
B018	283779.25	9956272.71	1821.10	1821.86
B019	283696.10	9956537.43	1817.13	1817.89
B020	283750.71	9956620.53	1816.22	1816.98
B021	283834.67	9956691.17	1816.83	1817.59
B022	283849.24	9956720.77	1815.91	1816.67
B023	283986.94	9956950.60	1810.43	1811.19
BA001	282947.15	9956698.06	1847.62	1848.38
BA002	282860.16	9956616.11	1840.91	1841.67
BA003	282628.58	9956474.66	1822.32	1823.08
BA004	282636.69	9956417.24	1819.58	1820.34
BA005	282631.38	9956335.22	1816.22	1816.98
BA006	282595.48	9956062.19	1817.54	1818.30
BA007	282596.74	9956013.24	1816.34	1817.10
BA008	282597.93	9955929.32	1810.24	1811.00
BA009	282606.34	9955834.92	1799.74	1800.50
BA010	282612.54	9955817.99	1796.64	1797.40
BA011	282626.47	9955777.52	1794.74	1795.50
BA012	282637.42	9955721.02	1793.94	1794.70
BA013	282701.51	9955711.77	1798.84	1799.60
BA014	282788.60	9955702.07	1804.84	1805.60
BA015	282919.34	9955694.98	1808.44	1809.20
BA016	282974.28	9955709.23	1809.64	1810.40
BAA001	282527.25	9955832.25	1786.74	1787.50
BAA002	282372.25	9955668.75	1776.04	1776.80
BAA003	282338.80	9955692.47	1772.74	1773.50
BAA004	282267.64	9955567.22	1770.44	1771.20
BAA005	282202.24	9955429.95	1775.74	1776.50
BAA006	282169.27	9955334.09	1782.84	1783.60
BAA007	282173.70	9955248.87	1791.94	1792.70
BAA008	282174.48	9955240.78	1793.44	1794.20
BAA009	282181.24	9955189.33	1793.04	1793.80
BB001	283155.83	9956782.23	1827.81	1828.57
BB002	283194.40	9956854.37	1828.72	1829.48
BB003	283234.40	9956919.57	1826.74	1827.50
bivio B-BA	282974.94	9956736.09	1848.23	1848.99
bivio B-BB	283046.07	9956668.32	1843.05	1843.81
bivio BA-BAA	282598.25	9955891.07	1805.84	1806.60
bivio C-CA	282510.57	9956739.04	1856.46	1857.22
bivio D-DA	282127.81	9957788.70	1803.72	1804.48
bivio F-FA	282867.37	9957191.41	1840.91	1841.67
bivio F-FB	283187.50	9957377.97	1822.85	1823.61

C001	282700.01	9956875.37	1860.72	1861.48
C002	282581.78	9956766.83	1852.80	1853.56
C003	282494.21	9956766.78	1858.28	1859.04
C004	282481.88	9956791.25	1857.98	1858.74
C005	282474.43	9956817.92	1858.89	1859.65
C006	282465.41	9956835.83	1857.37	1858.13
C007	282427.04	9956873.42	1852.80	1853.56
C008	282294.64	9956917.41	1841.52	1842.28
C009	282271.51	9956928.89	1838.78	1839.54
C010	282258.14	9956939.35	1836.95	1837.71
C011	282217.25	9956960.80	1830.55	1831.31
C012	282163.66	9956982.03	1821.10	1821.86
C013	282132.36	9957000.02	1816.83	1817.59
C014	282101.59	9957020.81	1810.43	1811.19
C015	282085.66	9957031.74	1805.56	1806.32
C016	282068.52	9957040.33	1803.12	1803.88
C017	282094.73	9957087.58	1803.12	1803.88
C018	282101.95	9957102.04	1802.20	1802.96
C019	282104.34	9957109.16	1800.98	1801.74
CA001	282437.20	9956682.98	1861.33	1862.09
CA002	282393.52	9956663.08	1858.90	1859.66
D001	282601.45	9957092.01	1854.93	1855.69
D002	282560.77	9957123.41	1846.70	1847.46
D003	282509.81	9957180.58	1840.00	1840.76
D004	282488.98	9957211.27	1836.64	1837.40
D005	282463.98	9957236.09	1838.17	1838.93
D006	282435.98	9957408.09	1827.20	1827.96
D007	282433.95	9957441.47	1825.06	1825.82
D008	282405.20	9957498.20	1817.75	1818.51
D009	282343.38	9957622.54	1811.35	1812.11
D010	282306.97	9957695.96	1805.25	1806.01
D011	282262.16	9957776.97	1799.46	1800.22
D012	282223.92	9957786.12	1803.42	1804.18
D013	282120.09	9957873.29	1805.56	1806.32
D014	282117.02	9957898.61	1803.73	1804.49
D015	282110.06	9957953.64	1803.73	1804.49
D016	282080.25	9958103.37	1796.72	1797.48
D017	282073.05	9958127.21	1794.58	1795.34
DA001	282134.34	9957731.17	1799.15	1799.91
DA002	282137.74	9957710.59	1798.24	1799.00
DA003	282145.05	9957672.99	1794.89	1795.65
DA004	282164.13	9957562.13	1793.06	1793.82
DA005	282178.32	9957477.01	1793.67	1794.43
F001	282851.84	9956999.11	1856.46	1857.22
F002	282818.08	9957028.25	1857.07	1857.83
F003	282766.13	9957076.11	1854.02	1854.78
F004	282871.52	9957246.82	1836.34	1837.10
F005	282878.34	9957322.38	1836.04	1836.80
F006	282890.27	9957382.22	1833.29	1834.05
F007	282890.33	9957390.09	1831.46	1832.22
F008	282915.20	9957388.02	1832.99	1833.75
F009	282975.27	9957382.41	1833.29	1834.05
F010	283139.99	9957363.33	1825.06	1825.82
F011	283207.01	9957455.98	1819.27	1820.03

F012	283227.09	9957524.71	1815.00	1815.76
F013	283295.92	9957518.25	1817.14	1817.90
F014	283354.73	9957522.36	1814.09	1814.85
F015	283399.11	9957517.63	1807.99	1808.75
F016	283462.20	9957625.38	1801.29	1802.05
F017	283486.20	9957656.06	1802.20	1802.96
F018	283540.27	9957729.45	1805.25	1806.01
F019	283628.89	9957851.85	1812.92	1813.68
F020	283669.60	9957902.86	1810.13	1810.89
F021	283793.41	9958265.19	1815.61	1816.37
F022	283794.08	9958278.15	1815.92	1816.68
F023	283740.56	9958286.59	1817.39	1818.15
FA001	282963.19	9957160.48	1841.83	1842.59
FA002	283132.68	9957104.42	1825.67	1826.43
FA003	283229.43	9957075.31	1819.58	1820.34
FB001	283271.51	9957363.13	1819.27	1820.03
FB002	283291.85	9957331.24	1815.92	1816.68
FB003	283317.94	9957261.32	1812.87	1813.63
FB004	283430.23	9957237.61	1811.35	1812.11

SERBATOIO CENTRALE E BPT

ID Nodo	X (m)	Y (m)	Z (m AD)	Livello piano campagna (m AD)	Livello fondo (m AD)	Minimo livello operativo (m AD)	Massimo livello (m AD)	Coeff. reazione
0000	282778.80	9956942.67	1862.40	1862.40	1862.40	1862.40	1865.20	-0.25
0025v	286047.23	9961273.33	1911.16	1911.16	1911.16	1911.16	1912.96	-0.25

PRESA

ID Nodo	X (m)	Y (m)	Z (m AD)	Livello piano campagna (m AD)	Livello fisso (m)
presa	288831.78	9964037.62	1959.180	1959.18	1960.38

TUBAZIONI

Nodo1	Nodo2	Lungh. (m)	DN (mm)	Tipo di rugosità	HW-C	Materiale	Coeff. portata	Coeff. parete	Celerità onde (m/s)
0000Bm	B001	15.23	63	HW	140	UPVC	-0.5	-0.3	500
0000Cm	C001	107.13	63	HW	140	UPVC	-0.5	-0.3	500
0000Dm	D001	231.44	63	HW	140	UPVC	-0.5	-0.3	500
0001	0000Am	514.05	110	HW	140	UPVC	-0.5	-0.3	500
0002	0001	51.75	110	HW	140	UPVC	-0.5	-0.3	500
0003	0002	382.27	110	HW	140	UPVC	-0.5	-0.3	500
0004	0003	217.95	110	HW	140	UPVC	-0.5	-0.3	500
0005	0004	38.95	110	HW	140	UPVC	-0.5	-0.3	500
0006	0005	90.96	110	HW	140	UPVC	-0.5	-0.3	500
0007	0006	151.09	110	HW	140	UPVC	-0.5	-0.3	500
0008	0007	64.96	110	HW	140	UPVC	-0.5	-0.3	500
0009	0008	399.16	110	HW	140	UPVC	-0.5	-0.3	500
0009GIend	0009	18.26	110	HW	140	UPVC	-0.5	-0.3	500
0009GIstart	0009GIend	16.71	110	HW	100	ST	-0.5	-0.3	1400
0010	0009GIstart	84.89	110	HW	140	UPVC	-0.5	-0.3	500
0011	0010	532.06	110	HW	140	UPVC	-0.5	-0.3	500
0012	0011	744.04	110	HW	140	UPVC	-0.5	-0.3	500
0013	0012	85.96	110	HW	140	UPVC	-0.5	-0.3	500
0014	0013	257.95	63	HW	140	UPVC	-0.5	-0.3	500
001415	0014	246.05	63	HW	140	UPVC	-0.5	-0.3	500
0015	001415	213.91	110	HW	140	UPVC	-0.5	-0.3	500
0016	0015	438.09	110	HW	140	UPVC	-0.5	-0.3	500
0017	0016	40.04	110	HW	140	UPVC	-0.5	-0.3	500
0017GIend	0017	63.79	110	HW	140	UPVC	-0.5	-0.3	500
0017GIstart	0017GIend	18.38	110	HW	100	ST	-0.5	-0.3	1400
0018	0017GIstart	73.79	110	HW	140	UPVC	-0.5	-0.3	500
0019	0018	607.94	110	HW	140	UPVC	-0.5	-0.3	500
0019GIend	0019	227.20	110	HW	140	UPVC	-0.5	-0.3	500
0019GIstart	0019GIend	13.62	110	HW	100	ST	-0.5	-0.3	1400
0020	0019GIstart	59.17	110	HW	140	UPVC	-0.5	-0.3	500
0021	0020	62.01	110	HW	140	UPVC	-0.5	-0.3	500
0022	0021	156.01	110	HW	140	UPVC	-0.5	-0.3	500
0023	0022	80.01	110	HW	140	UPVC	-0.5	-0.3	500
0024	0023	58.26	110	HW	140	UPVC	-0.5	-0.3	500
0024GIend1	0024GIstart2	49.20	110	HW	140	UPVC	-0.5	-0.3	500
0024GIend2	0024	22.89	110	HW	140	UPVC	-0.5	-0.3	500
0024GIstart1	0024GIend1	92.66	110	HW	100	ST	-0.5	-0.3	1400
0024GIstart2	0024GIend2	6.81	110	HW	100	ST	-0.5	-0.3	1400
0025v	0024GIstart1	85.51	110	HW	140	UPVC	-0.5	-0.3	500
0026	0025m	151.64	160	HW	140	UPVC	-0.5	-0.3	500
0027	0026	58.17	160	HW	140	UPVC	-0.5	-0.3	500
0028	0027	100.64	160	HW	140	UPVC	-0.5	-0.3	500
0029	0028	79.95	160	HW	140	UPVC	-0.5	-0.3	500
0030	0029	98.17	160	HW	140	UPVC	-0.5	-0.3	500
0031	0030	198.72	160	HW	140	UPVC	-0.5	-0.3	500
0032	0031	381.93	160	HW	140	UPVC	-0.5	-0.3	500
0033	0032	94.20	160	HW	140	UPVC	-0.5	-0.3	500
0034	0033	66.61	160	HW	140	UPVC	-0.5	-0.3	500
0035	0034	94.25	160	HW	140	UPVC	-0.5	-0.3	500
0036	0035	183.27	160	HW	140	UPVC	-0.5	-0.3	500
0037	0036	64.55	160	HW	140	UPVC	-0.5	-0.3	500
0038	0037	18.45	160	HW	140	UPVC	-0.5	-0.3	500
0039	0038	38.92	160	HW	140	UPVC	-0.5	-0.3	500

0040	0039	31.75	160	HW	140	UPVC	-0.5	-0.3	500
0041	0040	34.82	160	HW	140	UPVC	-0.5	-0.3	500
0042	0041	385.04	160	HW	140	UPVC	-0.5	-0.3	500
0043	0042	64.52	160	HW	140	UPVC	-0.5	-0.3	500
0044	0043	71.73	160	HW	140	UPVC	-0.5	-0.3	500
0045	0044	50.15	160	HW	140	UPVC	-0.5	-0.3	500
0046	0045	27.63	160	HW	140	UPVC	-0.5	-0.3	500
0047	0046	21.51	160	HW	140	UPVC	-0.5	-0.3	500
0048	0047	38.93	160	HW	140	UPVC	-0.5	-0.3	500
0049	0048	95.24	160	HW	140	UPVC	-0.5	-0.3	500
0050	0049	246.80	160	HW	140	UPVC	-0.5	-0.3	500
0051	0050	147.44	160	HW	140	UPVC	-0.5	-0.3	500
0052	0051	47.14	160	HW	140	UPVC	-0.5	-0.3	500
0053	0052	34.76	160	HW	140	UPVC	-0.5	-0.3	500
0054	0053	158.83	160	HW	140	UPVC	-0.5	-0.3	500
0055	0054	46.05	160	HW	140	UPVC	-0.5	-0.3	500
0056	0055	194.55	160	HW	140	UPVC	-0.5	-0.3	500
0057	0056	132.15	160	HW	140	UPVC	-0.5	-0.3	500
0058	0057	20.40	160	HW	140	UPVC	-0.5	-0.3	500
0059	0058	37.89	160	HW	140	UPVC	-0.5	-0.3	500
0060	0059	99.35	160	HW	140	UPVC	-0.5	-0.3	500
0061	0060	75.84	160	HW	140	UPVC	-0.5	-0.3	500
0062	0061	96.21	160	HW	140	UPVC	-0.5	-0.3	500
0063	0062	44.05	160	HW	140	UPVC	-0.5	-0.3	500
0064	0063	52.22	160	HW	140	UPVC	-0.5	-0.3	500
0065	0064	44.05	160	HW	140	UPVC	-0.5	-0.3	500
0066	0065	33.82	160	HW	140	UPVC	-0.5	-0.3	500
0067	0066	47.12	160	HW	140	UPVC	-0.5	-0.3	500
0068	0067	92.44	160	HW	140	UPVC	-0.5	-0.3	500
0069	0068	5.12	160	HW	140	UPVC	-0.5	-0.3	500
0070	0069	17.25	160	HW	140	UPVC	-0.5	-0.3	500
0071	0070	118.86	160	HW	140	UPVC	-0.5	-0.3	500
0072	0071	25.45	160	HW	140	UPVC	-0.5	-0.3	500
0073	0072	58.90	160	HW	140	UPVC	-0.5	-0.3	500
0074	0073	24.44	160	HW	140	UPVC	-0.5	-0.3	500
0075	0074	46.71	160	HW	140	UPVC	-0.5	-0.3	500
0076	0075	38.62	160	HW	140	UPVC	-0.5	-0.3	500
0077	0076	41.65	160	HW	140	UPVC	-0.5	-0.3	500
0078	0077	96.55	160	HW	140	UPVC	-0.5	-0.3	500
0079	0078	17.25	160	HW	140	UPVC	-0.5	-0.3	500
B001	B002	49.95	63	HW	140	UPVC	-0.5	-0.3	500
B002	B003	33.12	63	HW	140	UPVC	-0.5	-0.3	500
B003	bivio B-BA	189.98	63	HW	140	UPVC	-0.5	-0.3	500
B004	B005	19.98	63	HW	140	UPVC	-0.5	-0.3	500
B005	bivio B-BB	76.18	63	HW	140	UPVC	-0.5	-0.3	500
B006	B007	9.97	63	HW	140	UPVC	-0.5	-0.3	500
B007	B008	160.00	63	HW	140	UPVC	-0.5	-0.3	500
B008	B009	107.15	63	HW	140	UPVC	-0.5	-0.3	500
B009	B010	86.14	63	HW	140	UPVC	-0.5	-0.3	500
B010	B011	121.95	63	HW	140	UPVC	-0.5	-0.3	500
B011	B012	130.05	50	HW	140	UPVC	-0.5	-0.3	500
B012	B013	70.13	50	HW	140	UPVC	-0.5	-0.3	500
B013	B014	17.94	50	HW	140	UPVC	-0.5	-0.3	500
B014	B015	27.95	50	HW	140	UPVC	-0.5	-0.3	500
B015	B016	18.05	50	HW	140	UPVC	-0.5	-0.3	500
B016	B017	51.04	50	HW	140	UPVC	-0.5	-0.3	500
B017	B018	243.06	50	HW	140	UPVC	-0.5	-0.3	500
B018	B019	278.19	50	HW	140	UPVC	-0.5	-0.3	500

B019	B020	207.08	32	HW	140	UPVC	-0.5	-0.3	500
B020	B021	151.12	32	HW	140	UPVC	-0.5	-0.3	500
B021	B022	33.00	32	HW	140	UPVC	-0.5	-0.3	500
B022	B023	270.12	32	HW	140	UPVC	-0.5	-0.3	500
BA001	BA002	126.04	32	HW	140	UPVC	-0.5	-0.3	500
BA002	BA003	279.98	32	HW	140	UPVC	-0.5	-0.3	500
BA003	BA004	58.01	32	HW	140	UPVC	-0.5	-0.3	500
BA004	BA005	83.01	32	HW	140	UPVC	-0.5	-0.3	500
BA005	BA006	279.95	32	HW	140	UPVC	-0.5	-0.3	500
BA006	BA007	49.01	32	HW	140	UPVC	-0.5	-0.3	500
BA007	BA008	84.04	32	HW	140	UPVC	-0.5	-0.3	500
BA008	bivio BA-BAA	38.39	32	HW	140	UPVC	-0.5	-0.3	500
BA009	BA010	18.03	32	HW	140	UPVC	-0.5	-0.3	500
BA010	BA011	42.86	32	HW	140	UPVC	-0.5	-0.3	500
BA011	BA012	57.55	32	HW	140	UPVC	-0.5	-0.3	500
BA012	BA013	64.97	32	HW	140	UPVC	-0.5	-0.3	500
BA013	BA014	87.75	32	HW	140	UPVC	-0.5	-0.3	500
BA014	BA015	133.75	32	HW	140	UPVC	-0.5	-0.3	500
BA015	BA016	56.77	32	HW	140	UPVC	-0.5	-0.3	500
BAA001	BAA002	226.40	32	HW	140	UPVC	-0.5	-0.3	500
BAA002	BAA003	41.07	32	HW	140	UPVC	-0.5	-0.3	500
BAA003	BAA004	145.03	32	HW	140	UPVC	-0.5	-0.3	500
BAA004	BAA005	152.13	32	HW	140	UPVC	-0.5	-0.3	500
BAA005	BAA006	101.77	32	HW	140	UPVC	-0.5	-0.3	500
BAA006	BAA007	85.37	32	HW	140	UPVC	-0.5	-0.3	500
BAA007	BAA008	8.13	32	HW	140	UPVC	-0.5	-0.3	500
BAA008	BAA009	51.91	32	HW	140	UPVC	-0.5	-0.3	500
BB001	bivio B-BB	158.73	32	HW	140	UPVC	-0.5	-0.3	500
BB002	BB001	82.20	32	HW	140	UPVC	-0.5	-0.3	500
BB003	BB002	81.30	32	HW	140	UPVC	-0.5	-0.3	500
bivio B-BA	B004	3.05	63	HW	140	UPVC	-0.5	-0.3	500
bivio B-BA	BA001	47.96	32	HW	140	UPVC	-0.5	-0.3	500
bivio B-BB	B006	19.92	63	HW	140	UPVC	-0.5	-0.3	500
bivio BA-BAA	BA009	56.73	32	HW	140	UPVC	-0.5	-0.3	500
bivio BA-BAA	BAA001	93.40	32	HW	140	UPVC	-0.5	-0.3	500
bivio C-CA	C003	32.23	63	HW	140	UPVC	-0.5	-0.3	500
bivio C-CA	CA001	95.64	32	HW	140	UPVC	-0.5	-0.3	500
bivio D-DA	D013	84.95	32	HW	140	UPVC	-0.5	-0.3	500
bivio D-DA	DA001	57.93	32	HW	140	UPVC	-0.5	-0.3	500
bivio F-FA	F003	155.86	63	HW	140	UPVC	-0.5	-0.3	500
bivio F-FA	FA001	100.71	32	HW	140	UPVC	-0.5	-0.3	500
bivio F-FB	F010	55.37	32	HW	140	UPVC	-0.5	-0.3	500
C001	C002	160.70	63	HW	140	UPVC	-0.5	-0.3	500
C002	bivio C-CA	95.60	63	HW	140	UPVC	-0.5	-0.3	500
C003	C004	27.40	63	HW	140	UPVC	-0.5	-0.3	500
C004	C005	29.42	63	HW	140	UPVC	-0.5	-0.3	500
C005	C006	20.05	63	HW	140	UPVC	-0.5	-0.3	500
C006	C007	54.79	63	HW	140	UPVC	-0.5	-0.3	500
C007	C008	145.15	63	HW	140	UPVC	-0.5	-0.3	500
C008	C009	25.82	63	HW	140	UPVC	-0.5	-0.3	500
C009	C010	17.70	63	HW	140	UPVC	-0.5	-0.3	500
C010	C011	46.40	63	HW	140	UPVC	-0.5	-0.3	500
C011	C012	57.84	25	HW	140	UPVC	-0.5	-0.3	500
C012	C013	36.10	25	HW	140	UPVC	-0.5	-0.3	500
C013	C014	37.21	25	HW	140	UPVC	-0.5	-0.3	500
C014	C015	19.32	25	HW	140	UPVC	-0.5	-0.3	500
C015	C016	19.83	25	HW	140	UPVC	-0.5	-0.3	500
C016	C017	55.00	25	HW	140	UPVC	-0.5	-0.3	500

C017	C018	16.17	25	HW	140	UPVC	-0.5	-0.3	500
C018	C019	7.51	25	HW	140	UPVC	-0.5	-0.3	500
CA001	CA002	48.00	32	HW	140	UPVC	-0.5	-0.3	500
D001	D002	51.41	63	HW	140	UPVC	-0.5	-0.3	500
D002	D003	76.79	63	HW	140	UPVC	-0.5	-0.3	500
D003	D004	37.16	63	HW	140	UPVC	-0.5	-0.3	500
D004	D005	35.23	63	HW	140	UPVC	-0.5	-0.3	500
D005	D006	179.88	63	HW	140	UPVC	-0.5	-0.3	500
D006	D007	36.91	63	HW	140	UPVC	-0.5	-0.3	500
D007	D008	63.76	63	HW	140	UPVC	-0.5	-0.3	500
D008	D009	139.06	63	HW	140	UPVC	-0.5	-0.3	500
D009	D010	81.96	63	HW	140	UPVC	-0.5	-0.3	500
D010	D011	93.43	63	HW	140	UPVC	-0.5	-0.3	500
D011	D012	41.45	63	HW	140	UPVC	-0.5	-0.3	500
D012	bivio D-DA	96.16	63	HW	140	UPVC	-0.5	-0.3	500
D013	D014	25.51	32	HW	140	UPVC	-0.5	-0.3	500
D014	D015	55.47	32	HW	140	UPVC	-0.5	-0.3	500
D015	D016	152.83	32	HW	140	UPVC	-0.5	-0.3	500
D016	D017	24.90	32	HW	140	UPVC	-0.5	-0.3	500
DA001	DA002	20.86	32	HW	140	UPVC	-0.5	-0.3	500
DA002	DA003	38.31	32	HW	140	UPVC	-0.5	-0.3	500
DA003	DA004	112.53	32	HW	140	UPVC	-0.5	-0.3	500
DA004	DA005	86.42	32	HW	140	UPVC	-0.5	-0.3	500
F001	0000Fm	92.61	63	HW	140	UPVC	-0.5	-0.3	500
F002	F001	44.91	63	HW	140	UPVC	-0.5	-0.3	500
F003	F002	72.52	63	HW	140	UPVC	-0.5	-0.3	500
F004	bivio F-FA	55.66	63	HW	140	UPVC	-0.5	-0.3	500
F005	F004	76.17	63	HW	140	UPVC	-0.5	-0.3	500
F006	F005	63.92	63	HW	140	UPVC	-0.5	-0.3	500
F007	F006	7.88	32	HW	140	UPVC	-0.5	-0.3	500
F008	F007	24.96	32	HW	140	UPVC	-0.5	-0.3	500
F009	F008	60.33	32	HW	140	UPVC	-0.5	-0.3	500
F010	F009	165.90	32	HW	140	UPVC	-0.5	-0.3	500
F011	bivio F-FB	81.12	32	HW	140	UPVC	-0.5	-0.3	500
F012	F011	73.68	25	HW	140	UPVC	-0.5	-0.3	500
F013	F012	69.16	25	HW	140	UPVC	-0.5	-0.3	500
F014	F013	59.43	25	HW	140	UPVC	-0.5	-0.3	500
F015	F014	44.96	25	HW	140	UPVC	-0.5	-0.3	500
F016	F015	126.60	25	HW	140	UPVC	-0.5	-0.3	500
F017	F016	38.96	25	HW	140	UPVC	-0.5	-0.3	500
F018	F017	91.18	25	HW	140	UPVC	-0.5	-0.3	500
F019	F018	151.20	25	HW	140	UPVC	-0.5	-0.3	500
F020	F019	65.29	25	HW	140	UPVC	-0.5	-0.3	500
F021	F020	397.30	25	HW	140	UPVC	-0.5	-0.3	500
F022	F021	12.98	25	HW	140	UPVC	-0.5	-0.3	500
F023	F022	54.18	25	HW	140	UPVC	-0.5	-0.3	500
FA001	FA002	178.53	32	HW	140	UPVC	-0.5	-0.3	500
FA002	FA003	101.06	32	HW	140	UPVC	-0.5	-0.3	500
FB001	bivio F-FB	86.97	25	HW	140	UPVC	-0.5	-0.3	500
FB002	FB001	39.38	25	HW	140	UPVC	-0.5	-0.3	500
FB003	FB002	74.80	25	HW	140	UPVC	-0.5	-0.3	500
FB004	FB003	115.63	25	HW	140	UPVC	-0.5	-0.3	500
presa	0079	40.70	160	HW	100	ST	-0.5	-0.3	1400

SARACINESCHE

Nodo 1	Nodo 2	Lungh. (m)	DN (mm)	Tipo di rugosità	HW-C	Mat.	Coeff. portata	Coeff. parete	Perdita qnd. aperto	Curva valvola	Celerità onde (m/s)
0000	0000Bm	0.8	63	HW	100	ST	-0.5	-0.3	0.0001	GATE	1400
0000	0000Cm	0.74	63	HW	100	ST	-0.5	-0.3	0.0001	GATE	1400
0000	0000Dm	1.02	63	HW	100	ST	-0.5	-0.3	0.0001	GATE	1400
0000Fm	0000	0.93	63	HW	100	ST	-0.5	-0.3	0.0001	GATE	1400

VALVOLE A GALLEGGIANTE

Nodo 1	Nodo 2	Lungh. (m)	DN (mm)	Tipo di rugosità	HW-C	Mat.	Coeff. portata	Coeff. parete	Perdita qnd. aperto	Curva valvola	Celerità onde (m/s)	Altezza control. (m)
0000Am	0000	0.92	110	HW	100	ST	-0.5	-0.3	2	FLV	1400	2.8
0025m	0025v	1.02	160	HW	100	ST	-0.5	-0.3	2	FLV	1400	1.8

