

**CONSORZIO DI BONIFICA DELLA
BARAGGIA BIELLESE E VERCELLESE**

**RIFACIMENTO INVASO SUL TORRENTE SESSERA IN SOSTITUZIONE
DELL'ESISTENTE PER IL SUPERAMENTO DELLE CRISI
IDRICHE RICORRENTI, IL MIGLIORAMENTO DELL'EFFICIENZA IDRICA
DEGLI INVASI ESISTENTI SUI TORRENTI RAVASANELLA ED OSTOLA,
LA VALORIZZAZIONE AMBIENTALE DEL COMPENSORIO**

DATA PROGETTO

APRILE 2010

AGGIORNAMENTO
PROGETTO

ATTIVITÀ DI PROGETTAZIONE



(dott. ing. Domenico Castelli)

UTILIZZAZIONE IDROPOTABILE

**RELAZIONE DI DIMENSIONAMENTO
IDRAULICO**

ELABORATO N.

RI3

PROGETTO DEFINITIVO

PRATICA N°10131D

ARCH. N° OI 181

MODIFICHE
AGGIORNAMENTI

Aggiornamento

Data

CONTROLLO

Firma

OPERATORE

AL

CONTROLLO

SP

APPROVAZIONE

DC

INDICE

1. PREMESSE	1
2. IL SISTEMA DI APPROVVIGIONAMENTO IDRICO E LA RAZIONALIZZAZIONE DELLA DISTRIBUZIONE PER USO IDROPOTABILE ALLA LUCE DELLE OPERE IN PROGETTO....	2
2.1 PREMESSE	2
2.2 PRELIEVI IDRICI E STOCCAGGIO NEI SERBATOI DI RITENUTA E ACCUMULO	4
2.3 LA RETE DI DISTRIBUZIONE	7
2.4 IL MODELLO MATEMATICO PER LA VERIFICA DEL SISTEMA IDRAULICO E LA GESTIONE DELLE PORTATE IDROPOTABILI	12
2.4.1 Modellistica delle tubazioni	13
2.4.2 Modellistica dei nodi.....	14
2.4.3 Dimensionamento delle tubazioni.....	15
2.4.4 Dimensionamento dei serbatoi di compenso.....	20
3. NOTE ESPLICATIVE SUL MODELLO MATEMATICO ADOTTATO PER LA VERIFICA IDRAULICA	24
3.1 INTRODUZIONE	24
3.2 CARATTERISTICHE DEI COMPONENTI DELLA RETE DI DISTRIBUZIONE E GEOMETRIA DEL SISTEMA	25
3.3 ANALISI DEI COMPONENTI DELLA RETE DI DISTRIBUZIONE	26
3.4 STRUTTURA MATEMATICA DEL MODELLO	38
3.5 METODOLOGIA DI CALCOLO.....	42
3.6 STRUTTURA E ORGANIZZAZIONE DEI DATI DI INPUT	43
3.7 DATI DI OUTPUT	45
4. MATERIALI COSTITUENTI LE TUBAZIONI	47
5. VERIFICHE DI STABILITA' PER TUBAZIONI INTERRATE	51
5.1 PARAMETRI DI PROGETTO	52
5.1.1 Pressione interna	52
5.1.2 Il terreno	53
5.2 VERIFICA STATICA	54
5.2.1 Carichi agenti sulle tubazioni	54
5.2.2 Pressione interna	55
5.2.3 Ipotesi di calcolo.....	55
6. DIMENSIONAMENTO DEI BLOCCHI DI ANCORAGGIO	63
6.1 PRESSIONE DEL FLUIDO.....	63
6.2 TIPOLOGIA DEL TRACCIATO	64
6.3 DIAMETRO DELLE CONDOTTE.....	64
6.4 CARATTERISTICHE FISICHE E MECCANICHE DEI TERRENI.....	64
7. PERTURBAZIONE DI COLPO D'ARIETE	76
7.1 CRITERI DI CALCOLO.....	76
7.2 SISTEMA TERLA	80
7.2.1 Condotte da serbatoio Terla a serbatoio Leria.....	80
7.2.2 Condotte da serbatoio Terla a serbatoio Gattinara.....	85
7.2.3 Condotte da serbatoio Terla a serbatoio Villa del Bosco.....	88
7.3 CONDOTTA DA SERBATOIO MADONNA DEGLI ANGELI A SERBATOIO CAPOVILLA DI LESSONA.....	89
7.4 SISTEMA LERIA	90
8. GLI ACQUEDOTTI RURALI	94

1. PREMESSE

La presente relazione tecnica è volta a definire i criteri tecnici utilizzati alla base della progettazione delle opere oggetto dei lavori di potenziamento, ristrutturazione e ampliamento dell'acquedotto consortile.

Verranno pertanto analizzate tutte le componenti che concorrono alla determinazione delle varie scelte progettuali in tema di condotte, serbatoi, apparecchiature e impianti ad essi asserviti.

Opportuni riferimenti consentiranno di integrare i dimensionamenti delle opere con l'ampio panorama offerto dalle modalità di gestione dell'opera nel suo complesso.

E' infatti necessario precisare che i lavori previsti in attuazione con il presente progetto consentiranno di ampliare il servizio già offerto dal Consorzio sino a giungere alla più capillare forma di distribuzione possibile sul territorio consistente nell'erogazione della risorsa idropotabile al singolo tenimento agricolo isolato.

Inoltre è da sottolineare la potenzialità offerta dalla realizzazione dei lavori i quali consentiranno nel prossimo futuro i collegamenti con diversi centri abitati distribuiti nell'area compresa tra Vercelli e Casale Monferrato previo il completamento del programma di ampliamento dell'attività del Consorzio.

2. IL SISTEMA DI APPROVVIGIONAMENTO IDRICO E LA RAZIONALIZZAZIONE DELLA DISTRIBUZIONE PER USO IDROPOTABILE ALLA LUCE DELLE OPERE IN PROGETTO

2.1 Premesse

In questo capitolo viene descritta la rete di distribuzione idropotabile nel suo complesso con riferimento agli aspetti tecnici di gestione del sistema idrico concepito.

E' importante, infatti, definire il ruolo dei serbatoi di ritenuta (invasi artificiali sui torrenti Ingagna, Ostola e Ravasanella) e dei serbatoi di accumulo e regolazione disposti presso i comuni serviti dalla rete di distribuzione.

Il sistema di vettoriamento e stoccaggio della risorsa idrica é infatti ideato per costituire riserva della portata ad uso idropotabile, tanto più preziosa se si considera che la dotazione idrica per gli anni futuri é in costante aumento sino a raddoppiare, secondo le previsioni, nel prossimo quarto di secolo.

Non solo, ma la possibilità di diversificare gli emungimenti sul territorio consente di evitare l'impoverimento di sorgenti e pozzi già al limite dello sfruttamento, sottoposti inoltre al problema crescente dell'inquinamento delle falde sotterranee.

La rete di distribuzione facente capo ai serbatoi artificiali e ai serbatoi di stoccaggio comunali permette un equilibrato dosaggio delle portate prelevate consentendo di servire un elevato numero di centri abitati da punti ben localizzati sul territorio del comprensorio consortiale.

Gli interventi in attuazione con il presente progetto consentiranno il raccordo con l'esistente sistema acquedottistico sviluppato nella regione nord occidentale del comprensorio facente capo all'invaso sul torrente Ingagna.

L'attuale sistema ha infatti il suo nucleo principale rappresentato dall'invaso sull'Ingagna le cui acque vengono potabilizzate mediante il passaggio nella vasca di ozonizzazione e nelle successive batterie di filtrazione per essere quindi inviate alla vasca di accumulo che governa l'intero sistema di distribuzione.

Dalla vasca di accumulo, attraverso il complesso sistema di condotte, la portata idropotabile viene inviata alla rete di distribuzione principale che consente di raggiungere l'utenza distribuita nei centri abitati disposti nel comprensorio.

Un primo intervento di completamento della rete distribuita ha inoltre consentito di giungere a servire anche le svariate cascine che popolano il territorio consorziale mediante i lavori di costruzione degli acquedotti rurali : dalle linee principali della rete e da alcuni serbatoi ubicati in posizione idonea si sono previsti stacchi per consentire il raggiungimento delle unità isolate e dotarle di un servizio continuo e igienicamente controllato.

Nei seguenti paragrafi di questo capitolo verranno presentati i quantitativi di portata necessari al consumo idropotabile e le strutture di accumulo, la nuova rete di vettoriamento e distribuzione delle portate, il modello matematico per la gestione del sistema acquedottistico progettato e i risultati conseguenti all'utilizzo del modello e organizzati in termini di dimensionamento delle tubazioni e dei serbatoi comunali di accumulo.

Oggetto della presente relazione sono, quindi, la verifica idraulica della rete di distribuzione attraverso le elaborazioni condotte con il modello numerico redatto per eseguire le simulazioni di funzionamento e di gestione del comprensorio.

Il funzionamento e i principi teorico-applicativi su cui si basa il modello numerico sono opportunamente descritti nel relativo capitolo.

Alle verifiche idrauliche sono abbinati i principi teorici e le tabelle riassuntive relative ai calcoli strutturali eseguiti per la determinazione delle sollecitazioni agenti sulle tubazioni e sui blocchi di ancoraggio.

E' stata inoltre eseguita la verifica alle perturbazioni di moto vario che si instaurano in seguito alle manovre di chiusura di valvole e in corrispondenza della regolazione della portata in ingresso alla rete primaria di distribuzione.

I tabulati di verifica idraulica e di gestione del comprensorio costituiscono fascicolo a parte rispetto a questa relazione.

2.2 Prelievi idrici e stoccaggio nei serbatoi di ritenuta e accumulo

I prelievi idrici della portata necessaria a soddisfare il consumo registrato nei vari comuni del comprensorio avvengono con differenti modalità in punti ben individuabili sul territorio del comprensorio medesimo.

Nel panorama degli interventi previsti in attuazione con il presente progetto notevole importanza è rivestita dai due invasi artificiali sui torrenti Ostola e Ravasanella, rispettivamente nei Comuni di Masserano e Roasio.

L'impianto in progetto a servizio dell'invaso sul Ravasanella completerà il sistema di potabilizzazione che attualmente conta sugli impianti dell'Ingagna e dell'Ostola, ormai funzionanti e collaudati da tempo.

La tipologia prevista risulta essere analoga a quella già installata per gli altri impianti, cioè consistente in una vasca di sedimentazione primaria cui segue il trattamento di ozonizzazione e il successivo passaggio in filtri a sabbia e carbone attivo per il trattamento finale.

Dall'impianto di potabilizzazione che fa capo all'invaso sul t. Ravasanella avrà quindi origine la condotta principale diretta verso Rovasenda e ivi strutturata in modo da diramarsi a servizio dei diversi centri abitati.

L'impianto dell'Ostola, già attualmente collegato al serbatoio di Madonna degli Angeli, verrà strutturato per fornire ulteriore contributo alle zone di pianura e unirsi con le condotte provenienti dall'impianto della Ravasanella.

Ulteriore funzione che rivestirà il nodo dell'Ostola sarà rappresentata dalla possibilità di intervento sulle condotte che congiungono i serbatoi Terla e Leria qualora si verificassero guasti lungo la linea : mediante la stazione di pompaggio la portata verrà comunque recapitata dal potabilizzatore ai due serbatoi di accumulo.

Il sistema, così come concepito, é in grado di sopperire alle carenze idriche che si manifestano nei vari comuni consorziati in quanto i punti di prelievo sono tra loro comunicanti mediante l'organizzazione ad anello della rete di distribuzione e la presenza capillare dei serbatoi comunali sul territorio.

Grazie ai serbatoi artificiali sui torrenti Ingagna, Ostola e Ravasanella é possibile la regolazione su base stagionale dei consumi idropotabili garantendo con la capacità di accumulo caratteristica di tali opere il soddisfacimento del fabbisogno idrico anche nei mesi in cui la siccità esplica maggiormente la sua azione.

Da molti anni a questa parte la carenza della risorsa idrica é una piaga di difficile soluzione per molti comuni di quest'area che puntualmente denunciano i gravi rischi cui la popolazione e le attività agricole collegate sono sottoposti.

Il sistema previsto é strutturato in modo da collegare i diversi punti di presa per fare fronte a tutte le richieste ed emergenze possibili.

A completamento del sistema costituito dai serbatoi artificiali sottesi dalle dighe di sbarramento é prevista inoltre l'integrazione con i serbatoi comunali di stoccaggio che alimentano le reti di distribuzione dei singoli comuni e, quindi, gli utenti finali.

Alcuni serbatoi sono già dotati di struttura idonea al contenimento dei nuovi fabbisogni idrici mentre é previsto per altri un ampliamento della capacità di invaso.

In altri casi é prevista la costruzione ex-novo di strutture per l'accumulo.

L'insieme dei Comuni facenti parte dell'ambito gestionale dell'acquedotto consorziale può essere suddiviso in tre gruppi principali in funzione dello stato di fatto delle opere acquedottistiche e di quanto invece previsto in attuazione con il presente progetto.

Si potrà quindi individuare un primo raggruppamento di Comuni già attualmente servito dalla rete di distribuzione, un secondo gruppo che verrà ad essere interessato dal servizio grazie alle opere in progetto e, infine, un terzo gruppo di Comuni che potenzialmente il Consorzio è in grado di servire.

Pertanto, nelle seguenti tabelle sono individuabili i centri abitati presentati nella suddivisione di cui sopra.

TABELLA N. 1

Comuni attualmente serviti dall'acquedotto consorziale	
Benna	Masserano
Borriana	Mottalciata
Buronzo	Oldenico
Candelo	Rovasenda
Carisio	Salussola
Castelletto Cervo	Sandigliano
Cerrione	Sostegno
Collobiano	Strona
Cossato	Vergnasco
Formigliana	Verrone
Giffenga	Vigellio
Lessona	Villarboit
Massazza	

TABELLA N. 2

Comuni serviti mediante le opere in attuazione con il presente progetto	
Albano	Ghislarengo
Arborio	Greggio
Brusnengo	Lenta
Casanova Elvo	Lozzolo
Casapinta	Olcenengo
Cerreto Castello	Quaregna
Cossato (potenziamento)	Quinto V.se
Crosa	Roasio
Curino	San Giacomo V.se
Gattinara	Villa del Bosco

TABELLA N. 3

Comuni per i quali è prevista l'estensione del servizio	
Asigliano	Pertengo
Balocco	Pezzana
Bianzè	Prarolo
Caresana	Rive
Caresanablot	Ronsecco
Costanzana	Salasco
Crova	Sali
Desana	San Germano
Fontanetto Po	Santhià
Lamporo	Stroppiana
Lignana	Tricerro
Livorno Ferraris	Trino
Motta dei Conti	Tronzano

Come ben risulterà dal paragrafo seguente, la rete di distribuzione ha il suo fulcro negli invasi artificiali, unitamente agli impianti di potabilizzazione di pertinenza e nei serbatoi "Terla" e "Leria".

Da queste opere si diparte la rete di tubazioni che costituisce l'ossatura del sistema di distribuzione idropotabile e di collegamento con i serbatoi comunali.

2.3 La rete di distribuzione

In questo capitolo viene analizzata la struttura di accumulo e distribuzione del fabbisogno idrico nel suo complesso, sia sotto l'aspetto tecnico-descrittivo che sotto quello gestionale del funzionamento.

Per meglio comprendere il funzionamento del complesso sistema di approvvigionamento, potabilizzazione e distribuzione-vettoriamento della portata è necessario individuare le singole strutture operative che agiscono all'interno della rete idropotabile e descriverne le fun-

zioni e i collegamenti.

La fase di descrizione prevede comunque la suddivisione dei singoli elementi secondo la posizione occupata nel diagramma complessivo del flusso distributivo della portata.

Il quadro dell'organizzazione del sistema é fornito dalle relative tavole progettuali ove sono rappresentati i sistemi di approvvigionamento, raccolta e distribuzione delle portate idropotabili.

Sulla base degli schemi elaborati verrà quindi fornita ampia delucidazione sui singoli componenti della rete.

Gli invasi artificiali sui torrenti Ingagna, Ostola e Ravasanella costituiscono riserva e accumulo per l'intera rete.

Si possono quindi individuare tre nodi fondamentali che coincidono con gli impianti di potabilizzazione.

Dal nodo dell'Ingagna la portata potabilizzata viene immessa attualmente in rete e posta a servizio della regione occidentale del comprensorio del quale fanno parte i Comuni riportati in tabella n. 1.

I due nodi facenti riferimento agli invasi sui torrenti Ostola e Ravasanella sono strutturati in maniera analoga per ciò che concerne la potabilizzazione : vale a dire che l'acqua prelevata dagli invasi subisce il trattamento di potabilizzazione la cui esecuzione, come vista avviene in modo analogo a quanto si verifica presso l'impianto dell'Ingagna e successivamente viene inviata in rete.

La differenza consiste nella possibilità di disporre di due accumuli ulteriori individuati dai serbatoi Leria (Ostola) e Terla (Ravasanella).

La portata necessaria viene inviata ai due serbatoi dai rispettivi impianti mediante stazioni di sollevamento ad hoc.

Tale operazione è resa necessaria in quanto i centri abitati alimentati dai due serbatoi non possono essere diversamente raggiunte se non mediante un carico iniziale tale da consentire detta operazione.

Per fare fronte a possibili situazioni di emergenza, il sistema di condotte è strutturato in modo tale che il serbatoio Terla sia raggiungibile, mediante sollevamento, anche

dall'impianto di potabilizzazione dell'Ostola.

In tal senso, il gruppo di sollevamento dell'Ostola è stato integrato con un ulteriore gruppo di supporto che permetta contemporaneamente l'alimentazione dei due serbatoi Leria e Terla, come del resto anche il gruppo funzionante a regime presenta caratteristiche tali da soddisfare le condizioni dettate dall'emergenza.

Complessivamente i gruppi sono dimensionati per fare fronte all'emergenza in termini di portata complessivamente sollevata e prevalenza massima.

Analogamente si è provveduto con la stazione di sollevamento disposta presso l'impianto della Ravasanella.

Ciascuno dei due serbatoi di accumulo costituisce punto di prelievo per l'erogazione del servizio a diversi centri abitati, serviti da apposite linee di tubazioni.

Completa il panorama dei serbatoi di accumulo quello denominato Madonna degli Angeli in Comune di Masserano disposto a servizio di ulteriori centri abitati e alimentato dall'impianto dell'Ostola.

Tale serbatoio e relativa condotta furono realizzati nell'ambito dei lavori di costruzione del potabilizzatore dell'Ostola.

Riguardo i tre serbatoi ora descritti è possibile aggiungere quanto segue al fine di individuare le potenzialità.

Il serbatoio Terla, ubicato nelle intenzioni progettuali in prossimità dell'invaso sul torrente Ravasanella, è strutturato in modo da creare accumulo giornaliero per alimentare le diverse tubazioni che da esso si dipartono.

Si individuano infatti più linee di condotte in partenza dal serbatoio del Terla:

- a) condotta di circa 8.5 km verso Lozzolo e Gattinara, comuni ubicati nell'area più orientale del comprensorio, con recapito ai rispettivi serbatoi di accumulo esistenti
- b) condotta al serbatoio Villa del Bosco a servizio dell'omonimo centro abitato.

Per il serbatoio in questione è previsto un intervento di ampliamento

- c) condotta verso l'attuale serbatoio che serve l'abitato di Castelletto Villa al fine di integrare i consumi e provvedere nello stesso senso per il Comune di Roasio
- d) condotta che alimenta direttamente le rete della frazione Asei.

e) condotta di derivazione verso i comuni di Brusnengo e Curino, per il quale é previsto un impianto di pompaggio.

Per ciò che concerne quest'ultima linea occorre specificare che essa è deputata al servizio usuale dell'acquedotto, cioè in condizioni di funzionamento regolare in assenza di emergenze.

Al verificarsi di emergenze che rendano impossibile il pompaggio dall'impianto del Ravasanella al Terla risulterebbe impossibile provvedere all'alimentazione delle linee che da esso si originano.

Pertanto la tubazione in questione prosegue il suo percorso oltre Curino e Brusnengo sino a giungere a collegarsi con la condotta che alimenta il serbatoio Leria dall'impianto dell'Ostola.

Normalmente una valvola provvede a mantenere isolata la tubazione, rendendo possibile il solo sollevamento verso il serbatoio Leria mentre in emergenza l'apertura della valvola permetterà all'impianto dell'Ostola di sollevare la portata di emergenza (70% della portata necessaria complessivamente) anche al serbatoio Terla.

Analogamente, in seguito a guasti presso l'impianto dell'Ostola, mediante apertura della valvola, sarà possibile collegare in una unica linea il serbatoio Terla con il serbatoio Leria garantendone l'accumulo.

Il serbatoio Terla é quindi alimentato dall'invaso sul torrente Ravasanella nonché dall'invaso sul torrente Ostola nei casi di emergenza.

Il serbatoio Madonna degli Angeli riceve la portata proveniente dall'invaso sul torrente Ostola, previo trattamento di potabilizzazione per distribuirla ai serbatoi dei comuni di Lessona (fraz. Capovilla), Strona, Crosa e Casapinta ed é nodo di importanza fondamentale per la regolazione delle portate per la zona nord-ovest del comprensorio in studio.

Il serbatoio di accumulo Leria viene alimentato in funzionamento normale dal potabilizzatore Ostola mediante la stazione di sollevamento anzi descritta.

Dal serbatoio in questione ha origine la condotta che consente l'alimentazione dei Comuni di Quaregna e Cerreto Castello.

Notevole importanza riveste il cosiddetto nodo di interscambio : in corrispondenza di

esso avviene l'incontro fra le tubazioni esistenti, facenti capo all'acquedotto nord-occidentale con alimentazione dall'invaso sul torrente Ingagna e relativo impianto di potabilizzazione, e le tubazioni la cui posa in opera è prevista in attuazione con il presente progetto.

I nodi d'interscambio consentono praticamente la miscelazione delle portate prelevate nei diversi accumuli consentendo un miglioramento della qualità del prelievo con riduzione del tempo di permanenza in condotta nonché, dal punto di vista tecnico, il rinforzo del valore della pressione residua.

La funzione di miglioramento della pressione in condotta è supportata comunque dalla organizzazione "a maglie" della rete principale ove quindi si troveranno disposti più nodi di interscambio.

E' pertanto possibile a questo punto della descrizione, individuare una rete principale che costituisce l'ossatura della distribuzione.

La rete di condotte, disposta sull'intera superficie del comprensorio, ha i suoi punti di approvvigionamento disposti presso i tre invasi artificiali e ne consente il collegamento permanente.

Per completare la descrizione del sistema principale di convogliamento delle portate è necessario sottolineare l'alimentazione diretta, a gravità, che ha origine dagli impianti di potabilizzazione dell'Ostola e della Ravasanella : in comunione con le linee descritte in precedenza, le condotte che hanno origine direttamente dagli impianti di potabilizzazione contribuiscono a formare l'ossatura della rete principale di distribuzione.

Dalla rete principale si diramano due ulteriori tipologie di condotte di alimentazione :

- condotte per il rifornimento di vasche e serbatoi e successivi innesti in rete
- condotte per l'alimentazione degli insediamenti rurali.

Il primo tipo di condotta deve raggiungere i luoghi di accumulo, senza originare prelievi lungo il proprio percorso.

Successivamente, dalle vasche/serbatoi si staccheranno ulteriori condotte dirette alla rete propria del Comune e quindi destinate al servizio di aree comunque circoscritte.

La seconda tipologia di condotta ha origine dalla rete principale, mediante apposita cabina di riduzione della pressione, e prevede il vettoriamento della portata potabile sino al

raggiungimento degli insediamenti rurali disposti entro il comprensorio.

Tale tipologia di condotte ha caratteristica di una distribuzione ramificata, a pettine, disposta in modo tale da raggiungere, compatibilmente con la pressione disponibile in rapporto alla propria estensione, i diversi centri di consumo che possono essere più o meno distanti fra loro e comunque sparsi sul territorio.

Per tale motivo si rendono necessari più punti di prelievo disposti lungo le tubazioni principali : in tal modo è possibile organizzare una distribuzione razionale della portata ai diversi insediamenti.

Si comprende facilmente come sia di estrema importanza disporre di più punti di accumulo che consentano di fare fronte ai picchi di consumo, positivi e negativi, e come tale problematica sia stata risolta disponendo di accumuli principali e, in cascata, di accumuli secondari presso i singoli centri abitati.

Ricordiamo che gli accumuli principali, rappresentati dagli invasi in primis, sono integrati dai serbatoi Terla, Leria e Madonna degli Angeli.

Tale disposizione rende possibile un migliore controllo dei prelievi consentendo di disporre di una serie di volumi che esercitano di fatto anche una positiva azione nei confronti dello sfruttamento degli impianti.

2.4 Il modello matematico per la verifica del sistema idraulico e la gestione delle portate idropotabili

In questo capitolo é descritta l'organizzazione del sistema che sovrintende alla regolazione dei prelievi idrici dai serbatoi artificiali e di compenso.

Verranno definiti i valori delle portate idropotabili così come ricavati dall'indagine demografica e previsionale dello sviluppo futuro del comprensorio, valutato in proiezione futura all'anno 2050.

Ulteriore argomentazione é la definizione dei dati utilizzati per i calcoli relativi alla simulazione di funzionamento del sistema di approvvigionamento e distribuzione in relazione

al modello numerico utilizzato.

I tabulati di calcolo, per semplicità di lettura, sono raccolti nell'allegato "tabulati di verifica idraulica e di gestione della rete dell'acquedotto consortile".

2.4.1 Modellistica delle tubazioni

Le tubazioni componenti la rete di distribuzione vengono schematizzate dal modello numerico tramite una serie di parametri atti a definire le principali caratteristiche idrauliche e geometriche.

Ciascuna tubazione è individuata dai nodi (dotati di numero di identificazione) posti alle estremità del tronco di calcolo e da un numero di identificazione.

I parametri geometrici consistono nella definizione della lunghezza in metri lineari di sviluppo della tubazione e del diametro utilizzato per il calcolo espresso in cm.

I parametri idraulici sono rappresentati da scabrezza e coefficienti di calcolo per le perdite concentrate e distribuite, queste ultime di gran lunga più condizionanti il sistema.

Utilizzando la formula di Darcy-Weisbach per il calcolo delle perdite di carico distribuite, è importante definire il valore della scabrezza interna delle tubazioni, sulla quale è basato il metodo di calcolo in questione.

Nel caso in questione, preso atto che i valori suggeriti per il parametro ϵ in funzione del materiale costituente la tubazione, nel seguito riportati, si è optato cautelativamente per assegnare a tale parametro il valore $\epsilon = 0,1$ sia per condotte in acciaio che in ghisa.

Scabrezza equivalente (ϵ)	Tipo di condotta
0.2÷0.4	tubazione in acciaio con rivestimento degradabile nel tempo (tubazione in servizio corrente)

(Fonte : "Manuale di Ingegneria Civile - Edizioni E.S.A.C. - Roma 1986)

I valori tabellati sono riferiti anche a quanto suggerito dai principali costruttori di tubazioni, come si è potuto verificare.

Per ciò che concerne le perdite di carico concentrate, la procedura automatica di calcolo richiede la valutazione dei singoli punti ove sono individuabili le perdite di carico e la sti-

ma del coefficiente ad esse relazionato.

A tal fine si sono utilizzati i coefficienti proposti in letteratura (cfr. "Manuale di Ingegneria Civile" - Edizioni E.S.A.C. - Roma 1986) e riportati nel successivo capitolo per ciò che concerne le variazioni di sezione (bruschi allargamenti o restringimenti), le derivazioni (pezzi speciali a T), le curve e i gomiti.

Ciascuna condotta é analizzata in riferimento alla sua collocazione nel complesso del sistema di distribuzione e in relazione alle portate derivate calcolate nel giorno di massimo consumo.

Stabilito il fabbisogno di portata idropotabile, la simulazione si basa sui prelievi e le derivazioni effettuati ai nodi individuati nella rete.

In seguito alla strutturazione del modello numerico acquista particolare importanza la correlazione tra portata prelevata ai nodi e l'ubicazione planoaltimetrica dei medesimi.

2.4.2 Modellistica dei nodi

Nel sistema di vettoriamento e distribuzione della portata idropotabile la schematizzazione dei nodi presenti in rete riveste notevole importanza ai fini del dimensionamento delle tubazioni e del funzionamento complessivo della rete.

I nodi vengono schematizzati secondo diverse opzioni nella struttura del modello matematico adottato (si confronti a tal fine il capitolo ad esso relativo per più dettagliate informazioni).

Il modello é in grado di individuare due tipi di nodo:

- nodo a carico definito, quali sono i serbatoi di ritenuta e di compenso in quanto caratterizzabili da una quota fissa del carico in base al livello di regolazione che li caratterizza.

Nel complesso del funzionamento della rete i serbatoi costituiscono un punto ben definito dal quale si esercita il controllo del regime idraulico nelle tubazioni. In base alle quote altimetriche che definiscono questo tipo di nodi, che possono presentare comunque un'escursione legata a livelli massimi e minimi di regolazione, il modello determina il diametro ottimale delle varie condotte che consente il superamento dei dislivelli esistenti.

Parametri di controllo e regolazione sono quindi la velocità e le perdite di carico raggiunte nei vari tronchi di tubazione.

- nodi di unione fra le tubazioni, i quali possono essere nodi che collegano in serie una stessa condotta oppure che individuano punti ben precisi ove avvengono derivazioni di portata.

I nodi in questione occupano una posizione ben individuabile lungo il tracciato delle condotte e sono caratterizzati da quote altimetriche fisse definite dalla topografia locale.

Detti nodi sono molto importanti perché consentono la valutazione della quota piezometrica e il tracciamento del corrispondente cielo piezometrico per l'intero comprensorio servito da tubazioni e serbatoi.

La valutazione delle portate necessarie al soddisfacimento delle esigenze idropotabili sono evidentemente correlate alla popolazione.

A tal fine è stata predisposta opportuna relazione allegata al presente progetto (“Relazione sull’evoluzione della domanda”) ove viene estrapolata la popolazione di dimensionamento per ciascun centro abitato con proiezione all’anno 2050.

Sulla base di tale parametro, valutati i consumi su base statistica, è stata individuata la dotazione necessaria e successivamente la portata media del giorno di massimo consumo.

Il valore delle varie portate così determinate per i centri abitati è quindi stato disposto ai nodi interessati schematizzando i punti di prelievo ovvero di consegna.

2.4.3 Dimensionamento delle tubazioni

Le tubazioni che costituiscono la rete principale di adduzione ai serbatoi comunali sono dimensionate in funzione delle portate che si registrano nel giorno di massimo consumo ottenute a partire dalla dotazione idrica. (cfr. “Relazione sull’evoluzione della domanda”).

In funzione di quanto in precedenza esaminato, si è provveduto a dimensionare le tubazioni in funzione dei prelievi ai nodi.

Particolare importanza rivestono i due serbatoi di accumulo Leria e Terla ove il dimensionamento delle tubazioni è subordinato all’efficienza degli impianti di pompaggio.

Il serbatoio di Madonna degli Angeli e la relativa stazione di sollevamento risultano

già realizzati e pertanto esulano dalla trattazione in atto.

Nella seguente tabella vengono riassunti, con riferimento ai serbatoi principali Leria e Terla, le principali caratteristiche che ne governano l'esercizio.

1) Punto di accumulo : serbatoio del "Terla"

Tronco	Portata max complessiva (<i>l/sec</i>)	Serbatoi di accumulo	Portata max di accumulo parziale (<i>l/sec</i>)
Serbatoio Terla	13,01	Curino	1,69
Serbatoio Brusnengo		Brusnengo	11,32
Serbatoio Terla	52,68	Lozzolo	4,56
Serbatoio Gattinara		Gattinara	48,12
Serbatoio Terla	2,10	Villa del Bosco	2,1
Serbatoio Villa del Bosco			
Serbatoio Terla	13,34	Castelletto Villa	13,34
Serbatoio Castelletto Villa (Roasio)		(Roasio)	
Potabilizzatore Ravasanella	87,13	Terla	87,13
Serbatoio Terla (normale)		(sollevamento)	
Potabilizzatore Ravasanella	159,79	Terla	159,79
Serbatoio Terla (emergenza)		(sollevamento)	

2) Punto di accumulo : serbatoio del "Leria"

Tronco	Portata max complessiva (<i>l/sec</i>)	Serbatoi di accumulo	Portata max di accumulo parziale (<i>l/sec</i>)
Serbatoio Leria	72,66	Quaregna	7,21
Serbatoio Cerreto Castello		Cossato	61,89
		Cerreto Castello	3,56
Potabilizzatore Ostola	72,66	Leria	72,66
Serbatoio Leria (normale)		(sollevamento)	
Potabilizzatore Ostola	159,79	Leria/Terla	159,79
Serbatoio Leria (emergenza)		(sollevamento)	

Oltre all'entità delle portate di dimensionamento si é tenuto debito conto, per la individuazione dei diametri ottimali da assegnare ai tronchi di condotta costituenti la rete di distribuzione, dei principali parametri individuabili nell'andamento plano-altimetrico del tracciato delle tubazioni.

I singoli profili del tracciato delle tubazioni sottolineano pertanto la morfologia delle zone interessate evidenziandone la notevole variabilità in termini di quote altimetriche dei nodi in cui i vari tronchi di tubazioni sono stati suddivisi.

I risultati conseguiti sotto l'aspetto dell'analisi del cielo piezometrico mostrano infatti questa notevole variabilità in termini di pressioni di esercizio per garantire comunque la pressione ultima di recapito ai diversi serbatoi connessi alla rete.

Il dimensionamento delle condotte é stato comunque svolto secondo l'ipotesi di considerare il sistema soggetto alle leggi che governano le perdite di carico proprie delle lunghe condotte e delle reti ove le perdite medesime vengono valutate come distribuite sull'intero percorso mentre sono trascurabili quelle localizzate dovute a fenomeni puntuali.

Ulteriore fattore alla base della scelta del diametro ottimale é la velocità all'interno delle tubazioni.

Tale parametro é stato mantenuto entro valori limitati (3 m/sec come velocità massima) per contenere i fenomeni di turbolenza ed erosione interna del manto di ricoprimento della tubazione nonché per limitare l'entità del fenomeno di colpo d'ariete.

I principali fattori a base della progettazione eseguita sono quindi riassumibili nel compromesso ideale tra le relazioni intercorrenti fra portata, perdite di carico, velocità del fluido all'interno delle tubazioni ed economicità dei diametri utilizzabili.

- Serbatoio Terla

Il serbatoio in oggetto costituisce un punto di accumulo di fondamentale importanza per la gestione della distribuzione idropotabile in virtù della sua ubicazione ad una quota tale da consentire il vettoriamento delle portate verso le zone estreme del comprensorio idrico.

La quota di riferimento per le elaborazioni matematiche eseguite con il modello di gestione idrica é pari infatti a 399.00 m s.l.m.

Dal serbatoio "Terla" é possibile servire comuni sia verso il confine est del comprensorio che verso ovest per una distanza pari a circa 10 km dal punto di accumulo.

Il serbatoio é di nuova costruzione e risulterà edificato sull'omonimo rilievo collinoso subito a valle dello sbarramento sul torrente Ravasanella, in sponda orografica destra rispetto al corso del torrente medesimo.

Il serbatoio é alimentato direttamente dal potabilizzatore in progetto ubicato anch'esso a valle dell'invaso.

La portata idropotabile in accumulo al serbatoio proviene in condizioni normali dall'invaso sul torrente Ravasanella previo trattamento di potabilizzazione : in condizioni di emergenza ci si avvarrà del pompaggio diretto dal potabilizzatore dell'Ostola.

Il criterio di gestione delle quote di portata in alimentazione al serbatoio può essere anche funzione delle disponibilità idriche dei punti di presa i quali sono comunque comunicanti e interagenti fra loro onde evitare il depauperamento eccessivo della singola risorsa.

Le portate di alimentazione, previo trattamento idoneo di potabilizzazione a seconda della provenienza, vengono sollevate al serbatoio per l'accumulo.

Dal serbatoio "Terla" si dipartono due linee principali (così definite per numero di abitanti serviti e distanza percorsa) e due linee secondarie.

Le linee principali seguono la direttrice est e ovest rispettivamente.

La tubazione che si snoda verso il confine est del comprensorio serve i comuni di Lozzolo e Gattinara nonché, a pochi chilometri dal serbatoio, la frazione Asei.

La tubazione in direzione ovest del comprensorio recapita la portata ai centri di Curi-
no (con sollevamento) e Brusnengo. Risulta inoltre collegabile alla linea proveniente dal potabilizzatore Ostola.

Tra le linee secondarie, la prima é destinata a servire il comune di Villa del Bosco mentre la seconda, con recapito al serbatoio di Castelletto Villa, provvede al soddisfacimento idropotabile del comune medesimo e del comune di Roasio ubicato poco più a valle.

- Serbatoio Leria

Detto serbatoio costituisce punto di accumulo della portata idropotabile necessaria al

fabbisogno idrico di centri abitati ubicati nella regione occidentale del comprensorio.

La quota di riferimento del serbatoio é pari a 367,5 m s.l.m.

L'alimentazione del serbatoio avviene tramite il serbatoio "Terla" in emergenza e normalmente mediante pompaggio dal potabilizzatore a servizio dell'invaso sul torrente Ostola.

Tale possibilità di alimentazione differenziata consente di ovviare alle eventuali carenze idriche di uno dei due sistemi consentendo di privilegiare la risorsa che in quel momento garantisce il fabbisogno necessario evitandone l'eccessivo impoverimento, oltre che sopperire a eventuali guasti in linea.

Il serbatoio "Leria" provvede all'alimentazione dei comuni di Quaregna, Cossato (in parte e con due distinti serbatoi) e Cerreto Castello.

La tubazione preposta alla derivazione e al vettoriamento della portata idropotabile é unica e provvista, nei nodi di scambio, delle diramazioni verso i serbatoi comunali di accumulo.

- Serbatoio Madonna degli Angeli

Il serbatoio in oggetto costituisce accumulo per le portate necessarie a soddisfare il fabbisogno idropotabile dei comuni ubicati nella zona nord-occidentale del comprensorio, con l'eccezione del comune di Masserano sito a pochi chilometri verso sud.

L'alimentazione del serbatoio é garantita dal sollevamento della portata dal potabilizzatore a servizio dell'invaso sul torrente Ostola.

Il serbatoio di accumulo é strutturato per provvedere alle necessità dei comuni di Masserano e Casapinta, nonché, tramite il serbatoio di Capovilla di Lessona alla frazione Capovilla medesima e ai comuni di Crosa e Strona.

Le tubazioni che collegano il potabilizzatore con il serbatoio Madonna degli Angeli e il serbatoio relativo a Capovilla di Lessona con i serbatoi di Strona e Crosa sono ormai realizzate e si é provveduto a verificarne la compatibilità con i carichi a disposizione nella rete in progetto.

Il vettoriamento della portata al serbatoio di Casapinta avviene tramite opportuna stazione di pompaggio.

Le condotte facenti capo ai serbatoi Terla e Leria sono previste in acciaio sia perché a valle di stazioni di sollevamento sia perché disposte lungo percorsi particolarmente accidentati che esigono la posa di materiali estremamente duttili.

Le condotte che si sviluppano a partire dagli impianti di potabilizzazione dell'Ostola e della Ravasanella sono previste in ghisa in relazione alla conformazione pianeggiante del territorio e alla natura del materiale rinvenibile entro lo scavo di posa che costituirà il successivo reinterro, privo di ciottoli ovvero di elementi aguzzi in grado di provocare fessure sulla superficie delle tubazioni.

2.4.4 Dimensionamento dei serbatoi di compenso

La rete di distribuzione in progetto è tale da fare riferimento a diversi serbatoi che garantiscono la possibilità di accumulo della riserva idropotabile.

E' previsto pertanto l'ampliamento di alcune strutture esistenti e la costruzione di nuovi serbatoi atti a supportare l'aumentata potenzialità idrica della rete in progetto in funzione della popolazione di dimensionamento.

Il calcolo della capacità di accumulo dei serbatoi è svolto in funzione della portata continua nel giorno di massimo consumo determinata sulla base della dotazione idrica prevista.

Sulla scorta dei dati forniti dai comuni le cui strutture acquedottistiche sono coinvolte nel progetto di potenziamento e sulla base dei dati relativi alle attuali potenzialità del sistema idropotabile del Consorzio di Bonifica della Baraggia Vercellese è stata elaborata la seguente tabella in cui è riportata, per ciascun serbatoio, l'attuale capacità complessiva, la capacità necessaria in base ai fabbisogni futuri e la portata continua affluente al serbatoio.

I serbatoi di cui sopra svolgono funzione di accumulo al fine di sopperire alle necessità immediate di consumo.

La funzione di modulazione delle scorte idriche è svolta dalle vasche dei potabilizzatori Ostola e Ravasanella (per le aree di nuova espansione previste con il presente progetto) unitamente ai serbatoi di modulazione Leria e Terla le cui capacità di progetto verranno esaminate a parte.

Capacità di accumulo attuale e di progetto dei serbatoi di compenso

Serbatoio (località)	Capacità attuale (mc)	Capacità minima richiesta in progetto (mc)	Tipologia di intervento
Albano V.se e Greggio	--	180	Nuova costruzione (Vol. = 200 mc)
Arborio	200	200	
Brusnengo	150	375	Ampliamento (Vol. = 230 mc)
Borriana	200	200	
Buronzolo	180	170	
Casapinta	50	108	
Castelletto Cervo	200	150	
Carisio	200	200	
Cerreto Castello	300	140	
Curino	145	71	Riserva di pompaggio (Vol. = 60 mc)
Frazione Crocicchio	450	450	
Gattinara	1500	1500	
Lozzolo	250	165	
Ghislarengo	--	160	Nuova costruzione (Vol. = 200 mc)
Lenta	--	170	Nuova costruzione (Vol. = 200 mc)
Mottalciata	380	250	
Oldenico, Olcenengo e Quinto V.se	--	300	Nuova costruzione (Vol. = 300 mc)
Roasio	250	434	Utilizza Vol. = 200 mc dal Serbatoio Terla
Quaregna	150	248	Ampliamento (Vol. = 150 mc)
Salussola (comprende Salussola, Vigellio)	410	376	
Rovasenda	200	200	
Sandigliano	380	476	
S. Giacomo e Balocco	--	164	Nuova costruzione (Vol. = 200 mc)
Sostegno	100	156	Ampliamento (Vol. = 100 mc)
Villa del Bosco	120	85	
Verrone e Benna	360	251	
Cossato - Leria	1000	2411	La capacità necessaria verrà garantita dal sistema Terla - Leria
Villarboit	--	200	Nuova costruzione (Vol. = 200 mc)

Per ciò che concerne il Comune di Cossato è necessario specificare che attualmente la capacità di accumulo è soddisfatta da più serbatoi.

Il volume residuo previsto verrà ripartito fra i serbatoi esistenti e un terzo in progetto ubicato in prossimità del serbatoio Leria.

Per ciò che concerne il serbatoio Terla si rammenta che la sua funzione è quella di accumulare temporaneamente il volume idrico necessario al sostentamento e all'integrazione delle portate provenienti dal potabilizzatore della Ravasanella.

Il livello, e quindi il volume, nel serbatoio sono mantenuti dall'impianto di sollevamento la cui mandata è regolata di conseguenza dal livello entro il serbatoio medesimo.

La capacità del serbatoio Terla è stata pertanto calcolata sulla base della possibilità di fornire la portata necessaria ai serbatoi comunali asserviti per un tempo ragionevole necessario alla regolarizzazione della situazione di emergenza che eventualmente impedisca al serbatoio di erogare normalmente la portata, come per esempio il guasto dell'impianto di pompaggio.

Noto che la portata globale massima erogata è pari a circa 160 ℓ/sec e che, comunque, 20 ℓ/sec sono garantiti all'abitato di Cossato dall'attuale rete servita dal serbatoio artificiale sul torrente Ingagna, è necessario che la capacità del serbatoio sia in grado di erogare per un periodo minimo di 4 ore la portata di 140 ℓ/sec .

Pertanto, il contributo orario diviene:

$$0,14 \text{ mc/sec} \times 86.400 / 24 = 504 \text{ mc/h}$$

che corrisponde alla capacità di dimensionamento per un volume di

$$504 \text{ mc/h} \times 4 \text{ h} = \sim 2000 \text{ mc}$$

Il volume individuato deve essere distribuito fra le capacità del serbatoio in progetto di Leria (1000 mc) e del serbatoio Terla per i restanti 1000 mc.

La capacità globale del serbatoio Terla è infine pari a $1000 + 200 = 1200$ mc considerando l'accumulo di 200 mc a favore del comune di Roasio.

I risultati ottenuti e riassunti nella precedente tabella conseguono dai calcoli di dimensionamento riportati negli allegati tabulati alle pagine seguenti ove si evidenziano le relazioni tra afflussi, deflussi e volumi presenti nei serbatoi di accumulo nonché la capacità risultante necessaria.

DETERMINAZIONE DELLA CAPACITA' DI ACCUMULO DEL
SERBATOIO DEL COMUNE DI Albano V.se

Portata affluente al serbatoio 2.17 l/s.
Numero degli abitanti 411

ORE	%	CONSUMI			AFFLUSSI			RESIDUO
		Qd (l/s)	Vd (mc)	ΣVd (mc)	Qa (l/s)	Va (mc)	ΣVa (mc)	$\Sigma(Va-Vd)$ (mc)
10-2	0.101	0.221	1.561	1.561	2.171	15.621	15.621	+14.061
12-4	0.101	0.221	1.561	3.121	2.171	15.621	31.251	+28.121
14-6	0.201	0.431	3.121	6.251	2.171	15.621	46.871	+40.621
16-8	1.301	2.821	20.311	26.561	2.171	15.621	62.501	+35.941
18-10	1.701	3.691	26.561	53.121	2.171	15.621	78.121	+25.001
110-121	2.601	5.641	40.621	93.741	2.171	15.621	93.741	-0.001
112-141	1.301	2.821	20.311	114.061	2.171	15.621	109.371	-4.691
114-161	0.701	1.521	10.941	124.991	2.171	15.621	124.991	-0.001
116-181	1.401	3.041	21.871	146.871	2.171	15.621	140.621	-6.251
118-201	1.801	3.911	28.121	174.991	2.171	15.621	156.241	-18.751
120-221	0.601	1.301	9.371	184.361	2.171	15.621	171.861	-12.501
122-241	0.201	0.431	3.121	187.491	2.171	15.621	187.491	-0.001

MASSIMO SCOSTAMENTO DI $\Sigma(Va-Vd)$ = 59.37 mc.

VOLUME SEMPRE DISPONIBILE PER ANTINCENDIO (2 ORE):

Portata: $Q=6\sqrt{N}$ (l/s) con N=numero di abitanti in migliaia
Vant = 27.70 mc.

CAPACITA' D'ACCUMULO COMPLESSIVA = 87.07 mc.

DETERMINAZIONE DELLA CAPACITA' DI ACCUMULO DEL
SERBATOIO DEL COMUNE DI Balocco

Portata affluente al serbatoio 1.67 l/s.
Numero degli abitanti 317

ORE	%	CONSUMI			AFFLUSSI			RESIDUO
		Qd (l/s)	Vd (mc)	ΣVd (mc)	Qa (l/s)	Va (mc)	ΣVa (mc)	
10-2	0.101	0.171	1.201	1.201	1.671	12.021	12.021	+10.821
12-4	0.101	0.171	1.201	2.401	1.671	12.021	24.051	+21.641
14-6	0.201	0.331	2.401	4.811	1.671	12.021	36.071	+31.261
16-8	1.301	2.171	15.631	20.441	1.671	12.021	48.101	+27.661
18-10	1.701	2.841	20.441	40.881	1.671	12.021	60.121	+19.241
110-121	2.601	4.341	31.261	72.141	1.671	12.021	72.141	+0.001
112-141	1.301	2.171	15.631	87.781	1.671	12.021	84.171	-3.611
114-161	0.701	1.171	8.421	96.191	1.671	12.021	96.191	+0.001
116-181	1.401	2.341	16.831	113.031	1.671	12.021	108.221	-4.811
118-201	1.801	3.011	21.641	134.671	1.671	12.021	120.241	-14.431
120-221	0.601	1.001	7.211	141.881	1.671	12.021	132.261	-9.621
122-241	0.201	0.331	2.401	144.291	1.671	12.021	144.291	+0.001

MASSIMO SCOSTAMENTO DI $\Sigma(Va-Vd)$ = 45.69 mc.

VOLUME SEMPRE DISPONIBILE PER ANINCENDIO (2 ORE):

Portata: $Q=6\sqrt{N}$ (l/s) con N=numero di abitanti in migliaia
Vant = 24.32 mc.

CAPACITA' D'ACCUMULO COMPLESSIVA = 70.01 mc.

DETERMINAZIONE DELLA CAPACITA' DI ACCUMULO DEL
SERBATOIO DEL COMUNE DI Brusnengo

Portata affluente al serbatoio 11.32 l/s.
Numero degli abitanti 2150

ORE	%	CONSUMI			AFFLUSSI			RESIDUO
		Qd (l/s)	Vd (mc)	ΣVd (mc)	Qa (l/s)	Va (mc)	ΣVa (mc)	
10-2	0.10	1.13	8.15	8.15	11.32	81.50	81.50	+73.35
12-4	0.10	1.13	8.15	16.30	11.32	81.50	163.01	+146.71
14-6	0.20	2.26	16.30	32.60	11.32	81.50	244.51	+211.91
16-8	1.30	14.72	105.96	138.56	11.32	81.50	326.02	+197.46
18-10	1.70	19.24	139.56	277.11	11.32	81.50	407.52	+130.41
110-12	2.60	29.43	211.91	489.02	11.32	81.50	489.02	+0.00
112-14	1.30	14.72	105.96	594.98	11.32	81.50	570.53	-24.45
114-16	0.70	7.92	57.05	652.03	11.32	81.50	652.03	+0.00
116-18	1.40	15.85	114.11	766.14	11.32	81.50	733.54	-32.60
118-20	1.80	20.38	146.71	912.84	11.32	81.50	815.04	-97.80
120-22	0.60	6.79	48.90	961.75	11.32	81.50	896.54	-65.20
122-24	0.20	2.26	16.30	978.05	11.32	81.50	978.05	+0.00

MASSIMO SCOSTAMENTO DI $\Sigma(Va-Vd)$ = 309.72 mc.

VOLUME SEMPRE DISPONIBILE PER ANINCENDIO (2 ORE):

Portata: $Q=6\sqrt{N}$ (l/s) con N=numero di abitanti in migliaia
Vant = 63.34 mc.

CAPACITA' D'ACCUMULO COMPLESSIVA = 373.06 mc.

DETRMINAZIONE DELLA CAPACITA' DI ACCUMULO DEL
SERBATOIO DEL COMUNE DI Casapinta

Portata affluente al serbatoio 2.81 l/s.
Numero degli abitanti 533

DRE	%	CONSUMI			AFFLUSSI			RESIDUO
		Qd (l/s)	Vd (mc)	ΣVd (mc)	Qa (l/s)	Va (mc)	ΣVa (mc)	
10-2	0.101	0.281	2.021	2.021	2.811	20.231	20.231	+18.211
12-4	0.101	0.281	2.021	4.051	2.811	20.231	40.461	+36.421
14-6	0.201	0.561	4.051	8.091	2.811	20.231	60.701	+52.601
16-8	1.301	3.651	26.301	34.391	2.811	20.231	80.931	+46.531
18-10	1.701	4.781	34.391	68.791	2.811	20.231	101.161	+32.371
110-121	2.601	7.311	52.601	121.391	2.811	20.231	121.391	+0.001
112-141	1.301	3.651	26.301	147.691	2.811	20.231	141.621	-6.071
114-161	0.701	1.971	14.161	161.861	2.811	20.231	161.861	+0.001
116-181	1.401	3.931	28.321	190.181	2.811	20.231	182.091	-8.091
118-201	1.801	5.061	36.421	226.601	2.811	20.231	202.321	-24.281
120-221	0.601	1.691	12.141	238.741	2.811	20.231	222.551	-16.191
122-241	0.201	0.561	4.051	242.781	2.811	20.231	242.781	-0.001

MASSIMO SCOSTAMENTO DI $\Sigma(Va-Vd)$ = 76.88 mc.

VOLUME SEMPRE DISPONIBILE PER ANINCENDIO (2 DRE):

Portata: $Q=64\sqrt{N}$ (l/s) con N=numero di abitanti in migliaia
Vant = 31.54 mc.

CAPACITA' D'ACCUMULO COMPLESSIVA = 108.42 mc.

DETERMINAZIONE DELLA CAPACITA' DI ACCUMULO DEL
SERBATOIO DEL COMUNE DI Cerreto C.lio

Portata affluente al serbatoio 3,56 l/s.
Numero degli abitanti 675

ORE	%	CONSUMI			AFFLUSSI			RESIDUO
		Qd (l/s)	Vd (mc)	ΣVd (mc)	Qa (l/s)	Va (mc)	ΣVa (mc)	Σ(Va-Vd) (mc)
10-2	0.10	0.36	2.56	2.56	3.56	25.63	25.63	+23.07
12-4	0.10	0.36	2.56	5.13	3.56	25.63	51.26	+46.14
14-6	0.20	0.71	5.13	10.25	3.56	25.63	76.90	+66.64
16-8	1.30	4.63	33.32	43.57	3.56	25.63	102.53	+58.95
18-10	1.70	6.05	43.57	87.15	3.56	25.63	128.16	+41.01
110-12	2.60	9.26	66.64	153.79	3.56	25.63	153.79	+0.00
112-14	1.30	4.63	33.32	187.11	3.56	25.63	179.42	-7.69
114-16	0.70	2.49	17.94	205.06	3.56	25.63	205.06	+0.00
116-18	1.40	4.98	35.88	240.94	3.56	25.63	230.69	-10.25
118-20	1.80	6.41	46.14	287.09	3.56	25.63	256.32	-30.76
120-22	0.60	2.14	15.39	302.46	3.56	25.63	281.95	-20.51
122-24	0.20	0.71	5.13	307.58	3.56	25.63	307.58	+0.00

MASSIMO SCOSTAMENTO DI $\Sigma(Va-Vd)$ = 97.40 cc.

VOLUME SEMPRE DISPONIBILE PER ANTINCENDIO (2 ORE):

Portata: $Q=6 \times V$ (l/s) con Numero di abitanti in migliaia
Vant = 35.49 cc.

CAPACITA' D'ACCUMULO COMPLESSIVA = 132.89 cc.

DETRMINAZIONE DELLA CAPACITA' DI ACCUMULO DEL
SERBATOIO DEL COMUNE DI Cossato

Portata affluente al serbatoio 81,89 l/s.
Numero degli abitanti 15546

ORE	%	CONSUMI			AFFLUSSI			Σ(Va-Vd)
		Qd (l/s)	Vd (mc)	ΣVd (mc)	Qa (l/s)	Va (mc)	ΣVa (mc)	
10-2	0.101	8.191	58.961	58.961	81.891	589.611	589.611	+530.651
12-4	0.101	8.191	58.961	117.921	81.891	589.611	1179.221	+1061.291
14-6	0.201	16.381	117.921	235.841	81.891	589.611	1768.021	+1532.981
16-8	1.301	106.461	766.491	1002.331	81.891	589.611	2358.431	+1356.101
18-10	1.701	139.211	1002.331	2004.671	81.891	589.611	2948.041	+943.371
110-121	2.601	212.911	1532.981	3537.651	81.891	589.611	3537.651	-0.001
112-141	1.301	106.461	766.491	4304.141	81.891	589.611	4127.261	-176.881
114-161	0.701	57.321	412.731	4716.861	81.891	589.611	4716.861	+0.001
116-181	1.401	114.651	825.451	5542.321	81.891	589.611	5306.471	-235.841
118-201	1.801	147.401	1061.291	6603.611	81.891	589.611	5896.081	-707.531
120-221	0.601	49.131	353.761	6957.371	81.891	589.611	6485.691	-471.691
122-241	0.201	16.381	117.921	7075.301	81.891	589.611	7075.301	+0.001

MASSIMO SCOSTAMENTO DI $\Sigma(Va-Vd) = 2240.51$ mc.

VOLUME SEMPRE DISPONIBILE PER ANINCENDIO (2 ORE):

Portata: $Q=6\sqrt{N}$ (l/s) con N=numero di abitanti in migliaia
Vant' = 170.33 mc.

CAPACITA' D'ACCUMULO COMPLESSIVA = 2410.84 mc.

DETERMINAZIONE DELLA CAPACITA' DI ACCUMULO DEL
SERBATOIO DEL COMUNE DI Crosa

Portata affluente al serbatoio 1.69 l/s.
Numero degli abitanti 320

ORE	%	CONSUMI			AFFLUSSI			RESIDUO
		Qd (l/s)	Vd (mc)	ΣVd (mc)	Qa (l/s)	Va (mc)	ΣVa (mc)	
10-2	0.10	0.17	1.22	1.22	1.69	12.17	12.17	+10.95
12-4	0.10	0.17	1.22	2.43	1.69	12.17	24.34	+21.90
14-6	0.20	0.34	2.43	4.87	1.69	12.17	36.50	+31.64
16-8	1.30	2.20	15.82	20.69	1.69	12.17	48.67	+27.99
18-10	1.70	2.87	20.69	41.37	1.69	12.17	60.84	+19.47
110-12	2.60	4.39	31.64	73.01	1.69	12.17	73.01	+0.00
112-14	1.30	2.20	15.82	88.83	1.69	12.17	85.18	-3.65
114-16	0.70	1.18	8.52	97.34	1.69	12.17	97.34	+0.00
116-18	1.40	2.37	17.04	114.38	1.69	12.17	109.51	-4.87
118-20	1.80	3.04	21.90	136.28	1.69	12.17	121.68	-14.60
120-22	0.60	1.01	7.30	143.58	1.69	12.17	133.85	-9.73
122-24	0.20	0.34	2.43	146.02	1.69	12.17	146.02	+0.00

MASSIMO SCOSTAMENTO DI $\Sigma(Va-Vd)$ = 46.24 mc.

VOLUME SEMPRE DISPONIBILE PER ANINCENDIO (2 ORE):

Portata: $Q=6*\sqrt{N}$ (l/s) con N=numero di abitanti in migliaia
Vant = 24.44 mc.

CAPACITA' D'ACCUMULO COMPLESSIVA = 70.68 mc.

DETERMINAZIONE DELLA CAPACITA' DI ACCUMULO DEL
SERBATOIO DEL COMUNE DI Curino

Portata affluente al serbatoio 1.69 l/s.
Numero degli abitanti 320

ORE	%	CONSUMI			AFFLUSSI			RESIDUO
		Qd (l/s)	Vd (mc)	ΣVd (mc)	Qa (l/s)	Va (mc)	ΣVa (mc)	
10-2	0.101	0.171	1.221	1.221	1.691	12.171	12.171	+10.951
12-4	0.101	0.171	1.221	2.431	1.691	12.171	24.341	+21.901
14-6	0.201	0.341	2.431	4.871	1.691	12.171	36.501	+31.641
16-8	1.301	2.201	15.821	20.691	1.691	12.171	48.671	+27.991
18-10	1.701	2.871	20.691	41.371	1.691	12.171	60.841	+19.471
110-121	2.601	4.391	31.641	73.011	1.691	12.171	73.011	+0.001
112-141	1.301	2.201	15.821	88.831	1.691	12.171	85.181	-3.651
114-161	0.701	1.181	8.521	97.341	1.691	12.171	97.341	+0.001
116-181	1.401	2.371	17.041	114.381	1.691	12.171	109.511	-4.871
118-201	1.801	3.041	21.901	136.281	1.691	12.171	121.681	-14.601
120-221	0.601	1.011	7.301	143.581	1.691	12.171	133.851	-9.731
122-241	0.201	0.341	2.431	146.021	1.691	12.171	146.021	+0.001

MASSIMO SCOSTAMENTO DI $\Sigma(Va-Vd)$ = 46.24 mc.

VOLUME SEMPRE DISPONIBILE PER ANINCENDIO (2 ORE):

Portata: $Q=6\sqrt{N}$ (l/s) con N=numero di abitanti in migliaia

Vant = 24.44 mc.

CAPACITA' D'ACCUMULO COMPLESSIVA = 70.68 mc.

DETRMINAZIONE DELLA CAPACITA' DI ACCUMULO DEL
SERBATOIO DEL COMUNE DI Gattinara

Portata affluente al serbatoio 48.12 l/s.
Numero degli abitanti 9137

ORE	%	CONSUMI			AFFLUSSI			RESIDUO
		Qd (l/s)	Vd (mc)	ΣVd (mc)	Qa (l/s)	Va (mc)	ΣVa (mc)	
10-2	0.10	4.81	34.65	34.65	48.12	346.46	346.46	+311.82
12-4	0.10	4.81	34.65	69.29	48.12	346.46	692.93	+623.64
14-6	0.20	9.62	69.29	138.57	48.12	346.46	1039.39	+900.81
16-8	1.30	62.56	450.40	588.99	48.12	346.46	1385.86	+796.87
18-10	1.70	81.80	588.99	1177.98	48.12	346.46	1732.32	+554.34
110-12	2.60	125.11	900.81	2078.78	48.12	346.46	2078.78	+0.00
112-14	1.30	62.56	450.40	2529.19	48.12	346.46	2425.25	-103.94
114-16	0.70	33.68	242.52	2771.71	48.12	346.46	2771.71	+0.00
116-18	1.40	67.37	485.05	3256.76	48.12	346.46	3118.18	-138.59
119-20	1.80	86.62	623.64	3880.40	48.12	346.46	3464.64	-415.76
120-22	0.60	28.87	207.88	4088.28	48.12	346.46	3811.10	-277.17
122-24	0.20	9.62	69.29	4157.57	48.12	346.46	4157.57	-0.00

MASSIMO SCOSTAMENTO DI $\Sigma(Va-Vd)$ = 1316.56 mc.

VOLUME SEMPRE DISPONIBILE PER ANINCENDIO (2 ORE):

Portata: $Q=6\sqrt{N}$ (l/s) con N=numero di abitanti in migliaia

Vant = 130.58 mc.

CAPACITA' D'ACCUMULO COMPLESSIVA = 1447.15 mc.

DETERMINAZIONE DELLA CAPACITA' DI ACCUMULO DEL
SERBATOIO DEL COMUNE DI Ghislarengo

Portata affluente al serbatoio 4.34 l/s.
Numero degli abitanti 824

ORE	%	CONSUMI			AFFLUSSI			RESIDUO
		Qd (l/s)	Vd (mc)	ΣVd (mc)	Qa (l/s)	Va (mc)	ΣVa (mc)	
10-2	0.101	0.431	3.121	3.121	4.341	31.251	31.251	+28.121
12-4	0.101	0.431	3.121	6.251	4.341	31.251	62.501	+56.251
14-6	0.201	0.871	6.251	12.501	4.341	31.251	93.741	+81.241
16-8	1.301	5.641	40.621	53.121	4.341	31.251	124.991	+71.871
18-10	1.701	7.381	53.121	106.241	4.341	31.251	156.241	+50.001
110-121	2.601	11.281	81.241	187.491	4.341	31.251	187.491	-0.001
112-141	1.301	5.641	40.621	228.111	4.341	31.251	218.741	-9.371
114-161	0.701	3.041	21.871	249.981	4.341	31.251	249.981	-0.001
116-181	1.401	6.081	43.751	293.731	4.341	31.251	281.231	-12.501
118-201	1.801	7.811	56.251	349.981	4.341	31.251	312.481	-37.501
120-221	0.601	2.601	18.751	368.731	4.341	31.251	343.731	-25.001
122-241	0.201	0.871	6.251	374.981	4.341	31.251	374.981	-0.001

MASSIMO SCOSTAMENTO DI $\Sigma(Va-Vd) = 118.74$ mc.

VOLUME SEMPRE DISPONIBILE PER ANINCENDIO (2 ORE):

Portata: $Q=6\sqrt{N}$ (l/s) con N=numero di abitanti in migliaia
Vant = 39.21 mc.

CAPACITA' D'ACCUMULO COMPLESSIVA = 157.96 mc.

DETERMINAZIONE DELLA CAPACITA' DI ACCUMULO DEL
SERBATOIO DEL COMUNE DI Greggio

Portata affluente al serbatoio 2.31 l/s.
Numero degli abitanti 439

ORE	X	CONSUMI			AFFLUSSI			RESIDUO
		Qd (l/s)	Vd (mc)	ΣVd (mc)	Qa (l/s)	Va (mc)	ΣVa (mc)	$\Sigma(Va-Vd)$ (mc)
10-2	0.101	0.231	1.661	1.661	2.311	16.631	16.631	+14.971
12-4	0.101	0.231	1.661	3.331	2.311	16.631	33.261	+29.941
14-6	0.201	0.461	3.331	6.651	2.311	16.631	49.901	+43.241
16-8	1.301	3.001	21.621	28.271	2.311	16.631	66.531	+38.251
18-10	1.701	3.931	28.271	56.551	2.311	16.631	83.161	+26.611
110-121	2.601	6.011	43.241	99.791	2.311	16.631	99.791	+0.001
112-141	1.301	3.001	21.621	121.411	2.311	16.631	116.421	-4.991
114-161	0.701	1.621	11.641	133.061	2.311	16.631	133.061	+0.001
116-181	1.401	3.231	23.281	156.341	2.311	16.631	149.691	-6.651
118-201	1.801	4.161	29.941	186.281	2.311	16.631	166.321	-19.961
120-221	0.601	1.391	9.921	196.261	2.311	16.631	182.951	-13.311
122-241	0.201	0.461	3.331	199.581	2.311	16.631	199.581	+0.001

MASSIMO SCOSTAMENTO DI $\Sigma(Va-Vd)$ = 63.20 mc.

VOLUME SEMPRE DISPONIBILE PER ANINCENDIO (2 ORE):

Portata: $Q=6\sqrt{N}$ (l/s) con N=numero di abitanti in migliaia
Vant = 28.62 mc.

CAPACITA' D'ACCUMULO COMPLESSIVA = 91.82 mc.

DETRMINAZIONE DELLA CAPACITA' DI ACCUMULO DEL
SERBATOIO DEL COMUNE DI Lenta

Portata affluente al serbatoio 4.72 l/s.
Numero degli abitanti 896

ORE	%	CONSUMI			AFFLUSSI			RESIDUO
		Qd (l/s)	Vd (mc)	ΣVd (mc)	Qa (l/s)	Va (mc)	ΣVa (mc)	Σ(Va-Vd) (mc)
10-2	0.101	0.471	3.401	3.401	4.721	33.981	33.981	+30.591
12-4	0.101	0.471	3.401	6.801	4.721	33.981	67.971	+61.171
14-6	0.201	0.941	6.801	13.591	4.721	33.981	101.951	+88.361
16-8	1.301	6.141	44.181	57.771	4.721	33.981	135.941	+78.161
18-10	1.701	8.021	57.771	115.551	4.721	33.981	169.921	+54.371
110-121	2.601	12.271	88.361	203.901	4.721	33.981	203.901	+0.001
112-141	1.301	6.141	44.181	248.081	4.721	33.981	237.891	-10.201
114-161	0.701	3.301	23.791	271.871	4.721	33.981	271.871	+0.001
116-181	1.401	6.611	47.581	319.451	4.721	33.981	305.861	-13.591
118-201	1.801	8.501	61.171	380.621	4.721	33.981	339.841	-40.781
120-221	0.601	2.831	20.391	401.011	4.721	33.981	373.821	-27.191
122-241	0.201	0.941	6.801	407.811	4.721	33.981	407.811	+0.001

MASSIMO SCOSTAMENTO DI $\Sigma(Va-Vd) = 129.14$ mc.

VOLUME SEMPRE DISPONIBILE PER ANTINCENDIO (2 ORE):

Portata: $Q=6\sqrt{N}$ (l/s) con N=numero di abitanti in migliaia
Vant = 40.89 mc.

CAPACITA' D'ACCUMULO COMPLESSIVA = 170.03 mc.

DETERMINAZIONE DELLA CAPACITA' DI ACCUMULO DEL
SERBATOIO DEL COMUNE DI LESSONA

Portata affluente al serbatoio 11.90 l/s.
Numero degli abitanti 2260

ORE	%	CONSUMI			AFFLUSSI			RESIDUO
		Qd (l/s)	Vd (mc)	ΣVd (mc)	Qa (l/s)	Va (mc)	ΣVa (mc)	$\Sigma(Va-Vd)$ (mc)
10-2	0.10	1.19	8.57	8.57	11.90	85.68	85.68	+77.11
12-4	0.10	1.19	8.57	17.14	11.90	85.68	171.36	+154.22
14-6	0.20	2.38	17.14	34.27	11.90	85.68	257.04	+222.77
16-8	1.30	15.47	111.38	145.66	11.90	85.68	342.72	+197.06
18-10	1.70	20.23	145.66	291.31	11.90	85.68	428.40	+137.09
110-12	2.60	30.94	222.77	514.08	11.90	85.68	514.08	+0.00
112-14	1.30	15.47	111.38	625.46	11.90	85.68	599.76	-25.70
114-16	0.70	8.33	59.98	685.44	11.90	85.68	685.44	+0.00
116-18	1.40	16.66	119.95	805.39	11.90	85.68	771.12	-34.27
118-20	1.80	21.42	154.22	959.62	11.90	85.68	856.80	-102.82
120-22	0.60	7.14	51.41	1011.02	11.90	85.68	942.48	-68.54
122-24	0.20	2.38	17.14	1028.16	11.90	85.68	1028.16	-0.00

MASSIMO SOSTAMENTO DI $\Sigma(Va-Vd)$ = 325.58 mc.

VOLUME SEMPRE DISPONIBILE PER ANINCENDIO (2 ORE):

Portata: $Q=6\sqrt{N}$ (l/s) con N=numero di abitanti in migliaia

Vant = 64.94 mc.

CAPACITA' D'ACCUMULO COMPLESSIVA = 390.53 mc.

DETRMINAZIONE DELLA CAPACITA' DI ACCUMULO DEL
SERBATOIO DEL COMUNE DI Lozzolo

Portata affluente al serbatoio 4.56 l/s.
Numero degli abitanti 866

ORE	%	CONSUMI			AFFLUSSI			RESIDUO
		Qd (l/s)	Vd (mc)	ΣVd (mc)	Qa (l/s)	Va (mc)	ΣVa (mc)	$\Sigma(Va-Vd)$ (mc)
10-2	0.101	0.461	3.281	3.281	4.561	32.831	32.831	+29.551
12-4	0.101	0.461	3.281	6.571	4.561	32.831	65.661	+59.101
14-6	0.201	0.911	6.571	13.131	4.561	32.831	98.501	+85.361
16-8	1.301	5.931	42.681	55.811	4.561	32.831	131.331	+75.511
18-10	1.701	7.751	55.811	111.631	4.561	32.831	164.161	+52.531
110-121	2.601	11.861	85.361	196.991	4.561	32.831	196.991	+0.001
112-141	1.301	5.931	42.681	239.671	4.561	32.831	229.821	-9.851
114-161	0.701	3.191	22.981	262.661	4.561	32.831	262.661	+0.001
116-181	1.401	6.381	45.961	308.621	4.561	32.831	295.491	-13.131
118-201	1.801	8.211	59.101	367.721	4.561	32.831	328.321	-39.401
120-221	0.601	2.741	19.701	387.421	4.561	32.831	361.151	-26.271
122-241	0.201	0.911	6.571	393.981	4.561	32.831	393.981	+0.001

MASSIMO SCOSTAMENTO DI $\Sigma(Va-Vd)$ = 124.76 mc.

VOLUME SEMPRE DISPONIBILE PER ANINCENDIO (2 ORE):

Portata: $Q=6\sqrt{N}$ (l/s) con N=numero di abitanti in migliaia

Vant = 40.20 mc.

CAPACITA' D'ACCUMULO COMPLESSIVA = 164.96 mc.

DETRMINAZIONE DELLA CAPACITA' DI ACCUMULO DEL
SERBATOIO DEL COMUNE DI Oicenangò

Portata affluente al serbatoio 3.32 l/s.
Numero degli abitanti 630

ORE	%	CONSUMI			AFFLUSSI			RESIDUO
		Qd (l/s)	Vd (mc)	ΣVd (mc)	Qa (l/s)	Va (mc)	ΣVa (mc)	$\Sigma(Va-Vd)$ (mc)
10-2	0.10	0.33	2.39	2.39	3.32	23.90	23.90	+21.51
12-4	0.10	0.33	2.39	4.78	3.32	23.90	47.81	+43.03
14-6	0.20	0.66	4.78	9.56	3.32	23.90	71.71	+62.15
16-8	1.30	4.32	31.08	40.64	3.32	23.90	95.62	+54.98
18-10	1.70	5.64	40.64	81.27	3.32	23.90	119.52	+38.25
110-12	2.60	8.63	62.15	143.42	3.32	23.90	143.42	-0.00
112-14	1.30	4.32	31.08	174.50	3.32	23.90	167.33	-7.17
114-16	0.70	2.32	16.73	191.23	3.32	23.90	191.23	-0.00
116-18	1.40	4.65	33.47	224.70	3.32	23.90	215.14	-9.56
118-20	1.80	5.98	43.03	267.72	3.32	23.90	239.04	-28.68
120-22	0.60	1.99	14.34	282.07	3.32	23.90	262.94	-19.12
122-24	0.20	0.66	4.78	286.85	3.32	23.90	286.85	-0.00

MASSIMO SCOSTAMENTO DI $\Sigma(Va-Vd)$ = 90.84 mc.

VOLUME SEMPRE DISPONIBILE PER ANINCENDIO (2 ORE):

Portata: $Q=6\sqrt{N}$ (l/s) con N=numero di abitanti in migliaia
Vant = 34.29 mc.

CAPACITA' D'ACCUMULO COMPLESSIVA = 125.12 mc.

DETERMINAZIONE DELLA CAPACITA' DI ACCUMULO DEL
SERBATOIO DEL COMUNE DI Oidenico

Portata affluente al serbatoio 1.48 l/s.
Numero degli abitanti 281

DRE	%	CONSUMI			AFFLUSSI			RESIDUO
		Qd (l/s)	Vd (mc)	ΣVd (mc)	Qa (l/s)	Va (mc)	ΣVa (mc)	
10-2	0.101	0.151	1.071	1.071	1.481	10.661	10.661	+9.591
12-4	0.101	0.151	1.071	2.131	1.481	10.661	21.311	+19.181
14-6	0.201	0.301	2.131	4.261	1.481	10.661	31.971	+27.711
16-8	1.301	1.921	13.851	18.121	1.481	10.661	42.621	+24.511
18-10	1.701	2.521	18.121	36.231	1.481	10.661	53.281	+17.051
110-121	2.601	3.851	27.711	63.941	1.481	10.661	63.941	+0.001
112-141	1.301	1.921	13.851	77.791	1.481	10.661	74.591	-3.201
114-161	0.701	1.041	7.461	85.251	1.481	10.661	85.251	+0.001
116-181	1.401	2.071	14.921	100.171	1.481	10.661	95.901	-4.261
118-201	1.801	2.661	19.181	119.351	1.481	10.661	106.561	-12.791
120-221	0.601	0.891	6.391	125.741	1.481	10.661	117.221	-8.521
122-241	0.201	0.301	2.131	127.871	1.481	10.661	127.871	-0.001

MASSIMO SCOSTAMENTO DI $\Sigma(Va-Vd)$ = 40.49 mc.

VOLUME SEMPRE DISPONIBILE PER ANINCENDIO (2 ORE):

Portata: $Q=8\sqrt{N}$ (l/s) con N=numero di abitanti in migliaia
Vant = 22.90 mc.

CAPACITA' D'ACCUMULO COMPLESSIVA = 63.39 mc.

DETERMINAZIONE DELLA CAPACITA' DI ACCUMULO DEL
SERBATOIO DEL COMUNE DI Quaregna

Portata affluente al serbatoio 7.21 l/s.

Numero degli abitanti 1370

ORE	%	CONSUMI			AFFLUSSI			RESIDUO
		Qd (l/s)	Vd (mc)	ΣVd (mc)	Qa (l/s)	Va (mc)	ΣVa (mc)	$\Sigma(Va-Vd)$ (mc)
10-2	0.101	0.721	5.191	5.191	7.211	51.911	51.911	+46.721
12-4	0.101	0.721	5.191	10.381	7.211	51.911	103.821	+93.441
14-6	0.201	1.441	10.381	20.761	7.211	51.911	155.741	+134.971
16-8	1.301	9.371	67.491	88.251	7.211	51.911	207.651	+119.401
18-10	1.701	12.261	88.251	176.501	7.211	51.911	259.561	+83.061
110-121	2.601	18.751	134.971	311.471	7.211	51.911	311.471	+0.001
112-141	1.301	9.371	67.491	378.961	7.211	51.911	363.381	-15.571
114-161	0.701	5.051	35.341	415.301	7.211	51.911	415.301	-0.001
116-181	1.401	10.091	72.681	487.971	7.211	51.911	467.211	-20.761
119-201	1.801	12.981	93.441	581.411	7.211	51.911	519.121	-62.291
120-221	0.601	4.331	31.151	612.561	7.211	51.911	571.031	-41.531
122-241	0.201	1.441	10.381	622.941	7.211	51.911	622.941	-0.001

MASSIMO SCOSTAMENTO DI $\Sigma(Va-Vd)$ = 197.27 mc.

VOLUME SEMPRE DISPONIBILE PER ANINCENDIO (2 ORE):

Portata: $Q=6\sqrt{N}$ (l/s) con N=numero di abitanti in migliaia

Vant = 50.56 mc.

CAPACITA' D'ACCUMULO COMPLESSIVA = 247.83 mc.

DETRMINAZIONE DELLA CAPACITA' DI ACCUMULO DEL
SERBATOIO DEL COMUNE DI Quinto V.se

Portata affluente al serbatoio 2.64 l/s.

Numero degli abitanti 501

ORE	%	CONSUMI			AFFLUSSI			RESIDUO
		Qd (l/s)	Vd (mc)	ΣVd (mc)	Qa (l/s)	Va (mc)	ΣVa (mc)	Σ(Va-Vd) (mc)
10-2	0.10	0.26	1.90	1.90	2.64	19.01	19.01	+17.11
12-4	0.10	0.26	1.90	3.80	2.64	19.01	38.02	+34.21
14-6	0.20	0.53	3.80	7.60	2.64	19.01	57.02	+49.42
16-8	1.30	3.43	24.71	32.31	2.64	19.01	76.03	+43.72
18-10	1.70	4.49	32.31	64.63	2.64	19.01	95.04	+30.41
110-12	2.60	6.86	49.42	114.05	2.64	19.01	114.05	+0.00
112-14	1.30	3.43	24.71	138.76	2.64	19.01	133.06	-5.70
114-16	0.70	1.85	13.31	152.06	2.64	19.01	152.06	-0.00
116-18	1.40	3.70	26.61	178.68	2.64	19.01	171.07	-7.60
118-20	1.80	4.75	34.21	212.89	2.64	19.01	190.08	-22.81
120-22	0.60	1.58	11.40	224.29	2.64	19.01	209.09	-15.21
122-24	0.20	0.53	3.80	228.10	2.64	19.01	228.10	-0.00

MASSIMO SCOSTAMENTO DI $\Sigma(Va-Vd)$ = 72.23 mc.

VOLUME SEMPRE DISPONIBILE PER ANINCENDIO (2 ORE):

Portata: $Q=8 \cdot N$ (l/s) con N=numero di abitanti in migliaia

Vant = 30.58 mc.

CAPACITA' D'ACCUMULO COMPLESSIVA = 102.81 mc.

DETRMINAZIONE DELLA CAPACITA' DI ACCUMULO DEL
SERBATOIO DEL COMUNE DI Roasio

Portata affluente al serbatoio 13,34 l/s.

Numero degli abitanti 2533

ORE	%	CONSUMI			AFFLUSSI			(RESIDUO)
		Qd (l/s)	Vd (mc)	ΣVd (mc)	Qa (l/s)	Va (mc)	ΣVa (mc)	Σ(Va-Vd) (mc)
10-2	0.101	1.331	9.601	9.601	13.341	96.051	96.051	+86.441
12-4	0.101	1.331	9.601	19.211	13.341	96.051	192.101	+172.891
14-6	0.201	2.671	19.211	38.421	13.341	96.051	288.141	+249.721
16-8	1.301	17.341	124.861	163.281	13.341	96.051	384.191	+220.911
18-10	1.701	22.681	163.281	326.561	13.341	96.051	480.241	+153.681
110-121	2.601	34.681	249.721	576.291	13.341	96.051	576.291	+0.001
112-141	1.301	17.341	124.861	701.151	13.341	96.051	672.341	-28.811
114-161	0.701	9.341	67.231	768.381	13.341	96.051	768.391	+0.001
116-181	1.401	18.691	134.471	902.851	13.341	96.051	864.431	-38.421
118-201	1.801	24.011	172.891	1075.741	13.341	96.051	960.481	-115.261
120-221	0.601	8.001	57.631	1133.371	13.341	96.051	1056.531	-76.841
122-241	0.201	2.671	19.211	1152.581	13.341	96.051	1152.581	-0.001

MASSIMO SCOSTAMENTO DI $\Sigma(Va-Vd)$ = 364,98 mc.

VOLUME SEMPRE DISPONIBILE PER ANINCENDIO (2 ORE):

Portata: $Q=6\sqrt{N}$ (l/s) con N=numero di abitanti in migliaia
Vant = 69,75 mc.

CAPACITA' D'ACCUMULO COMPLESSIVA = 433,74 mc.

DETRMINAZIONE DELLA CAPACITA' DI ACCUMULO DEL
SERBATOIO DEL COMUNE DI S.Giacomo V.se

Portata affluente al serbatoio 2.37 l/s.
Numero degli abitanti 450

		CONSUMI			AFFLUSSI			RESIDUO
ORE	%	Qd (l/s)	Vd (mc)	ΣVd (mc)	Qa (l/s)	Va (mc)	ΣVa (mc)	Σ(Va-Vd) (mc)
0-2	0.10	0.24	1.71	1.71	2.37	17.06	17.06	+15.36
2-4	0.10	0.24	1.71	3.41	2.37	17.06	34.13	+30.72
4-6	0.20	0.47	3.41	6.83	2.37	17.06	51.19	+44.37
6-8	1.30	3.08	22.18	29.01	2.37	17.06	68.26	+39.25
8-10	1.70	4.03	29.01	58.02	2.37	17.06	85.32	+27.30
10-12	2.60	6.16	44.37	102.38	2.37	17.06	102.38	-0.00
12-14	1.30	3.08	22.18	124.57	2.37	17.06	119.45	-5.12
14-16	0.70	1.66	11.94	136.51	2.37	17.06	136.51	-0.00
16-18	1.40	3.32	23.89	160.40	2.37	17.06	153.58	-6.83
18-20	1.80	4.27	30.72	191.12	2.37	17.06	170.64	-20.48
20-22	0.60	1.42	10.24	201.36	2.37	17.06	187.70	-13.65
22-24	0.20	0.47	3.41	204.77	2.37	17.06	204.77	-0.00

MASSIMO SCOSTAMENTO DI $\Sigma(Va-Vd)$ = 64.84 mc.

VOLUME SEMPRE DISPONIBILE PER ANINCENDIO (2 ORE):

Portata: $Q=6\sqrt{N}$ (l/s) con N=numero di abitanti in migliaia

Vant = 28.98 mc.

CAPACITA' D'ACCUMULO COMPLESSIVA = 93.82 mc.

DETERMINAZIONE DELLA CAPACITA' DI ACCUMULO DEL
SERBATOIO DEL COMUNE DI Salussola

Portata affluente al serbatoio 11.41 l/s.

Numero degli abitanti 2166

ORE	%	CONSUMI			AFFLUSSI			RESIDUO
		Qd (l/s)	Vd (mc)	ΣVd (mc)	Qa (l/s)	Va (mc)	ΣVa (mc)	
10-2	0,10	1,14	8,22	8,22	11,41	82,15	82,15	+73,94
12-4	0,10	1,14	8,22	16,43	11,41	82,15	164,30	+147,87
14-6	0,20	2,28	16,43	32,86	11,41	82,15	246,46	+213,60
16-8	1,30	14,83	106,80	139,66	11,41	82,15	328,61	+188,95
18-10	1,70	19,40	139,66	279,32	11,41	82,15	410,76	+131,44
110-12	2,60	29,67	213,60	492,91	11,41	82,15	492,91	+0,00
112-14	1,30	14,83	106,80	599,71	11,41	82,15	575,06	-24,65
114-16	0,70	7,99	57,51	657,22	11,41	82,15	657,22	+0,00
116-18	1,40	15,97	115,01	772,23	11,41	82,15	739,37	-32,86
118-20	1,80	20,54	147,87	920,10	11,41	82,15	821,52	-98,58
120-22	0,60	6,85	49,29	969,39	11,41	82,15	903,67	-65,72
122-24	0,20	2,28	16,43	985,82	11,41	82,15	985,82	-0,00

MASSIMO SCOSTAMENTO DI $\Sigma(Va-Vd)$ = 312,19 mc.

VOLUME SEMPRE DISPONIBILE PER ANINCENDIO (2 ORE):

Portata: $Q=6\sqrt{N}$ (l/s) con N=numero di abitanti in migliaia

Vant = 63,58 mc.

CAPACITA' D'ACCUMULO COMPLESSIVA = 375,76 mc.

DETRMINAZIONE DELLA CAPACITA' DI ACCUNULO DEL
SERBATOIO DEL COMUNE DI Sandigliano

Portata affluente al serbatoio 14.75 l/s.
Numero degli abitanti 2800

DRE	%	CONSUMI			AFFLUSSI			RESIDUO
		Qd (l/s)	Vd (mc)	ΣVd (mc)	Qa (l/s)	Va (mc)	ΣVa (mc)	$\Sigma(Va-Vd)$ (mc)
10-2	0.101	1.481	10.621	10.621	14.751	106.201	106.201	+95.581
12-4	0.101	1.481	10.621	21.241	14.751	106.201	212.401	+191.161
14-6	0.201	2.951	21.241	42.481	14.751	106.201	318.601	+276.121
16-8	1.301	19.171	138.061	180.541	14.751	106.201	424.801	+244.261
18-10	1.701	25.081	180.541	361.081	14.751	106.201	531.001	+169.921
110-121	2.601	38.351	276.121	637.201	14.751	106.201	637.201	+0.001
112-141	1.301	19.171	138.061	775.261	14.751	106.201	743.401	-31.861
114-161	0.701	10.331	74.341	849.601	14.751	106.201	849.601	+0.001
116-181	1.401	20.651	148.681	998.281	14.751	106.201	955.801	-42.481
118-201	1.801	26.551	191.161	1189.441	14.751	106.201	1062.001	-127.441
120-221	0.601	8.851	63.721	1253.161	14.751	106.201	1168.201	-84.961
122-241	0.201	2.951	21.241	1274.401	14.751	106.201	1274.401	+0.001

MASSIMO SCOSTAMENTO DI $\Sigma(Va-Vd)$ = 403.56 mc.

VOLUME SEMPRE DISPONIBILE PER ANINCENDIO (2 DRE):

Portata: $Q=6\sqrt{N}$ (l/s) con N=numero di abitanti in migliaia
Vant = 72.29 mc.

CAPACITA' D'ACCUNULO COMPLESSIVA = 475.85 mc.

DETERMINAZIONE DELLA CAPACITA' DI ACCUMULO DEL
SERBATOIO DEL COMUNE DI Sostegno

Portata affluente al serbatoio 4.26 l/s.
Numero degli abitanti 809

ORE	%	CONSUMI			AFFLUSSI			RESIDUO
		Qd (l/s)	Vd (mc)	ΣVd (mc)	Qa (l/s)	Va (mc)	ΣVa (mc)	
10-2	0.101	0.431	3.071	3.071	4.261	30.671	30.671	+27.601
12-4	0.101	0.431	3.071	6.131	4.261	30.671	61.341	+55.211
14-6	0.201	0.851	6.131	12.271	4.261	30.671	92.021	+79.751
16-8	1.301	5.541	39.871	52.141	4.261	30.671	122.691	+70.551
18-10	1.701	7.241	52.141	104.281	4.261	30.671	153.361	+49.081
110-121	2.601	11.081	79.751	184.031	4.261	30.671	184.031	+0.001
112-141	1.301	5.541	39.871	223.911	4.261	30.671	214.701	-9.201
114-161	0.701	2.981	21.471	245.381	4.261	30.671	245.381	+0.001
116-181	1.401	5.961	42.941	288.321	4.261	30.671	276.051	-12.271
118-201	1.801	7.671	55.211	343.531	4.261	30.671	306.721	-36.811
120-221	0.601	2.561	18.401	361.931	4.261	30.671	337.591	-24.541
122-241	0.201	0.851	6.131	368.061	4.261	30.671	368.061	+0.001

MASSIMO SOSTANIMENTO DI $\Sigma(Va-Vd) = 116.55$ mc.

VOLUME SEMPRE DISPONIBILE PER ANINCENDIO (2 ORE):

Portata: $Q=6\sqrt{N}$ (l/s) con N=numero di abitanti in migliaia

Vant = 38.86 mc.

CAPACITA' D'ACCUMULO COMPLESSIVA = 155.41 mc.

DETERMINAZIONE DELLA CAPACITA' DI ACCUMULO DEL
SERBATOIO DEL COMUNE DI Villa del Bosco

Portata affluente al serbatoio 2.10 l/s.
Numero degli abitanti 395

DRE	%	CONSUMI			AFFLUSSI			RESIDUO
		Qd (l/s)	Vd (mc)	ΣVd (mc)	Qa (l/s)	Va (mc)	ΣVa (mc)	Σ(Va-Vd) (mc)
10-2	0.10	0.21	1.51	1.51	2.10	15.12	15.12	+13.61
12-4	0.10	0.21	1.51	3.02	2.10	15.12	30.24	+27.22
14-6	0.20	0.42	3.02	6.05	2.10	15.12	45.36	+39.31
16-8	1.30	2.73	19.66	25.70	2.10	15.12	60.48	+34.78
18-10	1.70	3.57	25.70	51.41	2.10	15.12	75.60	+24.19
110-12	2.60	5.46	39.31	90.72	2.10	15.12	90.72	-0.00
112-14	1.30	2.73	19.66	110.38	2.10	15.12	105.84	-4.54
114-16	0.70	1.47	10.58	120.96	2.10	15.12	120.96	-0.00
116-18	1.40	2.94	21.17	142.13	2.10	15.12	136.08	-6.05
118-20	1.80	3.78	27.22	169.34	2.10	15.12	151.20	-18.14
120-22	0.60	1.26	9.07	178.42	2.10	15.12	166.32	-12.10
122-24	0.20	0.42	3.02	181.44	2.10	15.12	181.44	-0.00

MASSIMO SCOSTAMENTO DI $\Sigma(Va-Vd)$ = 57.46 mc.

VOLUME SEMPRE DISPONIBILE PER ANTINCENDIO (2 DRE):

Portata: $Q=6*\sqrt{N}$ (l/s) con N=numero di abitanti in migliaia
Vant = 27.15 mc.

CAPACITA' D'ACCUMULO COMPLESSIVA = 84.61 mc.

Per ciò che concerne la capacità di accumulo delle vasche di pertinenza dei potabilizzatori Ostola e Ravasanella, rispettivamente in complesso pari a 2750 e 3200 mc per un totale di circa 6000 mc, si è provveduto al loro dimensionamento ricercando la capacità complessiva necessaria alla rete in diretta dipendenza da esse.

Pertanto, risultando la somma degli accumuli parziali pari a circa 6000 mc, considerato anche il fabbisogno di 1000 mc per il Comune di Cossato derivanti dal nuovo serbatoio in adiacenza a quello esistente del Leria, si è individuata tale capacità complessiva provvedendo quindi a ripartirla in funzione della disposizione degli impianti rispetto ai centri di consumo nonché alla effettiva possibilità di realizzazione delle opere in progetto in rapporto all'effettivo spazio disponibile.

3. NOTE ESPLICATIVE SUL MODELLO MATEMATICO ADOTTATO PER LA VERIFICA IDRAULICA

Si ritiene opportuno descrivere in questo capitolo le caratteristiche salienti e i principi operativi che sono alla base del modello matematico utilizzato al fine di fornire una spiegazione efficace e completa sulla metodologia di calcolo adottata e sulle possibilità di gestione delle reti di tubazioni che il modello è in grado di offrire. I sistemi di tubazioni che il modello può simulare sono sia di tipo aperto (reti ramificate) sia di tipo chiuso (reti a maglie).

3.1 Introduzione

Il modello utilizzato è stato studiato appositamente per l'analisi del moto in pressione in condotti chiusi per reti di distribuzione. L'utilizzo di questo programma di calcolo è estendibile alla maggior parte dei fluidi ed agli aeriformi fintanto che sia possibile supporre costante il valore della densità.

Grazie alla sua struttura, il modello matematico può schematizzare la presenza e il funzionamento delle apparecchiature idrauliche normalmente presenti nelle reti in pressione quali, ad esempio, pompe, valvole di intercettazione, regolazione e controllo, serbatoi di accumulo.

E' inoltre possibile analizzare situazioni legate al tempo, nel senso che vi possono essere variazioni di livello nei serbatoi eventualmente presenti in rete e che ne condizionano quindi il funzionamento.

E' altresì possibile effettuare la parzializzazione della rete attraverso il diretto controllo delle tubazioni che si vogliono escludere dal funzionamento generale della rete di distribuzione.

3.2 Caratteristiche dei componenti della rete di distribuzione e geometria del sistema

Il controllo del sistema della rete di distribuzione avviene attraverso variabili numeriche la cui descrizione e il cui utilizzo verranno dettagliatamente esplicitati in questo paragrafo onde permettere una lettura agevole dei dati in ingresso e in uscita dal modello.

Parte di questi dati si riferisce alle caratteristiche fisiche del sistema mentre la restante è volta a definire pressioni e portate caratterizzanti la rete in oggetto.

I principali elementi utilizzati dal modello per la schematizzazione della rete di distribuzione generica sono i diametri interni delle tubazioni, ciò che il fluido incontra muovendosi all'interno della tubazione (valvole, gomiti, pezzi speciali, ecc.), e le apparecchiature idrauliche che possono governare il moto del fluido (pompe) imponendogli una condizione particolare di vincolo (curve caratteristiche).

Per definizione il modello individua i nodi come parti estreme di una singola tubazione che, a loro volta, vengono distinti in due tipologie fondamentali: nodi di unione (junction nodes) e nodi a quota fissa (fixed grade nodes):

- nodi di unione: sono punti nei quali si congiungono due o più tubazioni oppure punti di immissione o prelievo di portata. Il modello assimila a questo tipo di nodo quei punti ove si verifica un cambiamento del diametro della tubazione.
- nodi a quota fissa: sono quei punti del sistema ove sono definiti sia la pressione che la quota (carico idraulico). Generalmente questo tipo particolare di nodo è ubicato in corrispondenza di collegamenti a serbatoi o è rappresentato dal livello di un serbatoio oppure ancora è un punto di prelievo o immissione a pressione specificata. Nel modello in questione è ovviamente indispensabile che vi sia almeno uno di questi nodi.

Di rilevante importanza è anche il concetto di maglia primaria.

Si può pensare che la rete di distribuzione a maglie sia costituita da un sistema di n maglie primarie. Si definisce pertanto:

- maglia primaria: circuito chiuso di tubazioni all'interno delle quali non vi sono ulteriori

circuiti chiusi.

Avendo definito le principali caratteristiche geometriche che costituiscono la base della prima verifica operata dal modello, l'equazione utilizzata allo scopo è la seguente:

$$p = j + l + f - 1$$

dove:

p = numero delle tubazioni

j = numero dei nodi di unione

l = numero delle maglie primarie

f = numero dei nodi a quota fissa

3.3 Analisi dei componenti della rete di distribuzione

I dati relativi ai componenti della rete di distribuzione che illustreremo in seguito sono indispensabili per una corretta applicazione del modello.

Questo paragrafo illustra pertanto quali sono i dati di input necessari a creare il modello numerico della rete di distribuzione in funzione dei componenti che si desidera installare.

a) Tubazioni: i dati di input nella fattispecie sono costituiti dalla lunghezza totale, dal diametro interno e dalla scabrezza di ciascuna tubazione.

La definizione di scabrezza delle tubazioni è relazionata al tipo di equazione utilizzata per definire le perdite di carico distribuite.

Le formule implementate nel modello sono due:

- formula di Hazen-Williams:

$$J = 12 \cdot 10^{12} \cdot \frac{Q^{1.85}}{C^{1.85} \cdot d^{4.87}} \quad (\text{m/Km})$$

dove:

J = perdita di carico (m/km)

Q = portata (ℓ/sec)

d = diametro interno (mm)

C = coefficiente di scabrezza di Hazen-Williams (adimensionale)

Il coefficiente di scabrezza C assume in genere i valori riportati nella seguente tabella:

Tubazione	Condizioni di esercizio		C
Ghisa	Tubo nuovo	Qualsiasi diametro	130
Ghisa	5 anni	12"	120
		8"	119
		4"	118
Ghisa	10 anni	24"	113
		12"	111
		4"	107
Ghisa	20 anni	24"	100
		12"	96
		4"	89
Ghisa	30 anni	30"	90
		16"	87
		4"	75
Ghisa	40 anni	30"	83
		16"	80
		4"	64
Ghisa	50 anni	40"	77
		24"	74
		4"	55
Acciaio rivestito internamente	Analogo alla tubazione in ghisa, invecchiato di 10 anni rispetto alle predette tubazioni		
PVC	In buone condizioni		110
PRFV			150

Formula di Darcy-Weisbach:

$$J = \frac{f}{2d} \cdot \frac{V^2 L}{g} \quad (\text{m/Km})$$

dove:

L = sviluppo della tubazione (m)

J = perdita di carico (m/km)

d = diametro interno (mm)

V = velocità (m/sec)

g = accelerazione gravitazionale (m/sec²)

f = numero di resistenza

Il coefficiente f è funzione, per un fluido incomprimibile, del numero di Reynolds

del tubo $Re = \frac{\rho \cdot V \cdot d}{\mu}$ e della scabrezza relativa $\frac{\varepsilon S}{d}$

La rappresentazione grafica completa del coefficiente di resistenza f in funzione del numero di Reynolds e della scabrezza relativa, è stata data da L.F. Moody (1944) con l'omonimo diagramma logaritmico, nel quale è anche riportato l'andamento del coefficiente di resistenza f per la zona di moto laminare ($Re < 2000$).

Nella seguente tabella vengono riassunti valori di scabrezza assoluta per alcuni tipi di materiali:

	ε (m)
Vetro, ottone, piombo, rame tubi trafilati	$0.1 \cdot 10^{-4}$
Tubi saldati senza sporgenze	$0.5 \cdot 10^{-4}$
Ghisa asfaltata	$1 \cdot 10^{-4}$
Ferro galvanizzato	$1.5 \cdot 10^{-4}$
Chisa	$3-5 \cdot 10^{-4}$
Calcestruzzo	$5-50 \cdot 10^{-4}$
Tubi chiodati	$10-100 \cdot 10^{-4}$

Nella figura seguente è riportato il diagramma cui si è accennato in precedenza (Diagramma di Moody).

Dalla letteratura tecnica è possibile estrapolare una vasta gamma di dati utilizzabili ai fini del calcolo del valore più probabile di scabrezza per le tubazioni, in funzione del periodo di esercizio e della tipologia di fluido in esse veicolato.

Nella tabella riportata a seguire sono forniti valori indicativi dei parametri rugosità (o scabrezza omogenea equivalente) e scabrezza secondo vari Autori rapportati al tipo di materiale costituente la tubazione (cfr. "Manuale di Ingegneria Civile" Edizioni E.S.A.C. Roma 1986).

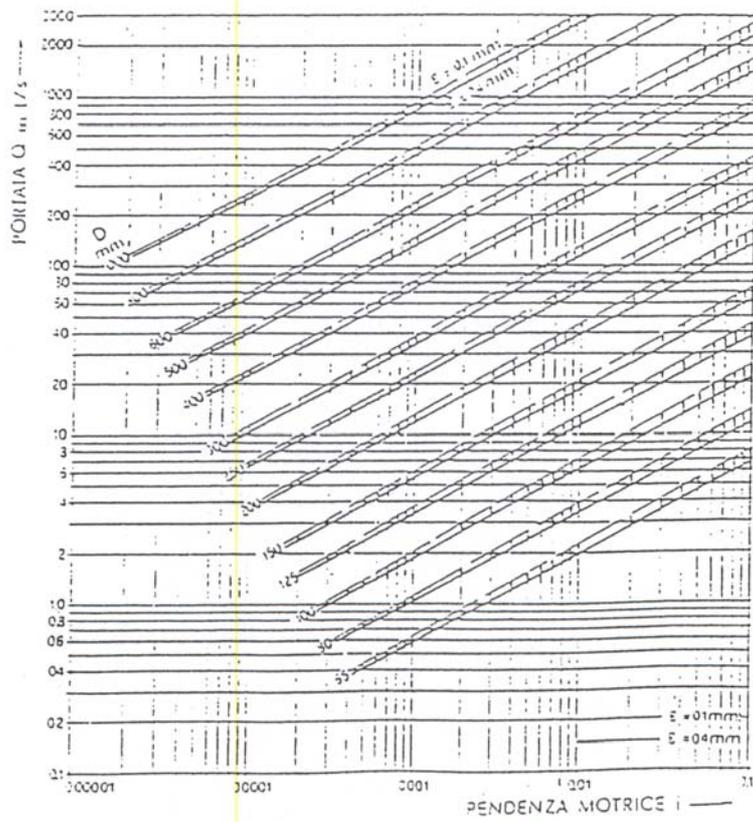
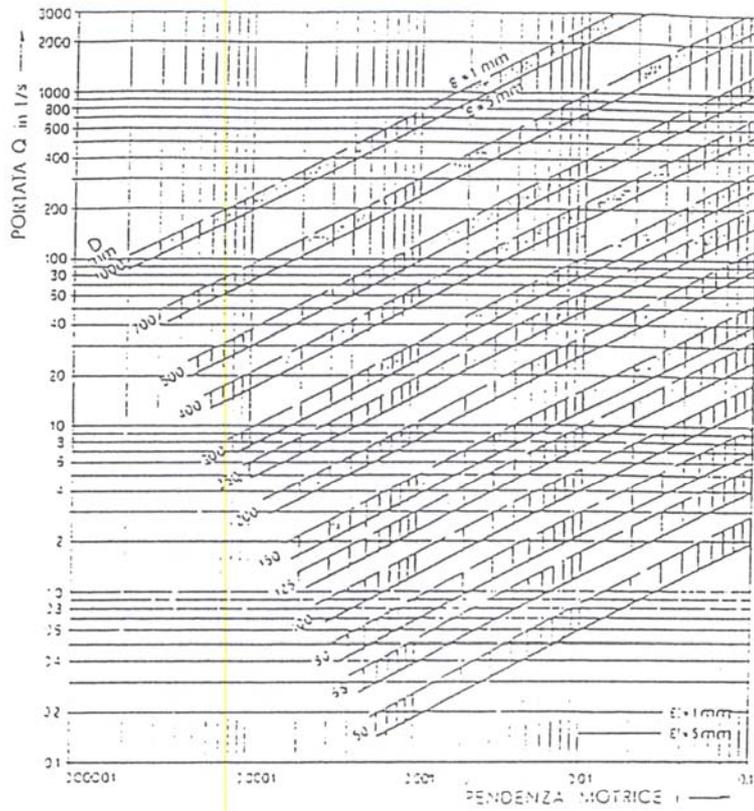
A completamento dei concetti ora esposti a riguardo della formula di Darcy-Weisbach si riportano due grafici esplicativi sulla relazione tra scabrezza, cadente, piezometrica, diametro delle tubazioni e portata.

MOVIMENTO PERMANENTE DELLE CORRENTI IN PRESSIONE

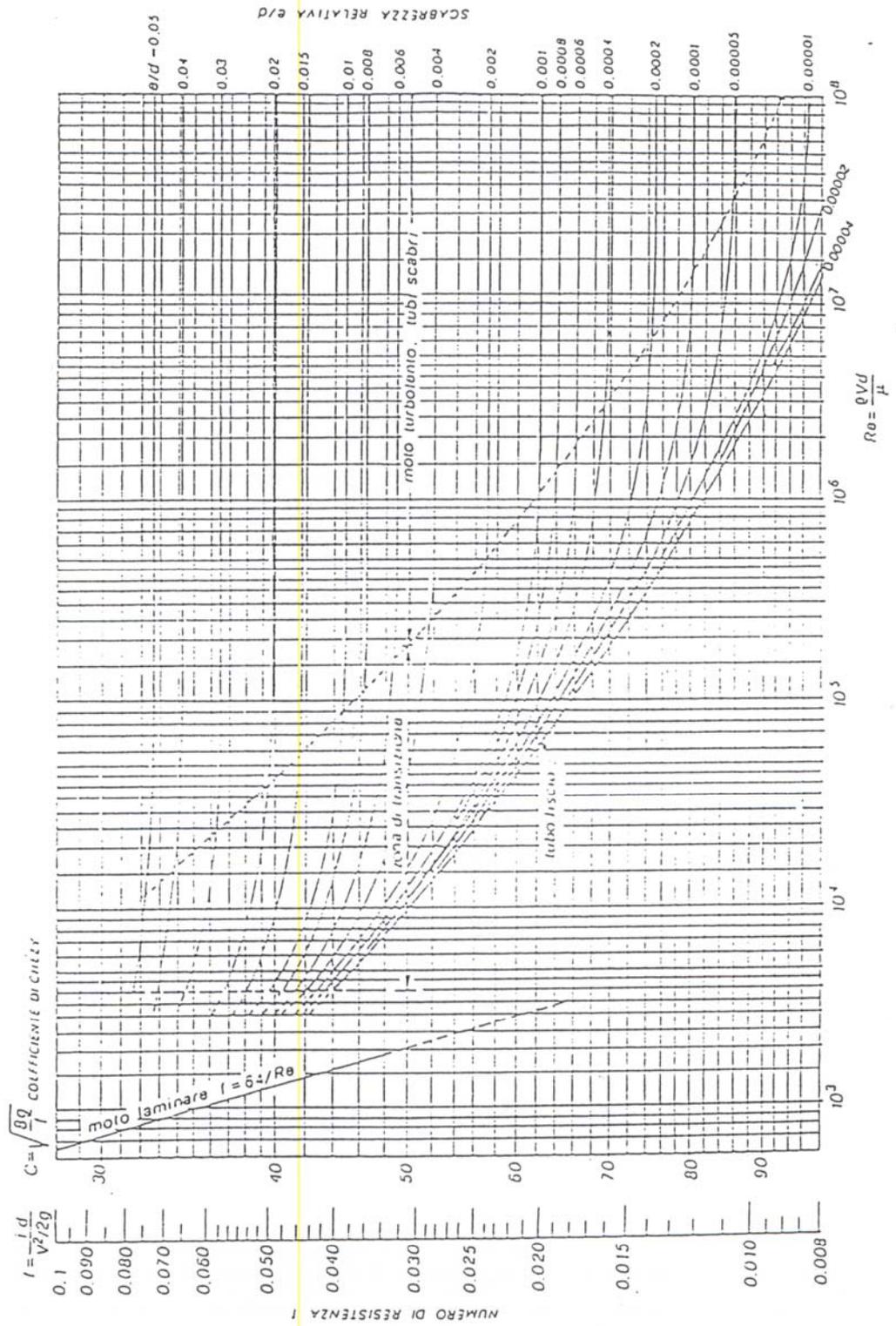
COEFFICIENTI DI SCABREZZA PER LE CONDOTTE.

Tipo di condotta	Scabrezza omogenea equivalente ϵ (mm)	Itzin γ (m ^{1/2})	Cutter m (m ^{1/2})	Gaukler-Strickler c (m ^{1/2} s ⁻¹)
1 — Tubazioni liscie (vetro, ottone o rame lustrato, resina)	0 ÷ 0,02	—	—	—
2 — Tubazioni in acciaio				
a) rivestimenti degradabili nel tempo				
— tubi nuovi, verniciati per centrifugazione	0,05	—	—	120
— bitumati per immersione	0,10 ÷ 0,15	≤ 0,06	≤ 0,12	100
— in servizio corrente con leggera ruggine	0,2 ÷ 0,4	0,10	0,15	90
— con ruggine a entrambe le pareti a mano	0,5 ÷ 0,6	0,16	0,20 ÷ 0,25	35 ÷ 30
— con tuberculizzazione diffusa	1,0 ÷ 3,0	0,23	0,30 ÷ 0,35	75 ÷ 70
b) rivestimenti non degradabili				
— cemento applicato per centrifugazione	0,05 ÷ 0,15	≤ 0,06	≤ 0,12	120
3 — Tubazioni in lamiera saldata				
— in buone condizioni	0,2 — 0,3	0,10	0,15	90
— in servizio corrente, con incrostazioni	0,4 — 1,0	0,16	0,20 — 0,25	35 ÷ 75
4 — Tubazioni in lamiera chiodata				
— 1 file di chiodi longitudinali	0,3 — 0,4	0,10	0,13	90 — 35
— 2 file di chiodi longitudinali	0,5 — 0,7	0,16	0,25	35 ÷ 30
— Idem, con incrostazioni fino a	3,0	0,30	0,35	70
— 4-6 file di chiodi longitudinali	2,0	0,23	0,30	75
— 6 file di chiodi longitudinali + 4 trasversali	3,0	0,30	0,35	70
— Idem, con incrostazioni fino a	5,0	0,36	0,45	65
5 — Tubazioni in ghisa				
— con rivestimento cementizio centrifugato	0,10	≤ 0,06	≤ 0,12	105
— nuove, rivestite internamente con bitume	0,15	0,06	0,12	100
— nuove, non rivestite	0,2 ÷ 0,4	0,10	0,15	90
— con lievi incrostazioni	0,4 ÷ 1,0	0,16	0,20 ÷ 0,25	35 ÷ 75
— in servizio corrente, parzialmente arrugginite	1,0 ÷ 2,0	0,23	0,35	75 ÷ 70
— fortemente incrostate	3,0 ÷ 5,0	0,36	0,45	65
6 — Tubazioni in cemento				
— cemento-ambiente	0,10	≤ 0,06	≤ 0,12	105
— cem. arm. nuove, intonaco perfettamente liscio	0,10 ÷ 0,15	0,06	0,12	100
— cem. arm. con intonaco liscio, in servizio da più anni fino a	2,0	0,23	0,35	70
— galleria con intonaco di cemento, a seconda del grado di frattura	2,0 ÷ 5,0	0,23 ÷ 0,36	0,30 ÷ 0,45	70 ÷ 65

MOTO PERMANENTE DELLE CORRENTI IN PRESSIONE



Diagrammi di COLBROOK



b) Sistemi di pompaggio: il modello è in grado di simulare l'azione di gruppi di pompaggio inseriti in qualsivoglia tubazione nel contesto dell'intera rete di distribuzione, specificandone anche la potenza utile interpretata come potenza trasformata in incremento di pressione e di energia cinetica del fluido.

La potenza utile può essere facilmente determinata con la consueta formula:

$$W = \frac{\gamma \cdot Q \cdot H}{\eta}$$

dove: W = potenza utile

Q = portata

H = prevalenza

η = rendimento della macchina

Per definire l'azione svolta dalla pompa e il suo operare in connessione alla rete di distribuzione, è possibile fornire al modello i dati operativi della macchina utilizzata tramite le curve caratteristiche della medesima.

Qualora queste non fossero note, è possibile una terza soluzione che consente di definire la curva operativa della macchina a partire da portata, prevalenza e alcuni punti compresi nella zona di operatività.

La curva caratteristica della pompa è definibile dalla equazione:

$$E_p = H_1 - C \cdot Q^n$$

dove: E_p = prevalenza

H_1 = quota del punto di arresto

Q = portata

C, n = parametri della curva caratteristica

Il modello determina quindi i parametri C e n secondo le approssimazioni:

$$n = \frac{\log \left(\frac{H_1 - H_3}{H_1 - H_2} \right)}{\log \left(\frac{Q_3}{Q_2} \right)}$$

$$C = \frac{(H_1 - H_2)}{Q_2^n}$$

dove (H_3, Q_3) sono il limite inferiore di prevalenza e portata nel campo di operatività considerato per la macchina e (H_2, Q_2) una coppia di tali valori all'interno dell'area ora definita.

c) Perdite concentrate: il sistema di equazioni implementato nel modello matematico consente la valutazione automatica delle perdite concentrate, cioè dovute a variazioni di sezione, presenza di valvole, curvature, derivazioni e diramazioni.

Il modello valuta le perdite di carico concentrate attraverso un opportuno coefficiente moltiplicatore del termine cinetico, valutato singolarmente in corrispondenza del punto particolare.

La perdita localizzata è definita dalla seguente espressione:

$$h_{lm} = M \cdot \frac{V^2}{2g}$$

dove:

H_{lm} = perdita di carico localizzata (m)

M = coefficiente per perdite concentrate

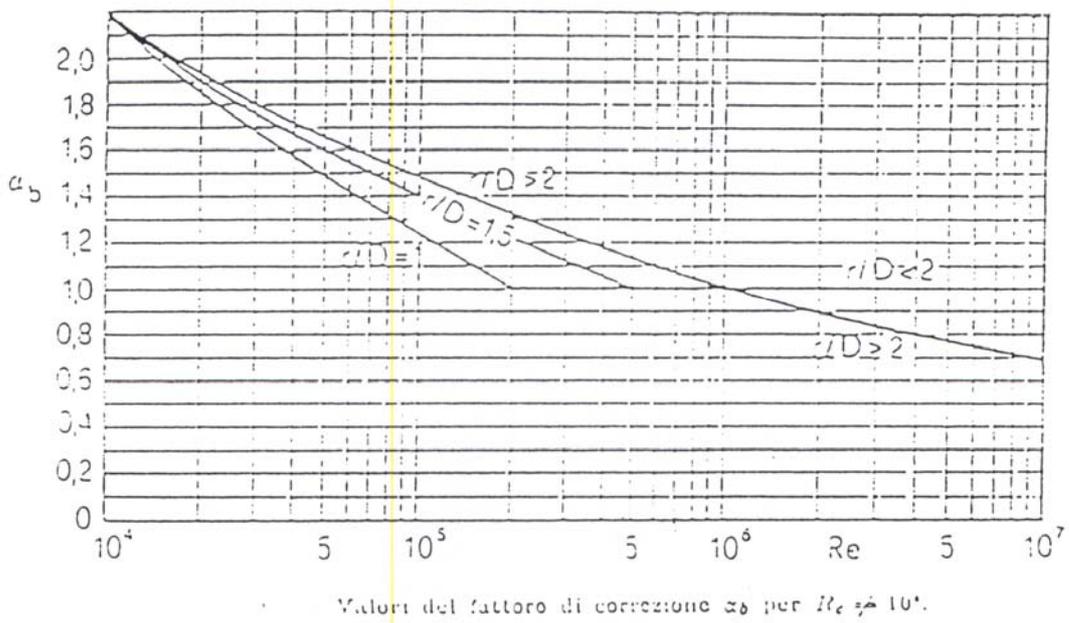
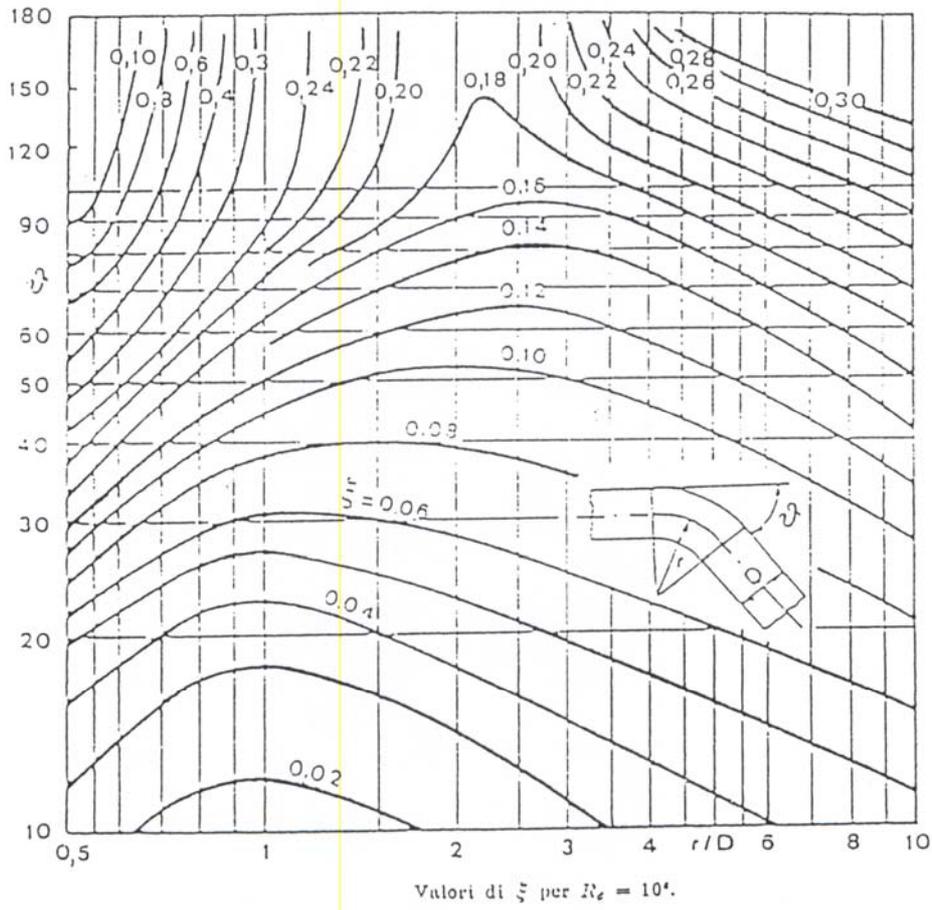
V = velocità nella tubazione (m/sec)

g = accelerazione gravitazionale (m/sec²)

Il coefficiente M viene stimato da considerazioni sulla natura dell'"ostacolo" che genera la perdita di carico concentrata opportunamente relazionata ai valori normalmente ricavabili dalla letteratura.

Nelle figure seguenti sono riportate le valutazioni del coefficiente in funzione del raggio di curvatura e dell'angolo di deviazione. Per valori del numero di Reynolds diversi da 10^6 il grafico successivo permette di ricavare il valore di un coefficiente correttivo funzione sia del numero di Reynolds che del rapporto raggio di curvatura/diametro.

MOTO PERMANENTE DELLE CORRENTI IN PRESSIONE



Dalla letteratura in materia sono proposti i seguenti valori nel caso delle diverse situazioni che possono verificarsi nella pratica corrente: ("Manuale di Ingegneria Civile" - Edizioni E.S.A.C. - Roma 1986)

- valvole e saracinesche a completa apertura
 - saracinesche: 0.20
 - valvole a fuso: 0.20÷0.30
 - valvole a farfalla: 0.30÷0.50
- valvole di fondo: 1.0÷1.50
- giunzioni e gomiti
 - gomito a 90°: 0.9÷1.1
 - gomito a 60°: 0.5÷0.6
 - gomito a 45°: 0.3÷0.4
 - giunzioni a T fra tubi di ugual diametro: 0.9÷1.3 / 0.05÷0.4
- brusco allargamento di sezione ($A_1 < A_2$)

A_1/A_2	0.01	0.04	0.1	0.2	0.4	0.6	0.8	1.0
M	1.0	0.93	0.83	0.67	0.38	0.17	0.045	0

- brusco restringimento di sezione ($A_2 < A_1$)

A_2/A_1	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.8	1.0
M	0.47	0.44	0.40	0.35	0.28	0.21	0.10	0

d) Valvole di controllo: questo tipo di valvola consente al fluido di muoversi in una unica direzione.

Se dal calcolo della rete il flusso si verifica in direzione opposta, detta valvola si presenta chiusa e il modello provvede a gestire la situazione in oggetto supponendo inattiva al deflusso la tubazione.

e) Valvole regolatrici di pressione: queste valvole sono generalmente utilizzate per mantenere costante la pressione a valle del tratto di tubazione dove esse sono ubicate. La pressione in questo tronco di tubazione è usualmente inferiore di quella a monte.

Il modello schematizza questo tipo di valvola come un nodo di unione per tubazioni e un nodo a quota fissa.

La portata richiesta nel nodo di unione deve essere posta eguale a quella che può transitare attraverso la valvola.

Il nodo a quota fissa dovrà avere un carico eguale a quello della valvola (inteso come quota del terreno) aumentato della pressione che si desidera la valvola mantenga.

Nel caso di utilizzo di valvole regolatrici di pressione nella rete di distribuzione, è opportuno provvedere all'inserimento di una valvola di controllo o unidirezionale in modo che, qualora la valvola regolatrice di pressione venga scavalcata, essa provveda a interrompere il circuito.

f) Valvole limitatrici di portata: queste valvole possono essere utilizzate per supplire alla carenza di pressione limitando e regolando il passaggio della portata nelle tubazioni.

Anche questo tipo di valvola, al fine di poterne rappresentare correttamente il funzionamento, va abbinata ad altre valvole quali quelle in precedenza indicate.

Il modello è quindi in grado di sovrintendere alle posizioni di regolazione adottate per queste valvole e il deflusso nella rete può, in tal modo, venire effettivamente schematizzato secondo quello che è il funzionamento reale previsto.

g) Nodi a quota variabile: è il caso dei serbatoi ai quali può corrispondere una variazione di quota e pressione indotta al sistema in funzione della portata da essi prelevata.

I serbatoi in questione possono essere sia normali vasche di accumulo per acquedotti (o serbatoi pensili e anche torrini piezometrici), sia laghi artificiali.

I dati di variazione di pressione e quindi di quota/carico sono comunque relazionabili al tempo di escursione ed alle dimensioni del serbatoio.

In questo modo il modello è in grado di rappresentare la variazione nel tempo del carico in funzione dell'erogazione di una portata costante nonchè il rapporto tra carico e volume stoccato nel serbatoio in relazione alla domanda che si verifica in rete.

Il calcolo dei volumi ritenuti in un serbatoio consente di stilare un bilancio idrico e definire le possibilità di accumulo o di svuotamento del medesimo, comunque rapportate ai fabbisogni.

h) Sistema per il controllo delle pressioni: qualora la simulazione sia legata alla variabile tempo, è importante consentire al sistema di verificare automaticamente il carico prefissato ai nodi. In questo caso la gestione della rete di distribuzione risulta facilitata dal fatto che il modello, controllando detti valori, è in grado di evidenziare le aree a pressione insufficiente e quindi isolare opportunamente le tubazioni provvedendo ad attivare lo stato di chiuso/aperto relativamente ai tronchi facenti capo a determinate aree.

i) Definizione di carichi e portate: il modello necessita di questi dati per poter fornire la valutazione delle portate defluenti nella rete e dei carichi totali nei punti ove questi valori sono richiesti.

Il modello pertanto è in grado di fornire i valori dei parametri idraulici necessari al progetto e alla verifica della rete di distribuzione in funzione di:

- quota dei nodi
- portata in ingresso al sistema
- portata in uscita dal sistema

Per ciascun punto della rete in cui si vuole conoscere il carico totale è quindi necessario fornire il valore della quota del medesimo.

Noti poi i fabbisogni, e cioè le portate in uscita nei punti prefissati della rete, il modello fornisce il valore delle portate defluenti nei singoli tronchi, il valore delle perdite di carico distribuite e concentrate, il verso di percorrenza delle singole tubazioni, le velocità.

Nei paragrafi successivi verranno comunque analizzati i dati di ingresso necessari e i dati ricavabili dalle elaborazioni.

Per ciò che concerne i nodi a quota fissa, per essi è indispensabile conoscere la quota dei carichi totali, variabile generalmente nota.

Nel caso di simulazioni relazionate direttamente al tempo, questi valori sono comunque calcolati automaticamente una volta descritta la relazione tra la variazione di livello nel serbatoio e il volume in esso contenuto.

Qualora lungo le tubazioni siano previste una stazione di pompaggio, valvole di controllo e valvole regolatrici di pressione, è necessario specificare la direzione di flusso, in base a quanto descritto in precedenza.

3.4 *Struttura matematica del modello*

Generalmente esistono due tipi fondamentali di metodi per la risoluzione delle reti di tubazioni.

Il metodo implementato nel modello matematico utilizzato è basato sulle equazioni che esprimono la conservazione dell'energia e della massa relazionate alla portata defluente in ciascuna tubazione intesa come facente parte di un circuito (equazioni di maglia).

Altra metodologia di calcolo è quella che relaziona le equazioni di continuità al carico ai nodi e che produce equazioni legate alle equazioni ricavabili ai nodi delle maglie che ne esprimono l'equilibrio.

L'equazione di equilibrio generale della rete:

$$p = j + l + f - 1$$

che definisce un legame tra numero delle tubazioni, maglie primarie, nodi di unione e nodi a quota fissa offre lo spunto per formulare un gruppo di equazioni che stanno alla base della descrizione matematica di un sistema di tubazioni.

Un gruppo di equazioni di continuità e conservazione dell'energia può essere relazionato al numero di tubazioni costituenti il sistema, ove le equazioni hanno per incognita la portata in ciascuna tubazione.

Posto per ciascun nodo:

$$Q_i = \text{portata in ingresso al nodo}$$

$$Q_o = \text{portata in uscita al nodo}$$

è possibile scrivere una relazione di continuità come la seguente:

$$\Sigma Q_i - \Sigma Q_o = Q_e \text{ (j equazioni)}$$

dove Q_e rappresenta la portata richiesta o in uscita dal sistema al singolo nodo.

Per ciascuna maglia primaria l'equazione di conservazione dell'energia relativamente a ciascun tubo componente la maglia può scriversi come:

$$\Sigma h_L = \Sigma E_p \text{ (l equazioni)}$$

dove: h_L = perdite di carico totali nella singola tubazione

E_p = carico creato dall'azione di una macchina operatrice

Nel caso di assenza di gruppi di pompaggio nella maglia primaria, l'equazione di bilancio energetico pone eguali a zero le perdite di carico lungo la maglia:

$$\Sigma h_L = 0$$

Nel caso in cui vi siano f nodi a carico fisso, si possono scrivere $(f-1)$ equazioni indipendenti di conservazione dell'energia per tubazioni colleganti due qualsiasi nodi di questa tipologia:

$$\Delta E = \Sigma h_l - \Sigma E_p \quad (f-1 \text{ equazioni})$$

dove ΔE rappresenta la differenza tra i carichi totali ai due nodi collegati.

Pertanto, in un generico sistema di tubazioni le relazioni sulla conservazione dell'energia sono espresse da $(l+f-1)$ equazioni della forma testè individuata.

Le equazioni ai nodi costituiscono un gruppo di p equazioni non lineari relazionate alle equazioni che descrivono il moto nelle singole maglie primarie, la cui soluzione permette di determinare la portata defluente nelle singole tubazioni una volta che questa grandezza è stata opportunamente esplicitata.

La perdita di carico lungo una tubazione (h_L) è la somma delle perdite concentrate (h_{Lm}) e delle perdite distribuite (h_{Lp}).

Esprimendo la portata si ottiene:

$$h_{Lp} = k_p \cdot Q^n$$

dove K_p è una costante funzione della lunghezza L della tubazione, del diametro d , della scabrezza C e del coefficiente f , mentre n è un parametro relazionato all'equazione utilizzata per esprimere le perdite di carico.

Nel caso si utilizzi l'equazione di Hazen-Williams:

$$K_p = \frac{10,69 \cdot L}{C^{1,852} \cdot D^{4,87}}$$

con $n = 1,852$

Impiegando l'equazione di Darcy-Weisbach si ottiene invece:

$$K_p = \frac{8 \cdot f \cdot L}{g \cdot \pi^2 \cdot d^5}$$

con $n = 2.0$.

Le perdite di carico concentrate sono espresse dalla relazione:

$$h_{LM} = K_M \cdot Q^2$$

dove K_M è funzione della sommatoria dei valori che individuano le perdite concentrate dovute a ciascuna singolarità presente in condotta.

In presenza di macchine operatrici (pompe) si definisce la potenza della pompa come:

$$E_p = Z/Q$$

dove Z è funzione della potenza utile della macchina e del peso specifico/densità del fluido:

$$Z = 0.10197 \cdot W_u$$

Qualora il funzionamento della macchina sia descritto dalla curva caratteristica nel campo di operatività sotto la forma:

$$E_p = A + BQ + CQ^2$$

l'equazione di bilancio energetico si esprime quindi nelle seguenti formule:

$$\Delta E = \Sigma (K_p \cdot Q^n + K_M \cdot Q^2) - \Sigma Z/Q$$

oppure

$$\Delta E = \Sigma (K_p \cdot Q^n + K_M \cdot Q^2) - \Sigma (A + B \cdot Q + C \cdot Q^2)$$

Queste equazioni, associate alle equazioni di continuità, formano il sistema di p equazioni con portata incognita nei tronchi che in precedenza sono state definite equazioni di maglia.

L'algoritmo utilizzato per la soluzione del sistema non lineare di equazioni è basato sul metodo del gradiente.

Il secondo membro dell'equazione di maglia ora definita rappresenta la variazione (differenza) di carico lungo una tubazione in cui defluisce una portata Q .

Si ha pertanto:

$$f(Q) = K_p \cdot Q^n + K_M \cdot Q^2 - Z/Q$$

oppure

$$f(Q) = K_p \cdot Q^n + K_M \cdot Q^2 - (A + B \cdot Q + C \cdot Q^2)$$

Questa funzione e il suo gradiente, valutati per un valore approssimativo Q_i di portata, vengono utilizzati nel modello per risolvere le equazioni di maglia.

Pertanto, considerando un valore Q_i di portata entro la tubazione, la differenza di carico risulta:

$$f(Q_i) = H_i = K \cdot Q_i^n + K_M \cdot Q_i^2 - \frac{Z}{Q_i}$$

oppure

$$H_i = K_p \cdot Q_i^n + K_M \cdot Q_i^2 - (A + B \cdot Q_i + C \cdot Q_i^2)$$

e il gradiente, stimato per una portata $Q = Q_i$ risulta assumere valore pari a:

$$f'(Q_i) = G_i = \left. \frac{\partial f}{\partial Q} \right|_{Q=Q_i} = K_p \cdot Q_i^{n-1} + 2 \cdot K_M \cdot Q_i + \frac{Z}{Q_i^2}$$

oppure

$$G_i = n \cdot K_p \cdot Q_i^{n-1} + 2 \cdot K_M \cdot Q_i - (B + 2 \cdot C \cdot Q_i)$$

Le funzioni H_i e G_i ora definite rappresentano il metodo lineare di risoluzione del sistema di equazioni delle maglie primarie implementato nel modello di calcolo.

Il metodo lineare consiste nella risoluzione simultanea delle principali equazioni per sistemi di tubazioni.

Poiché le equazioni di bilancio energetico sono non lineari, occorre ricondurle alla forma lineare in funzione della portata generica Q_i di tentativo, per ciascuna tubazione.

Questo passo viene eseguito derivando le equazioni di bilancio energetico rispetto alla portata e valutandole per portata pari a Q_i :

$$f(Q) = f(Q_i) + \left. \frac{\partial f}{\partial Q} \right|_{Q=Q_i} (Q - Q_i)$$

Applicando tale relazione all'equazione di bilancio energetico, la forma linearizzata risulta espressa da:

$$\Sigma G_i \cdot Q = \Sigma (G_i \cdot Q_i - H_i)$$

dove la sommatoria è da considerarsi estesa a tutte le tubazioni.

Quest'ultima equazione viene utilizzata per definire le $(l + f - 1)$ equazioni di bilancio energetico che abbinate alle (j) equazioni di continuità formano un sistema di (p) equazioni lineari in cui è esplicitata la portata di ciascun tronco.

La metodologia per risolvere il sistema è basata sull'attribuzione di un valore arbitrario di portata iniziale in ciascuna tubazione.

Le equazioni in forma lineare sono risolte con il metodo delle matrici.

A partire da questo primo tentativo si giunge a definire un nuovo valore di portata, convergente, per ciascuna tubazione: il metodo di calcolo viene ripetuto utilizzando in successione i valori di portata ottenuti finché non si ottiene un valore minimo (tolleranza prefissata) dello scostamento tra portate successive.

Risolvendo simultaneamente le equazioni del sistema, il modello è in grado di convergere al risultato in 4-8 tentativi anche nel caso di sistemi costituiti da oltre 700 tubazioni principali.

3.5 Metodologia di calcolo

Come poco sopra accennato, la risoluzione del sistema di equazioni avviene mediante l'utilizzo del calcolo matriciale per trasformare le equazioni in lineari.

I dati di input sono essenzialmente costituiti dai parametri che individuano fisicamente ciascuna tubazione (lunghezza, diametro, scabrezza, coefficienti per definire le perdite concentrate in linea, macchine operatrici e valvole attive presenti lungo ciascuna tubazione).

I dati geometrici sono semplicemente costituiti dal numero che individua i nodi di unione della singola tubazione con le altre della rete alle quali è collegata.

In base a questi dati (nel cui dettaglio si entrerà in seguito) il modello genera il sistema di equazioni e viene verificato geometricamente l'intero sistema di tubazioni.

Occorre a questo punto precisare alcune opzioni di calcolo:

- il modello può essere utilizzato per il calcolo e la gestione di sistemi di tubazioni adibiti al vettoriamento di altri fluidi oltre all'acqua, specificandone i parametri fisici relativi (viscosità)

- i calcoli relativi alle perdite di carico possono essere eseguiti, a scelta, con l'utilizzo della formula di Hazen-Williams oppure di Darcy-Weisbach
- il numero massimo standard di tentativi concessi al modello per determinare le portate nelle tubazioni e definire completamente la rete è pari a venti, ma può essere modificato in più o in meno
- la tolleranza di calcolo per determinare le portate è pari a 0.005 ma può essere ulteriormente ridotta. Detto valore è definito come somma, in valore assoluto, delle differenze tra le ultime due portate di tentativo rapportato al modulo della somma delle medesime:

$$tolleranza = \frac{\sum |Q - Q_i|}{\sum |Q|} < 0,005$$

3.6 Struttura e organizzazione dei dati di input

I dati di input al modello sono organizzati in diversi gruppi, in modo tale da poter descrivere i componenti del sistema nel loro complesso.

E' possibile quindi distinguere dati di controllo sul processo di calcolo e dati numerici relativi alla geometria del sistema, al funzionamento e descrizione di macchine operatrici e valvole.

a) Dati di sistema: questo gruppo di dati sovrintende all'esecuzione e all'impostazione dei calcoli di progetto ed alla verifica del sistema di tubazioni.

Funzioni di controllo consentono l'organizzazione dei dati di ingresso e provvedono a definire il formato di uscita dei risultati.

Attraverso opzioni vengono scelte le unità di misura del sistema e il tipo di simulazione, se questa è legata al tempo oppure può essere considerata svincolata da questa variabile, le caratteristiche fisiche del fluido convogliato dal sistema.

Altre opzioni permettono di verificare la geometria della rete e quindi stabilire la sua connessione (punti morti esistenti), definire la tolleranza di calcolo per le portate di tentativo al fine di risolvere i sistemi di equazioni, determinare il numero massimo di tentativi eseguibili.

li per la risoluzione dei sistemi.

E' inoltre possibile intervenire sui dati di uscita e strutturarli secondo moduli preimpostati in modo da rendere il prodotto finale conforme alle diverse esigenze.

b) Dati relativi ai nodi: i dati strettamente necessari alla risoluzione della rete di distribuzione sono le portate in ingresso e in uscita dal sistema attraverso i nodi.

A seconda della natura del calcolo anche le pressioni ai nodi possono rivestire analoga importanza ma per la loro determinazione è sufficiente conoscere la quota del nodo; il modello è così in grado di fornire automaticamente il carico al nodo così individuato.

c) Opzioni di output: la scelta viene fatta tra output completo oppure parziale. L'output completo prevede la stampa dei risultati ottenuti relativamente a tutti i nodi e tutte le tubazioni per l'intero gruppo di simulazioni eseguite.

Possono inoltre venire evidenziate le aree a maggiore pressione e quelle a minor pressione nel sistema.

I dati di questo gruppo sono relazionati con i dati di sistema in modo da poter decodificare ogni variazione dei dati originali e distinguere le diverse simulazioni eseguite.

d) Portate variabili nel tempo: se la simulazione prevede variazioni giornaliere di portata, per esempio, passando dalla situazione di regime a picchi o sottoutilizzazioni, è possibile impostare la variazione dei quantitativi richiesti ai nodi secondo lo schema studiato relazionando dette fluttuazioni al tempo.

e) Controllo delle pressioni: è possibile definire certe tubazioni come soggette ai valori raggiunti in esse dal carico e considerarle attive o escluse dalla distribuzione semplicemente precisando questo loro "stato" inizialmente con i dati di sistema. E' pertanto possibile escludere determinate zone dalla contribuzione, oppure individuarle con precisione e intervenire in sede di progetto con le modifiche opportune.

I risultati ottenuti sono presentati nel formato di consegna suddivisa in due gruppi che contengono, rispettivamente, un riassunto dei dati in ingresso e l'elenco dei risultati prodotti dalla simulazione.

I dati di input sono a loro volta suddivisi in dati sulle tubazioni e dati sui nodi.

I dati sulle tubazioni sono così strutturati:

- numero della tubazione
- nodi (numero) che comprendono all'estremità la tubazione
- lunghezza del tronco (m)
- diametro di calcolo (cm)
- rugosità (cm)
- coefficiente per il calcolo delle perdite concentrate
- quota dei nodi fissi presenti nella rete

I dati relativi ai nodi sono riassunti nella seguente forma tabellare:

- numero del nodo
- portata in ingresso o uscita dal nodo
- quota del nodo
- tubazioni collegate dal singolo nodo

3.7 Dati di output

I dati di output sono anch'essi suddivisi in due gruppi.

Il primo gruppo di dati raccoglie le informazioni sui parametri fisici riguardanti le tubazioni. Pertanto si ha:

- numero d'ordine della tubazione
- numero identificativo dei nodi all'estremità della tubazione
- portata circolante nel singolo tubo (ℓ/sec)
- perdita di carico totale (m)
- prevalenza della macchina operatrice eventualmente inserita in linea (m)
- perdite di carico concentrate (m)
- velocità nella tubazione (m/sec)
- cadente piezometrica (m/Km).

Il segno negativo che compare in alcune tubazioni indica che il verso di percorrenza del fluido all'interno della tubazione in oggetto è opposto a quello di tentativo, individuabile dal numero

identificativo dei nodi all'estremità del tronco di calcolo.

Il secondo gruppo di dati riporta i risultati ottenuti dalla simulazione ed esplicitati in riferimento ai nodi. I risultati sono organizzati nella seguente forma:

- numero identificativo del nodo
- portata in ingresso o uscita dal nodo (ℓ/sec)
- quota del piano dei carichi (m s.l.m.)
- quota del nodo (m s.l.m.)
- pressione (K Pa).

Al termine dell'elenco dei risultati è presentato un riassunto delle portate in ingresso e uscita dal sistema, inteso come valore totale di dette quantità.

Allegati al presente fascicolo sono i tabulati di verifica idraulica dell'intera rete di distribuzione.

4. MATERIALI COSTITUENTI LE TUBAZIONI

La rete di collegamento fra serbatoi del comprensorio presenta caratteristiche assai variabili a seconda delle zone in cui le condotte si trovano a transitare.

Per tale motivo si è optato per l'adozione di due diverse tipologie principali di materiale costituente le tubazioni, in modo cioè da adeguare la condotta il più possibile al tipo di sollecitazione cui la morfologia del territorio e le modalità operative di esercizio la vincolano.

Si è pertanto optato per l'adozione di tubazioni in ghisa sferoidale, in ragione della qualità elevata del materiale e della particolare idoneità alle applicazioni in ambito acquedottistico : ulteriore motivazione è costituita dalla possibilità di disporre di un territorio pianeggiante privo di asperità che costituisce l'ambito privilegiato di posa di queste tubazioni.

Le tubazioni in acciaio sono state preferite a quelle in ghisa laddove è necessario disporre di un materiale più duttile in termini di brusche variazioni planoaltimetriche e laddove la morfologia del terreno risulta più accidentata : gli impianti di pompaggio saranno quindi caratterizzati dall'impiego di tubazioni di mandata realizzate in acciaio, materiale che fornisce maggiori garanzie in rapporto alle sovrappressioni dovute ai cicli da attacco - stacco delle pompe.

Come già accennato poco sopra, la dorsale che muove dal serbatoio Terla e giunge al serbatoio Leria per terminare a Cerreto Castello, unitamente alle singole diramazioni, verrà pure realizzata con tubazioni in acciaio in rapporto alla morfologia accidentata del territorio incontrato.

Le condotte realizzate in ghisa sferoidale trovano applicazione nei tratti lievemente collinari e pianeggianti colleganti i serbatoi mentre le condotte in acciaio sono utilizzate in asse alle stazioni di pompaggio e lungo la dorsale che collega i serbatoi Terla e Leria.

In entrambi i casi la tipologia della sezione di scavo è trapezia con base minima 60 cm fino ad una larghezza per parte pari a $D/2$ per consentire la posa delle tubazioni.

La coltre di copertura avrà spessore minimo di 120 cm sulla generatrice superiore della tubazione e il terreno di riempimento dovrà essere privo di sassi e trovanti di grosse dimensioni.

Il letto di posa avrà almeno spessore di 10 cm e sarà costituito da sabbia opportunamente vagliata.

Le tubazioni, ad ogni significativo cambiamento di direzione orizzontale (o verticale) sono collegati a blocchi di ancoraggio in calcestruzzo dimensionati per resistere alle spinte prodotte dalla condotta in pressione in regime transitorio.

Essi risultano piuttosto tozzi e massicci, con base trapezoidale per evitare l'insorgere di tensioni di trazione e assicurare un buon coefficiente di sicurezza a ribaltamento e scorrimento.

Nel caso particolare di utilizzo della tubazione in acciaio é prevista una opportuna protezione catodica per ovviare agli inconvenienti legati alla corrosione.

Per corrosione di un materiale si intende la progressiva distruzione del materiale stesso in conseguenza dell'azione dell'ambiente che lo circonda.

La corrosione é definita "umida" se avviene in presenza di acqua o di altro elettrolita allo stato condensato, "secca" negli altri casi.

In progetto é stata presa in esame la corrosione umida delle tubazioni metalliche interrate, immerse in acqua o più in generale in un mezzo permeabile all'umidità.

Nell'acciaio il ferro passa in soluzione nell'elettrolita lasciando dei crateri visibili sulla superficie del metallo.

Sono stati adottati tubi metallici con rivestimento protettivo in quanto le corrosioni si verificano in corrispondenza delle lesioni subite dal rivestimento aventi una forma più o meno tronco-conica svasata verso l'esterno e naturalmente non pregiudicano la resistenza meccanica complessiva della tubazione.

I rivestimenti aderenti, isolando elettricamente l'acciaio dall'ambiente esterno, impediscono il passaggio delle correnti elettriche dal tubo al terreno e quindi la corrosione del metallo.

L'isolamento però può avere delle discontinuità, sia per le lesioni verificatesi al rivestimento durante il trasporto, la messa in opera, ecc., che per il rivestimento delle giunzioni fra i tubi non eseguito correttamente.

In queste discontinuità possono concentrarsi i fenomeni corrosivi, causando una più

rapida foratura del tubo.

Come detto prima si ha corrosione su un metallo quando questo cede corrente all'ambiente esterno.

Inviando in senso contrario una corrente di protezione con intensità uguale o maggiore di quella di corrosione, la corrente risultante è nulla o diretta verso il metallo.

Se la condizione precedente è verificata in tutti i punti in cui il metallo è a contatto con l'ambiente esterno, il fenomeno di corrosione si arresta e poiché il metallo si comporta come un catodo, questo sistema di difesa si chiama protezione catodica.

D'altra parte non sarebbe assolutamente conveniente applicare la protezione catodica ad una struttura priva di rivestimento, perché l'installazione e l'esercizio risulterebbero notevolmente dispendiosi e si produrrebbero notevoli danni per interferenze su strutture limitrofe, raggiungendo peraltro una protezione efficace solo su tratti estremamente limitati.

Se una struttura è fornita invece di una protezione passiva efficiente e di una elevata conduttanza elettrica longitudinale come nel caso dei tubi in acciaio con rivestimento pesante, la sua completa protezione dalla corrosione può essere raggiunta mediante la protezione catodica con maggiore facilità, con costi in genere modesti e senza gli inconvenienti sopra citati.

Esiste un valore limite del potenziale di una struttura, detto soglia di immunità, al di sotto del quale cessano i fenomeni di corrosione perché tutta la struttura ricevendo corrente dall'ambiente esterno, si comporta come un catodo.

La protezione è quindi completa quando il potenziale, in ogni punto della struttura ed in ogni istante, è uguale od algebricamente inferiore alla soglia di immunità; in generale si adotta però un potenziale più negativo chiamato di sicurezza, che, nel caso dell'acciaio, quando la misura viene effettuata con l'elettrodo di riferimento al rame-solfato di rame, è di -850 mV.

Tra gli impianti di protezione catodica si è scelto un impianto con alimentatore che presenta i seguenti vantaggi:

- possibilità di ottenere la protezione catodica delle tubazioni sia nel caso di terreni corrosivi che in presenza di correnti vaganti
- bassi consumi di energia elettrica

- facilità di regolazione della tensione di uscita e della corrente erogata
- semplicità di controllo e manutenzione
- possibilità di essere dimensionati in modo da erogare correnti molto maggiori di quelle fornite dagli anodi galvanici.

Le tubazioni che, a valle delle cabine di riduzione della pressione, assicureranno l'alimentazione dei centri rurali sono previste in materiale plastico disposto in rotoli (PEAD) che trova sempre più frequente applicazione in campo acquedottistico grazie alla velocità di posa e al buon rapporto portata/perdite di carico.

5. VERIFICHE DI STABILITA' PER TUBAZIONI INTERRATE

Le sollecitazioni in una condotta interrata variano in funzione del terreno in cui la tubazione é posta, a seconda della tipologia di posa e in base alle caratteristiche tecniche del materiale impiegato.

Il parametro fondamentale che determina il metodo di calcolo da impiegare nell'esame delle sollecitazioni imposte alle tubazioni é il valore della rigidità del sistema tubo-terreno, cioè il rapporto tra la rigidità del tubo e la rigidità del terreno.

Questo parametro si esprime attraverso una scala continua di valori che va da tubi praticamente rigidi (cemento armato, grès) a tubi deformabili (materie plastiche, acciaio e ghisa).

Il carico specifico alla sommità di una tubazione dato dal peso del materiale di copertura e dall'eventuale carico accidentale causato dal passaggio di automezzi, é relazionabile alla rigidità del sistema tubo-terreno.

Nel caso in esame, utilizzando esclusivamente tubazioni deformabili, cioè cedevoli rispetto al terreno circostante, la distribuzione dei carichi é ridotta in quanto l'inflessione della tubazione trasferisce una notevole quota del carico sovrastante al terreno adiacente.

Fattore di notevole importanza risulta pertanto essere la rigidità del suolo circostante la tubazione, la cui influenza si esercita attraverso la stima del modulo di reazione derivante dalla tipologia di posa adottata.

Le tubazioni utilizzate, come già accennato in precedenza, sono costituite da condotte in acciaio lungo la dorsale Terla - Leria e nei tratti sottesi dalle stazioni di sollevamento ; risultano in ghisa sferoidale nei tratti costituenti la rete principale di distribuzione e, infine, in PEAD per i tratti di distribuzione di pertinenza della rete di distribuzione agli insediamenti rurali.

Le tipologie di condotta sono caratterizzate dalla presenza di uno strato interno di rivestimento in malta cementizia per i tubi in ghisa sferoidale e bituminoso per l'acciaio.

5.1 Parametri di progetto

5.1.1 Pressione interna

La pressione nominale, indicata generalmente con PN, é determinata in funzione dello spessore meccanico resistente e della sollecitazione ammissibile.

Si sono così individuate zone di pressione omogenea in base alle quali si é conferito il valore della pressione nominale. In funzione della collocazione altimetrica delle tubazioni nel territorio del comprensorio consegue la variazione della pressione di esercizio.

La verifica delle pressioni di esercizio e degli spessori adottati é stata condotta con l'utilizzo della seguente formula in riferimento alla vigente normativa in materia (UNI 1285-68) secondo l'equazione relativa alle sollecitazioni circonferenziali:

$$S = \frac{p \cdot D \cdot \eta}{2 \cdot \sigma_e}$$

dove:

S = spessore della tubazione (cm)

σ_e = resistenza a trazione circonferenziale (kg/cm²)

D = diametro esterno (cm)

p = pressione di esercizio

η = coefficiente di sicurezza ($\geq 1,8$)

La formula di cui sopra é espressa anche dalla seguente relazione:

$$S = \left(\frac{p \cdot d}{200 \cdot \sigma_{am} \cdot z + p} + c \right) \cdot \frac{100}{100 - a}$$

dove:

S = spessore di calcolo

p = pressione interna

d = diametro esterno

c = sovrasspessore

a = tolleranza di fabbricazione sullo spessore della tubazione

z = coefficiente della saldatura

σ_{am} = sollecitazione massima unitaria ammissibile determinata a mezzo dei coefficienti di sicurezza e in funzione dei carichi di snervamento o di rottura.

Ulteriore verifica é stata condotta per la determinazione delle sovrappressioni di colpo d'ariete in relazione alle pressioni nominali di funzionamento previste per i singoli tratti di tubazione.

Dette verifiche sono esposte nel capitolo ad esse riservato.

5.1.2 Il terreno

Il terreno da cui la tubazione é circondata, sia quello nativo che quello utilizzato per il letto di posa e il rinfiango, ha grande importanza nella sicurezza della tubazioni interrato. Il carico verticale del terreno causa una diminuzione del diametro verticale e un aumento di quello orizzontale.

Il movimento orizzontale sviluppa una spinta passiva nel terreno che contribuisce a sostenere i carichi verticali.

L'ampiezza della deflessione del tubo dipende essenzialmente dal carico verticale del terreno, generato dal carico accidentale e dalla spinta passiva del terreno ai lati del tubo.

La resistenza passiva del terreno varia in funzione del tipo e del grado di compattazione del terreno utilizzato per il rinfiango e il letto di posa, dal terreno nativo e dalla larghezza di trincea.

Il parametro con cui viene identificato il comportamento del terreno, e che verrà introdotto nelle formule di verifica, é il modulo di reazione del terreno, normalmente indicato con E_t . Le dimensioni sono quelle di un modulo elastico (forza/superficie).

Nel caso in cui il terreno nativo abbia caratteristiche di portanza molto basse, il terreno di rinfiango non sarà in grado di sviluppare tutta la resistenza passiva prevedibile in base al suo modulo. In tal caso é quindi opportuno ridurre il modulo introdotto nelle formule di verifica, tramite un coefficiente funzione della larghezza di trincea e delle caratteristiche del terreno nativo.

Il coefficiente di riduzione (ψ) é dato da:

$$\psi = \frac{1,44}{K + (1,44 - K) \cdot \left(\frac{E_1}{E_2} \right)}$$

dove:

$$K = \frac{c}{OD} \cdot \frac{1}{0,577 + 0,4444 \cdot \left(\frac{c}{OD} \right)}$$

$$c = \frac{(b - OD)}{2}$$

"b" é la larghezza della trincea all'altezza del diametro orizzontale della tubazione.

"E₁" é il modulo del terreno di rinfiaccio ed "E₂" il modulo del terreno nativo. Il modulo di reazione del terreno da introdurre nelle formule vale:

$$E_t = \psi \cdot E_2$$

5.2 Verifica statica

5.2.1 Carichi agenti sulle tubazioni

Si distingue tra carichi uniformi e carichi flessionali. I carichi uniformi sono quelli radiali, diretti sempre verso l'asse del tubo:

- pressione interna di esercizio
- depressione interna assimilata a una pressione esterna
- pressione idrostatica, causata da un'eventuale falda acquifera, che vale $y_w \cdot h_w$, dove y_w é il peso specifico dell'acqua e h_w l'altezza della falda sopra il tubo; se h_w é piccolo rispetto al diametro é opportuno considerare l'altezza della falda dall'asse del tubo.

I carichi flessionali sono quelli che causano nella tubazione una deflessione del diametro verticale, dovuti al peso del terreno e ad eventuali sovraccarichi accidentali, e sono così calcolati:

- Carico del terreno. E' dato sempre dal peso della colonna di terreno sovrastante la tubazione. Non sono contemplate riduzioni del carico nel caso di installazioni in trincee molto

profonde. Ciò porta ad un surdimensionamento della tubazione o a prescrizioni più restrittive per il rinfiacco, per cui può essere opportuno, in tali situazioni, introdurre dei fattori di riduzione del carico secondo le teorie usuali (Martson, ATV), anche se l'effetto trincea tende a ridursi nel tempo.

- Sovraccarichi accidentali. La pressione sulla tubazione causata da carichi accidentali puntiformi o assimilabili (ruote di automezzi) può essere calcolata con la teoria di Boussinesq, da cui sono derivate le tabelle e le formule di integrazione delle AWWA C950.

5.2.2 Pressione interna

Si deve verificare che la pressione di esercizio sia inferiore alla pressione nominale:

$$P_w \leq P_N$$

Nel caso sia prevista la possibilità di colpi d'ariete deve risultare:

- (a) Per linee in cui il colpo d'ariete é un fenomeno occasionale:

$$P_w + P_s \leq 1,4 \cdot P_N$$

- (b) Per linee in cui il colpo d'ariete é una normale condizione di esercizio:

$$P_w + P_s \leq P_N$$

5.2.3 Ipotesi di calcolo

Le condizioni di progettazione per la verifica statica delle tubazioni interrate sono essenzialmente definite dalle seguenti:

- a) progettazione in funzione della sollecitazione a flessione
- b) progettazione in funzione del grado di ovalizzazione
- c) progettazione in base alla pressione interna

Il calcolo dello spessore netto delle pareti del tubo in funzione del carico esterno si fonda su due considerazioni di progetto:

- limitazione delle sollecitazioni di flessione circonferenziale
- limitazione della deformazione anulare.

Quando viene applicato un carico sufficientemente grande sulla trincea, il tubo, inflettendosi,

trasmette una quota del carico al terreno di reinterro laterale. Inoltre, al carico verticale esercitato sul tubo corrisponde una reazione uguale e contraria applicata sul fondo, nel punto in cui il tubo é incassato nello scavo.

Questa reazione é ripartita quasi uniformemente sulla larghezza di appoggio; quindi quanto più elevato sarà l'angolo di appoggio, tanto più grande sarà la capacità della tubazione a reggere il carico esterno.

Pertanto la sollecitazione a flessione circonferenziale e la deformazione anulare del tubo saranno funzione della larghezza del letto di posa e della resistenza passiva del terreno laterale.

Come precedentemente esposto, la progettazione dello spessore dei tubi rispetto ai carichi esterni é funzione diretta delle condizioni di posa che si esprimono attraverso parametri che tengono conto della reazione delle pareti laterali dello scavo e dell'angolo di appoggio del fondo del tubo.

La sezione tipo di scavo é di forma trapezia con base definita dalla minima dimensione di scavo pari a 60 cm cui si aggiunge una quota fissa che consenta le operazioni di montaggio delle tubazioni.

In linea di massima tale dimensione di fondo scavo é riassumibile nella seguente tabella.

dal DN	al DN	B
60	80	60 cm
100	250	80-85 cm
300	450	100 cm
500	600	120 cm

Le pareti dello scavo sono inclinate di 60° circa sull'orizzontale e l'altezza di ricoprimento prevista sulla generatrice superiore della condotta é costante e pari a 120 cm.

Sul fondo dello scavo é disposto uno strato di 10 cm di sabbia a costituire un letto di posa che consenta un angolo di appoggio di almeno 60°.

Materiale di reinterro vagliato é previsto a ricoprire la tubazione fino alla generatrice superiore dal cui livello fino al piano campagna verrà disposto opportuno terreno di ricoprimento.

Vengono illustrate nel seguito le metodologie di calcolo dei carichi gravanti sulla tubazione, assunto per ipotesi che

$$\gamma = \text{peso specifico del terreno} = 2000 \text{ kg/m}^3$$

$$E_t = \text{modulo di reazione del terreno} = 28,2 \text{ kg/cm}^2$$

- carico dovuto al terreno

Il carico P_t per unità di proiezione orizzontale di tubazione dovuto al terreno viene espresso come peso del prisma di terreno avente altezza H (m) uguale alla distanza tra la generatrice superiore del tubo e il piano di campagna. Risulta pertanto

$$P_t = \frac{\gamma H}{102}$$

dove

$$\gamma = \text{peso specifico del terreno (kg/m}^3\text{) assunto pari a } 2000 \text{ kg/m}^3$$

- carico accidentale dovuto agli automezzi

Il carico mobile P_a dovuto al passaggio di automezzi sul piano stradale sovrastante la tubazione viene valutato in base a 2 ipotesi:

a) transito di un veicolo del tipo HT 45 (Peso a pieno carico di 45 ton e carico per ruota di 7500 kg - norma ANSI A 21-50-81)

b) transito di un veicolo del tipo HT 60 (Peso a pieno carico di 60 ton e carico per ruota di 10000 kg - norma DIN 1072)

$$P_a = C \frac{R}{bD} \cdot f \cdot P$$

ove

P = carico ruota autotreno (kg)

f = coefficiente dinamico assunto pari a 1.5

D = diametro esterno tubazione (mm)

R = coefficiente ripartizione longitudinale del carico

b = coefficiente di conversione pari a 0,031

C = coefficiente di ripartizione trasversale del carico

- carico totale agente in trincea

Il carico di trincea C_t per unità di proiezione orizzontale di tubazione agente sulla condotta é uguale alla somma del carico dovuto al terreno P_t e quello dovuto agli automezzi P_a

$$C_t = P_t + P_a$$

Il procedimento di verifica ai carichi esterni consiste nel confrontare il carico di trincea effettivamente agente sulla tubazione con il carico massimo ammesso dalla condotta desunto dalla verifica alla sollecitazione a flessione e deformazione anulare.

Le verifiche eseguite sono pertanto riassumibili nelle seguenti:

- Verifica alla sollecitazione di flessione circonferenziale

Per calcolare il massimo carico di trincea che dà luogo ad una sollecitazione di flessione sull'estradosso del tubo pari a quella ammissibile dalle tubazioni, viene impiegata la seguente equazione:

$$C_{t1} = \frac{\sigma_{am.f.}}{3 \cdot \frac{D}{S} \cdot \left(\frac{D}{S} - 1\right) \left[Kb - \frac{Kx}{\frac{8E}{E_t \left(\frac{D}{S} - 1\right)^3} + 0,732} \right]}$$

dove

C_{t1} = carico ammissibile del tubo sottoposto a flessione circonferenziale

σ_{am} = sollecitazione ammissibile a flessione circonferenziale

per tubazioni in ghisa sferoidale: 34 kg/mm²

per tubazioni in acciaio Fe410: 26 Kg/mm²

D = diametro esterno delle tubazioni

S = spessore delle tubazioni

Kb = coefficiente di flessione circonferenziale = 0.189

Kx = coefficiente di deformazione anulare = 0.103

E_t = modulo di reazione del terreno

E = modulo di elasticità del materiale

per tubazioni in ghisa sferoidale: $1.687 \cdot 10^6 \text{ kg/cm}^2$

per tubazioni in acciaio: $2.1 \cdot 10^6 \text{ kg/cm}^2$

I valori dei coefficienti K_b e K_x , del modulo di reazione del terreno sono in funzione dell'angolo di posa che si realizza secondo la tipologia di scavo precedentemente descritta.

- Verifica della freccia di deformazione anulare

Per calcolare il massimo carico di trincea corrispondente ad una deformazione del 3% del diametro esterno viene impiegata la seguente formula:

$$C_{t2} = \frac{\frac{x}{D}}{12 K_x} \left[\frac{8E}{\left(\frac{D}{S} - 1\right)^3} + 0,732 E_t \right]$$

ove

C_{t2} = carico ammissibile del tubo sottoposto a un dato grado di ovalizzazione

x/D = 0.03 - deformazione massima ammissibile

K_x, E_t = parametri di posa

D = diametro esterno delle tubazioni (in mm)

S = spessore della tubazione

E = modulo di elasticità del materiale costituente la tubazione

Per procedere alla verifica di stabilità della condotta occorre in primo luogo definire il carico di trincea ammesso $C_{t \text{ am}}$ dalla tubazione.

Viene assunto come carico di trincea ammissibile il minor valore tra il carico derivante dalla verifica a flessione circonferenziale (C_{t1}) e quello ottenuto dalla verifica alla deformazione anulare (C_{t2}).

Lo spessore di parete della condotta, nell'ipotesi di condizione di posa scelta a base dei calcoli, sarà verificato, cioè la tubazione sarà in grado di sopportare i carichi effettivamente agenti se risulterà

$$C_t < C_{t \text{ am}}$$

ove

C_t = carico totale di trincea

C_{tam} = carico di trincea ammissibile dalle tubazioni

Nelle tabelle seguenti sono riportati i parametri caratteristici di calcolo che definiscono fisicamente la tipologia delle tubazioni e i risultati con le verifiche di stabilità.

Caratteristiche salienti delle tubazioni in ghisa sferoidale utilizzate.

DN (mm)	e (mm)	S (mm)	D_e (mm)	D_i (mm)	P_{esercizio} (bar)
60	3	6	77	59	64
80	3	6	98	80	64
100	3	6,1	118	99,8	64
125	3	6,2	144	125,6	64
150	3	6,3	170	151,4	55
200	3	6,4	222	203,2	44
250	3	6,8	274	254,4	39
300	3	7,2	326	305,6	37
350	5	7,7	378	352,6	35
400	5	8,1	429	403,6	34
450	5	8,6	480	452,8	33

e = spessore del rivestimento cementizio

S = spessore della canna

Caratteristiche salienti delle tubazioni in acciaio Fe 52 con saldatura elicoidale (SAW)

DN (mm)	S (mm)	D_e (mm)	D_i (mm)
80	2.9	88.9	83.1
100	3.2	114.3	107.9
125	3.6	139.0	131.8
400	6.3	406.4	393.8
450	6.3	457.2	444.6

Nelle tabelle seguenti si riportano i risultati delle verifiche statiche conseguite con la procedura di calcolo utilizzata e descritta in precedenza.

La seguente tabella riassume pertanto i risultati ottenuti dalla verifica statica eseguita sulle tubazioni in ghisa sferoidale.

Si rammenta che la condizione di verifica é legata al soddisfacimento della diseuguaglianza

$$C_t < C_{tam}$$

DN (mm)	S (mm)	Carico di trincea $C_t = P_t + P_a$			Carico ammesso dalla tubazione		
		P_t	P_a	C_t	C_{t1}	C_{t2}	C_{tamm}
60	6,0	23,5	44,0	67,5	729	8488	729
80	6,0	23,5	43,3	66,8	448	3931	448
100	6,1	23,5	43,8	67,3	338	2338	338
125	6,2	23,5	43,6	67,1	251	1349	251
150	6,3	23,5	43,4	66,9	202	836	202
200	6,4	23,5	43,7	67,2	144	392	144
250	6,8	23,5	43,2	66,7	128	282	128
300	7,2	23,5	42,9	66,4	118	220	118
350	7,7	23,5	39,4	62,9	115	183	115
400	8,1	23,5	37,6	61,1	109	160	109
450	8,6	23,5	36,1	59,6	108	144	108

P_a = carico mobile (KP_a)

P_t = carico del terreno (KP_a)

C_t = carico di trincea (KP_a)

C_{tam} = carico ammissibile dalla tubazione come caratterizzata (S e D) (KP_a)

Dalla tabella si può evincere come per ciascun diametro nominale DN le condizioni di verifica siano soddisfatte ampiamente.

Per ciò che concerne l'acciaio i risultati conseguiti sono riportati nella tabella seguente ove si é determinato il solo carico C_{t1} in quanto rappresentativo della condizione più sfavorevole.

DN (mm)	S (mm)	Carico di trincea $C_t = P_t + P_a$			Carico ammesso dalla tubazione
		P_t	P_a	C_t	$C_{t1} = C_{tam}$
80	2.9	23.5	43.3	66.8	448
150	4.0	23.5	43.4	66.9	202
400	6.3	23.5	37.6	61.1	109
450	6.3	23.5	36.1	59.6	108

La verifica statica delle tubazioni in acciaio risulta pertanto soddisfatta.

- Pressione del fluido all'interno delle tubazioni

Il campo di variabilità delle pressioni all'interno delle tubazioni è estremamente vasto e risponde alle condizioni di deflusso all'interno delle tubazioni.

Le condizioni più sfavorevoli risultano corrispondere al minimo di portata defluente all'interno delle condotte in quanto minori sono le perdite di carico e maggiore è la quota piezometrica corrispondente.

Diversamente, con l'incremento della portata sino al valore massimo ipotizzato, risulta che la piezometrica subisce un calo vistoso in relazione alle perdite distribuite all'interno delle tubazioni.

La caratteristica delle tubazioni corrispondenti alla pressione nominale (PN) è stata quindi valutata per ciascuna linea adottando condotte tali da sopportare il massimo carico prevedibile tra le diverse configurazioni di funzionamento.

A tal fine si è inoltre valutato il sovraccarico (sovrapressioni di colpo d'ariete) indotto da manovre di chiusura e apertura dalle valvole disposte lungo i vari tronchi e in corrispondenza dei recapiti terminali (vasche/serbatoi).

I risultati ottenuti e la pressione nominale delle tubazioni (distinte per linea di appartenenza e diametro) sono riportati nelle tavole progettuali mentre un confronto diretto con le pressioni di esercizio che caratterizzano le diverse linee può essere ottenuto dalla analisi dei tabulati ove sono riportati i dati caratteristici di ciascun nodo e tubazione sottesa.

6. DIMENSIONAMENTO DEI BLOCCHI DI ANCORAGGIO

Il dimensionamento dei blocchi di ancoraggio necessari per contrastare le spinte che si producono nei punti caratteristici delle condotte in pressione (curve, gomiti, diramazioni), é legato alla variabilità dei fattori che intervengono.

I parametri che incidono maggiormente nel dimensionamento degli ancoraggi sono funzione essenzialmente delle seguenti variabili:

- 1) pressione del fluido
- 2) tipologia del tracciato
- 3) diametro delle condotte
- 4) caratteristiche fisiche e meccaniche dei terreni attraversati dal tracciato.

6.1 *Pressione del fluido*

Normalmente le condotte sono sollecitate dalla pressione interna di esercizio.

Durante il regime di funzionamento possono comunque verificarsi dei transitori dovuti, come nel caso in oggetto, a chiusure di valvole.

Durante i transitori la pressione può eccedere quella di esercizio per cui al fine di tenere in debito conto questo tipo di sovrappressioni, il collaudo viene normalmente eseguito ad una pressione di prova pari a circa una volta e mezzo quella di esercizio.

Nei casi in cui la pressione di esercizio è superiore a 10 bar, la pressione di collaudo è pari alla pressione di esercizio aumentata di 5 bar.

Detta pressione viene utilizzata pertanto nel dimensionamento dei blocchi di ancoraggio in modo tale da simulare la condizione più sfavorevole di funzionamento.

A causa della pressione interna, nei vertici plano-altimetrici della condotta si determinano delle spinte che tendono a spostare i raccordi previsti.

Per evitare i possibili movimenti della condotta é necessario dimensionare opportuni blocchi d'ancoraggio in calcestruzzo con funzione di contrasto delle spinte.

Le sollecitazioni agenti sul blocco vengono così equilibrate dalla spinta passiva delle

pareti laterali del terreno che circonda l'ancoraggio.

6.2 Tipologia del tracciato

Il tracciato previsto nel progetto esecutivo comporta essenzialmente variazioni planimetriche dell'asse delle tubazioni le quali sono completamente interrate lungo l'intero sviluppo.

Non sono quindi previsti dimensionamenti per condotte a forte pendenza che implicano l'analisi di forze d'attrito e del fenomeno particolare dello slittamento.

Le variazioni altimetriche sono infatti graduali e molto contenute in termini di variazione di quota nel piano verticale.

Nella fattispecie sono state prese in considerazione situazioni di progetto che implicano il dimensionamento di blocchi di ancoraggio per:

- estremità di tubazione
- diramazioni
- curve.

6.3 Diametro delle condotte

Al fine di eseguire l'analisi della tubazione e cioè definendo le sollecitazioni sui giunti e precisandone il comportamento, si é fatto riferimento al diametro esterno delle condotte al fine della determinazione della sezione trasversale effettiva di applicazione della pressione unitaria.

6.4 Caratteristiche fisiche e meccaniche dei terreni

Le reazioni che tendono a equilibrare la spinta esercitata dalle pressioni si affidano quasi completamente alla capacità portante del terreno.

I parametri principali che influiscono sul dimensionamento dei blocchi di ancoraggio sono i seguenti:

- angolo di attrito delle terre
- coesione del terreno
- spinta passiva del terreno
- carico di sicurezza del terreno
- coefficiente di attrito calcestruzzo-terreno

I blocchi di ancoraggio si suddividono pertanto in due tipologie, portanti e a gravità, in funzione dei parametri descritti.

In base a quanto ora enunciato a riguardo dei principali parametri che sono alla base del criterio di dimensionamento dei blocchi d'ancoraggio, procediamo con l'analisi delle sollecitazioni che intervengono direttamente nella procedura di calcolo e delle caratteristiche del terreno di scavo.

a) Sollecitazioni dovute al cambiamento di direzione della condotta

Le spinte dovute alla pressione interna della condotta devono essere equilibrate dalle forze esterne che agiscono sull'ancoraggio.

In ogni vertice della linea d'asse della condotta si formano forze parallele all'asse stesso che possono essere composte in una risultante R agente sempre lungo la bisettrice dell'angolo al centro della curva.

Si ha pertanto:

$$R = 2 P \sin (\alpha/2)$$

definito $P = p \cdot \pi/4 \cdot D^2$

dove

α = angolo di deviazione dei due tronchi rettilinei di tubazioni contigue, equivalente all'angolo al centro della curva

P = spinta parallela all'asse del tubo

p = pressione = 1.5 (pressione di esercizio)

Nel caso rappresentato da blocco di ancoraggio di estremità, la spinta P agente sul blocco é data da:

$$P = p \cdot \pi/4 \cdot D^2$$

dove la simbologia adottata é analoga al caso precedente.

Per blocchi di ancoraggio atti ad assorbire la spinta che si verifica in un restringimento di sezione, la spinta P che il blocco deve assorbire é data dalla seguente relazione:

$$P = p \cdot \frac{\pi}{4} \cdot (D_1^2 - D_2^2)$$

dove

D_1 = diametro tubazione prima del restringimento di sezione

D_2 = diametro tubazione in corrispondenza della sezione ristretta

b) Angolo di attrito interno delle terre

E' l'angolo di equilibrio delle terre definito, per suoli non coesivi, dall'arcotangente del rapporto fra tensione tangenziale, cioè la forza resistente allo scorrimento su una data area piana per unità di superficie, e la pressione agente sul terreno normalmente al piano stesso.

Il valore dell'angolo di attrito interno ai fini del calcolo é stato assunto pari a 20°, corrispondente cioè a terreni bagnati, argille limose e terreni vegetali.

c) Coesione del terreno

La coesione definisce la resistenza al taglio che il terreno offre in assenza di forze normali; esprime quindi la forza che tiene unite le particelle del suolo anche in assenza di pressione di contatto fra i grani.

Ai fini del calcolo, in conseguenza del tipo di terreno scelto, si assume il valore di:

$$C = 500 \text{ kg/m}^2$$

d) Peso specifico del terreno

Si intende il peso apparente o di volume, ottenuto dal peso dell'unità di volume della massa composta da particelle solide, liquide e dal gas eventualmente contenuto negli interstizi.

Il valore del peso specifico varia in funzione del contenuto di acqua e della struttura del terreno allo stato naturale. Ai fini del calcolo si assume:

$$\gamma = 1800 \text{ kg/m}^3$$

e) Coefficiente di attrito calcestruzzo-terreno

In generale é definito dalla tangente dell'angolo di attrito ed é pari al rapporto tra la forza esistente di attrito che si oppone allo scorrimento di un corpo su un piano e la forza nor-

male al piano stesso nelle condizioni limite di stabilità dell'equilibrio.

Nel caso degli ancoraggi il coefficiente di attrito da determinare é quello relativo alla superficie di contatto, normalmente quasi orizzontale, terreno-piano d'appoggio del blocco di ancoraggio.

Molti studiosi di meccanica delle terre assumono per angolo di attrito il valore di:

$$\delta = 2/3 \quad (\text{Moeller})$$

Tuttavia tale valore é considerato attualmente troppo cautelativo: infatti oggi la tendenza suggerisce di avvicinarsi maggiormente all'angolo di attrito interno delle terre.

Assunto come angolo di attrito calcestruzzo-suolo il seguente valore:

$$\delta = 0.9 \quad (\text{Jaky})$$

in base alle caratteristiche fisiche dei terreni già esposte in precedenza, si ha per il terreno in esame il seguente coefficiente di attrito:

$$\delta = 18^\circ \text{ per cui } = \text{tg } 18^\circ = 0.30$$

f) Spinte passiva delle terre

La spinta passiva é quella che si determina lateralmente in uno scavo verticale allorché viene realizzato un manufatto che tende a comprimere la parete verticale dello scavo stesso.

La spinta passiva, propriamente, dovrà intendersi come azione di resistenza del terreno.

Il valore di questa reazione di contrasto si determina applicando la teoria di Rankine che impone le seguenti due ipotesi:

- a) Superficie di scorrimento di forma piana;
- b) Attrito calcestruzzo-suolo nullo, cioè assenza di tensioni tangenziali di contatto fra blocco di ancoraggio-terreno ed applicazione della spinta passiva perpendicolarmente alla struttura.

Con queste considerazioni si ammette che la propagazione della rottura avvenga contemporaneamente in tutti i punti della superficie di slittamento e la rottura sia indipendente dalla deformazione del terreno poiché la resistenza di quest'ultimo dipende esclusivamente dai parametri di coesione e dall'angolo di attrito interno assunti costanti e caratteristici dello stato rigido plastico perfetto considerato.

La spinta passiva risulta:

$$Sp = 1/2 \gamma (H^2 - H_1^2) L K_p + 2c (H - H_1) L \sqrt{K_p}$$

dove

Sp = risultante della spinta passiva

γ = peso specifico

K_p = $\text{tg}^2 (45 + \varphi/2)$ = coefficiente di equilibrio limite superiore o di resistenza limite (adimensionale)

L = larghezza superficie di appoggio

H = profondità rispetto al piano di campagna dell'estremità inferiore della superficie di appoggio del blocco di ancoraggio

H_1 = profondità rispetto al piano di campagna dell'estremità superiore del blocco di ancoraggio

C = coesione del terreno

φ = angolo di attrito interno (in gradi sessagesimali)

La verifica del dimensionamento consiste nell'analisi delle sollecitazioni del calcestruzzo costituente il blocco di ancoraggio.

La sezione da verificare é quella di contatto tra blocco e condotta, definita dalla dimensione L e dal diametro esterno D della condotta.

La verifica é eseguita in base alla seguente relazione:

$$\sigma = \frac{R}{DE \cdot L_1} \leq \sigma_{\text{am.c.}}$$

dove:

R = risultante della spinta delle pressioni

$\sigma_{\text{am.c.}}$ = carico di resistenza del calcestruzzo

DE = diametro esterno della condotta

L_1 = larghezza minore del blocco

Il carico di sicurezza del calcestruzzo si fissa in 20 kg/cm^2 ritenendo valida l'ipotesi di Landel di distribuzione delle sollecitazioni in calcestruzzo non armato secondo un angolo di

90°.

Ulteriore verifica é l'analisi della capacità di contrasto.

I fattori che intervengono nella progettazione sono:

- la spinta risultante R (kg)
- la pressione passiva del terreno Sp (kg)
- il peso del blocco di ancoraggio (kg)
- il coefficiente di attrito calcestruzzo-suolo (adimensionale).

Queste grandezze devono soddisfare la relazione:

$$R \leq Sp + Gx$$

Tale relazione é stata verificata, unitamente alla prima, secondo i dati propri di progetto, per curve tipo più comunemente usate e pezzi speciali. Di seguito sono riportate le tabelle riassuntive dei calcoli di dimensionamento effettuati.

Per ciascuna delle seguenti tabelle sono indicati, in funzione del pezzo speciale utilizzato, del diametro nominale e della pressione di collaudo, le dimensioni dei blocchi di ancoraggio previsti per il contenimento della spinta cui é sottoposta la condotta.

Per ciò che concerne le tubazioni facenti parte del sistema di distribuzione collegato ai serbatoi di accumulo é stato fissato un tipo di terreno dotato di caratteristiche medio-basse in termini di coesione e angolo di attrito interno al fine di ipotizzare le situazioni più negative dal punto di vista della fase di esercizio delle tubazioni nonché del collaudo delle medesime.

Per le tubazioni relative al tracciato Ponte Rosso - Diga Ravasanella, in virtù della conformazione geologica della coltre roccioso-alluvionale al livello del piano di posa delle condotte e delle mutate condizioni delle caratteristiche geotecniche dei terreni attraversati, si é fatto riferimento ad opportuni parametri atti a caratterizzare le predette proprietà fisiche come peraltro risulta dalle tabelle riassuntive.

Nelle tabelle risultano quindi evidenziati:

- DN = diametro nominale (mm)
- Z = profondità di scavo complessiva (m)
- Pc = pressione di collaudo (kg/cm²)
- φ = angolo di attrito del terreno

- c = coesione (kg/m²)

- γ = peso specifico (kg/m³)

Vengono quindi fornite le dimensioni individuanti il blocco di ancoraggio (L_1 , L, h, h_1) nonché il volume di calcestruzzo necessario (V) e il peso del blocco (P).

In ultimo sono precisate la sollecitazione agente, il valore della reazione equilibrante e la profondità del piano di posa del blocco (H, in metri).

DN = 60 mm, diametro nominale

Z = 1.2 + 0.06 = 1.36 m, profondità sotto piano campagna

Pc = 15 kg/cm², pressione di collaudo

φ = 20°, angolo di attrito

c = 500 kg/m², coesione

γ = 1800 kg/m³, densità

Tipo di punto caratteristico	L ₁ (m)	L (m)	h (m)	h ₁ (m)	V (mc)	P (kg)	F _{agente} (kg)	H (m)	F _{equilibrata} (kg)
Curva 11° 15'	0,1	0,3	0,2	0,25	0,01	22	150	1,5	400
Curva 22° 30'	0,1	0,3	0,2	0,25	0,01	22	270	1,5	400
Curva 45°	0,15	0,4	0,25	0,3	0,02	44	540	1,5	660
Curva 90°	0,2	0,55	0,35	0,45	0,059	130	1000	1,5	1250
Variazione diametro	--	--	--	--	--	--	--	--	--
Estremità/Diramaz.	0,2	0,45	0,30	0,35	0,034	75	700	--	885

- DN = 80 mm, diametro nominale

- Z = 1,2 + 0.08 = 1,28 m, profondità sotto piano campagna

- Pc = 15/25 kg/cm², pressioni di collaudo

- Pc 15

Tipo di punto caratteristico	L ₁ (m)	L (m)	h (m)	h ₁ (m)	V (mc)	P (kg)	F _{agente} (kg)	H (m)	F _{equilibrata} (kg)
Curva 11° 15'	0,10	0,30	0,20	0,25	0,01	22	220	1,5	400
Curva 22° 30'	0,15	0,35	0,20	0,30	0,015	33	440	1,5	470
Curva 45°	0,2	0,50	0,30	0,40	0,042	92	870	1,5	885
Curva 90°	0,3	0,7	0,4	0,6	0,12	264	1600	1,5	1670
Variazione diametro	--	--	--	--	--	--	--	--	--
Estremità/Diramaz.	0,25	0,60	0,35	0,5	0,074	165	1140	1,5	1250

- DN = 80 mm, diametro nominale

- Z = 1,2 + 0,08 = 1,28 m, profondità sotto piano campagna

- Pc = 15/25 kg/cm², pressioni di collaudo

- Pc 25

Tipo di punto caratteristico	L₁ (m)	L (m)	h (m)	h₁ (m)	V (mc)	P (kg)	F_{agente} (kg)	H (m)	F_{equilibrata} (kg)
Curva 11° 15'	0,1	0,3	0,2	0,25	0,01	22	380	1,5	400
Curva 22° 30'	0,2	0,45	0,3	0,35	0,034	75	730	1,5	885
Curva 45°	0,25	0,65	0,4	0,5	0,09	198	1450	1,5	1670
Curva 90°	0,35	0,85	0,5	0,7	0,21	462	2670	1,5	2695
Variazione diametro	--	--	--	--	--	--	--	--	--
Estremità/Diramaz.	0,3	0,75	0,45	0,6	0,14	312	1900	1,5	2155

- DN = 125 mm, diametro nominale

- Z = 1,2 + 0,125 = 1,325, profondità sotto piano campagna

- Pc = 15 kg/cm², pressione di collaudo

Tipo di punto caratteristico	L₁ (m)	L (m)	h (m)	h₁ (m)	V (mc)	P (kg)	F_{agente} (kg)	H (m)	F_{equilibrata} (kg)
Curva 11° 15'	0,15	0,4	0,25	0,3	0,02	44	500	1,5	660
Curva 22° 30'	0,2	0,5	0,3	0,4	0,042	92	950	1,5	985
Curva 45°	0,25	0,65	0,4	0,5	0,09	198	1870	1,75	1910
Curva 90°	0,4	0,95	0,6	0,8	0,32	713	3450	1,5	3540
Variazione diametro	--	--	--	--	--	--	--	--	--
Estremità/Diramaz.	0,3	0,75	0,45	0,6	0,14	312	2440	1,75	2465

- DN = 150 mm, diametro nominale

- Z = 1,3 + 0,15 = 1,45 m, profondità sotto piano campagna

- Pc = 15 kg/cm², pressioni di collaudo

Tipo di punto caratteristico	L₁ (m)	L (m)	h (m)	h₁ (m)	V (mc)	P (kg)	F_{agente} (kg)	H (m)	F_{equilibrata} (kg)
Curva 11° 15'	0,2	0,45	0,3	0,35	0,034	75	690	1,5	885
Curva 22° 30'	0,25	0,6	0,35	0,5	0,074	165	1330	1,5	1370
Curva 45°	0,35	0,85	0,5	0,7	0,21	462	2610	1,5	2695
Curva 90°	0,4	1,05	0,65	0,85	0,4	881	4810	1,75	4810
Variazione diametro	--	--	--	--	--	--	--	--	--
Estremità/Diramaz.	0,4	0,95	0,6	0,8	0,32	713	3400	1,5	3540

- DN = 200 mm, diametro nominale

- Z = 1,2 + 0,2 = 1,4 m, profondità sotto piano campagna

- Pc = 15/25 kg/cm², pressioni di collaudo

- Pc 15

Tipo di punto caratteristico	L₁ (m)	L (m)	h (m)	h₁ (m)	V (mc)	P (kg)	F_{agente} (kg)	H (m)	F_{equilibrata} (kg)
Curva 11° 15'	0,2	0,55	0,35	0,45	0,059	130	1170	1,75	1425
Curva 22° 30'	0,3	0,75	0,45	0,6	0,14	312	2270	1,75	2465
Curva 45°	0,4	1,05	0,65	0,85	0,4	881	4440	1,75	4810
Curva 90°	0,5	1,25	0,75	1,0	0,66	1445	8210	2,25	8230
Variazione diametro	--	--	--	--	--	--	--	--	--
Estremità/Diramaz.	0,5	1,2	0,7	0,95	0,57	1245	5810	1,75	5890

- Pc 25

Tipo di punto caratteristico	L₁ (m)	L (m)	h (m)	h₁ (m)	V (mc)	P (kg)	F_{agente} (kg)	H (m)	F_{equilibrata} (kg)
Curva 11° 15'	0,3	0,7	0,4	0,6	0,12	264	1950	1,75	2070
Curva 22° 30'	0,35	0,9	0,55	0,7	0,24	529	3380	1,75	3545
Curva 45°	0,55	1,35	0,8	1,10	0,84	1840	7400	1,75	7445
Curva 90°	0,6	1,55	0,95	1,25	1,27	2795	13680	2,5	13890
Variazione diametro	--	--	--	--	--	--	--	--	--
Estremità/Diramaz.	0,6	1,55	0,95	1,25	1,27	2795	9700	1,75	9835

- DN = 250 mm, diametro nominale

- Z = 1,2 + 0,25 = 1,45 m, profondità sotto piano campagna

- Pc = 15/25 kg/cm², pressioni di collaudo

- Pc 15

Tipo di punto caratteristico	L₁ (m)	L (m)	h (m)	h₁ (m)	V (mc)	P (kg)	F_{agente} (kg)	H (m)	F_{equilibrata} (kg)
Curva 11° 15'	0,25	0,65	0,40	0,5	0,09	198	1770	1,75	1910
Curva 22° 30'	0,35	0,90	0,55	0,7	0,24	529	3450	1,75	3545
Curva 45°	0,50	1,3	0,80	1,05	0,76	1670	6770	1,75	7140
Curva 90°	0,60	1,55	0,95	1,25	1,27	2795	12510	2,25	12545
Variazione diametro	--	--	--	--	--	--	--	--	--
Estremità/Diramaz.	0,60	1,5	0,9	1,2	1,13	2490	8840	1,75	9115

- DN = 250 mm, diametro nominale

- Z = 1,2 + 0,25 = 1,45 m, profondità sotto piano campagna

- Pc = 15/25 kg/cm², pressioni di collaudo

- Pc 25

Tipo di punto caratteristico	L ₁ (m)	L (m)	h (m)	h ₁ (m)	V (mc)	P (kg)	F _{agente} (kg)	H (m)	F _{equilibrata} (kg)
Curva 11° 15'	0,35	0,85	0,5	0,7	0,21	462	2950	1,75	3085
Curva 22° 30'	0,50	1,2	0,7	0,95	0,57	1245	5750	1,75	5890
Curva 45°	0,65	1,6	0,95	1,3	0,4	3060	11280	2,0	11600
Curva 90°	0,95	2,40	1,45	1,9	4,6	10150	20850	1,75	21110
Variazione diametro	--	--	--	--	--	--	--	--	--
Estremità/Diramaz.	0,65	1,65	1,0	1,3	1,5	3300	14750	2,50	15470

- DN = 300 mm. diametro nominale

- Z = 1,2 + 0,3 = 1,5 m, profondità sotto piano campagna

- Pc = 15/25 kg/cm², pressioni di collaudo

- Pc 15

Tipo di punto caratteristico	L ₁ (m)	L (m)	h (m)	h ₁ (m)	V (mc)	P (kg)	F _{agente} (kg)	H (m)	F _{equilibrata} (kg)
Curva 11° 15'	0,3	0,8	0,45	0,6	0,15	327	2500	1,75	2630
Curva 22° 30'	0,45	1,10	0,65	0,9	0,45	1000	4890	1,75	5060
Curva 45°	0,6	1,45	0,9	1,15	1,06	2335	9570	2,0	9995
Curva 90°	0,9	2,2	1,3	1,75	3,5	7760	17710	1,75	17960
Variazione diametro									
300/200	0,6	1,55	0,95	1,25	1,27	2795	11010	2,0	11190
Estremità/Diramaz.	0,6	1,55	0,95	1,25	1,27	2795	12520	2,25	12545

- Pc 25

Tipo di punto caratteristico	L ₁ (m)	L (m)	h (m)	h ₁ (m)	V (mc)	P (kg)	F _{agente} (kg)	H (m)	F _{equilibrata} (kg)
Curva 11° 15'	0,4	1,0	0,6	0,8	0,34	748	4180	1,75	4275
Curva 22° 30'	0,6	1,45	0,9	1,15	1,06	2335	8150	1,75	8790
Curva 45°	0,85	2,1	1,25	1,7	3,15	6930	15950	1,75	16670
Curva 90°	1,1	2,7	1,6	2,15	6,55	14380	29500	2,0	29530
Variazione diametro									
300/200	0,6	1,55	0,95	1,25	1,27	2795	11175	2,0	11190
Estremità/Diramaz.	0,95	2,4	1,45	1,9	4,6	10150	20880	1,75	21110

- DN = 350 mm, diametro nominale

- Z = 1,2 + 0,35 = 1,55 m, profondità sotto piano campagna

- Pc = 15/25 kg/cm², pressioni di collaudo

- Pc 15

Tipo di punto caratteristico	L₁ (m)	L (m)	h (m)	h₁ (m)	V (mc)	P (kg)	F_{agente} (kg)	H (m)	F_{equilibrata} (kg)
Curva 11° 15'	0,35	0,9	0,55	0,7	0,24	529	3380	1,75	3545
Curva 22° 30'	0,5	1,3	0,8	1,05	0,76	1670	6570	1,75	7140
Curva 45°	0,75	1,9	1,15	1,5	2,3	5095	12880	1,75	14075
Curva 90°	1,05	2,6	1,55	2,1	5,95	13070	23810	1,75	24100
Variazione diametro	--	--	--	--	--	--	--	--	--
Estremità/Diramaz.	0,9	2,2	1,3	1,75	3,5	7760	16830	1,75	17960

- Pc 25

Tipo di punto caratteristico	L₁ (m)	L (m)	h (m)	h₁ (m)	V (mc)	P (kg)	F_{agente} (kg)	H (m)	F_{equilibrata} (kg)
Curva 11° 15'	0,5	1,2	0,7	0,95	0,57	1245	5630	1,75	5890
Curva 22° 30'	0,6	1,45	0,9	1,15	1,06	2335	10930	2,25	11190
Curva 45°	0,9	2,3	1,4	1,85	4,15	9120	21470	2,0	22710
Curva 90°	1,2	3,0	1,8	2,4	9,1	20000	39680	2,25	40490
Variazione diametro	--	--	--	--	--	--	--	--	--
Estremità/Diramaz.	1,1	2,7	1,6	2,15	6,55	14380	28050	2,05	29530

- DN = 400 mm, diametro nominale

- Z = 1,2 + 0,4 = 1,6 m, profondità sotto piano campagna

- Pc = 15/25 kg/cm², pressioni di collaudo

- Pc 15

Tipo di punto caratteristico	L₁ (m)	L (m)	h (m)	h₁ (m)	V (mc)	P (kg)	F_{agente} (kg)	H (m)	F_{equilibrata} (kg)
Curva 11° 15'	0,4	1,05	0,65	0,85	0,4	881	4340	1,75	4810
Curva 22° 30'	0,6	1,45	0,9	1,15	1,06	2335	8460	1,75	8790
Curva 45°	0,85	2,10	1,25	1,7	3,15	6930	16590	1,75	16670
Curva 90°	1,1	2,8	1,65	2,25	7,24	15930	30660	2,0	31320
Variazione diametro	--	--	--	--	--	--	--	--	--
Estremità/Diramaz.	1,0	2,5	1,5	2,0	5,25	11550	21680	1,75	22585

- DN = 400 mm, diametro nominale

- Z = 1,2 + 0,4 = 1,6 m, profondità sotto piano campagna

- Pc = 15/25 kg/cm², pressioni di collaudo

- Pc 25

Tipo di punto caratteristico	L₁ (m)	L (m)	h (m)	h₁ (m)	V (mc)	P (kg)	F_{agente} (kg)	H (m)	F_{equilibrata} (kg)
Curva 11° 15'	0,55	1,35	0,8	1,10	0,84	1840	7230	1,75	7445
Curva 22° 30'	0,7	1,7	1,0	1,35	1,62	3565	14080	2,25	14425
Curva 45°	1,05	2,6	1,55	2,1	5,95	13070	27650	2,0	27810
Curva 90°	1,5	3,7	1,8	2,95	13,8	30375	51100	2,25	51650
Variazione diametro	--	--	--	--	--	--	--	--	--
Estremità/Diramaz.	1,25	3,1	1,8	2,5	9,8	21530	36130	2,0	36980

- DN = 500 mm, diametro nominale

- Z = 1,2 + 0,5 = 1,7 m, profondità sotto piano campagna

- Pc = 30 kg/cm², pressione di collaudo

Tipo di punto caratteristico	L₁ (m)	L (m)	h (m)	h₁ (m)	V (mc)	P (kg)	F_{agente} (kg)	H (m)	F_{equilibrata} (kg)
Curva 11° 15'	0,6	1,45	0,9	1,15	1,06	2335	13350	1,75	14325
Curva 22° 30'	0,7	1,8	1,1	1,45	2,0	4400	25980	2,25	26205
Curva 45°	1,1	2,8	1,65	2,25	7,24	15930	51040	2,0	51635
Curva 90°	1,5	3,8	1,8	3,05	14,55	32000	94310	2,5	95480
Variazione diametro	--	--	--	--	--	--	--	--	--
Estremità/Diramaz.	1,25	3,10	1,8	2,5	9,8	21530	66690	2,25	68470

7. PERTURBAZIONE DI COLPO D'ARIETE

7.1 Criteri di calcolo

Il fenomeno di sovrappressioni legate a colpo d'ariete é tipico di impianti quali gli acquedotti.

Sono infatti molteplici le manovre di apertura e chiusura di organi di regolazione che causano l'instaurarsi di detto fenomeno.

Il regime transitorio che si determina é tale da provocare un aumento di pressione in diversi punti della tubazione, raggiungendo valori di pressione superiori a quelli di esercizio.

La sovrappressione generata é funzione della celerità di propagazione delle onde di pressione

$$\Delta h = a \cdot \frac{V}{g}$$

dove:

Δh = sovrappressione indotta (m)

a = celerità di propagazione (m/sec)

v = velocità del fluido in condotta (m/sec)

g = accelerazione gravitazionale (m/sec²)

Essendo noto che:

$$a = \frac{\sqrt{\frac{\varepsilon}{\rho}}}{1 + \frac{D}{S} \cdot \frac{\varepsilon}{E_m}}$$

dove:

ε = modulo di comprimibilità cubica del liquido

ρ = densità del liquido

D = diametro della condotta

S = spessore della condotta

E_m = modulo di elasticità del materiale costituente la condotta

Individuato con T il parametro "durata di fase", cioè il tempo impiegato dall'onda a percorrere nei due sensi il tratto di condotta in esame, si ottiene:

$$T = \frac{2 \cdot L}{a}$$

$$h - h_0 = \frac{a}{g} (V_0 - V)$$

che in caso di chiusura brusca completa fornisce il massimo sovraccarico possibile

$$h_{\max} = h_0 \frac{a}{g} V_0$$

all'istante $T_0 = 0$.

Il carico h_0 è il carico statico mentre V_0 è la velocità di regime in condotta.

Il valore della sovrappressione che si ottiene con questa espressione è fortemente penalizzante e poco realistico.

E' infatti necessario tenere in debito conto il tempo di manovra τ che consente, regolando l'apertura e chiusura delle valvole in maniera opportuna, di eseguire una manovra lineare e secondo una tempistica tale da ridurre gli effetti delle sovrappressioni.

Il tempo di manovra è dato dall'espressione:

$$\tau \geq \frac{2 L V_0}{g \cdot (h_{\max} - h_0)}$$

e fornisce un valore indicativo dell'entità della durata delle manovre di apertura/chiusura.

Nel calcolo delle massime sovrappressioni che si verificano nella rete di tubazioni si è provveduto a considerare separatamente ciascun sistema facente capo a un serbatoio principale e a ipotizzare la chiusura di ciascun serbatoio separatamente dagli altri collegati in rete, ponendosi nelle condizioni di sicurezza.

Per quanto concerne le massime pressioni è stato fatto riferimento alla normativa tecnica per le tubazioni come da Decreto del Ministero dei LL.PP. 12 dicembre 1985 ove per di-

versi campi di variazioni della pressione idrostatica é previsto un valore minimo della sovrappressione.

Il minimo assoluto previsto per tali sovrappressioni é fissato pari a 2 kg/cm^2 indipendentemente dal carico idrostatico.

L'analisi delle sovrappressioni é stata trattata separatamente per le condotte lungo le quali é prevista una stazione di pompaggio. In particolare la massima pressione raggiunta in condotta per effetto della manovra di chiusura generica é considerata funzione $f(V_0, \tau)$ dove f é dipendente dalle caratteristiche del liquido e della condotta, come già accennato in precedenza.

L'ipotesi di calcolo adottata consiste nel fare riferimento al rapporto:

$$\frac{P}{p_0} = \frac{H}{H_0}$$

facendo riferimento alla pressione iniziale ed alle grandezze:

$$R = \frac{a}{2 \cdot 5 \cdot H_0} \cdot V_0$$

$$\theta = \frac{\tau}{T_c} = \frac{a}{2 \cdot L} \cdot \tau$$

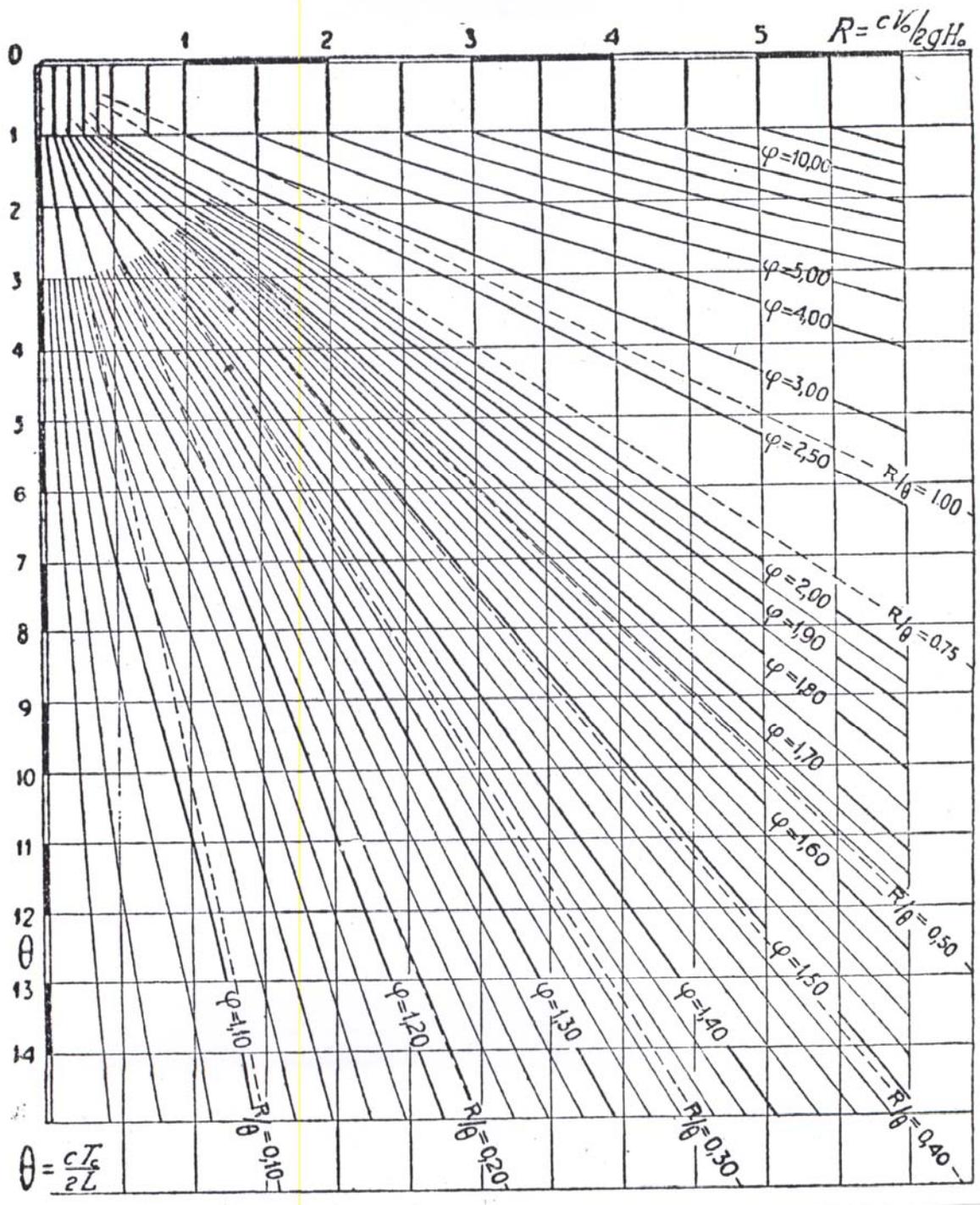
si ottiene:

$$\varphi(R, \theta) = \frac{P_m}{P_0} = 1 + \frac{\Delta_m H}{H_0}$$

dove la funzione φ é la stessa per tutte le condotte.

I valori della funzione cosí definita sono riportati nell'abaco dei carichi massimi di chiusura (Allievi) ove ascisse e ordinate sono rispettivamente rappresentate dalle caratteristiche R e θ .

Per ciò che concerne le tubazioni della rete principale, facenti capo alle vasche di pertinenza dei potabilizzatori, proprio in virtù della disposizione ad anello della rete e della presenza dei diversi serbatoi di accumulo, risulta che gli effetti di colpo d'ariete assumono valori del tutto trascurabili.



Nel calcolo delle sovrappressioni relative alla manovra di chiusura della singola linea facente capo al determinato serbatoio di accumulo é stato inoltre considerato il fenomeno di trasmissione del carico al nodo dalla condotta di propagazione alle altre concorrenti al nodo medesimo.

La percentuale di carico trasmessa ovvero riflessa é determinata dalla

$$C_t = \frac{2 \cdot \frac{S_i}{a_i}}{\sum_n \frac{S_n}{a_n}}; \quad C_t + C_r = 1$$

dove:

C_t = coefficiente di trasmissione

C_r = coefficiente di riflessione

S_i = sezione della condotta in cui il fenomeno é in propagazione

S_n = sezione della generica condotta confluyente al nodo

a_i, a_n = celerità di propagazione dell'onda nelle condotte così come individuata

Nella valutazione della sovrappressione si é inoltre provveduto a definire per ciascuna condotta e tronco costituente la suddivisione elementare la pressione PN di riferimento.

7.2 Sistema Terla

7.2.1 Condotte da serbatoio Terla a serbatoio Leria

Il sistema in questione prevede l'alimentazione del serbatoio Leria in condizione di emergenza e dei serbatoi comunali di Curino e Brusnengo tramite la portata proveniente dal serbatoio Terla.

Come accennato in precedenza, le ipotesi di calcolo prevedono la chiusura non contemporanea dei due serbatoi Leria e Brusnengo.

La linea di alimentazione del serbatoio di Curino, alimentato tramite pompaggio, viene trattata in apposito paragrafo.

- Manovra di chiusura lineare al serbatoio Leria

In base alle ipotesi di calcolo fatta in precedenza, si ottengono i seguenti valori delle caratteristiche

$$R = \frac{a}{2 \cdot g \cdot H_0} \cdot V_0 = 2,72$$

ipotizzando una velocità media in condotta di 1,5 m/s, dove:

$$a = \frac{\sqrt{\frac{\varepsilon}{\rho}}}{\sqrt{1 + \frac{D}{S} \cdot \frac{\varepsilon}{E_m}}} = \frac{\sqrt{\frac{1,9612 \cdot 10^9}{980,6}}}{\sqrt{1 + \frac{393,8}{6,3} \cdot \frac{1,9612 \cdot 10^9}{2,1 \cdot 10^{11}}}} = 1123 \text{ m/s}$$

$g = 9,81 \text{ m/s}^2$, costante gravitazionale

$H_0 = 399 - 367,5 = 31,5 \text{ m}$, carico statico

$V_0 =$ velocità media in condotta a regime

$D = 393,8 \text{ mm}$, diametro interno tubazione (medio)

$S = 6,3 \text{ mm}$, spessore tubazione (canna)

$\varepsilon = 1,9612 \cdot 10^9 \text{ N/m}^2$, modulo di comprimibilità cubica

$\rho = 980,6 \text{ Ns}^2/\text{m}^4$, densità del liquido

$E_m = 2,1 \cdot 10^{11} \text{ N/m}^2$, modulo di elasticità della tubazione in acciaio.

Qualora non diversamente specificato, nei calcoli della celerità di propagazione dell'onda di perturbazione si omettono, per brevità, i valori ricorrenti i quali devono pertanto intendersi di entità pari a quella ora determinata.

Detti valori riguardano i parametri ε e ρ per il liquido, e il valore del modulo E_m per le tubazioni in acciaio.

La caratteristica in ordinata assume il valore

$$\theta = \frac{a}{2 \cdot L} \cdot \tau = \frac{1121}{2 \cdot 12497} \cdot 120 = 5,4$$

dove $L = 12497$ é lo sviluppo dell'intera condotta entro cui l'onda di pressione si propaga.

Il valore del tempo di chiusura τ é determinato per tentativi basandosi comunque sul-

l'indicazione fornita dalla formula di Allievi:

$$\tau_{\max} \geq \frac{2 \cdot L \cdot V_0}{g \cdot \Delta h}$$

dove il valore di $\Delta h = h_{\max} - h_0$ é calcolato in riferimento alla normativa. Infatti, essendo il carico statico $H_0 = 31,5$ m, il valore minimo della sovrappressione per pressioni statiche fino a 6 kg/cm² (60 m) é pari a 3 kg/cm² (30 m) cioè 50% del carico statico.

Imponendo pertanto che:

$$h_{\max} - h_0 = 20 \text{ m (2 kg/cm}^2\text{)}$$

che rappresenta il minimo valore assoluto per i sovraccarichi, si ottiene:

$$\tau_{\max} \geq \frac{2 \cdot 12497 \cdot 1,5}{9,81 \cdot 20} = 191 \text{ sec } (\approx 3 \text{ min.})$$

Tenuto conto che questa formula che esprime il tempo di chiusura é in genere sovrabbondante, per tentativi si determina il valore di τ che meglio approssima il sovraccarico imposto di 20 m.

Dall'abaco riportato in precedenza si ottiene quindi:

$$\varphi = 1,52$$

che corrisponde a un sovraccarico

$$\Delta h = 0,52 \cdot 31,5 = 17 \text{ m}$$

per un tempo di manovra di 120 s.

Il sovraccarico trasmesso alle condotte collegate ha valore determinato in seguito alla individuazione del coefficiente

$$C_t = \frac{2 \cdot \frac{S_{400}}{a_{400}}}{2 \cdot \frac{S_{400}}{a_{400}} + \frac{S_{125}}{a_{125}}} = 0,96$$

dove:

$$S_{400} = 0,122 \text{ m}^2, \text{ area tubazione concorrente al nodo}$$

$$S_{125} = 0,0136 \text{ m}^2, \text{ area tubazione concorrente al nodo}$$

$$a_{400} = \frac{1414}{\sqrt{1 + \frac{393,8}{6,3} \cdot \frac{\varepsilon}{E_m}}} = 1121$$

$$a_{125} = \frac{1414}{\sqrt{1 + \frac{131,8}{3,6} \cdot \frac{\varepsilon}{E_m}}} = 1270$$

avendo posto:

$$\varepsilon = 1,9612 \cdot 10^9 \text{ N/m}^2$$

$$E_m = 2,1 \cdot 10^{11} \text{ N/m}^2$$

Pertanto il sovraccarico trasmesso ha valore pari a

$$\Delta h_t = 0,96 \cdot 23 = 22 \text{ m}$$

valore che verrà riferito alle altre tubazioni concorrenti al nodo all'atto dell'attribuzione della pressione nominale in quanto, come in seguito illustrato, implica la considerazione della situazione maggiormente sfavorevole.

- Manovra di chiusura lineare al serbatoio di Brusnengo

I valori delle caratteristiche calcolati in base ai parametri che caratterizzano questa derivazione sono pari a:

$$R = \frac{a}{2 \cdot g \cdot H_0} \cdot V_0 = 2,39$$

Noto che:

$$H_0 = 399 - 360 = 39 \text{ m}$$

$$V_0 = 1,5 \text{ m/s}$$

$$a = \frac{1414}{\sqrt{1 + \frac{131,8}{3,6} \cdot \frac{\varepsilon}{E_m}}} = 1220$$

$$\theta = \frac{a}{2 \cdot L} \cdot \tau = \frac{1220}{2 \cdot 930} \cdot 15 \cong 9,9$$

avendo calcolato

$$\tau_{\max} \geq \frac{2 \cdot L \cdot V_0}{g \cdot \Delta h} = \frac{2 \cdot 930 \cdot 1,5}{9,81 \cdot 20} \cong 14$$

dove Δh , a seguito delle indicazioni di normativa é stato posto pari a 2 kg/cm² (20 m).

Risulta pertanto che, dall'abaco di Allievi:

$$\varphi = 1,31$$

$$\Delta h = 0,31 \cdot 39 = 12,1 \text{ m}$$

che viene comunque imposto pari a 20 m in virtú della normativa per la quale la sovrappresione minima da considerarsi non può essere inferiore a detto valore limite.

In questo caso la lunghezza della condotta é stata limitata alla sola derivazione in quanto la sovrappresione causata dalla manovra di chiusura lineare non é in grado di trasmettersi dalla condotta secondaria alla principale.

Infatti, dalla valutazione del coefficiente di trasmissione risulta

$$C_t = \frac{\frac{2 \cdot S_{125}}{a_{125}}}{\frac{S_{125}}{a_{125}} + \frac{S_{400}}{a_{400}}} = 0,082$$

dove:

$$S_{125} = 0,0136 \text{ m}^2, \text{ area tubazione concorrente al nodo}$$

$$S_{400} = 0,122 \text{ m}^2, \text{ area tubazione concorrente al nodo}$$

$$a_{125} = \frac{1414}{\sqrt{1 + \frac{131,8}{3,6} \cdot \frac{\varepsilon}{E_m}}} = 1270$$

$$a_{400} = \frac{1414}{\sqrt{1 + \frac{393,8}{6,3} \cdot \frac{\varepsilon}{E_m}}} = 1121$$

noto che:

$$\varepsilon = 1,9612 \cdot 10^9 \text{ N/m}^2$$

$$E_m = 2,1 \cdot 10^{11} \text{ N/m}^2$$

$$C_r = 1 - 0,082 = 0,918$$

il che implica, posto $\Delta h = 20$ m, che il carico trasmesso sia pari a

$$\Delta h_t = 0,082 \cdot 23 = 2 \text{ m}$$

7.2.2 Condotte da serbatoio Terla a serbatoio Gattinara

Le tubazioni in questione convogliano la portata idropotabile al serbatoio di Gattinara prevedendo la derivazione per il serbatoio comunale di Lozzolo.

Le manovre di chiusura sono verificate pertanto presso i due serbatoi in questione.

- Manovra di chiusura lineare al serbatoio di Gattinara

I valori assunti dalle caratteristiche di Allievi in questo tratto sono i seguenti:

$$R = \frac{a}{2 \cdot g \cdot H_0} \cdot V_0 = 1,29$$

dove:

$$H_0 = 399 - 327 = 72 \text{ m, carico statico}$$

$$V_0 = 1,5 \text{ m/s, velocità media in condotta (diametro medio DN 200)}$$

$$a = \frac{1414}{\sqrt{1 + \frac{209,1}{5} \cdot \frac{\varepsilon}{E_m}}} = 1199$$

celerità di propagazione dell'onda in condotta.

La caratteristica E_m presenta il valore delle tubazioni in acciaio come in precedenza accennato.

La seconda caratteristica ha valore:

$$\theta = \frac{a}{2 \cdot L} \cdot \tau = \frac{1199}{2 \cdot 11855} \cdot 70 = 3,6$$

dove $L = 11855$ m rappresenta lo sviluppo complessivo delle tubazioni.

Il valore di prima approssimazione del tempo di chiusura in relazione al sovraccarico

minimo fissato in base ai riferimenti della normativa é pari a

$$\tau \geq \frac{2 \cdot L \cdot V_0}{g \cdot \Delta h} = \frac{2 \cdot 11855 \cdot 1,5}{9,81 \cdot 30} = 121,15$$

Dai grafici relativi alle caratteristiche R e θ si ottiene per $\tau = 70$ sec

$$\Delta h = 0,45 \times 71 = 32 \text{ m}$$

noto che $\varphi = 1,45$

Il coefficiente di trasmissione dell'onda di perturbazione é definito dalla seguente

$$C_t = \frac{2 \cdot \frac{S_{200}}{a_{200}}}{\frac{S_{200}}{a_{200}} + \frac{S_{250}}{a_{250}} + \frac{S_{80}}{a_{80}}} = 0,728$$

dove i parametri che compaiono indicano, come ormai noto, le sezioni utili al deflusso delle tubazioni (S_i) e le celerità di propagazione del liquido al loro interno.

Si ha infatti:

$$S_{80} = 0,005 \text{ m}^2$$

$$a_{80} = 1314 \text{ m/s}$$

$$S_{200} = 0,03243 \text{ m}^2$$

$$a_{200} = 1205 \text{ m/s}$$

$$S_{250} = 0,0508 \text{ m}^2$$

$$a_{250} = 1177 \text{ m/s}$$

Il sovraccarico trasmesso in seguito a manovra lineare di chiusura é pari quindi a

$$\Delta h_t = 32 \cdot 0,728 = 23 \text{ m}$$

in accordo con quanto previsto e in precedenza calcolato.

- Manovra di chiusura lineare al serbatoio di Lozzolo

I valori assunti dalle caratteristiche sono pari a:

$$R = \frac{a}{2 \cdot g \cdot H_0} \cdot V_0 = 2,1$$

dove:

$H_0 = 398 - 352 = 46$ m, carico statico

$V_0 = 1,5$ m/s, velocità media nel tronco di tubazione di derivazione

$$a = \frac{1414}{\sqrt{1 + \frac{88,9}{2,9} \cdot \frac{\varepsilon}{E_m}}} = 1247 \text{ m/s}$$

$$\theta = \frac{a}{2 \cdot L} \cdot \tau = \frac{1247}{2 \cdot 1027} \cdot 10 = 6,1$$

avendo considerato, in virtù del diametro ridotto e delle analisi sul coefficiente di trasmissione dell'onda di perturbazione, che il fenomeno della sovrappressione ha incidenza limitata alla condotta di derivazione.

Il tempo di chiusura di riferimento, fissato il sovraccarico $\Delta h = 20$ m, é pari a

$$\tau \geq \frac{2 \cdot L \cdot V_0}{g \cdot \Delta h} = \frac{2 \cdot 1027 \cdot 1,5}{9,81 \cdot 20} = 15,7 \text{ sec}$$

In funzione dei grafici relativi alle caratteristiche, imposto $\tau = 10$ sec, si é ottenuto, per $\varphi = 1,4$

$$\Delta h = 8,4 \cdot 46 = 18,4 \text{ m}$$

che, per legge, viene assunto pari al valore minimo di riferimento 20 m (20 kg/cm²).

Il risultato ottenuto é in accordo con quanto definito per il massimo sovraccarico trasmesso dalla manovra di chiusura al serbatoio di Gattinara e pari a circa 20 m.

Il coefficiente di trasmissione per la condotta in oggetto vale

$$C_t = \frac{2 \cdot \frac{S_{80}}{a_{80}}}{\frac{S_{300}}{a_{300}} + \frac{S_{200}}{a_{200}} + \frac{S_{80}}{a_{80}}} = 0,0806$$

che indica come la perturbazione in seguito a manovra di chiusura al serbatoio di Lozzolo venga riflessa lungo la condotta medesima e una quota pressoché nulla venga trasmessa alle altre tubazioni.

7.2.3 Condotta da serbatoio Terla a serbatoio Villa del Bosco

Il fenomeno legato alla sovrappressione si propaga lungo l'unica condotta che collega i due serbatoi e pertanto, come anche in altri casi, non si procede con l'analisi della trasmissione delle sovrappressioni.

I valori delle caratteristiche sono pari a

$$R = \frac{a}{2 \cdot g \cdot H_0} \cdot V_0 = 1,62$$

dove:

$$H_0 = 398 - 338 = 60 \text{ m, carico statico}$$

$$V_0 = 1,5 \text{ m/s, velocità media in condotta}$$

$$a = \frac{1414}{\sqrt{1 + \frac{76,1}{2,9} \cdot \frac{\varepsilon}{E_m}}} = 1270 \text{ m/s}$$

$$\theta = \frac{a}{2 \cdot L} \cdot \tau = \frac{1270}{2 \cdot 1375,5} \cdot 10 = 4,62$$

avendo determinato che in prima approssimazione

$$\tau \geq \frac{2 \cdot L \cdot V_0}{g \cdot \Delta h} = \frac{2 \cdot 1375,5 \cdot 1,5}{9,81 \cdot 30} = 14 \text{ sec}$$

posto che $\Delta h = 30 \text{ m}$ sia il sovraccarico minimo.

In base a tali valori si ottiene per $\tau = 10 \text{ sec}$, $\varphi = 1,32$

$$\Delta h = 0,32 \cdot 60 = 19,2 \text{ m}$$

che per normativa viene arrotondato al valore minimo di 20 m (2 kg/cm^2).

7.3 Condotta da serbatoio Madonna degli Angeli a serbatoio Capovilla di Lesona

La condotta che unisce i due serbatoi ha diametro costante lungo il suo intero sviluppo. I valori assunti dalle caratteristiche risultano essere pari a

$$R = \frac{a}{2 \cdot g \cdot H_0} \cdot V_0 = 4,16$$

dove:

$$H_0 = 420 - 398 = 22 \text{ m, carico statico}$$

$$V_0 = 1,5 \text{ m/s, velocità media in condotta}$$

$$a = \frac{1414}{\sqrt{1 + \frac{168,3}{4} \cdot \frac{\varepsilon}{E_m}}} = 1198 \text{ m/s}$$

$$\theta = \frac{a}{2 \cdot L} \cdot \tau = \frac{1198}{2 \cdot 2005} \cdot 30 = 9$$

essendo il tempo di chiusura in prima approssimazione pari a

$$\tau \geq \frac{2 \cdot L \cdot V_0}{g \cdot \Delta h} = \frac{2 \cdot 2005 \cdot 1,5}{9,81 \cdot 20} = 30 \text{ sec}$$

noto che il sovraccarico minimo da normativa è pari a 20 m.

Dal grafico si ottiene quindi

$$\Delta h = 0,58 \cdot 22 = 12,76 \text{ m}$$

per $\varphi = 1,58$.

Essendo quindi il sovraccarico calcolato minore del sovraccarico previsto dalla normativa, si impone che

$$\Delta h = 20 \text{ m (2 kg/cm}^2\text{)}$$

per $\tau = 30 \text{ sec}$.

7.4 Sistema Leria

Il serbatoio di Leria costituisce altro nodo fondamentale per la distribuzione idropotabile nel comprensorio.

Le manovre analizzate riguardano quindi i serbatoi comunali ad esso facenti capo.

- Manovre di chiusura lineare al serbatoio di Cerreto Castello

Il calcolo delle caratteristiche di Allievi fornisce i seguenti risultati:

$$R = \frac{a}{2 \cdot g \cdot H_0} \cdot V_0 = 1,85$$

dove:

$$H_0 = 369,25 - 320 = 49,25 \text{ m, carico statico}$$

$$V_0 = 1,5 \text{ m/s, velocità media di regime}$$

$$a = \frac{1414}{\sqrt{1 + \frac{219,1}{5} \cdot \frac{\varepsilon}{E_m}}} = 1191 \text{ m/s}$$

$$\theta = \frac{a}{2 \cdot L} \cdot \tau = \frac{1191}{2 \cdot 6935} \cdot 60 = 5,15$$

dove $L = 6935 \text{ m}$ è lo sviluppo complessivo delle condotte ove è prevista la propagazione del fenomeno.

Il tempo di chiusura di prima approssimazione cui fare riferimento è

$$\tau \geq \frac{2 \cdot L \cdot V_0}{g \cdot \Delta h} = \frac{2 \cdot 6935 \cdot 1,5}{9,81 \cdot 20} = 106 \text{ sec}$$

ove il sovraccarico assume il valore minimo da normativa.

In base a tali considerazioni, il valore risultante del sovraccarico per $\tau = 60 \text{ sec}$ e $\varphi = 1,39$ è pari a

$$\Delta h = 0,39 \times 49,25 = 19,2 \text{ m}$$

Il valore della sovrappressione trasmessa al nodo cui la tubazione concorre e che segna l'innesto/derivazione verso il serbatoio di Leria medesimo e verso il serbatoio di Cossato è da-

to dalla seguente espressione

$$C_t = \frac{2 \cdot \frac{S_{200}}{a_{200}}}{\frac{S_{200}}{a_{200}} + \frac{S_{300}}{a_{300}} + \frac{S_{150}}{a_{150}}} = 0,513$$

dove:

$$S_{300} = 0,07335 \text{ m}^2$$

$$a_{300} = 1153 \text{ m/s}$$

$$S_{200} = 0,03243 \text{ m}^2$$

$$a_{200} = 1205 \text{ m/s}$$

$$S_{150} = 0,018 \text{ m}^2$$

$$a_{150} = 1248 \text{ m/s}$$

Pertanto il valore della sovrappressione trasmessa é pari a

$$\Delta h_t = 0,513 \cdot 20 = 10,3 \text{ m}$$

comunque inferiore al carico minimo previsto da normativa e quindi tale da essere da questo sostituito.

Si analizzerà in seguito la metodologia utilizzata e il valore adottato per il sovraccarico trasmesso.

- Manovra di chiusura lineare al serbatoio di Cossato

Il serbatoio comunale di Cossato-Parlamento dista circa 100 m dalla condotta principale.

I valori assunti dalle caratteristiche sono pari a

$$R = \frac{a}{2 \cdot g \cdot H_0} \cdot V_0 = 0,77$$

dove:

$$H_0 = 369,25 - 249 = 120,25 \text{ m, carico statico}$$

$$V_0 = 1,5 \text{ m/s, velocità di regime}$$

$$a = \frac{1414}{\sqrt{1 + \frac{219,1}{5} \cdot \frac{\varepsilon}{E_m}}} = 1191 \text{ m/s}$$

$$\theta = \frac{a}{2 \cdot L} \cdot \tau = \frac{1191}{2 \cdot 6935} \cdot 60 = 5,15$$

essendo in prima approssimazione

$$\tau \geq \frac{2 \cdot L \cdot V_0}{g \cdot \Delta h} = \frac{2 \cdot 6935 \cdot 1,5}{9,81 \cdot 44,4} = 44 \text{ sec}$$

dove il sovraccarico é fissato pari a

$$\Delta h = 0,4 \cdot H_0 = 0,4 \cdot 120,25 = 48,1 \text{ m}$$

nei limiti definiti dalla normativa.

Il valore della caratteristica φ in funzione del tempo di chiusura determinato (60 sec) é tale per cui

$$\varphi = 1,20 \quad \Delta h = 0,2 \cdot 111 = 22 \text{ m}$$

Il coefficiente di trasmissione dell'onda di sovrappressione ha valore pari a quello determinato in precedenza per manovre di chiusura al serbatoio di Cerreto Castello.

Pertanto il sovraccarico trasmesso ha valore

$$\Delta h_t = c_t \cdot \Delta h = 0,513 \cdot 22 = 12 \text{ m}$$

che viene assunto come carico di riferimento per il dimensionamento delle tubazioni costituenti la rete in quanto superiore al sovraccarico diretto di manovra.

- Manovra di chiusura lineare al serbatoio di Quaregna

Il carico statico é in questa situazione estremamente ridotto in quanto risulta

$$H_0 = 369,25 - 350 = 19,25 \text{ m}$$

così come portata e velocità media in condotta ($V_0 = 1,5 \text{ m/s}$).

Si é pertanto attribuito al sovraccarico di dimensionamento il valore minimo da normativa pari a 20 m.

Il tempo di chiusura é fissato in relazione al tempo di chiusura valutato in prima approssimazione con il metodo di Allievi

$$\tau \geq \frac{2 \cdot L \cdot V_0}{g \cdot \Delta h} = \frac{2 \cdot 440 \cdot 1,5}{9,81 \cdot 20} = 7 \text{ sec}$$

posto $\Delta h = 20 \text{ m}$ e $L = 440 \text{ m}$ considerando che la maggior quota della sovrappressione viene riflessa lungo la condotta medesima.

Infatti il valore del coefficiente di trasmissione é pari a

$$C_t = \frac{2 \cdot \frac{S_{150}}{a_{150}}}{\frac{S_{300}}{a_{300}} + \frac{S_{200}}{a_{200}} + \frac{S_{150}}{a_{150}}} = 0,238$$

dove:

$$S_{300} = 0,07335 \text{ m}^2$$

$$a_{300} = 1153 \text{ m/s}$$

$$S_{200} = 0,03243 \text{ m}^2$$

$$a_{200} = 1205 \text{ m/s}$$

$$S_{150} = 0,018 \text{ m}^2$$

$$a_{150} = 1248 \text{ m/s}$$

Pertanto il valore del sovraccarico trasmesso risulta pari a

$$\Delta h_t = C_t \cdot \Delta h = 0,238 \cdot 20 = 4,8 \text{ m}$$

8. GLI ACQUEDOTTI RURALI

Gli acquedotti rurali costituiscono il naturale completamento dell'attività del Consorzio in materia di soddisfacimento delle esigenze idropotabili.

Gli insediamenti rurali sono costituiti da tenimenti agricoli distribuiti sul territorio del comprensorio, spesso distanti dai più vicini centri abitati nonché fra gli stessi tenimenti.

L'approvvigionamento idrico per il fabbisogno potabile è caratterizzato dal prelievo in falda mediante pozzi in quanto le reti di distribuzione dei comuni sono a esclusiva pertinenza dei centri abitati in relazione alle difficoltà di natura economica insite in una distribuzione tanto capillare di tale servizio.

La qualità dell'acqua prelevata dai pozzi risulta spesso inficiata dalla presenza di fonti di inquinamento di natura antropica cioè legate all'attività agricola (diserbanti) ovvero di sostanza residue quali ferro e manganese presenti in quantità superiore ai minimi di legge.

Risulta quindi indispensabile garantire, oltre alla qualità dell'acqua riservata a tali fabbisogni, la continuità del servizio.

A questo scopo e in sostituzione di fonti di approvvigionamento ormai ai limiti di legge, l'attività prossima del Consorzio si rivolge anche al completamento della distribuzione della portata idropotabile ai centri rurali che costituiscono comunque un patrimonio storico ed economico da salvaguardare.

Il progetto del Consorzio è volto ad assicurare l'approvvigionamento idropotabile alla popolazione rurale presente sul comprensorio mediante una organizzazione capillare che consenta di raggiungere, a partire dall'ossatura principale della distribuzione intesa come filiera dall'accumulo negli invasi artificiali alla potabilizzazione alla distribuzione primaria e infine alla popolazione rurale, gli insediamenti distribuiti sul territorio.

Risulta già in fase di esecuzione, in seguito ad apposita progettazione, il collegamento alla rete principale dei centri rurali siti nel territorio dei Comuni di Buronzo, Salussola, Candelo e Santhià in parte.

Il collegamento consentirà l'approvvigionamento idropotabile di 73 centri rurali per una popolazione complessiva di 318 abitanti serviti unitamente a 4600 capi di bestiame, ripar-

tito fra equini, bovini e suini.

Nell'ambito dei lavori previsti con il presente progetto verrà eseguito il completamento della distribuzione ai centri rurali.

La distribuzione agli insediamenti rurali è prevista avvenire direttamente dalla rete principale.

Il carico presente in linea viene ridotto mediante il passaggio attraverso una cabina di riduzione della pressione che consente alla tubazione in stacco di disporre del carico necessario al servizio di insediamenti sparsi su un territorio di competenza (ciascuna cabina, in ragione della dislocazione dei centri rurali disporrà di un suo ambito).

La distribuzione avviene con una rete che si può definire secondaria, non certo per importanza ma in relazione alla dimensione delle tubazioni coinvolte, generalmente ramificata.

Le tubazioni saranno in PEAD il quale bene si presta alla posa anche lungo sterrati e con materiale di riempimento non vagliato.

La possibilità di disporre per diametri inferiori al DN 110 mm di forniture in rotoli consente un'elevata velocità di posa.

La nicchia privilegiata di operatività per queste tubazioni è proprio quella dei diametri ridotti in quanto il costo della tubazione in PEAD è competitivo rispetto ai diametri equivalenti in acciaio e in ghisa fatto salvo considerazioni particolari che ne sconsigliano l'impiego.

La struttura della distribuzione fa riferimento pertanto a ciascuna cabina di riduzione che di fatto governa un'area di competenza ove sono presenti gli insediamenti rurali.

Le cabine per la riduzione della pressione, disposte a valle degli stacchi in derivazione dalla rete principale, ospitano oltre ai riduttori di pressione, una serie di apparecchiature volte alla misurazione dei dati salienti circa le caratteristiche chimico-fisiche dell'acqua e dati numerici quali portata, pressione in ingresso e in uscita.

Le caratteristiche chimico-fisiche soggette a rilevazione telecontrollata sono rappresentate dalla verifica di Ph, temperatura, Cloro residuo e Redox.

Prima dell'immissione in rete, che avviene direttamente all'uscita della cabina, la portata viene sottoposta a trattamento U.V. in linea al fine di eliminare la presenza di microrganismi eventualmente presenti e legati all'età dell'acqua in condotta.

La riduzione della pressione è affidata a riduttori meccanici a contrappeso del PN 25 e PN 16 disposti in cascata.

Una tubazione di by-pass, con attivazione mediante saracinesca a corpo piatto, consente la deviazione a monte della linea principale in caso di guasto.

La consegna ai singoli insediamenti avverrà con tubazioni aventi diametro 2" (DN 50) e alloggiata in apposito pozzetto contenente un riduttore meccanico di pressione per la consegna all'utente finale, un misuratore di portata per la contabilizzazione dei consumi e valvole di intercettazione per la parzializzazione della tubazione.

Come in precedenza accennato, le reti rurali per la distribuzione dell'acqua potabile sono dislocate nel territorio di più comuni in modo tale da ottimizzare le opere primarie già realizzate e funzionanti.

Per tale motivo l'ubicazione dei lavori coinvolge parecchi Comuni consentendo la rivalutazione di ampie porzioni di territorio con caratteristiche sociali e vocazione agricola differente, pure preservando sia l'insediamento legato all'esclusiva lavorazione agricola dei terreni sia i centri rurali che fanno dell'allevamento la principale fonte di sviluppo.

A titolo di esemplificazione della procedura di dimensionamento seguita, si riportano nel seguito i tabulati di simulazione della rete di distribuzione realizzata per i centri rurali nel Comune di Buronzo unitamente alla tabella riepilogativa dei consumi, censiti per ciascun insediamento, e alla individuazione planimetrica delle tubazioni.

Insediamenti rurali nel Comune di Buronzo

Tabelle delle utenze

Centro rurale	Abitanti	Capi d'allevamento	Note
C.na Colombino	3		<ul style="list-style-type: none"> • Diramazioni verso Rovasenda e S. Giacomo Vercellese • Prelievo: da rete principale con cabina di riduzione
C.na di sopra	1		
C.na Rucella	4		
C.na Andriana	15		
C.na Rossignolo	4	7	
C.na Bicocca	2		
C.na Gavasdema	4		
C.na Giurate	2		
C.na L'Olmazzo	3		
C.na Ronca	-		
C.na Ranocchio	3		
C.na Broera	4		
C.na La Valmadonna	5		
C.na La Balordona (Marcellina)	6		
C.na Bellaria	6		
C.na Buronzina	4		
C.na Malvira	2		
C.na Spagnolo	4		
C.na Belvedere	2	6	
C.na Questua	2		
C.na Isolabella	7		
C.na Bellavista	2		
C.na Baraggiona	4		
C.na Alemanna	11		
C.na Mapetta	5		
C.na Ines-Bice	6		
C.na S. Luca	3		
C.na Vallina	4		

Centro rurale	Abitanti	Capi d'allevamento	Note
C.na Fagianella	2		<ul style="list-style-type: none"> • Diramazioni verso Villanova B.se • Prelievo: da rete principale con cabina di riduzione
C.na Isolaccia	3		
C.na Nave	-	-	
C.na Bresa	6		
C.na Nuova	4		
C.na Orfinetto-Clino	4		
C.na S. Bartolomeo	4		
C.na Valletta	2		
C.na Battiana	6		
C.na Vigna	5		
C.na La Cerva	5		
C.na Gallinetta	6		
Totale utenze Buronzo	147	13	

- Sviluppo della rete di distribuzione : Km 24,85
- Portata erogata nel giorno di massimo consumo : ℓ/sec 1,73

 SUMMARY OF ORIGINAL DATA

UNITS SPECIFIED

FLOWS ARE EXPRESSED IN LITERS PER SECOND AND PRESSURES IN KPA

THE DARCY WEISBACH HEAD LOSS EQUATION IS USED, THE KINEMATIC VIS. = 0.0000012

PIPELINE AND PUMP DATA

PIPE NO.	NODE NOS.	LENGTH (METERS)	DIAMETER (CMS)	ROUGHNESS	MINOR LOSS K	FIXED GRADE
1	0 100	360.0	7.4	0.0	0.00	243.00
2	100 101	730.0	7.4	0.0	0.00	
3	101 102	20.0	4.1	0.0	0.00	
4	101 103	80.0	7.4	0.0	0.00	
5	103 104	20.0	4.1	0.0	0.00	
6	103 105	120.0	7.4	0.0	0.00	
7	105 106	30.0	5.1	0.0	0.00	
8	106 107	20.0	4.1	0.0	0.00	
9	106 108	20.0	4.1	0.0	0.00	
10	106 109	350.0	4.1	0.0	0.00	
11	105 110	180.0	7.4	0.0	0.00	
12	110 111	330.0	4.1	0.0	0.00	
13	111 112	20.0	4.1	0.0	0.00	
14	111 113	20.0	4.1	0.0	0.00	
15	111 114	110.0	4.1	0.0	0.00	
16	110 115	480.0	7.4	0.0	0.00	
17	115 117	580.0	7.4	0.0	0.00	
18	117 118	420.0	7.4	0.0	0.00	
19	117 119	250.0	7.4	0.0	0.00	
20	119 120	20.0	7.4	0.0	0.00	
21	119 121	850.0	7.4	0.0	0.00	
22	115 122	430.0	5.1	0.0	0.00	
23	122 123	650.0	4.1	0.0	0.00	
24	122 124	300.0	5.1	0.0	0.00	
25	124 125	10.0	4.1	0.0	0.00	
26	124 126	260.0	5.1	0.0	0.00	
27	127 128	10.0	4.1	0.0	0.00	
28	127 129	10.0	4.1	0.0	0.00	
29	126 127	10.0	4.1	0.0	0.00	
30	126 130	680.0	5.1	0.0	0.00	
31	100 200	480.0	7.4	0.0	0.00	
32	200 201	70.0	4.1	0.0	0.00	
33	200 202	280.0	7.4	0.0	0.00	
34	202 203	850.0	4.1	0.0	0.00	
35	203 204	20.0	4.1	0.0	0.00	
36	202 206	250.0	7.4	0.0	0.00	
37	206 207	80.0	4.1	0.0	0.00	
38	206 208	300.0	7.4	0.0	0.00	
39	208 209	100.0	4.1	0.0	0.00	
40	208 210	350.0	7.4	0.0	0.00	
41	210 211	300.0	6.1	0.0	0.00	
42	211 212	270.0	4.1	0.0	0.00	
43	211 213	130.0	6.1	0.0	0.00	
44	213 214	100.0	4.1	0.0	0.00	
45	214 215	20.0	4.1	0.0	0.00	
46	214 216	310.0	4.1	0.0	0.00	
47	213 217	620.0	6.1	0.0	0.00	
48	217 218	50.0	4.1	0.0	0.00	
49	217 219	120.0	4.1	0.0	0.00	

50	217	220	230.0	6.1	0.0	0.00
51	220	221	40.0	4.1	0.0	0.00
52	210	300	750.0	4.1	0.0	0.00
53	300	301	340.0	4.1	0.0	0.00
54	300	302	600.0	6.1	0.0	0.00
55	302	303	90.0	4.1	0.0	0.00
56	303	304	10.0	4.1	0.0	0.00
57	303	305	340.0	4.1	0.0	0.00
58	305	306	40.0	4.1	0.0	0.00
59	305	307	480.0	4.1	0.0	0.00
60	302	308	1260.0	6.1	0.0	0.00
61	308	309	40.0	4.1	0.0	0.00
62	308	310	60.0	4.1	0.0	0.00

A SUCCESSFUL GEOMETRIC VERIFICATION HAS BEEN COMPLETED

JUNCTION NODE DATA

JUNCTION NUMBER	DEMAND	ELEVATION	CONNECTING PIPES			
100	0.00	191.80	1	2	31	
101	0.00	194.80	2	3	4	
102	0.00	194.80	3			
103	0.00	194.80	4	5	6	
104	0.03	194.80	5			
105	0.00	196.80	6	7	11	
106	0.00	196.80	7	8	9	10
107	0.06	196.80	8			
108	0.01	196.80	9			
109	0.05	196.80	10			
110	0.00	197.80	11	12	16	
111	0.00	197.80	12	13	14	15
112	0.06	197.80	13			
113	0.05	197.80	14			
114	0.07	197.80	15			
115	0.00	198.80	16	17	22	
117	0.00	199.80	17	18	19	
118	0.06	197.80	18			
119	0.00	199.00	19	20	21	
120	0.02	199.00	20			
121	0.05	179.00	21			
122	0.00	202.80	22	23	24	
123	0.04	204.80	23			
124	0.00	205.80	24	25	26	
125	0.00	205.80	25			
126	0.02	205.80	26	29	30	
127	0.00	205.80	27	28	29	
128	0.06	205.80	27			
129	0.02	205.80	28			
130	0.02	205.80	30			
200	0.00	193.80	31	32	33	
201	0.02	193.80	32			
202	0.00	193.80	33	34	36	
203	0.00	190.80	34	35		
204	0.03	190.80	35			
206	0.00	193.80	36	37	38	
207	0.03	193.80	37			
208	0.00	193.80	38	39	40	
209	0.05	193.80	39			
210	0.00	195.80	40	41	52	
211	0.00	194.80	41	42	43	
212	0.06	191.00	42			
213	0.00	194.80	43	44	47	
214	0.00	196.80	44	45	46	
215	0.07	196.80	45			
216	0.07	197.00	46			
217	0.00	196.80	47	48	49	50
218	0.02	196.80	48			
219	0.05	197.80	49			

220	0.00	196.80	50	51	
221	0.05	196.80	51		
300	0.00	198.80	52	53	54
301	0.05	197.80	53		
302	0.00	201.80	54	55	60
303	0.00	202.80	55	56	57
304	0.07	202.80	56		
305	0.00	202.80	57	58	59
306	0.05	202.80	58		
307	0.13	205.80	59		
308	0.00	208.80	60	61	62
309	0.06	208.80	61		
310	0.03	208.80	62		

OUTPUT OPTION DATA

OUTPUT SELECTION: ALL RESULTS ARE OUTPUT EACH PERIOD
30 VALUES ARE OUTPUT FOR MAXIMUM AND MINIMUM PRESSURES

SYSTEM CONFIGURATION

THIS SYSTEM HAS 62 PIPES WITH 62 JUNCTIONS , 0 LOOPS AND 1 FGNS

SIMULATION RESULTS

THE RESULTS ARE OBTAINED AFTER 2 TRIALS WITH AN ACCURACY = 0.00000

SIMULATION DESCRIPTION (LABEL)

CONSORZIO di BONIFICA della BARAGGIA VERCELLESE
Modello matematico di simulazione dell'acquedotto rurale
Redatto da : S. T. E. C. I. S.r.l. - 162, Corso Libertà - 13100 Vercelli

PIPELINE RESULTS

PIPE NO.	NODE NOS.	FLOWRATE	HEAD LOSS	PUMP HEAD	MINOR LOSS	VELOCITY	HL/1000
1	0 100	1.45	0.76	0.00	0.00	0.34	2.12
2	100 101	0.62	0.35	0.00	0.00	0.15	0.48
3	101 102	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
4	101 103	0.62	0.04	0.00	0.00	0.15	0.48
5	103 104	0.03	0.00	0.00	0.00	0.03	0.06
6	103 105	0.59	0.05	0.00	0.00	0.14	0.43
7	105 106	0.12	0.00	0.00	0.00	0.06	0.15
8	106 107	0.06	0.00	0.00	0.00	0.04	0.10
9	106 108	0.01	0.00	0.00	0.00	0.01	0.02
10	106 109	0.05	0.03	0.00	0.00	0.04	0.08
11	105 110	0.47	0.05	0.00	0.00	0.11	0.30
12	110 111	0.17	0.29	0.00	0.00	0.13	0.87
13	111 112	0.06	0.00	0.00	0.00	0.04	0.10
14	111 113	0.05	0.00	0.00	0.00	0.04	0.08
15	111 114	0.07	0.01	0.00	0.00	0.05	0.12
16	110 115	0.30	0.06	0.00	0.00	0.07	0.13
17	115 117	0.13	0.01	0.00	0.00	0.03	0.02
18	117 118	0.06	0.00	0.00	0.00	0.01	0.01
19	117 119	0.07	0.00	0.00	0.00	0.02	0.01
20	119 120	0.02	0.00	0.00	0.00	0.01	0.00
21	119 121	0.05	0.01	0.00	0.00	0.01	0.01
22	115 122	0.16	0.12	0.00	0.00	0.08	0.27

23	122	123	0.04	0.04	0.00	0.00	0.03	0.07
24	122	124	0.13	0.05	0.00	0.00	0.06	0.18
25	124	125	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
26	124	126	0.13	0.05	0.00	0.00	0.06	0.18
27	127	128	0.06	0.00	0.00	0.00	0.04	0.10
28	127	129	0.02	0.00	0.00	0.00	0.02	0.04
29	126	127	0.08	0.00	0.00	0.00	0.06	0.24
30	126	130	0.02	0.01	0.00	0.00	0.01	0.02
31	100	200	0.83	0.38	0.00	0.00	0.20	0.80
32	200	201	0.02	0.00	0.00	0.00	0.02	0.04
33	200	202	0.81	0.21	0.00	0.00	0.19	0.76
34	202	203	0.03	0.05	0.00	0.00	0.03	0.06
35	203	204	0.03	0.00	0.00	0.00	0.03	0.06
36	202	206	0.78	0.18	0.00	0.00	0.18	0.70
37	206	207	0.03	0.00	0.00	0.00	0.03	0.06
38	206	208	0.74	0.19	0.00	0.00	0.17	0.65
39	208	209	0.05	0.01	0.00	0.00	0.04	0.08
40	208	210	0.69	0.20	0.00	0.00	0.16	0.58
41	210	211	0.31	0.11	0.00	0.00	0.11	0.35
42	211	212	0.06	0.03	0.00	0.00	0.04	0.10
43	211	213	0.25	0.03	0.00	0.00	0.09	0.25
44	213	214	0.14	0.06	0.00	0.00	0.11	0.60
45	214	215	0.07	0.00	0.00	0.00	0.05	0.12
46	214	216	0.07	0.04	0.00	0.00	0.05	0.12
47	213	217	0.12	0.04	0.00	0.00	0.04	0.07
48	217	218	0.02	0.00	0.00	0.00	0.02	0.04
49	217	219	0.05	0.01	0.00	0.00	0.04	0.08
50	217	220	0.05	0.00	0.00	0.00	0.02	0.02
51	220	221	0.05	0.00	0.00	0.00	0.04	0.08
52	210	300	0.38	2.55	0.00	0.00	0.29	3.40
53	300	301	0.05	0.03	0.00	0.00	0.04	0.08
54	300	302	0.34	0.24	0.00	0.00	0.11	0.40
55	302	303	0.24	0.14	0.00	0.00	0.19	1.55
56	303	304	0.07	0.00	0.00	0.00	0.05	0.12
57	303	305	0.17	0.30	0.00	0.00	0.13	0.87
58	305	306	0.05	0.00	0.00	0.00	0.04	0.08
59	305	307	0.13	0.25	0.00	0.00	0.10	0.52
60	302	308	0.09	0.04	0.00	0.00	0.03	0.03
61	308	309	0.06	0.00	0.00	0.00	0.04	0.10
62	308	310	0.03	0.00	0.00	0.00	0.03	0.06

JUNCTION NODE RESULTS

JUNCTION NUMBER	DEMAND	GRADE LINE	ELEVATION	PRESSURE
100	0.00	242.24	191.80	494.63
101	0.00	241.89	194.80	461.79
102	0.00	241.89	194.80	461.79
103	0.00	241.85	194.80	461.42
104	0.03	241.85	194.80	461.40
105	0.00	241.80	196.80	441.30
106	0.00	241.79	196.80	441.25
107	0.06	241.79	196.80	441.23
108	0.01	241.79	196.80	441.25
109	0.05	241.77	196.80	440.97
110	0.00	241.75	197.80	430.97
111	0.00	241.46	197.80	428.14
112	0.06	241.46	197.80	428.12
113	0.05	241.46	197.80	428.13
114	0.07	241.44	197.80	428.01
115	0.00	241.68	198.80	420.53
117	0.00	241.67	199.80	410.59
118	0.06	241.66	197.80	430.16
119	0.00	241.67	199.00	418.41
120	0.02	241.67	199.00	418.41
121	0.05	241.66	179.00	614.48
122	0.00	241.57	202.80	380.17
123	0.04	241.52	204.80	360.13
124	0.00	241.51	205.80	350.23

125	0.00	241.51	205.80	350.23
126	0.02	241.47	205.80	349.79
127	0.00	241.47	205.80	349.76
128	0.06	241.46	205.80	349.75
129	0.02	241.47	205.80	349.76
130	0.02	241.46	205.80	349.68
200	0.00	241.86	193.80	471.26
201	0.02	241.85	193.80	471.23
202	0.00	241.64	193.80	469.18
203	0.00	241.59	190.80	498.08
204	0.03	241.59	190.80	498.07
206	0.00	241.47	193.80	467.46
207	0.03	241.46	193.80	467.41
208	0.00	241.27	193.80	465.55
209	0.05	241.26	193.80	465.47
210	0.00	241.07	195.80	443.94
211	0.00	240.96	194.80	452.72
212	0.06	240.94	191.00	489.71
213	0.00	240.93	194.80	452.40
214	0.00	240.87	196.80	432.20
215	0.07	240.87	196.80	432.18
216	0.07	240.83	197.00	429.86
217	0.00	240.89	196.80	432.38
218	0.02	240.89	196.80	432.36
219	0.05	240.88	197.80	422.48
220	0.00	240.89	196.80	432.35
221	0.05	240.88	196.80	432.31
300	0.00	238.52	198.80	389.52
301	0.05	238.49	197.80	399.05
302	0.00	238.28	201.80	357.77
303	0.00	238.14	202.80	346.59
304	0.07	238.14	202.80	346.58
305	0.00	237.85	202.80	343.68
306	0.05	237.84	202.80	343.65
307	0.13	237.60	205.80	311.83
308	0.00	238.24	208.80	288.72
309	0.06	238.24	208.80	288.67
310	0.03	238.24	208.80	288.68

MAXIMUM AND MINIMUM PRESSURES

MAXIMUM PRESSURES

JUNCTION NUMBER	DEMAND	GRADE LINE	ELEVATION	PRESSURE
121	0.05	241.66	179.00	614.48
203	0.00	241.59	190.80	498.08
204	0.03	241.59	190.80	498.07
100	0.00	242.24	191.80	494.63
212	0.06	240.94	191.00	489.71
200	0.00	241.86	193.80	471.26
201	0.02	241.85	193.80	471.23
202	0.00	241.64	193.80	469.18
206	0.00	241.47	193.80	467.46
207	0.03	241.46	193.80	467.41
208	0.00	241.27	193.80	465.55
209	0.05	241.26	193.80	465.47
101	0.00	241.89	194.80	461.79
102	0.00	241.89	194.80	461.79
103	0.00	241.85	194.80	461.42
104	0.03	241.85	194.80	461.40
211	0.00	240.96	194.80	452.72
213	0.00	240.93	194.80	452.40
210	0.00	241.07	195.80	443.94
105	0.00	241.80	196.80	441.30
106	0.00	241.79	196.80	441.25
108	0.01	241.79	196.80	441.25
107	0.06	241.79	196.80	441.23

109	0.05	241.77	196.80	440.97
217	0.00	240.89	196.80	432.38
218	0.02	240.89	196.80	432.36
220	0.00	240.89	196.80	432.35
221	0.05	240.88	196.80	432.31
214	0.00	240.87	196.80	432.20
215	0.07	240.87	196.80	432.18

M I N I M U M P R E S S U R E S

JUNCTION NUMBER	DEMAND	GRADE LINE	ELEVATION	PRESSURE
309	0.06	238.24	208.80	288.67
310	0.03	238.24	208.80	288.68
308	0.00	238.24	208.80	288.72
307	0.13	237.60	205.80	311.83
306	0.05	237.84	202.80	343.65
305	0.00	237.85	202.80	343.68
304	0.07	238.14	202.80	346.58
303	0.00	238.14	202.80	346.59
130	0.02	241.46	205.80	349.68
128	0.06	241.46	205.80	349.75
129	0.02	241.47	205.80	349.76
127	0.00	241.47	205.80	349.76
126	0.02	241.47	205.80	349.79
124	0.00	241.51	205.80	350.23
125	0.00	241.51	205.80	350.23
302	0.00	238.28	201.80	357.77
123	0.04	241.52	204.80	360.13
122	0.00	241.57	202.80	380.17
300	0.00	238.52	198.80	389.52
301	0.05	238.49	197.80	399.05
117	0.00	241.67	199.80	410.59
120	0.02	241.67	199.00	418.41
119	0.00	241.67	199.00	418.41
115	0.00	241.68	198.80	420.53
219	0.05	240.88	197.80	422.48
114	0.07	241.44	197.80	428.01
112	0.06	241.46	197.80	428.12
113	0.05	241.46	197.80	428.13
111	0.00	241.46	197.80	428.14
216	0.07	240.83	197.00	429.86

S U M M A R Y O F I N F L O W S A N D O U T F L O W S

(+) INFLOWS INTO THE SYSTEM FROM FIXED GRADE NODES
 (-) OUTFLOWS FROM THE SYSTEM INTO FIXED GRADE NODES

PIPE NUMBER	FLOWRATE
1	1.45

NET SYSTEM INFLOW = 1.45
 NET SYSTEM OUTFLOW = 0.00
 NET SYSTEM DEMAND = 1.45

**** KYPIPE SIMULATION COMPLETED ****