



REGIONE DEL VENETO

PROVINCIA DI VENEZIA



COMUNE DI CAMPONOGARA

Piazza Mazzini, 1 – 30010 Camponogara (VE)
Tel. 041 5139911 – Fax 0415139938

PIANO DELLE ACQUE COMUNALE DI CAMPONOGARA



CONSORZIO DI BONIFICA SINISTRA MEDIO BRENTA

30035 Mirano (VE) Via G. Marconi, 11 – Cod. Fisc. 82015300278
Tel. 041.5790311 – Fax 041.5790350



CONSORZIO DI BONIFICA BACCHIGLIONE BRENTA

Via Vescovado, 11 – 35141 Padova
Tel. 049.8751133 – Fax. 049.655991

DATA	TITOLO:	CODICE COMMESSA
SETTEMBRE 2009	Relazione idrologica ed idraulica	09 P 004
SCALA		CODICE FILE
–		09 004 RE CN 03 P 1
		TAVOLA
		3

PROGETTAZIONE :



via Dall'Armi, 27/3
I-30027 S. Donà di Piave (VE)
Web: www.ingegneria2p.it
Tel. +39.0421.307.700 – Fax +39.0421.307.716

Dott. Ing. Corrado Petris
Dott. Ing. Giovanni Carretta
Dott. Ing. Federico Valerio

1	28.06.2010	Aggiornamento osservazioni ditte-Comune	Ing. Carretta	Ing. Carretta
REV.	DATA	DESCRIZIONE DELLA REVISIONE	REDIGE	VERIFICA

**REGIONE DEL VENETO
PROVINCIA DI VENEZIA**

COMUNE DI CAMPONOGARA

PIANO DELLE ACQUE COMUNALE

RELAZIONE IDROLOGICA E IDRAULICA

INDICE

1	PREMESSE	3
2	VERIFICA DELLA RETE SCOLANTE	4
2.1	GENERALITÀ	4
2.2	IL FUNZIONAMENTO DELLA RETE DI BONIFICA CONSORTILE	4
2.2.1	DESCRIZIONE DELLA MODELLAZIONE IDRAULICA	4
2.2.2	DEFINIZIONE DELL'EVENTO PLUVIOMETRICO DI PROGETTO.....	5
3	IL MODELLO DI CALCOLO UTILIZZATO	9
3.1	GENERALITÀ	9
3.2	DESCRIZIONE MATEMATICA DEL MODELLO DI CALCOLO	11
3.2.1	EQUAZIONI GENERALI	11
3.2.2	SOLUZIONE GENERICA PER I TRATTI.....	12
3.2.3	CALCOLO DELLE CARATTERISTICHE MEDIE DEI TRATTI.....	14
3.3	DESCRIZIONE DEL PROCESSO FISICO DI FORMAZIONE DEI DEFLUSSI	14
3.3.1	MECCANISMO DI GENERAZIONE DEI DEFLUSSI SUPERFICIALI.....	15
3.3.2	FORMULAZIONE DEL MODELLO MATEMATICO	16
3.4	I PARAMETRI UTILIZZATI	18

4	SCHEMATIZZAZIONI IDRAULICHE.....	19
4.1	BACINO VII PRESA SUPERIORE	19
4.2	BACINO VI PRESA	21

1 PREMESSE

I Comuni di Campagna Lupia, Campolongo Maggiore e Camponogara (Provincia di Venezia), intendono fornirsi come strumento di programmazione, dei Piani delle Acque dei loro territori e del relativo Piano delle Acque Intercomunale. A tal fine le Amministrazioni hanno incaricato la scrivente Ingegneria 2P & associati per la redazione dei Piani.

La redazione del Piano nasce dall'analisi approfondita del territorio indagato, sia da un punto di vista geomorfologico ed idrografico, che amministrativo, normativo e programmatico, condotto mediante la documentazione e la cartografia esistente, i sopralluoghi, le indagini sul posto e le opportune verifiche idrauliche e l'analisi delle conoscenze pregresse messe a disposizione dai Consorzi, dai Gestori e dagli Enti competenti; in particolare, i Consorzi di Bonifica Bacchiglione Brenta e Sinistra Medio Brenta, che gestiscono la rete idrica di bonifica, Veritas S.p.a. che gestisce la rete di fognatura nera e mista ed i Comuni che pianificano l'attività urbanistica.

Il Piano si articola in quattro parti fondamentali:

1. Prima parte conoscitiva: viene formulato il quadro di riferimento conoscitivo in termini legislativi e programmatici e si verificano le conoscenze disponibili quali il censimento del patrimonio delle acque superficiali a cielo aperto e tubate, l'indicazione delle competenze amministrative, etc.
2. Seconda parte di analisi dello stato di fatto: vengono identificate tutte le criticità del sistema, identificando mediante strumenti di modellazione matematica le aree a rischio di allagamento e le cause che le generano;
3. Nella terza parte si analizzano i progetti in fase di attuazione o programmati per la soluzione delle criticità idrauliche, nonché le varianti urbanistiche in atto e la loro influenza sul regime idraulico attuale;
4. Nella quarta parte del Piano, infine, si tracciano le linee guida di intervento per la risoluzione delle criticità idrauliche e le azioni di gestione per la corretta manutenzione dei corsi d'acqua.

La presente Relazione idrologica e idraulica tratta gli aspetti tecnici riguardanti principalmente le ipotesi assunte, i parametri idrologici di riferimento e la descrizione dei programmi di calcolo utilizzati per la modellazione.

2 VERIFICA DELLA RETE SCOLANTE

2.1 GENERALITÀ

Partendo sulla base delle conoscenze acquisite mediante la analisi della documentazione esistente e con i rilievi in campo effettuati, è stato possibile simulare, a mezzo di opportuni strumenti matematici, il funzionamento delle reti idriche a cielo aperto e tubate.

Tale analisi, confrontate con le carte degli allagamenti, permettono di definire scientificamente il grado di rischio idraulico del territorio, associando alle aree allagabili un tempo di ritorno statistico dell'evento.

Inoltre lo strumento implementato permetterà di simulare il comportamento della rete idrica negli scenari futuri con la realizzazione di interventi per la mitigazione idraulica delle sofferenze. Per i dettagli sugli strumenti utilizzati e per la compiuta analisi idraulica si rimanda alla Relazione Idrologica e d Idraulica allegata; nel presente capitolo si descriveranno sinteticamente i risultati ottenuti.

2.2 IL FUNZIONAMENTO DELLA RETE DI BONIFICA CONSORTILE

2.2.1 DESCRIZIONE DELLA MODELLAZIONE IDRAULICA

Per la simulazione idraulica delle reti si è utilizzato il modello EPA SWMM 5.14, che risolvendo le equazioni di De Saint Venant a moto vario, consente di verificare il comportamento dei canali e delle condotte a seguito di un evento pluviometrico di progetto.

A tal scopo la rete è stata schematizzata come una sequenza di nodi e tronchi.

Le caratteristiche geometriche dei canali sono state ricavate dai sopralluoghi compiuti in campagna che hanno permesso di assegnare quote e sezioni trasversali medie agli elementi della schematizzazione matematica.

I bacini imbriferi afferenti ai diversi tronchi e nodi della rete sono stati anch'essi schematizzati, caratterizzandoli in base alla forma, alle dimensioni, alla percentuale di territorio urbanizzato ed alla tipologia del suolo.

L'effetto della marea è stato simulato imponendo una variabilità dei livelli in Laguna tra 0,0 e +1,0 m s.m.m.; è stato inoltre simulato l'effetto indotto dalla realizzazione delle dighe mobili alle bocche lagunari (MOSE) con livello di marea costante a +1,20 m s.m.m..

2.2.2 DEFINIZIONE DELL'EVENTO PLUVIOMETRICO DI PROGETTO

In corrispondenza al territorio oggetto di indagine, posto a sud-ovest di Venezia-Mestre, si registra un precipitazione media annua pari a circa 700 mm, con il mese mediamente più piovoso Ottobre con 100 mm, mentre quello più secco Febbraio con 28 mm.

Recentemente tuttavia, in data Settembre 2006, Settembre 2007 e Maggio 2008, si sono verificati nell'area del veneziano e particolarmente nell'intorno di Mestre, degli eventi climatici particolarmente intensi.

Tra tutti, l'evento maggiormente critico che ha determinato la messa in crisi di tutti i sistemi di fognatura e di bonifica è quello di Settembre 2007, caratterizzato da un tempo di ritorno superiore a 200 anni.

Per lo studio del territorio e la definizione degli interventi, supportati dall'utilizzo degli strumenti di simulazione matematica, si sono utilizzati gli studi predisposti dal *Commissario Delegato per l'Emergenza concernente gli eventi meteorologici che hanno colpito parte del territorio della Regione Veneto nel Settembre 2007 (OPCM n. 3621 del 18.10.2007)*.

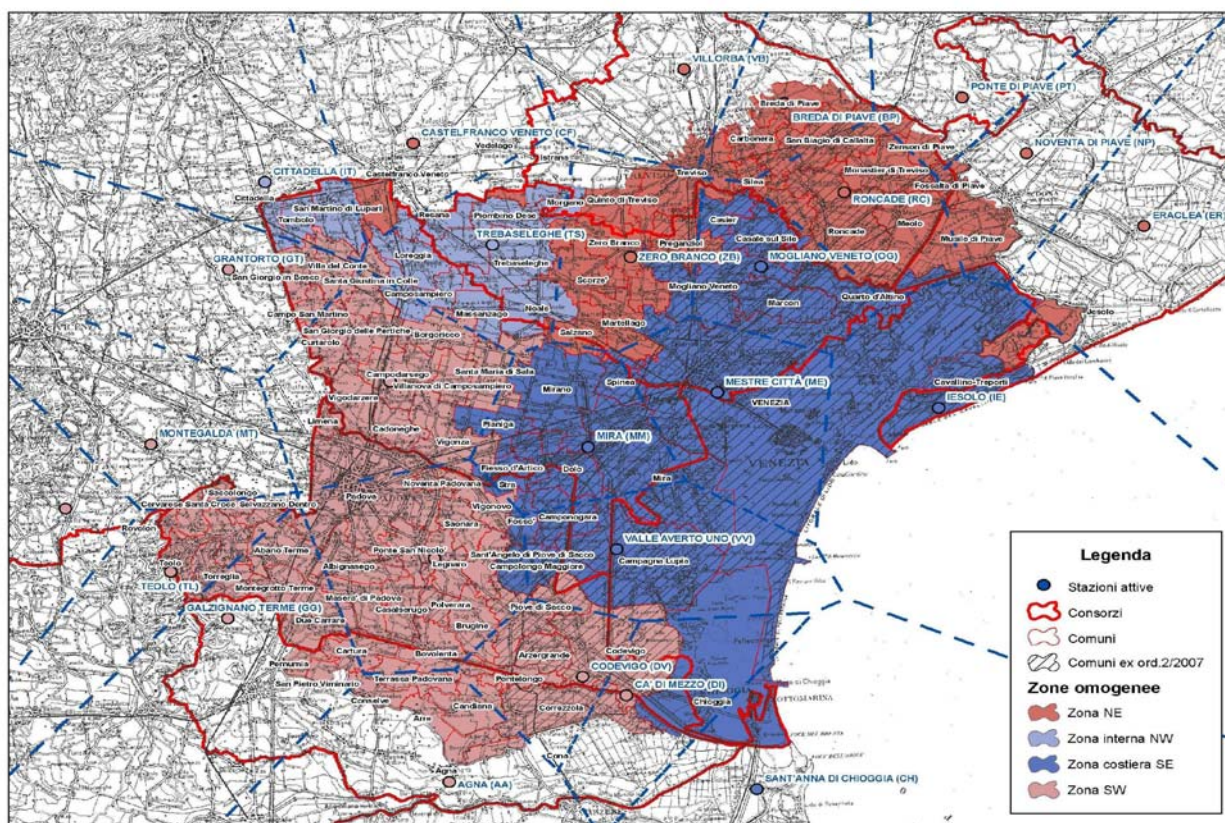
Facendo riferimento ad esse ed assumendo per il dimensionamento delle opere di mitigazione un tempo di ritorno di 50 anni, gli studi propongono la seguente curva di possibilità pluviometrica:

$$h = \frac{a}{(t+b)^c} t \quad (\text{con } t \text{ in minuti})$$

Tale equazione fornisce l'altezza di precipitazione che può essere uguagliata o superata per precipitazioni di durata "t" mediamente una volta ogni Tr (tempo di ritorno) anni.

Si riporta nella tabella seguente i parametri della curva segnalatrice a tre parametri:

Tr	a	b	c
2	20.3	12.0	0.821
5	27.2	13.5	0.820
10	31.4	14.4	0.816
20	35.2	15.3	0.809
30	37.2	15.8	0.805
50	39.7	16.4	0.800
100	42.8	17.3	0.791
200	45.6	18.2	0.783



Per la definizione del rischio idraulico del territorio si sono indagati tre eventi meteorologici correlati ai tempi di ritorno di 2, 20 e 50 anni.

Utilizzando le curve di possibilità pluviometrica estrapolate dagli studi statistici eseguiti dal Commissario Delegato per l’Emergenza concernente gli eventi meteorologici che hanno colpito parte del territorio della Regione Veneto nel Settembre 2007, si ottengono i seguenti valori:

Tempo di ritorno dell’evento	Altezza di pioggia (mm) con durata		Intensità di pioggia (mm/h) con durata
	1 ora	3 ore	3 ore
2 anni	36,37	48,77	16,25
20 anni	64,03	88,84	29,61
50 anni	74,21	104,6	34,87

Per simulare un reale evento pluviometrico con un picco intermedio di intensità, anziché supporre uno ietogramma costante durante l’evento meteorico, si è costruito uno ietogramma sintetico di progetto.

E' infatti chiaro come, fermo restando un valore complessivo di mm di pioggia in un determinato tempo (ad esempio 88,84 mm in 3 ore con un tempo di ritorno di 20 anni), vi sono infinite combinazioni di variazioni dell'intensità meteorica all'interno del tempo di pioggia.

Usualmente si utilizza uno ietogramma con intensità costante (ad esempio 29,61 mm/h per 3 ore nel caso di eventi con Tr 20 anni). Ciò però tende a sottostimare gli effetti sulle reti idriche specialmente se composte da sistemi tubati e sistemi di bonifica, in quanto i picchi di precipitazione possono risultare critici per alcune parti del sistema (soprattutto quelle più distanti dal recapito finale).

Si è pertanto optato per la costruzione degli istogrammi sintetici, assegnando una precipitazione di intensità variabile nel tempo di pioggia secondo la seguente formulazione:

- Da inizio dell'evento fino a 1/3 della sua durata: intensità = intensità media
- Da 1/3 a 2/3 della durata dell'evento: picco di intensità = intensità media * 1,5
- Da 2/3 della durata fino all'esaurimento: coda di intensità = intensità media *0,5.

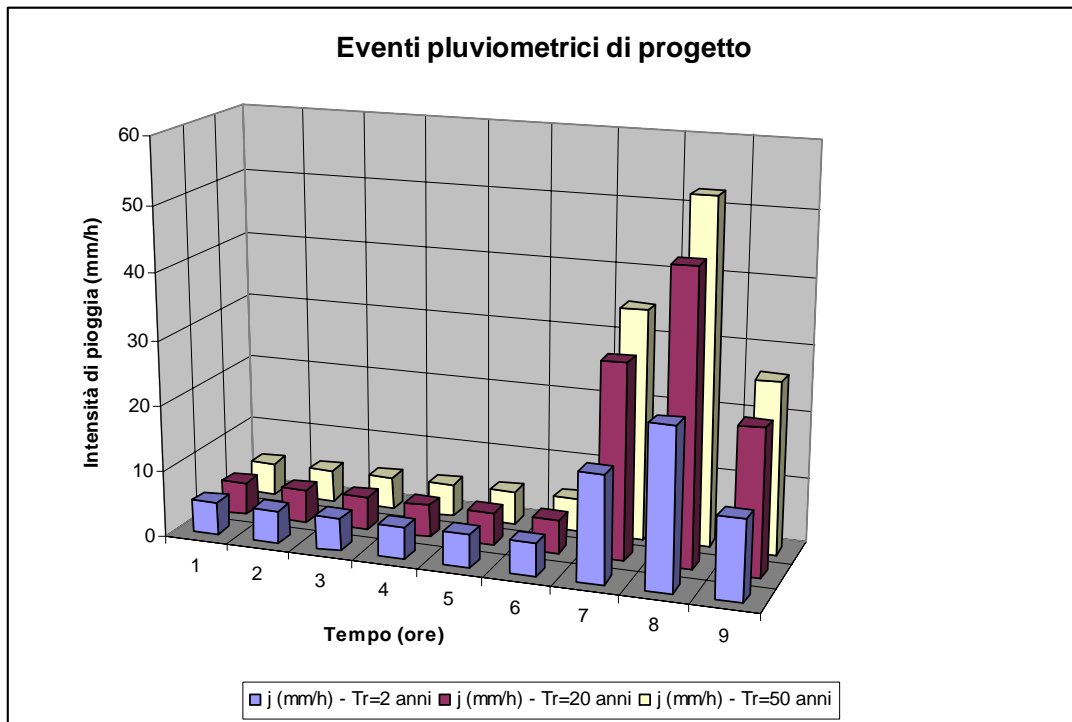
La durata della precipitazione è stata scelta pari a 3 ore, ovvero al tempo di corrivazione del sistema. Tale durata risulta la più critica per il sistema della rete idrografica.

Per la verifica delle condotte fognarie si sono eseguite simulazioni anche con un tempo di pioggia di 1 ora, con intensità costante, maggiormente critico per i sistemi tubati.

Infine per si è assegnata una precipitazione di 5 mm/ora per le 6 ore precedenti l'evento in modo da simulare una condizione di saturazione del terreno prima del verificarsi della precipitazione critica.

Numericamente gli ietogrammi di progetto con durata 3 ore sono i seguenti:

Tempo	j (mm/h) - Tr=2 anni	j (mm/h) - Tr=20 anni	j (mm/h) - Tr=50 anni
0	5	5	5
1	5	5	5
2	5	5	5
3	5	5	5
4	5	5	5
5	5	5	5
6	16,25	29,61	34,87
7	24,375	44,415	52,305
8	12,1875	22,2075	26,1525



Per le verifiche sulle reti fognarie si sono utilizzati ietogrammi di durata 1 ora ed intensità costante.

3 IL MODELLO DI CALCOLO UTILIZZATO

3.1 GENERALITÀ

L'EPA Storm Water Management Model (SWMM) è un modello dinamico di simulazione idraulica di afflussi in deflussi usato per lo studio di un singolo evento o la simulazione (continua) di lunga durata della quantità e della qualità del deflusso. La componente di deflusso SWMM funziona sull'identificativo di alcune zone denominate *subcatchment* (sottobacini) che ricevono la precipitazione e generano i carichi della sostanza inquinante e di precipitazione. Il modello trasporta i carichi attraverso un sistema di condotte, canali, dispositivi di trattamento e di invaso, impianti di sollevamento, luci di fondo e stramazzi. SWMM rintraccia la quantità e la qualità di deflusso generate all'interno di ogni *subcatchment*, la portata, la profondità di flusso e la qualità di acqua in ogni condotta e canale durante il periodo di simulazione formato da passi temporali definiti.

SWMM inizialmente è stato sviluppato nel 1971 e da allora ha subito parecchi aggiornamenti importanti. Continua ad essere ampiamente usato per la progettazione e analisi di eventi di precipitazione eccezionale, fognature miste, fognature sanitarie ed altre reti di fognatura nelle aree urbane, con molte applicazioni nelle zone non-urbane per reti di canali.

SWMM 5 fornisce un ambiente integrato per la pubblicazione dei dati di input di zona di studio, le simulazioni di qualità idrologica, idraulica e dell'acqua e dell'esame dei risultati in una varietà di disposizioni. Questi includono i programmi *color-coded* del sistema di zona e del trasporto di drenaggio, grafici e tabelle di serie cronologiche, diagrammi di profilo ed analisi di frequenza statistiche.

SWMM rappresenta i vari processi idrologici che producono il deflusso dalle aree urbane. Questi includono:

- precipitazioni;
- evaporazione d'acqua;
- accumulo e scioglimento della neve;
- infiltrazione di pioggia negli strati insaturi del terreno;
- percolazione di acqua infiltrata negli strati dell'acqua freatica;
- interflow fra acqua freatica e la rete di fognatura;

La variabilità spaziale di questi processi è realizzata dividendo la zona di studio in sottobacini, *subcatchment*, ognuna delle quali sarà divisa sulla base dell'area permeabile ed impermeabile. Il flusso terrestre può essere diretto fra i *subcatchments*, o nei punti di entrata di una rete di fognatura.

SWMM inoltre contiene un insieme flessibile di possibilità per la modellazione idraulica usate per dirigere le portate e le affluenze esterne attraverso la rete di fognatura delle condotte, dei canali, delle unità di trattamento e di invaso e delle strutture di diversione. Questi includono:

- rete di drenaggio con numero di maglie illimitato;
- impiego di un'ampia varietà di figure chiuse standard ed aperte delle condotte come pure per canali naturali;
- elementi speciali di modello quali le unità trattamento/di invaso, i divisori di flusso, le pompe, gli stramazzi e luci di fondo;
- applicare i flussi e gli input esterni di qualità dell'acqua alle acque di superficie, dal interflow dell'acqua freatica, dall'infiltrazione pioggia-dipendente/dall'affluenza, dal flusso sanitario del tempo asciutto e dalle affluenze prestabilite dall'utente;
- utilizzare l'onda cinematica o i metodi di percorso dinamici completi di flusso dell'onda;
- modellare i vari regimi di flusso, come lo stagno, il sovraccarico, il flusso d'inversione ed accumulazione di superficie;
- applicare le regole dinamiche prestabilite dall'utente di controllo per simulare il funzionamento delle pompe, delle aperture dell'orifizio e dei livelli della sommità degli sbarramenti;

Oltre che alla modellazione, generazione e trasporto dei flussi, SWMM può anche valutare la produzione dei carichi inquinanti connessi al deflusso. SWMM è stato impiegato in numerosi studi relativi a precipitazioni intense. Le applicazioni tipiche includono:

- disegno dei componenti della rete di fognatura e di canali per controllo dell'inondazione;
- tracciato normale dell'inondazione dei sistemi naturali della scanalatura (SWMM 5 è un modello FEMA-approvato per gli studi di NFPI);
- progettazione delle strategie di controllo per la minimizzazione dei trabocchi della rete fognaria.

3.2 DESCRIZIONE MATEMATICA DEL MODELLO DI CALCOLO

3.2.1 EQUAZIONI GENERALI

Il metodo dell'onda dinamica risolve le equazioni monodimensionali di De Saint Venant. Queste equazioni consistono nell'equazione di continuità e dei momenti, espresse nel seguente modo:

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0; \quad \text{equazione di continuità}; \quad (1)$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial(Q^2 / A)}{\partial x} + gA \frac{\partial H}{\partial x} + gAS_f + gAh_L = 0; \quad \text{equazione dei momenti}; \quad (2)$$

dove, x è la distanza lungo la condotta, t è la variabile temporale, A l'area liquida trasversale nella condotta, Q la portata defluita, H è il livello idraulico dell'acqua nella condotta (termine potenziale più eventuale termine di pressione), S_f la pendenza d'attrito, h_L è la locale perdita di energia per unità di lunghezza della condotta, e g l'accelerazione di gravità.

Data la geometria della condotta, l'area A risulta funzione del tirante idrico y il quale può essere ottenuto dall'altezza H . Pertanto le variabili dipendenti in queste equazioni sono la portata Q e l'altezza H , a sua volta funzioni della distanza x e del tempo t .

Il termine S_f viene espresso in termini delle equazione di Manning come:

$$S_f = \frac{n^2 \cdot V \cdot |V|}{k^2 \cdot R^{4/3}};$$

Dove n è il coefficiente di scabrezza secondo Manning, V la velocità di flusso (pari al rapporto tra la portata Q e la sezione di area liquida trasversale A , R è il raggio idraulico della sezione di flusso, e $k=1,49$ nell'unità US e 1,0 nel sistema metrico. Il termine che tiene conto della normale

perdita di energia h_L può essere espresso come $\frac{K \cdot V^2}{2 \cdot g \cdot L}$ dove K è il coefficiente di perdita in

corrispondenza della posizione x e L la lunghezza della condotta.

Per risolvere le equazioni (1) e (2), su una singola condotta, sono richieste una serie di condizioni iniziali per H e Q al tempo 0 come condizioni al contorno per $x=0$ e $x=L$ per la durata della simulazione.

Quando si analizza una rete di condotte, è necessario inserire una relazione aggiuntiva di continuità per i nodi che connettono due o più condotte. In SWMM la continuità del pelo libero si presume che esista tra il tirante al nodo e quello corrispondente alla condotta in ingresso e uscita

(ad eccezione dei nodi a caduta libera). Il cambiamento nel pelo libero H al nodo al variare del tempo può essere espresso come segue :

$$\frac{\partial H}{\partial t} = \frac{\sum Q}{A_{store} + \sum A_s}; \quad (3)$$

Dove A_{store} è l'area liquida al nodo, $\sum A_s$ è la somma delle superficie liquide delle condotte connesse al nodo, e $\sum Q$ è la portata netta all'interno del nodo (portate in arrivo – portate rilasciate), contributo di tutte le condotte connesse al nodo ed eventuali contributi esterni imposti. Il tirante idrico alla fine di una condotta connessa ad un nodo può essere computato come differenza tra la grandezza H al nodo e la quota della condotta.

3.2.2 SOLUZIONE GENERICA PER I TRATTI

Le equazioni (1), (2) e (3) sono risolte in SWMM convertendole in una serie esplicita alle differenze finite che computano il flusso in ogni condotta ed il livello al nodo al tempo come funzioni del valore noto al tempo t. Le equazioni risolte per il flusso in ogni tratto (condotta) sono:

$$Q_{t+\Delta t} = \frac{Q_t + \Delta Q_{gravity} + \Delta Q_{inertial}}{1 + \Delta Q_{friction} + \Delta Q_{losses}}; \quad (4)$$

I termini individuali ΔQ sono stati così nominati per il tipo di forze che rappresentano e sono dati dalle seguenti espressioni:

$$\begin{aligned} \Delta Q_{gravity} &= g \bar{A} \cdot (H_1 - H_2) \cdot \Delta t / L; \\ \Delta Q_{inertial} &= 2\bar{V} \cdot (\bar{A} - A_t) + V^2 \cdot (A_2 - A_1) \cdot \Delta t / L; \\ \Delta Q_{friction} &= \frac{g \cdot n^2 \cdot |\bar{V}| \cdot \Delta t}{k^2 \cdot \bar{R}^{4/3}}; \\ \Delta Q_{losses} &= \frac{\sum_i K_i \cdot |V_i| \cdot \Delta t}{2L}; \end{aligned}$$

dove:

\bar{A} area liquida media nella condotta;

\bar{R} Raggio idraulico medio nella condotta;

\bar{V} Velocità di flusso medio all'interno della condotta;

V_i Velocità di flusso locale alla posizione i lungo la condotta;

K_i coefficiente di perdita locale alla posizione i lungo la condotta;

H_1 livello al nodo di monte della condotta;

H_2 livello al nodo di valle nella condotta;

A_1 area trasversale all'estremità di monte della condotta;

A_2 area trasversale all'estremità di valle della condotta.

L'equazione risolta per il livello in ogni nodo è la seguente:

$$H_{t+\Delta t} = H_t + \frac{\Delta Vol}{(A_{store} + \sum A_s)_{t+\Delta t}}; \quad (5)$$

Dove ΔVol rappresenta il volume netto defluito attraverso il nodo terminato il passo temporale e dato dalla seguente relazione:

$$\Delta Vol = 0,5 \left[\left(\sum Q \right)_t + \left(\sum Q \right)_{t+\Delta t} \right] \cdot \Delta t;$$

Il modello SWMM risolve l'equazioni (4) e (5) usando un metodo di approssimazioni successive di seguito discusse.

- Una prima stima del flusso in ogni condotta al tempo $t + \Delta t$ è svolta dalla soluzione dell'equazione (4) usando i livelli, le aree e le velocità trovate al tempo corrente t . Successivamente lo stesso viene fatto per livelli mediante la valutazione dell'espressione (5) usando le portate appena computate. Queste soluzioni sono denominate come Q^{last} e H^{last} .
- L'espressione (4) viene risolta nuovamente, inserendo livelli, aree e velocità che appartengono ai valori Q^{last} e H^{last} appena computati. Un fattore Ω è impiegato per combinare il nuovo flusso stimato Q^{new} , con la stima precedente Q^{last} secondo l'equazione $Q^{new} = (1 - \Omega) \cdot Q^{last} + \Omega \cdot Q^{new}$ per la produzione del valore aggiornato di Q^{new} ;
- L'espressione (5) è risolta nuovamente per livelli impiegati per la stima di Q^{new} . Come per le portate, questa nuova soluzione per il livello, H^{new} è pesato con H^{last} per produrre una stima aggiornata per i livelli $H^{new} = (1 - \Omega) \cdot H^{last} + \Omega \cdot H^{new}$;
- Se H^{new} è abbastanza vicino a H^{last} il processo si arresta con Q^{new} e H^{new} come soluzioni al tempo $t + \Delta t$. Diversamente, H^{last} e Q^{last} sono sostituiti rispettivamente con Q^{new} e H^{new} , ed il procedimento ritorna al punto 2.

Nell'implementare questa procedura, il programma impiega un fattore di relazione costante Ω di 0,5, una tolleranza di convergenza di 0,005 ai nodi, e limite il numero di iterazioni a quattro.

3.2.3 CALCOLO DELLE CARATTERISTICHE MEDIE DEI TRATTI

La valutazione della portata, aggiornata mediante l'eq. (4), richiede valori per l'area media (\bar{A}) , raggio idraulico (\bar{R}) , e velocità (\bar{V}) dall'inizio alla fine di ogni tratto (condotta) in questione. Il programma calcola questi valori usando i livelli H1 e H2, dai quali possono essere derivati i corrispondenti valori dei tiranti idrici y_1 e y_2 .

La profondità media \bar{y} è dunque calcolata sulla base di questi valori ed è impiegato nella sezione trasversale della condotta per il calcolo del valore medio di (\bar{A}) e raggio idraulico (\bar{R}) .

Il valore medio di velocità (\bar{V}) è determinato da rapporto tra il flusso corrente e l'area media.

Il programma limita questa velocità a valori non superiori a 50 ft/sec in valore assoluto, tale da non permettere alla frazione di flusso contenuta nell'eq. (4) di diventare illimitata.

Quando la condotta è a caduta libera all'interno di uno dei nodi (significa che il livello dell'acqua nel nodo è sotto la quota di fondo della condotta), la profondità alla fine della condotta è equivalente al più piccolo tra la profondità critica e la profondità in condizioni di moto uniforme per la corrente attraverso la condotta.

3.3 DESCRIZIONE DEL PROCESSO FISICO DI FORMAZIONE DEI DEFLUSSI

Per stimare l'idrogramma di piena, ovvero la successione cronologica dei valori di portata che si verificano alla sezione di chiusura di un bacino con il relativo valore di colmo a partire dalla conoscenza della precipitazione di progetto, è necessario utilizzare un modello di trasformazione afflussi-deflussi.

La simulazione mediante modelli matematici del processo di trasformazione delle precipitazioni in deflussi, che si verifica in un bacino idrografico, per la complessità dei fenomeni fisici coinvolti, rende necessaria l'introduzione di semplificazioni che riguardano sia le leggi che governano le varie fasi del processo che la rappresentazione geomorfologica ed idrografica del bacino stesso.

Il modello, di tipo concettuale, utilizzato nel presente lavoro verrà descritto nei seguenti paragrafi

Per meglio comprendere il modello afflussi-deflussi, occorre descrivere sinteticamente i processi che avvengono all'interno del bacino quando si verifica su di esso un evento di precipitazione di una certa entità.

Quando l'acqua meteorica raggiunge il terreno (dopo un eventuale processo di intercettazione da parte della vegetazione) parte di essa evapora e ritorna nell'atmosfera; tale processo risulta però trascurabile nel caso di precipitazioni intense di breve durata.

L'acqua sul terreno in parte si infiltra nel suolo, inizialmente in quantità elevata e con velocità sempre più ridotta al procedere della precipitazione fino a quando l'intensità della pioggia supera la capacità di infiltrazione del terreno; a questo punto l'acqua che cade non riesce più tutta ad infiltrarsi per cui il surplus rimane sulla superficie del terreno ristagnando o dando luogo ad uno scorrimento sui versanti del bacino.

Si formano quindi dei rigagnoli ad andamento irregolare che si raccolgono in una rete di rigagnoli di maggiori dimensioni al procedere dello scorrimento fino ad immettersi nella rete drenante vera e propria, qui si forma un'onda di piena che trasferisce la propria forma nella rete collettoria con un processo di propagazione.

3.3.1 MECCANISMO DI GENERAZIONE DEI DEFLUSSI SUPERFICIALI

Nel modello utilizzato i meccanismi di generazione dei deflussi superficiali risultano diversi a seconda che il suolo su cui cade l'acqua meteorica sia impermeabilizzato (nel caso cioè di zone urbanizzate) o meno.

Qui di seguito vengono descritti i modelli di filtrazione e detenzione superficiali assunti alla base delle simulazioni effettuate.

Aree permeabili

Per quanto concerne le aree non impermeabilizzate dall'intervento antropico, si è utilizzato il modello hortoniano di generazione dei deflussi superficiali.

Si è quindi ipotizzato che l'acqua di precipitazione in parte si accumuli nelle depressioni superficiali del terreno ed in parte si infiltri nel terreno fino a saturarlo, a questo punto l'acqua meteorica si infiltra solamente in minima parte e praticamente tutta scorre in superficie fino a raggiungere la rete drenante.

La formulazione matematica del processo di infiltrazione sopra descritto è riassumibile nella curva di Horton:

$$f(t) = f_c + (f_0 - f_c) \cdot e^{-kt}$$

dove:

$f(t)$ è la capacità di infiltrazione nel tempo espressa in mm/h;

f_0 è l'infiltrazione massima che si verifica al tempo $t = 0$;

f_c è il valore di infiltrazione raggiunto asintoticamente ad un tempo infinito;

k è una costante che qualifica la velocità dell'esaurimento, cioè del passaggio dal valore f_0 al valore f_c .

Ogni suolo è quindi caratterizzato da quattro parametri f_0 , f_c e k e la detenzione superficiale d_s .
Dai dati disponibili in letteratura e dai test di validità del modello effettuati con misure sperimentali e tramite confronto con altri modelli matematici, si può ritenere che il coefficiente k può assumersi pari 4.14 h^{-1} .

Aree impermeabili

Per le aree impermeabilizzate dagli insediamenti antropici, la pioggia netta efficace è stata ottenuta mediante la sola sottrazione della detenzione superficiale stimata, secondo valori di letteratura, pari a 1.57 mm.

3.3.2 FORMULAZIONE DEL MODELLO MATEMATICO

Il modello utilizzato è un modello concettuale che si basa sulla schematizzazione separata delle aree permeabili e di quelle impermeabili come due serbatoi lineari in parallelo.

Dato uno ietogramma efficace qualsiasi è possibile per ogni parte del bacino (permeabile ed impermeabile) determinare per convoluzione l'idrogramma dei deflussi superficiali corrispondenti per poi sommarli ed ottenere quindi l'idrogramma di piena della totalità del bacino.

La precipitazione elementare avente un volume:

$$dV = I(\tau) dt$$

genera un idrogramma che si ottiene da quello dell'idrogramma unitario (generato da una precipitazione netta di volume unitario) moltiplicando le ordinate per dV .

L'ordinata dell'idrogramma al tempo t sarà data dalla somma dei contributi delle precipitazioni elementari di durata $d\tau$ compresa tra 0 e t , ovvero dal seguente integrale denominato integrale di convoluzione:

$$Q(t) = \int_0^t u(t - \tau) \cdot I(\tau) \cdot d\tau .$$

Per la determinazione dell'idrogramma unitario, si ricorre alla schematizzazione separata degli apporti provenienti dalle aree permeabili ed impermeabili del bacino che vengono schematizzate mediante due serbatoi lineari aventi cioè la seguente relazione tra portata uscente e volume invasato:

$$V = K \cdot Q .$$

Si consideri l'equazione di continuità dei serbatoi:

$$I(t) - Q(t) = \frac{dV}{dt} = K \cdot \frac{dQ}{dt},$$

moltiplicando entrambi i membri per $e^{\frac{t}{k}}$ si ottiene:

$$e^{\frac{t}{k}} \cdot I(t) = e^{\frac{t}{k}} \cdot Q(t) + e^{\frac{t}{k}} \cdot K \cdot \frac{dQ}{dt} = \frac{d}{dt} \left[e^{\frac{t}{k}} \cdot K \cdot Q(t) \right]$$

e quindi integrando tra 0 e t si ottiene:

$$\int_0^t e^{\frac{\tau}{k}} \cdot I(\tau) \cdot d\tau = \int_0^t \frac{d}{dt} \left[e^{\frac{\tau}{k}} \cdot K \cdot Q(\tau) \right] \cdot dt = e^{\frac{t}{k}} \cdot K \cdot Q(t).$$

Si ottiene perciò:

$$Q(t) = \int_0^t \frac{e^{-\frac{t-\tau}{k}}}{K} \cdot I(\tau) \cdot d\tau$$

che confrontata con l'integrale di convoluzione fornisce:

$$u(t) = \frac{e^{-\frac{t}{K}}}{K}.$$

Il valore del coefficiente di invaso K per entrambi i serbatoi (che simulano l'area impermeabile e quella permeabile rispettivamente) si ottiene dalla seguente relazione basata sulla teoria dell'onda cinematica:

$$K = \frac{a \cdot L^{0.6} \cdot n^{0.6}}{I_{MAX}^{0.4} \cdot S^{0.3}} \quad \text{dove:}$$

K è il coefficiente di invaso;

L è la lunghezza del bacino;

I_{max} è l'intensità massima della pioggia netta;

n è il coefficiente di scabrezza superficiale di Manning assunto pari a 0.25 per le aree permeabili e pari a 0.013 per quelle impermeabilizzate;

S è la pendenza del bacino;

a è un fattore

3.4 I PARAMETRI UTILIZZATI

I principali parametri di simulazione idraulica utilizzati sono i seguenti:

- Scabrezza canali: $0.033 \text{ s/m}^{(1/3)}$
- Scabrezza tubazioni: $0.016 \text{ s/m}^{(1/3)}$
- Coefficiente di perdita di carico imbocco tombinamenti: 0.5
- Coefficiente di perdita di carico sbocco tombinamenti: 1.0
- Massima infiltrazione Horton: 100 mm/h
- Minima infiltrazione Horton: 15 mm/h
- Costante decadimento Horton: 4
- Invasi superficiali aree pavimentate: 3 mm
- Invasi superficiali aree permeabili: 15 mm

4 SCHEMATIZZAZIONI IDRAULICHE

Nel presente capitolo si riportano le schematizzazioni idrauliche utilizzate, rimandando alla relazione Tecnica per la sintesi dei risultati ottenuti.

4.1 BACINO VII PRESA SUPERIORE

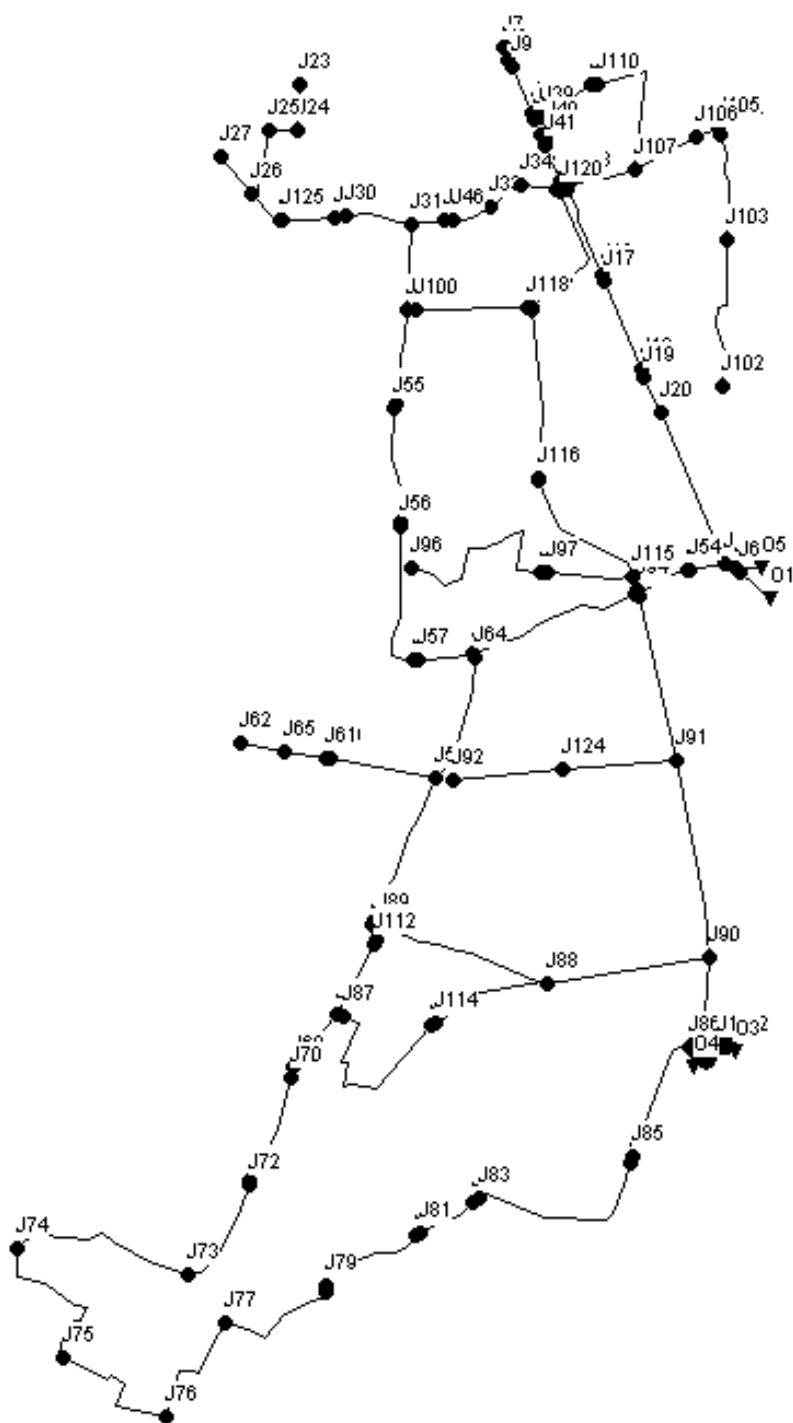


Figura 1: schematizzazione rete

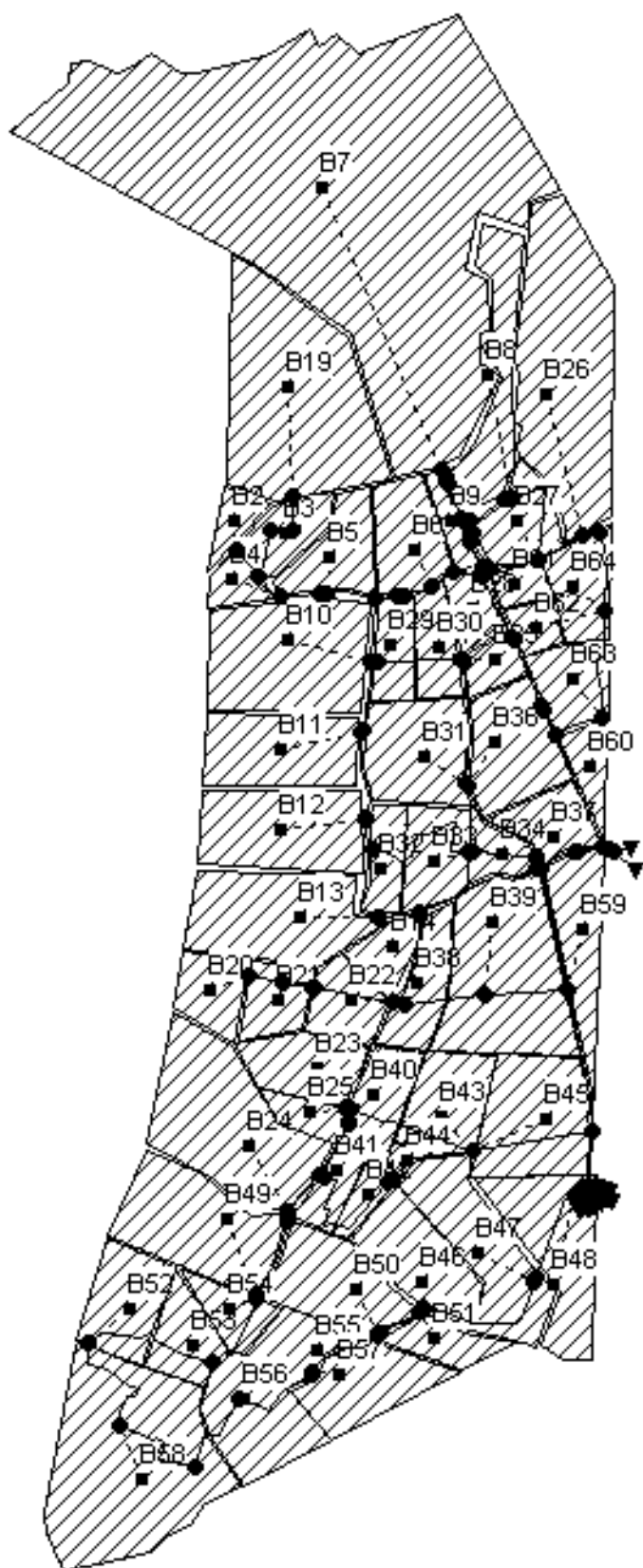


Figura 2: attribuzione dei bacini imbriferi ai nodi

4.2 BACINO VI PRESA

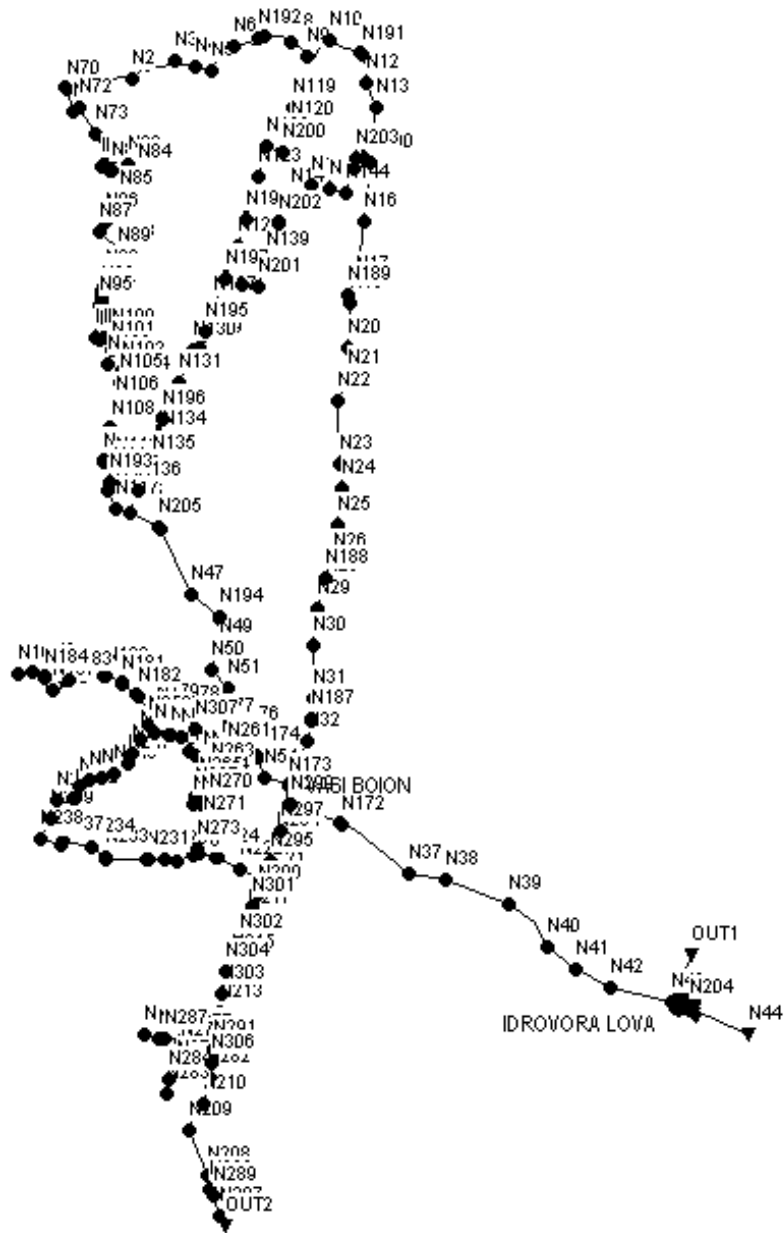


Figura 3: schematizzazione rete

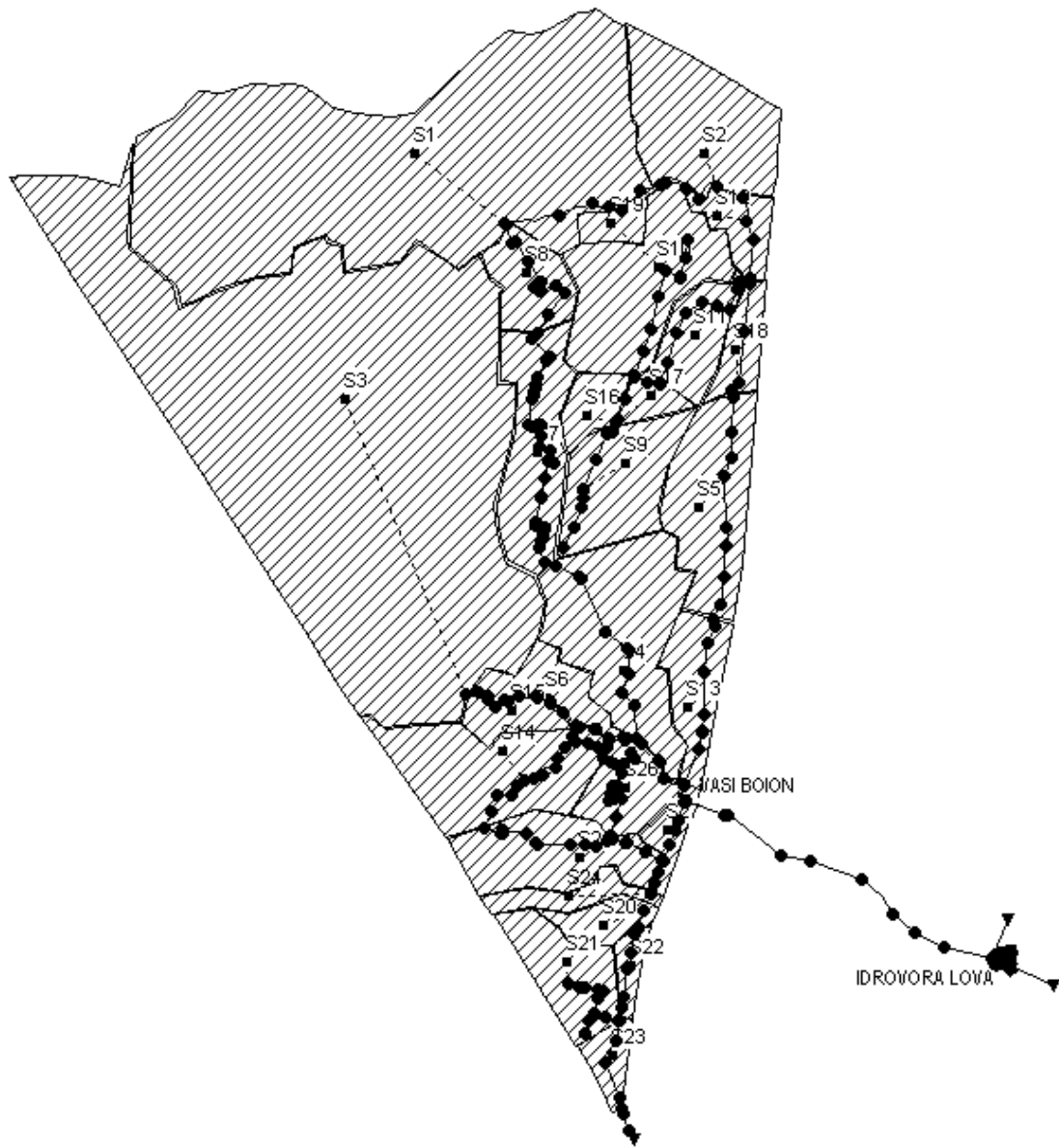


Figura 4: attribuzione dei bacini imbriferi ai nodi