

## La progettazione con un metodo geomorfologico delle reti di drenaggio urbane

R. RIGON, P. BERTOLA

*Dipartimento di Ingegneria Civile ed Ambientale, Università degli Studi di Trento*

**Sommario.** In questa memoria viene presentato un nuovo metodo per la progettazione delle reti di drenaggio urbano, basato sulla teoria dell'idrogramma unitario istantaneo geomorfologico, che consente di descrivere con completezza sia le proprietà cinematiche che di invaso delle reti. Esso rappresenta pertanto un'interessante alternativa ai metodi usuali di progettazione delle fognature bianche. Il modello è applicato al dimensionamento di un tratto di rete di riferimento.

### 1. Introduzione.

Dalla sua prima enunciazione (Rodriguez-Iturbe e Valdes, 1979) il modello geomorfologico (Rodriguez-Iturbe e Rinaldo, 1997) è stato applicato con ottimi risultati alla modellazione concettuale delle piene in reti fluviali di varie dimensioni e complessità. Il modello geomorfologico permette di calcolare la portata fluente alla sezione di chiusura di un bacino suddividendo i percorsi dell'acqua in volumi di controllo, denominati *stati*, posti in serie oppure in parallelo e dotati di caratteristiche idrodinamiche proprie. La portata alla chiusura del bacino è ottenuta sommando il contributo sui percorsi in parallelo e dalla convoluzione degli idrogrammi unitari degli stati posti in serie. La sua espressione formale è dunque la seguente:

$$q(t) = \sum_{\gamma \in \Gamma} (p(\gamma) \cdot J_{eff}) * GIUH_{\gamma}(t) \quad (1)$$
$$GIUH_{\gamma}(t) = (f_{\gamma_1} * \dots * f_{\gamma_n})(t)$$

nella quale  $\gamma$  indica un percorso;  $\Gamma$  l'insieme dei percorsi possibili;  $p(\gamma) \cdot J_{eff}$  rappresenta l'intensità di pioggia efficace mediata spazialmente sull'area  $\gamma$  (in  $[m^3/s]$ );  $GIUH_{\gamma}(t)$  l'idrogramma unitario istantaneo geomorfologico;  $f_{\gamma_i}$  la portata per unità di area alla chiusura dello stato  $i$ -esimo e il simbolo "\*" denota l'operazione di convoluzione tra le portate defluenti dai vari stati, tutti riferiti al percorso  $\gamma$ . In fig. 1 sono rappresentati due percorsi, fra i tanti estraibili dalla rete di fognatura urbana del Fossolo (BO) [Calomino e Paoletti, 1994]. Percorsi spazialmente differenziati, ma idrologicamente ed idrodinamicamente simili, possono essere raggruppati per ridurre il numero di elementi della somma in (1). Nella formulazione originale del modello geomorfologico (Rodriguez-Iturbe e Valdes, 1979), tale operazione era ottenuta raggruppando gli stati secondo la numerazione di Strahler del bacino (nella assunzione fisicamente fondata che rami della rete del medesimo ordine avessero comportamento idrodinamico simile) e considerando quindi simili i percorsi composti dallo stesso insieme ordinato di stati di Strahler. Contemporaneamente  $p(\gamma)$  veniva interpretato in senso stocastico come la probabilità del realizzarsi dell'insieme di stati nel percorso  $\gamma$  in una rete naturale, essendo le piogge assunte uniformi nello spazio.

Una seconda formulazione di successo della teoria geomorfologica è quella basata sulla funzione di ampiezza  $W(x)$  (Rodriguez-Iturbe e Rinaldo, 1997; Rinaldo et al., 1991; Snell e Sivapalan, 1994), la quale fornisce il numero di siti della rete posti alla distanza  $x$  - misurata lungo la rete stessa - dall'uscita. Essa rappresenta perciò con buona approssimazione la frazione di area compresa tra due curve isocorive (Tonini, 1971), poiché nelle reti naturali la celerità dell'onda di piena è all'incirca costante (Bathurst (1993). Il modello geomorfologico, oltre ad offrire uno schema per l'aggregazione in percorsi simili dei contributi al deflusso derivanti dalle diverse superfici scolanti nel bacino, consente di interpretare il deflusso per *tempi di residenza*. Si dimostra infatti (Gupta et al., 1980; Rodriguez-Iturbe e Rinaldo, 1997) che la portata per unità di area ottenuta in uscita da ogni singolo stato è anche la distribuzione dei tempi di residen-

za dei volumi meteorici all'interno dello stato medesimo. Tale rappresentazione per tempi di residenza della risposta idrologica permette di ottenere alcuni risultati di particolare rilevanza su media e varianza dell'idrogramma:

$$E[T] = E[T_v] + E[T_c] \quad (2)$$

$$Var[T] = Var[T_v] + Var[T_c] \quad (3)$$

dove  $E[T]$  è il tempo medio di residenza,  $E[T_v]$  il tempo medio di residenza nelle aree scolanti,  $E[T_c]$  il tempo medio di residenza nei canali; essendo  $Var[\ ]$  il simbolo indicante la varianza. L'equazione (2) stabilisce che il tempo medio di residenza nel bacino è dato dalla somma dei tempi di residenza negli stati di deflusso al di fuori della rete e nella rete (l'equazione vale ovviamente anche per ogni singolo percorso). Poiché la velocità media del deflusso nei versanti dei bacini fluviali è di un ordine di grandezza inferiore di quella nelle reti, ne consegue che solo in bacini di estensione superiore ai 10.000 km<sup>2</sup> il tempo di residenza nei versanti è trascurabile rispetto al tempo di residenza nei canali. Per bacini di dimensione inferiore, il tempo di residenza al di fuori della rete è l'elemento dominante della risposta idrologica (divenendo trascurabile il tempo di residenza nella rete). Infatti la (3) mostra come anche la dispersione geomorfologica, ovvero la forma dell'onda di piena, possa pensarsi come la semplice somma di due contributi, quello dovuto alla rete e quello dei versanti. La struttura della rete rimane tuttavia importante nel determinare come il contributo dei versanti si componga nel formare la risposta idrologica complessiva. È infatti possibile dimostrare che, nelle reti idrauliche (Rinaldo et al., 1991):

$$Var[T] = 2(D_L + D_G) \frac{E[L]}{c^3}$$

$$D_L \approx c \quad y_0 / 3s \quad (4)$$

$$D_G = c \quad Var(L) / (2E[L])$$

dove  $D_L$  è un coefficiente di diffusione idrodinamica;  $D_G$  è definito - per analogia con  $D_L$  - come un coefficiente di diffusione geomorfologica;  $c$  è la celerità dell'onda di piena;  $y_0$  il tirante idrico ed  $s$  la pendenza dell'asta ed  $E[\ ]$  indica il valore atteso della quantità tra parentesi. L'equazione (4) stabilisce che la varianza dell'idrogramma geomorfologico è la somma di due termini: uno dovuto alle caratteristiche del moto, l'altro alla struttura geometrica e topologica del drenaggio all'interno del bacino. Per le reti naturali il termine di dispersione geomorfologica, rappresentato da  $D_G$ , è generalmente di almeno un ordine di grandezza più grande del termine idrodinamico (Rinaldo et al., 1991). Un'espressione del tutto analoga per la varianza è valida anche per le aree scolanti, con differente espressione dei coefficienti di diffusione (D'Odorico et al., 1998). Per svariati motivi l'applicazione del modello geomorfologico è sembrata in passato inadatta alle reti di fognatura bianca poichè: a) le reti urbane presentano caratteristiche morfologiche diverse da quelle naturali, dal momento che il loro sviluppo planimetrico è vincolato dalla tessitura urbana; b) le condizioni di moto negli spechi dipendono dalle scelte operate dai progettisti e la celerità dell'onda di piena non è spazialmente costante come nelle reti naturali; c) i tempi medi di residenza nelle aree scolanti sono dello stesso ordine di grandezza dei tempi di residenza nella rete di drenaggio.

Se tuttavia non sembra possibile l'applicazione del modello geomorfologico nella sua formulazione originaria, che presuppone un'organizzazione geometrica e topologica naturale della rete idraulica (Rodríguez-Iturbe e Rinaldo, 1997), l'applicazione del modello basato sulla funzione di ampiezza rimane invece assai efficace, benché approssimata, nel caso di bacini urbani di piccole dimensioni e purché la scelta della celerità media (Agnese e La Loggia, 1995) sia opportuna. In questa nota tuttavia si rinuncerà, sempre rimanendo nell'ambito di applicazione dell'eq. (1), ad ogni descrizione sintetica della geometria della rete per attenersi ad una descrizione planimetrica del bacino come quella contenuta nella mappa di fig. 1. In questo caso la (1) non solo rimane formalmente valida, purché si pensi la somma estesa a tutti i possibili percorsi, ma può essere di utilità anche nell'implementazione numerica, qualora si osservi che ogni percorso (che porta dall'area di afflusso alla sezione di controllo) contiene parti in comune con altri percorsi, nelle quali il deflusso può essere calcolato una volta per tutte.

Si vuole mostrare in questa nota che il ricorso alla rappresentazione geomorfologica del comportamento della rete, unitamente all'interpretazione per tempi di residenza, permette di trattare in modo concettualmente corretto la complessità topografica e geometrica della rete di drenaggio urbana. Essa consente anche di porre a frutto gli studi sui tempi di corrivazione delle superfici scolanti (Mignosa et al., 1995; Becciu et al., 1997; Ciapponi e Papiri, 1992) e di avere piogge e coefficienti di afflusso spazialmente distribuiti.

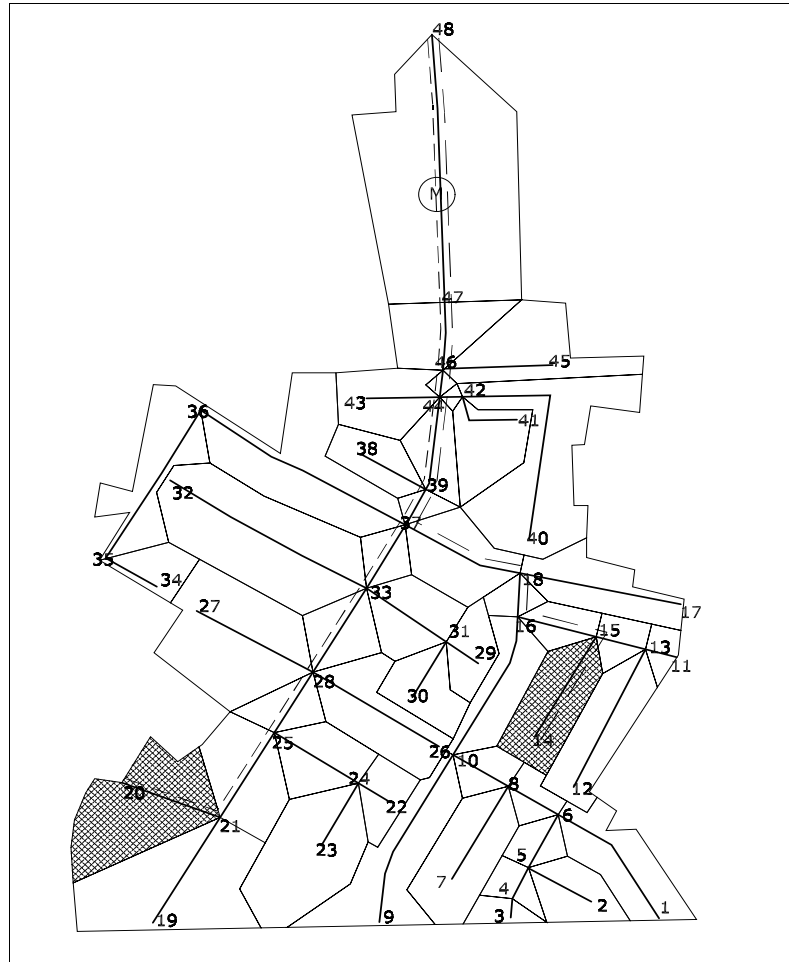


Fig. 1: rappresentazione dell'area urbana del Fossolo (BO) [Calomino e Paoletti, 1994] ai fini della progettazione della fognatura bianca con il metodo geomorfologico proposto. Sono identificate due aree scolanti e il percorso di ciascuna area verso la sezione di controllo *M*.

## 2. Il metodo di progettazione proposto.

A corollario della capacità del modello geomorfologico di descrivere in modo separato sia le aree scolanti dei bacini, sia la rete di fognatura, vi è la possibilità di generalizzare i metodi cinematico e dell'invaso – proposti in letteratura in modo alternativo per la progettazione delle reti a pelo libero – integrando così nel contempo gli elementi di descrizione concettuali e quelli fisicamente basati.

Per l'applicazione dei modelli afflussi-deflussi, è necessario calcolare preliminarmente la pioggia efficace. La formulazione geomorfologica permette in generale di usare piogge efficaci di diversa natura, come quelle generate dall'uso del metodo di Horton, del *Numero di Curva* del Soil Conservation Service o altri metodi (Moisello, 1998). Inoltre, qualora lo si ritenga opportuno, alla precipitazione possono essere facilmente implementate perdite come quelle proposte da Mignosa et al., 1995. La progettazione delle reti di fognatura urbana segue tuttavia usualmente criteri di maggiore semplicità: si assume che le perdite per infiltrazione possano essere descritte da un coefficiente di afflusso costante  $e$ , per esempio, pari a:

$$\phi = 0.2S_{per} + 0.9S_{imp} = 0.2(1 - S_{imp}) + 0.9S_{imp} \quad (5)$$

dove  $S_{imp}$  è la frazione impermeabile della superficie scolante e  $S_{perm}$  la superficie permeabile. Al contempo si assume che i tempi di residenza al di fuori della rete possano essere stimati con una distribuzione esponenziale decrescente, cioè le aree scolanti sono trattate come degli invasi lineari: questo modello offre una descrizione di sufficiente accuratezza e dipende inoltre da un solo parametro:

$$f(t) = \frac{1}{k} e^{-t/k} \quad (6)$$

Il parametro  $k$  è di facile interpretazione fisica: è il tempo medio di residenza nello stato al di fuori della rete. In questa nota si porrà, per una generica superficie scolante  $i$ :

$$k_i = \alpha \cdot S_i^\beta \quad (7)$$

dove  $S_i$  è l'area del bacino scolante,  $\alpha$  è un parametro corrispondente al tempo di residenza medio per unità di area e  $\beta$  è un esponente il cui valore è approssimativamente pari a 0.4. L'afflusso efficace alla rete nei tratti iniziali è dunque dato dall'espressione (6) convoluta con la pioggia efficace. Considerando l'area rappresentata in fig. 2, se si assume - come consuetudine - una pioggia di progetto descritta dalle curve segnalatrici di possibilità climatica con un assegnato tempo di ritorno e di intensità media costante:  $j = at_p^{n-1}$  per  $0 \leq t \leq t_p$ , la portata affluente alla rete è data allora da:

$$Q_A(t) = S_1 \phi_1 a t_p^{n-1} (1 - e^{-t/k_1}) \quad t \leq t_p \quad (8)$$

$$Q_A(t) = S_1 \cdot \phi_1 \cdot a \cdot t_p^{n-1} \cdot (1 - e^{-t_p/k_1}) \cdot e^{-t/k_1} \quad t \geq t_p \quad (9)$$

dove  $t_p$  è il tempo di pioggia. Se il tempo medio di residenza  $k_1$  non dipende dal tempo di pioggia (ma da sole grandezze geometriche come la pendenza e l'estensione dell'area scolante), la durata di pioggia che fornisce la massima portata è determinata in modo del tutto analogo a quanto avviene nel metodo dell'invaso. Risulta dunque, posto  $r_1 = t_p/k_1$ :

$$u_1(t) = \phi_1 \cdot a \cdot S_1 \cdot k_1^{n-1} \cdot r_1 \cdot (n)^{n-1} (1 - e^{-r_1(n)}) \quad (10)$$

dove  $u_1(t)$  è il coefficiente idrometrico relativo all'area scolante e  $r_1(n)$  il valore di  $t_p/k_1$  che fornisce la maggiore delle portate massime, funzioni del solo esponente della curva segnalatrice di possibilità climatica (cfr. Artina et al., 1998, eq. 8.20). Si noti che rispetto al metodo dell'invaso (Da Deppo e Datei, 1997), diversa è l'interpretazione delle grandezze che entrano nell'equazione (10): qui  $k_1$  risulta essere legato alle sole proprietà della superficie scolante e non alle proprietà della rete. La portata - in ogni punto del tratto di fognatura compreso tra i punti A e B di fig. 2 - sarà altresì fornita dalla convoluzione della (8) con la funzione di propagazione nella rete. Questa può essere assunta nella forma proposta da Rinaldo et al. (1991), che risulta compatibile con una soluzione dell'approssimazione parabolica delle equazioni di de Saint Venant:

$$g(t, L) = \frac{L}{2\sqrt{\pi D_L t^3}} \exp(-(ct - L)^2 / 4Dt) \quad (11)$$

dove  $D_L$  è il coefficiente di dispersione,  $c$  la celerità dell'onda di piena [che nelle condotte circolari si può assumere pari a 3/2 la velocità di moto uniforme (Mignosa et al., 1995; Becciu et al., 1997)] con assegnato grado di riempimento,  $L$  la lunghezza della tubazione. Poiché l'effetto della propagazione è quello di introdurre un ritardo nell'arrivo dell'onda di piena al termine della condotta ed una sua laminazione descritta dal coefficiente  $D_L$ , il tubo di fognatura nel tratto AB di fig. 2 può essere dimensionato in base alla (10) con la procedura standard riassunta in Appendice, dopo aver scelto un grado di riempimento adeguato.

Nella modellazione geomorfologica l'effetto di invasore nella rete può essere trascurato (in favore di sicurezza ponendo  $D_L=0$ ), in quanto l'effetto dominante la struttura dell'onda di piena e dei picchi di massima portata è determinato da  $D_G$ , il cui effetto diviene maggiore procedendo verso valle. La soluzione (11) si può allora semplificare in:

$$g_L(t) = \delta(ct - L) \quad (12)$$

che rappresenta una pura traslazione cinematica dell'onda di piena lungo la tubazione di lunghezza  $L$  ( $\delta(\cdot)$  è il funzionale delta di Dirac). Questa, convoluta alla (8), porge:

$$Q_{AB}(t, L) = S_1 \cdot \phi_1 \cdot a \cdot t_p^{n-1} \cdot (1 - e^{-(t-L/c)/k_1}) \cdot H(t, L/c, L/c + t_p) \quad (13)$$

dove  $H$  è la funzione a gradino, cosicché  $H(t, x, y) = 1$  se  $x < t < y$  ed  $H(t, x, y) = 0$  in caso diverso. Un tronco di fognatura composto da più tratti di lunghezza e caratteristiche geometriche diverse, ma senza immissioni di portata da altri tronchi, avrà una portata descritta dalla (13), non appena  $L/c$  venga sostituito

da  $t_i = \sum_i L_i / c_i$ , nella quale  $L_i$  e  $c_i$  sono rispettivamente la lunghezza e la celerità dell'onda di piena nel tratto  $i$ -esimo e  $t_i$  risulta dunque il tempo di residenza nel medesimo tratto.

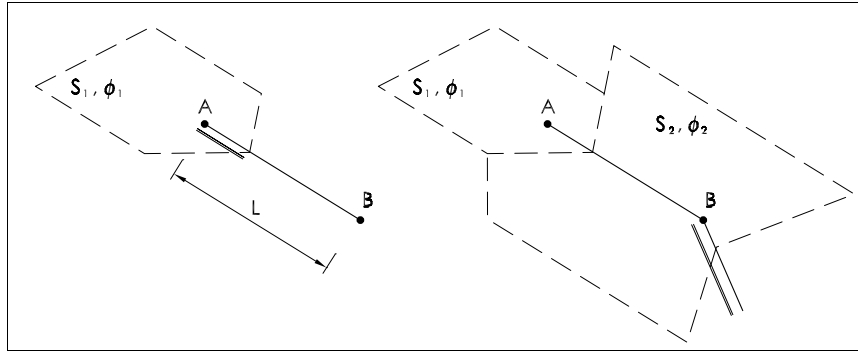


Fig. 2: rappresentazione di due aree scolanti con i primi tratti di fognatura di competenza. Ogni tratto è caratterizzato da un proprio valore dell'area scolante, del coefficiente di afflusso, del tempo di afflusso medio.

Il punto di partenza del dimensionamento di un tratto di rete arbitrario è il calcolo di tutti gli afflussi locali e di quelli provenienti dalla rete di monte in base alla:

$$Q(t) = Q_m(t) + Q_l(t) \quad (14)$$

dove  $Q_m(t)$  è la portata geomorfologica della rete a monte calcolata mediante la (1) e  $Q_l(t)$  è il contributo della superficie scolante locale. Il caso elementare di confluenza - dal quale si ottengono ricorsivamente i casi più complicati - è quello dato dalla somma di (13) e (8) ed è rappresentato esso stesso in fig. 2:

$$Q_B(t, L) = at_p^{n-1} [\phi_1 S_1 (1 - e^{-(t - \sum_i L_i / c_i) / k_1}) \cdot H(t, \sum_i L_i / c_i, \sum_i L_i / c_i + t_p) + \phi_2 S_2 (1 - e^{-t / k_2})] \quad (15)$$

dove  $k_1$  e  $k_2$  sono i tempi medi di residenza caratteristici delle due superfici scolanti  $S_1$  ed  $S_2$ , delle quali si sta comandando l'afflusso efficace determinato attraverso i coefficienti  $\phi_1$  e  $\phi_2$ . Si osservi che, nel caso di superfici con tempi di residenza medi uguali ( $k_1 = k_2$ ) e di sincronicità ( $L_i / c_i = 0$ ) la precedente equazione (15) si riduce alla (8). Il valore del coefficiente udometrico  $u_B$  non è determinato analiticamente come in (10), ma si trova numericamente con facili calcoli.

Va ricordato infine che il metodo geomorfologico non esclude né la possibilità di usare metodi più sofisticati per la determinazione delle piogge efficaci di quello basato sui coefficienti di deflusso  $\phi_1$  e  $\phi_2$  né l'uso di espressioni più complesse per il tempo medio di accesso  $k$  (Mambretti e Paoletti, 1994). In tal caso però la determinazione del tempo di pioggia che produce il coefficiente udometrico si può ottenere solamente in forma numerica.

### 3. Applicazione del modello TRENTO\_P al bacino sperimentale del Fossolo (BO).

Il programma Trento\_P è un'implementazione del metodo di calcolo delle fognature descritto nel paragrafo precedente, ovvero delle equazioni 8, 9 e 15. Il metodo di progettazione appena enunciato è applicato alla rete di fig. 1, presa a campione (Artina et al., 1998) ed utilizzata per confrontare i risultati prodotti da diversi metodi correnti di progettazione. Analogamente ai casi elaborati nello studio citato, è stata scelta la seguente legge di possibilità pluviometrica:  $h = 60,4 t^{0,61}$ , con  $h$  in [mm] e  $t$  in ore, ipotizzando una pioggia di progetto con tempo di ritorno di cinque anni. Il coefficiente  $\alpha$ , che regola i tempi di accesso alla rete, è stato assunto pari 0,5 [ore/km<sup>2</sup>] in conformità a quanto proposto (Calomino et al., 1994) dall'analisi di alcuni eventi riportati in letteratura ed utilizzati in sede di taratura di modelli di drenaggio urbano; il coefficiente di Gauckler-Strickler è stato assunto pari a 65 m<sup>1/3</sup> s<sup>-1</sup>. Inoltre i coefficienti di deflusso sono stati assunti pari a 0,7 per i primi due tratti (19-21 e 20-21) e 0,8 per gli altri. Il grado di riempimento degli specchi, assunta una leggera sovrastima delle portate massime causata dall'aver trascurato la

dispersione idrodinamica  $D_L$ , è stato posto non superiore a 0,8. Naturalmente il codice di calcolo Trento\_P consente di variare con estrema facilità tutti i precedenti parametri per ogni area contribuyente. I risultati ottenuti ed illustrati nella Tab. A, sono in linea con quelli ottenuti con gli altri metodi classici di progettazione, a condizione che vengano ad essi applicati gli artifici correttivi necessari (Artina et al., 1994). Per i tubi di testa, il tempo di pioggia coincide con il tempo per cui si ottiene la massima delle portate (e conseguentemente per il tempo di pioggia critico la maggiore tra le portate massime). A causa degli effetti di ritardo cinematico, lungo le tubazioni il tempo di picco ritarda - rispetto ai tempi di pioggia - in misura sempre maggiore man mano che si scende da monte verso valle. L'effetto di tale ritardo è quello di introdurre una laminazione dell'onda di piena, dovuta all'asincronia dei contributi derivanti da diverse aree scolanti (come prevede la teoria della dispersione geomorfologica). Annullando infatti i ritardi cinematici (ponendo cioè  $t_c=0$  per ogni percorso), la portata nella sezione di controllo terminale può essere calcolata facilmente in base alla (10) e risulta maggiore di quella ottenuta applicando la teoria in modo completo. Diverso qui è il significato di sincronia rispetto a quello usato nell'applicazione classica del metodo italiano e diverso il risultato. Nel metodo italiano, l'ipotesi di sincronia corrisponde alla maggiorazione della costante di invaso e quindi, nel linguaggio della presente memoria, ad un tempo di residenza all'interno del bacino mediamente maggiore e alla sottostima delle portate al picco (Artina et al., 1994). Al contrario, in Trento\_P la costante di invaso è una proprietà delle sole aree scolanti e non viene pertanto modificata al variare dell'invaso nella rete.

Poiché il tempo di pioggia - che figura nell'espressione del coefficiente udometrico - aumenta procedendo nella rete da monte verso valle, si deduce che la frazione della portata massima attribuibile ai tubi di monte è solitamente minore della portata per la quale i medesimi tubi sono stati progettati. Si produce quindi nei tubi di monte, in base alle condizioni di minore riempimento, una minore celerità dell'onda di piena transitante e un aumento del ritardo cinematico man mano che si procede nella progettazione della rete verso la sezione terminale.

Il parametro che controlla il valore del coefficiente udometrico nella presente implementazione del metodo geomorfologico è soprattutto il tempo di accesso alla rete, dipendente a sua volta dai parametri  $\alpha$  e  $\beta$  definiti in (7). I valori di  $\alpha$  sono compresi ragionevolmente tra 0,25 e 1, valori che corrispondono ad un ricalcolo della determinazione della costante di invaso derivante da numerosi studi (Ciapponi e Papiri, 1992) che pone il valore del parametro  $\alpha$  maggiormente concentrato nell'intervallo  $0,35 \div 0,6$ . Nel caso del bacino in esame, ad un valore di  $\alpha=0,25$  corrisponde una portata massima calcolata di 3100 l/s contro 2544 l/s per  $\alpha=0,5$  e 2014 l/s per  $\alpha=1,0$ . Al valore più basso corrisponde una celerità media dei volumi d'acqua sulle superfici scolanti più grande. Il valore usato di  $\alpha=0,5$  nella simulazione presentata nella Tab. A corrisponde ad un valore tarato su eventi misurati nel medesimo bacino di cui uno è riportato in fig. 3.

#### **4. Conclusioni.**

E' stato presentato un nuovo metodo di progettazione delle fognature bianche basato sul modello geomorfologico. Attraverso una sua opportuna semplificazione, è stata formulata una procedura di progettazione delle reti di fognatura bianca. Poiché essa descrive sia gli effetti di invaso delle aree scolanti, sia gli effetti cinematici della propagazione della piena all'interno della rete, essa può rappresentare la naturale evoluzione dei metodi tradizionali di progettazione.

I parametri del modello risultano di facile interpretazione fisica e possono essere valutati attraverso la reinterpretazione dei numerosi studi già condotti in Italia nell'ambito dei programmi di ricerca sui deflussi urbani.

#### **Ringraziamenti**

Questa ricerca è stata condotta nell'ambito dei PRIN 1998, cofinanziati dall'Ateneo di Trento.

Si desidera ringraziare il Prof. ing. Andrea Rinaldo, che è stato precursore delle tematiche affrontate in questo lavoro, al cui sviluppo ha contribuito con illuminanti ed assidue discussioni. Si ringrazia inoltre il dott. ing. Angelo Zacchia per la collaborazione prestata nell'implementazione del codice TRENTO\_P.

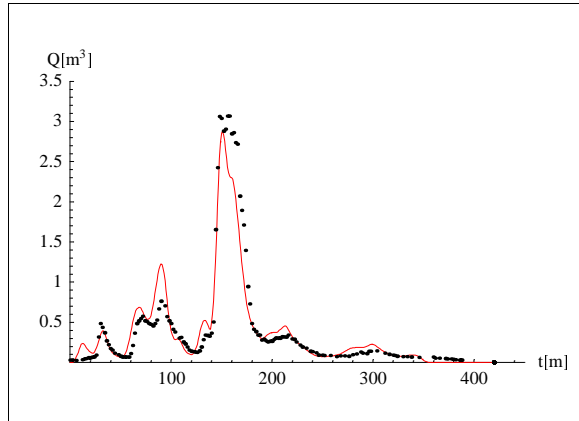


Fig. 3: evento di taratura. La piena del 28 luglio 1987 (rappresentata dai punti) è stata riprodotta facendo uso del modulo completo afflussi-deflussi del programma TRENTO\_P. La piena è stata calcolata (e rappresentata con linea continua) utilizzando la soluzione (11) del moto nella rete convoluta alla (8) per il comportamento delle aree scolanti. La celerità dell'onda di piena è stata determinata dalle caratteristiche geometriche della rete e dal grado di riempimento dei tubi durante l'evento. Il coefficiente di deflusso era noto e l'unico parametro da tarare rimaneva il coefficiente  $\alpha$  che determina la costante d'invaso.

tratto	S [ha]	L [m]	$Q_{\max}$ [l/s]	$u$ [l/s/ha]	$t_a$ [min]	$t_p$ [min]	$t_c$ [min]	$c$ [m/s]	$s$ %	D [cm]	G
19-21	1.94	120	428	221	4.18	6.93	6.93	1.32	0.3	80	0.62
20-21	1.73	122	391	226	3.95	6.55	6.55	1.26	0.3	70	0.75
21-25	0.48	119	913	220	2.08	7.94	7.94	1.57	0.3	100	0.69
22-24	0.55	43	177	323	2.22	3.68	3.68	1.06	0.3	60	0.57
23-24	2.14	92	530	247	4.39	7.28	7.28	1.37	0.3	80	0.72
24-25	0.38	111	781	254	1.86	6.89	6.89	1.49	0.3	90	0.77
25-28	0.35	81	1745	232	1.78	8.26	8.26	1.82	0.3	120	0.79
26-28	0.10	150	287	287	3.00	4.97	4.97	1.19	0.3	70	0.60
27-28	1.58	134	262	262	3.77	6.26	6.26	1.27	0.3	70	0.79
28-33	0.63	116	237	237	2.39	8.50	8.50	2.01	0.3	140	0.77

Tab. A: dati di progetto del tratto di fognatura del Fossolo rappresentato in fig. 1.  $S$  è l'area afferente al tratto sotteso,  $L$  la sua lunghezza,  $Q_{\max}$  la portata di progetto,  $u$  il coefficiente udometrico,  $t_a$  il tempo di accesso alla rete,  $t_p$  il tempo di pioggia tipico,  $t_c$  il tempo di picco,  $c$  la celerità dell'onda di piena,  $s$  la pendenza del tratto,  $D$  il diametro della tubazione,  $G$  il grado di riempimento.

## Appendice

Assegnato il coefficiente udometrico, la verifica della rete fognaria prosegue nei modi consueti, come risulta da quanto esposto nel seguito. La portata nella tubazione da verificare - ottenuta moltiplicando il coefficiente udometrico per la superficie del bacino a monte - si suppone fluire, in accordo all'espressione di Gauckler-Strickler:

$$Q_{\max} = A(D, G) \cdot K_s \cdot R_H^{2/3}(D, G) \cdot \sqrt{s} \quad (16)$$

dove  $A$  è la sezione bagnata della condotta e  $R_H$  il raggio idraulico (entrambi funzione del diametro incognito  $D$  e del grado di riempimento  $G$ );  $K_s$  (assunto costante sia rispetto a  $D$  che a  $G$ ) è il coefficiente di Gauckler-Strickler;  $s$  è la pendenza di posa della condotta. Assumendo spechi di sezione circolare, risulta:

$$A = \frac{D^2}{8}(\theta - \sin \theta) \quad (17)$$

$$R_H = \frac{D}{4}\left(1 - \frac{\sin \theta}{\theta}\right) \quad (18)$$

$$\theta = 2 \cos^{-1}(1 - 2G) \quad (19)$$

dove  $\theta$  è l'angolo formato dalle semirette uscenti dal centro del tubo e passanti per l'intersezione tra il pelo libero e il tubo medesimo, partendo dalla semiretta di destra in senso orario.

Fissato il grado di riempimento massimo e la pendenza che si vogliono assegnare al tratto di tubo, la (16) è funzione non lineare del solo diametro incognito e può essere risolta con semplici metodi numerici. Solitamente il diametro risultante non corrisponde a manufatti commerciali e pertanto si sceglie il manufatto commerciale di diametro immediatamente superiore al valore calcolato. Questo comporta un successivo calcolo del grado di riempimento  $G$ , che risulterà inferiore a quello inizialmente imposto.

## Bibliografia

- Agnese C. e G. La Loggia (1995), *Approccio morfologico ai modelli di deflusso delle reti di drenaggio urbano*. ???
- Artina S., Calenda G., Paoletti A., G. Rasulo (1994), "Revisione dei metodi razionale e dell'invaso per il dimensionamento delle reti di drenaggio urbano", *Atti del XXIV Convegno di Idraulica e Costruzioni Idrauliche*, T3a-143-155.
- Artina S., Calenda G., Calomino F., Cao C., Loggia G. L., Modica C., Paoletti A., Papiri S., Rasulo G. e P. Veltri (1998), *Sistemi di fognatura: manuale di progettazione*, Centro Studi Deflussi Urbani, Hoepli.
- Bathurst J. C. (1993), "Flow resistance through the channel network", *Channel networks hydrology*, Beven K. e Kirkby M. J. (curatori), Wiley.
- Becciu G., Mambretti S. e A. Paoletti (1997), "Risk design of urban drainage networks on the basis of experimental data", *Excerpta*, vol. 11.
- Calomino F. e A. Paoletti (1994), *Le misure di pioggia e portata nei bacini sperimentali urbani in Italia*, Centro Studi Deflussi Urbani.
- Ciaponi C. e S. Papiri (curatori) (1992), "Una taratura del modello d'invaso lineare per bacini di drenaggio urbano", *Ingegneria Ambientale XXI n° 6*.
- Da Deppo L. e C. Datei (1997), *Fognature*, Cortina Editore, Padova.
- D'Odorico P., Marani M. e R. Rigon (1998), "Questioni geomorfologiche e previsione delle piene nei bacini fluviali", *Atti del XXV Convegno di Idraulica e Costruzioni Idrauliche*.
- Gupta V. J., Waymire E. e C.T. Wang (1980), "A representation of an iuh from geomorphology", *Water Resour. Res.* 16(5), 885-862.
- Mambretti S. e A. Paoletti (1994), "Tempi caratteristici del deflusso superficiale in ambiente urbano: primi risultati", *Atti del XXIV Convegno di Idraulica e Costruzioni Idrauliche*, T3a-183.
- Mignosa P., Paoletti A. e S. Mambretti (1995), "Verifica del metodo razionale per il dimensionamento delle reti di drenaggio", *Proc. of Seminar on Urban Storm drainage, Carloforte e Taormina*.
- Moisello U. (1998), *Idrologia tecnica*, La Goliardica Pavese, Pavia.
- Rinaldo A., Marani A. e R. Rigon (1991), "Geomorphological dispersion", *Water Resources*, 27(4) 513-525.
- Rodriguez-Iturbe I. e J.B. Valdes (1979), "The geomorphologic structure of the hydrologic response", *Water Resour. Res.* 15(6), 1409-1420.
- Rodriguez-Iturbe I. e A. Rinaldo (1997), *Fractal River Networks, chance and self-organization*, Cambridge University Press, New York.
- Snell J. D. e M. Sivapalan (1994), "On the geomorphological dispersion in natural catchment and the geomorphological unit hydrograph", *Water Resour. Res.* 30, 2311-2323.
- Tonini A. (1971), *Idrologia e Idrografia*, CEDAM, Padova.