

# La valutazione idrologica dei piani urbanistici

## Un metodo semplificato per l'invarianza idraulica dei piani regolatori generali

Alberto Pistocchi

### Riassunto

*Il lavoro propone un metodo per la valutazione dei volumi di laminazione richiesti al fine di garantire l'invarianza idraulica delle trasformazioni urbanistiche. Il metodo giunge a definire uno standard urbanistico che può essere recepito direttamente in sede di pianificazione comunale, e che costituisce uno strumento di autocorrezione del piano al fine di non creare aggravii alla situazione idrologica esistente. Si propone l'applicazione esemplificativa al piano regolatore di Cesena, e si mettono in luce le principali necessità di approfondimento per rendere il metodo suscettibile di applicazione efficace a livello sistematico.*

### Abstract

*The paper describes a methodology for the control of hydrological effects of urban transformation, which leads to the increase in peak discharges following the increments in land imperviousness. The method computes a volume per unit area which allows to keep the specific discharge constant, given the percentage of the transformed area which becomes impervious, and is based on a linear reservoir model. It is expected that using the method in land planning may give a self-corrective procedure for the design of hydraulically invariant, yet economically sustainable urban plans. A sample application of the method is presented and future lines of research are drawn which should bring to application and parameter choice guidelines for general use of the method in strategic environmental assessment.*

### Introduzione e posizione del problema

Come noto, uno dei maggiori effetti dell'urbanizzazione è il consumo di territorio, che si concretizza dal punto di vista idrologico nell'aumento dell'impermeabilizzazione dei suoli (Paoletti, 1996; Cannata, 1993). Inoltre, trasformando l'uso del suolo spesso si verifica una diminuzione complessiva dei volumi dei piccoli invasi, ovvero di tutti i volumi che le precipitazioni devono riempire prima della formazione dei deflussi. I piccoli invasi, in terreni "naturali", sono costituiti dalle irregolarità della superficie, e da tutti gli spazi delimitati da ostacoli casuali che consentono l'accumulo dell'acqua. Sotto determinate condizioni, la presenza stessa di un battente d'acqua sulla superficie (dell'ordine di pochi mm) durante il deflusso costituisce un invaso che può avere effetti non trascurabili dal punto di vista idrologico.

In senso del tutto generale, si può dire che i volumi di invaso sono la principale causa del fenomeno della laminazione dei deflussi.

L'impermeabilizzazione delle superfici e la loro regolarizzazione, che sono le due manifestazioni più evidenti delle urbanizzazioni, contribuiscono in modo determinante all'incremento del coefficiente di afflusso (la percentuale di pioggia netta che giunge in deflusso superficiale) e all'aumento conseguente del coefficiente udometrico (la portata per unità di superficie drenata) delle aree trasformate.

L'effetto sui volumi di piccolo invaso può essere modesto, dal momento che alla regolarizzazione delle superfici si contrappone la realizzazione di altri volumi disponibili (per esempio sui tetti o nelle caditoie, cunette stradali ecc.) ed è comunque piuttosto difficile da valutare. Sembra tuttavia certo che all'urbanizzazione consegue pressoché sempre un aumento dei coefficienti udometrici. Ad es. Lamberti e Leoni (1997) analizzano l'evoluzione del rischio idraulico nella pianura bolognese in relazione ai cambiamenti di uso del suolo, mettendo in evidenza il pesante impatto dell'urbanizzazione e delle mutate pratiche agronomiche che riducono i volumi di invaso disponibili.

In Italia, ma anche in altri Paesi occidentali, si è assistito negli ultimi decenni a incrementi notevolissimi delle superfici impermeabilizzate, senza che di pari passo si siano sviluppati

sistemi di controllo e di laminazione delle piene adeguati. Di conseguenza, spesso si riscontrano situazioni di notevole criticità idraulica per l'aumento dei deflussi di piena, che rendono inadeguate le dimensioni dei collettori.

L'espansione delle città e degli insediamenti produttivi viene spesso attuata senza una precisa considerazione degli effetti idrologici connessi (p.es. Cannata, 1993); le reti di drenaggio sono progettate quasi sempre con criteri molto rudimentali, talora con tecniche più affidabili, ma sempre nell'ottica di consentire lo scolo adeguato delle acque per bassi tempi di ritorno delle piogge (generalmente attorno ai 10-20 anni) e non con gli scopi di protezione idraulica del territorio che oggi sono invece inderogabili (Lamberti e Leoni, 1997; La Loggia e Olivieri, 1997).

In letteratura esistono già da tempo numerosi esempi di interventi per la gestione delle reti di drenaggio urbano in questa prospettiva (Paoletti, 1996), in genere relativi ad esperienze in Europa settentrionale e Nord America.

L'evoluzione più recente dell'urbanistica ha posto al centro della prassi progettuale l'attenzione per lo sviluppo sostenibile e la qualità ambientale delle città (ICLEI, 1994; Alberti *et al.*, 1994), sottolineando come l'impermeabilizzazione dei suoli costituisca un fenomeno non sostenibile di consumo della georisorsa-territorio.

Si sottolinea da più parti come la regolazione dei deflussi urbani sia ormai un nodo irrinunciabile di qualunque piano sia di tipo urbanistico, sia relativo alla gestione delle risorse idriche (p.es. Centro Studi Deflussi Urbani, 1998). Si tende ad integrare l'aspetto della regolazione dei volumi e delle portate con l'aspetto del controllo della qualità, emergente soprattutto in riferimento agli scarichi delle acque di dilavamento urbano e di drenaggio delle autostrade (p.es. Paoletti e Becciu, 1997; Artina *et al.*, 1995; Artina *et al.*, 2000), anche sull'onda dei successi mostrati dalle tecniche di fitodepurazione e depurazione passiva, che consentono di pensare a questi sistemi non più come ad impianti ingombranti e molesti, ma elementi costitutivi della progettazione del paesaggio (Campbell e Ogden, 1997).

Nel complesso, pare dunque possibile affermare che la laminazione delle piene urbane sia un'istanza pronta per essere recepita a livello operativo nella pianificazione di scala comunale, che rappresenta oggi in Italia la strumentazione più forte di gestione e controllo del territorio.

Già da tempo alcuni piani regolatori si sono posti il problema dell'impermeabilizzazione dei suoli (p.es. Comune di Reggio Emilia, 1999). Esistono alcuni casi in cui i regolamenti di fognatura dei Comuni hanno fissato limiti agli aumenti di coefficiente idrometrico per le trasformazioni urbanistiche (p.es. Comune di Rimini, 1998).

Tuttavia pare che non esista un approccio sistematico, con una base scientifica condivisibile, per la definizione delle strategie di piano al riguardo. L'obiettivo della presente memoria è di discutere gli elementi concettuali e i fondamenti di un metodo che viene proposto per la valutazione strategica delle trasformazioni dell'uso del suolo. Ovviamente, l'approccio di seguito presentato non sostituisce le verifiche idrologiche ed idrauliche di maggiore dettaglio che sono richieste in sede di progetto di manufatti, e per tutti gli interventi di maggiore impegno. Esso non si applica altresì alla valutazione delle misure per il risanamento e la messa in sicurezza delle aree già soggette a rischio idraulico; costituisce invece un criterio elementare di sviluppo sostenibile, che permette di pianificare le trasformazioni in modo da non aggravare le situazioni, e quindi di sviluppare la protezione del territorio senza il pericolo che future modifiche dell'assetto dei suoli rendano obsoleti progetti dimensionati per lo *status quo*.

## Richiami sul modello concettuale dell'invaso e sua interpretazione ai fini della valutazione di impatto ambientale delle impermeabilizzazioni del territorio

La trasformazione afflussi-deflussi può essere concettualizzata secondo lo schema del riempimento di un serbatoio, e del suo drenaggio con una portata che dipende dal volume invasato. Come ben noto, le leggi di efflusso da un serbatoio sono generalmente esprimibili nella forma  $Q=k' h^m$ , dove  $Q$  è la portata uscente,  $h$  il battente idrico nel serbatoio,  $k'$  e  $m$  parametri. Per un efflusso a stramazzo vale  $m=1,5$ , mentre per un efflusso in pressione è  $m=0,5$ . Il modello concettuale dell'invaso lineare ipotizza che l'efflusso avvenga con legge lineare ( $m=1$ ). In tal caso, vale la relazione  $Q=kW$ , essendo  $k$  una costante e  $W$  il volume di invasato, linearmente dipendente da  $h$ . Schematizzando un'area di trasformazione urbana come un invasato lineare, si può scrivere l'equazione di continuità della massa nei termini seguenti:

$$\frac{dW(t)}{dt} = P(t) - Q(t) = P(t) - kW(t) \quad (1)$$

essendo  $P(t)$  la pioggia all'istante  $t$ , depurata delle infiltrazioni nel terreno, dei fenomeni di evapotraspirazione e di tutte le altre "perdite idrologiche" (la cosiddetta "pioggia netta"), e  $Q(t)$  la portata uscente, dipendente dal volume invasato  $W(t)$ .

L'equazione differenziale lineare (1), con termine noto costituito dalla pioggia netta (l'ingresso del sistema), può essere risolta con tecniche standard e rappresenta un semplice modello idrologico, ampiamente utilizzato nella pratica ingegneristica per verificare le reti idrografiche (Supino, 1965). Si possono effettuare alcune elaborazioni che consentono di stimare la portata al colmo, nota la costante d'invaso  $k$ , a seguito di un evento di pioggia di intensità costante. Alternativamente, si può simulare la risposta del sistema ad un segnale in ingresso qualunque,  $P(t)$ , sempre ammesso che sia nota la costante  $k$ . Quest'ultima non ha un significato fisico definito, ma solo un valore concettuale, e risulta pertanto un parametro di taratura del modello (Paoletti, 1996). Nel caso più frequente, quando si voglia stimare la portata al colmo per un evento ad intensità costante, e nell'ipotesi che le piogge nette possano essere calcolate dalle precipitazioni moltiplicandole per un coefficiente di afflusso costante  $\phi$ , la relazione per calcolare la portata al colmo di piena è la seguente:

$$Q_m = \phi a S K^{n-1} r^{n-1} (1 - e^{-r}) \quad (2)$$

definita una volta che sia assegnata l'altezza di pioggia  $h$  nella forma di una curva di possibilità climatica di dato tempo di ritorno nella forma:

$$h = a t_p^n \quad (3)$$

essendo  $t_p$  il tempo di durata della pioggia, ed essendo:

$S$  = superficie drenata,

$a, n$  = parametri della curva di possibilità climatica (3)

$\phi$  = coefficiente di afflusso

$r = t_p / K$

$k$  = costante di invasato.

Oltre ai parametri della curva di possibilità climatica, generalmente noti a priori dall'analisi regionale delle piogge, occorre stimare i due parametri  $\phi$  e  $k$ . Il primo esprime la percentuale di pioggia che alimenta i deflussi superficiali, e si ricava dalla stima delle 'perdite idrologiche' dovute principalmente ad infiltrazione ed evapotraspirazione. Nell'ipotesi di invaso lineare (relazione lineare fra portata uscente e volume invasato), il parametro  $k$  può essere stimato con la relazione:

$$k=W/Q \quad (4)$$

essendo  $W$  il volume invasato (Supino, 1965), oppure con formule empiriche (Paoletti, 1996). Si può dimostrare che la portata massima attesa, per assegnati  $a$ ,  $n$ ,  $\phi$  e  $k$ , è ben rappresentata dalla relazione:

$$Q_m=0,65 \phi a S k^{n-1} \quad (5)$$

Nel caso si decida di operare la stima di  $k$  secondo la (4), si pone il problema di valutare il volume  $W$  in corrispondenza del quale si ha la portata  $Q$ . Si tratta di due incognite, che richiedono di impostare un procedimento iterativo basato su ipotesi semplificative. In genere, nel dimensionamento delle reti idrografiche si suppone che il funzionamento dei tronchi sia di tipo autonomo (si trascurano gli effetti di moto permanente) e sincrono (tutti i tronchi raggiungono lo stesso grado di riempimento contemporaneamente). E' ormai condiviso che queste ipotesi non sono praticamente mai valide, e conducono alla sottostima sistematica delle portate al colmo. Tuttavia sono stati proposti alcuni correttivi che consentono di continuare ad utilizzare la relazione (5) con la stima della costante effettuata con la (4) (Paoletti, 1996). Tali correttivi consistono essenzialmente nel valutare i volumi  $W$  invasati nella rete non in corrispondenza del massimo riempimento, come era uso fare secondo Supino (cit.), ma in corrispondenza del riempimento dell'80%. Inoltre, possono essere valutati opportuni correttivi per il caso in cui l'ipotesi di sincronismo sia pesantemente disattesa, cosa che si verifica man mano che ci si avvicina alla chiusura di bacini con una rete di drenaggio complessa. Un metodo molto usato in passato, e che alla luce di quanto detto può essere usato ancora oggi, è il "metodo diretto", o "metodo italiano" (Supino, 1965).

Con opportune ulteriori considerazioni, si può pervenire alla seguente espressione del

coefficiente udometrico ( $u=Q_m/S$ ):

$$u = \frac{p_0 * n (\phi a)^{1/n}}{w^{n-1}} \quad (6)$$

in cui  $w$  è il volume di invaso specifico (per unità di superficie), e  $p_0$  è un parametro che dipende dalle unità di misura richieste e dal tipo di bacino, e che per i piccoli bacini vale 2530, esprimendo  $u$  in l/s ha (Datei e Natale, 1996).

Nel caso inoltre si supponga che il coefficiente di afflusso dipenda dalla radice cubica dell'altezza di pioggia, secondo l'ipotesi di Fantoli (Paoletti, 1996; Maione, 1995), si devono considerare valori di  $n$  maggiorati di 1/3 (Datei e Natale, cit.). Dal momento che questa ipotesi è cautelativa, si supporrà che sia sempre verificata nel seguito.

Occorre ricordare che il metodo dell'invaso presenta alcuni problemi modellistici riconducibili alla sua scarsa robustezza rispetto alla scelta dei parametri: al variare dei volumi di invaso, in particolare, varia di molto il coefficiente udometrico, e di conseguenza

la portata. E' quindi necessario che la valutazione dei volumi di invaso, in sede di verifica, sia fatta con notevole accuratezza.

La (6) viene usata frequentemente nella pratica ingegneristica, e costituisce la base del notissimo metodo diretto per il calcolo delle reti idrauliche. Le conoscenze disponibili consentono di affermare che si tratta di un modello di buona affidabilità, con le opportune cautele, per la verifica di drenaggi al servizio di urbanizzazioni dalle caratteristiche idrologiche note, e quindi a posteriori per consentire il deflusso regolare di portate già di per sé incrementate rispetto alla situazione *ante operam*.

Nel presente lavoro, viene invece fatto uso della (6) per la valutazione dei volumi di invaso richiesti per mantenere il coefficiente udometrico costante al variare del coefficiente di afflusso  $\phi$ . Si assume che la presenza di invasi nell'area in trasformazione consenta di laminare le piene in eccesso che si generano a seguito della trasformazione. A tal fine, operano attivamente come invaso utile tutti i volumi a monte del recapito, compreso l'invaso proprio dei collettori della rete di drenaggio. Si opera quindi nello spirito della valutazione delle opere necessarie a mitigare l'impatto ambientale delle trasformazioni, e si vuole che l'invaso consentito dai collettori fognari o da altri dispositivi garantisca di non superare dopo la trasformazione urbanistica il picco di piena della situazione *ante operam*. E' immediato dimostrare che, se si indicano con  $\phi^o$  e  $w^o$  il coefficiente di afflusso e il volume specifico di invaso prima della trasformazione dell'uso del suolo, e con  $\phi$  e  $w$  quelli successivi alla trasformazione, per non far variare il coefficiente udometrico deve essere soddisfatta la relazione:

$$w = w^o \left( \frac{\phi}{\phi^o} \right)^{\frac{1}{1-n}} \quad (7)$$

che esprime la legge di incremento del volume di invaso richiesto all'aumentare del coefficiente di afflusso da  $\phi^o$  a  $\phi$ . Nel caso delle nuove urbanizzazioni, il valore  $w^o$  corrisponde terreno non urbanizzato, e quindi tiene conto dei volumi invasati come lama idrica sulla superficie, nel reticolo di drenaggio *ante operam*, e nelle depressioni e rugosità superficiali. Secondo Datei *et al.* (1997), nel caso delle zone di bonifica questo valore è dell'ordine dei 100-150 mc/ha (10-15 mm di velo idrico), comprendendo l'intero volume dei canali di drenaggio. Per gli stessi Autori, nel caso delle fognature in ambito urbano si può assumere un valore di 40-50 mc/ha, comprendente gli invasi di superficie e quelli corrispondenti a caditoie e similari. La stessa indicazione viene riportata da Datei e Natale (1996) ed è considerata un riferimento classico nella pratica ingegneristica.

Recentemente, il Centro di Studi sui Deflussi Urbani (Paoletti, 1996) ha suggerito di calcolare il volume dei piccoli invasi in ragione di 10-15 mc/ha di area impermeabilizzata. In pratica, quindi, si vede come esista una notevole incertezza circa la scelta del parametro  $w^o$ . Occorre sottolineare che i valori proposti di  $w^o$  si riferiscono a comparti urbanizzati, per i quali si debbano dimensionare le fognature pluviali ( da qui il riferimento al volume per unità di superficie impermeabilizzata), mentre l'incertezza cresce nel considerare superfici precedentemente non urbanizzate, caratterizzate da superfici irregolari e da importante presenza di piccole pozze, fossetti, solchi ecc. Dal momento che il modello dell'invaso è un modello concettuale, e che le sue risposte sono tanto meno attendibili quanto più ci si discosta dalle ipotesi sotto le quali è stato definito, pare difficile attribuire al volume dei piccoli invasi un significato strettamente fisico. In pratica, si tratta di un parametro del modello, da stimare caso per caso (p.es. Paoletti, 1996; Centro Studi Deflussi Urbani, 1998). Occorre verificare nelle diverse situazioni se sia possibile stimare il parametro  $w$  con il valore del volume disponibile, oppure con quello corrispondente ad un assegnato grado di riempimento dello stesso.

Mentre nel dimensionamento delle fognature si è giunti a linee guida relativamente condivise, come sopra riportato, quando si voglia operare la valutazione dei volumi

richiesti per l'invarianza idraulica secondo la (7) non è affatto certo quale sia il mood corretto di assegnare il parametro  $w_0$  degli invasi specifici *ante operam*, che in generale dipenderà dalle modalità di gestione della superficie (aratura, terreno incolto, bosco...) e dalle caratteristiche topografiche e morfologiche del sito (a titolo di esempio si consideri la legge di potenza negativa con cui varia, a parità di portata, il tirante idrico con l'acclività, a norma p.es. della legge di Manning).

Ciò significa che sono richiesti ulteriori approfondimenti di tipo sperimentale per definire valori attendibili di  $w^\circ$  in diverse situazioni ante cedenti la trasformazione urbanistica. Occorre anche considerare che il modello è molto sensibile al variare di  $w$ , e che il volume richiesto per mantenere inalterato il coefficiente udometrico è direttamente proporzionale a  $w^\circ$ . Questo significa che, qualora il metodo proposto dovesse essere applicato a livello normativo, si correrebbe il rischio di pesanti sottostime o sovrastime degli impatti dell'impermeabilizzazione sulle piene, nel caso in cui si stimasse in modo inappropriato il volume dei piccoli invasi precedente la trasformazione dell'uso del suolo.

Allo stato attuale delle conoscenze, si possono solo proporre valori dei volumi dei piccoli invasi in contesto non urbanizzato leggermente più elevati di quanto suggerito dalla pratica nel campo delle fognature, e al contempo minori di quelli indicati per le bonifiche che paiono troppo ottimistici se riferiti ad eventi di elevato tempo di ritorno e quindi a condizioni di suoli saturi, ed inoltre in assenza di un volume considerevole attribuibile al reticolo di drenaggio minore, presente all'epoca della calibrazione del modello per le bonifiche, ma oggi quasi ovunque scomparso. Ad esempio, si può ipotizzare un intervallo di valori fra 50 e 100 mc/ha, corrispondenti a 5-10 mm di velo d'acqua uniforme equivalente. Per il calcolo del volume effettivo di invaso da aggiungere, si è invece assunto che i piccoli invasi, dopo la trasformazione, fossero costantemente pari a 15 mc/ha di area impermeabile secondo le indicazioni del Centro di Studi sui Deflussi Urbani in casi in cui comunque l'urbanizzazione presenta basse densità, e 10 mc/ha di area impermeabile nei casi in cui la copertura impermeabile del suolo è più densa.

Un ulteriore problema teorico del metodo qui proposto è da ravvisare nella stima del coefficiente di afflusso. Come noto, esso viene posto, in prima approssimazione, pari ad una costante nel caso di eventi brevi ed intensi come le piene urbane. In termini più rigorosi, se ne potrebbe fare una stima con metodi che tengono conto delle caratteristiche dell'evento e delle condizioni di umidità dei suoli, come il Curve Number dell'SCS (p.es. Maione, 1995), o con tecniche specifiche per modellare l'infiltrazione, come ad es. la legge di Horton (*ibid.*; La Loggia e Oliviero, 1997). Nel nostro caso, sulla scorta delle indicazioni del Centro di Studi sui Deflussi Urbani (Paoletti, 1996), si ritiene che possa bastare una stima secondo la relazione:

$$\phi = \phi_I I + \phi_P P \quad (8)$$

essendo  $\phi_I$  il coefficiente per terreno impermeabilizzato,  $I$  la frazione di area impermeabilizzata,  $\phi_P$  il coefficiente per terreno in condizioni di permeabilità naturale e  $P$  la quota di area non impermeabilizzata. Anche se nel caso delle piene urbane è uso trascurare, spesso, la natura dei terreni *in situ*, dal momento che essi sono sempre o quasi permeabili rispetto alle superfici costruite, nelle valutazioni sugli impatti delle trasformazioni di uso del suolo sembra più opportuno distinguere fra terreni a buona permeabilità naturale e a minore permeabilità naturale. Il Centro di Studi sui Deflussi Urbani ha proposto che i valori  $\phi_I$  e  $\phi_P$  dipendano dal tempo di ritorno considerato degli eventi, come riportato in Tabella 1.

Tempo di ritorno	$\phi_I$	$\phi_P$
<2 anni	0,7	0-0,1
2-10 anni	0,8	0,05-0,15
Oltre 10 anni	0,9	0,1-0,2
Tempi di ritorno particolarmente elevati	0,95	0,25-0,5

Tabella 1 (Paoletti, 1996)

## La funzione del criterio dell'invarianza idraulica nella formazione dei PRG: il caso di Cesena e le norme del piano dei bacini regionali romagnoli

Il metodo sopra proposto consente di introdurre un elemento di autocorrezione nella redazione dei piani urbanistici. A differenza di metodi più sbrigativi (come ad es. quello proposto nel Piano di Sottobacino del Navile e Savena Abbandonato dall'Autorità di Bacino del Reno (2000), che fissa un volume di invaso minimo di 500 mc/ha indipendentemente dall'effettivo grado di impermeabilizzazione e di riduzione dell'invaso specifico conseguente alle trasformazioni urbanistiche), l'uso della relazione (7) insieme a criteri univoci per valutare i coefficienti di deflusso secondo la (8) permette di introdurre il volume di invaso fra gli standard urbanistici di cui tenere conto nella pianificazione. Sarà a questo punto possibile per il pianificatore scegliere gli indici di fabbricazione tenendo conto del costo aggiuntivo delle opere di urbanizzazione (come vengono ad essere gli invasi di laminazione) richieste, e quindi trovare i punti di equilibrio in termini finanziari ed economici (p.es. Cuzzer, 2000), che contemperino l'economicità dello sfruttamento del territorio con il rispetto dei vincoli ambientali di invarianza idraulica. Nel seguito si illustra l'applicazione del criterio di invarianza idraulica (7) al piano regolatore di Cesena.

Il territorio di Cesena ha mostrato in anni recenti notevoli problemi di sicurezza idraulica, anche in corrispondenza di eventi di tempo di ritorno non troppo elevato. In sede di pianificazione comunale, quindi, assume notevole rilevanza la capacità di controllare gli effetti delle trasformazioni di uso del suolo sulle piene. Anche se si deve supporre che una quota rilevante dell'idrogramma di piena sia controllata dal territorio rurale, dove le pratiche agricole trascurano molto spesso le sistemazioni idrauliche e la formazione dei deflussi risulta proporzionalmente accelerata, il Piano Regolatore ha fatto proprio il principio di sostenibilità secondo il quale le trasformazioni non devono contribuire all'aggravio delle condizioni idrauliche dei recettori. La normativa del Piano suggerisce (ed in alcuni casi prescrive) che le trasformazioni non alterino il coefficiente udometrico calcolato con le piogge di tempo di ritorno di 100 anni. A tal fine, si indicano i volumi di riferimento valutati con volumi di piccoli invasi di 50 mc/ha nel caso di territorio non impermeabilizzato, e 15 mc/ha per il territorio impermeabilizzato. I volumi specifici di invaso richiesti per mantenere il coefficiente udometrico costante in un'area di cui si impermeabilizza una quota I e si lascia impermeabile una quota P, sono in tal caso ricavati dalla relazione:

$$w = w^{\circ} \left( \frac{\phi}{\phi^{\circ}} \right)^{\frac{1}{1-n}} - 15 I - wP \quad (9)$$

che esprime  $w$  e  $w^{\circ}$  in mc/ha, in cui i simboli hanno i significati già detti.

Come si è detto, il volume totale  $W = w \cdot A$  a servizio del lotto di nuova urbanizzazione, essendo  $A$  l'area di trasformazione può essere realizzato sia sotto forma di rete di

drenaggio (i cui collettori però sono sovradimensionati rispetto alle pratiche ordinarie, a norma della (7)), sia sotto forma di vasche e laghetti, a seconda delle esigenze architettoniche ed urbanistiche. Altre possibilità costruttive comprendono invasi sui tetti e sotto i parcheggi, e in generale la tipologia “a vasca” rispetto a quella “a tubi” è da preferire qualora si preveda la possibilità di usare l’acqua di pioggia immagazzinata, p.es. a scopi di irrigazione del verde.

Per dare un’indicazione in termini costruttivi circa l’entità dei volumi richiesti nel caso delle previsioni del piano regolatore di Cesena, si è calcolato il tirante idrico medio che si avrebbe se si volesse realizzare il volume  $w$  con una vasca che copre un’assegnata percentuale dell’area e scarica direttamente nel recettore, oppure il diametro teorico dei condotti di fognatura che forniscono un tale volume, ipotizzando varie densità di drenaggio (100, 200 e 400 m/ha di collettore) e ricorrendo all’accorgimento di computare solo l’80% del volume geometrico disponibile, secondo le più recenti tarature del metodo diretto presentate dal Centro di Studi sui Deflussi Urbani (Paoletti, 1996). In questi casi, il diametro teorico risulta dalla relazione:

$$D = \sqrt{\frac{w}{0,628d}} \quad (10)$$

in cui  $d$  è la densità di drenaggio (m/ha), e  $w$  è espresso in mc/ha.

Per il calcolo, è stata utilizzata la curva di possibilità pluviometrica ottenuta dalla regionalizzazione dei dati delle piogge e da una legge di probabilità del tipo TCEV (Franchini e Galeati, 1994). Dal momento che i tempi di corrivazione attesi delle aree, tutte di modesta estensione, sono stimati essere inferiori all’ora, la curva è stata poi adattata assumendo che la pioggia caduta nei 5’, 15’ e 30’ fosse rispettivamente il 30, il 60 e il 75% della pioggia oraria, secondo quanto osservato in molti bacini sperimentali di varie parti del mondo (Centro Studi Deflussi Urbani, 1998). Il parametro “ $a$ ” di questa curva modificata risulta praticamente uguale a quello della curva per durate maggiori dell’ora, mentre il parametro “ $n$ ” è superiore e conduce a stime cautelative.

La Tabella 2 riporta per ciascuna, a titolo di esempio, i valori dei volumi richiesti, e la Tabella 3 le loro equivalenze in termini costruttivi, per ciascun ambito di trasformazione previsto dal Piano.

## Conclusioni

Il presente lavoro ha illustrato un’applicazione del metodo speditivo proposto per la determinazione di volumi di invaso minimi da utilizzare per le valutazioni strategiche nelle aree di trasformazione urbanistica. Allo stato attuale, pare possibile individuare le seguenti linee di ricerca per mettere a punto uno strumento operativo affidabile:

- valutazione dei volumi dei piccoli invasi nelle condizioni tipiche delle aree di futura urbanizzazione, ma ancora non impermeabilizzate, in condizioni sperimentali rappresentative;
- verifica dell’affidabilità del metodo proposto attraverso confronti numerici con i risultati di modelli più complessi, per diversi tipi di ietogrammi e in varie condizioni idrologiche dei bacini.

Ciò nondimeno, si può supporre che il metodo, anche nella forma di prima approssimazione qui proposta, fornisca un contributo alla valutazione dell’impatto delle trasformazioni di uso del suolo sulle piene urbane, esprimendo questi effetti nei termini facilmente comprensibili di un volume di invaso equivalente richiesto per mantenere inalterato il coefficiente udometrico. Il metodo, che poggia su una consolidata prassi



ingegneristica, è comunque pensato per essere integrato con valutazioni di maggiore dettaglio nei casi di più pronunciata criticità ed ai soli fini della pianificazione territoriale, e non autorizza a trascurare una modellazione idraulica più complessa dei manufatti di significativa importanza come vasche volano, reti esistenti o di progetto e serbatoi. In particolare, si sottolinea come, se la laminazione riguarda aree di notevole estensione, potrebbero verificarsi criticità aggiuntive a valle se la laminazione fa persistere portate più elevate rispetto alla situazione *ante operam*, in simultanea con la piena del recettore.

## Ringraziamenti

Il lavoro è stato sviluppato nel corso degli studi di compatibilità ambientale per lo sviluppo del Piano Regolatore Generale del Comune di Cesena, il cui gruppo di progettazione è stato coordinato dall'arch. A. Biscaglia ed è composto dagli arch. Brighi, Magalotti, e Rossi.

La procedura di valutazione proposta è stata adottata dall'Autorità dei Bacini Regionali Romagnoli nel piano stralcio di assetto idrogeologico, e la medesima Autorità ha attivato uno studio per giungere nei prossimi mesi alla definizione di un primo set di linee guida per l'applicazione della (7) ai fini dell'invarianza idraulica delle trasformazioni urbanistiche.

## Bibliografia

1. Artina, S., Maglionico, M., Marinelli, A., Le misure di qualità nel bacino urbano Fossolo- Atti del Seminario sui Deflussi Urbani di San Cassiano, 28-31 marzo 1995
2. Artina, S., Lo Greco, P., Maglionico, M., Il controllo qualitativo delle immissioni fognarie nei corpi idrici: la procedura UPM, Ingegneria Ambientale, Vol. XXIX, n. 5 – maggio 2000
3. Campbell e Ogden, Constructed wetlands in the sustainable landscape, Wiley, New York, 1997
4. Cannata, P.G., *Governo dei bacini idrografici*, ETAS Libri, Milano, 1993
5. Centro di Studi sui Deflussi Urbani, *Manuale di progettazione dei drenaggi urbani*, CUSL, Milano, 1998
6. Commissione De Marchi, Relazione sul Dissesto Idrogeologico in Italia, elaborati tecnici, Parlamento della Repubblica, 1971
7. Comune di Reggio Emilia, PRG - Norme Tecniche di Attuazione, 1999
8. Comune di Rimini, Regolamento di Fognatura, 1999
9. Cuzzer, A., Fondamenti analitici dell'urbanistica in Italia, Bulzoni, Roma, 2000
10. Datei, C., Da Deppo, L., Salandin, P., *Sistemazione dei corsi d'acqua*, Cortina, Padova, 1997
11. Datei, C., Natale, L., (a cura di) *Le reti idrauliche*, in Manuale di Ingegneria Civile, Zanichelli-ESAC, Bologna, 1996
12. Franchini, M., Galeati, G., La regionalizzazione delle piogge intense mediante il modello TCEV: Un'applicazione alla regione Romagna-Marche, Idrotecnica, n. 5, 1994
13. International Conference of Local Environmental Initiatives (ICLEI), Carta di Aalborg, 1994 - <http://www.iclei.org/europe/echarter.htm>
14. La Loggia, G., Olivieri, E., Modelli di formazione delle piene nelle reti di fognatura, in Brath, A., Maione, U., (cur.) Atti del Corso di Aggiornamento "Moderne tecniche e criteri per la sistemazione dei corsi d'acqua in territori fortemente antropizzati" Politecnico di Milano, Bios Ed. , 1997
15. Lamberti, P., Leoni, G., *Problematiche delle reti di bonifica in aree fortemente antropizzate: il caso della bonifica renana nel territorio della bassa bolognese*, in Brath, A., Maione, U., (cur.) Atti del Corso di Aggiornamento "Moderne tecniche e criteri per la sistemazione dei corsi d'acqua in territori fortemente antropizzati" Politecnico di Milano, Bios Ed. , 1997
16. Maione, U., Le piene fluviali, La Goliardica Pavese, Pavia, 1995
17. Paoletti, A., (a cura di) *Sistemi di fognatura e di drenaggio urbano*, CUSL, Milano, 1996
18. Paoletti, A., Il controllo quali-quantitativo dei deflussi nei bacini urbanizzati, in Brath, A., Maione, U., (cur.) Atti del Corso di Aggiornamento "Moderne tecniche e criteri per la sistemazione dei corsi d'acqua in territori fortemente antropizzati" Politecnico di Milano, Bios Ed. , 1997
19. Supino, G., Le reti idrauliche, Patron, Bologna, 1965
20. Alberti, M., Solera, G. Tsetsi, V., La città sostenibile, F. Angeli, Milano, 1994



calcolo dei volumi minimi d'invaso, piogge con tempo di ritorno 100 anni  
 $n=0.48$   $a=66 \text{ mm ora}^{-n}$   
coeff affl imp =0.9 coeff affl perm=0.2 volume iniziale piccoli invasi = 5 mm

territorio	tipologia area	Indice perequativo	quota superficie edificab.	quota area pubblica	quota min perm.sup. edif.	quota strade	park	quota tot imperm	coeff affl dopo trasform	volume d'invaso prescritto (mm)
urbano	aree di trasformazione qualitativa	0.2	0.3	0.7	0.4	0.2	0.04	0.34	0.44	22
urbano	aree di riqualificazione	0.4	1	0		0.2	0.08	0.48	0.54	33
urbano	aree di riqualificazione centrali	0.6	1	0		0.2	0.12	0.62	0.63	45
periurbano	aree di cintura con val. ecologica preval resid.	0.1	0.4	0.6	0.6	0.2	0.02	0.27	0.39	18
periurbano	aree di cintura con val. ecologica poli prod.polifunzionali	0.2	0.5	0.5	0.2	0.2	0.04	0.44	0.51	29
periurbano	aree di cintura con val. ecologica poli prod.	0.42	0.4	0.6	0.2	0.2	0.084	0.70	0.69	53
periurbano	aree di connessione dei margini	0.12	0.25	0.75	0.4	0.2	0.024	0.28	0.40	18
periurbano	aree di valorizzazione paesagg.amb.	0.03	0.15	0.85	0.6	0.2	0.006	0.22	0.35	15
periurbano	aree trasf.paesagg.	0.03	0.15	0.85	0.6	0.2	0.006	0.22	0.35	15

tipologie campite in grigio = si assume per convenzione che la superficie edificata sia realizzata mediamente su due piani

**Tabella 2**

aree di trasformazione qualitativa	aree di riqualificazione	aree di riqualificazione centrali	aree di cintura con val. ecologica	aree di cintura con val. ecologica poli prod.polifunz.	aree di cintura con val. ecologica	aree di connessione dei margini	aree di valorizzazione paesagg.amb.	Aree trasf.paesagg.
------------------------------------	--------------------------	-----------------------------------	------------------------------------	--	------------------------------------	---------------------------------	-------------------------------------	---------------------

	preval resid.				poli prod.				
invaso sul 10 %area edif (mm)	736	326	450	439	587	1337	737	981	981
invaso sul 20 %area edif (mm)	368	163	225	220	294	668	369	491	491
invaso sul 30 %area edif (mm)	245	109	150	146	196	446	246	327	327
invaso sul 40 %area edif (mm)	184	81	113	110	147	334	184	245	245
invaso sul 50 %area edif (mm)	147	65	90	88	117	267	147	196	196
invaso sul 60 %area edif (mm)	123	54	75	73	98	223	123	164	164
invaso sul 70 %area edif (mm)	105	47	64	63	84	191	105	140	140
invaso sul 80 %area edif (mm)	92	41	56	55	73	167	92	123	123
invaso sul 90 %area edif (mm)	82	36	50	49	65	149	82	109	109
invaso sul 100 %area edif (mm)	74	33	45	44	59	134	74	98	98
diam. teorico tubo dens. 100 m/ha [m]	1.50	1.82	2.14	1.34	1.73	2.33	1.37	1.22	1.22
diam. teorico tubo dens. 200 m/ha [m]	1.06	1.29	1.51	0.95	1.22	1.65	0.97	0.87	0.87
diam. Teor. tubo dens. 300 m/ha [m]	0.87	1.05	1.24	0.77	1.00	1.35	0.79	0.71	0.71
diam. Teor. tubo dens. 400 m/ha [m]	0.75	0.91	1.07	0.67	0.86	1.17	0.69	0.61	0.61
diam. Teor. tubo dens. 500 m/ha [m]	0.67	0.81	0.96	0.60	0.77	1.04	0.61	0.55	0.55

**Tabella 3**

