



REGIONE AUTONOMA
FRIULI VENEZIA GIULIA

AUSIR Autorità Unica per i
Servizi Idrici e i Rifiuti



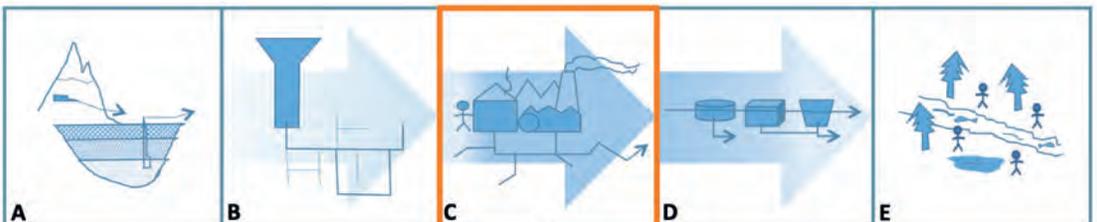
**UNIVERSITÀ
DEGLI STUDI
DI UDINE**

hic sunt futura

QUADERNI AUSIR **C-1**

caratterizzazione Quali-Quantitativa (Q-Q) e modellazione numerica dei sistemi di drenaggio urbano per mezzo del codice di calcolo EPA-SWMM

a cura di
Roberto Perin



Stampa

Impressum, Marina di Carrara (Ms)

© **FORUM** 2021

Editrice Universitaria Udinese

FARE srl con unico socio

Società soggetta a direzione e coordinamento

dell'Università degli Studi di Udine

Via Palladio, 8 – 33100 Udine

Tel. 0432 26001 / Fax 0432 296756

www.forumeditrice.it

ISBN 978-88-3283-288-4

QUADERNI AUSIR C-1

**caratterizzazione Quali-Quantitativa (Q-Q) e
modellazione numerica
dei sistemi di drenaggio urbano
per mezzo del codice di calcolo EPA-SWMM**

**a cura di
Roberto Perin**

INDICE

1. Introduzione	p.	9
1.1. Obiettivi e contenuti	»	10
1.2. Che cosa significa modellare un sistema di drenaggio urbano?	»	11
1.3. Problematiche legate ai tradizionali metodi di progettazione e verifica delle reti di fognatura	»	12
1.4. La modellistica numerica come strumento per la progettazione e la verifica dei sistemi di drenaggio urbano	»	15
2. Classificazione dei modelli di trasformazione afflussi-deflussi	»	17
2.1. Modelli completi	»	18
2.2. Modelli di piena	»	20
2.3. Evoluzione dei principali modelli numerici per la simulazione dei sistemi di drenaggio urbano	»	20
3. Il codice di calcolo EPA-SWMM	»	23
3.1. Generalità	»	23
3.2. Struttura del codice di calcolo EPA-SWMM	»	26
3.3. La definizione delle precipitazioni: pluviometro (<i>Rain gage</i>)	»	30
3.3.1. Ietogramma rettangolare (costante)	»	31
3.3.2. Ietogramma triangolare	»	32
3.3.3. Ietogramma Sifalda	»	33
3.3.4. Ietogramma Chicago	»	34
3.3.5. Rappresentazione in forma discreta degli ietogrammi di progetto	»	37
3.3.6. Determinazione delle curve di possibilità pluviometrica (CPP)	»	38
3.3.7. Determinazione della precipitazione netta (precipitazione efficace)	»	40
3.4. Le perdite idrologiche	»	40
3.4.1. Ritenzione nelle depressioni superficiali	»	41
3.4.2. Modellazione dei processi di infiltrazione	»	42
3.4.2.1. <i>Il metodo SCS-CN</i>	»	43
3.4.2.2. <i>Il metodo di Horton</i>	»	46

3.4.2.3. Il metodo di Green-Ampt	»	49
3.4.2.4. Il metodo del coefficiente d'afflusso φ	»	51
3.5. La modellazione dei bacini/sottobacini in EPA-SWMM	»	54
3.5.1. Trasformazione afflussi-deflussi a scala di singolo sottobacino	»	57
3.5.2. Parametri utilizzati da EPA-SWMM per la modellazione dei sottobacini	»	59
3.5.2.1. Pluviometro di riferimento (Rain gage)	»	59
3.5.2.2. Area del sottobacino (Subcatchment Area)	»	59
3.5.2.3. Larghezza caratteristica del sottobacino (Width)	»	60
3.5.2.4. Pendenza caratteristica del sottobacino (% Slope)	»	63
3.5.2.5. Percentuale di area del sottobacino impermeabile (% Imperv)	»	64
3.5.2.6. Coefficienti di scabrezza del sottobacino (N-Imperv e N-Periv)	»	64
3.5.2.7. Ritenzione nelle depressioni superficiali (Dstore-Imperv e Dstore-Periv)	»	65
3.5.2.8. Altri parametri relativi ai sottobacini	»	66
3.6. La modellazione idraulica della rete di drenaggio	»	67
3.6.1. Le equazioni di Saint Venant (1D)	»	68
3.6.1.1. Criteri e condizioni di stabilità	»	72
3.6.2. Elementi e parametri utilizzati da EPA-SWMM per la modellazione della rete idraulica	»	73
3.6.2.1. Nodi idraulici (Junction node)	»	73
3.6.2.2. Nodi ripartitori di portata (Flow Divider node)	»	74
3.6.2.3. Nodi di recapito (Outfall node)	»	75
3.6.2.4. Dispositivi di invaso (Storage Unit)	»	75
3.6.2.5. Condotte e canali artificiali/naturali (Conduit link)	»	76
3.6.2.6. Stazioni di sollevamento (Pump link)	»	80
3.6.2.7. Regolatori di portata: luce a battente (Orifice link)	»	80
3.6.2.8. Regolatori di portata: stramazzo (Weir link)	»	81
4. Il codice di calcolo EPA-SWMM: il modulo qualità delle acque	»	83
4.1. Introduzione	»	83
4.2. Il fenomeno del <i>buildup</i>	»	87
4.2.1. Teorie ed indagini sperimentali relative ai fenomeni di <i>buildup</i>	»	87
4.2.2. La modellazione del processo di <i>buildup</i>	»	91
4.3. Il fenomeno del <i>washoff</i>	»	96
4.3.1. <i>Exponential washoff model</i>	»	97
4.3.2. <i>Rating curve washoff model</i>	»	100
4.3.3. <i>Event Mean Concentration (EMC) washoff model</i>	»	101
4.3.4. Considerazioni relative ai modelli di <i>washoff</i>	»	101
4.3.5. Considerazioni relative alla stima dei parametri dei modelli di <i>washoff</i>	»	103

4.4. Le portate immesse in rete fognaria in assenza di precipitazioni (<i>DWF-Dry Weather Flow</i>)	» 105
4.5. Il trasporto delle sostanze inquinanti all'interno dei collettori fognari	» 111
5. Calibrazione e validazione dei modelli numerici di simulazione	» 115
5.1. Introduzione alla calibrazione dei modelli numerici	» 115
5.1.1. Le fasi necessarie alla calibrazione di un modello numerico	» 118
5.1.1.1. <i>Analisi di sensitività</i>	» 119
5.1.1.2. <i>La funzione obiettivo</i>	» 119
5.1.2. Durata periodo di calibrazione	» 120
5.2. La validazione dei modelli numerici	» 122
5.3. La misura delle portate in ambito fognario	» 126
5.4. La misura delle precipitazioni	» 126
5.5. Le campagne di misure delle portate e delle precipitazioni	» 128
6. Linee guida per la modellazione numerica dei sistemi di drenaggio urbano per mezzo del codice di calcolo EPA-SWMM	» 129
6.1. Le fasi propedeutiche alla realizzazione di un modello numerico di simulazione di una rete di drenaggio urbano	» 129
6.1.1. Rilievo plano-altimetrico della rete di drenaggio urbano	» 130
6.1.2. Identificazione e perimetrazione dei bacini afferenti alla rete di drenaggio	» 133
6.1.2.1. <i>Discretizzazione spaziale dei bacini/sottobacini</i>	» 134
6.2. Le fasi necessarie alla realizzazione di un modello numerico di simulazione di una rete di drenaggio urbano con il codice di calcolo EPA-SWMM	» 137
6.2.1. Impostazioni generali del codice di calcolo EPA-SWMM	» 137
6.2.2. Importazione e schematizzazione della rete di drenaggio in EPA-SWMM	» 140
6.2.3. Importazione e schematizzazione dei bacini/sottobacini in EPA-SWMM	» 142
6.2.3.1. <i>Definizione dei parametri relativi ai bacini/sottobacini</i>	» 143
6.2.4. La definizione degli afflussi meteorici (<i>Rain gage</i>)	» 146
6.2.5. La stima delle portate in tempo asciutto (Q_n)	» 147
6.2.6. La modellazione dei fenomeni di <i>buildup</i> e <i>washoff</i>	» 148
6.2.7. L'esecuzione delle simulazioni numeriche	» 153
 Bibliografia	 » 155
 Pubblicazioni relative al progetto UNIUD-AUSIR	 » 157

1. INTRODUZIONE

Il controllo quali-quantitativo dei deflussi in aree densamente antropizzate rappresenta oggi un problema di assoluto rilievo, come recepito da alcune recenti normative comunitarie, nazionali e regionali atte a prevenire il deterioramento qualitativo e quantitativo delle acque al fine di assicurare un loro utilizzo sostenibile (Direttiva 2000/60/CE, Direttiva 2007/60/CE, D. Lgs 152/2006, D. Lgs 49/2010, Piani Regionali di Tutela delle Acque).

In particolare, le portate di origine meteorica generate da insediamenti urbani e industriali rappresentano infatti, da un lato, un possibile elemento di sovraccarico delle reti di collettori, spesso idraulicamente insufficienti per il loro convogliamento, e dall'altro, una fonte diffusa di inquinamento ambientale una volta raggiunto il corpo idrico ricettore. Le dinamiche con le quali i deflussi superficiali vengono generati a scala di bacino e successivamente convogliati sia all'interno delle reti di drenaggio urbano sia lungo il reticolo idrografico minore, per poi confluire nel recapito finale, sono estremamente complesse coinvolgendo molteplici processi che comprendono l'infiltrazione, i meccanismi di trasformazione afflussi-deflussi e la propagazione dell'onda di piena all'interno dei collettori.

Al giorno d'oggi l'impiego di strumenti di calcolo sempre più performanti, unitamente alla disponibilità di numerosi modelli numerici di tipo idrologico-idraulico che simulano con estremo dettaglio i vari processi che avvengono sia a scala di bacino idrografico sia a scala di distretto urbano, permette di affrontare i problemi progettuali e di gestione delle reti di drenaggio urbano e dei corsi d'acqua in modo tale da svincolarsi dalle tradizionali ipotesi semplificative alle quali i classici metodi di analisi (primi tra tutti il metodo cinematico e quello dell'invaso oltre che i metodi basati sull'impiego di formule semplificate di tipo empirico per il calcolo delle portate di piena) sono soggetti.

Lo sviluppo e l'utilizzo di modelli numerici di simulazione permette quindi di potersi avvalere di uno strumento operativo valido sia come supporto progettuale e decisionale a futuri interventi strutturali finalizzati alla mitigazione del rischio idraulico in ambito urbano sia come strumento in grado di fornire indicazioni sulla regolazione di manufatti ed opere idrauliche esistenti ed interagenti con il corpo idrico ricettore (impianti di depurazione, dispositivi di scarico e di invaso come ad esempio scaricatori di piena, vasche volano, vasche di prima pioggia, ecc.) al fine di garantire un migliore controllo quali-quantitativo dei deflussi in un'ottica di sviluppo sostenibile e di salvaguardia del patrimonio idrico.

1.1. Obiettivi e contenuti

Obiettivo del Volume 1 risulta quello di fornire delle linee guida, avvalorate da richiami teorici propedeutici per un corretto approccio alla modellistica numerica applicata ai sistemi di drenaggio urbano, da utilizzarsi per la realizzazione di modelli di simulazione numerica di tipo quali-quantitativo dei sistemi di drenaggio urbano di qualsivoglia tipologia e dimensione. In particolare, è stato ritenuto opportuno avvalersi del codice di calcolo EPA-SWMM (*Storm Water Model Management*) distribuito dall'Agenzia di Protezione Ambientale Statunitense US EPA (*United States Environmental Protection Agency*). Le motivazioni che hanno condotto alla scelta di tale codice di calcolo sono essenzialmente due, la prima legata al fatto che EPA-SWMM ad oggi è considerato come uno standard a livello internazionale per la modellazione delle reti di drenaggio urbano (il suo algoritmo di calcolo viene implementato anche in analoghi software di tipo commerciale), la seconda dovuta al fatto che EPA-SWMM appartiene alla categoria dei software cosiddetti freeware il cui utilizzo è consentito a titolo gratuito (<https://www.epa.gov/water-research/storm-water-management-model-swmm>).

Il Volume C-1 è composto da sei capitoli. Il Capitolo 1, di carattere introduttivo, fornirà una panoramica generale relativa al concetto di modellazione numerica dei sistemi di drenaggio urbano e dei vantaggi offerti rispetto i tradizionali metodi di calcolo. Il Capitolo 2 riporterà un breve *excursus* circa la classificazione dei modelli numerici di trasformazione afflussi-deflussi ed il progressivo sviluppo avvenuto nel corso degli ultimi decenni. Nel Capitolo 3 sarà effettuata una descrizione analitica, corredata da alcuni approfondimenti di carattere teorico, degli elementi e dei pa-

rametri utilizzati dal codice di calcolo EPA-SWMM per la modellazione dei fenomeni di tipo idrologico ed idraulico a scala di bacino urbano. Il Capitolo 4 sarà dedicato agli aspetti di tipo qualitativo, ovvero alla modellazione dei processi di accumulo e propagazione delle sostanze inquinanti all'interno dei sistemi di drenaggio urbano. Il Capitolo 5 riporterà alcuni cenni relativi sia alla calibrazione e validazione dei modelli numerici di simulazione sia agli strumenti utilizzati per le misure di portata in ambito fognario. Per concludere, nel Capitolo 6 saranno descritte le fasi necessarie per la modellazione numerica delle reti di drenaggio urbano; in particolare l'obiettivo di tale capitolo è quello di poter fornire delle linee guida, ovvero delle indicazioni di tipo pratico, da impiegare per la realizzazione di modelli di simulazione numerica di sistemi di drenaggio urbano per mezzo del codice di calcolo EPA-SWMM.

Considerando sia la mole sia la complessità delle opzioni modellistiche implementate all'interno di EPA-SWMM, non risulta essere intenzione di tale volume sostituirsi al manuale d'uso al quale si rimanda per ulteriori approfondimenti.

1.2. Che cosa significa modellare un sistema di drenaggio urbano?

In accordo con la definizione fornita dal vocabolario della lingua italiana Treccani, nel linguaggio tecnico-scientifico con il termine modellare è da intendersi il rappresentare un sistema, un fenomeno, mediante un modello. In termini più propriamente ingegneristici, si può affermare come modellare significhi fondamentalmente riprodurre mediante strumenti analitici, fisici o matematici un determinato fenomeno al fine di studiare e quantificare gli effetti prodotti dal medesimo. In particolare, con il termine modello matematico è da intendersi l'insieme di relazioni matematiche (equazioni) che consentono di descrivere in forma semplificata e controllabile i fenomeni che caratterizzano un determinato sistema in genere complesso. Nel caso in cui le equazioni che governano il sistema che si intende modellare non siano risolvibili per via analitica (ossia in tutti in quei casi in cui non sia possibile con gli strumenti matematici a disposizione ottenere una legge che descriva il comportamento di ogni problema) si ricorre ad un cosiddetto modello numerico. In altre parole, si può affermare come i modelli numerici derivino da quelli matematici: applicando ad un modello matematico una qualsivoglia tecnica di integrazione numerica (ovvero soluzione), il risultato di questa procedura si

può definire come modello numerico. Un modello numerico può dunque essere inteso come il motore che permette di risolvere le equazioni che governano un determinato problema altrimenti non risolvibili per via analitica.

Relativamente al termine sistema di drenaggio urbano, oggi si preferisce utilizzare tale terminologia in luogo dei tradizionali termini fogna, fognatura, reti di fognatura, quasi a rispecchiare il sostanziale cambiamento che queste opere hanno subito nel recente periodo. Per sistema di drenaggio urbano è infatti da intendersi l'insieme delle opere di raccolta ed immissione delle acque meteoriche e reflue nei collettori stradali, della rete dei collettori stessi, degli eventuali manufatti di controllo idraulico ed ambientale (vasche volano e di accumulo delle prime piogge), dei sollevamenti, dei manufatti di scarico ed infine degli impianti di trattamento dei reflui. Tutto il sistema deve essere concepito in modo unitario, globale e coerente per non incorrere nelle ben note gravi disfunzioni che emergono quando la rete di drenaggio urbano e l'impianto di depurazione sono concepiti, progettati e realizzati indipendentemente l'una dall'altro.

1.3. Problematiche legate ai tradizionali metodi di progettazione e verifica delle reti di fognatura

Nella comune pratica progettuale l'approccio tradizionale per il dimensionamento e/o verifica di una rete fognaria si basa generalmente sull'impiego sia di un modello idrologico, al quale spetta il compito di attribuire ai vari tronchi della rete le portate meteoriche di progetto (associate ad un prefissato tempo di ritorno), sia di un modello idraulico al quale spetta il compito di valutare la capacità di collettamento della rete nei confronti delle portate generate dal modello idrologico. Le valutazioni di tipo idrologico, a scala di distretto urbano, si fondano tuttavia quasi esclusivamente su modelli di tipo concettuale (ad esempio il metodo cinematico oppure il metodo del serbatoio lineare) i quali si basano su ipotesi di calcolo estremamente semplificative. Analogamente, anche il calcolo idraulico viene condotto introducendo notevoli semplificazioni, assumendo generalmente come ipotesi condizioni di moto uniforme all'interno dei collettori. Tali approcci, come espresso da numerosi Autori, si prestano a numerose critiche sia in fase di progettazione sia di verifica. Dal punto di vista idrologico, per il calcolo del complesso meccani-

simo della trasformazione afflussi-deflussi funzionale alla determinazione del cosiddetto evento critico di progetto (ovvero quell'evento che, associato ad un tempo di ritorno predefinito, determina le condizioni di funzionamento critico per una determinata opera idraulica), i tradizionali metodi di calcolo di tipo concettuale si fondano su una serie di ipotesi semplificative:

- Ietogramma costante nel tempo.
- Perdite idrologiche calcolate assumendo un coefficiente di afflusso costante nel tempo.
- Portata iniziale nel sistema pari a zero.

Alla luce delle ipotesi sopra esposte, appare evidente come un tale approccio introduca semplificazioni che se da un lato possono risultare funzionali per eseguire calcoli in maniera speditiva (senza l'ausilio di metodi di risoluzione numerica) dall'altro si scostano sostanzialmente dalla realtà dei fatti, ovvero dal mondo reale. Supporre infatti che una precipitazione abbia all'interno di un determinato lasso temporale (ad esempio 30, 45, 60 minuti) una intensità costante risulta essere palesemente una forzatura, facilmente intuibile ed osservabile al verificarsi di fenomeni temporaleschi. Analogamente, il limitarsi a descrivere le perdite idrologiche con l'impiego del solo coefficiente d'afflusso in luogo dei tradizionali modelli di infiltrazione (metodo CN-SCS, metodo di Green-Ampt, metodo di Horton, metodo di Philip, ecc.) potrebbe in alcuni casi non descrivere adeguatamente la risposta del bacino idrografico oggetto di studio, anche se tuttavia in ambito prettamente urbano è lecito adottare delle semplificazioni/assunzioni che facilitano in tal senso (come sarà opportunamente esposto nell'apposito paragrafo). Dal punto di vista idraulico, l'ipotesi di considerare condizioni di moto uniforme all'interno dei collettori è passibile di numerose critiche, soprattutto in fase di verifica di una rete fognaria. Come noto dalle teorie dell'idraulica, condizione necessaria all'instaurarsi del moto uniforme è la costanza nel tempo e nello spazio della portata in presenza di alvei cilindrici declivi nel verso della corrente. Appare del tutto evidente come tali condizioni difficilmente si possano attuare all'interno delle reti fognarie nelle quali si hanno frequenti variazioni di sezione/dimensioni delle condotte unitamente alla variabilità delle portate nel tempo e nello spazio. Nel caso di una corretta progettazione di una rete fognaria *ex novo*, in cui la particolare conforma-

zione geometrica della rete e le pendenze sono tali da evitare fenomeni di rigurgito, l'ipotesi di moto uniforme può fornire comunque risultati sostanzialmente accettabili. Al contrario, nei tradizionali problemi di verifica, ovvero nel caso in cui una rete fognaria deve essere verificata per individuare i punti in cui si manifestano episodi di criticità/insufficienza idraulica, gli aspetti meramente idraulici possono diventare talmente complessi rendendo così concettualmente errato un approccio basato sull'ipotesi di moto uniforme. Si pensi ad esempio ad una rete fognaria nella quale siano presenti tratti in contropendenza (dovuti al cedimento del terreno sottostante), geometrie particolarmente complesse e variegate con tracciati ricchi di curve, confluenze con allacciamenti di dorsali fognarie realizzate successivamente al progetto originario, tronchi con funzionamento in pressione: in questi casi il calcolo in condizioni di moto uniforme è del tutto privo di significato anche a causa del fatto di non tenere in debita considerazione eventuali fenomeni di tipo dissipativo. Al fine di ovviare ad alcuni dei problemi legati ad un approccio basato sull'ipotesi di moto uniforme è lecito avvalersi di verifiche idrauliche attraverso il calcolo dei profili di moto permanente e delle cadenti piezometriche per le condotte con funzionamento in pressione. Un tale approccio si differenzia rispetto a quello precedente sia per avere il vantaggio di poter considerare gli eventuali effetti di rigurgito provocati dal corpo idrico ricettore e/o dalle singolarità presenti all'interno della rete sia per essere in grado di localizzare le zone soggette ad episodi di allagamento per mezzo dell'individuazione delle cadenti piezometriche per i tronchi con funzionamento in pressione. Tale approccio, sebbene più corretto dal punto di vista concettuale rispetto a quello di moto uniforme, tuttavia risulta essere viziato dal fatto che i fenomeni di piena che interessano le reti fognarie di qualsivoglia genere e dimensione devono essere considerati come dei processi che avvengono a moto vario, ossia fenomeni aventi una variabilità sia nel tempo che nello spazio. Un approccio con il calcolo a moto permanente per definizione comporta l'ipotesi che le portate al colmo siano presenti in tutti i tronchi della rete contemporaneamente, quando al contrario nella realtà si presentano in tempi diversi. Una tale ipotesi, oltre che essere irrealistica, non tenendo conto sia della topologia della rete sia della morfologia del bacino idrografico, comporta una sovrastima, anche notevole, delle portate di piena.

1.4. La modellistica numerica come strumento per la progettazione e la verifica dei sistemi di drenaggio urbano

Alla luce delle problematiche esposte nel precedente paragrafo, appare evidente come oggi, avendo a disposizione personal computer sempre più performanti nonché una vasta gamma di codici di calcolo maturi ed affidabili, sia doveroso modificare ed indirizzare il tradizionale approccio progettuale, di verifica e gestionale dei sistemi di drenaggio urbano, verso un totale utilizzo della modellistica numerica definendo uno standard, ovvero un protocollo metodologico, da attuare ogni qualvolta si voglia intervenire sia a livello locale sia globale all'interno di un sistema di drenaggio urbano.

Il valore aggiunto fornito dai modelli di simulazione numerica risiede infatti nella loro capacità di riprodurre con maggiore dettaglio i fenomeni idrologici e idraulici che avvengono a scala di bacino. La maggior parte dei codici di calcolo finalizzati alla modellazione dei sistemi di drenaggio urbano (ad esempio EPA-SWMM) sono infatti del tipo semi-distribuito, in grado di tener conto delle disuniformità del bacino (in termini di uso del suolo/destinazione urbanistica, caratteristiche geomorfologiche, ecc.), della topologia della rete di drenaggio (dalle semplici reti a configurazione perpendicolare fino alle complesse reti magliate) e della variabilità spaziale delle precipitazioni. Considerando che la geometria della rete fognaria risulta essere nota in modo deterministico, ovvero tramite l'analisi congiunta degli elaborati progettuali unitamente a rilievi topografici di precisione in sito, la propagazione dei deflussi all'interno dei collettori può essere descritta in modo rigoroso mediante l'impiego di modelli idraulici basati sulle note equazioni del moto vario di Saint Venant (usate in forma completa o semplificata) le quali forniscono risultati molto aderenti alla realtà. In altre parole, la modellazione dei processi di propagazione delle piene all'interno dei collettori fognari può essere considerata effettivamente di tipo fisicamente basato tanto più i parametri da cui dipende assumono un preciso significato fisico e conseguentemente la bontà della simulazione risulta essere strettamente legata alla correttezza e completezza con cui il sistema è descritto. Inoltre, come suggerito da diversi Autori (Cunge, 1980; Mignosa, 1987), in occasione di eventi pluviometrici particolarmente intensi, il deflusso delle portate meteoriche all'interno della rete fognaria avviene come fenomeno a moto vario e quindi descrivibile se non attraverso l'impiego di modelli idraulici basati sulle note equazioni di Saint Venant.

Diverso invece il caso della simulazione dei fenomeni idrologici di trasformazione afflussi-deflussi a scala di bacino: l'aleatorietà dei processi idrologici fa sì che la stima delle portate sia spesso la fase più delicata ed incerta della progettazione e verifica delle reti fognarie. Non a caso la complessità di tali processi è tale che anche i modelli di simulazione dettagliata ricorrono necessariamente a schemi concettuali semplificati. Ad esempio, per la stima delle perdite idrologiche imputabili ai processi di infiltrazione, nonostante siano disponibili numerosi modelli in grado di descrivere tali fenomeni (CN-SCS, Green-Ampt, Horton, ecc.), è bene evidenziare come l'efficacia di tali schemi, e conseguentemente l'attendibilità dei risultati ottenibili, sia funzione della bontà con la quale sono stati stimati i parametri che li caratterizzano. Ulteriori difficoltà si presentano anche nella simulazione dei fenomeni che avvengono sulle superfici del bacino e che governano la trasformazione degli afflussi netti (al netto delle perdite idrologiche) in deflussi entranti nella rete di drenaggio urbano. Tali fenomeni risultano essere schematizzabili a processi di scorrimento (ad esempio su falde piane) e di invaso che, sebbene si prestino ad essere studiati con le equazioni dell'idraulica, si presentano con una tale varietà di possibili combinazioni da renderne impossibile una modellazione fisicamente basata a meno di non descrivere con estremo dettaglio tutte le minute situazioni che caratterizzano i diversi sottobacini: ciò giustifica il ricorso a modelli di tipo concettuale che simulano tutti i complessi fenomeni di invaso e di trasferimento che avvengono sul bacino attraverso uno o più elementi concettuali (Ciaponi e Papiri, 2000).

Appare evidente come i modelli di simulazione numerica abbiano anch'essi le loro limitazioni, essendo appunto solo una mera approssimazione della complessa realtà fisica, ma che tuttavia rappresentano un supporto affidabile e meno vincolato a ipotesi di calcolo estremamente semplificative che hanno caratterizzato nel passato le tradizionali metodologie di progettazione e di verifica dei sistemi di drenaggio urbano.

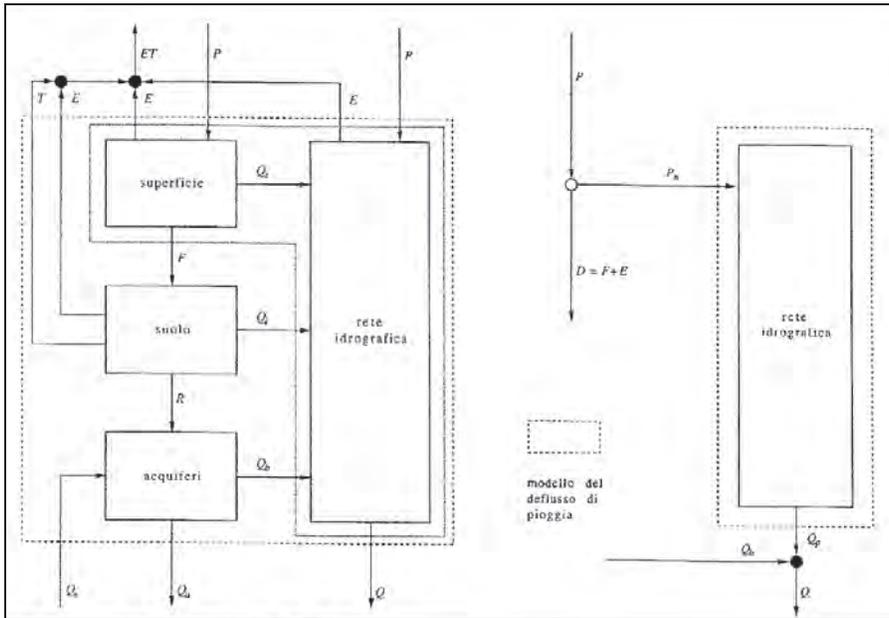
2. CLASSIFICAZIONE DEI MODELLI DI TRASFORMAZIONE AFFLUSSI-DEFLUSSI

L'analisi statistica degli eventi estremi, o comunque di tutti quegli eventi pluviometrici caratterizzati da elevati tempi di ritorno, ricopre un ruolo fondamentale nella progettazione delle opere idrauliche di qualsivoglia ordine e categoria ed assume caratteristiche differenti in funzione delle problematiche da risolvere e della qualità/quantità dei dati sperimentali a disposizione. A titolo di esempio, per la progettazione di arginature risulta essere sufficiente il calcolo del solo valore di portata di picco di piena associato ad un determinato tempo di ritorno, al contrario in fase di progettazione di vasche di laminazione, stazioni di sollevamento, occorre necessariamente stimare l'idrogramma di piena in ingresso al sistema ovvero l'andamento temporale delle portate durante l'evento alluvionale (volumi). Tale analisi può essere condotta secondo due diverse metodologie: 1) metodi diretti, elaborando statisticamente i dati di portata disponibili per l'opera in esame; 2) metodi indiretti, ricorrendo (nel caso in cui siano disponibili dati pluviometrici all'interno dell'area oggetto di studio) ai cosiddetti modelli di trasformazione afflussi-deflussi. Una prima distinzione tra modelli di trasformazione afflussi-deflussi è la seguente (Fig. 2.1):

1. Modelli completi, che simulano il comportamento del bacino nel tempo, includendo la maggior parte dei processi del ciclo idrologico (precipitazione, evapotraspirazione, infiltrazione, deflusso superficiale e sotterraneo, ecc.) che avvengono nello stesso.
2. Modelli di piena, noti anche come modelli ad evento singolo, che schematizzano il comportamento del bacino solamente per quanto riguarda eventi meteorici di un certo interesse, facendo inoltre im-

portanti semplificazioni per la determinazione delle perdite idrologiche.

Fig. 2.1. Schema di un modello completo (a sinistra) e di un modello di piena (a destra).



2.1. Modelli completi

I modelli completi vengono ulteriormente classificati in:

- Modelli fisicamente basati (anche detti concettuali).
- Modelli a parametri concentrati (anche detti distribuiti).

I modelli fisicamente basati utilizzano alla scala di bacino, oppure alla scala di una sua frazione, le relazioni fisiche (di solito in forma di equazioni matematiche) identificate a scala di laboratorio (tali equazioni consentono quindi di modellare separatamente i fenomeni di infiltrazione, deflusso superficiale, percolazione, ecc.). Tale tipologia di modelli, sulla base di osservazioni sperimentali e di relazioni analitiche, tenta di simulare i singoli processi idrologici che vengono poi tradotti, ovvero modella-

ti, con opportune relazioni matematiche. Questi modelli generalmente verificano l'equazione di conservazione della massa, della quantità di moto e dell'energia. Tale tipologia di modelli in teoria può essere direttamente applicata per rappresentare il ciclo idrologico del bacino utilizzando le sole misure delle caratteristiche del bacino medesimo (ovviamente, tali misure dovranno essere dotate della necessaria risoluzione per descrivere completamente il bacino e le sue proprietà). I modelli fisicamente basati richiedono quindi una descrizione molto fine e dettagliata delle caratteristiche del bacino (una descrizione però spesso inaccessibile).

Al contrario, i modelli concettuali consentono di rappresentare il ciclo idrologico del bacino in modo più semplice e richiedono una descrizione del bacino idrografico meno fine e meno completa di quella necessaria per i modelli fisicamente basati; utilizzano infatti leggi fisiche ma in forma semplificata attraverso l'analogia tra processi reali ed il comportamento di elementi concettuali la cui risposta alla forzante pluviometrica è nota. I parametri associati a tale tipologia di modelli generalmente non hanno alcun significato fisico a differenza dei modelli fisicamente basati. Si rende pertanto necessaria per il loro impiego una calibrazione dei parametri che caratterizzano le relazioni concettuali del modello (cfr. Capitolo 5). Nell'ambito dei sistemi di drenaggio urbano i modelli concettuali riguardano principalmente i fenomeni dell'invaso e del trasporto, fanno riferimento alla sola legge della conservazione della massa e schematizzano il bacino e la rete fognaria come un insieme di strutture idrauliche elementari quali serbatoi e canali connessi in vario modo. La differenza fra modelli concettuali e modelli fisicamente basati, palese dal punto di vista teorico, al contrario dal punto di vista operativo/pratico non sempre appare evidente, ad esempio quando si adottano assunzioni oltremodo semplicistiche per i modelli fisicamente basati oppure gradi di dettaglio estremi in quelli concettuali.

Sono a parametri concentrati tutti quei modelli in cui i parametri sono delle costanti oppure delle funzioni del tempo e non dello spazio, mentre al contrario sono a parametri distribuiti quei modelli in cui i parametri sono rappresentati da funzioni dello spazio (ad esempio una suddivisione del bacino in maglie/celle di calcolo), oltre che, ovviamente del tempo. Risulta pertanto evidente come l'entità bacino idrografico sia un sistema a parametri distribuiti. Lo stato fisico del bacino è infatti diverso da punto a punto, ma tuttavia a causa della potenziale impossibilità di poter descrivere in modo particolareggiato le caratteristiche morfologiche, geolo-

giche, di utilizzo del suolo del medesimo, talvolta si è costretti nel considerare i parametri come concentrati, ovvero assegnando a ciascun parametro un solo valore, assunto mediamente valido per tutto il bacino.

Esiste inoltre una tipologia intermedia tra i modelli a parametri concentrati e modelli distribuiti, rappresentata dai modelli semi-distribuiti i quali costituiscono un buon compromesso in quanto considerano l'intero bacino suddiviso in molti sottobacini in ognuno dei quali si opera in modo concettuale o fisicamente basato ma comunque semplificando le equazioni di bilancio. Il codice di calcolo EPA-SWMM appartiene alla categoria dei modelli di tipo semi-distribuito.

2.2. Modelli di piena

A differenza dei modelli completi, i modelli di piena non considerano in dettaglio tutti i processi che avvengono nel bacino e si fondano su metodologie piuttosto semplificate per tenere in conto le perdite idrologiche e per valutare l'influenza delle eventuali acque sotterranee. I modelli di piena sono anche noti come modelli globali, per evidenziare il fatto che si basano su parametri uniformi su tutto il bacino di interesse, per così distinguerli da quelli a parametri distribuiti. Quasi sempre tali parametri non hanno neppure un significato fisico ma al contrario esclusivamente modellistico: la loro determinazione, cioè, deve essere effettuata in modo tale che il modello sia in grado di riprodurre eventi misurati. Poiché i modelli di piena non simulano i fenomeni che non interessano direttamente la rete idrografica (scorrimento superficiale e ipodermico, deflusso profondo, evapotraspirazione), possono essere basati su ipotesi di linearità. La maggior parte di tali modelli rientra infatti nella categoria dei modelli lineari e stazionari.

2.3. Evoluzione dei principali modelli numerici per la simulazione dei sistemi di drenaggio urbano

Senza dubbio l'ultima rivoluzione tecnologica è rappresentata dall'avvento nel corso degli anni Sessanta dei primi personal computer la cui potenza di calcolo è aumentata in maniera esponenziale senza conoscere sosta nel corso dei decenni fino ad arrivare ai nostri giorni, caratterizzati dalla competizione fra le diverse case produttrici nel progettare e produrre processori sempre più compatti e performanti. Questa rivoluzione tecnologica ha

innescato di conseguenza un'altra rivoluzione rappresentata dalla nascita delle simulazioni numeriche. A partire dallo sviluppo nel 1966 per opera di Crawford e Linsley del modello idrologico SWM (*Stanford Watershed Model*), la modellazione numerica dei processi idrologici ha subito uno sviluppo epocale senza precedenti. Il codice di calcolo SWM rappresentò infatti il primo tentativo di rappresentazione virtuale dell'intero ciclo idrologico. Successivamente, a partire dagli anni Settanta ed Ottanta, si è assistito allo sviluppo di numerosi modelli matematici atti a simulare i complessi meccanismi che interessano il processo della trasformazione afflussi-deflussi anche in ambito urbano e non solo a scala di bacino idrografico con particolare enfasi relativamente ai modelli fisicamente basati. Precursori di tale tipologia di modelli sono stati SWMM (*Storm Water Management Model* - Metcalf and Eddy, Inc., 1971), UCURUM (*University of Cincinnati Urban Runoff Model* - Papadakis e Preul, 1972), USGS (*United States Geological Survey* - Dawdy et al., 1972), ILLUDAS (*Illinois Urban Drainage Area Simulator* - Terstriep e Stall, 1974), OTTHYMO (*OTTawa HYdrological Model* - Wisner et al., 1983), BEMUS (*BEIgrade Model of Urban Sewers* - Maksimovic e Radokovic, 1984), MOUSE (*MOdelling of Urban SEwers* - Danish Hydraulic Institute, 1987) solo per citare alcuni fra i più famosi.

Il livello di diffusione e popolarità di un codice di calcolo risulta essere legato oltre che alle sue qualità intrinseche (versatilità, potenza e stabilità di calcolo, ecc.), anche al costo della licenza d'uso; oggi sono disponibili modelli numerici di tipo idrologico-idraulico sia completamente gratuiti sia a pagamento. In linea di principio i modelli gratuiti sono quelli sviluppati da Enti-Agenzie Governative oppure Università, al contrario i modelli a pagamento sono generalmente quelli realizzati da enti oppure società private di ricerca e che garantiscono contestualmente all'acquisto della licenza anche un servizio di assistenza. A livello globale uno tra gli Enti Pubblici che ad oggi ha investito maggiormente nell'ambito della ricerca scientifica applicata alle discipline legate alla gestione e tutela della risorsa idrica è sicuramente l'US-EPA (*United States Environmental Protection Agency*), ovvero l'Agenzia per la protezione dell'ambiente degli Stati Uniti d'America che annovera tra i propri prodotti alcuni modelli numerici che sono considerati degli standard a livello mondiale, come ad esempio il codice di calcolo EPA-NET, utilizzato per la simulazione delle reti acquedottistiche, ed il codice di calcolo EPA-SWMM, impiegato per la simulazione dei processi di trasformazione afflussi-deflussi e relativa propagazione all'interno delle reti di drenaggio di qualsivoglia forma e dimensione.

3. IL CODICE DI CALCOLO EPA-SWMM

3.1. Generalità

Il codice di calcolo EPA-SWMM appartiene alla categoria dei modelli numerici di tipo idrologico-idraulico in grado di simulare sia i processi di trasformazione afflussi-deflussi (ovvero la trasformazione delle piogge in deflussi superficiali) a scala di bacino/sottobacino sia la relativa propagazione delle portate all'interno della rete di drenaggio che preveda anche la commistione di condotte, canali artificiali e/o naturali di qualsivoglia sezione e geometria. A titolo di esempio la Figura 3.1 illustra gli elementi che generalmente si presentano all'interno di un sistema di drenaggio urbano e che possono essere modellati numericamente per mezzo del codice di calcolo EPA-SWMM (eccezione fatta per gli impianti di depurazione per i quali è necessario effettuare una specifica modellazione con software dedicati).

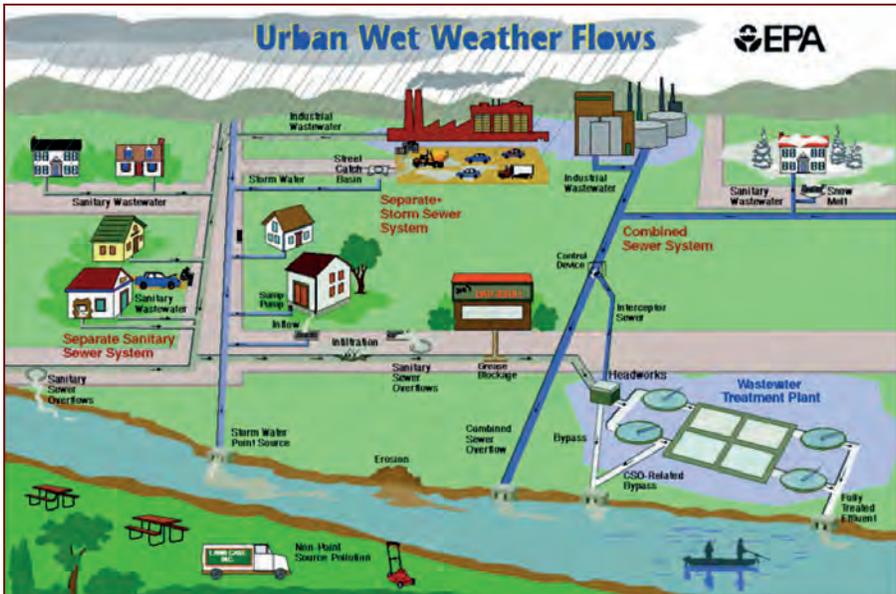
EPA-SWMM permette di simulare in maniera particolareggiata e semi-distribuita (suddividendo l'intero bacino in un opportuno numero di sottobacini al fine di discretizzare al meglio l'area oggetto di studio) il comportamento idrologico ed idraulico di un sistema di drenaggio urbano durante singoli eventi meteorici oppure anche sul lungo periodo (ad esempio in presenza di precipitazioni alternate a fasi di tempo stabile).

In particolare, EPA-SWMM risulta essere composto da tre principali moduli di calcolo accoppiati tra loro ed aventi le seguenti funzioni:

- **Modulo idrologico** (ex RUNOFF), simula il complesso meccanismo della trasformazione afflussi-deflussi che comprende la distribuzione spazio-temporale delle precipitazioni, i processi di infiltrazione al suolo, di evapotraspirazione, di ritenzione nelle depressioni superficiali del terreno, di ruscellamento superficiale e relativo ingresso dei deflussi nelle canalizzazioni della rete (ed opzionalmente anche i processi di accumulo-scioglimento neve e di interazione falda freatica-rete di drenaggio).

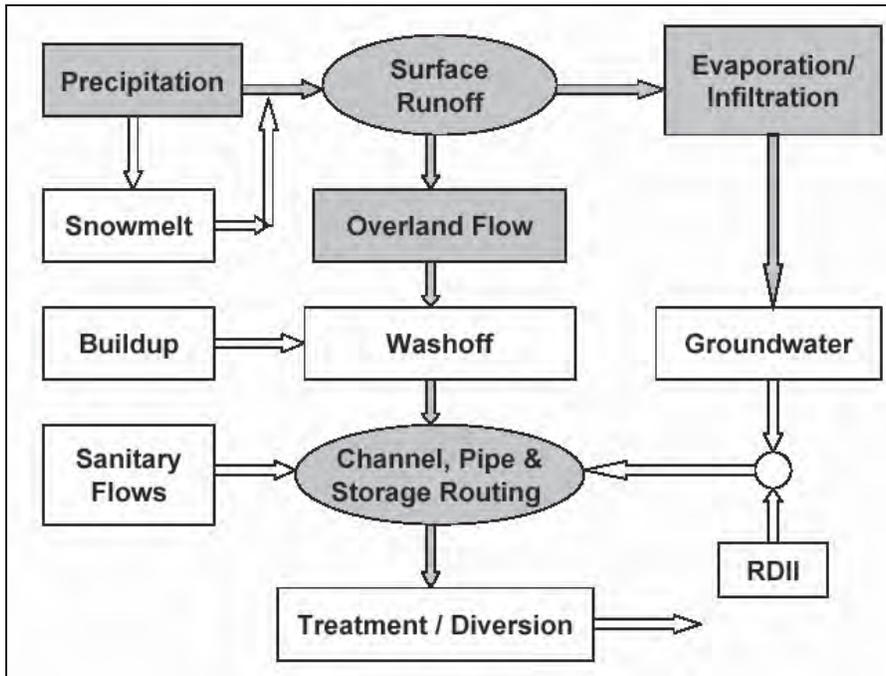
- **Modulo idraulico** (ex EXTRAN), simula all'interno dei collettori a sezione chiusa (contemplando anche la possibilità di entrata in pressione) e/o canali a cielo aperto sia la propagazione dei deflussi di piena (attraverso le equazioni di Saint Venant) sia il funzionamento di opere idrauliche come ad esempio impianti di sollevamento, vasche volano/laminazione, organi di regolazione delle portate, scaricatori di piena del tipo laterale e/o frontale, luci sotto battente.
- **Modulo qualitativo**, simula i processi di accumulo delle sostanze inquinanti che si depositano al suolo durante i periodi di tempo asciutto (*buildup*) ed il relativo dilavamento ad opera delle precipitazioni (*washoff*).

Fig. 3.1. Schematizzazione differenti tipologie di sistemi di drenaggio urbano (fonte: EPA).



La Figura 3.2 schematizza i processi che possono essere modellati e quindi simulati dal codice di calcolo EPA-SWMM.

Fig. 3.2. *Processi modellati e simulati dal codice di calcolo EPA-SWMM (fonte: EPA).*



L'accoppiamento di tali moduli di calcolo consente di simulare l'evoluzione dinamica di qualsivoglia evento meteorico riproducendo l'andamento temporale ad esempio dei livelli idrometrici, delle velocità, delle portate, dei volumi invasati all'interno di vasche di laminazione, delle concentrazioni di sostanze inquinanti nelle diverse sezioni del sistema di drenaggio urbano che si intende modellare.

Il codice di calcolo EPA-SWMM nella sua prima versione è stato concepito nel periodo 1969-1971 e nel corso degli anni ha subito un continuo e progressivo sviluppo tant'è che ad oggi risulta essere a livello mondiale probabilmente il più noto ed utilizzato strumento di modellazione numerica per la verifica ed ausilio alla progettazione di sistemi di drenaggio

urbano (Huber e Roesner, 2013). La Tabella 3.1 schematizza l'evoluzione del codice SWMM dalla genesi fino ai giorni d'oggi.

Tab. 3.1. *Evoluzione del codice di calcolo SWMM (fonte: EPA).*

Version	Year	Contributors	Comments
SWMM I	1971	Metcalf & Eddy, Inc. Water Resources Engineers University of Florida	First version of SWMM; focus was CSO modeling; few of its methods are still used today.
SWMM II	1975	University of Florida	First widely distributed version of SWMM.
SWMM 3	1981	University of Florida Camp Dresser & McKee	Full dynamic wave flow routine, Green-Ampt infiltration, snow melt, and continuous simulation added.
SWMM 3.3	1983	US EPA	First PC version of SWMM.
SWMM 4	1988	Oregon State University Camp Dresser & McKee	Groundwater, RDII, irregular channel cross-sections and other refinements added over a series of updates throughout the 1990's.
SWMM 5	2005	US EPA CDM-Smith	Complete re-write of the SWMM engine in C; graphical user interface added; improved algorithms and new features (e.g., LID modeling) added.

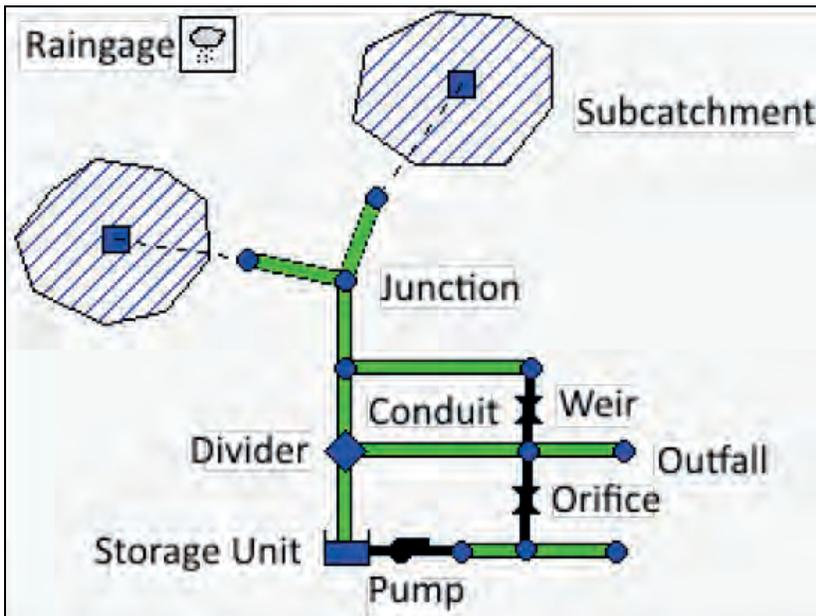
3.2. Struttura del codice di calcolo EPA-SWMM

Propedeutica a qualsivoglia approccio modellistico è la conoscenza delle caratteristiche del codice di calcolo che si intende utilizzare, ovvero delle modalità con le quali ogni singolo elemento presente all'interno di un sistema di drenaggio urbano (o comunque di un bacino urbano in genere) risulta essere modellato. La Figura 3.3 illustra il modo in cui EPA-SWMM schematizza gli elementi fisici presenti all'interno di un sistema di drenaggio urbano in accordo con quanto riportato in Figura 3.1. Gli elementi fondamentali per la modellazione del processo di trasformatio-

ne afflussi-deflussi risultano essere il pluviometro (*Rain gage*) ed i sottobacini (*Subcatchment*) per mezzo dei quali è stato suddiviso/discretizzato l'intero bacino, ossia l'intero dominio di calcolo. Ad ogni sottobacino deve essere necessariamente associato il relativo pluviometro al quale spetta il compito di descrivere l'andamento in funzione del tempo dell'apporto meteorico al suolo attraverso l'impiego di uno ietogramma di progetto oppure di uno ietogramma costituito da valori di precipitazioni registrate (cfr. Paragrafo 3.3).

Per la modellazione della propagazione dei deflussi all'interno dei collettori fognari e/o canali a cielo aperto, gli elementi impiegati risultano essere sia i nodi (*Junction*) sia i cosiddetti elementi *Link* (rappresentativi dei collettori fognari e/o canali). I nodi sono elementi di primaria importanza in quanto rappresentano sia il punto nel quale ogni singolo bacino/sottobacino immette i deflussi superficiali da esso generati all'interno del reticolo drenante sia il modo attraverso il quale rappresentare i punti di confluenza del reticolo idraulico (e di ogni elemento *Link* in genere poiché definito tra due nodi).

Fig. 3.3. Elementi concettuali utilizzati da EPA-SWMM per la modellazione di una rete di drenaggio urbano (fonte: EPA).



Una particolare tipologia di nodo risulta essere rappresentata da:

- a) *Storage Unit* che rappresenta indifferentemente opere idrauliche assimilabili a vasche volano/laminazione, ovvero tutti quei manufatti che abbiano una funzione di invaso.
- b) *Outfall* che definisce la condizione a contorno relativa allo scarico nel corpo idrico ricettore (corso d'acqua, mare, ecc.) delle portate convogliate all'interno del sistema di drenaggio urbano.

L'elemento *Link* per antonomasia è rappresentato dalla condotta fognaria (*Conduit*) e/o canale. Altre particolari tipologie di elemento *Link* risultano essere:

- a) *Weir*, rappresentativo degli scaricatori di piena (laterali, frontali, a seconda delle impostazioni che si forniscono al modello).
- b) *Orifice*, rappresentativo delle luci di scarico (opere per la regolazione delle portate all'interno di un manufatto idraulico).
- c) *Pump*, rappresentativo delle stazioni di pompaggio per le quali è necessario definire il numero delle pompe e le relative curve caratteristiche di funzionamento.

Un valore aggiunto fornito dal codice di calcolo EPA-SWMM durante la fase di inserimento/definizione degli elementi fisici (*Junction*, *Conduit*, ecc.) che costituiscono il sistema di drenaggio urbano che si intende modellare è rappresentato dalla possibilità di poterli inserire direttamente tramite le icone presenti nella barra degli strumenti dell'interfaccia grafica (Fig. 3.4) oppure compilando un *file* di estensione *.inp* (Fig. 3.5) per mezzo di un editore di testo, ovvero un file ASCII in cui sono riportati (seguendo una rigorosa formattazione) tutti i dati ed i parametri funzionali sia alla schematizzazione della rete di drenaggio sia alla relativa modellazione numerica.

Nel prosieguo saranno fornite sia le principali nozioni di carattere teorico relative ad ognuno degli elementi utilizzati da EPA-SWMM per la modellazione dei sistemi di drenaggio urbano sia alcune note teoriche di approfondimento utili per effettuare una scelta idonea delle differenti opzioni modellistiche offerte dal codice di calcolo.

Fig. 3.4. Interfaccia grafica del codice di calcolo EPA-SWMM.

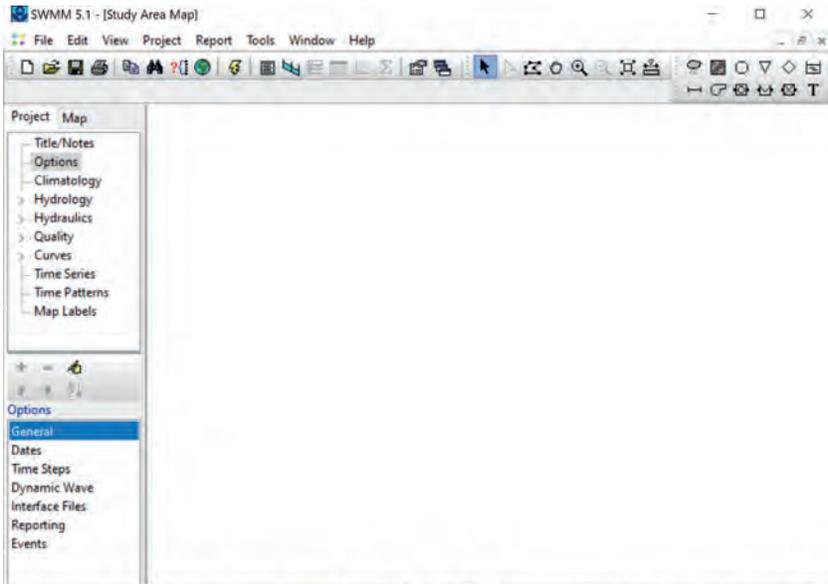


Fig. 3.5. Particolare relativo ad una sezione del file .inp utilizzato da EPA-SWMM per la definizione della geometria della rete di drenaggio da modellare.

```

esempio - Blocco note di Windows
File Modifica Formato Visualizza ?

[;JUNCTIONS]
;;Name      Elevation  MaxDepth  InitDepth  SurDepth  Aponded
;;-----
1           1          1.5       0          0          0
2           1.3       1.2       0          0          0
3           1.6       0.9       0          0          0
4           1.9       0.6       0          0          0

[;CONDUITS]
;;Name      From Node  To Node   Length    Roughness  InOffset  OutOffset  InitFlow  MaxFlow
;;-----
1           1          2         50        0.01      0         0          0         0
2           2          3         75        0.01      0         0          0         0
3           3          4         100       0.01      0         0          0         0

[;XSECTIONS]
;;Link      Shape      Geom1     Geom2     Geom3     Geom4     Barrels   Culvert
;;-----
1           CIRCULAR  0.80     0         0         0         1
2           CIRCULAR  0.60     0         0         0         1
3           CIRCULAR  0.40     0         0         0         1

[;REPORT]
;;Reporting Options
SUBCATCHMENTS ALL
NODES ALL
LINKS ALL

[;TAGS]

[;MAP]
DIMENSIONS 0.000 0.000 10000.000 10000.000
Units      None
    
```

3.3. La definizione delle precipitazioni: pluviometro (*Rain gage*)

Le precipitazioni costituiscono il dato in ingresso principale nei modelli di tipo idrologico-idraulico ed in particolare per il calcolo di quel complicato meccanismo che riguarda la cosiddetta trasformazione afflussi-deflussi.

Per la modellazione degli afflussi meteorici, ovvero delle precipitazioni, EPA-SWMM si avvale degli elementi *Rain gage* ai quali spetta il compito di associare a ciascuno dei sottobacini (*Subcatchment*) con i quali è stata suddivisa l'area (bacino) oggetto di studio il relativo ietogramma (funzionale alla definizione della distribuzione temporale o meglio dell'evoluzione temporale delle precipitazioni su una determinata zona).

Il codice di calcolo EPA-SWMM consente di effettuare simulazioni dei processi di trasformazione afflussi-deflussi nel caso sia di singoli eventi (ad esempio un singolo scroscio) sia nel lungo periodo (ad esempio caratterizzato dall'alternanza di precipitazioni e di tempo asciutto). In particolare, è possibile definire ietogrammi sia di tipo storico, ossia costituiti dalle serie storiche delle effettive registrazioni pluviometriche effettuate nel corso del tempo per mezzo di pluviometri, sia di tipo sintetico, ossia costruiti partendo dalle curve di possibilità pluviometrica (CPP) secondo schemi concettuali più o meno complessi con l'obiettivo di ottenere in maniera univoca e riproducibile l'evoluzione temporale di un fenomeno o più precisamente di un singolo evento di pioggia. Doveroso ricordare come le curve di possibilità pluviometrica (CPP) non forniscono l'andamento nel tempo dell'altezza di precipitazione ma esclusivamente l'altezza totale associata alla durata dell'evento, da qui l'esigenza di definire l'evoluzione temporale dell'intensità di pioggia durante l'evento meteorico attraverso l'impiego dei cosiddetti ietogrammi di progetto di tipo sintetico. Generalmente gli ietogrammi di tipo storico vengono impiegati per tarare e validare (cfr. Capitolo 5) un modello di trasformazione afflussi-deflussi quando sono disponibili per il medesimo periodo anche le serie storiche relative alle misurazioni di portata (idrogrammi storici delle portate) in alcune sezioni ritenute come rappresentative per il sistema che si intende modellare. Al contrario, l'impiego di ietogrammi di tipo sintetico potrà essere adottato solo nella fase successiva alla taratura/validazione del modello numerico in modo tale da poter simulare un singolo evento pluviometrico di qualsivoglia durata, intensità e tempo di ritorno e poter quindi analizzare la risposta idrologica e idraulica del bacino oggetto di studio identificando, ad esempio, l'evento critico che

manda in crisi il sistema provocando fenomeni di allagamento, entrata in pressione dei collettori e fenomeni di rigurgito lungo la rete di drenaggio. Appare evidente come gli ietogrammi sintetici vengono impiegati essenzialmente nei problemi progettuali di dimensionamento e/o verifica in condizioni estreme di un'opera idraulica. In letteratura scientifica sono state proposte numerose tipologie di ietogrammi di tipo sintetico, ognuno con le proprie peculiarità, pregi e difetti. A differenza di alcuni codici di calcolo di tipo prettamente idrologico (ad esempio HEC-HMS), EPA-SWMM non è in grado di determinare automaticamente uno ietogramma sintetico, il quale dovrà essere preventivamente e separatamente calcolato. Nel prosieguo sarà riportata una breve descrizione relativa agli ietogrammi sintetici generalmente utilizzati nella comune pratica progettuale.

3.3.1. Ietogramma rettangolare (costante). Lo ietogramma probabilmente più utilizzato per la progettazione delle reti di drenaggio urbano è quello di tipo rettangolare (costante) il quale risulta essere anche il più semplice fra gli ietogrammi sintetici proposti in letteratura scientifica (Fig. 3.5). La sua caratteristica è quella di essere caratterizzato da una intensità di precipitazione costante e quindi uguale all'intensità media dell'altezza di pioggia:

$$i(t) = \text{cost} = \frac{h}{\theta} = a\theta^{n-1} \quad (3.1)$$

al quale corrisponde un andamento nel tempo dell'altezza di precipitazione lineare:

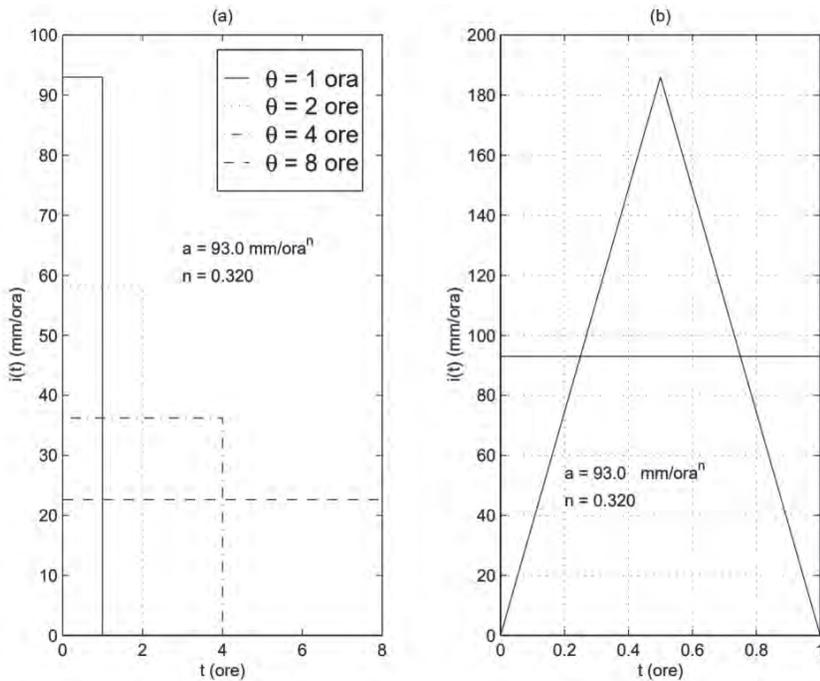
$$p(t) = \int_0^t i(t')dt' = a\theta^{n-1}t \quad (3.2)$$

L'impiego di tale ietogramma non si scosta tuttavia da critiche, da ricercarsi sostanzialmente nella sottostima degli effetti della pioggia in termini sia di volume di deflusso sia di portate di picco:

- considera infatti soltanto la parte critica della precipitazione che si verifica entro un determinato intervallo temporale, non considerando affatto parte dell'altezza complessiva della pioggia;
- trascura completamente l'effetto dei picchi d'intensità, mediando la pioggia sulla durata dell'evento pluviometrico.

3.3.2. Ietogramma triangolare. Lo ietogramma triangolare è caratterizzato da un andamento lineare crescente fino ad un picco e quindi linearmente decrescente fino alla durata totale della precipitazione (Fig. 3.6).

Fig. 3.6. *Ietogrammi di progetto: (a) ietogrammi costanti per diverse durate di pioggia; (b) ietogramma costante e triangolare (con picco in posizione centrale) per $\theta = 1$ ora.*



Tale tipologia di ietogramma è stata concepita fundamentalmente con l'intento di introdurre l'effetto di picco trascurato dallo ietogramma di tipo rettangolare. Le sue caratteristiche come descritto anche dai lavori di Yen e Chow (1980) sono:

- in corrispondenza del picco avere un'intensità uguale al doppio di quella media, ovvero $i(t_p) = 2a\theta^{n-1}$;

- la posizione del picco è espressa da un coefficiente $r = t_p/\theta$ dove t_p è il tempo di picco e l'andamento dell'intensità di pioggia nel tempo è fornita dalle seguenti relazioni:

$$i(t) = \begin{cases} 2a\vartheta^{n-2} \left(\frac{t}{r}\right) & \text{per } t \leq t_p \\ 2a\theta^{n-2} \left(\frac{\vartheta-t}{1-r}\right) & \text{per } t \geq t_p \end{cases} \quad (3.3)$$

mentre le relazioni che esprimono l'altezza di pioggia valgono:

$$h(t) = \begin{cases} a\vartheta^{n-2} \left(\frac{t^2}{r}\right) & \text{per } t \leq t_p \\ a\theta^{n-2} \left[\vartheta^2 - \frac{(\theta-t)^2}{1-r}\right] & \text{per } t \geq t_p \end{cases} \quad (3.4)$$

Anche lo ietogramma triangolare sottostima l'altezza complessiva dell'evento meteorico.

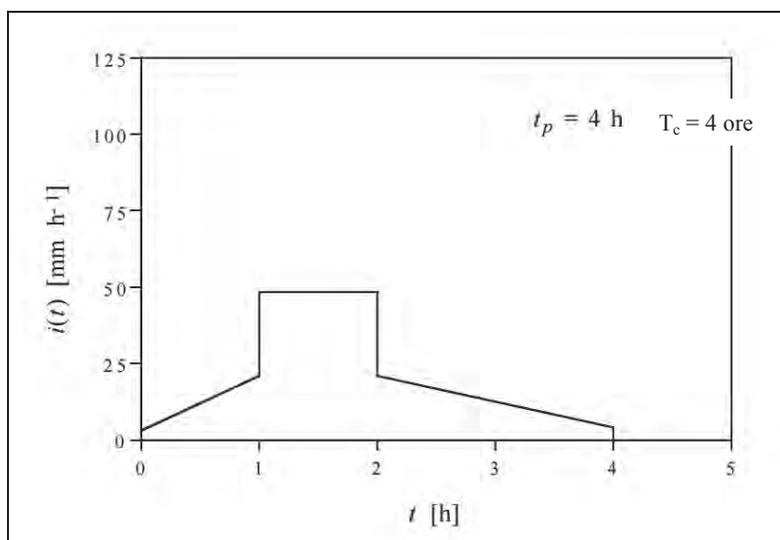
3.3.3. Ietogramma Sifalda. Lo ietogramma Sifalda (Sifalda, 1973) prende il nome dal suo ideatore ed è stato concepito con il fine di tener meglio in considerazione i volumi coinvolti durante gli eventi pluviometrici (Fig. 3.7). Tale ietogramma, basandosi su uno studio relativo agli scrosci ($\theta = 30-35$ minuti) rilevati all'interno di alcune stazioni pluviometriche della Cecoslovacchia, è costituito da una parte critica (che non è altro che lo ietogramma rettangolare di durata θ ricavato dalle relazioni intensità-durata) alla quale si aggiungono una parte iniziale ed una parte finale al fine di tener conto della frazione di ietogramma che non contribuisce all'altezza critica. Le caratteristiche dello ietogramma Sifalda sono:

- parte critica:
 - durata θ
 - intensità costante i_θ ricavata dalla relazione intensità-durata-frequenza
- ietogramma complessivo:
 - durata $T_c = 4\theta$
 - intensità media $i_c = 0.45i_\theta$

- c) parte iniziale:
- durata θ
 - intensità crescente linearmente da $0.15i_c$ fino a i_c
- d) parte finale:
- durata 2θ
 - intensità decrescente linearmente da i_c fino a $0.20i_c$

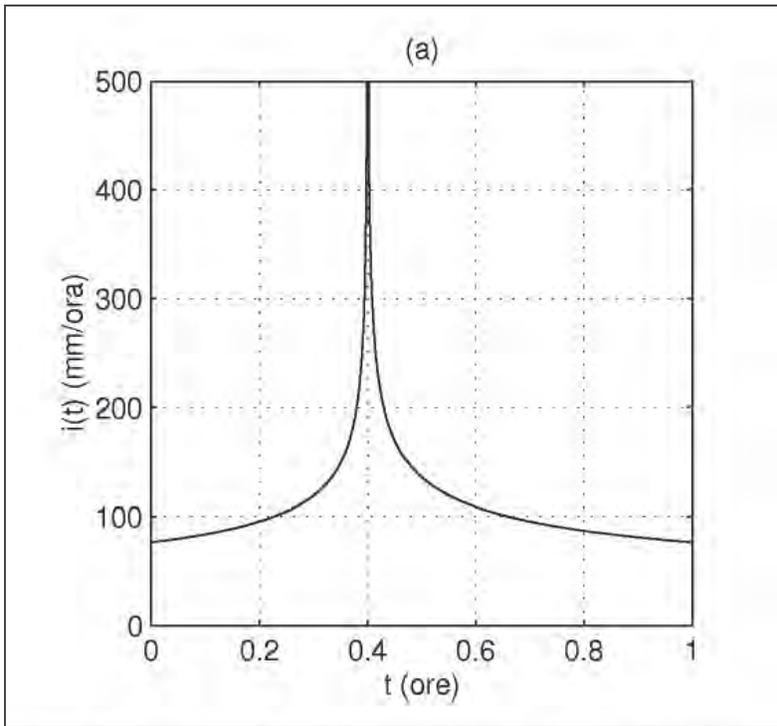
Lo ietogramma Sifalda sottostima l'effetto di picco esattamente come quello di tipo rettangolare (costante).

Fig. 3.7. Esempio di ietogramma Sifalda per $T_c = 4$ ore.



3.3.4. Ietogramma Chicago. Lo ietogramma Chicago (Fig. 3.8) è stato introdotto da Keifer e Chu nel 1957 in occasione della progettazione della fognatura della città statunitense di Chicago. Tale ietogramma ha ricevuto notevole attenzione soprattutto per applicazioni in ambito urbano, infatti viene considerato spesso preferibile al semplice ietogramma rettangolare (costante) perché può generare portate al colmo relativamente maggiori (unitamente anche ad una sovrastima dei volumi).

Fig. 3.8. Esempio di ietogramma Chicago con $r = 0.40$ e $\theta = 1$ ora.



Come nel caso dello ietogramma di tipo triangolare anche lo ietogramma Chicago è caratterizzato da un picco di intensità massima i_{max} e da una intensità media uguale a quella definita dalla curva di possibilità pluviometrica.

Le equazioni che forniscono l'intensità $i(t)$ e l'altezza di pioggia $h(t)$ dello ietogramma sono fornite dalle seguenti equazioni:

$$i(t) = \begin{cases} na \left(\frac{t_r - t}{r} \right)^{n-1} & \text{per } t \leq t_r \\ na \left(\frac{t - t_r}{1 - r} \right)^{n-1} & \text{per } t \geq t_r \end{cases} \quad (3.5)$$

$$h(t) = \begin{cases} ra \left[\left(\frac{t_r}{r} \right)^n - \left(\frac{t_r-t}{r} \right)^n \right] & \text{per } t \leq t_r \\ a \left[r \left(\frac{t_r}{r} \right)^n + (1-r) \left(\frac{t-t_r}{1-r} \right) \right] & \text{per } t \geq t_r \end{cases} \quad (3.6)$$

dove $t_r = r\theta$ rappresenta l'istante di tempo in cui si verifica il picco (in mancanza di informazioni sull'andamento degli ietogrammi nella zona in esame, in genere si assume $r = 0.40-0.50$).

Peculiarità dello ietogramma Chicago risulta quella di essere poco sensibile al variare della durata della precipitazione θ : aumentando il valore di θ la parte centrale (quella attorno al picco) dello ietogramma rimane immutata e si ha soltanto un allungamento delle due code estreme, ovvero nelle zone laterali prima e dopo il picco. Si può dunque affermare come uno ietogramma Chicago di durata θ abbia la caratteristica di contenere al suo interno anche gli ietogrammi di durata inferiore: è quindi sufficiente considerare una durata superiore al tempo di corrivazione del bacino urbano oggetto di studio per tener conto implicitamente delle diverse durate significative per tutti i suoi sottobacini. Il problema dell'utilizzo dello ietogramma Chicago è essenzialmente legato al fatto che esso tende a sovrastimare le intensità, dal momento che tutte le intensità critiche sono raggruppate in un unico evento pluviometrico, quando invece nella realtà esse solitamente derivano da eventi diversi.

Si deve prestare attenzione che nel caso in cui la durata complessiva dello ietogramma vada ad interessare campi di validità delle curve di possibilità pluviometrica diverse (ad esempio dagli scrosci alle piogge orarie); in tal caso le espressioni fornite dalle relazioni (3.5) e (3.6) devono essere opportunamente modificate per tenere conto della variazione dei parametri a ed n .

Considerando ad esempio il caso della determinazione di uno ietogramma Chicago di durata θ a partire da due curve di possibilità pluviometrica, una con parametri a_1 e n_1 valida per durate minori o uguali a θ_0 e l'altra con parametri a_2 e n_2 valida per durate maggiori o uguali di θ_0 , le equazioni (3.5) e (3.6) diventano:

$$i(t) = \begin{cases} n_2 a_2 \left(\frac{t_r-t}{r}\right)^{n_2-1} & \text{per } t \leq t_{01} \\ n_1 a_1 \left(\frac{t_r-t}{r}\right)^{n_1-1} & \text{per } t_{01} \leq t \leq t_r \\ n_1 a_1 \left(\frac{t-t_r}{1-r}\right)^{n_1-1} & \text{per } t_r \leq t \leq t_{02} \\ n_2 a_2 \left(\frac{t-t_r}{1-r}\right)^{n_2-1} & \text{per } t_{02} \leq t \leq \theta \end{cases} \quad (3.7)$$

$$h(t) = \begin{cases} r a_2 \left[\left(\frac{t_r}{r}\right)^{n_2} - \left(\frac{t_r-t}{r}\right)^{n_2} \right] & \text{per } t \leq t_{01} \\ r \left[a_2 \left(\frac{t_r}{r}\right)^{n_2} - a_1 \left(\frac{t_r-t}{r}\right)^{n_1} \right] & \text{per } t_{01} \leq t \leq t_r \\ r a_2 \left(\frac{t_r}{r}\right)^{n_2} + (1-r) a_1 \left(\frac{t-t_r}{1-r}\right)^{n_1} & \text{per } t_r \leq t \leq t_{02} \\ r a_2 \left(\frac{t_r}{r}\right)^{n_2} + (1-r) a_2 \left(\frac{t-t_r}{1-r}\right)^{n_2} & \text{per } t_{02} \leq t \leq \theta \end{cases} \quad (3.8)$$

dove con $t_{01} = t_r - r\theta_0$ e $t_{02} = t_r + (1-r)\theta_0$ si sono indicati i tempi per i quali l'andamento dello ietogramma evidenzia i cambiamenti di intensità di pioggia per effetto del passaggio del campo di validità di una curva di possibilità pluviometrica a quello dell'altra.

3.3.5. Rappresentazione in forma discreta degli ietogrammi di progetto.

Nelle comuni applicazioni progettuali di una rete di drenaggio urbano, siano esse condotte mediante i tradizionali metodi di calcolo oppure per mezzo di un codice di calcolo come EPA-SWMM, risulta utile rappresentare gli ietogrammi in forma discreta suddividendo la durata complessiva dell'evento meteorico in intervalli di tempo finiti Δt e caratterizzati da una intensità di precipitazione costante. Per ogni intervallo Δt l'intensità considerata deve essere quella media relativa allo ietogramma originario in modo tale da essere coerente con la distribuzione temporale dei volumi di precipitazione. Buona norma, nonché conveniente, individuare intervalli dal passo temporale uguale e che la durata complessiva sia un multiplo intero dell'intervallo adottato. La discretizzazione consiste nel calcolare l'intensità media di ciascun intervallo di tempo Δt per mezzo della seguente espressione (3.9):

$$i_m = \frac{h(t_{finale}) - h(t_{iniziale})}{\Delta t} \quad (3.9)$$

dove t_{finale} e $t_{iniziale}$ sono rispettivamente i tempi corrispondenti alla fine ed inizio dell'intervallo.

Si voglia ad esempio ricavare lo ietogramma di progetto di tipo triangolare relativo ad una pioggia di durata di 15 minuti avente come valori dei parametri della curva di possibilità pluviometrica (CPP), associata ad un tempo di ritorno di 5 anni (TR = 5 anni), rispettivamente $a = 51.9$ mm·ora⁻ⁿ ed $n = 0.577$. Si consideri un valore del coefficiente $r = 0.40$ (ovvero si ipotizza che il picco di intensità avvenga all'istante $t_p = 0.40 \cdot \theta$). Lo ietogramma di progetto sia calcolato in forma discreta con intervalli di tempo di 5 minuti ($\Delta t = 5$ minuti).

Essendo stato stabilito $\Delta t = 5$ minuti, gli intervalli di discretizzazione sono tre. Il tempo di picco t_p risulta essere uguale a $0.40 \cdot 15 = 6$ minuti. Per ciascuno degli intervalli si calcolano per mezzo dell'espressione (3.4) i valori di $h(t)$ relativi ai tempi iniziali e finali:

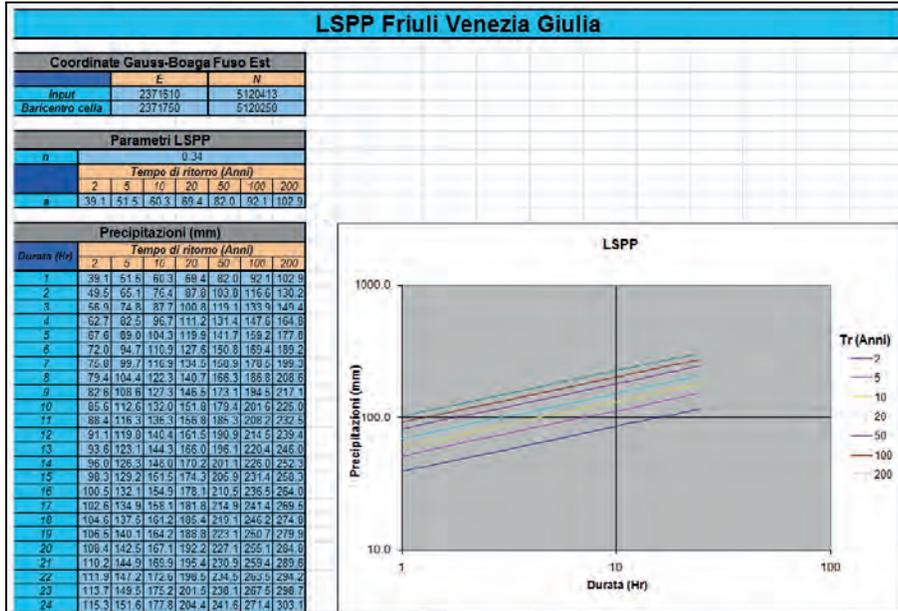
t [min.]	h(t) [mm]
5	$51.9 \cdot (15/60)^{0.577-2} \cdot [(5/60)^2/0.40] = 6.48$
10	$51.9 \cdot (15/60)^{0.577-2} \cdot [(15/60)^2 - ((15-10)/60)^2 / (1-0.40)] = 19.00$
15	$51.9 \cdot (15/60)^{0.577-2} \cdot [(15/60)^2 - ((15-15)/60)^2 / (1-0.40)] = 23.32$

Utilizzando l'espressione fornita dalla (3.9) è possibile ottenere l'intensità media di precipitazione per ciascun intervallo:

INTERVALLO ($\Delta t = 5$ min.)	i_m [mm/ora]
1	$(6.48 - 0)/(5/60) = 77.74$
2	$(19.00 - 6.48)/(5/60) = 150.3$
3	$(23.32 - 19.00)/(5/60) = 51.83$

3.3.6. Determinazione delle curve di possibilità pluviometrica (CPP). Per la determinazione delle curve di possibilità pluviometrica (CPP) relative alle piogge orarie all'interno della Regione Friuli Venezia Giulia risulta conveniente l'utilizzo dell'applicativo *RainMapFVG* (v. 2.0), il quale per una qualsiasi località sita all'interno dei confini regionali fornisce (sulla base di tecniche di regionalizzazione delle precipitazioni) i principali parametri pluviometrici (a ed n) associati a precipitazioni orarie caratterizzate da tempi di ritorno (TR) fino a 200 anni (Fig. 3.9).

Fig. 3.9. Risultati ottenuti dall'elaborazione dei dati pluviometrici con RainMap-FVG.



La base di dati utilizzata da tale applicazione è costituita dai valori relativi alle precipitazioni (mm) orarie (1, 3, 6, 12 e 24 ore) provenienti da 62 stazioni pluviometriche site sia all'interno della Regione Autonoma Friuli Venezia Giulia sia nella Regione Veneto (in prossimità del confine tra le due regioni). L'arco temporale di acquisizione dei dati è compreso tra il 1920 ed il 1997 anche se per la maggior parte delle stazioni sono stati integrati i dati disponibili al 2003. La numerosità campionaria minima è pari a 15 anni ed il valore medio è pari a 51 anni.

Nel caso in cui si debba provvedere alla progettazione e/o verifica di sistemi di drenaggio urbano a servizio di aree caratterizzate da una risposta idrologica di tipo impulsivo (tempi di corrivazione ridotti), tale applicativo non consente di determinare i parametri delle curve di possibilità pluviometrica relativi agli scrosci (precipitazioni di durata inferiore all'ora) funzionali alla determinazione dell'evento critico (dove per evento critico si intende quell'evento che associato ad un tempo di ritorno predefinito

determina le condizioni di funzionamento critiche per un'opera) per bacini di tipo urbano di limitata estensione areale. Per la determinazione delle curve di possibilità pluviometrica per piogge di durata inferiore all'ora (scrosci) e dei relativi parametri (a' ed n') risulta pertanto necessario rivolgersi all'Unità Operativa Idrografica delle Regione Friuli Venezia Giulia oppure, in accordo con quanto riportato nel regolamento recante disposizioni per l'applicazione del principio dell'invarianza idraulica di cui all'articolo 14, comma 1, lettera k) della legge regionale 29 aprile 2015, n. 11 (Disciplina organica in materia di difesa del suolo e di utilizzazione delle acque), utilizzare la seguente semplificazione: $a' = a$ ed $n' = 4/3n$.

3.3.7. Determinazione della precipitazione netta (precipitazione efficace).

Analizzando il ciclo dell'acqua nell'atmosfera, o comunque qualsivoglia processo idrologico a scala di bacino, è immediato percepire come non tutta l'acqua che precipita al suolo contribuisca alla formazione dei deflussi superficiali e quindi sia necessario stimare per qualsiasi tipologia di ietogramma (sia esso sintetico oppure storico) l'aliquota che andrà a produrre l'effettivo ruscellamento superficiale. Nel paragrafo successivo saranno illustrate le teorie e le metodologie di calcolo utilizzate dal codice di calcolo EPA-SWMM per la stima della precipitazione netta, ossia la precipitazione efficace in grado di generare deflussi di tipo superficiale al netto delle perdite idrologiche.

3.4. Le perdite idrologiche

Le principali perdite di tipo idrologico risultano essere essenzialmente:

- Intercettazione ed evaporazione (Haward, 1964), ovvero l'aliquota di precipitazione che non raggiunge il suolo perché intercettata e trattenuta dalla vegetazione e quindi assorbita oppure restituita all'atmosfera attraverso i processi di evaporazione.
- Evapotraspirazione, ovvero la combinazione di due processi separati per i quali l'acqua viene ceduta all'atmosfera dal suolo (evaporazione) e dalla vegetazione (traspirazione).
- Ritenzione nelle depressioni superficiali, ovvero il quantitativo di precipitazione che si invasa nelle depressioni del suolo unitamente alla quantità d'acqua (velo idrico) necessaria a bagnare le aree scolanti.

- Infiltrazione nelle superfici permeabili, ovvero il fenomeno fisico per il quale l'acqua presente sulla superficie del terreno penetra al suo interno sotto la spinta sia della forza di gravità sia per fenomeni di capillarità.

L'infiltrazione nelle aree permeabili e semipermeabili rappresenta sicuramente il fenomeno quantitativamente più consistente ed importante rispetto le perdite per ritenzione nelle depressioni superficiali del terreno e per evapotraspirazione, le quali risultano essere di trascurabile entità nel caso di simulazioni finalizzate alla stima degli idrogrammi di piena generati da precipitazioni con elevati tempi di ritorno. Al contrario, i fenomeni di ritenzione superficiale ed evapotraspirazione assumono un ruolo importante quando sia intenzione simulare la risposta idrologica di un determinato bacino sul lungo periodo (settimane, mesi, ecc.) caratterizzato quindi da potenziali periodi con valori di precipitazione estremamente modesti oppure addirittura assenti.

3.4.1. Ritenzione nelle depressioni superficiali. Per la stima delle perdite dovute ai fenomeni di ritenzione superficiale (d_p) in Tabella 3.2 sono riportati alcuni valori proposti da Pecher (1970). Ulteriori ricerche sono state condotte da Falk e Niemczynowicz (1978), Kidd (1978), Van den Berg (1978) che sulla base di osservazioni condotte su ben 18 bacini urbani europei hanno dimostrato come la ritenzione nelle depressioni superficiali in ambito urbano può variare da 0.13 mm a 1.5 mm (in funzione della pendenza del bacino), con un valore medio che si può attestare intorno a 0.6 mm. Kidd (1978) propose anche la seguente relazione: $d_p = 7.69S^{0.49}$ [mm] dove S rappresenta la pendenza del bacino (espressa in %). L'*American Society of Civil Engineers* (ASCE, 1992) ha proposto valori rispettivamente pari a 1.6 mm per superfici impermeabili e 6.3 mm per superfici permeabili. Il *Denver Urban Drainage and Flood Control District* (UDFCD, 2007) raccomanda valori di 2.5 mm per superfici pavimentate e coperture piatte/suborizzontali, 1.3 mm per coperture dotate di una certa pendenza, 8.9 mm per prati all'inglese e 10 mm per campi/terreni. Quanto sopra esposto solo per citare alcuni fra i numerosi lavori presenti in letteratura scientifica. Ad ogni modo, a prescindere dalla formulazione che si intende adottare, ciò che deve essere tenuto in considerazione è che tali perdite oltre ad essere di modesta entità rappresentano una condizione iniziale ideale relativa alla superficie

del bacino in condizioni di tempo asciutto e quindi certamente non rappresentativa di tutte quelle circostanze in cui l'evento di pioggia critico sia da ricercarsi all'interno di un periodo piovoso. Relativamente alle metodologie e teorie utilizzate da EPA-SWMM per il calcolo dei processi di evapotraspirazione si rimanda ai lavori presenti in letteratura scientifica ed a testi specializzati essendo l'argomento molto vasto ed evadendo altresì dagli obiettivi del presente testo. Nel paragrafo successivo saranno illustrate le principali metodologie utilizzate da EPA-SWMM per la modellazione dei processi di infiltrazione.

Essendo EPA-SWMM utilizzato principalmente in ambito urbano, appare evidente come le perdite di tipo idrologico dovute ai processi di infiltrazione assumano una importanza ed un ruolo progressivamente minore all'aumentare delle superfici impermeabilizzate presenti all'interno dell'area di studio.

Tab. 3.2. *Ritenzione nelle depressioni del suolo (Pecher, 1970).*

Tipo di superficie	altezza d'acqua sottratta (mm)
<i>Perdite dovute al velo d'acqua</i>	
<i>(acqua necessaria a bagnare le superfici):</i>	
aree impermeabili (tetti, strade asfaltate, marciapiedi)	0.2÷0.5
aree permeabili (giardini, parchi, terreno arabile)	0.2÷2.0
<i>Perdite dovute al riempimento delle depressioni:</i>	
aree impermeabili molto lisce	0.2÷0.4
aree impermeabili lisce	0.5÷0.7
aree coperte con scarsa vegetazione, prati, pascoli	0.6÷2.5
aree coperte con densa vegetazione	2.5÷4.0

3.4.2. Modellazione dei processi di infiltrazione. Come già accennato in precedenza i processi di infiltrazione al suolo rappresentano il fenomeno che maggiormente influisce nella determinazione della precipitazione efficace, ossia quella in grado di generare i deflussi di tipo superficiale. Di un suolo, o comunque di una qualsivoglia superficie permeabile, è importante definire la cosiddetta capacità di infiltrazione, ossia la massima velocità con la quale un suolo è in grado di assorbire l'acqua: nel caso in cui l'intensità della precipitazione sia inferiore rispetto alla capacità di infiltrazione allora non si assiste ad una generazione di deflussi superficiali

(l'infiltrazione coincide con la pioggia stessa); al contrario, nel caso in cui l'intensità della precipitazione sia superiore rispetto alla capacità di infiltrazione, l'eccesso di precipitazione sarà in grado di produrre deflussi di tipo superficiale. La capacità di infiltrazione oltre ad essere funzione ovviamente della tipologia di terreno e quindi della sua tessitura dipende anche dallo spessore dello strato saturo, dalla compattazione superficiale (dovuta ad esempio a traffico veicolare) e dallo stato di utilizzo del suolo (bosco, prato coltivato, ecc.). Per la modellazione dei processi di infiltrazione è possibile distinguere fondamentalmente tre differenti approcci: il primo fondato su una interpretazione teorica rigorosa del fenomeno (risoluzione delle equazioni di Richards), il secondo attraverso l'uso di metodi fisici semplificati derivati da opportune schematizzazioni della reale dinamica dei fenomeni (metodo di Horton, metodo di Green-Ampt) ed infine il terzo attraverso l'impiego di metodi di tipo empirico (metodo CN-SCS e metodo dell'indice ϕ). Il codice di calcolo EPA-SWMM per la modellazione dei processi di infiltrazione utilizza un approccio del secondo e del terzo tipo.

3.4.2.1. Il metodo CN-SCS. Uno fra i metodi maggiormente impiegati per il calcolo delle perdite idrologiche dovute ai processi d'infiltrazione risulta essere quello del *Curve Number*, noto anche come metodo CN, sviluppato dal *National Resources Conservation Service* (in precedenza il *Soil Conservation Service* - SCS). Tale metodo è stato concepito con l'intento di fornire uno strumento di valenza pratica la cui applicazione non richiedesse la conoscenza di caratteristiche di dettaglio del suolo. Il quantitativo di precipitazione netta (efficace) al generico istante temporale t , è fornito dalla seguente equazione (3.10):

$$p_e(t) = \frac{[p(t) - I_a]^2}{p(t) - I_a + S_{CN}} \quad (3.10)$$

dove:

- $p_e(t)$ = altezza di pioggia efficace/netta al generico tempo t [mm]
- $p(t)$ = altezza di pioggia totale al generico tempo t [mm]
- I_a = fattore iniziale di ritenzione (*Initial abstraction*) [mm]
- S_{CN} = massima altezza d'acqua immagazzinabile nel terreno a saturazione [mm]

Il parametro S_{CN} dipende dal parametro CN dalla seguente espressione (3.11):

$$S_{CN} = \frac{25400}{CN} - 254 \quad (3.11)$$

Il valore della depurazione iniziale viene dato da $I_a = 0.2S_{CN}$. L'indice CN è un numero adimensionale funzione della tipologia idrologica di suolo (Tab. 3.3) e della tipologia di uso del territorio (Tab. 3.4). I valori di CN riportati in Tabella 3.4 si riferiscono alla condizione di umidità del suolo standard (Classe AMC II). Per condizioni iniziali differenti, in Tabella 3.5 sono riportate le relazioni per la determinazione del valore da attribuire al parametro CN in funzione del quantitativo di pioggia precipitato nei 5 giorni precedenti.

Appare evidente come il metodo CN-SCS presenti una straordinaria praticità e semplicità di utilizzo; EPA-SWMM richiede come dato di ingresso soltanto il valore del parametro CN associato alla tipologia di terreno presente. Tale metodo pecca tuttavia di alcune limitazioni. In primo luogo, si evidenzia come il metodo CN-SCS essendo stato concepito sulla base di prove sperimentali effettuate negli Stati Uniti d'America potrebbe condurre a risultati incerti per la stima del CN se impiegato in contesti differenti. Le applicazioni hanno riguardato principalmente bacini non urbani e pertanto i valori forniti dal metodo non sono stati adeguatamente verificati per bacini quasi completamente urbanizzati. L'identificazione della tipologia idrologica di suolo (Tab. 3.3) potrebbe inoltre lasciare spazio a margini di soggettività in fase di definizione. Il metodo CN-SCS (come del resto anche i metodi di Horton e Green-Ampt) appartiene alla categoria dei metodi cosiddetti a scala di evento e quindi non in grado di prevedere la simulazione dinamica del contenuto idrico del suolo nei periodi caratterizzati da assenza di precipitazioni. Al fine di superare tale limitazione, e rendere quindi idoneo tale metodo di infiltrazione anche per simulazioni sul lungo periodo, il codice di calcolo EPA-SWMM ha introdotto un parametro, *Drying Time*, funzionale alla definizione del numero di giorni in assenza di precipitazioni necessari affinché il terreno dalla condizione di suolo saturo ritorni a quella di suolo completamente secco. Valori tipici sono compresi tra 2 e 14 giorni.

Tab. 3.3. Identificazione della tipologia idrologica di suolo relativa al metodo CN.

Tipo idrologico di suolo	Descrizione
A	Scarsa potenzialità di deflusso. Comprende sabbie profonde con scarsissimo limo e argilla; anche ghiaie profonde, molto permeabili.
B	Potenzialità di deflusso moderatamente bassa. Comprende la maggior parte dei suoli sabbiosi meno profondi che nel gruppo A, ma il gruppo nel suo insieme mantiene alte capacità di infiltrazione anche a saturazione
C	Potenzialità di deflusso moderatamente alta. Comprende suoli sottili e suoli contenenti considerevoli quantità di argilla e colloidali, anche se meno che nel gruppo D. Il gruppo ha scarsa capacità di infiltrazione a saturazione.
D	Potenzialità di deflusso molto alta. Comprende la maggior parte delle argille con alta capacità di rigonfiamento, ma anche suoli sottili con orizzonti pressoché impermeabili in vicinanza delle superfici.

Tab. 3.4. Valori parametro CN(II) per diversi tipi di suolo per AMC di classe II.

Tipo di copertura (uso del suolo)	TIPO DI SUOLO			
	A	B	C	D
TERRENO COLTIVATO				
senza trattamento di conservazione	72	81	88	91
con interventi di conservazione	62	71	78	81
TERRENO DA PASCOLO				
cattive condizioni	68	79	86	89
buone condizioni	39	61	74	80
PRATERIE				
buone condizioni	30	58	71	78
TERRENI BOSCOSE O FORESTATI				
terreno sottile, sottobosco povero, senza foglie	45	66	77	83
sottobosco e copertura buoni	25	55	70	77
SPAZI APERTI, PRATI RASATI, PARCHI				
buone condizioni con almeno il 75% dell'area con copertura erbosa	39	61	74	80
condizioni normali, con copertura erbosa intorno al 50%	49	69	79	84
AREE COMMERCIALI (Impermeabilità 85%)	89	92	94	95
DISTRETTI INDUSTRIALI (Imp. 72%)	81	88	91	93
AREE RESIDENZIALI				
Impermeabilità media				
%	77	85	90	92
65	61	75	83	87
38	57	72	81	86
30	54	70	80	85
25	51	68	79	84
PARCHEGGI IMPERMEABILIZZATI, TETTI	98	98	98	98
STRADE				
Pavimentate con cordoli e fognature	98	98	98	98
Inghiaiate o selciate con buche	76	85	89	91
In terra battuta (non asfaltate)	72	82	87	89

Tab. 3.5. Conversione dei valori del $CN(II)$ per le diverse condizioni di AMC.

Classe AMC	Stagione di riposo della vegetazione	Stagione di crescita della vegetazione
I	< 12.7 mm	< 35.5 mm
II	12.7-28 mm	35.5-53.3 mm
III	> 28 mm	> 53.3 mm
$CN(I) = \frac{4.2CN(II)}{10 - 0.058CN(II)}$		$CN(III) = \frac{23CN(II)}{10 + 0.13CN(II)}$

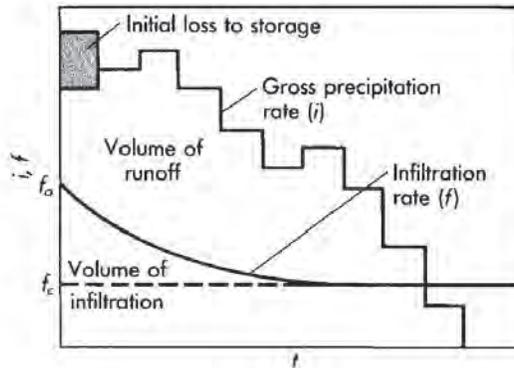
3.4.2.2. *Il metodo di Horton.* Il modello di Horton è stato proposto nel 1933 dall'idrologo statunitense Robert Horton, il quale sulla base di prove sperimentali in laboratorio osservò come la capacità di infiltrazione di un terreno $f(t)$ decresce esponenzialmente a partire da un valore massimo iniziale f_0 (che si verifica in condizioni di terreno asciutto) fino ad un valore minimo asintotico f_c in condizioni di suolo saturo. La legge di Horton che descrive la capacità di infiltrazione del terreno in funzione del tempo è fornita dalla seguente equazione (3.12):

$$f(t) = f_c + (f_0 - f_c)e^{-kt} \quad (3.12)$$

dove k rappresenta una costante di decadimento (velocità con la quale decresce il tasso di infiltrazione nel tempo) e t rappresenta il tempo dall'inizio della precipitazione. In Figura 3.10 si riporta graficamente quanto espresso dall'equazione (3.12). Importante sottolineare come il metodo di Horton così come esposto nella sua formulazione originaria è stato concepito per una applicabilità nei casi in cui l'intensità della precipitazione risulti essere superiore alla capacità di infiltrazione del terreno. Per superare questa limitazione è stata implementata in EPA-SWMM una versione modificata (*Modified Horton*) proposta da Akan (1992). Il metodo di Horton nella sua formulazione originale è stato proposto come modello a scala di evento, ovvero non in grado di simulare la dinamica dei processi di infiltrazione nei periodi di tempo asciutto; ancora una volta per superare tale problematica in EPA-SWMM sono state implementate delle funzioni in modo tale da rendere idoneo il metodo di Horton anche per simulazioni sul lungo periodo. Per una trattazione più ap-

profondità degli aspetti prettamente teorici e computazionali si rimanda alla consultazione del manuale d'utilizzo di EPA-SWMM.

Fig. 3.10. Processo di infiltrazione secondo Horton (1933).



Nel prosieguo saranno fornite indicazioni di tipo pratico relative ai valori da assegnare ai parametri di input richiesti da EPA-SWMM per modellare i processi di infiltrazione per mezzo del metodo di Horton:

Minimum infiltration rate (f_0)

- valori equivalenti alla costante di conducibilità idraulica K_s del terreno a saturazione (Tab. 3.6)

Maximum infiltration rate (f_0)

A. Terreni secchi (con vegetazione da nulla a scarsa)

- suoli sabbiosi: 5 in/hr (12.7 cm/ora)
- suoli limosi: 3 in/hr (7.6 cm/ora)
- suoli argillosi: 1 in/hr (2.54 cm/ora)

B. Terreni secchi (con vegetazione densa)

- moltiplicare i valori precedenti per 2 (Jens e McPherson, 1964)

C. Terreni umidi

- suoli prossimi alla saturazione: scegliere valori prossimi al *Minimum infiltration rate (f_0)*
- suoli parzialmente drenati: dividere i valori del Punto A per 1.5-2.5

Tab. 3.6. Valori di porosità, porosità efficace, potenziale di suzione al fronte di bagnatura e conducibilità idraulica (Rawls et al., 1983) [1 inch = 2.54 cm].

Soil Class	Porosity, ϕ	Effective Porosity, ϕ_e^+	Wetting Front Suction Head, ψ_s (in)	Saturated Hydraulic Conductivity, K_s (in/hr)
Sand	0.437 (0.374–0.500)	0.417 (0.354–0.480)	1.95 (0.38–9.98)	4.74
Loamy sand	0.437 (0.363–0.506)	0.401 (0.329–0.473)	2.41 (0.53–11.00)	1.18
Sandy loam	0.453 (0.351–0.555)	0.412 (0.283–0.541)	4.33 (1.05–17.90)	0.43
Loam	0.463 (0.375–0.551)	0.434 (0.334–0.534)	3.50 (0.52–23.38)	0.13
Silt loam	0.501 (0.420–0.582)	0.486 (0.394–0.578)	6.57 (1.15–37.56)	0.26
Sandy clay loam	0.398 (0.332–0.464)	0.330 (0.235–0.425)	8.60 (1.74–42.52)	0.06
Clay loam	0.464 (0.409–0.519)	0.309 (0.279–0.501)	8.22 (1.89–35.87)	0.04
Silty clay loam	0.471 (0.418–0.524)	0.432 (0.347–0.517)	10.75 (2.23–51.77)	0.04
Sandy clay	0.430 (0.370–0.490)	0.321 (0.207–0.435)	9.41 (1.61–55.20)	0.02
Silty clay	0.479 (0.425–0.533)	0.423 (0.334–0.512)	11.50 (2.41–54.88)	0.02
Clay	0.475 (0.427–0.523)	0.385 (0.269–0.501)	12.45 (2.52–61.61)	0.01

Decay Constant: costante che descrive il decremento della capacità di infiltrazione rispetto al valore iniziale e per la quale la letteratura scientifica (Overton et al., 1976; ASCE, 1996) ha proposto valori compresi tra 0.67 e 120 hr⁻¹, anche se nella maggior parte dei casi i valori possono attestarsi tra 3 e 6 hr⁻¹ (tale parametro risulta di difficile valutazione).

ne ed alcuni studi suggeriscono l'utilizzo di valori modesti per terreni sabbiosi e nel caso di assenza di valori dettati da test in sito si consiglia di assumere un valore di 4 hr^{-1}).

Drying Time: parametro (valori compresi tra 2 e 14 giorni) funzionale alla definizione del numero di giorni in assenza di precipitazioni necessari affinché il terreno dalla condizione di suolo saturo ritorni a quella di suolo completamente secco (questo parametro deve essere tenuto in considerazione esclusivamente per le simulazioni sul lungo periodo caratterizzate dall'alternanza di periodi piovosi e siccitosi).

3.4.2.3. *Il metodo di Green-Ampt.* Il modello d'infiltrazione di Green-Ampt (1911) propone la rappresentazione analitica esatta di una descrizione fisica approssimata del fenomeno dell'infiltrazione. L'ipotesi di partenza consiste nel considerare un modello di infiltrazione semplificato che schematizzi il fronte umido come una superficie orizzontale piana che si propaga verso il basso, costituendo una netta separazione tra gli strati inferiori (non ancora raggiunti dall'acqua di infiltrazione ed aventi un tasso di umidità iniziale θ_i) e gli strati superiori saturi aventi un contenuto di umidità pari alla porosità η (Fig. 3.11).

Considerando che il fronte saturo sia penetrato fino ad una profondità $L(t)$ dopo un tempo t dall'inizio dell'infiltrazione, e considerando che ci sia un sottile velo idrico (*ponding*) h_0 sulla superficie del suolo, l'equazione di continuità applicata ad una colonna verticale di suolo è la seguente (3.13):

$$F(t) = L(t) \cdot (\eta - \theta_i) = L(t) \cdot \Delta\theta \quad (3.13)$$

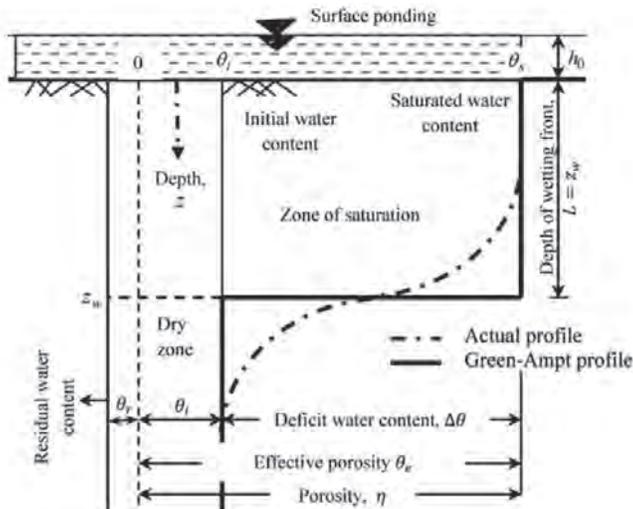
dove $\Delta\theta = (\eta - \theta_i)$, mentre la legge di Darcy (3.14) si scriverà come:

$$f(t) = K_s \cdot \frac{\partial H}{\partial z} \quad (3.14)$$

dove H rappresenta il carico totale, z la quota sul piano di riferimento e tenendo conto che la velocità d'infiltrazione ha segno opposto a $f(t)$ (in quanto sono opposti i segni dei sistemi di riferimento). Utilizzando queste due espressioni si ottiene:

$$f(t) = K_s \cdot \frac{F(t) + (\psi_s + h_0) \cdot \Delta\theta}{F(t)} = \frac{dF(t)}{dt} \quad (3.15)$$

Fig. 3.11. Schematizzazione del profilo verticale del contenuto idrico nella colonna di terreno secondo il modello proposto da Green-Ampt (Kale e Saboo, 2011).



Per poter risolvere questa espressione è necessario definire in EPA-SWMM (ad esempio attraverso la consultazione della Tabella 3.6) i seguenti parametri: *Suction Head* (carico di suzione Ψ_s) che risulta essere il parametro di più difficile definizione anche se fortunatamente poco influente a livello di modellazione (Brakensiek e Onstad, 1977); *Conductivity* (costante di conducibilità idraulica K_s del terreno); *Initial Deficit* (che praticamente si traduce nella differenza tra la porosità del terreno η ed il grado di umidità iniziale del terreno θ_i) coincidente con il parametro *Effective Porosity* di Tabella 3.6. Clapp e Hornberger (1973) per la definizione del parametro *Initial Deficit* hanno proposto i valori riportati in Tabella 3.7.

Tab. 3.7. Valori del parametro Initial Deficit proposti da Clapp e Hornberger (1973).

Soil Texture	Typical θ_{dmax} at Soil Wilting Point
Sand	0.34
Sandy Loam	0.33
Silt Loam	0.32
Loam	0.31
Sandy Clay Loam	0.26
Clay Loam	0.24
Clay	0.21

3.4.2.4. *Il metodo del coefficiente d'afflusso φ .* Il metodo del coefficiente d'afflusso φ è una metodologia per la stima della precipitazione netta (efficace) che si scosta completamente da quelle esposte nei precedenti paragrafi per il calcolo dei processi d'infiltrazione. Nella comune pratica progettuale non è sempre fondamentale la conoscenza accurata della dinamica temporale delle perdite, così come in tutte quelle situazioni in cui le superfici costituenti il bacino urbano da modellare risultano essere praticamente impermeabili e quindi non soggette alle dinamiche dei processi di infiltrazione. In virtù di tali motivazioni, risulta molto diffusa la cosiddetta determinazione per proporzionalità dello ietogramma efficace (netto) a partire dallo ietogramma totale (ovvero quello misurato) mediante l'impiego del coefficiente d'afflusso φ . Tale coefficiente è definito come il rapporto tra la precipitazione efficace (al netto delle perdite idrologiche) e la precipitazione totale registrata:

$$\varphi = \frac{P_{netta}}{P_{totale}} \quad (3.16)$$

A differenza dei tradizionali (e più complessi) metodi di infiltrazione il suo impiego comporta il considerare le perdite per infiltrazione non decrescenti nel tempo ma proporzionali all'intensità della precipitazione. Studi ed esperienze mostrano come il coefficiente d'afflusso in linea generale non può essere considerato una costante del bacino ma variabile da evento a evento in funzione sia delle sue caratteristiche sia dalle condizioni iniziali di umidità del suolo, anche se all'aumentare della superficie completamente impermeabile è lecito supporre la tendenza ad assumere un valore sostanzialmente costante. Ad ogni modo è bene sottolineare come in fase di progettazione è buona norma fare riferimento ad eventi critici, ossia considerare scenari progettuali caratterizzati da elevati tassi di umidità del suolo (terreni saturi o prossimi alla saturazione), e pertanto i valori dei coefficienti d'afflusso riportati nei manuali e testi di riferimento sono usualmente riferiti a queste condizioni limite.

Le metodologie proposte in letteratura tecnica per la determinazione dei valori del coefficiente d'afflusso sono molteplici e si basano essenzialmente su valori tabulati in funzione, ad esempio, della tipologia urbanistica (Tab. 3.8) oppure sulla base di relazioni che tengono conto differenti fattori, come ad esempio quella recentemente proposta da Rasulo e Gisoni (1997) valida per $I_m > 0.30$ ($I_m = A_m/A$ dove A_m = area impermeabile, A = area totale):

$$\varphi = \varphi_{perm}(1 - I_m) + \varphi_{imp}I_m \quad (3.17)$$

dove φ_{perm} e φ_{imp} rappresentano rispettivamente i valori dei coefficienti d'afflusso delle aree permeabili ed impermeabili di un bacino urbano e che sono da considerarsi variabili in funzione del tempo di ritorno (TR) prescelto in fase di progettazione in accordo con i valori riportati in Tabella 3.9.

Il metodo del coefficiente d'afflusso φ non è implementato all'interno del codice di calcolo EPA-SWMM poiché tale metodo non è da intendersi come un modello in grado di simulare l'andamento delle dinamiche dei processi di infiltrazione nel tempo ma piuttosto come uno strumento semplice, rapido e particolarmente indicato per la stima della precipitazione netta in ambienti di tipo urbano (caratterizzati da un elevato tasso di superfici impermeabili). Ad ogni modo per una sua applicazione all'interno del codice EPA-SWMM è sufficiente definire il parametro $\%Imperv$ (cfr. Paragrafo 3.5.2.5) del sottobacino che si intende modellare

uguale al valore del coefficiente d'afflusso (espresso in percentuale) rappresentativo di tale sottobacino.

Tab. 3.8. *Coefficienti d'afflusso in funzione della tipologia urbana (Marchetti, 1963).*

TIPOLOGIA URBANA	φ
parti centrali delle antiche città, con densa fabbricazione, con strade strette e lastricate	0,70 ÷ 0,90
zone urbane destinate a restare con scarse aree scoperte	0,50 ÷ 0,70
zone urbane destinate al tipo di città giardino	0,25 ÷ 0,50
zone urbane destinate a restare non fabbricate e non pavimentate	0,10 ÷ 0,30
prati e parchi	0,00 ÷ 0,25

TIPOLOGIA URBANA	φ
costruzioni dense	0,80
costruzioni spaziate	0,60
aree con grandi cortili e grandi giardini	0,50
zone a villini	0,30 ÷ 0,40
giardini, prati e zone non destinate né a costruzioni né a strade	0,20
parchi e boschi	0,05 ÷ 0,10

Tab. 3.9. *Contributi al deflusso aree permeabili ed impermeabili (Rasulo e Gisoni, 1997).*

TR (anni)	φ_{perm}	φ_{imp}
< 2	0.00 - 0.15	0.60 - 0.75
2 -10	0.10 - 0.25	0.65 - 0.80
> 10	0.15 - 0.30	0.70 - 0.90

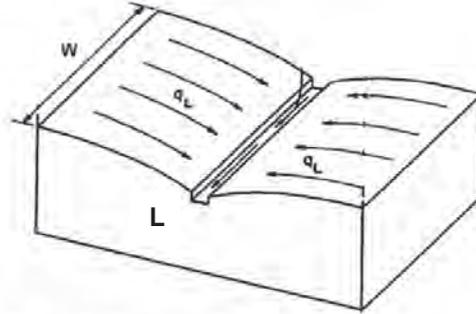
Per una corretta definizione di tali valori, ma in linea di principio per tutti i parametri costituenti i modelli numerici di simulazione precedentemente analizzati, è preferibile attuare procedure di taratura/calibrazione del modello qualora siano disponibili dati sperimentali (cfr. Capitolo 5).

3.5. La modellazione dei bacini/sottobacini in EPA-SWMM

Nel presente paragrafo saranno illustrate le teorie e le metodologie utilizzate da EPA-SWMM per il calcolo del complesso meccanismo della trasformazione afflussi-deflussi, ovvero per la determinazione delle portate (deflussi) generate a scala di bacino/sottobacino note le precipitazioni efficaci (afflussi). Considerando che EPA-SWMM appartiene alla tipologia di modelli di tipo semi-distribuito, l'intero bacino che si intende modellare viene suddiviso in molteplici sottobacini ognuno dei quali è caratterizzato dalla presenza di aree differenti tra loro dal punto di vista geomorfologico, idrogeologico, dell'utilizzo del suolo e destinazione urbanistica. La suddivisione del dominio di indagine, ossia del bacino, in sottobacini è tale da poter cogliere sia le singularità sia le caratteristiche di ciascuno di essi e quindi le differenti risposte idrologiche (in termini di portate e di volumi). In linea di principio non esiste una regola generale da seguire su come discretizzare e quindi suddividere il dominio di calcolo in un numero congruo di sottobacini. Tale scelta modellistica risulta essere infatti funzione di molteplici aspetti come ad esempio l'estensione dell'area oggetto di analisi e relativa eterogeneità/omogeneità, la disponibilità di dati territoriali e del rilievo plano-altimetrico della rete di drenaggio urbano, le tempistiche a disposizione per la realizzazione del modello numerico di simulazione, la possibilità di avere dati sperimentali per la calibrazione e validazione del modello numerico di simulazione solo per citarne alcuni. Ogni bacino/sottobacino viene schematizzato come una falda piana rettangolare, la cui pendenza media è quella in direzione perpendicolare alla sua larghezza, vale a dire parallela alla direzione del ruscellamento superficiale (Fig. 3.12).

Il generico sottobacino viene idealmente suddiviso in tre aree, A_1 , A_2 e A_3 (Fig. 3.13), che simulano, rispettivamente, la superficie impermeabile con ritenzione nelle depressioni superficiali del terreno, quella impermeabile senza ritenzione e la superficie permeabile. Il programma non chiede specificatamente la definizione di queste tre aree, ma ragiona in termini percentuali: una volta inserita la superficie totale di un sottobacino, è sufficiente infatti specificare la percentuale di superficie impermeabile (indicata con A_{imp}) e quella di superficie impermeabile che non possiede capacità di ritenzione nelle depressioni; quest'ultimo parametro, indicato con $A_{imp,0}$, viene specificato con riferimento alla sola frazione impermeabile del bacino.

Fig. 3.12. Schematizzazione concettuale di un sottobacino adottata da EPA-SWMM.



Esplicitando in termini matematici quanto precedentemente esposto, sono valide le seguenti relazioni:

$$S = A_1 + A_2 + A_3 \quad (3.18)$$

$$A_{imp} = \frac{A_1 + A_3}{S} \quad (3.19)$$

$$A_3 = \frac{A_{imp,0}}{100} (A_1 + A_3) \quad (3.20)$$

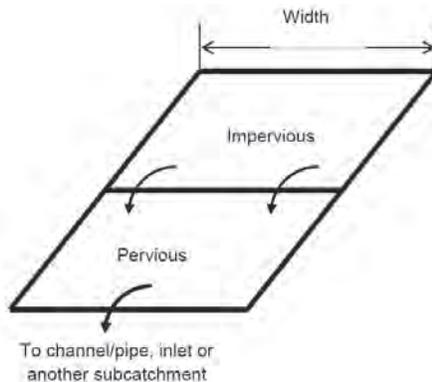
La larghezza dell'area permeabile corrisponde all'intera larghezza del sottobacino, mentre per le aree impermeabili è proporzionale al rapporto tra le loro superfici e la superficie totale impermeabile. Come indicato in Figura 3.13, il deflusso da ogni area si immette direttamente nella sezione di chiusura senza passare sopra le altre (cioè è indipendente dalle altre e non ha ritardo) anche se EPA-SWMM attraverso una apposita opzione consente la propagazione delle portate generate sulla superficie permeabile verso le superfici impermeabili (e viceversa). In particolare, al fine di rendere più realistica la modellazione di ogni singolo sottobacino e quindi considerare le eventuali interazioni tra aree permeabili ed impermeabili adiacenti, Huber (2001) ha esteso le capacità di EPA-SWMM nel gestire la propagazione dei deflussi superficiali (a scala di singolo bacino/sottobacino) in tre distinti modi: 1) propagazione di una quota parte dei deflussi superficiali generati dalla porzione di aree impermeabili diret-

tamente verso la porzione di area permeabile (Fig. 3.14); 2) propagazione di una quota parte dei deflussi superficiali generati dalla porzione di area permeabile direttamente verso la porzione di area impermeabile senza ritenzione nel terreno; 3) propagazione dei deflussi superficiali generati dall'intero sottobacino verso il sottobacino adiacente.

Fig. 3.13. *Schematizzazione sottobacini ($A_1 + A_2 + A_3 = S$, dove S superficie totale).*



Fig. 3.14. *Interazione aree impermeabili e permeabili (Huber, 2001).*



L'introduzione di tale schema di calcolo consente di simulare la propagazione dei deflussi generati da una superficie impermeabile (ad esempio coperture, superfici asfaltate) sopra una superficie permeabile (prati, terreni, ecc.) oppure viceversa. Questa opzione risulta essere inoltre particolarmente indicata per la modellazione e simulazione in EPA-SWMM delle cosiddette BMP (*Best Management Practices*) - LID (*Low Impact Development*).

3.5.1. Trasformazione afflussi-deflussi a scala di singolo sottobacino. Il meccanismo di trasformazione afflussi-deflussi viene modellato schematizzando ogni area che compone il generico sottobacino come un serbatoio non lineare (Fig. 3.15), vale a dire accoppiando l'equazione di continuità con l'equazione di Manning. Tale modello è stato proposto da Chen e Shubinski (1971). L'equazione di continuità può essere scritta come:

$$\frac{dV}{dt} = \frac{d(Sd)}{dt} = S \frac{dd}{dt} = Si^* - Q \quad (3.21)$$

nella quale $V = Sd$ rappresenta il volume d'acqua sull'area di superficie S (dove S può assumere i valori A_1 , A_2 o A_3 , a seconda dell'area in esame), d il tirante idrico, i^* l'intensità netta di pioggia (pari all'intensità di pioggia meno l'aliquota d'acqua evaporata e infiltrata), e Q la portata in uscita, che può essere espressa con l'equazione di moto uniforme:

$$Q = \frac{1}{n_M} AR^{2/3} p^{1/2} \quad (3.22)$$

dove n_M è il coefficiente di scabrezza di Manning, p è la pendenza media del sottobacino ed A è la sezione liquida, data da:

$$A = W(d - d_p) \quad (3.23)$$

Avendo indicato con W la larghezza dell'area nel sottobacino considerato e con d_p la profondità delle depressioni superficiali, come mostrato nella Figura 3.15. Il raggio idraulico R che compare nell'equazione (3.22) si può esprimere come:

$$R = \frac{A}{P} = \frac{W(d-d_p)}{W} = d - d_p \quad (3.24)$$

nella quale si è ipotizzato di approssimare il perimetro bagnato con la sola larghezza (essendo il tirante idrico molto piccolo rispetto a quest'ultima). Sostituendo le equazioni (3.23) e (3.24) nella (3.22), si ottiene:

$$Q = \frac{1}{n_M} W (d - d_p)^{5/3} p^{1/2} \quad (3.25)$$

Combinando l'equazione (3.21) con la (3.25) si ottiene la seguente equazione del serbatoio non lineare:

$$S \frac{dd}{dt} = i^* S - \frac{W}{n_M} (d - d_p)^{5/3} p^{1/2} \quad (3.26)$$

ovvero:

$$\frac{dd}{dt} = i^* - \frac{W}{Sn_M} (d - d_p)^{5/3} p^{1/2} \quad (3.27)$$

La procedura di soluzione avviene numericamente alle differenze finite: l'equazione (3.27) viene approssimata come:

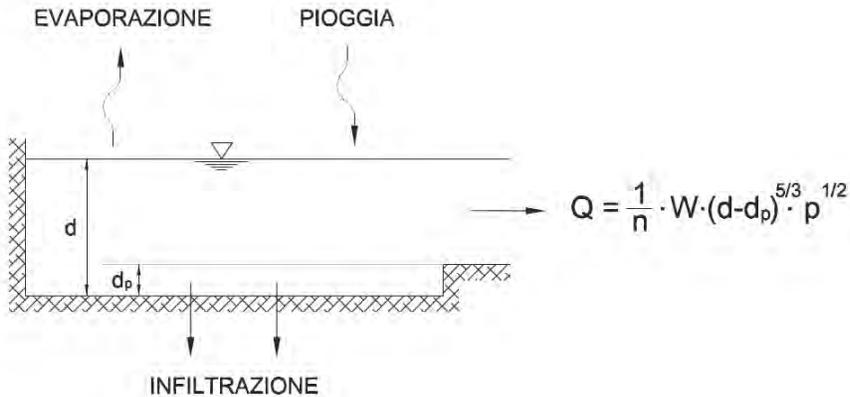
$$\frac{d_{n+1} - d_n}{\Delta t} = \frac{i_{n+1}^* - i_n^*}{2} - \frac{W}{Sn_M} \left(\frac{d_{n+1} + d_n}{2} - d_p \right)^{5/3} p^{1/2} \quad (3.28)$$

dalla quale si ricava l'unica incognita d_{n+1} , che serve a calcolare Q_{n+1} utilizzando la (3.21) approssimata come:

$$\frac{d_{n+1} - d_n}{\Delta t} = \frac{i_{n+1}^* + i_n^*}{2} - \frac{1}{S} \frac{Q_{n+1} + Q_n}{2} \quad (3.29)$$

L'equazione (3.29) viene risolta con la tecnica di Newton-Raphson. Una volta determinati i tre idrogrammi di piena nelle relative aree, questi vengono sommati per fornire la risposta totale del sottobacino a seguito di una precipitazione. Tale risposta rappresenta l'ingresso nella rete di collettori attraverso il nodo idraulico cui il sottobacino si riferisce.

Fig. 3.15. Modello del serbatoio non lineare adottato da EPA-SWMM per la schematizzazione del processo afflussi-deflussi in ogni sottobacino.



3.5.2. Parametri utilizzati da EPA-SWMM per la modellazione dei sottobacini. Assodato lo schema concettuale con il quale viene modellato in EPA-SWMM ciascuno dei sottobacini costituenti il dominio di calcolo, nei paragrafi successivi saranno analizzati i principali parametri necessari alla creazione e relativa modellazione dei processi di trasformazione afflussi-deflussi a scala di singolo sottobacino.

3.5.2.1. Pluviometro di riferimento (Rain gage). Essendo possibile suddividere il bacino che si intende modellare in un qualsivoglia numero di sottobacini, EPA-SWMM consente di associare a ciascuno di essi il relativo pluviometro di riferimento in modo tale da definire al meglio la distribuzione spaziale delle piogge qualora il territorio da modellare sia particolarmente ampio e quindi caratterizzato da una distribuzione delle precipitazioni non omogenea.

3.5.2.2. Area del sottobacino (Subcatchment Area). L'area del sottobacino (*Subcatchment Area*) rappresenta il parametro di più semplice definizione poiché il suo valore coincide con l'estensione areale espressa in ettari [ha] del sottobacino che si intende modellare. La definizione dei limiti spaziali deve essere effettuata in via preliminare all'esterno dell'ambiente di calcolo EPA-SWMM, ad esempio attraverso l'impiego congiunto della Car-

ta Tecnica Regionale Numerica CTRN) e di sopralluoghi in sito al fine di identificare lo spartiacque superficiale sia esso di tipo naturale (funzione dell'andamento plano-altimetrico del terreno e quindi delle linee di im-
pluvio) e/o artificiale (rilevati stradali, edifici, muri, ecc.). EPA-SWMM non ha la possibilità di definire in modo automatizzato la perimetrazione e relativa suddivisione dell'intero bacino in sottobacini.

3.5.2.3. Larghezza caratteristica del sottobacino (Width). La larghezza caratteristica di ciascun sottobacino (*Width*) rappresenta uno fra i parametri più importanti relativi alla modellazione dei processi di trasformazione afflussi-deflussi a scala di bacino/sottobacino, assimilabile alla stregua di un fattore di forma in grado di descrivere la risposta idrologica di un sottobacino; infatti a parità di area (ma anche di pendenza, scabrezza e coefficiente d'afflusso) il comportamento di un sottobacino può essere molto diverso in funzione dei valori assunti dal parametro *Width* (*W*): valori elevati (caso A riportato in Fig. 3.16) significano una forma tozza del sottobacino (larga e bassa) per cui la precipitazione che vi ricade impiega poco tempo per raggiungere la rete di drenaggio e ne deriva pertanto una risposta idrologica di tipo impulsivo, caratterizzata da modesti tempi di corrivazione e da consistenti valori di portata al colmo. Viceversa, per valori inferiori del parametro *Width* (*W*) la risposta idrologica del bacino è più smorzata, ovvero aumenta l'effetto laminante del medesimo con portata al colmo minore e forma dell'idrogramma di piena meno impulsiva (caso E riportato in Fig. 3.16).

La stima del parametro *Width* (*W*) risulta essere semplice nei casi in cui il sottobacino sia assimilabile ad una superficie rettangolare avente la rete di drenaggio posizionata ad esempio come illustrato in Figura 3.12 (caso in cui il ruscellamento superficiale sul sottobacino è convogliato direttamente verso una condotta centrale). In tale circostanza, data la simmetria del problema, la larghezza caratteristica del sottobacino (*W*) assume il valore $W=2L$ in cui *L* rappresenta la lunghezza della rete di drenaggio a servizio del sottobacino.

Nel caso di sottobacini di forma irregolare, per la determinazione del parametro *Width* (*W*) si può ricorrere alla formulazione proposta da Di Giano et al. (1977) la quale prevede l'introduzione di un fattore di asimmetria *Z* (Fig. 3.17):

$$Z = A_m/A \quad (0.5 \leq Z \leq 1) \quad (3.30)$$

dove A_m rappresenta la superficie maggiore fra le due (A_1 e A_2) individuate dalla rete di drenaggio ed A rappresenta l'area totale del sottobacino ($A = A_1 + A_2$). In accordo con la Figura 3.17 se L rappresenta la lunghezza della rete di drenaggio, allora il parametro W è fornito dalla seguente relazione:

$$W = L + 2L(1 - Z) \quad (3.31)$$

Recentemente alcuni Autori (Guo e Urbonas, 2007) hanno proposto alcune formulazioni funzionali alla stima del parametro *Width* (W). L'idea che sta alla base è quella di introdurre un fattore di forma (X) al fine di schematizzare un sottobacino reale dalla forma irregolare (come quello illustrato in Figura 3.18) in un sottobacino rettangolare ideale a falde piane (Fig. 3.14). Il fattore di forma X è un indice in grado di descrivere la risposta idrologica, vale a dire le dinamiche con le quali i deflussi superficiali a scala di sottobacino raggiungono la rete di drenaggio. Il fattore di forma X per il sottobacino reale di forma irregolare è definito come:

$$X = A/L^2 \quad (3.32)$$

dove A rappresenta l'area totale del sottobacino mentre L la lunghezza del collettore/canale principale a servizio del sottobacino.

Contestualmente si introduce un fattore di forma (Y) relativo al sottobacino rettangolare ideale a falde piane attraverso il quale si vuole schematizzare/modellare il sottobacino reale di forma irregolare:

$$Y = W/L \quad (3.33)$$

dove W rappresenta il valore del parametro *Width* associato al sottobacino rettangolare ideale a falde piane, mentre L come di consueto coincide con la lunghezza del collettore/canale principale a servizio del sottobacino.

Per mezzo della relazione (3.34) è possibile ricavare il valore del fattore di forma Y e quindi sostituendo tale valore nell'equazione (3.33) ottenere il valore del parametro W relativo al sottobacino rettangolare ideale a falde piane attraverso il quale si vuole schematizzare/modellare il sottobacino reale di forma irregolare.

Fig. 3.16. Risposta idrologica di un bacino in funzione del parametro Width (W).

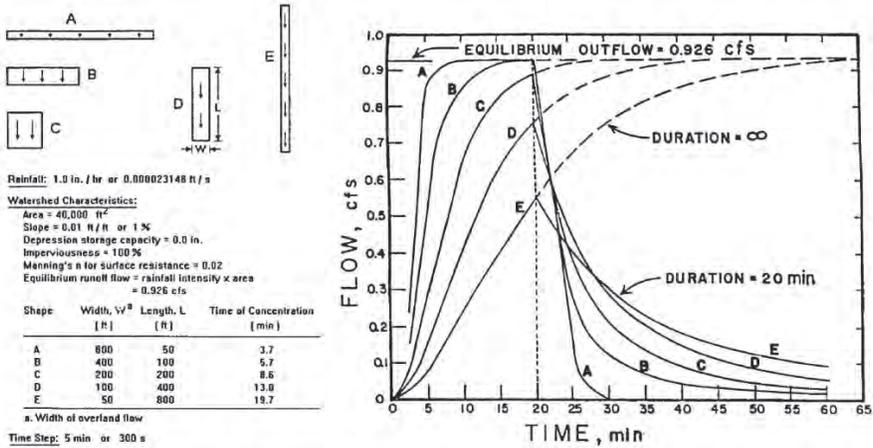
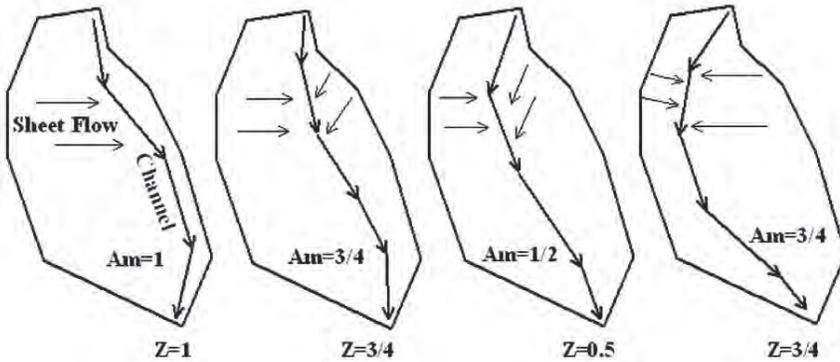


Fig. 3.17. Rappresentazione del coefficiente di asimmetria Z (Guo et al., 2012).

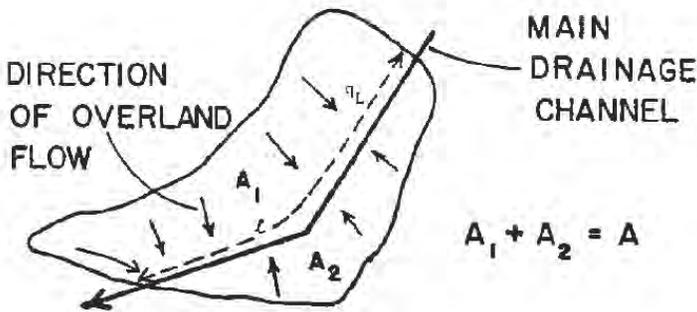


$$Y = (1.5 - Z)(2.286X - 0.286X^2) \quad 0 \leq X \leq 4 \quad (3.34)$$

Appare evidente come le teorie proposte da Di Giano (1997), Guo e Urbonas (2007) sono da impiegarsi in tutti i casi in cui la discretizzazione del dominio di calcolo, ovvero la suddivisione dell'intero bacino, venga effettuata attraverso l'identificazione di macro sottobacini (sotto-

bacini identificati a scala di quartiere, distretto ecc.); al contrario, nel caso di discretizzazioni spaziali particolarmente spinte e particolareggiate (ad esempio a scala di singolo lotto e/o edificio) le teorie precedentemente esposte evidentemente devono essere attentamente valutate caso per caso al fine di poter comprendere una possibile loro corretta applicazione.

Fig. 3.18. Determinazione del parametro *Width* (W) per sottobacini di forma irregolare (Di Giano et al., 1977).



3.5.2.4. *Pendenza caratteristica del sottobacino (% Slope)*. La pendenza caratteristica del sottobacino (*% Slope*) rappresenta il parametro a cui spetta il compito di definire la pendenza media (espresso in termini di percentuale) del sottobacino nella direzione delle linee di impluvio, ovvero del percorso seguito dai deflussi superficiali prima della loro immisione nella rete di drenaggio. Per sottobacini aventi geometrie semplici e regolari l'identificazione di tale parametro risulta essere immediata. Al contrario, nel caso di geometrie più complesse tale parametro potrebbe essere associato alla pendenza dominante in termini idrologici, ossia quella relativa alla porzione di sottobacino in grado di generare i deflussi superficiali più consistenti. Alla luce delle teorie esposte nel paragrafo precedente Guo e Urbonas (2007) hanno proposto anche una relazione in grado di stimare anche la pendenza (S) associata al sottobacino rettangolare ideale a falde piane con il quale si vuole schematizzare/modellare il sottobacino reale:

$$S = S_o L / (A / YL + YL) \quad (3.35)$$

dove S_o rappresenta la pendenza relativa alla rete di drenaggio e gli altri termini i consueti significati (cfr. Paragrafo 3.5.2.3).

3.5.2.5. Percentuale di area del sottobacino impermeabile (% Imperv). La percentuale di area del sottobacino impermeabile (% Imperv) rappresenta il parametro che identifica la percentuale (variabile da 0 al 100%) di estensione areale del sottobacino completamente impermeabile (non soggetta a fenomeni di infiltrazione). Per la stima di tale parametro è necessario sommare la superficie delle zone impermeabili site all'interno del sottobacino che si intende modellare e rapportarla all'estensione totale del sottobacino. Tale procedura si rivela particolarmente laboriosa qualora il bacino abbia contestualmente una notevole estensione e/o un gran numero di superfici impermeabili distinte da rilevare singolarmente, oppure in tutti quei casi in cui non si disponga di un supporto cartografico di tipo digitalizzato. Qualora si scelga come metodo per la stima dei processi di infiltrazione (ovvero della precipitazione efficace) il metodo del coefficiente d'afflusso φ , il parametro % Imperv può essere assimilato al coefficiente d'afflusso φ rappresentativo del sottobacino oggetto di modellazione.

3.5.2.6. Coefficienti di scabrezza del sottobacino (N-Imperv e N-Periv). In accordo con la metodologia del serbatoio non lineare adottata da EPA-SWMM, appare evidente come sia necessaria la definizione del coefficiente di scabrezza (secondo Manning) superficiale da associare a ciascun sottobacino al fine di effettuare il calcolo dei processi di trasformazione afflussi-deflussi. In Tabella 3.10 sono riportati i valori dei coefficienti di scabrezza relative alle più comuni tipologie di superficie e/o in relazione alla destinazione d'uso del suolo sulla base degli studi e sperimentazioni condotte nel corso degli ultimi decenni da alcuni Autori (Crawford e Linsley, 1966; Engman, 1986; Yen, 2001). Si precisa come la Tabella 3.11 deve essere considerata come indicativa e non vincolante essendo presenti in letteratura scientifica numerosi studi e pubblicazioni relativi alla stima dei coefficienti di scabrezza superficiale. Il codice di calcolo EPA-SWMM richiede la definizione di tale parametro per le superfici sia impermeabili (N-Imperv) sia permeabili (N-Periv) costituenti il sottobacino.

Tab. 3.10. Coefficienti di scabrezza superficiale n (Manning).

Source	Ground Cover	n	Range
Crawford and Linsley (1966) ^a	Smooth asphalt	0.01	
	Asphalt of concrete paving	0.014	
	Packed clay	0.03	
	Light turf	0.20	
	Dense turf	0.35	
	Dense shrubbery and forest litter	0.4	
Engman (1986) ^b	Concrete or asphalt	0.011	0.010-0.013
	Bare sand	0.010	0.01-0.016
	Graveled surface	0.02	0.012-0.03
	Bare clay-loam (eroded)	0.02	0.012-0.033
	Range (natural)	0.13	0.01-0.32
	Bluegrass sod	0.45	0.39-0.63
	Short grass prairie	0.15	0.10-0.20
	Bermuda grass	0.41	0.30-0.48
Yen (2001) ^c	Smooth asphalt pavement	0.012	0.010-0.015
	Smooth impervious surface	0.013	0.011-0.015
	Tar and sand pavement	0.014	0.012-0.016
	Concrete pavement	0.017	0.014-0.020
	Rough impervious surface	0.019	0.015-0.023
	Smooth bare packed soil	0.021	0.017-0.025
	Moderate bare packed soil	0.030	0.025-0.035
	Rough bare packed soil	0.038	0.032-0.045
	Gravel soil	0.032	0.025-0.045
	Mowed poor grass	0.038	0.030-0.045
	Average grass, closely clipped sod	0.050	0.040-0.060
	Pasture	0.055	0.040-0.070
	Timberland	0.090	0.060-0.120
	Dense grass	0.090	0.060-0.120
	Shrubs and bushes	0.120	0.080-0.180
	Business land use	0.022	0.014-0.035
	Semi-business land use	0.035	0.022-0.050
	Industrial land use	0.035	0.020-0.050
	Dense residential land use	0.040	0.025-0.060
	Suburban residential land use	0.055	0.030-0.080
Parks and lawns	0.075	0.040-0.120	
^a Obtained by calibration of Stanford Watershed Model.			
^b Computed by Engman (1986) by kinematic wave and storage analysis of measured rainfall-runoff data.			
^c Computed on basis of kinematic wave analysis.			

3.5.2.7. Ritenzione nelle depressioni superficiali ($D_{store-imperv}$ e $D_{store-perv}$). Il parametro relativo alla ritenzione/invaso nelle depressioni (il termine d_p

riportato in Figura 3.14) rappresenta il volume che deve essere invasato prima che si inneschi il ruscellamento superficiale su ciascun sottobacino. Tale parametro praticamente rappresenta le cosiddette perdite iniziali, ossia tutte quelle forme di ritenzione delle frazioni iniziali di precipitazione dovute al riempimento di depressioni superficiali (ad esempio le pozzanghere nel caso di ambienti urbani) oppure all'intercezione da parte della vegetazione.

Il codice di calcolo EPA-SWMM distingue il fenomeno di ritenzione nelle depressioni superficiali a seconda che la precipitazione sia invasata su una superficie permeabile oppure impermeabile. In particolare, la ritenzione nelle depressioni superficiali in presenza di aree permeabili possiede una capacità di autoricarica dei volumi di invaso in funzione delle caratteristiche del terreno ovvero della velocità dei processi di infiltrazione (così come quelli di evaporazione qualora sia attivato l'apposito modulo di calcolo); al contrario in presenza di superfici impermeabili la capacità di autoricarica dei volumi di invaso risulta essere garantita esclusivamente dai fenomeni di evaporazione (qualora sia attivata l'apposita opzione di calcolo). Per la determinazione dei valori da assegnare ai parametri *Dstore-Imperv* e *Dstore-Perv* si rimanda a quanto esposto nel Paragrafo 3.4.1.

Il codice di calcolo EPA-SWMM richiede inoltre anche la definizione del parametro *%Zero-Imperv* che rappresenta la percentuale (variabile da 0 al 100%) di superficie impermeabile di ciascun sottobacino che non possiede capacità di ritenzione nelle depressioni superficiali ($d_p = 0$).

3.5.2.8. Altri parametri relativi ai sottobacini. Per concludere si riportano i riferimenti relativi ai rimanenti parametri, da definire per ogni singolo sottobacino, necessari per il calcolo dei processi di trasformazione afflussi-deflussi:

- *Subarea Routing* e *Percent Routed*: parametri funzionali alla definizione dell'interazione fra superfici impermeabili e permeabili nella propagazione dei deflussi superficiali a scala di sottobacino (cfr. Paragrafo 3.5).
- *Infiltration*: funzionale alla scelta del metodo per la modellazione dei processi di infiltrazione ad opera del suolo e dei relativi parametri (cfr. Paragrafo 3.4.2).
- *Groundwater*: modulo da attivare qualora si desideri modellare l'interazione tra falda acquifera e rete di drenaggio (per approfondimenti si rimanda al manuale d'uso di EPA-SWMM).

- *Snow Pack*: modulo da attivare qualora si desideri modellare i processi di accumulo e scioglimento neve (per approfondimenti si rimanda al manuale d'uso di EPA-SWMM).
- *LID Controls*: modulo da attivare qualora si desideri modellare i cosiddetti *Low Impact Development (LID)*, ovvero tutte quelle strategie innovative per la gestione quali-quantitativa ottimale delle acque piovane.
- *Land Uses, Initial Buildup e Curb Length*: parametri da definire qualora sia attivato il modulo qualità funzionale alla modellazione dei fenomeni di accumulo, dilavamento e propagazione delle sostanze inquinanti (cfr. Capitolo 4).

3.6. La modellazione idraulica della rete di drenaggio

La modellazione dei processi idraulici di propagazione delle portate di piena all'interno del reticolo drenante, sia esso costituito da un canale naturale piuttosto che da condotte in calcestruzzo, è caratterizzata da un minor grado di incertezza rispetto la modellazione dei processi di trasformazione afflussi-deflussi a scala di bacino. Appare infatti evidente come l'estrema complessità ed eterogeneità dei molteplici processi che governano la trasformazione delle precipitazioni in portate renda i processi idrologici qualcosa che risulta essere certamente modellabile, e quindi simulabile, ma con margini di incertezza che è bene tenere in considerazione in fase di progettazione e/o verifica. Al contrario, la modellazione idraulica della propagazione dei deflussi di piena, per quanto risulti essere teoricamente e numericamente complessa, fornisce tuttavia risultati affetti da minor grado di incertezza (in particolar modo se si considerano condotte e/o canali artificiali) essendo le geometrie, le dimensioni e le caratteristiche del reticolo drenante direttamente rilevabili e quindi non soggette a margini di incertezza (escludendo tutti i casi nei quali non sia possibile effettuare il rilievo in sito).

Quanto sopra esposto si può riassumere asserendo come in ambito urbano a livello idrologico risulti essere conveniente adottare una modellazione di tipo concettuale dei fenomeni di trasformazione afflussi-deflussi a scala di bacino, mentre per la propagazione delle onde di piena all'interno del reticolo idraulico sia idoneo adottare un approccio matematico rigoroso che si fonda sull'impiego di equazioni monodimensiona-

li (1D) di conservazione della massa e della quantità di moto (oppure in alternativa dell'energia).

3.6.1. Le equazioni di Saint Venant (1D). Il modulo idraulico implementato nel codice di calcolo EPA-SWMM utilizza l'integrazione numerica delle equazioni di Saint Venant per la propagazione della piena all'interno dei collettori chiusi e/o aperti di un sistema di drenaggio. La rete idraulica è schematizzata come un insieme di condotte (tubazioni o canali) connesse a dei nodi come illustrato in Figura 3.19. Le equazioni complete di Saint Venant in forma conservativa (accoppiando l'equazione di conservazione della massa e l'equazione della conservazione della quantità di moto) sono le seguenti:

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \quad (3.36)$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \frac{Q^2}{A} + gA \frac{\partial H}{\partial x} + gAS_f = 0 \quad (3.37)$$

nelle quali A è la sezione liquida, Q la portata, x la coordinata spaziale lungo il collettore, t il tempo, g l'accelerazione di gravità, $H = z + y$ la quota del pelo libero, z la quota del fondo del collettore, y il tirante idrico, S_f la cadente della linea dei carichi totali, determinata con l'equazione di Manning:

$$S_f = \frac{k}{gAR^{4/3}} Q|V| \quad (3.38)$$

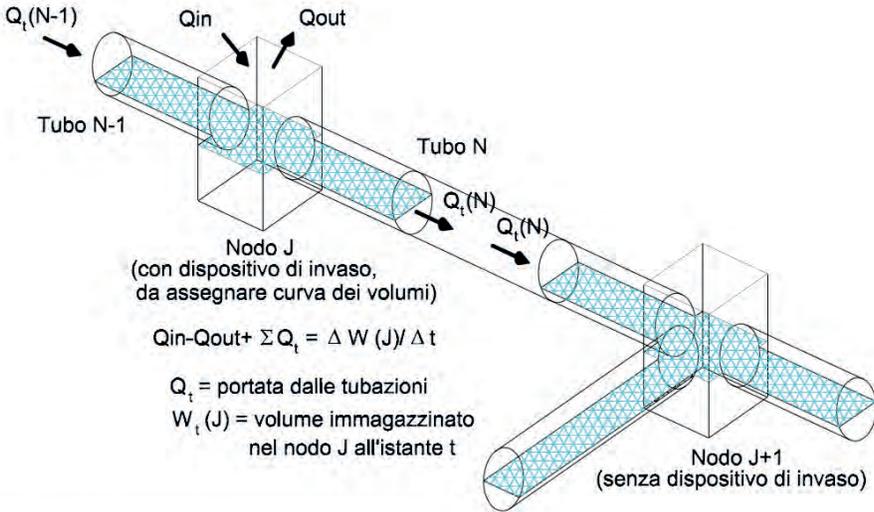
in cui $k = gn_M^2$, n_M è il coefficiente di scabrezza di Manning, R il raggio idraulico.

Alle precedenti equazioni, valide per ogni collettore, è da associare l'equazione di continuità scritta per ogni nodo, che vale:

$$\frac{\partial H}{\partial t} = \sum \frac{Q}{A_s} \quad (3.39)$$

nella quale A_s rappresenta la superficie dello specchio liquido attribuibile ad ogni nodo.

Fig. 3.19. Schematizzazione delle tubazioni e dei nodi nel modulo idraulico di EPA-SWMM.



Per quanto riguarda la risoluzione delle equazioni di Saint Venant, lo schema assunto è alle differenze finite di tipo esplicito. Dopo alcuni passaggi si può arrivare alla seguente espressione discretizzata (per ricavare l'unica incognita: la portata $Q_{t+\Delta t}$ al successivo time step temporale):

$$Q_{t+\Delta t} = \frac{1}{1 + \frac{k\Delta t}{R_t^{4/3} |\bar{V}_t|}} \left[Q_t + 2\bar{V}_t \left(\frac{\Delta \bar{A}}{\Delta t} \right)_t \Delta t + \bar{V}_t^2 \left(\frac{A_v - A_m}{L} \right)_t \Delta t - g\bar{A}_t \left(\frac{H_v - H_m}{L} \right)_t \Delta t \right] \quad (3.40)$$

Una volta calcolata la portata al successivo istante temporale, si può utilizzare l'equazione di continuità scritta per ogni nodo per aggiornare le quote del pelo libero. Alle differenze finite l'equazione di continuità si scrive infatti come:

$$H_{t+\Delta t} = H_t + \sum \frac{Q_{t+\Delta t}}{A_{s,t}} \Delta t \quad (3.41)$$

La risoluzione delle equazioni precedenti permette di ricavare, a fronte dei deflussi meteorici entranti in rete, l'andamento nel tempo di portate, velocità e tiranti idrici in tutti gli elementi del sistema. Le equazioni di Saint Venant si particolarizzano nei casi in cui vi sia la presenza di luci sotto battente o a stramazzo. L'equazione che descrive il funzionamento di una generica luce a battente è la seguente:

$$Q_u = \mu_1 \sigma \sqrt{2gh} \quad (3.42)$$

in cui σ è l'area della luce, h il battente sulla stessa, cioè il carico rispetto al baricentro della vena effluente, μ_1 il coefficiente di portata, il cui valore dipende dal tipo di contrazione che subisce la vena e può assumersi pari a 0.60 per luci circolari o rettangolari (senza contrazione sui fianchi) a spigolo vivo. L'equazione che descrive il funzionamento di uno stramazzo rettilineo senza contrazione laterale è la seguente:

$$Q_u = \mu_2 L (h - h_s)^{3/2} \sqrt{2g} \quad (3.43)$$

in cui L è la lunghezza della soglia sfiorante, $(h - h_s)$ è il carico sul ciglio sfiorante e μ_2 il coefficiente di portata, dipendente dalle caratteristiche costruttive dello stramazzo e dal carico H . Per il classico stramazzo Bazin, μ_2 è circa 0.40, per quello a soglia larga 0.385, mentre per quello Creager 0.48.

Il modello matematico fornito dall'accoppiamento delle equazioni (3.36) e (3.37) è anche detto iperbolico e rappresenta la formulazione completa e rigorosa per lo studio della propagazione dei deflussi di piena anche se tuttavia risulta essere onerosa dal punto di vista computazionale qualora si intenda modellare un sistema di drenaggio urbano particolarmente complesso ed esteso. Da un modello di tipo iperbolico si possono derivare modelli matematici più semplici e meno onerosi dal punto di vista computazionale come i cosiddetti modelli cinematici e parabolici. Per l'utilizzo in EPA-SWMM delle equazioni complete di Saint Venant (modello iperbolico) è necessario selezionare nella finestra di dialogo *Simulation Options* (cfr. Paragrafo 6.2.1) l'opzione *Dynamic Wave*; qualora si desiderasse utilizzare il modello semplificato di tipo cinematico è necessario selezionare l'opzione *Kinematic Wave*.

A fronte di maggiori semplificazioni del sistema di equazioni complete corrisponde una conseguente riduzione delle situazioni di funzionamento della rete per le quali può applicarsi con risultati attendibili il modello stesso; occorre dunque prestare attenzione nella scelta del modello di propagazione che si intende adottare in funzione delle esigenze e delle caratteristiche del sistema di drenaggio che si intende simulare. In Tabella 3.11 si riporta un confronto relativo alle limitazioni e potenzialità offerte dal modello iperbolico e modello cinematico nel poter simulare la propagazione dei deflussi all'interno di una rete di drenaggio.

Tab. 3.11. *Potenzialità (yes) e limitazioni (no) relative ai differenti modelli di propagazione delle portate di piena implementati in EPA-SWMM.*

Feature	Dynamic Wave	Kinematic Wave
Network topology	branched and looped	branched only
Flow splits	yes	with flow divider nodes
Adverse slopes	yes	no
Invert offsets	yes	ignored
Pumping	yes	only from storage nodes
Weirs and orifices	yes	only from storage nodes
Ponded overflows	yes	yes
Lateral seepage	yes	yes
Evaporation	yes	yes
Minor losses	yes	no
Culvert analysis	yes	no
Hydrograph attenuation	yes	no
Backwater effects	yes	no
Surcharge / Pressurization	yes	no
Reverse flow	yes	no
Tidal effects	yes	no

In particolare, dalla Tabella 3.11 si evince come l'impiego delle equazioni complete di Saint Venant (modello iperbolico) rappresenti la scelta obbligata nei seguenti casi: topologia della rete di drenaggio particolarmente complessa (ad esempio in presenza di reti con disposizione a maglie chiuse in luogo di quelle più semplici ad albero); profilo longitudinale

della rete di drenaggio caratterizzato da salti di fondo e/o tratte in contropendenza; funzionamento in pressione di alcune tratte della rete di drenaggio con l'eventuale verificarsi di fenomeni di allagamento superficiale (il cosiddetto *flooding*); presenza di fenomeni di rigurgito ed inversione della direzione di flusso all'interno delle condotte; rete di drenaggio caratterizzata da particolarità costruttive che impongono la modellazione anche delle perdite di carico di tipo concentrato; sezione/i di chiusura del modello caratterizzate da tiranti idraulici variabili nel tempo (ad esempio oscillazione di marea, ecc.).

3.6.1.1. Criteri e condizioni di stabilità. Essendo lo schema risolutivo adottato da EPA-SWMM di tipo esplicito, per la stabilità dello schema di integrazione deve essere necessariamente rispettata la condizione di Courant-Friedrichs-Lévy (CFL):

$$CFL = \frac{c \cdot \Delta t}{\Delta x} < 1 \quad (3.44)$$

dove c indica la celerità di propagazione, Δt il passo temporale, mentre Δx rappresenta l'intervallo spaziale. La (3.44) può essere riscritta anche nella seguente forma:

$$\Delta t < \frac{\Delta x}{\sqrt{gD}} \quad (3.45)$$

La corretta scelta del valore del *time step* Δt deve essere in linea con quanto imposto nella relazione (3.45). Essendo il valore del *time step* correlato alle prestazioni del personal computer, la scelta di valori maggiori consentirà sicuramente tempi di calcolo più brevi, compatibilmente però con il rispetto della condizione di stabilità imposta dalla relazione (3.44). Ad ogni modo se a causa del *time step* scelto la condizione di Courant-Friedrichs-Lévy (CFL) non è soddisfatta, il programma può variare (ridurre) automaticamente tale valore oppure allungare artificialmente le condotte. La variazione automatica del *time step* avviene attivando l'opzione *Use Variable Time Step*, mentre l'allungamento automatico delle condotte viene eseguito impostando nell'opzione *Time Step for Conduit Lengthening* un *time step* (Δt) per il quale viene eseguita la verifica del rispetto del criterio di stabilità di Courant-Friedrichs-Lévy (CFL).

3.6.2. Elementi e parametri utilizzati da EPA-SWMM per la modellazione della rete idraulica. Nei paragrafi successivi saranno analizzati i principali elementi ed i relativi parametri impiegati da EPA-SWMM per la schematizzazione e modellazione di un sistema di drenaggio urbano.

3.6.2.1. Nodi idraulici (Junction node). I nodi idraulici (*Junction node*) per definizione rappresentano i punti di confluenza del reticolo drenante, anche se in EPA-SWMM l'elemento nodo (*Junction*) è da utilizzarsi preliminarmente per la creazione e la definizione dei cosiddetti elementi *Link* funzionali alla modellazione della rete di collettori e/o canali (*Conduit*), degli sfioratori di piena (*Weir*), delle luci di scarico (*Orifice*) e delle stazioni di sollevamento/pompaggio (*Pump*).

I principali dati geometrici di input richiesti per la definizione dell'elemento *Junction* risultano essere i seguenti:

- *Invert El. (Invert Elevation):* quota rispetto lo zero di riferimento (ad esempio espressa in metri s.l.m.m.) del fondo del pozzetto/nodo idraulico nel quale confluiscono uno o più elementi *Link*.
- *Max Depth:* distanza (espressa in metri) che intercorre tra il fondo pozzetto ed il piano campagna (la somma del valore relativo alla *Invert El.* con il valore della *Max Depth* fornisce la quota, rispetto lo zero di riferimento, del piano campagna ossia della sommità del pozzetto); nel caso di *Max Depth* uguale a zero è da intendersi la distanza tra il fondo del pozzetto e l'estremità superiore della condotta (canale) fornita del diametro (profondità) maggiore e direttamente connessa al pozzetto medesimo.

Ulteriori parametri opzionali da definire al nodo (*Junction*) risultano essere:

- *Inflows:* portate in ingresso al sistema di collettori definite direttamente dall'operatore (per mezzo di un valore costante oppure anche variabile nel tempo mediante la definizione di un idrogramma delle portate) e pertanto non generate a scala di bacino/sottobacino mediante la modellazione dei processi di trasformazione afflussi-deflussi per mezzo del modulo idrologico implementato in EPA-SWMM.

- *Ponded Area*: definizione dell'estensione dell'area massima [mq] allagabile (sovrastante il nodo) all'interno della quale si possono invasare le portate in esubero fuoriuscenti dalla rete di drenaggio a causa di episodi di insufficienza idraulica della rete di collettori.

3.6.2.2. *Nodi ripartitori di portata (Flow Divider node)*. Il nodo ripartitore di portata (*Flow Divider node*) rappresenta una particolare tipologia di nodo idraulico al quale spetta il compito di ripartire, secondo i valori e le modalità impostate dal modellista, le portate in uscita da esso verso le condotte di valle. I nodi ripartitori di portata sono da utilizzarsi esclusivamente nel caso in cui sia impostato come metodo per la propagazione delle portate all'interno della rete di drenaggio il metodo dell'onda cinematica (*Kinematic Wave*). In EPA-SWMM sono definite quattro modalità di ripartizione delle portate:

1. *Cutoff Divider*: ripartizione delle portate al di sopra di un valore soglia (*cutoff*).
2. *Overflow Divider*: ripartizione delle portate eccedenti la capacità del collettore di monte.
3. *Tabular Divider*: ripartizione delle portate in funzione di una curva.
4. *Weir Divider*: ripartizione delle portate sulla base di una legge di tipo a stramazzo.

I principali parametri richiesti in fase di input risultano essere i seguenti:

- *Inflows*: cfr. Paragrafo 3.6.2.1
- *Invert El.*: cfr. Paragrafo 3.6.2.1
- *Max. Depth*: cfr. Paragrafo 3.6.2.1
- *Ponded Area*: cfr. Paragrafo 3.6.2.1
- *Initial Depth*: Altezza iniziale del tirante idrico presente nel ripartitore nella fase iniziale della simulazione.
- *Diverted Link*: Identificazione del ramo ricevente la portata ripartita.
- *Type*: Modalità di funzionamento del ripartitore (vedi sopra).
- *Cutoff Flow*: Valore della portata di soglia [lit/s].
- *Curve Name*: Nome della curva impiegata per la ripartizione delle portate qualora si utilizzata la modalità *Tabular Divider*.

- *Min. Flow*: Valore della portata minima per l'instaurarsi della ripartizione [lit/s] da utilizzarsi nel caso di modalità *Weir Divider*.
- *Max. Depth*: Luce verticale dello sfioratore/scaricatore di piena da utilizzarsi nel caso di modalità *Weir Divider*.
- *Coefficient*: Coefficiente di ripartizione, ovvero $C_q L (2g)^{0.5}$, da utilizzarsi nel caso di modalità *Weir Divider*.

3.6.2.3. *Nodi di recapito (Outfall node)*. I nodi di recapito (*Outfall node*) rappresentano i nodi terminali del reticolo drenante che si intende modellare e che sono deputati alla definizione delle cosiddette condizioni a contorno di valle. Per ogni nodo di recapito può convergere un solo elemento *Link*. I principali parametri richiesti in fase di input da EPA-SWMM sono *Invert Elevation* (cfr. Paragrafo 3.6.2.1) ed il tipo di condizione a contorno allo scarico (*Type*):

- *Free*: rappresentativo della condizione a contorno coincidente con il valore minore tra l'altezza a moto uniforme che si instaura nella condotta terminale e la profondità critica allo sbocco del collettore.
- *Normal*: rappresentativo dello scarico in condizioni di moto uniforme nel collettore.
- *Fixed*: rappresentativo dello scarico verso un corpo idrico ricettore il cui livello sia costante nel tempo.
- *Tidal*: rappresentativo dello scarico verso un corpo idrico ricettore soggetto ad escursioni di marea.
- *Timeseries*: rappresentativo dello scarico verso un corpo idrico ricettore il cui livello è variabile nel tempo.

3.6.2.4. *Dispositivi di invaso (Storage Unit node)*. I dispositivi d'invaso (*Storage Unit node*) possono essere considerati alla stregua di nodi idraulici deputati all'invaso parziale/totale di una quota parte delle portate fluenti all'interno del reticolo drenante. Fisicamente tali elementi sono assimilabili a vasche volano, bacini di laminazione o comunque ad un qualsivoglia dispositivo di invaso delle portate sia esso in linea oppure fuori linea. I principali parametri geometrici richiesti in fase di input da EPA-SWMM risultano essere i medesimi di quelli richiesti per la modellazione dei nodi della rete di drenaggio, con la sola differenza che con il termine *Max Depth* è da intendersi la profondità massima invasabile raggiungibile

all'interno dell'opera. Il parametro *Shape Curve* è identificativo della metodologia di descrizione/definizione della geometria dell'invaso:

- *Functional*: metodologia che impiega la relazione $S = ah^b + c$ per esplicitare la relazione fra superficie di invasore S [mq] ed il tirante idraulico h [m] attraverso la definizione del coefficiente a , dell'esponente b , della costante c .
- *Tabular*: metodologia che impiega una serie di valori tabulati (definiti attraverso il parametro *Curve Name*) per definire la relazione fra superficie di invasore [mq] e tirante idraulico [m].

3.6.2.5. *Condotte e canali artificiali/naturali (Conduit link)*. Come già affermato precedentemente, l'elemento *Link* per eccellenza è rappresentato dalle condotte fognarie e/o dai canali (siano essi naturali oppure artificiali) che da EPA-SWMM vengono identificati indistintamente con il termine *Conduit*. La funzione dell'elemento *Conduit* è quella di collettare/propagare le portate da un nodo all'altro all'interno del reticolo drenante. EPA-SWMM consente di definire una moltitudine di tipologie e di geometrie associate all'elemento *Conduit* (Fig. 3.20) nonché anche la definizione delle sezioni trasversali di forma irregolare da utilizzarsi ad esempio nel caso di propagazione dei deflussi all'interno di canali/alvei di forma irregolare (*Irregular Natural Channel*). Importante sottolineare come nel caso di condotte fognarie di forma chiusa (escludendo quindi i canali/alvei naturali dove si applicano le teorie dell'idraulica a pelo libero) il codice di calcolo EPA-SWMM è in grado di simulare anche l'instaurarsi del moto in pressione all'interno di esse. I principali parametri geometrici richiesti in fase di input da EPA-SWMM per la modellazione della rete di drenaggio risultano essere i seguenti:

- *Inlet Node/Outlet Node*: rappresentano rispettivamente il nodo iniziale e terminale necessari per la creazione del generico elemento *Conduit* (o comunque di qualsivoglia elemento *Link*).
- *Shape*: forma e tipologia di condotta/canale (Fig. 3.15).
- *Max. Depth*: altezza massima relativa alla condotta definita precedentemente (da utilizzarsi prevalentemente nel caso di condotte di tipo circolare in quanto nel caso di condotte dalla geometria più complessa tale valore viene richiesto nell'editor del parametro *Shape*).

Fig. 3.20. Esempio di tipologie di condotte disponibili in EPA-SWMM e relativi parametri richiesti in fase di modellazione.

Name	Parameters	Shape	Name	Parameters	Shape
Circular	Full Height		Circular Force Main	Full Height, Roughness	
Filled Circular	Full Height, Filled Depth		Rectangular - Closed	Full Height, Width	
Rectangular - Open	Full Height, Width		Trapezoidal	Full Height, Base Width, Side Slopes	
Triangular	Full Height, Top Width		Horizontal Ellipse	Full Height, Max. Width	
Vertical Ellipse	Full Height, Max. Width		Arch	Full Height, Max. Width	
Parabolic	Full Height, Top Width		Power	Full Height, Top Width, Exponent	
Rectangular-Triangular	Full Height, Top Width, Triangle Height		Rectangular-Round	Full Height, Top Width, Bottom Radius	
Modified Baskethandle	Full Height, Bottom Width, Top Radius		Egg	Full Height	
Horseshoe	Full Height		Gothic	Full Height	
Catenary	Full Height		Semi-Elliptical	Full Height	
Baskethandle	Full Height		Semi-Circular	Full Height	
Irregular Natural Channel	Transect Coordinates		Custom Closed Shape	Full Height, Shape Curve Coordinates	

- *Length*: lunghezza della condotta [m].
- *Roughness*: coefficiente di scabrezza (secondo Manning) della condotta/canale (Tab. 3.12).
- *Inlet/Outlet Offset*: distanza tra quota fondo pozzetto e quota fondo condotta.

Tab. 3.12. *Valori dei coefficienti di scabrezza (secondo Manning) per condotte fognarie e canali di differente tipologia (ASCE, 1982).*

Conduit Material	Manning n
Asbestos-cement pipe	0.011 - 0.015
Brick	0.013 - 0.017
Cast iron pipe	
- Cement-lined & seal coated	0.011 - 0.015
Concrete (monolithic)	
- Smooth forms	0.012 - 0.014
- Rough forms	0.015 - 0.017
Concrete pipe	0.011 - 0.015
Corrugated-metal pipe	
(1/2-in. x 2-2/3-in. corrugations)	
- Plain	0.022 - 0.026
- Paved invert	0.018 - 0.022
- Spun asphalt lined	0.011 - 0.015
Plastic pipe (smooth)	0.011 - 0.015
Vitrified clay	
- Pipes	0.011 - 0.015
- Liner plates	0.013 - 0.017
Channel Type	Manning n
Lined Channels	
- Asphalt	0.013 - 0.017
- Brick	0.012 - 0.018
- Concrete	0.011 - 0.020
- Rubble or riprap	0.020 - 0.035
- Vegetal	0.030 - 0.40
Excavated or dredged	
- Earth, straight and uniform	0.020 - 0.030
- Earth, winding, fairly uniform	0.025 - 0.040
- Rock	0.030 - 0.045
- Unmaintained	0.050 - 0.140
Natural channels (minor streams, top width at flood stage < 100 ft)	
- Fairly regular section	0.030 - 0.070
- Irregular section with pools	0.040 - 0.100

Altri parametri opzionali per la modellazione delle condotte fognarie risultano essere i seguenti: portata iniziale presente all'interno delle condotte all'inizio della simulazione (*Initial Flow*); coefficienti relativi alle perdite di carico (*Entry Loss Coeff.*, *Exit Loss Coeff.*, *Avg. Loss Coeff.*). Per la stima dei coefficienti relativi alle perdite di carico si rimanda alla consultazione di manuali e/o testi specializzati.

Le versioni più recenti di EPA-SWMM hanno implementato al loro interno anche la possibilità di poter simulare per mezzo dell'elemento *Link* il comportamento idraulico dei cosiddetti tombotti e/o condotte scolarie a servizio degli attraversamenti stradali (Figura 3.21). All'interno della finestra relativa alle *Property* dell'elemento *Conduit* è presente l'opzione *Culvert Code*, ovvero un codice numerico che in accordo con la classificazione riportata nell'appendice A.10 (*Culvert Code Numbers*) del manuale di utilizzo di EPA-SWMM, consente di dichiarare al codice di calcolo l'effettiva tipologia di tombotto presente, in modo tale da poterne simulare il comportamento idraulico utilizzando le metodologie di calcolo proposte dalla *Federal Highway Administration (Hydraulic Design of Highway Culverts Third Edition; FHWA-HIF-12-026, April 2012)*.

Fig. 3.21. Condotta scolare a servizio di un attraversamento stradale.



3.6.2.6. *Stazioni di sollevamento (Pump link)*. L'elemento *Pump* consente di modellare i dispositivi atti al sollevamento delle portate all'interno del reticolo drenante. In particolare, il codice di calcolo EPA-SWMM garantisce la possibilità di modellare qualsivoglia numero di pompe e relativa tipologia nonché logica di funzionamento. Come nel caso dell'elemento *Conduit* anche l'elemento *Pump* deve essere definito tra due nodi (siano essi *Junction* oppure *Storage Unit*). I principali parametri richiesti in fase di *input* sono i seguenti:

- *Inlet Node/Outlet Node*: rappresentano il nodo iniziale e terminale, ovvero il nodo caratterizzato dalla quota geodetica minore e dal quale si desidera sollevare le portate verso il nodo caratterizzato dalla quota maggiore.
- *Pump Curve*: dati relativi alla curva caratteristica associata a ciascuna singola pompa.
- *Initial Status*: condizione operativa iniziale (ON/OFF).
- *Startup Depth*: profondità dell'acqua nel nodo iniziale per l'avvio del pompaggio.
- *Shutoff Depth*: profondità dell'acqua nel nodo iniziale per l'arresto del pompaggio.

3.6.2.7. *Regolatori di portata: luce a battente (Orifice link)*. L'elemento *Orifice* consente di modellare tutti quei dispositivi atti alla regolazione delle portate il cui funzionamento sia assimilabile a quello di una luce a battente. L'equazione che descrive il funzionamento di una generica luce a battente è quella fornita dalla (3.42) come già discusso nel Paragrafo 3.6.1. I principali parametri di *input* richiesti da EPA-SWMM sono i seguenti:

- *Inlet Node/Outlet Node*: rappresentano il nodo iniziale e terminale del manufatto di regolazione.
- *Type*: tipologia, ovvero luce laterale oppure luce di fondo.
- *Shape*: forma della luce di apertura che può essere circolare oppure rettangolare.
- *Height*: altezza in condizioni di apertura completa della luce [m] ed assimilabile al diametro nel caso di luce di forma circolare.

- *Width*: larghezza in condizioni di apertura completa nel caso di luce rettangolare.
- *Inlet Offset*: distanza tra quota del fondo del nodo iniziale e quota del fondo apertura [m].
- *Discharge Coeff.*; coefficiente di portata C_q (adimensionale).

3.6.2.8. *Regolatori di portata: stramazzo (Weir link)*. L'elemento *Weir* consente di modellare tutti quei dispositivi atti alla regolazione delle portate il cui funzionamento sia assimilabile a quello di una luce a stramazzo (i cosiddetti sfioratori/scaricatori di piena). L'equazione che descrive il funzionamento di uno stramazzo rettilineo senza contrazione laterale è quella fornita dalla (3.43) come già discusso nel Paragrafo 3.6.1. In particolare, il codice di calcolo EPA-SWMM consente di modellare numerose tipologie di stramazzo come riportato in Tabella 3.13.

Tab. 3.13. *Tipologie di stramazzi modellabili con EPA-SWMM e relativa formula analitica.*

Weir Type	Cross Section Shape	Flow Formula
Transverse	Rectangular	$C_w L h^{3/2}$
Side flow	Rectangular	$C_w L h^{5/3}$
V-notch	Triangular	$C_w S h^{5/2}$
Trapezoidal	Trapezoidal	$C_w L h^{3/2} + C_{ws} S h^{5/2}$
Roadway	Rectangular	$C_w L h^{3/2}$
C_w = weir discharge coefficient, L = weir length, S = side slope of V-notch or trapezoidal weir, h = head difference across the weir, C_{ws} = discharge coefficient through sides of trapezoidal weir.		

I principali parametri di *input* richiesti da EPA-SWMM sono i seguenti:

- *Inlet Node/Outlet Node*: rappresentano il nodo iniziale e terminale del manufatto di sfioro.
- *Type*: tipologia di stramazzo (cfr. Tab. 3.13).
- *Height*: altezza al di sopra del ciglio sfiorante [m].

- *Length*: lunghezza del ciglio sfiorante [m].
- *Side Slope*: pendenza della parete laterale per stramazzi *V-notch* o *Trapezoidal*.
- *Inlet Offset*: distanza tra quota ciglio sfiorante e quota fondo del nodo collocato a valle rispetto lo stramazzo.
- *Discharge coefficient* (C_w): coefficiente di efflusso $C_w = \mu_2(2g)^{0.5}$, dove μ_2 rappresenta il coefficiente di portata, dipendente dalle caratteristiche costruttive dello stramazzo).

Il parametro *Discharge coefficient* (C_w) assume differenti valori in funzione della tipologia di stramazzo: 1.84 (SI) per stramazzi di tipo frontale in parete sottile (Mays, 2001); 1.38-1.83 (SI) per stramazzi di tipo frontale in parete grossa; 1.35-1.55 (SI) per stramazzi di tipo Thomson (stramazzo di forma triangolare in parete sottile). Nel caso di stramazzi di tipo laterale (*Side flow*) la definizione del parametro *Discharge coefficient* risulta essere più complessa; in accordo con gli studi effettuati da Engels tale parametro può assumere in prima approssimazione un valore di circa 1.83-1.84 (SI). Si rimanda alla consultazione di testi specializzati per ulteriori approfondimenti.

4. IL CODICE DI CALCOLO EPA-SWMM: IL MODULO QUALITÀ DELLE ACQUE

4.1. Introduzione

Il dilavamento delle superfici impermeabili ad opera delle precipitazioni rappresenta una potenziale e pericolosa fonte di inquinamento diffuso in grado di provocare un impatto negativo sulla qualità dei corpi idrici ricettori. La qualità delle acque meteoriche risulta infatti essere compromessa dagli agenti inquinanti, presenti sia in atmosfera sia al suolo, i quali derivano ad esempio dalle emissioni delle attività industriali, dalle emissioni civili (riscaldamento degli edifici), dalle emissioni del traffico veicolare. In Tabella 4.1 (fonte: US EPA, 1999) si riportano alcuni dei principali contaminanti (e relativa origine) che generalmente sono presenti nelle acque meteoriche di dilavamento.

Relativamente alla stima della concentrazione delle sostanze inquinanti presenti nelle acque di dilavamento, appare evidente come la complessità e la moltitudine dei fattori coinvolti renda impossibile definire valori univoci ed esportabili a qualsivoglia realtà; ad ogni modo si ritiene utile riportare i risultati ottenuti da uno tra gli studi più completi realizzati, condotto dall'Agenzia di Protezione dell'Ambiente degli Stati Uniti d'America (US EPA) tra il 1978 ed il 1983 all'interno del *National Urban Runoff Program* (NURP) (US EPA, 1983) il quale ha previsto l'attuazione di 28 progetti a scala nazionale effettuando analisi su 81 siti differenti e considerando un numero di oltre 2300 eventi meteorici. I risultati ottenuti da tale importante progetto di ricerca sono riassunti in Tabella 4.2 (COV rappresenta il coefficiente di variazione, che esprime quanto la deviazione standard supera la media aritmetica ed è dato dal rapporto percentuale tra lo scarto quadratico medio e la media aritmetica).

Tab. 4.1. *Origine dei contaminanti generalmente presenti nelle acque meteoriche di dilavamento (US EPA, 1999).*

Contaminant	Contaminant Sources
Sediment and Floatables	Streets, lawns, driveways, roads, construction activities, atmospheric deposition, drainage channel erosion
Pesticides and Herbicides	Residential lawns and gardens, roadsides, utility right-of-ways, commercial and industrial landscaped areas, soil wash-off
Organic Materials	Residential lawns and gardens, commercial landscaping, animal wastes
Metals	Automobiles, bridges, atmospheric deposition, industrial areas, soil erosion, corroding metal surfaces, combustion processes
Oil and Grease / Hydrocarbons	Roads, driveways, parking lots, vehicle maintenance areas, gas stations, illicit dumping to storm drains
Bacteria and Viruses	Lawns, roads, leaky sanitary sewer lines, sanitary sewer cross-connections, animal waste, septic systems
Nitrogen and Phosphorus	Lawn fertilizers, atmospheric deposition, automobile exhaust, soil erosion, animal waste, detergents

Appare evidente come sia di fondamentale importanza nel momento in cui si verifica e/o progetta un sistema di drenaggio urbano, considerare non solo gli aspetti di tipo quantitativo (portate, velocità, tirante idraulico all'interno delle condotte, ecc.) ma anche quelli di tipo qualitativo (concentrazione delle sostanze inquinanti sotto forma di pollutogrammi) al fine di ottenere una modellazione di tipo integrato in grado di simulare processi/fenomeni altrimenti difficilmente quantificabili e che devono essere necessariamente considerati per una progettazione ottimale all'interno del 'sistema fognatura-impianto'.

Il codice di calcolo EPA-SWMM per mezzo del modulo qualitativo consente di simulare i processi di accumulo (*buildup*) durante i periodi di tempo asciutto ed il relativo dilavamento operato dalle precipitazioni (*washoff*) delle sostanze inquinanti che si depositano al suolo. EPA-SWMM consente inoltre di considerare i cosiddetti fenomeni di *rainout* e *washout*,

che in estrema sintesi rappresentano la rimozione degli agenti inquinanti atmosferici mediante cattura diretta da parte delle gocce di pioggia durante la loro caduta.

Tab. 4.2. *Median event mean concentrations (EMCs) relativa a dieci tipologie di inquinanti per quattro differenti tipologie di utilizzo del suolo (Nationwide Urban Runoff Program - US EPA, 1983).*

Pollutant	Units	Residential		Mixed		Commercial		Open/Non-Urban	
		Median	COV	Median	COV	Median	COV	Median	COV
BOD	mg/L	10	0.41	7.8	0.52	9.3	0.31	-	-
COD	mg/L	73	0.55	65	0.58	57	0.39	40	0.78
TSS	mg/L	101	0.96	67	1.14	69	0.85	70	2.92
Total Lead	µg/L	144	0.75	114	1.35	104	0.68	30	1.52
Total Copper	µg/L	33	0.99	27	1.32	29	0.81	-	-
Total Zinc	µg/L	135	0.84	154	0.78	226	1.07	195	0.66
Total Kjeldahl Nitrogen	µg/L	1900	0.73	1288	0.50	1179	0.43	965	1.00
Nitrate + Nitrite	µg/L	736	0.83	558	0.67	572	0.48	543	0.91
Total Phosphorus	µg/L	383	0.69	263	0.75	201	0.67	121	1.66
Soluble Phosphorus	µg/L	143	0.46	56	0.75	80	0.71	26	2.11

L'apporto di inquinanti al suolo attraverso tali fenomeni risulta essere particolarmente rilevante soprattutto nelle zone in cui le emissioni in atmosfera sono rilevanti come ad esempio nei distretti industriali ed arterie stradali particolarmente trafficate. Il carico inquinante di origine atmosferica non comprende elementi come nitriti, nitrati, solfati, solo per citarne alcuni, ma riguarda piuttosto i metalli pesanti, come emerso da uno studio condotto su alcuni prelievi di precipitazione a Genova nel periodo maggio-settembre 1996 (Riganti et al., 1997). Dalla Tabella 4.3 si evince come siano state individuate concentrazioni significative di metalli pesanti imputabili fondamentalmente al traffico veicolare.

Tab. 4.3. *Concentrazione di metalli pesanti in campioni di acque piovane raccolte a Genova nel 1996 (Riganti et al., 1997).*

FRAZIONI	V [µg/l]	Cr [µg/l]	Ni [µg/l]	Cu [µg/l]	Zn [µg/l]	Cd [µg/l]	Pb [µg/l]
Sintesi							
Val. medio	1,6	0,5	2,0	132	472	0,3	11,6
Val. minimo	0,3	0,1	0,7	24,2	75,5	0,1	0,4
Val. massimo	7,3	5,6	8,2	452	1991	1,2	154

Alla luce di quanto sopra enunciato, è doveroso porre in evidenza come a causa dell'estrema complessità dei processi coinvolti, prima di approcciarsi a qualsivoglia studio relativo ai fenomeni di *buildup* e *washoff* è necessario tenere in considerazione la seguente frase: «Simulation of urban runoff quality is a very inexact science if it can even be called such» (Rossman et al.); tale affermazione lascia sottintendere come la modellazione numerica dei fenomeni di accumulo e dilavamento delle sostanze inquinanti deve essere, ove possibile, verificata per mezzo di un riscontro di tipo sperimentale al fine di attuare, qualora necessario, una procedura di taratura e validazione del modello numerico realizzato (cfr. Paragrafo 5).

Fino ad ora si è fatto riferimento esclusivamente ai processi di genesi e dilavamento ad opera delle precipitazioni delle sostanze inquinanti (presenti in atmosfera ed al suolo) anche se il codice di calcolo EPA-SWMM consente di poter simulare la propagazione all'interno del reticolo fognario delle acque reflue (di origine civile e/o industriale) generate in tempo asciutto dalle singole utenze allacciate alla fognatura (*Dry-Weather Flow*, generalmente nominate DWF). Da specificare come il codice di calcolo EPA-SWMM non consenta di simulare direttamente le portate (e la relativa concentrazione/massa di inquinante) generate dalle singole utenze ma al contrario fornisce la possibilità di definire per ogni nodo (*Junction node*) della rete di drenaggio modellata sia gli idrogrammi di portata sia i pollutogrammi (relativi alla concentrazione di inquinante) generati a scala di singolo edificio/utenza, in modo tale da conoscere in qualsivoglia nodo della rete fognaria l'andamento nel tempo delle portate e delle concentrazioni anche in assenza di precipitazioni (cfr. Paragrafo 4.4).

4.2. Il fenomeno del *buildup*

Con il termine *buildup* si indica l'accumulo di sedimenti e di inquinanti sulle superfici del bacino che avviene durante le fasi di tempo asciutto in assenza di precipitazioni. Fin da subito appare evidente come il *buildup* sia un fenomeno molto complesso che dipende da:

- Trasporto e deposizione dei sedimenti erosi dagli agenti atmosferici (vento, gelo, pioggia) o meccanici (traffico veicolare).
- Deposizione delle emissioni legate al traffico veicolare (gas di scarico, oli, usura degli pneumatici e dei freni).
- Deposizioni delle emissioni degli impianti industriali e termici.
- Applicazione di fertilizzanti e pesticidi in prati e/o aree verdi.
- Spargimento di sostanze antigelo.
- Deposizioni di materiale grossolano sulle superfici (ad esempio rifiuti organici di origine urbana ed animale).

4.2.1. Teorie ed indagini sperimentali relative ai fenomeni di *buildup*. Uno fra i primi studi relativi al fenomeno del *buildup* fu condotto a Chicago (USA) nel 1969 dall'*American Public Works Association*. In particolare, tale studio analizzò lo *street surface accumulation of dust and dirt (DD)* ovvero l'accumulo sul manto stradale di polveri e sporcizia. L'accumulo fu misurato per differenti tipologie di utilizzo del suolo (*land use*) ed i dati furono normalizzati in termini di *pounds (1 pound = 0.453 kg) of dust and dirt (DD)* per ogni giorno secco per 100 *feet (30.48 m)* di cunetta stradale (*curb or gutter*). I risultati dello studio sono riportati in Tabella 4.4 e Tabella 4.5. In particolare, dalla Tabella 4.4 si evince come sulla base dei dati raccolti il fenomeno del *buildup* sia stato proposto con un andamento nel tempo di tipo lineare (*DD is a linear function of time*).

Tab. 4.4. *Valori misurati di 'dust and dirt' (DD) in funzione della differente tipologia urbana (Chicago, USA).*

Type	Land Use	Pounds DD/dry day per 100 ft-curb
1	Single Family Residential	0.7
2	Multi-Family Residential	2.3
3	Commercial	3.3
4	Industrial	4.6
5	Undeveloped or Park	1.5

Source: APWA (1969).

La Tabella 4.5 fornisce una stima (APWA, 1969) relativa al carico inquinante (espresso in mg) presente per ogni grammo di *dust and dirt* (DD).

Tab. 4.5. *Milligrammi di inquinante presenti per ogni grammo di dust and dirt (DD) in funzione della differente tipologia urbana (Chicago, USA).*

Parameter	Land Use Type			
	Single Family Residential	Multi-Family Residential	Commercial	Industrial
BOD5	5.0	3.6	7.7	3.0
COD	40.0	40.0	39.0	40.0
Total Coliforms ^a	1.3×10^6	2.7×10^6	1.7×10^6	1.0×10^6
Total N	0.48	0.61	0.41	0.43
Total PO ₄ (as PO ₄)	0.05	0.05	0.07	0.03

^aUnits for coliforms are MPN/gram.

Source: APWA (1969).

Tale studio rappresentò lo stato dell'arte in materia per gran parte degli anni Settanta anche se in tale decennio iniziarono ad emergere in letteratura scientifica alcuni studi che sostenevano come il fenomeno di *buildup* non sia di tipo lineare ma al contrario tenda ad un valore asintotico al passare del tempo dopo l'ultimo evento pluviometrico. In particolare, nel 1972 Sartor e Boyd alla luce delle loro ricerche proposero il grafico riportato in Figura 4.1 in cui emerge l'andamento non lineare del fenomeno di *buildup* fino al raggiungimento di un valore asintotico.

Ammon (1979) raccolse una serie di studi relativi al fenomeno del *buildup* e sulla scorta di essi propose una serie di relazioni di tipo non lineare (con la definizione di un valore limite) per la descrizione del fenomeno di *buildup* in alternativa a quella di tipo lineare. Contestualmente nel 1979, Pitt alla luce di studi ed analisi condotte lungo alcune arterie viarie di San José (California-USA), propose una formulazione dei fenomeni di *buildup* di tipo quasi lineare (Fig. 4.2).

Negli anni Ottanta e Novanta furono condotte ulteriori indagini (Alley, 1981; Alley e Smith, 1981; Bujon e Herremans, 1990) le quali evidenziarono un tasso di accumulo in funzione della tipologia urbana come quella riportata in Tabella 4.6.

Fig. 4.1. *Andamento nel tempo dell'accumulo di sedimenti (buildup) su strade urbane (Sartor e Boyd, 1972).*

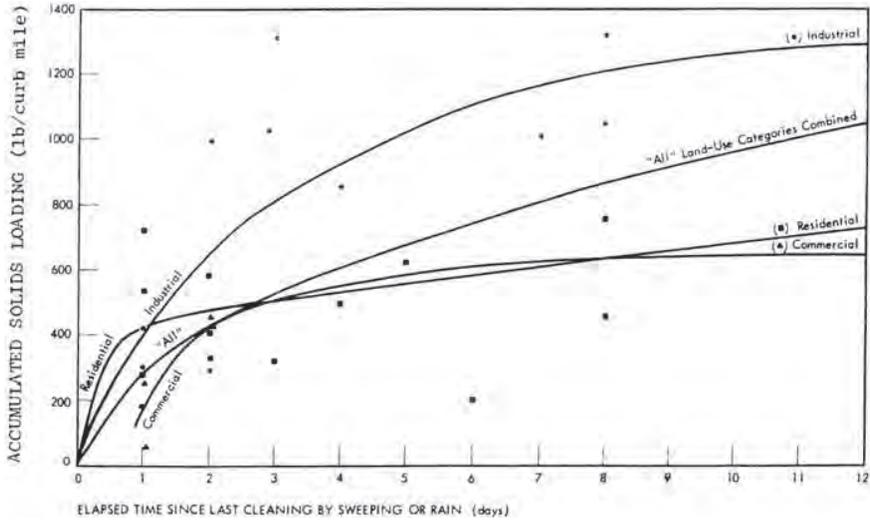
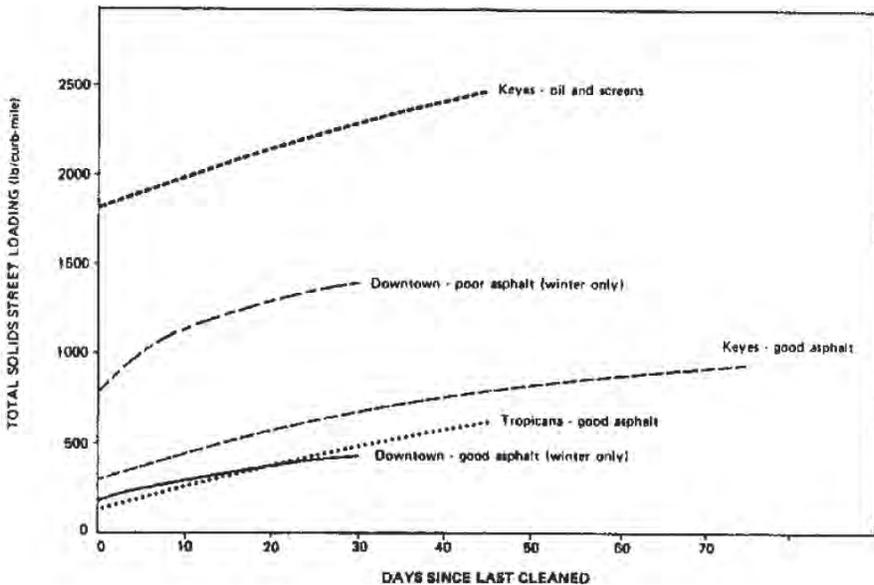


Fig. 4.2. *Andamento nel tempo dell'accumulo di sedimenti su strade urbane a San José, California (Pitt, 1979).*

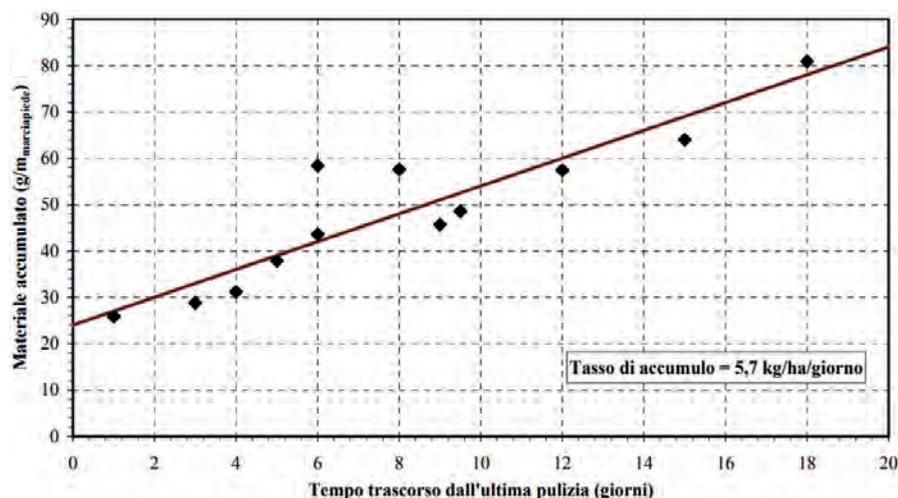


Tab. 4.6. Tasso di accumulo (kg/ha/giorno) in funzione della tipologia urbana (Alley, 1981; Alley e Smith, 1981; Bujon e Herremans, 1990).

TASSO DI ACCUMULO	TIPOLOGIA URBANA
fino a 35 kg/ha/giorno	zone industriali
10-25 kg/ha/giorno	zone residenziali altamente abitate
15 kg/ha/giorno	zone commerciali
5-6 kg/ha/giorno	zone residenziali scarsamente abitate

Anche in Italia sono state eseguite indagini sperimentali relative ai fenomeni di *buildup*; in particolare Maglionico e Pollicino (2004), sulla base di alcune esperienze condotte a Bologna in via Togliatti (transito medio 24.500 veicoli/giorno), proposero una formulazione di tipo lineare del tasso di accumulo di sedimenti e depositi stradali, quantificabile in circa 5.7 kg/ha/giorno (Fig. 4.3).

Fig. 4.3. Andamento nel tempo dell'accumulo di sedimenti presso via Togliatti a Bologna (Maglionico e Pollicino, 2004).



Quanto riportato solo per citare alcuni fra i più importanti e completi studi presenti in letteratura scientifica ma ampiamente sufficiente per comprendere come non sia possibile definire a priori ed in modo univo-

co (e quindi standardizzare) l'andamento nel tempo del fenomeno del *buildup*. Appare evidente come le teorie ed i dati presenti in letteratura scientifica devono essere considerati alla stregua di linee guida tali da fornire almeno l'ordine di grandezza dei processi di *buildup* e quindi non possono (o meglio non devono) essere rappresentative di una determinata realtà locale, ovvero sostituire indagini di tipo sperimentale relative allo specifico sito che si intende analizzare. Ad ogni modo, anche alla luce di tutte le problematiche testé menzionate, appare doveroso citare anche le esperienze condotte negli anni Settanta da Manning (Manning et al., 1977) che probabilmente ancora ad oggi rappresenta uno degli studi più completi relativi alla stima dei tassi di accumulo di tipo lineare (*linear buildup*) di sedimenti in ambito urbano. Peculiarità di tale ricerca risulta essere l'aver associato ai solidi depositatisi al suolo anche il relativo quantitativo di inquinante (BOD, COD, nitrati, ecc.) nella forma di mg (oppure g) per ogni g (oppure kg) di particelle solide. Per la consultazione integrale dei risultati ottenuti da Manning si rimanda a testi specializzati, tuttavia si ritiene utile riportare almeno un estratto di tale ricerca (Tab. 4.7).

Doveroso sottolineare ancora una volta come i valori presenti in tale studio costituiscono informazioni di tipo preliminare a carattere indicativo e che non si possono sostituire sia a campionamenti in sito sia a procedure di calibrazione (a tal proposito possono essere impiegati come valori di primo tentativo).

4.2.2. La modellazione del processo di *buildup*. Alla luce di quanto esposto nel precedente paragrafo circa l'impossibilità di definire in modo univoco una funzione in grado di esprimere l'andamento nel tempo del processo di *buildup*, il codice di calcolo EPA-SWMM consente di definire tre differenti formulazioni:

1. *Power function* (modello di tipo non lineare dal quale però si può ottenere anche un modello lineare come caso particolare).
2. *Exponential* (modello di tipo esponenziale).
3. *Saturation* (modello proposto da Michaelis-Menton).

La formulazione *Power function* ipotizza che la massa accumulata, *buildup* (b), sia direttamente proporzionale alla durata di tempo secco (t) elevata a potenza (N_B), attraverso un coefficiente di accumulo K_B , fino a quando non viene raggiunto il limite massimo (B_{max}).

$$b = \text{Min}(B_{max}, K_B t^{N_B}) \quad (4.1)$$

dove:

$b = \textit{buildup}$

$t =$ durata del periodo caratterizzato da assenza di precipitazioni

$B_{max} =$ massimo *buildup* possibile (massa per unità di superficie o per unità di lunghezza di cunetta stradale)

$K_B =$ coefficiente numerico (*buildup rate constant*)

$N_B =$ esponente (*buildup time exponent*).

Il valore del parametro N_B deve essere inferiore all'unità (caso particolare in cui $N_B = 1$ per *buildup* di tipo lineare).

La formulazione *Exponential* ipotizza che la massa accumulata, *buildup* (b), segua una crescita di tipo esponenziale fino al raggiungimento di un valore limite asintotico.

$$b = B_{max}(1 - e^{-K_B t}) \quad (4.2)$$

dove:

$b = \textit{buildup}$

$t =$ durata del periodo caratterizzato da assenza di precipitazioni

$B_{max} =$ massimo *buildup* possibile (massa per unità di superficie o per unità di lunghezza di cunetta stradale)

$K_B =$ coefficiente numerico (*buildup rate constant*).

In Tabella 4.8 (Tu e Smith, 2018) si riportano alcuni valori reperibili in letteratura scientifica relativi ai coefficienti utilizzati dal codice di calcolo EPA-SWMM per la modellazione nella formulazione di tipo esponenziale (*Exponential*) dei fenomeni di *buildup* per alcune tipologie di inquinanti in funzione della tipologia di ambiente urbano.

La formulazione *Saturation* (Michaelis-Menton) risulta essere definita dalla seguente relazione:

$$b = B_{max}t/(K_B + t) \quad (4.3)$$

dove:

$b = buildup$; $t =$ durata del periodo caratterizzato da assenza di precipitazioni; $B_{max} =$ massimo $buildup$ possibile (massa per unità di superficie o per unità di lunghezza di cunetta stradale); $K_b =$ costante che esprime i giorni necessari per raggiungere metà del valore massimo di $buildup$ (*half saturation constant*).

Tab. 4.7. *Nationwide data on linear dust and dirt (DD) buildup rates and on pollutant fractions (after Manning et al., 1977).*

Pollutant		Land Use Categories				All Data
		Single Family Residential	Multiple Family Residential	Commercial	Industrial	
Dust and Dirt Accumulation kg/curb-km/day						
Chicago ⁽¹⁾	Mean	10	31	51	92	44
	Range	5-27	17-43	80-151	80-151	5-15
	N	60	93	126	55	334
Washington ⁽²⁾	Mean	—	—	38	—	38
	Range	—	—	10-103	—	10-103
	N	—	—	22	—	22
Multi-City ⁽³⁾	Mean	51	44	13	81	49
	Range	1-268	2-217	1-73	1-423	1-423
	N	14	8	10	12	44
All Data	Mean	17	32	47	90	45
	Range	1-268	2-217	1-103	1-423	1-423
	N	74	101	158	67	400
BOD g/kg	Mean	5.26	3.37	7.19	2.92	5.03
	Range	1.72-9.43	2.03-6.32	1.28-14.54	2.82-2.95	1.29-14.54
	N	59	93	102	56	292
COD g/kg	Mean	39.25	41.97	61.73	25.08	46.12
	Range	18.30-72.80	24.6-61.3	24.8-498.41	23.0-31.8	18.3-498.41
	N	59	93	102	38	292
Total N-N (mg/kg)	Mean	460	550	420	430	480
	Range	325-525	356-961	323-480	410-431	323-480
	N	59	93	80	38	270
Kjeldahl N (mg/kg)	Mean	—	—	640	—	640
	Range	—	—	230-1,790	—	230-1,790
	N	—	—	22	—	22
NO ₃ (mg/kg)	Mean	—	—	24	—	24
	Range	—	—	10-35	—	10-35
	N	—	—	21	—	21
NO ₂ -N (mg/kg)	Mean	—	—	0	—	15
	Range	—	—	0	—	0
	N	—	—	15	—	15
Total P (mg/kg)	Mean	—	—	170	—	170
	Range	—	—	90-340	—	90-340
	N	—	—	21	—	21
PO ₄ -P (mg/kg)	Mean	49	58	60	26	53
	Range	20-109	20-73	0-142	14-30	0-142
	N	59	93	101	38	291

Tab. 4.8. Valori dei parametri relativi alla formulazione di tipo esponenziale (Exponential) dei fenomeni di buildup per alcuni inquinanti in funzione della tipologia di ambiente urbano (Tu e Smith, 2018).

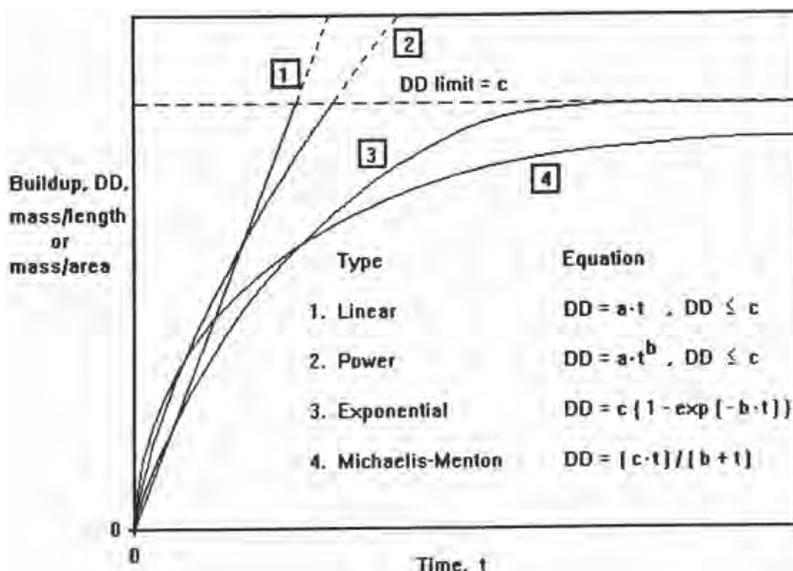
Study	Location	Land Use	Pollutant	B_{max}	K_B
Chow et al. 2012	Malaysia	Residential	TSS	0.003 (kg/m curb)	0.8
			TP	0.003 (kg/m curb)	0.05
		Commercial	TSS	0.015 (kg/m curb)	0.8
			TP	0.0005 (kg/m curb)	0.1
		Industrial	TSS	0.013 (kg/m curb)	0.7
			TP	0.0003 (kg/m curb)	0.16
Hossian et al. 2012	Australia	Residential (imperv.)	TSS	-	-
			TN	-	-
			TP	-	-
		Residential (pervious)	TSS	-	-
			TN	-	-
			TP	-	-
Wicke et al. 2012	New Zeland	Urban	TSS (concrete)	27.6 (kg/ha)	0.20
			TSS (asphalt)	13.4 (kg/ha)	0.23
Hossian et al. 2010	Australia	Urban	TSS (road)	53 (kg/ha)	0.222
				27.5 (kg/ha)	0.21
				26 (kg/ha)	0.382
			TSS (roof)	8.5 (kg/ha)	0.188
				12 (kg/ha)	0.122
Hood et al. 2007	Estonia	Urban	TSS	25.0 (kg/ha)*	1
			TN	0.15 (kg/ha)*	0.0015
			TP	0.25 (kg/ha)*	0.0025
Temprano et al. 2006	Spain	Residential	TSS	0.046 (kg/m curb)	0.3
				17.5 (kg/ha)	0.3

			COD	0.0027 (kg/m curb)	0.3
				1.02 (kg/ha)	0.3
			TN	0.0001 (kg/m curb)	0.3
				0.039 (kg/ha)	0.3
Barco et al. 2004	Italy	Residential	TSS	18.0 (kg/ha im- perv.)	0.3

(*) = unità di misura non dichiarata ma ipotizzata (kg/ha) sulla scorta del valore numerico.

A complemento di quanto sopra esposto, si ritiene utile riportare un grafico riassuntivo (Fig. 4.4) relativo all'andamento delle formulazioni implementate nel codice di calcolo EPA-SWMM. Si noti come sia la funzione di tipo lineare (*Linear*) sia quella non lineare (*Power*) vengono utilizzate imponendo un limite superiore alla crescita della massa accumulata al suolo.

Fig. 4.4. Confronto dell'andamento nel tempo del buildup secondo le formulazioni implementate in EPA-SWMM (Huber e Dickinson, 1988). Si ricorda come la formulazione *Linear* sia riconducibile ad un caso specifico della formulazione *Power*.



Nel caso non sia richiesta l'analisi della dinamicità nel tempo del fenomeno di accumulo (*buildup*), il codice di calcolo EPA-SWMM consente anche di definire direttamente il valore totale finale di sostanza accumulata nel periodo di tempo antecedente all'evento pluviometrico (approccio valido solo per simulazioni sul singolo evento e non in continuo sul lungo periodo).

4.3. Il fenomeno del *washoff*

Il termine *washoff* indica l'azione di lavaggio delle superfici del bacino ad opera dalla pioggia. Durante un evento pluviometrico le particelle che si sono accumulate sulle superfici del bacino nel periodo caratterizzato dall'assenza di precipitazioni (*buildup*) sono rimosse e quindi trasportate in fognatura.

I primi studi risalgono agli anni Settanta (Graf, 1971; Vanoni, 1975) ed erano basati sulle teorie relative al classico concetto del trasporto solido dei sedimenti nelle correnti a pelo libero (con la definizione dello sforzo tangenziale critico per individuare la condizione di incipiente movimento). Nel caso di deflussi sulle superfici impermeabili (*runoff*) caratterizzati da un velo idrico esiguo, anche l'impatto diretto delle gocce di pioggia al suolo risulta essere una delle possibili forzanti per attuare l'erosione e successiva mobilitazione delle particelle depositatesi al suolo. Alla luce di quanto sopra esposto, evidente come il *washoff* sia da considerarsi come un fenomeno estremamente complesso.

Ammon (1979), sulla base del confronto di numerosi studi relativi ai processi di *runoff* e *washoff* in ambito urbano, affermò come le teorie alla base del trasporto solido dei sedimenti per quanto formalmente corrette mal si prestano ad un utilizzo pratico a causa della difficoltà nell'attribuire valori ai parametri coinvolti (ad esempio sforzi tangenziali relativi all'attrito radente, ecc.) e che metodi semplificati (di tipo semiempirico) forniscono comunque risultati egregi ed in grado di replicare fenomeni di *washoff* effettivamente misurati.

Proprio in virtù di tale motivazione, il codice di calcolo EPA-SWMM consente di utilizzare tre differenti formulazioni di tipo semiempirico per la modellazione del fenomeno di *washoff*:

1. *Exponential washoff*
2. *Rating curve washoff*
3. *Event mean concentration (EMC) washoff*

4.3.1. Exponential washoff model. La formulazione *Exponential washoff* fu introdotta da Sartor e Boyd (1972) a seguito di numerose ricerche di tipo sperimentale atte a simulare precipitazioni di tipo artificiale su alcune strade urbane al fine di poter analizzare la dinamica del processo di *washoff* (Fig. 4.5). Tali studi evidenziarono come la massa di sedimenti erosa dalla superficie del bacino risultava essere adeguatamente descritta da una legge di tipo esponenziale dotata di un unico parametro chiamato coefficiente di lavaggio (k).

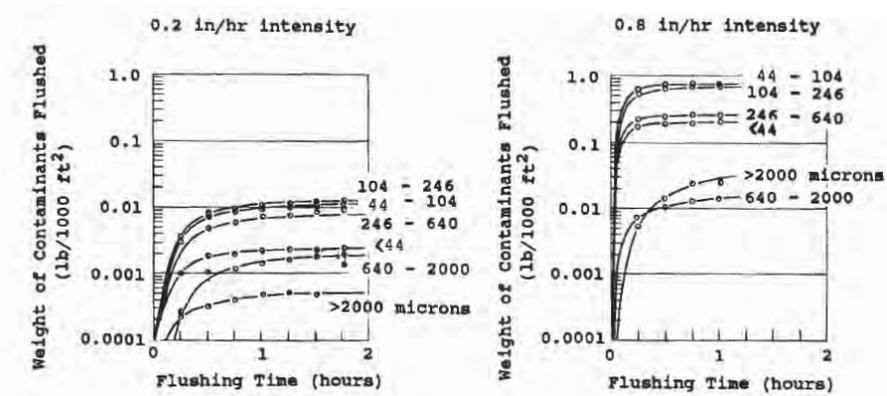
$$W(t) = m_B(0)(1 - e^{-kt}) \quad (4.4)$$

dove:

$W(t)$ = massa di sedimenti dilavati al generico istante di tempo t ; $m_B(0)$ = massa di sedimento presente al suolo all'istante $t = 0$; k = coefficiente in funzione della dimensione dei sedimenti e dell'intensità di precipitazione.

Ammon (1979) affermò che il coefficiente k sembrerebbe essere direttamente proporzionale all'aumentare dell'intensità di pioggia e diminuirebbe con l'aumentare delle dimensioni dei sedimenti.

Fig. 4.5. *Andamento relativo al fenomeno di washoff (Sartor e Boyde, 1974).*



Un'altra formulazione del medesimo metodo e che risulta essere quella effettivamente implementata in EPA-SWMM, è la seguente:

$$W = K_w q^{N_w} B \quad (4.5)$$

dove:

W = dilavamento dei sedimenti/inquinanti al generico istante di tempo t (mg/ora); K_w = coefficiente di *washoff* (mm/ora)^{- N_w} (ora)⁻¹; N_w = esponente di *washoff*; q = precipitazione efficace (*runoff rate*) per unità di area al tempo t (mm/ora); B = quantità di inquinante rimasta al suolo al tempo t .

Relativamente alla stima dei parametri (come già discusso in occasione del fenomeno del *buildup*), anche per i processi di *washoff* non è possibile definire a priori ed in modo univoco alcun valore; tuttavia, possono essere utilizzati come valore di tipo indicativo e preliminare alcuni dati presenti in letteratura scientifica (da tarare/validare successivamente sulla base di rilievi di tipo sperimentale specifici per il sito oggetto di modellazione). In particolare, l'esponente N_w può assumere ragionevolmente compreso tra 1.5 e 2.5 con valore prossimo a 2 in molte circostanze (Vannoni, 1975). Per aree molto impermeabilizzate $N_w > 2$ (e viceversa). Il coefficiente K_w è di più incerta determinazione perché può variare anche di 3-4 ordini di grandezza (in modo meno estremo presso aree urbane ma tuttavia sempre rilevante).

Considerata la variabilità di tale parametro, EPA-SWMM raccomanda al solito un riscontro di tipo sperimentale: «Monitoring data should be used to help estimate a value for K_w constant». Ad ogni modo in Tabella 4.9 (Tu e Smith, 2018) si riportano a titolo di esempio alcuni valori reperibili in letteratura scientifica relativi ai coefficienti utilizzati dal codice di calcolo EPA-SWMM per la modellazione, nella formulazione di tipo esponenziale (*Exponential*), dei fenomeni di *washoff* per alcune classi di inquinanti in funzione della tipologia di ambiente urbano. Anche in Italia sono stati condotti alcuni studi riguardanti la simulazione dei fenomeni di *washoff* in bacini di tipologia urbana impiegando la formulazione di tipo esponenziale e per i quali è stato assunto un valore del parametro K_w pari a 0.18 (Papiri, 2000; Di Modugno et al., 2015).

Tab. 4.9. Valori dei parametri relativi alla formulazione di tipo esponenziale (Exponential) dei fenomeni di washoff per alcuni inquinanti in funzione della tipologia di ambiente urbano (Tu e Smith, 2018).

Study	Location	Land use	Pollutant	K_w	N_w
Chow et al. 2012	Malaysia	Residential	TSS	0.2	1.4
			TP	0.41	1.46
		Commercial	TSS	1.4	0.9
			TP	0.4	1
		Industrial	TSS	3	0.6
			TP	0.8	1.08
Hossian et al. 2012	Australia	Residential (impervious)	TSS	0.03	0.21
			TN	0.004 - 0.005	0.65 - 0.8
			TP	0.0003 - 0.0004	0.7 - 0.9
		Residential (pervious)	TSS	0.05 - 0.055	0.21
			TN	0.0065 - 0.008	0.65 - 0.8
			TP	0.0005 - 0.0007	0.75 - 0.9
Wicke et al. 2012	New Zeland	Urban	TSS (concrete)	0.24	1
			TSS (asphalt)	0.27	1
Hossian et al. 2010	Australia	Urban	TSS (road)	0.0029 - 0.0135	0.608 - 0.986
				0.0015 - 0.0059	0.945 - 1.27
			0.0062 - 0.011	0.753 - 0.914	
			TSS (roof)	0.051 - 0.202	0.363 - 0.603
			0.112 - 0.213	0.333 - 0.414	
Hood et al. 2007	Estonia	Urban	TSS	4.9	1.57

			TN	250	1
			TP	500	2.35
Temprano et al. 2006	Spain	Residential	TSS	1.811	1
				1.811	1
			COD	3.937	1
				3.937	1
			TN	8.661	1
				8.661	1
Barco et al. 2004	Italy	Residential (impervious)	TSS	0.13	1.2

4.3.2. Rating curve washoff model. In analogia con l'idraulica fluviale in cui sia la teoria sia le indagini sperimentali sono concordi nel dimostrare come il trasporto solido di sedimenti sia direttamente proporzionale al valore di portata fluente elevato a potenza, anche nel caso dei fenomeni di *washoff* in ambito urbano è possibile introdurre una relazione che quantifica il dilavamento delle superfici ad opera della precipitazione come direttamente proporzionale al ruscellamento superficiale (*runoff*) elevato a potenza, come riportato nella seguente espressione:

$$W = K_w Q^{N_w} \quad (4.6)$$

dove:

W = portata solida (della quantità di sostanza solida/inquinante trasportata ed espressa in mg/s); Q = portata di ruscellamento superficiale (*runoff*); K_w e N_w = coefficiente ed esponente di *washoff* rispettivamente.

Relativamente alla stima dei parametri, per il coefficiente K_w ed N_w valgono le medesime considerazioni di quelle riportate nel paragrafo precedente con l'eccezione che ora K_w assume come unità di misura $(\text{mg/s})(\text{mc/s})^{-N_w}$. Ad ogni modo tale metodo è da preferire nel caso siano disponibili misure sperimentali che permettano di quantificare sia le portate/volumi totali di *runoff* sia il carico inquinante associato e quindi determinare il valore da attribuire ai parametri attraverso una procedura di calibrazione.

4.3.3. Event Mean Concentration (EMC) washoff model. Metodo assimilabile ad un caso specifico del precedente metodo *Rating curve washoff model*, in cui l'esponente N_w della precedente relazione (4.6) assume un valore uguale 1.0 ed il coefficiente K_w rappresenta direttamente la concentrazione dell'inquinante nelle acque di dilavamento (*EMC*) [mg/m^3]. Tale metodologia probabilmente è quella maggiormente impiegata per la modellazione del processo di *washoff* in ambiente EPA-SWMM (e non solo).

I valori di *EMC* sono stati proposti sulla scorta di numerose analisi/misure di laboratorio; uno tra gli studi di maggiore importanza per la definizione di tali valori è quello condotto dall'Agenzia di Protezione dell'Ambiente degli Stati Uniti d'America (US EPA) tra il 1978 ed il 1983 all'interno del *National Urban Runoff Program* (NURP) (US EPA, 1983) il quale ha previsto l'attuazione di 28 progetti a scala nazionale effettuando analisi su 81 siti differenti e considerando un numero di oltre 2300 eventi meteorici (cfr. Tab. 4.2). Un progetto ancora più ambizioso è risultato essere quello condotto dal *Center for Watershed Protection* (CWP) il quale ha raccolto (Tab. 4.10) i dati ottenuti dal progetto NURP, da alcune ricerche condotte dal Servizio Geologico degli Stati Uniti d'America (USGS) e da alcuni progetti relativi al monitoraggio delle acque di dilavamento superficiale condotti dall'US EPA nell'ambito del *National Pollutant Discharge Elimination System* (NPDES).

I valori di *EMC* riportati in Tabella 4.10 sono da intendersi di carattere indicativo e rappresentativi di una media a livello nazionale riferita agli Stati Uniti d'America e pertanto possono differire anche significativamente da valori relativi ad uno specifico sito (regione, stato, ecc.) a causa, ad esempio, di una differente climatologia (frequenza, intensità e quantitativo cumulato annuo delle precipitazioni, ecc.). La Tabella 4.11 dimostra come ci sia una sostanziale differenza dei valori di *EMC* misurati presso alcune città degli Stati Uniti d'America.

4.3.4. Considerazioni relative ai modelli di washoff. Assodato il concetto di come non sia possibile stabilire a priori quale sia il metodo migliore per la simulazione dei processi di *washoff*, risulta tuttavia importante conoscere pregi e difetti di ciascuno di essi, al fine di poter individuare il metodo più idoneo in relazione alle caratteristiche del sito che si sta analizzando e dei dati sperimentali effettivamente disponibili. Il metodo

Tab. 4.10. Valori di EMC (mg/l) relativi alle acque di dilavamento superficiale sulla scorta di numerose ricerche condotte negli Stati Uniti d'America (CWP, 2003).

Pollutant	Mean EMC	Median EMC	Number of Events Sampled
Sediment (mg/L)			
TSS	78.4	54.5	3047
Organic Carbon (mg/L)			
TOC	17	15.2	19 studies
BOD	14.1	11.5	1035
COD	52.8	44.7	2639
Nutrients (mg/L)			
MTBE	N/R	1.6	592
Nutrients (mg/L)			
Total P	0.32	0.26	3094
Soluble P	0.13	0.10	1091
Total N	2.39	2.00	2016
Total Kjeldahl N	1.73	1.47	2693
Nitrite and Nitrate	0.66	0.53	2016
Metals (ug/L)			
Copper	13.4	11.1	1657
Lead	67.5	50.7	2713
Zinc	162	129	2234
Cadmium	0.7	0.5	150
Chromium	4.0	7.0	164
Hydrocarbons (mg/L)			
PAH	3.5	N/R	N/R
Oil & Grease	3	N/R	N/R
Bacteria and Pathogens (colonies/100 mL)			
Fecal Coliform	15,038	N/R	34
Fecal Streptococci	35,351	N/R	17
Pesticides (ug/L)			
Diazinon	N/R	0.025	326
Atrazine	N/R	0.023	327
Prometon	N/R	0.031	327
Simazine	N/R	0.039	327
Chloride (mg/L)			
Chloride	N/R	397	282

Exponential differisce sostanzialmente dal metodo *Rating curve* poiché tiene conto anche del quantitativo di inquinante effettivamente disponibile

al suolo (B) e per tale motivazione il metodo *Rating curve* tende a sovrastimare i valori di *washoff* simulati. Il metodo *Rating curve* produce valori di *washoff* direttamente proporzionali ai valori di portata di ruscellamento superficiale (Q) e ciò significa che tale metodo simula i medesimi valori di *washoff* in presenza delle medesime portate (indipendentemente dal tempo in cui si raggiunge il valore di portata).

I metodi *EMC* e *Rating curve* non richiedono la modellazione del fenomeno di *buildup* non essendo contemplato nelle loro formulazioni analitiche il quantitativo di inquinante rimasto al suolo al tempo t (B). Il metodo *EMC* considera i fenomeni di *washoff* a concentrazione costante.

Tab. 4.11. Valori di EMC [mg/l] relativi alle acque di dilavamento superficiale sulla scorta di indagini condotte presso alcune città negli Stati Uniti d'America (CWP, 2003).

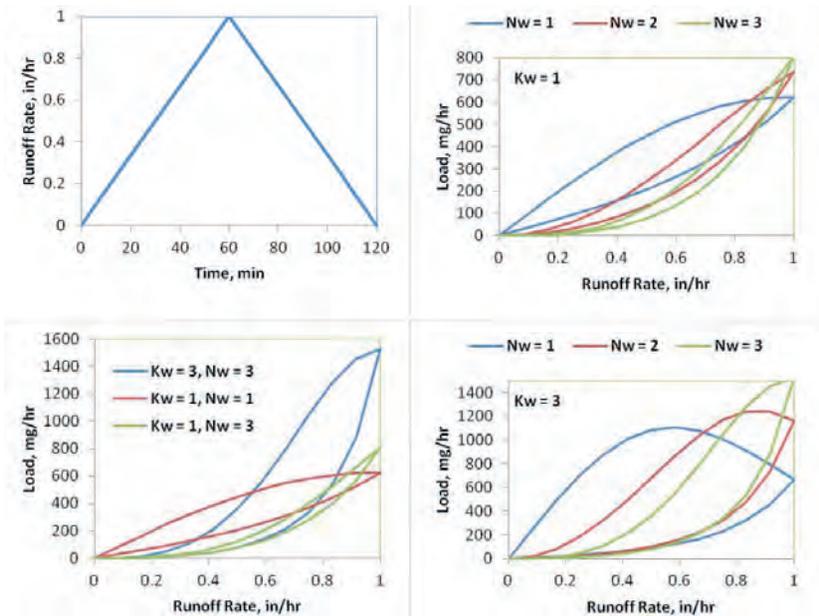
		Low Rainfall				Moderate Rainfall			High Rainfall				Snow
	National	Phoenix, AZ	San Diego, CA	Boise, ID	Denver, CO	Dallas, TX	Marquette, MI	Austin, TX	MD	Louisville, KY	GA	FL	MIN
Annual Rainfall (in)	N/A	7.1	10	11	15	28	32	32	41	43	51	52	N/R
Number of Events	3000	40	36	15	35	32	12	N/R	107	21	81	N/R	49
Pollutant													
TSS	78.4	227	330	116	242	663	159	190	67	98	258	43	112
Total N	2.39	3.26	4.55	4.13	4.06	2.7	1.87	2.35	N/R	2.37	2.52	1.74	4.30
Total P	0.32	0.41	0.7	0.75	0.65	0.78	0.29	0.32	0.33	0.32	0.33	0.38	0.70
Soluble P	0.13	0.17	0.4	0.47	N/R	N/R	0.04	0.24	N/R	0.21	0.14	0.23	0.18
Copper	14	47	25	34	60	40	22	16	18	15	32	1.4	N/R
Lead	68	72	44	46	250	330	49	38	12.5	60	28	8.5	100
Zinc	162	204	180	342	350	540	111	190	143	190	148	55	N/R
BOD	14.1	109	21	89	N/R	112	15.4	14	14.4	88	14	11	N/R
COD	52.8	239	105	261	227	106	66	98	N/R	38	73	64	112

4.3.5. Considerazioni relative alla stima dei parametri dei modelli di *washoff*. Numerose ricerche sono state condotte nel corso dei decenni (Jewell et al., 1978; Alley, 1981; Baffaut e Delleur, 1990; Avellaneda et al., 2009) al fine cercare di definire attraverso procedure di calibrazione i parametri utilizzati da EPA-SWMM relativi ai processi di *washoff* nella formulazione di tipo esponenziale (*Exponential*). Tali esperienze evidenziano come diversi scenari possono generare valori dei parametri dei coefficienti di *washoff* molto differenti e caratterizzati da elevati valori de-

gli indici di dispersione statistica (soprattutto per il parametro K_w , il parametro N_w al contrario ha manifestato una variazione modesta), come ad esempio lo scarto quadratico medio (deviazione standard). Appare evidente come l'obiettivo di simulare il fenomeno di *washoff* in modo dinamico (definendo al generico istante di tempo t la concentrazione di qualsivoglia sostanza presente nelle acque di dilavamento) è probabilmente troppo ambizioso, considerando anche la semplicità dei modelli di *washoff* implementati nel codice di calcolo EPA-SWMM. Al contrario, risulta essere molto più concreto (realistico) un approccio finalizzato alla definizione dei parametri di *washoff* che si basa sulla misura della massa totale di *washoff* prodotta al termine di una serie di eventi meteorici (Behera et al., 2006; Tetra Tech, 2010).

Per concludere, si ritiene utile riportare alcuni grafici (Fig. 4.6) che illustrano il differente andamento delle curve di *washoff* in funzione del variare dei parametri K_w ed N_w durante un evento pluviometrico in grado di generare un idrogramma delle portate superficiali (*runoff*) di tipo triangolare.

Fig. 4.6. Simulazione curve di *washoff* (generate da un idrogramma di *runoff* di tipo triangolare) in funzione del variare dei parametri K_w e N_w .



Si noti sia come il parametro N_n influisca in modo sostanziale sull'andamento nel tempo del fenomeno di *washoff* (ovvero sulla curva di *washoff*), sia l'effetto di isteresi dovuto alla progressiva diminuzione nel tempo (ad opera del dilavamento) del termine m_B (massa di sedimento presente al suolo all'istante iniziale) e delle portate dopo il raggiungimento del picco di piena ($t = 60$ minuti).

4.4. Le portate immesse in rete fognaria in assenza di precipitazioni (DWF-Dry Weather Flow)

Il codice di calcolo EPA-SWMM, schematizzando il territorio urbano in sottobacini, consente per mezzo del modulo di tipo idrologico afflussi-deflussi in esso implementato di simulare, definita la forzante pluviometrica, sia le portate (*runoff*) sia il carico inquinante accumulato e dilavato (*buildup* e *washoff*) generato da ciascuno di essi.

Evade dalle potenzialità del codice di calcolo EPA-SWMM quella di essere in grado di simulare all'interno del proprio ambiente di lavoro gli idrogrammi delle portate reflue di origine domestica e/o industriale generate in assenza di precipitazioni (*DWF-Dry Weather Flow*) da ogni singola utenza/attività ricadente all'interno di ogni sottobacino con il quale si è discretizzato il territorio. Appare evidente come l'obiettivo di simulare in modo rigoroso le *DWF* (generate a scala di sottobacino da ogni singola utenza allacciata alla rete fognaria) risulti essere davvero troppo ambizioso (se non impossibile da attuarsi) a causa sia dell'aleatorietà dei fenomeni coinvolti sia della mole e tipologia di dati ed informazioni necessarie. Qualora si desideri modellare la propagazione all'interno del reticolo fognario delle sole portate nere durante i periodi caratterizzati dall'assenza di precipitazioni, il codice di calcolo EPA-SWMM consente di definire (importare), per ognuno dei nodi (*Junction node*) con i quali è stata modellata la rete di collettori, sia degli idrogrammi sia dei pollutogrammi rappresentativi rispettivamente dell'andamento nel tempo delle portate e delle concentrazioni associate agli scarichi delle utenze ricadenti all'interno di un determinato bacino/sottobacino; gli idrogrammi ed i pollutogrammi devono pertanto essere necessariamente definiti al di fuori dell'ambiente EPA-SWMM e successivamente importati in esso.

Non esiste un metodo valido a priori per la definizione degli idrogrammi e pollutogrammi generati in assenza di precipitazioni (*DWF*), tuttavia si

ritiene opportuno riportare nel prosieguo una serie di considerazioni utili per la loro stima.

Nel caso in cui l'approvvigionamento idrico del bacino urbano che si intende modellare sia garantito da una rete acquedottistica, una possibile metodica potrebbe essere quella di reperire (ove possibile) i seguenti dati:

1. Idrogramma delle portate totali immesse nella rete acquedottistica (con frequenza di acquisizione del dato almeno oraria).
2. Numero complessivo di utenze (oppure abitanti) serviti dalla rete acquedottistica.
3. Utenze (oppure abitanti) presenti all'interno di ogni singolo sottobacino, direttamente connesso alla rete fognaria, con il quale è stato discretizzato l'area urbana.

In particolare, sulla scorta dei dati desumibili dal punto 2) e dal punto 3) è possibile ricavare dei coefficienti di ponderazione (o peso) che moltiplicati per i dati ottenibili dal punto 1) consentono di fornire una stima del consumo d'acqua (in funzione del tempo) associato ad ogni singolo sottobacino. Noto tale valore sarà pertanto possibile calcolare i deflussi direttamente immessi in rete fognaria utilizzando la consueta relazione che stima le portate nere (Q_n) come una frazione (pari a circa l'80%) di quelle fornite dall'acquedotto (Q_a):

$$Q_n = 0.80 \cdot Q_a \quad (4.7)$$

La procedura appena esposta per dimostrare un possibile approccio per ottenere una stima dell'andamento nel tempo delle portate nere (Q_n) associate ad ogni sottobacino in funzione delle portate immesse nella rete acquedottistica; tale metodologia tuttavia impone alcune importanti semplificazioni, come ad esempio ipotizzare che ogni utenza consumi il medesimo quantitativo d'acqua (dotazione idrica costante per ogni utenza) nel tempo e trascurare il tempo di rete (definibile come il lasso temporale che intercorre tra il momento in cui la generica particella d'acqua viene immessa nella rete acquedottista ed il momento in cui essa viene prelevata dalla singola utenza e quindi scaricata in fognatura). Tanto più sarà estesa la serie storica a disposizione delle portate immesse nella rete acquedottistica, tanto più sarà possibile ottenere dati statisticamente rappresentativi del sistema oggetto di analisi.

Al contrario, nel caso di bacini urbani non dotati di rete acquedottistica (oppure nel caso di essere nell'impossibilità di ottenere informazioni circa le portate immesse nella rete acquedottistica), la metodologia precedentemente esposta non risulta essere evidentemente attuabile e pertanto si presentano due possibili alternative.

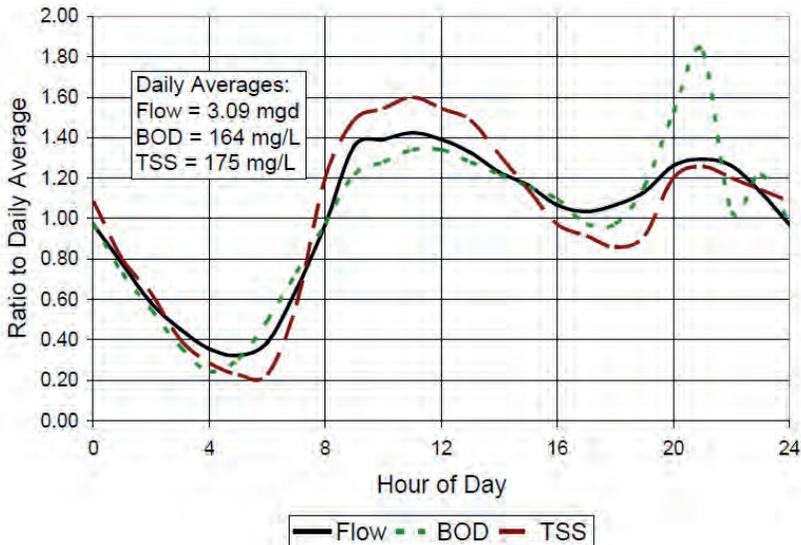
La prima (onerosa dal punto di vista economico ed operativo) è quella di installare dei misuratori di portata del tipo *area-velocity* all'interno delle condotte fognarie in punti della rete considerati come significativi (cfr. Capitolo 5). Tali strumenti consentiranno di monitorare in continuo l'andamento delle portate (imponendo una determinata frequenza di acquisizione del dato rilevato) le quali sono funzionali sia per la taratura e validazione della modellazione dei processi di trasformazione afflussi-deflussi sia per fornire un riscontro sperimentale circa l'andamento delle portate nere in assenza di precipitazioni in funzione dell'ora, del giorno della settimana e della stagione. Tanto più sarà estesa la serie storica delle portate nere misurate, tanto più sarà possibile ottenere dati statisticamente rappresentativi di quella determinata realtà. In particolare, i valori di portata nera (Q_n) misurati sono restituiti nella forma di idrogramma, ovvero portata in funzione del tempo ($Q_n(t)$), e nel codice di calcolo EPA-SWMM devono essere necessariamente inseriti per ogni nodo (*Junction node*) della rete fognaria che rappresenta il recapito del relativo sottobacino associato. Dal punto di vista operativo in EPA-SWMM si deve accedere alle *Property* del nodo (*Junction node*) e successivamente selezionare *Inflows* → *Direct* → *Time Series*. Apparirà quindi una finestra di dialogo nella quale sarà possibile inserire nelle apposite colonne (*Date*, *Time*, *Value*) i valori di portata registrati in funzione della data/ora.

La seconda alternativa prevede al contrario l'utilizzo di grafici e tabelle reperibili in letteratura scientifica relativi all'andamento orario sia delle portate in tempo secco sia delle associate concentrazioni di alcune sostanze inquinanti (pollutogrammi) generate da utenze di tipo domestico nell'arco delle 24 ore di una giornata (Fig. 4.7 e Tab. 4.12). Doveroso affermare come tali dati siano rappresentativi dell'andamento orario di una determinata realtà e pertanto non possono avere la pretesa di adattarsi in modo rigoroso ad un qualsivoglia sistema, anche se tuttavia costituiscono un'informazione utile per analisi e studi di tipo preliminare. In particolare, in Figura 4.7 e Tabella 4.12 sono riportati dei coefficienti che moltiplicati per il valore della portata media giornaliera (e/o della concentrazione media giornaliera di sostanza inquinante) forniscono

una stima circa l'andamento della portata e/o della concentrazione nell'arco delle 24 ore.

Si tiene a precisare come il valore aggiunto fornito dalla Figura 4.7 sia da ricercarsi nell'aver proposto una stima circa l'andamento temporale nelle 24 ore delle portate nere e delle associate concentrazioni di sostanza inquinante a prescindere dal valore del dato medio giornaliero di portata e/o concentrazione effettivamente riportato nel grafico (N.B.: il valore di portata $Flow = 3.09$ mgd non è riconducibile ad alcuna indicazione circa il numero di abitanti associato e pertanto deve essere sostituito caso per caso con il valore di portata nera media giornaliera potenzialmente generabile dall'area oggetto di studio, ottenibile ad esempio moltiplicando il numero di abitanti serviti dalla rete fognaria per la dotazione idrica giornaliera *pro capite* ed applicando il coefficiente di riduzione 0.80 introdotto nella formula 4.7). Essendo la stima delle concentrazioni degli inquinanti presenti nelle acque reflue di origine domestica (in assenza di precipitazioni) di più difficile determinazione, e non riconducibile direttamente alla dotazione idrica giornaliera, si ritiene utile riportare a titolo puramente indicativo la Tabella 4.13 (Metcalf e Eddy, Inc., 2003).

Fig. 4.7. Esempio di andamento temporale delle portate nere e della concentrazione di alcune sostanze inquinanti (generate da utenze di tipo domestico) nell'arco delle 24 ore (Metcalf and Eddy, Inc., 2003).



Tab. 4.12. *Moltiplicatori (Time Patterns) relativi all'andamento orario delle portate nere e della concentrazione di alcune sostanze inquinanti nell'arco delle 24 ore generate da utenze di tipo domestico (Metcalf e Eddy, Inc., 2003).*

Hour	Flow	BOD	TSS	Hour	Flow	BOD	TSS
1	0.78	0.73	0.80	13	1.33	1.28	1.49
2	0.58	0.55	0.63	14	1.23	1.22	1.31
3	0.45	0.37	0.40	15	1.16	1.16	1.14
4	0.36	0.24	0.29	16	1.07	1.10	0.97
5	0.32	0.30	0.23	17	1.04	0.97	0.91
6	0.39	0.49	0.23	18	1.07	0.97	0.86
7	0.65	0.73	0.57	19	1.13	1.16	0.91
8	0.97	0.97	1.20	20	1.26	1.52	1.20
9	1.36	1.22	1.49	21	1.29	1.83	1.26
10	1.39	1.28	1.54	22	1.26	1.04	1.20
11	1.42	1.34	1.60	23	1.13	1.22	1.14
Noon	1.39	1.34	1.54	Midnight	0.97	0.97	1.09
				Average	100	1.00	1.00

Nel caso si intenda utilizzare la metodologia appena riportata per la definizione dell'andamento nelle 24 ore delle portate e delle concentrazioni in assenza di precipitazioni generate da ciascun bacino/sottobacino urbano, il codice di calcolo EPA-SWMM consente l'utilizzo dei cosiddetti *Time Patterns*, ossia i coefficienti (Tab. 4.12) che dovranno essere moltiplicati per il valore medio di portata e/o concentrazione assunto come riferimento. Dal punto di vista operativo in EPA-SWMM si deve accedere alle *Property* del nodo (*Junction node*) e successivamente selezionare *Inflows* → *Dry Weather* e nell'opzione *Constituent* selezionare *FLOW* nel caso si desideri inserire la serie temporale relativa alle portate di tempo asciutto (Q_n). Nella casella *Average Value* inserire il valore della portata nera (Q_n) media giornaliera mentre nella casella *Time Patterns* → *Type* → *Hourly* inserire i valori dei moltiplicatori (*Time Patterns*) desumibili ad esempio dalla Tabella 4.12.

Concludendo si specifica come i dati riportati in Figura 4.7, in Tabella 4.12 ed in Tabella 4.13 sono da ritenersi di carattere indicativo. Al fine di

Tab. 4.13. *Valori relativi alla concentrazione di alcune sostanze inquinanti generati da utenze di tipo domestico in assenza di precipitazioni (Metcalf e Eddy, Inc., 2003).*

Contaminant	Unit	Concentration		
		Weak	Medium	Strong
Solids, total	mg/L	390	720	1230
Solids, total dissolved (IDS)	mg/L	270	500	860
Fixed	mg/L	160	300	520
Volatile	mg/L	110	200	340
Solids, suspended, total (TSS)	mg/L	120	210	400
Fixed	mg/L	25	50	85
Volatile	mg/L	95	160	315
Solids, settleable	mg/L	5	10	20
Biochemical oxygen demand, 5-day (BOD5)	mg/L	110	190	350
Total organic carbon (TOC)	mg/L	80	140	260
Chemical oxygen demand (COD)	mg/L	250	430	800
Nitrogen, total as N (TN)	mg/L	20	40	70
Organic	mg/L	8	15	25
Free ammonia (NH3)	mg/L	12	25	45
Nitrite (NO2)	mg/L	0	0	0
Nitrate (NO3)	mg/L	0	0	0
Phosphorus, total as P (TP)	mg/L	4	7	12
Organic	mg/L	1	2	4
Inorganic	mg/L	3	5	10
Chlorides	mg/L	30	50	90
Sulfate	mg/l	20	30	50
Oil and Grease	mg/l	50	90	100
Volatile organic compounds (VOCs)	mg/L	<100	100-400	>400
Total coliform	#/100 mL	10^6 - 10^8	10^7 - 10^9	10^7 - 10^{10}
Fecal coliform	#/100 mL	10^3 - 10^5	10^4 - 10^6	10^5 - 10^8

“Weak” is based on an approximate wastewater flow rate of 200 gpd/day (750 L/capita-day), “medium” of 120 gpd/day (460 L/capita-day), and “strong” of 60 gpd/day (240 L/capita-day).

ottenere informazioni veritiere relative sia all’andamento sia al valore delle concentrazioni degli inquinanti presenti all’interno dei collettori fognari del sito che si intende analizzare, si deve necessariamente ricorrere

all'impiego di campionatori di tipo portatile (Fig. 4.8) che consentono di effettuare automaticamente, sulla base della frequenza di acquisizione impostata, un numero massimo di 24 prelievi di refluo (tale numero è quello generalmente adottato nella maggioranza dei campionatori presenti in commercio). Le acque reflue vengono emunte dalla rete fognaria per mezzo di una pompa (presente all'interno del campionatore) e successivamente custodite all'interno di 24 contenitori (disposti in modo radiale all'interno). Tali campioni di refluo dovranno poi essere necessariamente inviati in laboratorio (in tempi celeri al fine di evitare l'alterazione dei campioni di refluo) per effettuare le analisi necessarie all'individuazione del tipo di inquinante e della sua concentrazione. Anche in questo caso tanto più sarà estesa la serie storica dei dati di tipo sperimentale acquisiti, tanto più sarà possibile ottenere dati statisticamente rappresentativi di una determinata realtà.

Fig. 4.8. *Esempio di campionatore di tipo portatile.*



4.5. Il trasporto delle sostanze inquinanti all'interno dei collettori fognari

La propagazione all'interno dei collettori fognari delle sostanze inquinanti sia nelle acque di dilavamento superficiale, sia nelle acque reflue di origine domestica e/o industriale generate in periodo di tempo secco risulta essere un argomento molto complesso a causa della quantità dei parametri e dei fenomeni interagenti.

Nonostante in letteratura scientifica siano presenti teorie e metodi rigorosi per l'analisi di tale fenomeno, come ad esempio il modello advettivo-dispersivo (*Advection-Dispersion Equation-ADE*), all'interno del codice di calcolo EPA-SWMM è stato implementato un modello semplificato per la modellazione del trasporto delle sostanze inquinanti dove ogni condotta è considerata come un reattore completamente miscelato (un sistema si definisce completamente miscelato quando una sostanza immessa in esso possiede le medesime caratteristiche in tutti i punti). Tale approccio, implementato anche all'interno del modello EPA-WASP (*Water Quality Analysis Simulation Program*) e del modello UK QUASAR (Whitehead et al., 1997), consente di eliminare la necessità di calcolare la variazione di concentrazione lungo l'asse longitudinale di ogni condotta (che al contrario un approccio rigoroso dovrebbe considerare e quindi calcolare). In particolare, il modulo idraulico implementato in EPA-SWMM simula il trasporto di una qualsivoglia sostanza inquinante considerando la generica condotta come un reattore completamente miscelato, integrando la seguente equazione (bilancio di massa):

$$\frac{d(Vc)}{dt} = C_{in}Q_{in} - cQ_{out} - Vr(c) \quad (4.8)$$

dove:

V = volume di fluido nella i -esima condotta; c = concentrazione all'interno della i -esima condotta; C_{in} = concentrazione in ingresso alla i -esima condotta; Q_{in} = flusso in ingresso nella i -esima condotta; Q_{out} = flusso in uscita dalla i -esima condotta; $r(c)$ = funzione relativa alla cinetica di decadimento.

Un metodo analitico per la risoluzione dell'equazione 4.8 è stato proposto da Medina (Medina et al., 1981) introducendo le seguenti ipotesi semplificative:

1. C_{in} , Q_{in} e Q_{out} rimangono costanti all'interno del *time step*, ovvero l'intervallo di calcolo, (t ; $t+\Delta t$).
2. V è rappresentativo del valore medio all'interno di ogni *time step*.
3. $r(c) = k_1c$ dove k_1 è la costante cinetica delle reazioni del primo ordine.

Sulla base di tali ipotesi, la concentrazione del generico inquinante all'interno della generica condotta al termine del *time step* Δt è la seguente:

$$c(t + \Delta t) = c(t)e^{-\alpha\Delta t} + (C_{in}Q_{in})/\alpha V_{med} \cdot (1 - e^{-\alpha\Delta t}) \quad (4.9)$$

dove:

$$\alpha = k_1 + (Q_{out} + \frac{\Delta V}{\Delta t})/V_{med}$$

$$\Delta V = V(t + \Delta t) - V(t)$$

$$V_{med} = 0.5[V(t + \Delta t) + V(t)]$$

I termini Q_{in} e Q_{out} così come V sono calcolati per mezzo del modulo di calcolo idraulico implementato in EPA-SWMM (cfr. Paragrafo 3.6).

Tale formulazione (4.9) per il calcolo della concentrazione all'interno di ogni condotta risulta tuttavia essere stata abbandonata a partire dalla versione 5.0 di EPA-SWMM in quanto ha manifestato problematiche di instabilità numerica nel caso di condotte prossime al completo svuotamento (vale a dire in condizioni prossime all'assenza di acqua all'interno). In particolare, in luogo della relazione (4.9) è stata implementata all'interno del codice di calcolo EPA-SWMM 5 una nuova espressione di tipo semplificato (4.10) in grado di approssimarla efficacemente per *time step* di calcolo sufficientemente ridotti:

$$c(t + \Delta t) = [c(t)V(t)e^{-k_1\Delta t} + C_{in}Q_{in} \Delta t]/(V(t) + Q_{in}\Delta t) \quad (4.10)$$

Per ulteriori approfondimenti relativi agli aspetti di tipo meramente computazionale si rimanda alla consultazione del testo: *Storm Water Management Model Reference Manual, Volume III - Water Quality* (Rossman, Huber, 2016).

5. CALIBRAZIONE E VALIDAZIONE DEI MODELLI NUMERICI DI SIMULAZIONE

La calibrazione dei modelli di simulazione numerica rappresenta un argomento vasto e complesso dal punto di vista teorico, sconfinando molto spesso nel settore della ricerca scientifica. A tal proposito nei successivi paragrafi saranno riportati esclusivamente alcuni concetti di base propedeutici alla calibrazione e validazione dei modelli numerici di tipo idrologico-idraulico. Per una trattazione più approfondita e completa si rimanda a testi e pubblicazioni scientifiche dedicate.

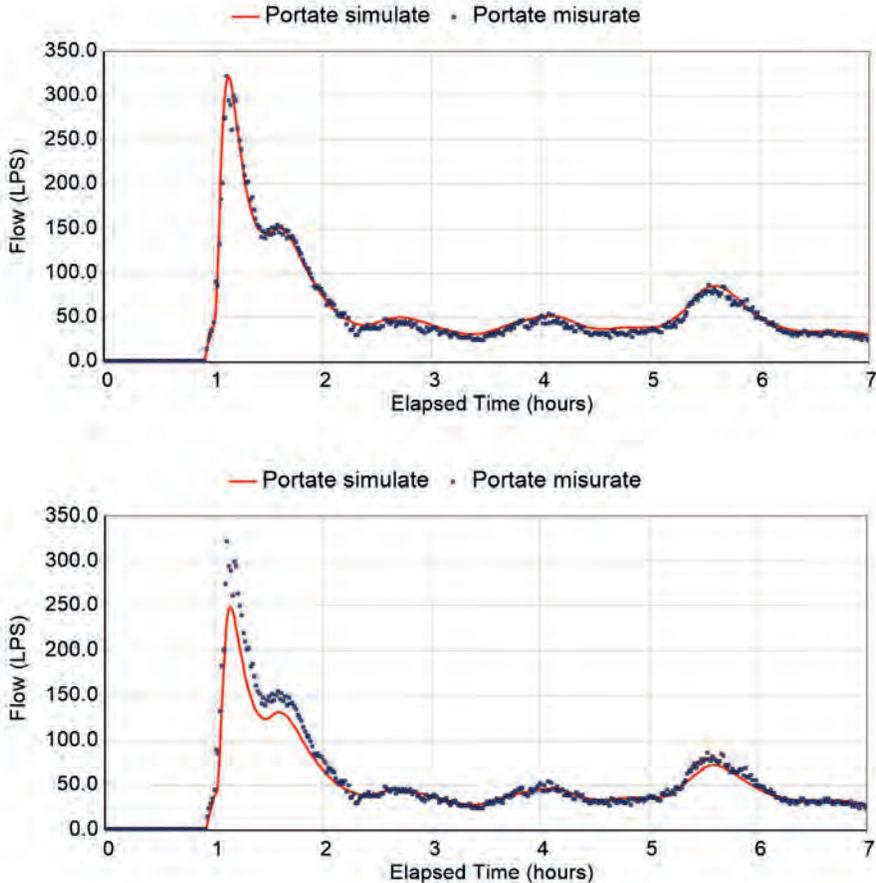
5.1. Introduzione alla calibrazione dei modelli numerici

Per potersi adattare a qualsivoglia scenario i modelli numerici di tipo idrologico-idraulico (così come in linea di principio un qualsivoglia modello numerico di simulazione) sono dotati di numerosi parametri (funzionali alla modellazione di un determinato processo fisico come ad esempio infiltrazione, ruscellamento superficiale, propagazione delle portate di piena, ecc.) la cui stima dei valori ricopre un ruolo fondamentale al fine di ottenere simulazioni che descrivano fedelmente il comportamento del sistema che si intende analizzare. Il processo attraverso il quale si stima il valore da associare a ciascun parametro al fine di migliorare l'accuratezza dei risultati ottenuti dal modello, minimizzando lo scarto fra valori simulati e misurati, si chiama calibrazione (taratura). La procedura di calibrazione implica sia la conoscenza delle serie storiche riguardanti gli *input* (ad esempio dati pluviometrici) e *output* (ad esempio misure di portata) del bacino da analizzare sia una fase di confronto/analisi tra valori simulati ed osservati, funzionale alla determinazione dei valori da assegnare a ciascun parametro minimizzando lo scarto tra i risultati forniti dal modello ed i valori misurati in sito.

In particolare, in presenza di parametri fisicamente basati (e quindi direttamente misurabili) i valori più appropriati possono essere determinati ad esempio tramite indagini in sito oppure la consultazione di tabelle presenti in letteratura tecnico-scientifica; al contrario, nelle circostanze in cui i parametri sono solo rappresentazioni concettuali di caratteristiche astratte del sistema oggetto di modellazione i valori ad essi associati devono essere determinati attraverso un processo di tipo *trial and error*, modificando di volta in volta il valore dei medesimi fino ad ottenere il risultato desiderato (ovvero la sostanziale coincidenza tra valori simulato e valore misurato nella realtà). L'effettiva utilità dei modelli di simulazione dipende fondamentalmente dalla qualità e dall'accuratezza con la quale è stato effettuato il processo di calibrazione del modello: ogni modello numerico di simulazione è in grado di fornire risultati attendibili se e solo se si adottano valori appropriati dei parametri che lo costituiscono. A titolo di esempio si riporta in Figura 5.1 il confronto tra un idrogramma di piena (relativo ad un bacino di tipologia urbana) ottenuto con un modello EPA-SWMM calibrato e non calibrato. Come si evince dalla Figura 5.1, il modello numerico non calibrato (o comunque affetto da una stima non adeguata dei parametri) non risulta essere in grado di simulare correttamente sia il valore massimo di portata (portata di picco) sia il volume dei deflussi di tipo superficiale generati a scala di bacino.

Prima della diffusione su vasta scala di *personal computer* ad alte prestazioni, la maggior parte dei modelli idrologici veniva calibrata esclusivamente in modo manuale e la bontà dei risultati veniva giudicata prevalentemente per mezzo di un esame visivo dell'idrogramma simulato rispetto a quello osservato. Una calibrazione di tipo manuale richiede una conoscenza approfondita del modello numerico utilizzato e del comportamento del sistema che si intende modellare ed è caratterizzata sia da una certa soggettività circa la strategia per la determinazione dei valori da assegnare ai parametri del modello sia da una dispendiosità in termini di tempo notevole. Un'altra problematica è legata alla possibilità che la presenza di un elevato numero di parametri interagenti l'uno con l'altro possa generare risultati imprevedibili quando vengono modificati simultaneamente più valori, rendendo così difficile effettuare un'analisi di sensitività globale del modello.

Fig. 5.1. Confronto tra idrogrammi di piena ottenuti con un modello EPA-SWMM calibrato (figura in alto) e non calibrato (figura in basso).



Per far fronte a questa moltitudine di problematiche, negli ultimi decenni molti studiosi si sono concentrati sulla possibilità di sviluppare metodi di calibrazione automatici per la stima dei valori da assegnare ai parametri del modello. I vantaggi che si possono riscontrare con una calibrazione di tipo automatizzato sono essenzialmente due, ossia una maggiore velocità nel processo ed una riduzione del grado di soggettività (legata soltanto alla definizione del dominio nel quale possono variare i valori dei pa-

rametri del modello). Per tali motivazioni oggi giorno la calibrazione manuale è spesso sostituita o comunque supportata da procedure di tipo automatizzato.

Ad oggi EPA-SWMM non implementa ancora al suo interno alcun algoritmo per effettuare operazioni di calibrazione di tipo automatizzato anche se risulta possibile collegarlo ad appositi programmi di calcolo dotati di particolari algoritmi per la stima automatica dei parametri costituenti il modello, come ad esempio PEST (*Parameter ESTimation*, <http://www.pest-homepage.org/>). Per approfondimenti relativi alla calibrazione automatica dei modelli numerici realizzati con EPA-SWMM per mezzo del codice di calcolo PEST si suggerisce la consultazione dell'articolo scientifico *Automated calibration of the EPA-SWMM model for a small suburban catchment using PEST: a case study* (Perin et al., 2020), pubblicato sulla rivista scientifica *Environmental Monitoring and Assessment* (EMAS) edita da Springer.

L'unica opzione offerta da EPA-SWMM per la calibrazione dei modelli è quella di poter importare le serie storiche di dati sperimentali (siano essi valori di portata, tirante idraulico ad esempio) in modo tale da poter generare grafici di *output* in cui si riporta il confronto tra valori simulati e valori misurati (Fig. 5.1).

5.1.1. Le fasi necessarie alla calibrazione di un modello numerico. Una tipica procedura di calibrazione dei parametri costituenti un modello di simulazione numerica è composta dalle seguenti fasi:

1. Definizione dell'intervallo temporale che coincide con il periodo per il quale si hanno a disposizione le serie storiche dei dati idro-meteorologici registrati più significativi (dati pluviometrici, misure di portata e/o livello idrometrico).
2. Individuazione dei parametri che si intende sottoporre a procedura di calibrazione (ad esempio attraverso un'analisi di sensitività dei parametri relativi al modello numerico).
3. Definizione del valore iniziale e del dominio (intervallo) all'interno del quale possono variare i valori associati a ciascun parametro.
4. Avvio del modello numerico di simulazione e (specialmente nel caso di calibrazione di tipo automatizzato) determinazione degli scarti tra valori simulati e valori registrati (misurati sperimentalmente) mediante la definizione di una funzione chiamata funzione obiettivo.

5. Nel caso di calibrazione di tipo automatizzato una procedura di ottimizzazione automatica (chiamata algoritmo di ricerca) è utilizzata per individuare i valori da assegnare ai parametri del modello al fine di minimizzare il valore della funzione obiettivo.
6. Determinazione del criterio di arresto della procedura di ottimizzazione.

5.1.1.1. Analisi di sensitività. L'analisi di sensitività dei parametri costituenti un modello numerico rappresenta una delle fasi fondamentali in quanto consente di poter valutare la significatività di ogni parametro, ossia comprendere quanto una sua variazione possa incidere sul risultato finale della simulazione. Evidente come tale tipologia di analisi consenta sia di individuare eventuali parametri la cui variazione (anche sostanziale) dei valori produca effetti trascurabili sui risultati (e quindi di conseguenza individuare i parametri più significativi, ovvero quelli da sottoporre alla fase di calibrazione) sia analizzare il variare dei risultati finali sulla base della modifica dei valori associati ai parametri più significativi. A tal proposito la Tabella 5.1 schematizza in modo efficace gli effetti che l'incremento (*Increase*) oppure la diminuzione (*Decrease*) del valore associato ad alcuni parametri (*Imperviousness*, *Width*, *Slope*, ecc.) relativi all'elemento sottobacino (*Subcatchment*) genera sulla forma e sul volume dell'idrogramma di piena generato dal medesimo sottobacino.

5.1.1.2. La funzione obiettivo. Una funzione obiettivo è un'equazione che quantifica numericamente la differenza tra l'*output* simulato dal modello ed il valore misurato sperimentalmente, ed è pertanto rappresentativa della qualità della modellazione eseguita.

Un esempio di alcune funzioni obiettivo è riportato in Tabella 5.2. Il valore minimo che può assumere la funzione obiettivo è zero e si ottiene nei casi in cui il modello riproduce perfettamente il comportamento del sistema oggetto di analisi. Nella pratica questo non accade e pertanto l'obiettivo diventa individuare i valori da assegnare ai parametri del modello numerico oggetto di calibrazione che rendano minimo il valore della funzione obiettivo.

Tab. 5.1. *Analisi di sensitività di alcuni parametri relativi all'elemento bacino/sottobacino (Subcatchment) e relativi effetti indotti sulla forma e sul volume dell'idrogramma di piena associato.*

Parameter	Typical effect on hydrograph	Effect of <u>increase</u> on runoff volume	Effect of <u>increase</u> on runoff peak	Comments
Area	Significant	Increase	Increase	Less effect for a highly porous catchment
Imperviousness	Significant	Increase	Increase	Less effect when pervious areas have low infiltration capacity.
Width	Affects shape	Decrease	Increase	For storms of varying intensity, increasing the width tends to produce higher and earlier hydrograph peaks, a generally faster response. Only affects volume to the extent that reduced width on pervious areas provides more time for infiltration.
Slope	Affects shape	Decrease	Increase	Same as for width, but less sensitive, since flow is proportional to square root of slope.
Roughness	Affects shape	Increase	Decrease	Inverse effect as for width.
Depression storage	Moderate	Decrease	Decrease	Significant effect only for low-depth storms.

5.1.2. Durata periodo di calibrazione. Un problema che sorge ogni qual volta si debba calibrare un modello idrologico è quello di stabilire la durata del periodo di calibrazione qualora in possesso di serie storiche particolarmente protratte nel tempo (ad esempio decine di anni).

Alcuni studi (Yapo et al., 1996) hanno dimostrato che, superata una certa lunghezza del campione di dati osservati, utilizzare un campione di lunghezza maggiore non apporterebbe sostanziali benefici in termini di qualità in fase di calibrazione del modello.

Tab. 5.2. Esempio di alcune tipologie di funzione obiettivo.

Criterion	Equation ¹
Sum of absolute errors (Stephenson, 1979)	$Z = \sum_{i=1}^{NQ} q_o(i) - q_s(i) $
Sum of squared residuals (Diskin and Simon, 1977)	$Z = \sum_{i=1}^{NQ} [q_o(i) - q_s(i)]^2$
Percent error in peak	$Z = 100 \left \frac{q_s(peak) - q_o(peak)}{q_o(peak)} \right $
Peak-weighted root mean square error objective function (USACE, 1998)	$Z = \left\{ \frac{1}{NQ} \left[\sum_{i=1}^{NQ} (q_o(i) - q_s(i))^2 \left(\frac{q_o(i) + q_o(mean)}{2q_o(mean)} \right) \right] \right\}^{1/2}$

¹ Z = objective function; NQ = number of computed hydrograph ordinates; q_o(t) = observed flows; q_s(t) = calculated flows, computed with a selected set of model parameters; q_o(peak) = observed peak; q_o(mean) = mean of observed flows; and q_s(peak) = calculated peak

Alla luce di quanto affermato, evidente come la qualità dei dati, legata alle informazioni contenute nei dati stessi ed agli errori dai quali possono essere affetti, risulta essere determinante per il buon esito di una procedura di calibrazione. Si definisce informativa una serie di dati che rappresenta in maniera adeguata sia i processi idrologici sia la variabilità nel funzionamento del bacino durante i diversi regimi idrologici, in modo tale da incrementare la possibilità che i dati contengano informazioni utili per la corretta determinazione dei valori da assegnare a ciascun parametro.

Relativamente ai cosiddetti errori di misura è palese come essi riducano la qualità dei dati e conseguentemente anche l'affidabilità e l'accuratezza nella stima dei parametri. Le possibili sorgenti di errore sono molteplici, come ad esempio un cattivo funzionamento degli strumenti di misura, l'approssimazione delle leggi e delle formule per convertire le osservazioni sul campo in portate stimate (ad esempio scala delle portate) oppure un posizionamento non idraulicamente corretto degli strumenti di mi-

sura (ad esempio in zone con presenza di risalto idraulico, lungo sezioni particolarmente irregolari, in presenza di forme di fondo ecc.). Per non compromettere il buon esito nella stima dei parametri è pertanto fondamentale durante la fase di selezione di dati esaminare attentamente la presenza di eventuali errori.

5.2. La validazione dei modelli numerici

Al fine di verificare il grado di attendibilità ed accuratezza fornito dal modello numerico, risulta necessario effettuare il procedimento di validazione. Tale procedura consiste essenzialmente nell'utilizzare il modello numerico calibrato e simulare un evento pluviometrico differente da quello utilizzato in fase di calibrazione in modo tale da verificare se il modello sia in grado di riprodurre adeguatamente il reale funzionamento del sistema oggetto di studio, nell'ottica di avere a disposizione uno strumento da poter utilizzare per l'analisi di qualsivoglia evento meteorico (passato e futuro). L'obiettivo della validazione è quello di trovare delle distorsioni nella stima dei valori assegnati ai parametri in quanto non è infrequente che il modello approssimi bene la serie di dati in calibrazione ma non quella in validazione (fenomeno della divergenza del modello). Se questo avviene la calibrazione deve essere rivista partendo dall'analisi degli elementi che possono avere compromesso il risultato.

5.3. La misura delle portate in ambito fognario

Alla luce di quanto esposto appare evidente come l'acquisizione del dato sperimentale, relativo alle grandezze che si intendono simulare attraverso l'impiego del modello numerico (portate, tiranti idraulici, velocità, ecc.), costituisca un tassello fondamentale per le procedure di calibrazione e taratura di un modello di simulazione numerica: senza alcun dato di tipo sperimentale non può sussistere calibrazione alcuna ed inoltre un dato sperimentale viziato da errori sistematici e/o accidentali di acquisizione andrà inevitabilmente a falsare le procedure di calibrazione e quindi l'attendibilità dei risultati forniti dalle simulazioni.

Le misure di portata in ambito fognario risultano essere molto complesse a causa sia delle difficoltà operative legate agli ambienti di tipo confinato sia per la presenza nei reflui fognari di materiale in sospensione (ma anche rifiuti di piccole dimensioni e delle più svariate tipologie) che costi-

tuisce un problema per la sensoristica degli strumenti di misura qualora siano a diretto contatto con i reflui. In particolare, risulta palese come nella maggioranza dei casi le ridotte dimensioni dei pozzetti d'ispezione, dei collettori fognari e delle opere idrauliche in genere presenti in un sistema di drenaggio urbano, unitamente alle leggi in vigore circa l'accesso ai cosiddetti luoghi confinati, rendano l'installazione di un qualsivoglia strumento di misura particolarmente complessa. In accordo con quanto specificato dalla normativa ISO 9824, i metodi per la misura delle portate nelle correnti a pelo libero in ambito fognario si dividono in metodi diretti e metodi indiretti:

- Metodi diretti:
 - metodo volumetrico;
 - metodo della diluizione (mediante tracciante).
- Metodi indiretti:
 - utilizzo sensori del tipo *area-velocity*;
 - abbinamento a strutture idrauliche come stramazzi e canali di misura.

La scelta della metodologia di misura e del tipo di strumentazione avviene dunque essenzialmente in funzione delle caratteristiche del sito, del *budget* e degli operatori a disposizione, della durata del periodo di acquisizione e della frequenza di acquisizione del dato. Un metodo di misura che ad oggi risulta essere frequentemente impiegato è quello delle sonde del tipo *area-velocity* il cui funzionamento consiste nella misura contemporanea in una determinata sezione del reticolo drenante (sia esso chiuso oppure a cielo aperto) sia dell'area bagnata (A) sia della velocità media (V) del flusso: il valore di portata (Q) viene quindi ottenuto semplicemente applicando la ben nota formula $Q=V \cdot A$. Tale tipologia di sonde possono essere installate nella gran parte dei pozzetti esistenti e l'unico elemento a contatto con i liquami è il sensore a scarpetta che viene posizionato in aderenza alla tubazione (Fig. 5.2) oppure al fondo canale. Tale sensore è collegato per mezzo di un apposito cavo ad un *data logger* (adeguatamente protetto da idonea custodia in materiale plastico a chiusura ermetica) che ha la funzione di acquisire, elaborare e registrare (ed inviare tramite rete GSM qualora dotato di modem) i dati rilevati (Fig. 5.3).

Fig. 5.2. *Misura di portata con il metodo area-velocity (fonte: www.oppo.it).*

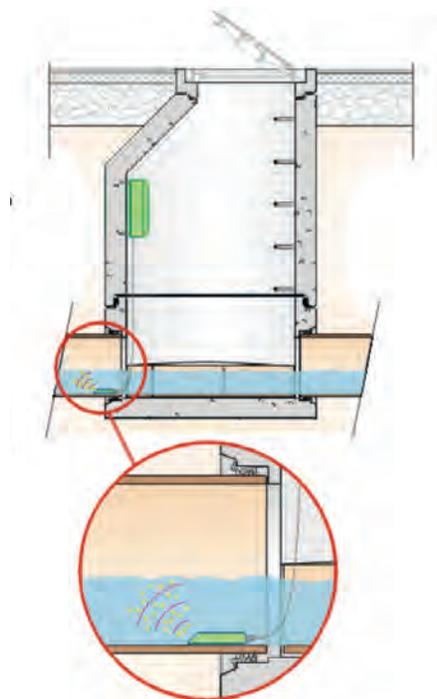


Fig. 5.3. *Esempio di strumento di misura del tipo area-velocity dotato di sensore a scarpetta, data logger per la registrazione dei dati acquisiti.*



Il sensore cosiddetto a scarpetta, rileva simultaneamente la pressione idrostatica (e quindi il tirante idraulico necessario al calcolo dell'area bagnata) con una cella piezoresistiva e la velocità dei liquidi con il principio Doppler per mezzo del quale il sensore emette un'onda sonora ad alta frequenza la quale viene riflessa dalle particelle in sospensione e/o dalle bolle d'aria presenti nel fluido per poi essere nuovamente rilevata dal sensore stesso; le frequenze delle onde riflesse vengono correlate alla velocità dei punti nel flusso che hanno determinato la riflessione. Lo strumento analizza ed elabora la serie di frequenze riflesse in modo da ottenere un valore medio di tutte le velocità lette lungo la sezione verticale della superficie bagnata in corrispondenza della sezione di interesse. Il vantaggio offerto dal metodo *area-velocity* rispetto ad altre metodologie è quello di poter effettuare misure di portata anche in presenza non necessariamente di un moto a pelo libero ma anche in condizioni di moto in pressione (nel caso di condotte chiuse) e/o rigurgitato (circostanze tutt'altro che infrequenti all'interno di un sistema fognario). Inoltre, tale tipologia di strumenti consente anche di rilevare e misurare velocità negative (nel caso di inversione di flusso) ed ottenere errori nella misurazione della velocità non superiori al 3-5%.

Assodata l'efficacia delle sonde del tipo *area-velocity*, risulta fondamentale sia la scelta dei punti di installazione all'interno del rete di drenaggio sia l'osservanza di alcuni accorgimenti, come ad esempio: 1) corretto posizionamento (in aderenza) della sensoristica al fondo della condotta (nel caso non ci siano particolari strati di deposito al fondo); 2) scelta di punti caratterizzati dalla ridotta probabilità di accumulo di detriti e/o sedimenti al fondo; 3) lontananza da fonti di turbolenza e comunque a tutte quelle situazioni che possono indurre perturbazioni ed irregolarità nella superficie del fluido (ad esempio in prossimità di curve, salti di fondo, griglie, impianti di sollevamento, bruschi restringimenti ed allargamenti di sezione).

Nel corso degli ultimi anni è stata introdotta una nuova metodologia per la misura delle portate che si avvale del sistema cosiddetto *flow radar* il quale a differenza degli strumenti del tipo *area-velocity* non richiede un contatto diretto con il fluido in quanto la sensoristica viene installata al di sopra della superficie idrica, come ad esempio le pareti di un pozzetto. Il sensore emette un fascio di microonde le quali vengono riflesse dalle increspature della superficie liquida e nuovamente rilevate dallo stesso sensore ottenendo quindi la velocità della superficie libera. Contemporaneamente

neamente lo strumento è dotato anche di un tradizionale sensore ad ultrasuoni in grado di determinare il tirante idraulico (e quindi l'area bagnata). Nota la geometria ed il grado di riempimento della sezione si ottiene un coefficiente correttivo (ottenuto sulla base delle distribuzioni di velocità all'interno della sezione) da applicare alla velocità superficiale in funzione del grado di riempimento e grazie al quale si può ottenere il valore della velocità media. Come di consueto il valore di portata sarà fornito dal prodotto della velocità media per l'area bagnata.

Indipendentemente dalla metodologia adottata, ogni strumento necessita della definizione della frequenza di acquisizione del dato rilevato. Considerando un'installazione in ambito urbano, dove i processi di trasformazione afflussi-deflussi e la relativa propagazione delle portate in rete avvengono con dinamiche molto rapide a causa dei ridotti tempi di corruzione, è buona norma adottare una frequenza di acquisizione del dato nell'ordine di 1-5 minuti (anche se considerando la semplicità nel poter gestire anche grandi quantità di dati per mezzo ad esempio di fogli di calcolo elettronico, la frequenza di acquisizione di 1 minuto in ambito urbano è la scelta raccomandata).

5.4. La misura delle precipitazioni

Contestualmente alla misura delle portate si devono acquisire i dati pluviometrici che interessano l'area oggetto di studio poiché al fine di calibrare/validare la modellazione dei processi di trasformazione afflussi-deflussi è necessario conoscere per ogni singolo bacino/sottobacino anche il dato in ingresso (afflussi, ovvero le precipitazioni) oltre che al dato in uscita (portate, ovvero i deflussi).

Sebbene il territorio regionale sia dotato di un consistente numero di stazioni pluviometriche (gestite ad esempio dalla Protezione Civile Regionale, dall'ARPA FVG, dall'Ufficio Idrografico Regionale), accade frequentemente di dover simulare reti di drenaggio distanti anche alcuni chilometri dal pluviometro di riferimento più vicino. In tali circostanze pertanto risulta essere buona norma dotarsi di un idoneo pluviometro (Fig. 5.4) ed installarlo in posizione baricentrica all'interno del bacino afferente alla rete di drenaggio oggetto di studio.

Per bacini particolarmente estesi è possibile anche ipotizzare l'installazione di una serie di pluviometri considerando che EPA-SWMM ne consente di definire un qualsivoglia numero. Il pluviometro dovrà ne-

cessariamente essere dotato di un *data logger* al fine di acquisire e registrare i valori di precipitazione rilevati.

Doveroso evidenziare come sia necessario prestare attenzione alla modalità di registrazione del dato pluviometrico. Molti modelli di pluviometro presenti sul mercato consentono di impostare e definire la frequenza di acquisizione del dato, ossia l'intervallo temporale con il quale il valore misurato viene registrato su opportuna scheda di memoria oppure inviato via rete GSM (se dotato di modem) ad un portale *web* appositamente creato per l'archiviazione e consultazione dei dati. Anche in questo caso, considerando sia un'installazione in ambito urbano sia la sempre maggior frequenza di eventi meteorici di brevissima durata ed elevata intensità, è buona norma impostare il pluviometro con una frequenza di acquisizione del dato nell'ordine di 1-5 minuti (anche se, come già accennato nel paragrafo precedente, in ambito urbano la frequenza di acquisizione di 1 minuto è da ritenere come la scelta più idonea).

Fig. 5.4. *Pluviometro provvisto di data logger.*



5.5. Le campagne di misure delle portate e delle precipitazioni

Dal punto di vista operativo, le misure di portata risultano essere complesse, difficoltose ed anche economicamente onerose considerando il costo elevato della strumentazione. Nel caso di installazione di strumenti di misura del tipo *area-velocity*, la complessità e la difficoltà sono rappresentate soprattutto dalla fase di installazione del sensore a scarpetta al fondo della tubazione poiché l'operatore è costretto a lavorare anche a diversi metri di profondità in spazi ridotti (attuando tutti i protocolli di sicurezza relativi ai cosiddetti ambienti confinati) ed in presenza di acque reflue che seppur modeste rendono le operazioni difficoltose. Una volta installati gli strumenti è necessario attuare periodicamente delle verifiche in sito al fine di evitare ad esempio accumuli di materiale/detrito al fondo impedendo così il corretto funzionamento del sensore. Un ulteriore aspetto che suggerisce di attuare qualsivoglia campagna di misura delle portate (ma anche delle precipitazioni) con un congruo anticipo rispetto la fase di realizzazione del modello numerico è rappresentato dall'estrema aleatorietà del verificarsi di eventi meteorici di una certa consistenza. Oggigiorno appare palese come il regime pluviometrico sia mutato rispetto il passato; sempre più frequentemente si assiste alla presenza di periodi siccitosi (o comunque caratterizzati da precipitazioni di modestissima entità) estremamente protratti ed intervallati sporadicamente da qualche evento in grado di generare significativi quantitativi di pioggia in un ridotto intervallo temporale. Appare pertanto evidente come sia difficile a priori poter stabilire e/o pianificare la durata complessiva delle campagne di misura in ambito fognario per quanto riguarda le portate di origine meteorica. Considerando il costo elevato della strumentazione, prima dell'installazione è necessario effettuare una scrupolosa valutazione relativa ai punti in cui andranno installati in modo tale da utilizzare il minor numero di strumenti evitando ad esempio la ridondanza di alcune misure. Nelle comuni installazioni in ambito urbano si varia dall'utilizzo di un solo strumento, ad esempio installato presso la sezione di chiusura dell'intero bacino (immediatamente a monte dello scaricatore di piena a servizio dell'impianto di depurazione), fino ad arrivare a casi in cui si impiega un consistente numero di strumenti collocati ad esempio presso la sezione di chiusura di ogni sottobacino/distretto con il quale è stato suddiviso l'intero bacino urbano, oppure immediatamente a valle ed a monte degli scaricatori di piena (in modo tale da poter calcolare, per differenza, anche l'effettiva portata immessa nel corpo idrico ricettore).

6. LINEE GUIDA PER LA MODELLAZIONE NUMERICA DEI SISTEMI DI DRENAGGIO URBANO PER MEZZO DEL CODICE DI CALCOLO EPA-SWMM

L'obiettivo del presente capitolo è quello di fornire delle linee guida, avvalorate anche da indicazioni di tipo pratico, da impiegare per la realizzazione di modelli di simulazione numerica di sistemi di drenaggio urbano per mezzo del codice di calcolo EPA-SWMM.

6.1. Le fasi propedeutiche alla realizzazione di un modello numerico di simulazione di una rete di drenaggio urbano

Al fine di realizzare un modello numerico che sia in grado di simulare fedelmente ed in modo particolareggiato il funzionamento relativo allo stato di fatto (SDF) di un determinato sistema di drenaggio urbano, risulta necessario attuare preliminarmente (indipendentemente dal codice di calcolo che si intende utilizzare) due fasi:

1. Rilievo plano-altimetrico dell'effettivo stato di fatto della rete di drenaggio esistente.
2. Identificazione e perimetrazione dei bacini e sottobacini, ossia le aree scolanti afferenti alla rete di drenaggio urbano.

Al contrario, la modellazione numerica relativa allo stato di progetto (SDP) di una rete di drenaggio urbano è molto più agevole in quanto sono direttamente disponibili sia i dati plano-altimetrici della rete di collettori sia le perimetrazioni particolareggiate dei bacini/sottobacini contribuenti, unitamente alla conoscenza del numero di utenze effettivamente allacciate.

6.1.1. Rilievo plano-altimetrico della rete di drenaggio urbano. Risulta evidente come l'assenza di un rilievo di dettaglio e particolareggiato dello stato di fatto (SDF) di una rete di drenaggio urbano renda praticamente impossibile la realizzazione di un modello numerico che abbia la pretesa di simulare in modo realistico la propagazione delle portate (siano esse di magra oppure di piena) all'interno dei collettori fognari. Accade infatti frequentemente di trovarsi in situazioni nelle quali si palesa un'incongruenza tra quanto riportato negli elaborati progettuali e l'effettivo stato di fatto della rete fognaria a causa, ad esempio, di lavori di adeguamento e/o ampliamento eseguiti negli anni successivi alla sua realizzazione. In particolare, preliminarmente a qualsivoglia approccio modellistico, è necessario avere a disposizione:

- Rilievo planimetrico dei collettori fognari e dei relativi manufatti, ovvero la restituzione (georiferita ed integrata con la Carta Tecnica Regionale Numerica-CTRN) su piattaforma CAD o GIS dello sviluppo planimetrico della rete di drenaggio.
- Rilievo altimetrico della quota di sommità dei pozzetti di raccordo e/o ispezione (ad esempio il bordo dei chiusini/pozzetti di ispezione).
- Monografie dei pozzetti di raccordo e/o ispezione, ovvero schede tecniche che riportano le coordinate geografiche relative alla posizione del manufatto, la profondità del fondo pozzetto rispetto al piano campagna, la geometria e la profondità rispetto al piano campagna della sommità (oppure del fondo) delle condotte in ingresso e uscita dal pozzetto medesimo.
- Monografie di eventuali manufatti idraulici presenti all'interno della rete di drenaggio (ad esempio scaricatori di piena, vasche volano, impianti di sollevamento, paratoie per la regolazione delle portate, ecc.), ovvero schede tecniche riportanti la geometria/dimensioni dei manufatti medesimi e la quota (oppure indifferentemente la profondità rispetto al punto del rilievo altimetrico di riferimento) degli elementi caratteristici (ad esempio quota della soglia sfiorante, quota ingresso/uscita delle condotte, ecc.).

Doveroso sottolineare come sia le operazioni di rilievo plano-altimetrico sia la realizzazione delle monografie dei pozzetti di raccordo/ispezione e di qualsivoglia manufatto in genere risultano essere

molto dispendiose in termini di tempo, richiedendo infatti settimane o addirittura mesi di lavoro (in funzione dell'estensione e della complessità della rete di drenaggio).

In Figura 6.1 si riporta un estratto di rilievo plano-altimetrico su piattaforma CAD (relativo ad una porzione di rete fognaria di tipo unitario) dal quale si possono evincere le seguenti informazioni: numero identificativo progressivo del pozzetto di raccordo/ispezione (al quale sarà associato la specifica monografia) e relativa quota altimetrica [m s.l.m.]; diametro della condotta (nel caso di sezione di tipo circolare); direzione del flusso in condizioni di moto a pelo libero. Avere a disposizione il rilievo plano-altimetrico su piattaforma CAD (oppure GIS) della rete di drenaggio consente inoltre di importare automaticamente la planimetria all'interno dell'ambiente di lavoro del codice di calcolo qualora sia prevista la possibilità. EPA-SWMM ad oggi (versione 5.1.013) non consente di importare in modo automatico la planimetria delle reti di drenaggio anche se è possibile ricorrere a degli appositi programmi che permettono di effettuare tale operazione. In Figura 6.2 si riporta un esempio di monografia relativa ai pozzetti di raccordo e/o ispezione.

Fig. 6.1. Rilievo plano-altimetrico su piattaforma CAD di una porzione di rete di drenaggio urbano di tipo unitario.



Fig. 6.2. Esempio di monografia relativa ai pozzetti di raccordo e/o ispezione.

pozzetti

N. pozz: 699 Località: _____
 Via: S. S. 54 Del Friuli

Note: _____
 Duota chiusura: _____ Acque: miste

Rilivamento: alta struttura
 laterali: aulico sinistra

note rif. condonata bordo canalotta

Distanza rif. m.: 2.35

Tubi

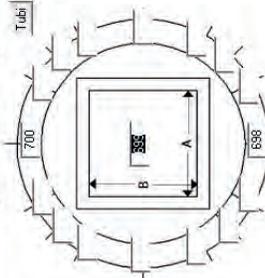


Immagine pozzetto

immagini monografiche pozz: 699.jpg

Stiglia Edita Aggiorna Report-Stampa

698	Tipo A	note
dimensioni mm	250	
materiale	gres	
altezza fondo tubo cm	139	
investimento		<input checked="" type="checkbox"/> tubo in uscita
regolazione		note
700	Tipo A	note
dimensioni mm	250	
materiale	gres	
altezza fondo tubo cm	137	
investimento		<input type="checkbox"/> tubo in uscita
regolazione		note
dimensioni mm		
materiale		
altezza fondo tubo cm		
investimento		<input type="checkbox"/> tubo in uscita
regolazione		note
dimensioni mm		
materiale		
altezza fondo tubo cm		
investimento		<input type="checkbox"/> tubo in uscita
regolazione		note
dimensioni mm		
materiale		
altezza fondo tubo cm		
investimento		<input type="checkbox"/> tubo in uscita
regolazione		note
dimensioni mm		
materiale		
altezza fondo tubo cm		
investimento		<input type="checkbox"/> tubo in uscita
regolazione		note
dimensioni mm		
materiale		
altezza fondo tubo cm		
investimento		<input type="checkbox"/> tubo in uscita
regolazione		note

Forma_Pozzetto: rettangolare
 Dim. int. (AxB cm): 100x125
 mateL_pozzetto: C/S gett.
 Stato_pozzetto: buono
 Stato_fondopozz: sagomato
 note_pozzetto: fondo pastellato

Forma_chiusura: T65
 Dim_chiusura cm: P65
 mater_chiusura: D-65
 Stato_chiusura: buono
 Liv_chiusura: in campagna
 Note_chiusura: _____

Record: 699 di 963 | Cerca

6.1.2. Identificazione e perimetrazione dei bacini afferenti alla rete di drenaggio.

Nel paragrafo precedente è stato affermato come il rilievo plano-altimetrico dello stato di fatto di una rete di drenaggio rappresenti uno dei fattori fondamentali al fine di poter simulare in modo realistico la propagazione delle portate all'interno dei collettori fognari. Risulta pertanto evidente come sia necessario stimare correttamente anche le portate che andranno ad immettersi progressivamente lungo la rete di drenaggio urbano. Indipendentemente dal modello afflussi-deflussi che si intende utilizzare, una corretta stima delle portate generate a scala di bacino/sottobacino si basa su una corretta e realistica definizione delle aree scolanti (contribuenti) effettivamente allacciate alla rete di drenaggio. Una errata valutazione delle superfici che contribuiscono effettivamente alla formazione dei deflussi conduce inevitabilmente ad una sottostima, oppure sovrastima, degli idrogrammi delle portate in ingresso alla rete di drenaggio. Considerando che nella realizzazione di un modello numerico di simulazione si commettono implicitamente delle semplificazioni (rispetto alla realtà) nello schematizzare i complessi meccanismi di trasformazione afflussi-deflussi, ridurre al minimo il grado di incertezza relativo alla definizione delle aree scolanti risulta essere fondamentale al fine di ottenere una modellazione il più possibile aderente alla realtà. Il primo accorgimento utile è quello di perimetrare, e quindi considerare, esclusivamente le superfici che risultano effettivamente collegate alla rete di drenaggio urbano. Tale operazione risulta essere indipendente dal grado di dettaglio con il quale si sta discretizzando il bacino: nel caso le superfici contribuenti siano schematizzate a scala di singolo edificio oppure a scala di via, quartiere, distretto urbano è fondamentale perimetrare le sole aree i cui deflussi saranno effettivamente intercettati dalla rete di drenaggio, scorporando le superfici i cui deflussi saranno collettati ad esempio verso canali di bonifica, fossi disperdenti, ecc. In altre parole, è necessario identificare e perimetrare esclusivamente le superfici che andranno a generare i deflussi di tipo superficiale intercettati dagli appositi manufatti idraulici (caditoie, bocche di lupo, griglie stradali, grondaie, ecc.) e quindi direttamente immessi in fognatura. La procedura di perimetrazione non risulta affatto semplice, soprattutto negli insediamenti di tipo rurale, poiché non è sempre immediato stabilire se una determinata zona vada a recapitare le acque di origine meteorica direttamente nel reticolo drenante oppure ad esempio le disperda nel terreno. Le variabili in gioco infatti sono molteplici ed in funzione ad esempio del contesto ur-

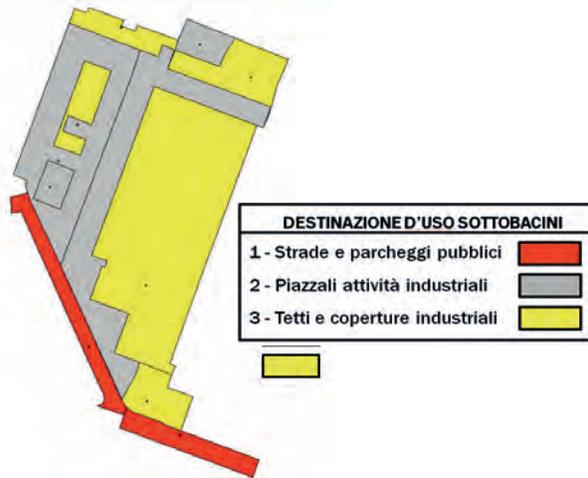
banistico (edifici in ambito urbano sicuramente recapiteranno le acque meteoriche in fognatura mentre edifici in contesti di tipo rurale è plausibile utilizzino sistemi a dispersione nel terreno), delle prescrizioni fornite dall'Ente Gestore al momento della richiesta dell'allaccio alla rete fognaria e, non da ultimo, di eventuali modifiche alla tipologia di scarico/immissione in rete fognaria effettuate dalle singole utenze. Così come per il rilievo plano-altimetrico anche la perimetrazione dei bacini/sottobacini afferenti alla rete di drenaggio deve essere effettuata su piattaforma CAD (o GIS) congiuntamente con l'impiego della Carta Tecnica Regionale Numerica (CTRN) e di ortofoto (o mappe satellitari di dettaglio) in modo tale da ottenere precise indicazioni circa la tipologia urbana/utilizzo del suolo. Un ulteriore strumento (in mancanza di sopralluoghi in sito) è rappresentato da *Google Street View* che consente di identificare in dettaglio la presenza di caditoie lungo l'asse viario, di edifici adiacenti l'asse viario provvisti di pluviali che si innestano direttamente nella rete fognaria pubblica e di caditoie in piazzali/parcheggi adiacenti l'asse viario. Il concetto di bacino e di area contribuente può essere esteso anche per la stima delle portate di tempo asciutto Q_n (costituite dalle acque nere di origine civile ed industriale) poiché per ogni tratta della rete è necessario effettuare una stima degli abitanti residenti all'interno del bacino/sottobacino ad essa afferente e quindi calcolare la portata nera generata dalle singole utenze (cfr. Paragrafo 4.4).

6.1.2.1 Discretizzazione spaziale dei bacini/sottobacini. La scala di dettaglio relativa alla perimetrazione dei bacini/sottobacini è direttamente correlata allo schema concettuale utilizzato da EPA-SWMM per la modellazione dei medesimi. Ogni bacino/sottobacino risulta concettualmente schematizzato come una falda piana rettangolare (cfr. Paragrafo 3.5) di larghezza caratteristica W (*Width*) idealmente suddivisa in tre aree, A_1 , A_2 e A_3 (superficie impermeabile con ritenzione nelle depressioni superficiali del terreno, superficie impermeabile senza ritenzione e superficie permeabile). Tanto più la forma del generico bacino/sottobacino che si intende modellare è assimilabile a quella di una falda piana rettangolare (o quadrata), tanto più il modello concettuale adottato da EPA-SWMM per la schematizzazione delle superfici scolanti risulterà adeguato. Appare evidente come nel mondo reale siano presenti prevalentemente bacini/sottobacini dalle geometrie complesse ed irregolari. In queste circostanze un valido approccio modellistico potrebbe essere quello di ridurre

la scala di discretizzazione spaziale, ovvero cercare di suddividere ciascun bacino in un insieme di sottobacini di minori dimensioni che possano essere riconducibili il più possibile a geometrie similari a quelle di una falda piana di forma rettangolare (o quadrata). Tale approccio risulta formalmente corretto poiché interpreta in modo rigoroso il modello concettuale adottato da EPA-SWMM per la modellazione dei bacini/sottobacini. Adottare una scala di discretizzazione spaziale ridotta rappresenta inoltre la metodologia più idonea per descrivere in modo particolareggiato l'eterogeneità che caratterizza ogni singolo bacino/sottobacino dal punto di vista dell'utilizzo del suolo, della destinazione urbanistica e della morfologia (e quindi la relativa definizione dei parametri ad esso associati). Un tale *modus operandi* potrebbe tuttavia rivelarsi complesso dal punto di vista operativo (pratico) nel caso di aree urbane molto estese. La complessità non risulta essere di tipo computazionale ma bensì correlata alle tempistiche necessarie all'operatore/modellista per effettuare la perimetrazione di un numero ingente di bacini/sottobacini; in altre parole, il grado di dettaglio con il quale si discretizza un bacino è funzione degli obiettivi che si intendono perseguire (studi di tipo preliminare piuttosto che studi di dettaglio) e del tempo/risorse a disposizione. A titolo di esempio nel prosieguo si riporta la discretizzazione spaziale adottata nel modello idrologico-idraulico di simulazione del sistema di drenaggio della zona industriale del CIPAF di Osoppo (Udine), realizzato per mezzo del codice di calcolo EPA-SWMM. Una delle peculiarità del modello numerico realizzato è risultata essere quella di avere considerato l'entità bacino/sottobacino contribuente in maniera differente rispetto quanto si è soliti fare usualmente nella modellazione idrologica-idraulica dei sistemi di drenaggio urbano. Nella comune pratica progettuale i bacini/sottobacini vengono definiti su vasta area, ad esempio a scala di via, quartiere oppure di isolato, in modo tale da svincolarsi da una complessa discretizzazione (funzione della destinazione urbanistica e/o dell'utilizzo del suolo) delle zone ricadenti all'interno del bacino/sottobacino (Fig. 6.3). Al contrario, in tale studio si è voluto estendere il concetto di bacino/sottobacino contribuente a livello (o meglio a scala) di singolo edificio, capannone industriale, piazzale di carico/scarico, piazzale di stoccaggio merci, parcheggio, strada, aree verdi. Una discretizzazione così rigorosa in bacini/sottobacini contribuenti è stata effettuata al fine di descrivere nel modo più fedele possibile le diverse risposte idrologiche delle singole entità (edifici, piazzali, depositi, aree non edificate, strade ecc.).

Il valore aggiunto fornito dall'aver utilizzato una scala di discretizzazione spaziale così raffinata è rappresentato dalla possibilità di poter eseguire una dettagliata attribuzione dei parametri associati sia all'effettiva destinazione d'utilizzo del suolo (Fig. 6.5) sia alle caratteristiche geometriche (pendenza, larghezza caratteristica) di ogni singolo sottobacino.

Fig. 6.5. Esempio di discretizzazione spaziale di una porzione di area industriale CIPAF in funzione della tipologia e destinazione d'uso di ogni sottobacino.



6.2. Le fasi necessarie alla realizzazione di un modello numerico di simulazione di una rete di drenaggio urbano con il codice di calcolo EPA-SWMM

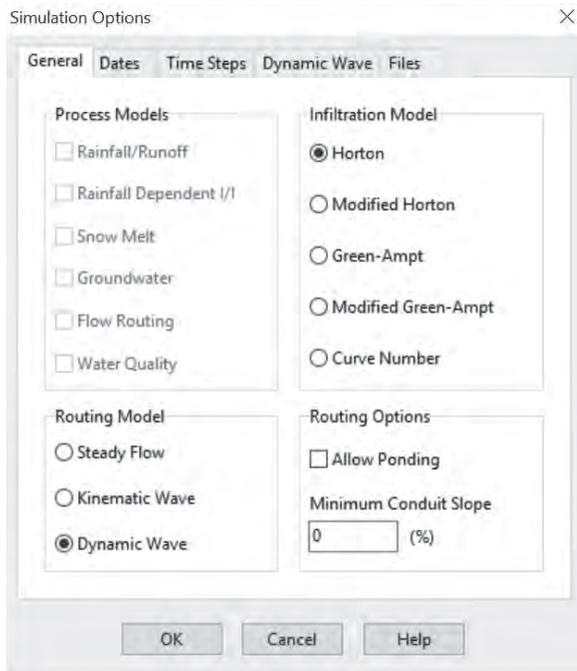
Nel prosieguo saranno elencate ed analizzate in modo progressivo le fasi necessarie alla realizzazione di un modello di simulazione numerica di una rete di drenaggio urbano per mezzo del codice di calcolo EPA-SWMM.

6.2.1. Impostazioni generali del codice di calcolo EPA-SWMM. All'avvio del codice di calcolo EPA-SWMM appare la schermata di lavoro (cfr. Fig. 3.4), ossia l'interfaccia grafica per mezzo della quale è possibile gestire tutte le funzionalità di base del programma.

Nella finestra di dialogo (denominata *Project*) posizionata nel lato sinistro della schermata principale di EPA-SWMM occorre selezionare *Options* in

modo da visualizzare la finestra *Simulation Options*. Tale finestra di dialogo (Fig. 6.6) è di fondamentale importanza in quanto ha il compito di gestire le opzioni di tipo modellistico/numerico (*General, Dates, Time Steps, Dynamic Wave, Files*) e per le quali sarà fornita una breve descrizione nel seguito.

Fig. 6.6. Finestra di dialogo *Simulation Options* in EPA-SWMM.



- *General* rappresenta il quadro di controllo che visualizza (attraverso il simbolo di spunta) i processi (*Process Models*) che saranno effettivamente coinvolti nel modello di simulazione realizzato, come ad esempio la modellazione dei processi di trasformazione afflussi-deflussi a scala di bacino/sottobacino (*Rainfall/Runoff*), la modellazione della propagazione delle portate all'interno della rete di drenaggio (*Flow Routing*), la modellazione dei processi di accumulo, dilavamento e trasporto delle sostanze inquinanti (*Water Quality*), ecc. La scelta del modello matematico di propagazione delle portate

all'interno della rete di drenaggio (cfr. Paragrafo 3.6) è possibile effettuarla per mezzo delle opzioni proposte in *Routing Model*, mentre la definizione del modello matematico relativo alla simulazione dei processi di infiltrazione nelle superfici permeabili (metodi di Horton, Green-Ampt, ecc.) si effettua alla voce *Infiltration Model*. Nelle *Routing Options* è possibile stabilire se i deflussi che eccedono la capacità di collettamento della rete di drenaggio (ovvero le portate che straripano dai nodi con la quale è stata modellata la rete, il cosiddetto *Flooding*) si possano virtualmente e temporaneamente invasare (per poi immettersi nuovamente in rete quando le condizioni idrauliche lo consentono), oppure al contrario uscire definitivamente dal sistema. L'opzione *Minimum conduit Slope* risulta efficace in tutte quelle circostanze in cui tratte della rete di drenaggio suborizzontali possono generare problemi di stabilità numerica al solutore del modulo idraulico, generando ad esempio oscillazioni/perturbazioni (di origine numerica) nella restituzione degli idrogrammi di piena simulati.

- *Dates* raggruppa le opzioni relative alla definizione dell'inizio e fine del periodo di simulazione (*Start Analysis on*, *End Analysis on*) ma anche gestisce alcune opzioni relative al fenomeno dell'accumulo delle sostanze inquinanti al suolo (cfr. Paragrafo 4.2), come ad esempio il numero di giorni senza precipitazioni (*Antecedent Dry Days*) nei quali il codice di calcolo EPA-SWMM simula il processo di *buildup*. *Start Sweeping on* ed *End Sweeping on* sono da utilizzarsi qualora durante il periodo in assenza di precipitazioni venga eseguita la pulizia delle superfici impermeabili (ad esempio per mezzo di spazzatrici stradali) interrompendo il fenomeno del *buildup*.
- *Time Steps* ingloba le opzioni relative sia alla frequenza temporale con la quale si desidera ottenere i risultati forniti dalle simulazioni (*Reporting Steps*), sia alla definizione del passo temporale da impostare per il calcolo della propagazione delle portate all'interno della rete di drenaggio (*Routing Step*, cfr. Paragrafo 3.6.1.1) e per il calcolo della trasformazione afflussi-deflussi a scala di singolo bacino/sottobacino (*Runoff Step: Wet Weather*).
- *Dynamic Wave* esplicita in modo schematico e semplificato le diverse opzioni che il codice di calcolo EPA-SWMM consente di utilizzare per la risoluzione delle equazioni complete di Saint Venant (cfr. Paragrafo 3.6.1).

- *Files* (opzionale) da utilizzarsi esclusivamente nel caso si desiderasse importare/esportare da EPA-SWMM un determinato tipo/gruppo di dati.

Per concludere, definita l'unità di misura (per mezzo del menu a tendina *Flow Units*, posizionato in calce all'interfaccia grafica di EPA-SWMM) risulta possibile procedere all'implementazione all'interno del codice di calcolo EPA-SWMM della geometria della rete di drenaggio che si intende modellare.

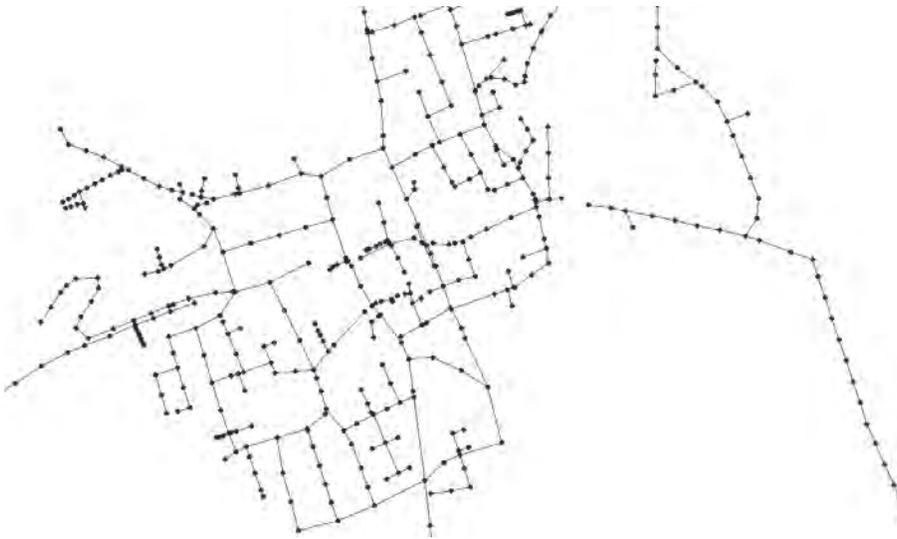
6.2.2. Importazione e schematizzazione della rete di drenaggio in EPA-SWMM.

Come già menzionato nel Paragrafo 6.1.1, nel caso si disponga di un rilievo planimetrico della rete di drenaggio urbano su piattaforma CAD è possibile, attraverso specifici applicativi (ad esempio EpaCAD - <https://www.epacad.com/epacad-en.php>), importare all'interno di EPA-SWMM in modo automatizzato (e georiferito sulla base del sistema di coordinate utilizzato nei file CAD) i nodi (rappresentativi dei pozzetti di raccordo/ispezione) presenti lungo la rete di drenaggio. Una volta importati all'interno di EPA-SWMM sarà quindi necessario procedere alla creazione tra ognuno di essi degli elementi *Link*, ovvero le condotte/canalizzazioni che costituiscono la rete di drenaggio (Figura 6.7). Si precisa come attivando la funzione *Auto-Lenght:On* ogni singolo elemento *Link* creato da EPA-SWMM sarà dotato della sua effettiva lunghezza essendo i nodi georiferiti. Contestualmente alla definizione dei nodi dovranno essere inseriti, qualora presenti lungo la rete di drenaggio, gli eventuali scaricatori di piena (*Weir link*), le stazioni di sollevamento (*Pump link*), le paratoie di regolazione delle portate (*Orifice link*).

Oltre alla procedura di tipo automatizzato sopra esposta, l'importazione in EPA-SWMM dei nodi può essere effettuata anche nel modo tradizionale utilizzando la funzione *Add a junction node* presente nella barra degli strumenti dell'interfaccia grafica di EPA-SWMM. Al fine di agevolare tale operazione il codice di calcolo consenta inoltre di importare (*View* → *Backdrop* → *Load...* → *Backdrop Image File*) e georiferire (*View* → *Backdrop* → *Resize...*) un file di tipo immagine (formato .bmp; .jpg) relativo alla planimetria della rete di drenaggio che si intende modellare in modo tale da utilizzarla come cartografia di sfondo. In accordo con quanto riportato nel Paragrafo 3.2, la creazione dei nodi (così come di tutti gli elementi concettuali che costituiscono il modello) può essere effettuata

anche per mezzo di un editore di testo operando direttamente all'interno del file con estensione .inp rispettando la formattazione richiesta da EPA-SWMM (cfr. Figura 3.5).

Fig. 6.7. Esempio di modellazione (per mezzo degli elementi Junction e Link) di una rete di drenaggio urbano di tipo unitario per mezzo del codice di calcolo EPA-SWMM.



Dal punto di vista numerico, la modellazione di tipo idraulico della rete di drenaggio non presenta particolari difficoltà a condizione di utilizzare nel modo adeguato sia le opzioni relative alla risoluzione delle equazioni di Saint Venant sia il criterio di stabilità associato allo schema risolutivo adottato da EPA-SWMM (cfr. Paragrafo 3.6.1). Qualche difficoltà potrebbe sorgere nella schematizzazione/modellazione di particolari tipologie di scaricatori di piena le cui geometria/tipologia (e quindi il funzionamento) evade da quello ordinario (scaricatori laterali, frontali): in tali circostanze la bontà della modellazione sarà funzione sia dell'esperienza in ambito modellistico dell'operatore sia dalla presenza di dati sperimentali (portate) che possano validare o meno la modellazione effettuata. La definizione dei parametri caratteristici degli elemen-

ti *Junction* (nodi) si risolve essenzialmente nell'inserimento di dati di tipo geometrico ed altimetrico mentre per gli elementi *Link*, *Weir link*, *Orifice link*, *Pump link* si rimanda alla consultazione dei paragrafi dedicati (cfr. Paragrafo 3.6.2).

Doveroso ricordare come EPA-SWMM utilizzi uno schema di tipo monodimensionale (1D) per la propagazione delle onde di piena all'interno del reticolo idraulico e pertanto in presenza di curve (così come confluenze, sbocchi, immissioni) risulta necessario valutare l'utilizzo di appositi coefficienti al fine di poter simulare gli effetti sulla corrente delle perdite di carico di tipo concentrato (selezionare l'elemento *Link* e nelle *Property* individuare la voce *Entry/Exit Loss Coeff.*). In altre parole, sebbene nell'interfaccia grafica siano disegnati reticoli idraulici con curve, confluenze ecc. non significa che il codice di calcolo ne tenga implicitamente conto nei calcoli idraulici come accade invece per i modelli idraulici di tipo bidimensionale (2D).

6.2.3. Importazione e schematizzazione dei bacini/sottobacini in EPA-SWMM. Assodati i concetti riportati sia nel Paragrafo 6.1.2 sia nel Paragrafo 6.1.2.1, propedeutici ad una corretta individuazione e perimetrazione delle aree scolanti, nel presente paragrafo sarà focalizzata l'attenzione su come importare, schematizzare e modellare in EPA-SWMM i bacini/sottobacini afferenti alla rete di drenaggio. Anche in questo caso, qualora si disponga delle perimetrazioni dei bacini/sottobacini su piattaforma CAD, risulta possibile attraverso specifici applicativi (ad esempio la macro in VBA per AutoCAD *Export2EPASWMM*) importarli all'interno di EPA-SWMM in modo automatizzato (e georiferito sulla base del sistema di coordinate utilizzato nei file CAD). Nel caso non si disponga della delimitazione dei bacini/sottobacini su piattaforma CAD è possibile importare come sfondo nell'interfaccia grafica di EPA-SWMM (*View* → *Backdrop* → *Load...* → *Backdrop Image File*) e georiferire (*View* → *Backdrop* → *Resize...*) un file di tipo immagine (formato .bmp; .jpg) relativo alla cartografia della zona che si intende modellare e successivamente, utilizzando l'apposita icona *Add a subcatchment* presente nella barra degli strumenti dell'interfaccia grafica di EPA-SWMM, perimetrare i diversi bacini/sottobacini afferenti alla rete di drenaggio.

Doveroso sottolineare come tali operazioni di perimetrazione rappresentino un valore aggiunto esclusivamente dal punto di vista grafico, fornendo una maggiore chiarezza all'operatore nella visualizzazione spaziale dei bacini/sottobacini afferenti alla rete di drenaggio (e delle relative caratteristiche, essendo dotato EPA-SWMM di legende cromatiche associate ai valori assunti da ciascun parametro). Un bacino/sottobacino può essere definito graficamente a video (sempre utilizzando l'apposita funzione *Add a subcatchment*) semplicemente anche per mezzo di un'icona (quadrato nero), selezionabile con il cursore del mouse, al fine di poter editare i parametri ad esso associati.

6.2.3.1. Definizione dei parametri relativi ai bacini/sottobacini. Importati i bacini/sottobacini in EPA-SWMM, è necessario definire i valori dei parametri ad essi associati attraverso la finestra di dialogo *Property* (visualizzabile cliccando sull'icona rappresentativa di ciascun bacino/sottobacino). Nel prosieguo saranno espresse alcune indicazioni di tipo pratico per la loro definizione. I principali parametri risultano essere:

- Area bacino/sottobacino (*Area*).
- Pendenza bacino/sottobacino (*% Slope*).
- Larghezza caratteristica bacino/sottobacino (*Width*).
- Percentuale area impermeabile bacino/sottobacino (*% Imperv*).
- Scabrezza superficiale delle aree impermeabili (*N-Imperv*).
- Volume piccoli invasi delle aree impermeabili (*Dstore-Imperv*).
- Scabrezza superficiale delle aree permeabili (*N-Perv*).
- Volume dei piccoli invasi delle aree permeabili (*Dstore-Perv*).
- Modello di infiltrazione per le aree permeabili (*Infiltration Data*).

Per quanto riguarda la definizione dell'area (*Area*) valgono essenzialmente le indicazioni riportate al Paragrafo 6.1.2 e Paragrafo 6.1.2.1.

Relativamente alla determinazione della pendenza (*% Slope*) è possibile ottenere indicazioni consultando ad esempio la Carta Tecnica Regionale Numerica (CTRN) ed individuando i punti quotati presenti in essa. L'identificazione della linea di massima pendenza fornisce inoltre indicazioni relative alla direzione assunta dai deflussi di tipo superficiale e quindi al loro punto di immissione in rete (tuttavia è bene ricordare come la presenza di eventuali ostacoli naturali/artificiali possa falsare

l'effettiva direzione dei deflussi indipendentemente dall'orientamento della linea di massima pendenza della superficie di drenaggio).

La larghezza caratteristica di ogni bacino/sottobacino (*Width*) rappresenta uno dei parametri fondamentali in quanto influenza in modo preponderante la risposta idrologica di ogni bacino/sottobacino (cfr. Paragrafo 3.5.2.3). Tale parametro può essere facilmente visualizzato come la larghezza del bacino/sottobacino nella direzione perpendicolare a quella individuata dal ruscellamento superficiale. In accordo con quanto esposto precedentemente circa la scala spaziale di discretizzazione del dominio di calcolo (cfr. Paragrafo 6.1.2.1), appare evidente come il parametro larghezza caratteristica del bacino/sottobacino (*Width*) sia di difficile definizione in presenza di bacini di elevata estensione areale e/o dalla forma irregolare. Al contrario, adottando una discretizzazione spaziale dettagliata è più semplice assimilare in modo sostanziale il generico bacino/sottobacino ad una ipotetica falda piana di forma rettangolare (e/o quadrata) e quindi identificare in modo più agevole il valore da associare al parametro larghezza caratteristica del bacino/sottobacino (*Width*).

Il parametro relativo alla percentuale della superficie impermeabile di ciascun bacino (*% Imperv*) riveste un ruolo chiave nella trasformazione afflussi-deflussi in quanto lo si può utilizzare per la modellazione semplificata delle perdite per infiltrazione utilizzandolo alla stregua del coefficiente di afflusso φ (cfr. Paragrafo 3.4.2.4). Nel caso si adotti una discretizzazione spaziale a scala di singolo edificio e/o piazzale asfaltato (che equivale a considerare esclusivamente le superfici impermeabili e direttamente connesse alla rete di drenaggio urbano), tale parametro sarà di semplice definizione attestandosi a valori prossimi al 100% (cfr. Tab. 3.8 e Tab. 3.9). Al contrario, nel caso di discretizzazioni spaziali a scala maggiore, ossia in tutti quei casi in cui la perimetrazione del bacino/sottobacino contenga al suo interno aree di diversa tipologia (ovvero differente uso del suolo e quindi permeabilità), il valore da attribuire al parametro *% Imperv* sarà identificabile con il valore medio del coefficiente di afflusso φ del bacino/sottobacino in modo tale da determinare l'effettiva porzione di superficie che sarà in grado di generare deflussi di tipo superficiale potenzialmente intercettabili dalla rete di drenaggio urbano al netto delle perdite di tipo idrologico. Si deve prestare molta attenzione al fatto che nel caso in cui il parametro *% Imperv* non risulti essere uguale al 100%, EPA-SWMM calcola implicitamente (per differenza) per ogni bacino/sottobacino anche la percentuale di superficie di tipo

permeabile la quale è in grado di generare deflussi di tipo superficiale (in funzione dell'intensità di pioggia e dei parametri di infiltrazione utilizzati) nel caso di condizioni del suolo prossime a saturazione oppure in presenza di precipitazioni con intensità maggiore al tasso di infiltrazione del terreno. Per evitare pertanto anche il contributo in termini di deflussi superficiali della porzione di superficie permeabile (che andrebbero quindi a falsare il concetto alla base del metodo del coefficiente di afflusso φ) si deve necessariamente adottare per tale porzione di superficie un modello di infiltrazione (*Infiltration Data*) tra quelli implementati in EPA-SWMM i cui parametri siano tali da ottenere una capacità di infiltrazione del terreno estremamente superiore rispetto l'afflusso di tipo meteorico.

EPA-SWMM schematizzando ogni bacino/sottobacino come una falda piana rettangolare ed utilizzando per la trasformazione afflussi-deflussi il modello del serbatoio non lineare, necessita della definizione per ogni bacino/sottobacino del valore del coefficiente di scabrezza per le superfici impermeabili (*N-Imperv*) e permeabili (*N-Perv*). Di fondamentale importanza evidenziare come generalmente sia sufficiente definire il solo valore associato alle superfici impermeabili (*N-Imperv*) poiché le superfici totalmente permeabili (ad esempio prati, giardini, ecc.) di norma non contribuiscono alla formazione di deflussi superficiali immessi direttamente in rete fognaria (ad eccezione di casi particolari che devono essere valutati singolarmente). Per la stima dei valori da attribuire a tale parametro si rimanda alla consultazione della Tabella 3.9. Anche per i cosiddetti volumi dei piccoli invasi delle aree impermeabili (*Dstore-Imperv*) e permeabili (*Dstore-Perv*) è sufficiente definire il solo valore associato alle superfici impermeabili (*Dstore-Imperv*) per le medesime motivazioni precedentemente esposte (per la stima dei valori da assegnare cfr. Paragrafo 3.5.2.7).

Come già accennato il parametro *Infiltration Data* consente di scegliere il modello di infiltrazione (cfr. Paragrafo 3.4.2) da applicare alla sola porzione di superficie permeabile di ogni bacino/sottobacino. La scelta rigorosa del modello di infiltrazione (e la stima dei relativi parametri) è giustificata esclusivamente in tutti quei casi in cui la generazione dei deflussi superficiali sia dipendente dai processi di infiltrazione e dalle caratteristiche pedologiche-geologiche del terreno e quindi in contesti che si discostano da quelli di tipo urbano (a meno che non si presentino casi limite in cui vi sia una superficie completamente permeabile, come ad esempio un campo oppure un'area non asfaltata, connessa in qualche modo alla

rete di drenaggio urbano). Per concludere, per ogni bacino/sottobacino è necessario individuare il pluviometro di riferimento (*Rain gage*) ed il nodo della rete di drenaggio di afferenza (*Outlet*), ovvero il nodo in cui saranno recapitati i deflussi di origine meteorica simulati.

6.2.4. La definizione degli afflussi meteorici (*Rain gage*). Ad ogni bacino/sottobacino deve necessariamente essere associato il proprio pluviometro di riferimento (*Rain gage*). Si ricorda come EPA-SWMM non preveda la possibilità di creare direttamente gli ietogrammi di progetto (partendo dai dati forniti dalle curve di possibilità pluviometrica), costringendo così l'utente a calcolarli separatamente (cfr. Paragrafo 3.3) avvalendosi ad esempio di un foglio di calcolo. Una volta definito lo ietogramma di progetto è necessario creare l'entità pluviometro attraverso l'apposita icona (*Add a rain gage*) presente nella barra superiore degli strumenti dell'interfaccia grafica di EPA-SWMM.

Nel caso si desideri utilizzare come pioggia di progetto uno ietogramma di tipo costante, nelle *Property* relative al *Rain gage* si dovrà selezionare *Rain Format* e quindi l'opzione *INTENSITY*. La durata della precipitazione di progetto si definisce attraverso l'opzione *Time Interval*. Successivamente sarà necessario inserire il valore numerico dell'intensità della pioggia di progetto: nelle *Property* relative al *Rain gage* si dovrà selezionare *Series Name* in modo tale da visualizzare la finestra *Time Series Editor* e quindi inserire nella casella *Value* il valore dell'intensità di pioggia [mm/ora] associato alla durata definita nel *Time Interval* (Figura 6.8).

Qualora si opti per l'impiego di uno ietogramma diverso rispetto a quello di tipo costante (ad esempio uno ietogramma di tipo triangolare oppure Chicago), nelle *Property* relative al *Rain gage* si dovrà selezionare *Rain Format* e quindi l'opzione *VOLUME*. Nell'opzione *Time Interval* non si dovrà definire la durata dello ietogramma, ma bensì l'intervallo temporale con il quale è stato discretizzato lo ietogramma (cfr. Paragrafo 3.3.5). I valori con il quale è stato discretizzato lo ietogramma di progetto saranno importati nelle *Property* relative al *Rain gage* selezionando *Series Name* in modo tale da visualizzare la finestra *Time Series Editor* e quindi poter inserire progressivamente nelle caselle *Time (H:M)* e *Value* il valore dell'intensità di pioggia [mm/ora] associato ad ogni singolo intervallo temporale.

Nelle circostanze in cui sia necessario importare in EPA-SWMM uno ietogramma storico anziché uno ietogramma di tipo sintetico, come ad

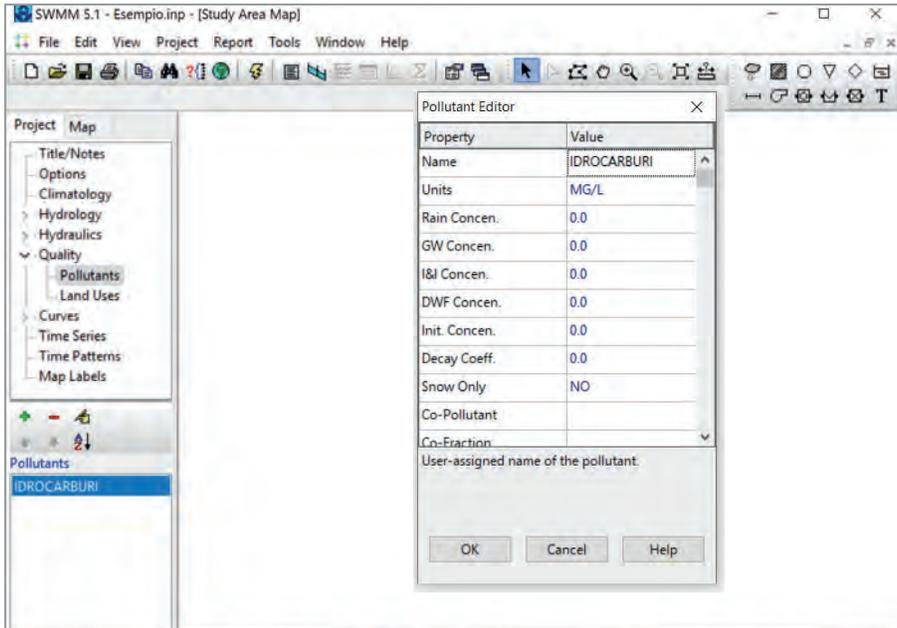
gio delle portate in tempo asciutto, le cosiddette Q_n (portate nere). Si evidenzia come si sia utilizzato il solo termine propagazione poiché nel codice di calcolo EPA-SWMM non è stata ancora implementata la funzione di poter simulare anche la genesi delle portate in tempo asciutto prodotte a scala di bacino/sottobacino. In pratica, la stima delle portate di magra (Q_n) generate a scala di singolo bacino/sottobacino dovrà essere effettuata all'esterno dell'ambiente di lavoro di EPA-SWMM; i cosiddetti idrogrammi delle portate di magra così calcolati dovranno successivamente essere importati in EPA-SWMM al fine di simularne la propagazione in rete. Per la stima delle portate in tempo asciutto (Q_n) e la relativa importazione all'interno di EPA-SWMM si rimanda alla consultazione del Paragrafo 4.4.

6.2.6. La modellazione dei fenomeni di *buildup* e *washoff*. Definita in EPA-SWMM la schematizzazione della rete di drenaggio e dei relativi bacini/sottobacini di afferenza è possibile attivare il modulo qualitativo per la modellazione dei processi di *buildup* e *washoff*.

Nella finestra di dialogo (denominata *Project*) posizionata nel lato sinistro della schermata principale di EPA-SWMM occorre selezionare *Quality* (Figura 6.9) in modo tale da visualizzare sia *Pollutants* (per definire la tipologia di inquinante di cui si intende simulare l'accumulo e/o dilavamento e/o propagazione in rete) sia *Land Uses* (per definire la tipologia delle superfici sulle quali si verificheranno i fenomeni di accumulo e dilavamento).

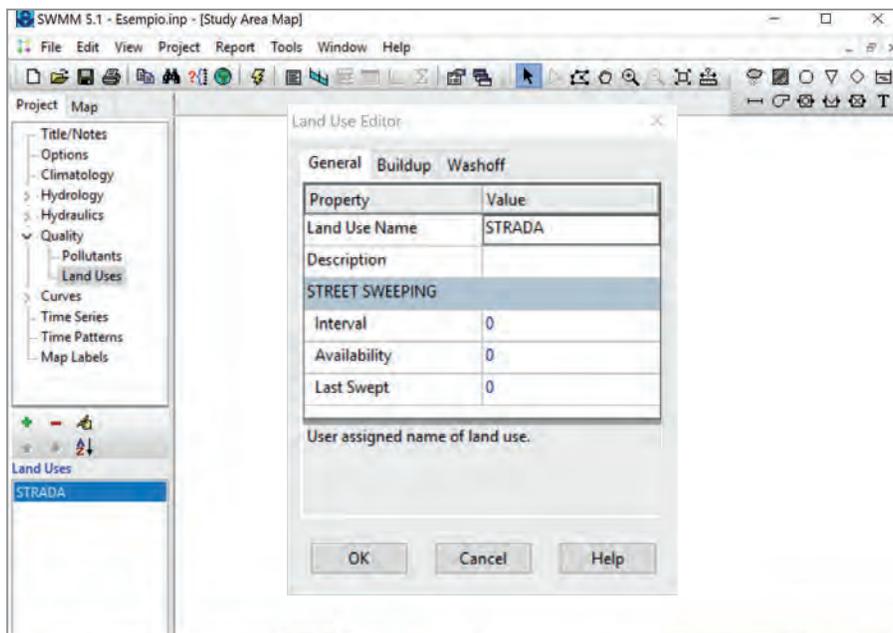
Selezionando l'opzione *Pollutants* apparirà nella porzione inferiore della finestra di dialogo *Project* una apposita sezione denominata anch'essa *Pollutants* e dotata di un tasto (avente come simbolo una croce verde) il quale consente, una volta selezionato, di visualizzare il *Pollutant Editor* (Figura 6.9). I principali parametri da definire nel *Pollutant Editor* risultano essere due: *Name* (necessario per inserire ed identificare il nome della sostanza inquinante di cui si vuole simulare il comportamento); *Units* (necessario per definire l'unità di misura relativa alla concentrazione della sostanza inquinante). Una volta selezionato il tasto 'OK' del *Pollutant Editor*, nella finestra di dialogo *Project* sotto la voce *Pollutants* verrà visualizzato il nome della sostanza inquinante precedentemente inserito nella casella *Name* (nell'esempio di Figura 6.9 sono indicati gli idrocarburi).

Fig. 6.9. Pollutant Editor del modulo di calcolo qualitativo di EPA-SWMM.



Selezionando l'opzione *Land Uses* apparirà nella porzione inferiore della finestra di dialogo *Project* una sezione denominata *Land Uses* dotata anch'essa di un tasto (avente come simbolo una croce verde) il quale consente di visualizzare il *Land Use Editor* (Fig. 6.10).

Il *Land Use Editor* a sua volta è composto da tre sezioni: *General*, *Buildup* e *Washoff*. In particolare, nella sezione *General* alla voce *Land Use Name* è necessario definire/nominare le differenti tipologie di utilizzo del suolo associate ad ogni bacino/sottobacino per il quale si desidera simulare i processi di *buildup* e *washoff* (nell'esempio di Figura 6.10 si è inserita la tipologia denominata *Strada*). Una volta selezionato il tasto 'OK' del *Land Use Editor*, nella finestra di dialogo sotto la voce *Land Uses* verrà visualizzato il nome della tipologia di utilizzo del suolo precedentemente definita. Le opzioni denominate *STREET SWEEPING* sono da definire esclusivamente nel caso si desideri considerare nelle simulazioni anche la periodica pulizia delle strade ad opera delle spazzatrici (finalizzata alla riduzione del fenomeno di *buildup*).

Fig. 6.10. *Land Use Editor del modulo di calcolo qualitativo di EPA-SWMM.*

La sezione *Buildup* del *Land Use Editor* (Fig. 6.11) è deputata alla scelta del modello da utilizzare per la simulazione del processo di accumulo di sostanze inquinanti al suolo.

Alla voce *Pollutant* è necessario selezionare la sostanza inquinante precedentemente definita nel *Pollutant Editor* (ad esempio idrocarburi), alla voce *Function* (per mezzo del menu a tendina) è possibile selezionare il modello di calcolo per la simulazione del processo di *buildup* i cui parametri (per la stima dei quali si rimanda al Paragrafo 4.2) saranno definiti rispettivamente da *Max. Buildup*, *Rate Constant*, *Power/Sat. Constant* e *Normalizer* (ovvero se il *buildup* è calcolato per unità di superficie oppure per unità di lunghezza di cunetta stradale). La modellazione del processo di *buildup* necessita ovviamente anche della definizione dei giorni di tempo asciutto antecedenti l'evento meteorico (*Antecedent Dry Days*) al fine di quantificare la durata dei fenomeni di accumulo di sostanze inquinanti al suolo (*Project* → *Options* → *General* → *Dates* → *Antecedent Dry Days*).

La sezione *Washoff* del *Land Use Editor* (Fig. 6.12) è funzionale alla scelta del modello da utilizzare per la simulazione del processo di dilavamento delle superfici (sulle quali si sono accumulate le sostanze inquinanti) ad opera delle precipitazioni. Alla voce *Pollutant* è necessario selezionare la sostanza inquinante precedentemente definita nel *Pollutant Editor*, alla voce *Function* (per mezzo del menu a tendina) è possibile selezionare il modello di calcolo per la simulazione del processo di *washoff* i cui parametri principali saranno definiti rispettivamente da *Coefficient* ed *Exponent* (per la cui stima si rimanda al Paragrafo 4.3).

Come già riportato nel Paragrafo 4.3.4, doveroso ricordare come i metodi *EMC* (*Event Mean Concentration*) e *Rating curve* non richiedono la modellazione del fenomeno di *buildup* poiché non è contemplato nelle loro formulazioni analitiche il quantitativo di inquinante rimasto al suolo al tempo t (B).

Definiti i modelli di *buildup* e/o *washoff* e relativi parametri, risulta necessario individuare i bacini/sottobacini per i quali si desiderano simulare i fenomeni di accumulo e dilavamento delle sostanze inquinanti. A tal proposito è necessario entrare nelle *Property* del bacino/sottobacino (cfr. Paragrafo 6.2.3.1) e selezionando *Land Uses* apparirà la finestra di dialogo *Land Use Assignment* in cui sono visualizzate le tipologie di utilizzo del suolo (precedentemente create nel *Land Uses Editor*) da associare al bacino/sottobacino selezionato; si dovrà quindi assegnare per ogni tipologia di utilizzo del suolo la percentuale (*% of Area*) che essa occupa all'interno del bacino/sottobacino (Fig. 6.13).

Nel caso un sottobacino sia costituito da una sola tipologia di utilizzo del suolo, ovvero in tutti quei casi in cui venga effettuata una discretizzazione spaziale a scala di singolo edificio, piazzale, strada, ecc., il parametro *% of Area* assume evidentemente il valore 100. Al contrario, nel caso in cui un bacino/sottobacino al proprio interno contenga differenti tipologie di utilizzo del suolo (nel caso in cui sia effettuata una discretizzazione spaziale più ampia, ad esempio a scala di quartiere, isolato, ecc.), il parametro *% of Area* dovrà necessariamente tener conto della percentuale che ogni tipologia di utilizzo del suolo occupa all'interno dell'intero bacino/sottobacino.

Fig. 6.11. Sezione *Buildup* del *Land Use Editor* presente nel modulo di calcolo qualitativo di EPA-SWMM.

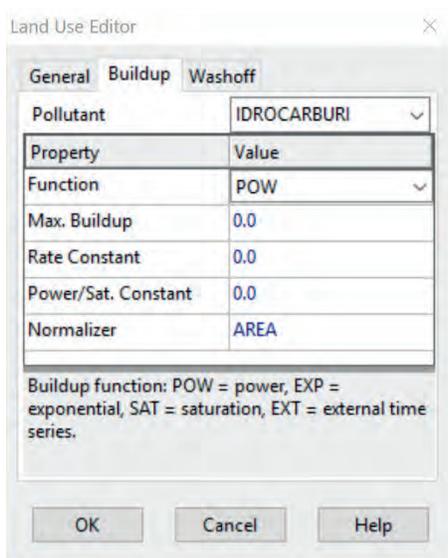


Fig. 6.12. Sezione *Washoff* del *Land Use Editor* presente nel modulo di calcolo qualitativo di EPA-SWMM.

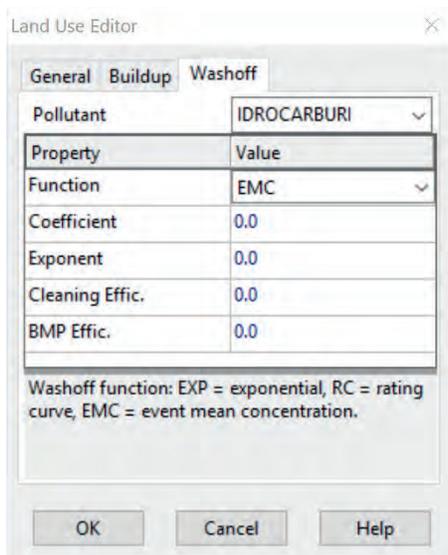
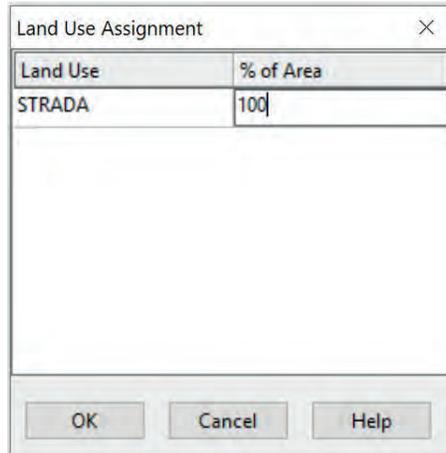


Fig. 6.13. *Land Use Assignment* del modulo di calcolo qualitativo di EPA-SWMM.



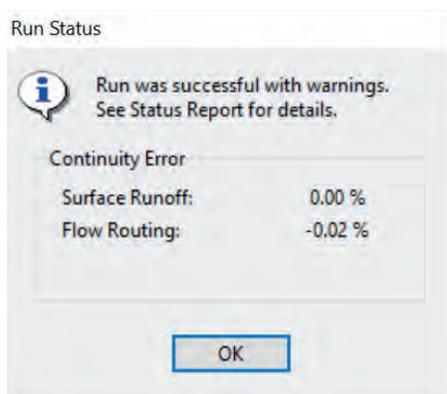
6.2.7. L'esecuzione delle simulazioni numeriche. Realizzato il modello numerico l'ultima fase è rappresentata dalla sua esecuzione attraverso l'apposita icona (*Run a simulation*) presente nella barra superiore degli strumenti di EPA-SWMM. Al termine del calcolo sarà visualizzata una finestra di dialogo (*Run Status*) in cui saranno riportate indicazioni che sostanzialmente informano l'operatore se il modello numerico realizzato converge in modo stabile verso la soluzione.

In particolare, *Continuity Error Surface Runoff* e *Flow Routing* (Fig. 6.14) quantificano la differenza in termini percentuali tra la sommatoria di tutti gli afflussi entranti (ad esempio afflussi meteorici, portate di origine esterna immesse direttamente al nodo, ecc.) e la sommatoria di tutti i deflussi uscenti dal sistema oggetto di modellazione (ad esempio per infiltrazione al suolo oppure dalla sezione di chiusura del bacino e/o della rete di drenaggio, ecc.) nel periodo di simulazione considerato. Se il valore dell'errore eccede il $\pm 10\%$ i risultati forniti dalla simulazione non possono essere considerati sufficientemente attendibili, pertanto si rende necessario attuare delle indagini per comprendere l'origine dei problemi di carattere numerico. Frequentemente le cause che generano errori di continuità elevati ($\geq \pm 10\%$) sono imputabili all'utilizzo di *Time Step* di calcolo eccessivamente lunghi oppure alla presenza di condotte troppo corte

tali da non consentire il rispetto della condizione di Courant-Friedrichs-Lévy (cfr. Paragrafo 3.6.1.1).

Al termine di ogni simulazione risulta altresì di fondamentale importanza verificare la presenza di eventuali messaggi allerta (*Warning*) generati da EPA-SWMM. Per fare ciò è necessario selezionare dalla barra superiore dei comandi l'opzione *Report* → *Status* ed apparirà una finestra di dialogo in cui saranno riportate le azioni (corredate da un codice numerico identificativo in modo tale da poter fare riferimento al manuale d'utilizzo per i dovuti approfondimenti) intraprese automaticamente da EPA-SWMM al fine di eseguire le analisi numeriche in modo accurato e stabile.

Fig. 6.14. *Schermata relativa al Run Status di EPA-SWMM utile per valutare l'affidabilità dal punto di vista numerico del modello realizzato.*



BIBLIOGRAFIA

- AA.VV., Acque di prima pioggia nei sistemi di fognatura - Manuale di progettazione (2014), Centro Studi Idraulica Urbana (CSDU) - Hoepli, Milano.
- AA.VV., Sistemi di fognatura - Manuale di progettazione (1997), Centro Studi Idraulica Urbana (CSDU) - Hoepli, Milano.
- Becciu G., Paoletti A., Esercitazioni di costruzioni idrauliche (2005) - CEDAM, Padova.
- Ciaponi C., Papiri S., Diagnosi dei problemi funzionali di sistemi di drenaggio urbano e definizione degli interventi correttivi ottimali (2000), Atti della II Conferenza Nazionale sul Drenaggio Urbano (Palermo, 10-12 maggio 2000).
- Nicolini M., Appunti delle lezioni di Costruzioni Idrauliche (2012), Università degli Studi di Udine.
- Papiri S., Gli scaricatori di piena nelle fognature miste alla luce dei risultati di una simulazione continua quali-quantitativa delle acque meteoriche nel bacino urbano sperimentale di Cascina Scala-Pavia (2000), Atti della II Conferenza Nazionale sul Drenaggio Urbano (Palermo, 10-12 maggio 2000).
- Perin R., Modellazione numerica a scala di bacino del fiume Ledra (2015), Tesi di Dottorato di Ricerca in Ingegneria Civile Ambientale Architettura, Università degli Studi di Udine.

- Perin R., De Bortoli N., Indovina G., Goi D., Realizzazione del modello di simulazione numerica della linea acque a supporto del progetto di ampliamento dell'impianto di depurazione di Udine (2019), *Ingegneria dell'Ambiente (IDA)*, Volume 6, Numero 1.
- Perin R., Trigatti M., Nicolini M., Campolo M., Goi D., Automated calibration of the EPA-SWMM model for a small suburban catchment using PEST: a case study (2020), *Environmental Monitoring and Assessment*, 192:374 - Springer.
- Rossman L.A., Huber W.C., Storm Water Management Model Reference Manual Volume I - Hydrology (2016), Office of Research and Development, National Risk Management Laboratory, U.S. Environmental Protection Agency, Cincinnati (USA).
- Rossman L.A., Storm Water Management Model Reference Manual Volume II - Hydraulics (2017). Office of Research and Development, National Risk Management Laboratory, U.S. Environmental Protection Agency, Cincinnati (USA).
- Rossman L.A., Huber W.C., Storm Water Management Model Reference Manual Volume III - Water Quality (2016), Office of Research and Development, National Risk Management Laboratory, U.S. Environmental Protection Agency, Cincinnati (USA).
- Tu M., Smith, P., Modeling Pollutant Buildup and Washoff Parameters for SWMM Based on Land Use in a Semiarid Urban Watershed (2018), *Water Air & Soil Pollution* 229:121.

PUBBLICAZIONI RELATIVE AL PROGETTO UNIUD-AUSIR

- Perin R., Trigatti M., Nicolini M., Campolo M., Goi D., Automated calibration of the EPA-SWMM model for a small suburban catchment using PEST: a case study (2020), *Environmental Monitoring and Assessment*, 192:374 - Springer.

I Quaderni AUSIR, nati da una convergenza di idee di Massimo Canali, Marcello Del Ben, Daniele Goi e Lorenzo Tosolini, rappresentano una forma di divulgazione dei lavori realizzati in collaborazione tra l'Università degli Studi di Udine e l'Autorità Unica per i Servizi Idrici e i Rifiuti della Regione Autonoma Friuli Venezia Giulia, sui temi della risorsa acqua e dei rifiuti. Essi riportano attività di innovazione e ricerca su tematiche relative a: captazione (A), trattamento-distribuzione (B), utilizzo-scarico (C), depurazione (D), recupero-reimmissione in ambiente (E) della risorsa idrica. Vi sono compresi anche altri temi come: la comunicazione (ç), gli aspetti economico-giuridici (€) e di gestione (@) relativi all'articolato mondo dell'acqua, dei rifiuti e non solo.

I contributi includono vari livelli di impegno: parti dei lavori di tesi degli studenti di vari corsi di laurea, sintesi descrittive di risultati ottenuti in borse di ricerca, relazioni di assegni di ricerca annuali o pluriennali, studi svolti in percorsi di dottorato di ricerca, descrizioni dei risultati raggiunti in ricerche approfondite e pubblicate in giornali dedicati di livello nazionale e internazionale.

Roberto Perin è laureato quinquennale in Ingegneria per l'Ambiente e il Territorio, PhD in Ingegneria Civile Ambientale Architettura, borsista di ricerca presso il Dipartimento Politecnico di Ingegneria e Architettura (DPIA) dell'Università degli Studi di Udine.

