

Alma Mater Studiorum – Università di Bologna

DOTTORATO DI RICERCA

Ingegneria Idraulica: scienze e tecnologie dell'acqua

Ciclo XX

Settore scientifico disciplinare di afferenza: ICAR 02

**Analisi degli aspetti di qualità nella gestione dei
sistemi di drenaggio urbano attraverso modellazione
numerica e indagini di campo**

Presentata da: Dott. Ing. Andrea Casadio

Coordinatore Dottorato

Relatore

Prof. Ing. Alberto Lamberti

Prof. Ing. Sandro Artina

Esame finale anno 2008

Indice

Sommario

1	I sistemi di drenaggio urbano	1
1.1	Introduzione.....	1
1.2	Il sistema integrato di drenaggio urbano.....	2
1.3	I sedimenti in ambito urbano.....	4
1.3.1	Deposizione atmosferica	4
1.3.2	Accumulo sulla superficie del bacino	5
1.3.2.1	Tetti	5
1.3.2.2	Strade, piazzali e parcheggi	5
1.3.3	Solidi all'interno dei condotti	5
1.4	Impatti conseguenti all'attivazione degli scaricatori di piena.....	6
1.5	Strategie di contenimento degli impatti	7
1.5.1	Misure per il contenimento da rete bianca	7
1.5.2	Misure per il contenimento da rete mista	8
1.5.2.1	Controllo in Tempo Reale (RTC).....	8
1.5.2.2	Vasche per il controllo qualitativo degli scarichi.....	9
1.6	Inquadramento normativo	11
1.6.1	Approccio europeo.....	11
1.6.1.1	Criteri progettuali	14
1.6.1.2	La procedura UPM (Urban Pollution Management)	15
1.6.2	Approccio degli US.....	15
1.6.3	La situazione italiana.....	16
1.6.3.1	Le acque di prima pioggia nella normativa italiana.....	17
1.7	Il fenomeno del First Flush	19
1.7.1	Definizioni di first flush	19
1.7.1.1	... Le curve M(V).....	20
1.7.2	Il fenomeno nelle varie componenti	23
1.7.3	Studi di regressione	24
1.7.4	Event Mean Concentration (EMC).....	26
1.7.5	Mass First Flush (MFF).....	26
1.8	Conclusioni	27
2	Modelli matematici di drenaggio urbano	29
2.1	Introduzione	29
2.2	Modellazione idrologico- idraulica	30
2.2.1	Valutazione delle perdite.....	30
2.2.2	Trasformazioni afflussi- deflussi	30
2.2.3	Propagazione della piena.....	30
2.2.4	Equazioni di De Saint Venant	31
2.3	Modelli di qualità nei sistemi di drenaggio urbano.....	32
2.3.1	Accumulo sulla superficie del bacino e in fognatura.....	32
2.3.2	Lavaggio operato dalla pioggia	34
2.3.3	Trasporto in rete.....	34
2.3.4	Processi di conversione all'interno dei condotti.....	36
2.4	Il codice di calcolo InfoWorks CS	37
2.4.1	...Modellazione quantitativa	38

2.4.1.1	Modello di deflusso superficiale	38
2.4.1.2.	Perdite iniziali	39
2.4.1.2.1	Modello dell'accumulo nelle depressioni superficiali.....	39
2.4.1.3	Modelli di scorrimento superficiale.....	40
2.4.1.3.1	Modello Wallingford	41
2.4.1.3.2	Large Contributing Area Model	42
2.4.1.4	Modelli del volume di deflusso	43
2.4.1.4.1	Modello Wallingford	43
2.4.1.5	Modello idraulico	45
2.4.1.5.1	Modello del condotto	45
2.4.1.5.2	Modello del condotto in pressione.....	46
2.4.1.5.3	Il sistema di equazioni	47
2.4.1.5.4	Risolutore	48
2.4.1.5.5	Particolarità del modello	49
2.4.2	Modellazione qualitativa	50
2.4.2.1	Modello dell'inquinamento in superficie.....	50
2.4.2.2	Il processo di modellazione.....	52
2.4.2.3	Ulteriori considerazioni	52
2.4.2.4	Condizioni iniziali	53
2.4.2.5	Accumulo di inquinanti in superficie	53
2.4.2.6	Accumulo di inquinanti nei pozzetti.....	55
2.4.2.7	Dilavamento superficiale (surface washoff)	56
2.4.2.8	Lavaggio dei pozzetti (gully pot flushing).....	58
2.4.3	Simulazioni di qualità	59
2.4.3.1	Inizializzazione.....	59
2.4.3.2	Modellazione	59
2.4.3.3	Modello di rete (Network Model)	60
2.4.3.4	Tecniche numeriche.....	61
2.4.3.5	Modello del condotto (Conduit Model).....	62
2.4.3.5.1	Trasporto.....	62
2.4.3.6	Tecniche di soluzione numerica	62
2.4.3.7	Erosione e deposito dei sedimenti	63
2.4.3.7.1	Modello di Ackers- White	64
2.4.3.7.2	Modello di Velikanov.....	65
2.4.3.7.3	Modello KUL.....	66
2.4.4	Regolazione delle simulazioni.....	66
2.4.5	Preparazione e lancio di una simulazione	66
3	Il sistema fognario di Bologna e il Canale Navile	67
3.1	Introduzione	67
3.2	Il sistema fognario di Bologna	67
3.2.1	Nota storica.....	67
3.2.2	Evoluzione del sistema fognario bolognese	69
3.2.3	Stato attuale del sistema fognario	71
3.2.4	Impianto di depurazione.....	74
3.3	Il Canale Navile.....	75
3.3.1	Nota storica.....	75
3.3.2	Idrografia e caratteristiche.....	76
3.3.3	Qualità delle acque.....	79
3.4	La campagna di monitoraggio e campionamento.....	81

3.4.1	Configurazione degli strumenti	81
3.4.1.1	Pluviometri	81
3.4.1.2	Configurazione degli strumenti sulla rete	82
3.4.1.3	Configurazione degli strumenti sul Canale Navile.....	85
3.4.2	Analisi del caso di studio in tempo secco	86
3.4.2.1	Rete fognaria	86
3.4.2.2	Canale Navile	87
3.5	Conclusioni	89
4	Risultati della campagna di monitoraggio e campionamento	91
4.1	Introduzione	91
4.2	Piogge rilevate.....	91
4.3	Evento del 07/12/06.....	93
4.3.1	... Via del Triumvirato.....	94
4.3.2	... Via Shakespeare.....	99
4.3.3	... Via Ferrarese.....	104
4.4	Evento del 18/12/06.....	111
4.4.1	... Via del Triumvirato.....	111
4.4.2	... Via Shakespeare.....	116
4.5	Evento del 12/02/07.....	117
4.5.1	... Via del Triumvirato.....	118
4.5.2	... Via Shakespeare.....	124
4.5.3	... Via Ferrarese.....	125
4.5.4	... Via Agucchi.....	128
4.6	Risultati della campagna di monitoraggio sul Navile.....	134
4.6.1	...Descrizione dell'evento del 07/12/06	135
4.6.2	...Descrizione dell'evento del 18/12/06	137
4.6.3	...Considerazioni sugli eventi registrati.....	138
4.7	Conclusioni	139
5	Il modello della rete di Bologna con il codice di calcolo InfoWorks CS. 141	
5.1	Introduzione	141
5.2	Fase preparatoria	141
5.3	Costruzione del modello	143
5.4	La calibrazione del modello	155
5.4.1	...Calibrazione sui dati di tempo secco.....	155
5.4.2	...Analisi di sensitività e calibrazione sulla base degli eventi misurati.....	158
5.4.2.1	... Sensitività al parametro Ps, tasso di accumulo in superficie.....	165
5.4.2.2	Sensitività ai parametri del fattore di erosione della pioggia Ka.....	167
5.4.2.3	Parametri di trasporto nei condotti	168
5.4.2.4	Parametri di definizione del fattore di potenza per il BOD ₅ e il COD.....	169
5.5	Il sistema degli scaricatori di Bologna.....	176
5.6	Conclusioni	179
6	Simulazioni di lungo periodo.....	181
6.1	Introduzione	181

6.2 Risultati.....	183
7 Conclusioni	197

Bibliografia

Sommario

La tutela dei corpi idrici, ricettori in ambito urbano di scarichi continui e discontinui, impone il controllo e il trattamento di tali immissioni. In particolare, in tempo di pioggia la qualità dei ricettori è fortemente compromessa dall'attivazione degli scaricatori di piena di rete mista, che, costruiti al solo scopo di sgravare la rete e l'impianto di trattamento dalle portate eccessive e dai carichi concentrati veicolati dalle piogge, deviano le portate in eccesso ai ricettori superficiali. E' stato dimostrato il pesante effetto conseguente a tali scarichi, e su tali basi, anche gli strumenti normativi si sono adeguati alla visione dominante oggi, quella degli strea standard. La nuova visione, a livello europeo contenuta nella legge quadro sulle acque (WFD), la legge 60/2000, prevede un'ottica integrata in cui ai limiti di emissione sono associati limiti nel ricettore, in funzione della destinazione d'uso e della capacità autodepurativa del corso d'acqua. La normativa porta con sè molte novità: e tra le altre, impone, per tutti gli Stati Membri, il raggiungimento dello stato di qualità "buono" al 2015. Per il raggiungimento di tali obiettivi, e in generale per il risanamento dei corpi idrici in ambito urbano è necessario intervenire con un controllo qualitativo degli scarichi di piena. Le esperienze e le applicazioni ingegneristiche dimostrano come l'adozione di vasche per l'intercettazione delle portate scolmate (o almeno parte di esse) ed il loro successivo trattamento siano interventi efficaci alla riduzione dei carichi.

La normativa nazionale adotta una politica di tutela e demanda alla Regioni la disciplina di controllo degli scarichi di piena e delle acque meteoriche di dilavamento. Relativamente alla Regione Emilia Romagna, il Piano di Tutela delle Acque, prevede la riduzione del 25% al 2008 e del 50% al 2016 del carico inquinante veicolato dagli scaricatori durante gli eventi meteorici. Diventa quantomai importante conoscere a fondo le dinamiche di sversamento, per progettare al meglio interventi volti al risanamento e all'adempimento della normativa comunitaria, e nazionale.

La presente tesi si colloca in quest'ottica. Attraverso una duplice esperienza sperimentale e numerica, la tesi si propone di mostrare l'effetto degli scarichi di piena sulla qualità di un ricettore fortemente integrato nel tessuto urbano, e di far luce sulle dinamiche di sversamento.

Conoscere le modalità di attivazione e la distribuzione dei carichi nel deflusso permette di progettare al meglio gli interventi di mitigazione e trattamento.

Da un lato è stata condotta un'estesa campagna di monitoraggio e di campionamento sia sulla rete della città di Bologna, sia sul Canale Navile; dall'altro è stato costruito, attraverso un software commerciale, il modello completo della rete fognaria. Tale modello è stato poi calibrato sui dati provenienti dalla campagna di misure. Attraverso successive elaborazioni modellistiche ci si propone di chiarire le dipendenze fra occorrenza del fenomeno del first flush e caratteristiche di rete e bacino da un lato, e caratteristiche della pioggia, dall'altro.

La tesi fornisce nuovi spunti e costituisce una base per indagini successive e per la pianificazione di interventi per la localizzazione delle vasche atte all'intercettazione e al successivo trattamento delle portate scolmate.

Capitolo 1

I sistemi di drenaggio urbano

1.1 Introduzione

Se il concetto di gestione del sistema di drenaggio urbano, come lo si intende oggi, ossia nel senso di valutazione degli impatti sui ricettori e fra le diverse componenti che lo costituiscono è relativamente recente, dal momento che affonda le sue basi negli ultimi 50 anni, la pratica di intervenire sulle acque urbane ha origini ben più lontane nel tempo.

I primi esempi di interventi storicamente documentati risalgono all'epoca dell' Impero Mesopotamico (Wolfe, 2000), di quello Romano e della Grecia del Periodo Minoico (Angelakis, et al., 2005). Lo scopo di tali interventi era quello di migliorare le condizioni degli insediamenti evitando impaludamenti delle acque piovane e, successivamente, l'allontanamento di quelle reflue. A questo proposito basti pensare alla Cloaca Maxima, costruita fra il 550 e il 500 a. C., e visibile ancora oggi nel tratto in cui si immette nel Tevere.

Dopo la caduta dell'Impero Romano si perse per diversi secoli la pratica di gestire le acque in ambito urbano, a parte casi isolati ; tracce successive si trovano solo a partire dai XVI- XVIII secoli, sebbene ancora poco efficienti, come dimostrano le numerose epidemie, di cui sono piene le cronache dell'epoca.

Nella prima metà del diciannovesimo secolo le antiche fognature costruite all'epoca dei Romani venivano usate prevalentemente per il deflusso delle acque piovane. A causa del pessimo stato delle strade e della pratica diffusa di gettarvi tutti i rifiuti domestici, il deflusso superficiale trasportava quantità molto elevate di solidi organici e minerali che si depositavano nelle fognature. I collettori non venivano ripuliti e i sedimenti accumulati costituivano delle vere e proprie ostruzioni e diffondevano infezioni e rendevano l'aria malsana e irrespirabile, specialmente nei mesi estivi. Durante precipitazioni molto intense, le acque piovane non riuscivano a defluire e usualmente diverse zone delle città erano soggette ad allagamenti.

La scoperta a partire dalla metà del XIX secolo dei primi metodi di dimensionamento dei collettori come la formula razionale, portò ad un rapido sviluppo delle pratiche di gestione delle acque in ambito urbano. Lo scopo principale era quello di allontanare dal centro abitato le acque piovane il più velocemente possibile, fino ai più vicini ricettori.

Uno sviluppo costante è proseguito fino agli anni '60 del XX secolo, quando l'introduzione di nuovi metodi e procedure di calcolo, di modelli sempre più potenti e performanti, e soprattutto, successivamente, grazie all'introduzione dei calcolatori elettronici, hanno determinato un consistente balzo in avanti delle tecnologie legate al drenaggio urbano. E' in questi anni, sulla scia delle notevoli migliorie tecnologiche, che cominciano ad essere messi in luce gli impatti che una sempre più spinta urbanizzazione e industrializzazione provocano sui ricettori.

Tuttavia è negli ultimi '80 e nei primi '90 che si registrano i maggiori cambiamenti nelle politiche del drenaggio urbano grazie a nuovi concetti quali:

- lo sviluppo sostenibile;
- la gestione delle risorse idriche con approccio a livello di ecosistema;

- il miglioramento delle conoscenze alla base degli impatti conseguenti agli sversamenti;
- la visione integrata del sistema di drenaggio urbano.

Fino ad oggi, dunque, le due principali istanze che si è cercato, di risolvere sono state l'igiene pubblica e la protezione dagli allagamenti.

Ad oggi, tuttavia, ci sono ancora molti punti da affrontare (Chocat et al., 2001), fra cui:

- problemi legati ai volumi dei deflussi: le grandi superfici impermeabilizzate provocano picchi di portata e una minore infiltrazione, con conseguente incremento del potere erosivo dei deflussi, e impoverimento delle falde, e quindi spesso subsidenza.
- Problemi legati all'aspetto qualitativo dei deflussi: che la rete sia mista o separata le acque di pioggia che dilavano bacini urbani sono riconosciute essere una delle maggiori sorgenti di inquinanti, per i ricettori.
- Problemi connessi con l'ecologia, e la fruizione delle acque. I sistemi di drenaggio urbano possono modificare la biodiversità dei ricettori, compromettendone l'integrità ecologica, ed eventualmente comprometterne anche la fruibilità per scopi ricreativi, quali balneazione, pesca.
- Problemi associati alla gestione delle reti attualmente esistenti, in particolare legati alla gestione degli impianti di depurazione in condizioni di alto carico, invecchiamento delle condotte, climate change.

Per affrontare queste nuove tematiche appare chiaro come sia necessario un approccio di tipo integrato, in grado cioè di tenere in considerazione tutti i sottosistemi che interagiscono nell'ambito urbano. Rete drenante, impianto di depurazione e ricettori devono essere visti come parte di un unico sistema attraverso una visione integrata.

1.2 Il sistema integrato di drenaggio urbano

Negli ultimi anni, anche in relazione agli obiettivi posti dalla normativa europea, si sta imponendo un nuovo approccio nella gestione dei sistemi di drenaggio urbano in cui tutti i componenti del sistema sono visti in maniera integrata. In una prospettiva di questo tipo, le sorgenti superficiali così come quelle sotterranee, il ricettore, come l'insediamento stesso, sono visti come un sistema unico e interagente.

La visione integrata del sistema comporta una maggiore attenzione nell'individuazione di strategie di intervento. Fino ad oggi infatti il processo di ottimizzazione è stato portato avanti con il solo scopo di migliorare il settore di interesse, senza valutare le conseguenze sugli altri sottosistemi. Il caso tipico è quello degli scaricatori di piena, nati al solo scopo di sgravare porzioni della rete da portate in eccesso, o proteggere i delicati equilibri all'interno dell'impianto di trattamento dagli shock tossici delle acque di pioggia, nelle fognature miste. La pratica costruttiva, e la normativa, fino a pochi anni fa, non prendevano in considerazione la capacità autodepurativa del ricettore, ma semplicemente fissavano i criteri per il dimensionamento dei manufatti, indipendentemente dal corso d'acqua che avrebbe ricevuto le portate scolmate.

La visione integrata comporta anche la valutazione dei rapporti fra i singoli comparti del sistema.

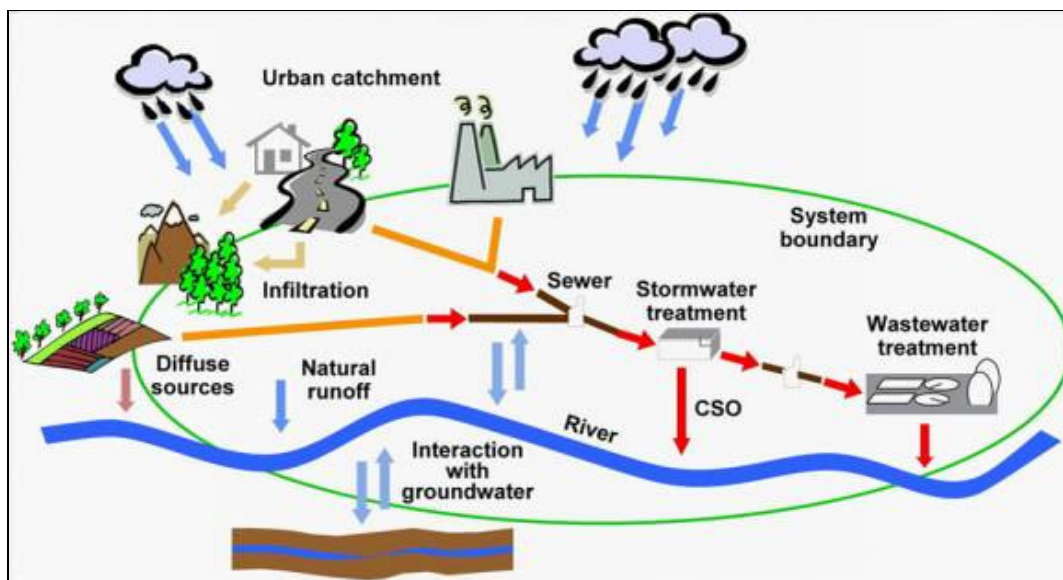


Figura 1.1. Schema del sistema integrato di drenaggio urbano.

La rete fognaria interagisce con il ricettore attraverso gli scaricatori di piena. Per ridurre gli impatti sono possibili diverse strategie di intervento. Tuttavia bisogna considerare tutti le possibili ripercussioni conseguenti sui restanti componenti del sistema. Ad esempio è possibile sfruttare la capacità di invaso della rete, alzando le soglie di sfioro. Questo però comporta un sovraccarico della rete, o comunque un incremento delle portate al depuratore: un intervento sulle soglie deve essere seguito da ampliamenti della capacità di trattamento del depuratore. Diversamente, tutte le portate che si è evitato di scolare a monte si ritroverebbero scolmate a valle dalla soglia di testa impianto, non risolvendo affatto il problema. Un'altra tipologia di intervento consiste nell'installazione di vasche allo sbocco degli scarichi. Al termine dell'evento, tali vasche vengono svuotate e il carico inviato alla depurazione. Le modalità con cui queste portate giungono all'impianto modifica le curve giornaliere di portata, creando problemi di insufficienza ad un impianto non dimensionato per tali incrementi di portata.

L'erosione di solidi dal fondo dei collettori, durante gli eventi meteorici, influisce sul carico sversato nei ricettori dagli scolmatori, così come ha un impatto sui prodotti della depurazione (gestione dei fanghi).

Forti richieste idriche potrebbero portare ad un abbassamento della falda, con conseguente richiamo delle acque superficiali, spesso inquinate. In condizioni di scarsità gli impatti degli scaricatori risultano ancora più pesanti.

Al di là di questi esempi, le interazioni fra i vari comparti del sistema integrato di drenaggio urbano sembrano essere assai più complicate.

1.3 I sedimenti in ambito urbano

La caratterizzazione della qualità delle acque di drenaggio urbano comporta il rilevamento di una serie di parametri nelle due distinte condizioni climatiche di “*tempo asciutto*” e “*tempo di pioggia*”. La forte variabilità in tempi brevi del fenomeno in studio e le diverse condizioni idrauliche che possono caratterizzarlo, in particolare durante la seconda di queste circostanze, rendono indispensabile, accanto al rilevamento dei parametri qualitativi, la conoscenza di quelli quantitativi.

La quantità ed il tipo degli inquinanti presenti nei deflussi urbani dipendono infatti da una serie di complesse interazioni tra la tipologia della copertura superficiale, la configurazione dei sistemi di fognatura, la presenza di sostanze inquinanti precedentemente accumulate tanto sul suolo quanto all'interno della stessa fognatura e delle opere accessorie, i caratteri propri della precipitazione ed altri fattori temporali quali la stagione e il periodo di tempo asciutto antecedente l'evento meteorico. Per questo motivo la logica migliore nello studio degli aspetti quali-quantitativi delle acque di pioggia sembra quella di seguire idealmente il percorso della pioggia (e quindi dei solidi e degli inquinanti ad essa associati) fin dal momento in cui essa giunge sul suolo ed intraprende lo scorrimento superficiale.

Il particolato e gli inquinanti associati presenti nelle acque di dilavamento superficiale, provengono dai tetti, dai parcheggi, dalle strade, dalle aree non pavimentate. Altre sorgenti possono essere i siti di costruzione, i parcheggi commerciali ed industriali, i centri di manutenzione delle automobili, i prelievi accidentali e l'irrigazione dei prati ed in misura più limitata dall'atmosfera.

1.3.1 Deposizione atmosferica

Milioni di tonnellate di particelle inquinanti, ogni anno, vengono immesse nell'atmosfera, sotto forma di fumi e vapori; queste particelle sono potenzialmente ridepositabili sul suolo. Di conseguenza, il deflusso superficiale, può trasportarli verso i corpi idrici ricettori. I fattori che influenzano la rideposizione dall'atmosfera includono la velocità e la direzione del vento, la velocità di caduta delle polveri, la temperatura e la precipitazione (sia essa neve o pioggia) nel sito, la quota e la pendenza del suolo, l'uso del suolo e le sorgenti di inquinante atmosferico (autoveicoli, industrie, emissioni residenziali). Gli inquinanti provenienti dalla rideposizione atmosferica contribuiscono significativamente alla contaminazione dell'acqua di pioggia attraverso il deposito di polveri e successivo lavaggio. Come riportato da diversi autori tra cui (Cotham e Bidleman, 1995) ed (Hilts, 1996), enormi quantità di inquinanti tossici, contenute nelle acque di scorrimento superficiali nelle aree urbane, possono essere associate alla deposizione atmosferica.

Parte di questa massa arriva al suolo attraverso le gocce d'acqua che catturano delle polveri nella loro caduta. L'apporto in massa ai solidi sospesi, ad opera dalle gocce d'acqua, sebbene non sia molto significativo, usualmente minore del 10% in confronto con le altre sorgenti (Novotny et. al., 1985), può contribuire alle sostanze inquinanti in maniera considerevole, in particolare per i PAHs (Idrocarburi policiclici aromatici) e PCBs (Polychlororobyphenyls) (Bertrand-Krajewski, 1993).

1.3.2 Accumulo sulla superficie del bacino

I solidi dilavati dai diversi tipi di superficie che costituiscono il bacino, sono il contributo principale al carico inquinante attribuibile al runoff superficiale. Una delle principali fonti è lo scorrimento sulle strade urbane (Sansalone, 1996; Sansalone e Buchberger, 1996), autostrade (Montrejaud-Vignoles et al., 1996), tetti delle costruzioni (Forster, 1996) e dalle aree di parcheggio (Pitt et al., 1995).

1.3.2.1 Tetti

I solidi dilavati dai tetti durante gli eventi di pioggia possono avere origini molto differenti:

- solidi provenienti dall'atmosfera durante il periodo di tempo secco;
- solidi provenienti dalla degradazione chimico-fisica dei tetti e dalle grondaie;
- solidi di origine animale e foglie.

1.3.2.2 Strade, parcheggi e piazzali

Strade, autostrade e parcheggi, sono le superfici impermeabili più frequenti all'interno dei bacini urbani, e sono la principale sorgente di solidi trasportati, via runoff, all'interno della rete drenante. I solidi hanno origine da:

- erosione del manto stradale;
- usura dei pneumatici;
- deposizione dall'atmosfera in tempo secco;
- rifiuti solidi e spazzatura (vetri rotti, bottiglie, carta, etc.), classificati come "grossi solidi";
- rifiuti organici di origine animale e vegetali;
- sghiacciamento delle strade;
- siti in costruzione.

In prossimità delle coste, ci può essere una componente di sabbia veicolata dal vento.

1.3.3 Solidi all'interno dei condotti

Il generico termine di sedimento è usato per descrivere qualsiasi tipo di materiale particolato che si trovi nelle acque di pioggia o nelle acque reflue domestiche e che sia in grado di formare uno strato di deposito nelle condotte di fognatura e nelle strutture idrauliche associate (Fan e al., 2001). sedimenti presenti nelle fognature sono molto diversi tra loro per dimensioni e caratteristiche. I solidi presenti in fognatura derivano dal dilavamento delle superfici urbane impermeabilizzate (strade, tetti, piazze), dall'invecchiamento e dall'abrasione delle condotte e dai deflussi civili, industriali e commerciali (Verbanck et al. 1994). I depositi presenti in fognatura sono costituiti da particelle organiche ed inorganiche.

Una completa trattazione dei solidi in ambito urbano si trova in (Liserra, 2005).

1.4 Impatti conseguenti all'attivazione degli scaricatori di piena

Nelle aree urbane servite da una rete di tipo misto il problema principale, da un punto di vista ambientale e sanitario, è legato all'attivazione degli scaricatori di piena.

Gli sversamenti di questo tipo sono un mix fra il refluo che normalmente scorre nelle condotte, le portate di dilavamento superficiale, e i depositi al fondo dei condotti, risospesi dalle portate conseguenti l'evento.

Ne consegue che il tipo di inquinamento provocato dagli sversamenti è piuttosto vario, generalmente superiore a quello prettamente organico delle portate di tempo secco. La letteratura internazionale è ricca di lavori riguardanti la composizione dei reflui in conseguenza agli eventi meteorici; tuttavia l'interesse è ancora alto, anche in conseguenza della scoperta di nuovi elementi all'interno dei reflui fognari, e conseguentemente anche negli scarichi in tempo di pioggia: farmaceutici, sostanze psicotrope, cosmetici, ecc.(Sumper, 2008).

La produzione scientifica è al momento più sviluppata sul comparto della depurazione di tali prodotti e sulle conseguenze della loro presenza sui processi depurativi, piuttosto che sulla valutazione dell'impatto degli sversamenti in seguito all'attivazione degli scaricatori (Clara et al., 2004).

Il problema non è semplice, dal momento che gli impatti della rete fognaria sui ricettori devono essere considerati attraverso scale temporali e spaziali diverse, e in funzione della tipologia del corpo idrico ricettore (Marsalek, 2005).

Da un punto di vista temporale si distinguono impatti di tipo acuto e di tipo cumulativo. L'inquinamento di tipo acuto è rappresentato generalmente da apporti sproporzionati ma per tempi brevi, come in concomitanza degli sversamenti, di sostanze organiche, che portano ad un brusco calo dell'ossigeno disciolto, o effetti tossici acuti. Per questo tipo di impatti assumono una particolare importanza la frequenza e la durata degli sversamenti caratterizzati da concentrazioni elevate.

L'inquinamento di tipo cronico invece, non è direttamente visibile, dal momento che dipende da lenti processi di accumulo nell'acqua e in particolare nei sedimenti. Va tenuto in considerazione anche in relazione al fatto che le piene conseguenti agli sversamenti sono generalmente in grado di smuovere i sedimenti al fondo, con conseguente rilascio in soluzione degli inquinanti lì accumulatisi.

I principali impatti conseguenti all'attivazione degli scaricatori sono (Marsalek, 2005):

1. Impoverimento dell'ossigeno disciolto. Generalmente si tratta di un impatto causato da elevati carichi di sostanze organiche che richiedono grandi quantità di ossigeno, quindi caratterizzate da alte concentrazioni di BOD, COD e ammoniaca. Tali sostanze sono quelle normalmente presenti in fognatura; decisamente meno influente è la quota delle acque di lavaggio del bacino. L'impatto è di tipo acuto, causato dall'immissione delle sostanze disciolte; e di medio termine, causato dalla risospensione di sostanze richiedenti ossigeno, imprigionate nei sedimenti.
2. Eutrofizzazione. Si tratta dell'effetto conseguente all'immissione di alti carichi di nutrienti, Azoto totale e Fosforo totale, generalmente presenti nei reflui fognari, e in misura minore nelle acque di dilavamento. L'eutrofizzazione comporta, come noto, una sproporzionata crescita algale e microalgale, cui segue una diminuzione dell'ossigeno disciolto, riduzione della trasparenza dell'acqua, riduzione delle funzioni fotosintetiche, fino alla

conseguente decomposizione delle alghe stesse, con successiva formazione di un ambiente anossico.

3. Tossicità. Impatti tossici possono essere causati da elevati livelli di ammoniaca e metalli, presenti più nelle acque di lavaggio superficiale che non nei reflui fognari. Analisi di tossicità acuta su corpi idrici ricettori si trovano in letteratura (Marsalek et al., 1999; Casadio et al., 2007). Gli impatti di tipo acuto colpiscono in prima battuta i pesci; a livello cronico tutto l'ecosistema acquatico può risultare compromesso.
4. Effetti per l'uomo. I principali effetti che gli sversamenti possono avere sull'uomo riguardano principalmente la balneabilità dei ricettori e altri usi ricreativi come la pesca. Il problema della balneabilità è legato all'inquinamento microbiologico, principalmente da *Escherichia Coli*, tipico batterio presente nei reflui urbani di origine civile, e in misura minore nelle acque di lavaggio.

1.5 Strategie di contenimento degli impatti

Le strategie di controllo e riduzione degli sversamenti in tempo di pioggia nei corpi idrici ricettori si differenziano a seconda che il sistema sia combinato o di sole acque bianche. Nella sostanza, comunque, le tipologie di intervento puntano in un caso alla riduzione della quantità di inquinanti entranti nel sistema; nell'altro a ridurre le fuoriuscite dalla rete verso i ricettori.

1.5.1 Misure per il contenimento degli impatti da reti separate

La gestione delle acque di pioggia in ambito urbano passa attraverso l'applicazione di politiche e controlli alla fonte, con tecniche note con l'acronimo di Best Management Practices (BMP) nella letteratura americana, Sustainable Urban Drainage Systems (SUDS) in quella inglese e Alternative Techniques (AT) in quella francese (Marsalek e Chocat, 2002).

Le pratiche di controllo sono generalmente interventi di tipo non strutturale, che riguardano specifiche sui materiali di costruzione, politiche di pianificazione urbana per la riduzione dei deflussi, mantenimento della pulizia stradale, opere di prevenzione di sversamenti e depositi non autorizzati e illegali.

Le BMP possono applicarsi a diversi livelli (Marsalek, 2005): a livello di singola abitazione o quartiere, a livello di comunità, o a livello di bacino.

Alla scala più piccola si tratta normalmente di interventi atti a ridurre o rallentare i deflussi. Lo scopo è quello di favorire la naturale infiltrazione, sia per favorire la ricarica delle falde sottostanti, sia per ridurre il lavaggio del bacino e il conseguente trasporto degli inquinanti depositatisi. Diversi studi su acque che dilavano tetti e coperture di varia tipologia hanno portato alla luce il problema di possibili contaminazioni di tali acque di lavaggio, quindi tali interventi non sono sempre applicabili (Gromaire- Mertz, 2002).

A livello di comunità le BMP sono strutture per l'infiltrazione a scala maggiore: bacini, trincee, ecc.

Lo scopo di tali strutture può essere vario: dalla semplice laminazione dei picchi di portata, alla sedimentazione dei materiali trasportati (generalmente sabbie), fino a trattamenti di tipo fitodepurativo per il trattamento di alcuni inquinanti disciolti.

Tali strutture richiedono generalmente molto spazio, ma per contro possono facilmente essere utilizzate per scopi ricreativi o estetici. Tra i problemi connessi a tali pratiche vi è il trattamento di insetti, che possono proliferare in certe condizioni, e la manutenzione: i sedimenti devono talora essere rimossi per ristabilire le caratteristiche della struttura.

Tutte queste pratiche devono essere pianificate a scala di bacino, per poter tener in considerazione eventuali effetti cumulativi.

1.5.2 Misure per il contenimento degli impatti da reti miste

Per ridurre gli scarichi impattanti degli scolmatori della rete mista si deve intervenire o a monte del sistema, riducendo le portate in ingresso, o a valle, immagazzinando temporaneamente le portate scolmate.

Per ridurre le portate a monte, si applicano misure analoghe a quelle adottate nelle reti separate, relativamente alle acque pluviali e di dilavamento superficiale, attraverso l'adozione delle BPM.

La periodica pulizia delle strade e il lavaggio delle caditoie sono misure sufficienti a ridurre l'ingresso di solidi in fognatura.

La mitigazione degli impatti è altresì ottenibile attraverso l'immagazzinamento di parte delle portate scolmate, e successivamente inviate a trattamento.

Ci sono diversi modi per incrementare il volume atto a contenere tali portate: fondamentalmente si interviene o con tecniche di controllo in tempo reale (RTC) della rete già esistente o incrementando i carichi in ingresso all'impianto di trattamento, oppure attraverso la costruzione di vasche.

1.5.1.1 Il controllo in tempo reale

Il concetto di controllo in tempo reale del sistema di drenaggio urbano viene dato da (Schilling et al., 1996): “un sistema di drenaggio urbano è controllato in tempo reale se i dati del processo, ossia i livelli, le portate, le concentrazioni degli inquinanti, ecc, sono continuamente monitorati e registrati e, sulla base di tali misure, vengono applicate delle regolazioni sulla rete fognaria e sul depuratore”.

Sul tema del controllo in tempo reale dei processi molto è stato scritto, in ambito internazionale: in letteratura si trovano esempi di applicazioni di controlli sia alla sola fognatura (Schilling, 1989, 1994), sia al solo impianto di depurazione (Olsson e Newell, 1999), sia, in misura minore al corpo idrico ricettore (Beck e Reda, 1994).

Applicazioni più recenti riguardano invece l'applicazione di controlli in tempo reale sull'intero sistema integrato di drenaggio urbano (Meirlaen, J., 2002, Vanrolleghem et al, 2005; Mannina, 2005).

1.5.1.2 Vasche per il controllo qualitativo degli scarichi

1.6 1.6 Inquadramento normativo

1.6.1 Approccio europeo

I principali obiettivi della WFD possono essere riassunti come segue (Achleitner et al., 2005):

1. Raggiungimento dello stato qualitativo “buono” per le acque superficiali e sotterranee, in tutti gli Stati Membri al 2015, attraverso l’applicazione di un approccio di gestione integrato.
2. Predisposizione di un piano di gestione a scala di bacino nella UE, al di là dei singoli confini nazionali.
3. Applicazione di uno schema di recupero dei costi, relativamente ai servizi di approvvigionamento e trattamento dei reflui, basato sul principio “chi inquina paga”.
4. Sviluppo di un approccio combinato per la riduzione dell’inquinamento sia da fonti puntuali, sia diffuse, come un mix tra limiti di emissione e standard qualitativi sul ricettore.
5. Pianificazione di un piano di monitoraggio e di misure sulla qualità delle acque.

La norma impone che tutti i corsi d’acqua all’interno degli Stati Membri devono raggiungere lo stato qualitativo “buono” entro il 2015. Una delle novità più importanti della WFD riguarda proprio la definizione degli standard qualitativi, non più basati solamente su parametri chimici e fisico- chimici, ma anche biologici e idromorfologici. Lo stato qualitativo “buono” viene definito come “un leggero scostamento dalle condizioni naturali” (Kallis et al., 2001) e richiede che gli standard fissati non siano superati. Per definire lo stato naturale la normativa richiede l’individuazione di bacini di riferimento, all’interno di eco- regioni, considerate come punto di partenza della definizione.

Per definire lo stato qualitativo delle acque occorre tener dunque conto da un lato dello stato ecologico; e dall’altro dello stato chimico. Entrambi i criteri devono raggiungere lo stato di “buono”.

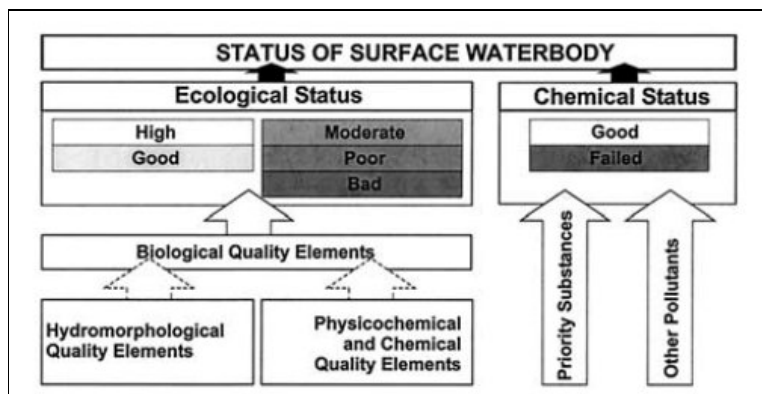


Figura 1.3. Sistema di classificazione della qualità, secondo la WFD (Achleitner et al., 2005)

Lo stato ecologico viene valutato sulla base di elementi idromorfologici, chimici e fisico-chimici ed è classificato su una scala di cinque punti da “elevato” a “pessimo”. Lo stato chimico si basa invece su specifiche direttive preesistenti e su una nuova lista di sostanze prioritarie; la classificazione prevede solo due punti: “stato buono” e “stato buono non raggiunto”.

La legge quadro lascia la classificazione della qualità delle acque superficiali ai singoli stati membri: appare ovvio come siano quindi necessari metodi per la stima di indicatori biologici e strumenti univoci di classificazione. A questo proposito si sono sviluppati diversi progetti all'interno del recente V° programma quadro. In particolare i progetti AQEM (AQEM, 2002), FAME (Economou et al., 2002) e STAR (Sandin et al., 2001) hanno proposto classificazioni sulla base di diversi organismi obiettivo (macroinvertebrati, pesci, ...), mentre il progetto PAEQANN (Lek et al., 2003) riguarda la previsione dei valori di tali indicatori sulla base di elaborazioni attraverso reti neurali artificiali (ANN).

Ci sono fondamentalmente due approcci che possono essere seguiti per salvaguardare la qualità delle acque superficiali (Tyson et al., 1993): uno basato su limiti di emissione (Uniform Emission Standard, UES), e uno basato su standard di qualità ambientale sul ricettore (Environmental Quality Objective/Environmental Quality Standard, EQO/EQS).

L'approccio EQO/EQS porta a definire la destinazione d'uso di ciascun corso d'acqua, che diventa l'obiettivo da raggiungere e mantenere. Gli standard vengono definiti con procedure modellistiche, e, se applicati, garantiscono la protezione dell'obiettivo. Una tale procedura deve essere seguita tipicamente quando si ha a che fare con elementi che comportano un incremento nella richiesta di ossigeno (organici), e nel livello dei nutrienti (e quindi N, P), esattamente come per gli scarichi in ambito urbano.

L'approccio UES invece punta l'attenzione sull'emissione, indipendentemente dalle condizioni locali del corso d'acqua. Tale procedura diventa particolarmente importante quando si ha a che fare con emissioni potenzialmente pericolose. L'approccio UES è basato sulla tecnologia (BMPs, ecc) adottata.

Un elemento fondamentale di novità contenuto nella WFD è lo sviluppo di un approccio combinato per la riduzione dell'inquinamento sia da fonti puntuali sia diffuse. In cui i due approcci classici di gestione, quello basato sulla qualità del ricettore (immission standard) e quello basato sulla fissazione di limiti alle emissioni (emission standard) sono entrambi considerati.

Se si considera l'approccio EQO/EQS, o immission standard, i limiti vengono fissati in funzione della specifica destinazione d'uso del ricettore, e quindi da leggi quali quella sulle acque potabili (98/83/EC) o di balneazione (2006/7/EC). Considerando invece l'approccio basato sui limiti di emissione, le norme principali sono la Urban Wastewater Treatment Directive (UWWTD, 91/271/EEC) con l'obiettivo di proteggere il ricettore dagli scarichi fognari da ambiente urbano; e quella sull'Integrated Pollution and Prevention Control (IPPC Directive, 96/61/EEC, (CEC, 1996)), sulla riduzione degli impatti da impianti industriali.

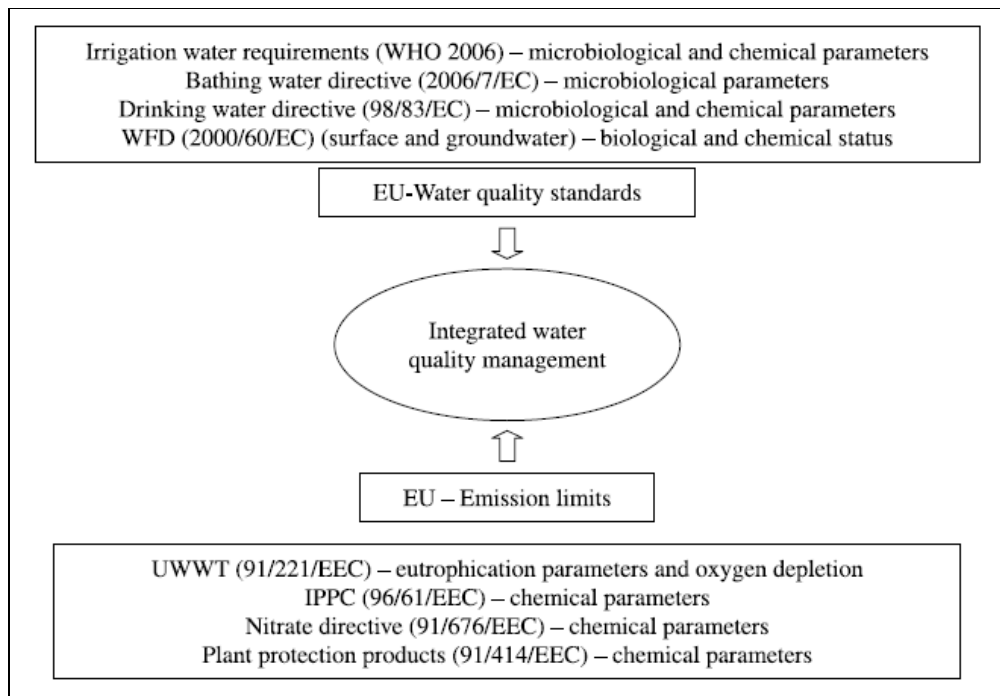


Figura 1.4. Principali leggi e regolamenti per la definizione di standard qualitativi e limiti di emissione (Fürhacker, M., 2008).

La normativa prevede di applicare il più restrittivo dei due criteri. Quindi se si hanno impatti piccoli rispetto alla dimensione del ricettore, probabilmente il più restrittivo dei due criteri sarà quello basato sui limiti allo scarico; al contrario, se il fattore limitante è dato dalle dimensioni del ricettore, il criterio più restrittivo sarà quello basato sugli standard qualitativi.

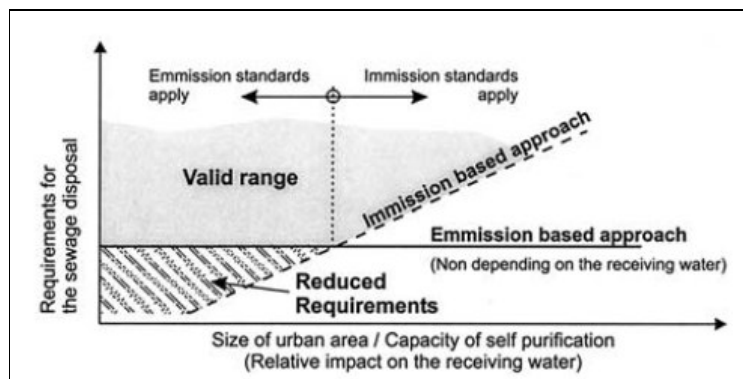


Figura 1.5 Schema di applicazione dell'approccio combinato (Achleitner et al., 2005)

1.6.1.1 Criteri progettuali

La legge quadro richiede il raggiungimento dello standard qualitativo “buono” al 2015 per tutte le acque superficiali e sotterranee. Per centrare un simile obiettivo, in ambito urbano, si deve porre attenzione a tutte le possibili fonti di inquinamento, siano esse puntuali o diffuse, continue o intermittenti. Come si è visto, mentre gli scarichi degli impianti di depurazione e dei principali poli produttivi sono soggetti a specifiche leggi sia a livello comunitario (rispettivamente la UWWT, 91/271/EC, e la IPPC, 96/61/EC)

sia nei singoli Stati Membri, le modalità di ottenimento dei permessi allo scarico per i CSO variano molto di stato in stato, con alcuni stati per i quali tale permesso non è nemmeno richiesto (Zabel et al., 2001).

Le autorizzazioni allo scarico si basano sulla conformità ai criteri progettuali utilizzati nei singoli stati: generalmente tali criteri si basano sul tasso di diluizione o sulla frequenza di attivazione delle soglie, ma senza alcun riferimento alla capacità di autodepurazione del corpo ricettore.

Country	Design criteria and practice
Belgium	Minimum CSO setting has traditionally been 2-5 × mean DWF (5-10 × mean DWF for new systems). 7 overflow events per year (local requirement for new CSOs in Flanders). Effects on receiving water are considered
Denmark	Frequency of overflow, related to nature of the receiving water. Traditionally CSO setting is 5 × daily peak DWF (equiv. to 8-10 mean DWF). Yearly rates of BOD in spilled flow compared to those discharged from STW. Intermittent and annual loads considered (for rivers and lakes/fjords). EQO/EQS approach has been introduced, together with modelling techniques
France	CSO setting is 3 × peak DWF (normally equivalent to 4-6 × mean DWF). Setting for CSOs at STWs is usually 2-3 × mean DWF. Pollutant load is considered. EQO/EQS approach being introduced, together with modelling techniques
Germany	Minimum CSO setting is 7 × DWF where no storage is provided. 2 × mean DWF plus return to treatment. ATV Guideline A128 requirement of 90% of load to treatment, also State Regulations. Storage up to 40 m ³ /impervious hectare, typically 20-30 m ³ /ha
Greece	CSO setting generally 3-6 × mean DWF. Effects upon receiving waters and pollutant strength of the discharge is sometimes considered in determining the setting
Ireland	Traditionally 6 × mean DWF, more recently UK Formula A. EQO/EQS and modelling approach is now being introduced for some situations
Italy	No nationally agreed criteria (national guidelines exist for minimum water quality standards). CSO setting generally 3-5 mean DWF. Spill frequency criteria are being introduced (on a local basis only)
Luxembourg	German ATV Guideline A128 is now the main design procedure. Traditionally the minimum CSO setting was 3 × peak DWF (equiv. to 4-6 mean DWF)
Netherlands	Locally negotiated frequency of overflow - usually 3-10 times per year depending on sensitivity of receiving waters. Minimum total storage equivalent to 7 mm of runoff over impervious area. EQO/EQS approach is being introduced, together with modelling techniques
Portugal	CSO settings are based on national guidelines. Most new CSOs have a setting of 6 × mean DWF. Receiving watercourse is considered in a few cases
Spain	Most new CSOs have a setting of 3-5 × mean DWF. 5 × mean DWF is the most frequently used setting for smaller towns
UK – England and Wales	Historically CSO setting is 6 × mean DWF to treatment (generally 3 × DWF to full treatment, 3 × DWF to storm tanks). 'Formula A' setting = $DWF + 1360P + 2E \text{ 1 day}^{-1}$. (Since about 1970), where P = population, E = industrial effluent. (Formula A is typically 6.5-9 × mean DWF but may be higher.) Storage is added where dilution is low. This is increasingly being replaced by the EQO/EQS approach and modelling techniques where appropriate
UK – Scotland	Scottish practice is similar to above and takes account of receiving stream dilution in sizing the storage equipment

Figura 1.6 Quadro dei criteri progettuali per i CSO in Europa (Zabel et al., 2001).

Per il raggiungimento degli standard qualitativi fissati dalla WFD appare chiaro come tali criteri di progetto non siano più sufficienti: sono necessarie quindi nuove metodologie per stimare l'impatto degli scaricatori sul ricettore. Alcuni paesi, come il Regno Unito, hanno già sviluppato tecnologie di questo tipo. Uno degli esempi più significativi di stream standard è rappresentato dalla procedura UPM.

1.6.1.2 La procedura UPM (Urban Pollution Management)

Pubblicata per la prima volta nel 1994 e aggiornata nel 1998 (FWR, 1994, 1998), la procedura UPM fornisce un supporto per la valutazione di varianti di progetto sul sistema di drenaggio urbano fornendo una procedura di tipo modellistico.

La procedura è basata su tre concetti fondamentali (Crabtree e Morris, 2002):

- il sistema di drenaggio urbano deve essere visto come un'entità singola
- l'obiettivo principale è la conformità agli standard ambientali

- la forma della modellazione integrata deve essere appropriata alle necessità dello studio

Per la pianificazione della qualità fluviale il manuale fornisce due opzioni:

- il metodo percentile, in cui è richiesto che gli standard siano rispettati un certo numero di volte, sul totale;
- adeguamento ai Fundamental Intermittent Standard (FIS)

I FIS sono valori di concentrazione- durata per ciascun inquinante, che non devono essere superati più di quanto previsto. I valori di concentrazione sono forniti per durate di 1, 6 e 24 ore, e per periodi di ritorno di 1, 3 e 12 mesi. In questa metodologia si considerano quindi non tanto i valori di picco delle concentrazioni di alcuni tra gli indicatori che vengono tipicamente esaminati, quali l'ossigeno disciolto (DO) e l'azoto ammoniacale (N-NH₄), quanto le loro curve limite di persistenza oltre una data soglia, associate a determinati livelli probabilistici di rischio, espressi come tempo di ritorno.

Tali valori soglia per gli scarichi intermittenti sono comunemente utilizzati nel Regno Unito come criteri di progetto per gli scaricatori.

1.6.2 Approccio degli US

Negli Stati Uniti le principali leggi in materia sono contenute nel "Clean Water Act". In esso sono contenuti gli standard qualitativi per i corsi d'acqua a specifica destinazione d'uso e i limiti di emissione per gli scarichi puntuali. Il punto focale della normativa americana riguarda il controllo delle fonti puntuali di inquinamento. Sebbene questo abbia permesso di migliorare la qualità di un certo numero di corsi d'acqua, ve ne sono molti per i quali il solo controllo delle emissioni puntuali non permette di garantire il raggiungimento degli standard qualitativi. Il Clean Water Act stabilisce allora una procedura per facilitare il recupero di tali acque superficiali. E' responsabilità dei singoli Stati o delle agenzie federali stabilire, per ciascun corso d'acqua e per ciascun inquinante il Total Maximum Daily Load (TMDL), secondo una scala di priorità.

Il TMDL è il carico inquinante che un corso d'acqua può ricevere quotidianamente, pur rispettando la propria specifica destinazione d'uso (Havens e Schelske, 2001). Esso tiene conto del contributo delle fonti puntuali e delle fonti diffuse.

La procedura che porta al calcolo del TMDL consiste in (Freedman, 2001):

- identificare le acque alterate;
- definire gli obiettivi qualitativi;
- quantificare le sorgenti di alterazione;
- legare tali sorgenti alla qualità dell'acqua;
- calcolare il TMDL;
- stabilire un piano di attuazione.

In definitiva il TMDL deve essere calcolato solo se il solo controllo delle fonti puntuali non è sufficiente a garantire il rispetto degli standard qualitativi minimi.

Secondo (Freedman, 2001), la pecca di questo sistema, buono, è che ad oggi mancano ancora gli strumenti per calcolare adeguatamente il TMDL.

1.6.3 La situazione italiana

La prima normativa ad occuparsi di acque è il **Regio Decreto 1775 dell'11 dicembre 1933** “Testo unico sulle disposizioni di legge sulle acque e impianti elettrici” in cui viene data la prima definizione di acque pubbliche, e in cui vengono fornite direttive sulle concessioni, opere di presa e risorse idriche.

Nel 1976 viene emanata la cosiddetta Legge Merli (**L. 319 del 10 maggio 1976**) “Norme per la tutela dell'inquinamento”, che contiene una disciplina degli scarichi e una organizzazione dei pubblici servizi di acquedotto, fognatura e depurazione.

Nel 1994 viene promulgata la **Legge n° 36/94, Legge Galli**, che introduce importanti novità in materia, come l'istituzione del servizio idrico integrato che si occupa delle acque dalla captazione alla depurazione.

La legge che ordina tutta la normativa precedente e che recepisce le direttive europee in materia di scarichi viene emanata nel 1999, è il **D. lgs 152/99** “Disposizioni sulla tutela delle acque”.

Le finalità del Decreto sono:

- prevenzione, riduzione dell'inquinamento e risanamento dei corpi idrici;
- migliorare lo stato di qualità delle acque;
- perseguire usi sostenibili della risorsa idrica;
- mantenere la naturale capacità autodepurativa dei corpi idrici.

Per il raggiungimento di tali obiettivi vengono fissati, dal decreto stesso, i seguenti strumenti:

- obiettivi di qualità ambientale;
- obiettivi di qualità per specifica destinazione;
- piani di tutela delle acque (PTA).

Tra le novità più importanti in seno al decreto, in anticipo rispetto alla normativa comunitaria, vi è la definizione dell'approccio integrato qualitativo e quantitativo per la tutela delle acque.

Il controllo si sposta dallo scarico al riceitore, e accanto ad una disciplina degli scarichi, come già definita dalla Merli, vengono stabiliti degli standard di qualità chimica ed ecologica per il corso d'acqua.

Per tutti i corpi idrici significativi devono essere individuati gli obiettivi di qualità ambientali e quelli per specifica destinazione, in funzione della capacità del corpo idrico di mantenere processi naturali di autodepurazione e per specifici usi. Tali obiettivi sono definiti all'interno dei PTA.

Gli obiettivi da raggiungere attraverso i PTA sono:

- stato di qualità “sufficiente” entro il 31 dicembre 2008
- stato di qualità “buono” entro il 31 dicembre 2016

Il decreto provvede anche ad individuare i corpi idrici significativi, come pure a definire l'organizzazione della fase di monitoraggio conoscitivo.

L'altra novità importante introdotta dal decreto è che lo stato di qualità non viene definito solo sulla base di parametri chimici, ma considerando anche parametri biologici.

1.6.3.1 Le acque di prima pioggia nella normativa italiana

Nel D. lgs. 159/99 si fa esplicito riferimento alle “acque di prima pioggia” all' art. 39:

“Acque di prima pioggia e di lavaggio di aree esterne

1. *Ai fini della prevenzione di rischi idraulici ed ambientali, le regioni disciplinano:
a) le forme di controllo degli scarichi di acque meteoriche di dilavamento provenienti da reti fognarie separate;
b) i casi in cui può essere richiesto che le immissioni delle acque meteoriche di dilavamento, effettuate tramite altre condotte separate, siano sottoposte a particolari prescrizioni, ivi compresa l'eventuale autorizzazione.*
2. *Le acque meteoriche non disciplinate a sensi del comma precedente non sono soggette a vincoli o prescrizioni derivanti dal presente decreto.*
3. *Le Regioni disciplinano altresì i casi in cui può essere richiesto che le acque di prima pioggia e di lavaggio delle aree esterne siano convogliate e opportunamente trattate in impianti di depurazione per particolari casi nelle quali, in relazione alle attività svolte, vi sia il rischio di dilavamento dalle superfici impermeabili scoperte di sostanze pericolose o di sostanze che creano pregiudizio per il raggiungimento degli obiettivi di qualità dei corpi idrici.*
4. *E' comunque vietato lo scarico di acque meteoriche nelle acque sotterranee.”*

1.7 Il fenomeno del First Flush

La trattazione sulla dinamica e la natura dell'inquinamento legato agli eventi meteorici in ambito urbano è necessariamente collegata alla progettazione delle misure atte a contenere e mitigare gli impatti conseguenti. Una misura tipicamente utilizzata per il controllo qualitativo degli scarichi, peraltro prevista anche delle normative comunitarie e nazionali, è l'adozione di vasche. Le vasche sono progettate per contenere solo una porzione del runoff, corrispondente ai primi centimetri di pioggia. La comune pratica progettuale in Europa porta infatti a dimensionare le vasche per contenere i primi 1,5- 5 mm di pioggia caduta, per ettaro di superficie impermeabile. Tale concetto è basato sull'assunto che la prima parte della deflusso conseguente alla pioggia trasporti la maggior parte del carico inquinante, concetto noto come "first flush" nella letteratura internazionale, e "prima cacciata inquinata" ovvero "prima pioggia" in ambito nazionale.

Il fenomeno del first flush viene dunque generalmente definito sulla base dell'osservazione di alte concentrazioni di inquinanti all'interno della prima parte del deflusso conseguente una pioggia, o della portata scolmata dagli scaricatori.

Da quella che è una osservazione piuttosto frequente in ambito urbano, la questione si sposta sulla definizione e quantificazione del fenomeno. Domande quali "quando un fenomeno rientra nella definizione di first flush?" O "quali elementi sono caratteristici del fenomeno?" non hanno ancora avuto una risposta univoca, e sono anzi oggetto di notevole discussione.

I principali filoni lungo i quali si è sviluppata la ricerca sono:

1. Definizione del fenomeno
2. Il fenomeno nelle varie componenti
3. Studi di regressione

1.7.1 Definizioni di First Flush

Del fenomeno se ne parla dai primi anni '70; successivamente (Thornton e Saul, 1986) definirono il first flush come "la parte iniziale della pioggia durante la quale la concentrazione degli inquinanti è significativamente più alta di quella osservata nelle fasi più avanzate dell'evento".

La variazione della massa degli inquinanti durante un evento è descritta da due curve: il l'idrogramma, che rappresenta l'andamento della portata liquida in funzione del tempo, e il pollutogramma, rappresentante l'andamento della concentrazione nel tempo. Risulta quindi sufficiente, secondo la definizione di (Thornton e Saul, 1986) confrontare idrogramma e pollutogramma: è presente il fenomeno del first flush se il picco di concentrazione è raggiunto prima di quello di portata

Tale definizione ha il vantaggio della semplicità, ma essendo basata sulla concentrazione e non sulla massa risulta troppo qualitativa e soggettiva; non quantifica il fenomeno, e non permette il confronto fra realtà diverse.

In (EPA, 1993) si trova una definizione di first flush basata sul confronto fra la concentrazione media di tempo secco e quella durante l'evento. Il metodo è utilizzabile per determinare il volume delle vasche, ma non per definire il first flush, poiché troppo dipendente dalla forma di idrogramma e pollutogramma.

1.7.1.1 Le curve M(V)

Per dare una rappresentazione del fenomeno della variazione del carico degli inquinanti durante gli eventi meteorici e consentire il confronto fra diverse realtà, inquinanti ed eventi, è necessario darne una rappresentazione adimensionale.

Per fare questo è necessario utilizzare le cosiddette curve M(V), già in (Helsel et al, 1979; Geiger, 1984), la cui costruzione si trova chiaramente in (Bertrand- Krajewski et al., 1998).

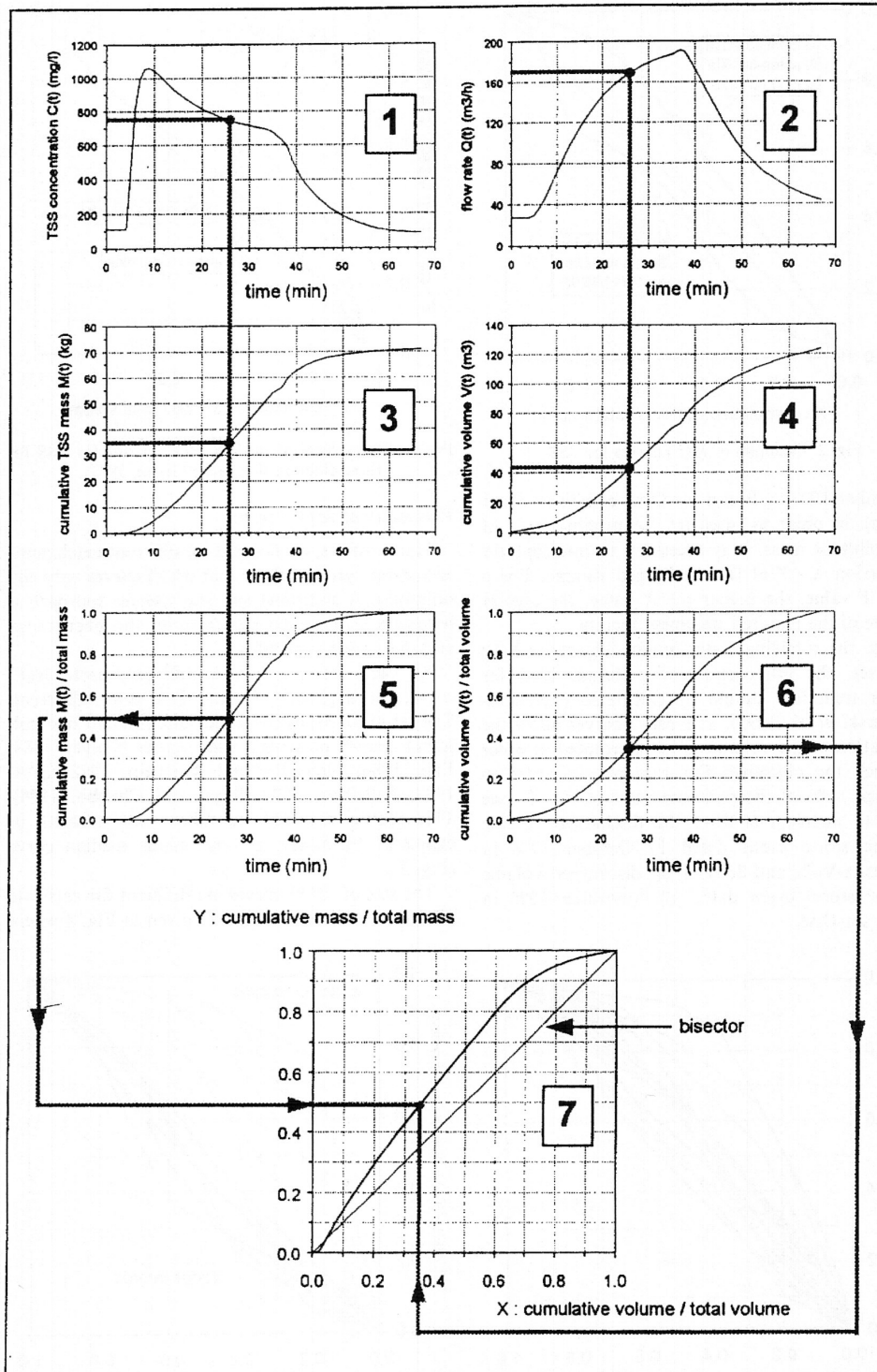


Figura 1.7. Costruzione delle curve M(V), da Bertrand- Krajewski et al. (1998)

Tale rappresentazione consiste nel disegnare e mettere in relazione la curva che mostra la variazione della cumulata di massa inquinante rispetto alla massa inquinante totale e la cumulata del volume rispetto al volume totale transitante durante l'evento di pioggia preso in considerazione. In termini numerici le relazioni delle curve sono rappresentate mediante la seguente formula:

$$\frac{\sum_{i=1}^j C_i Q_i \Delta t_i}{\sum_{i=1}^N C_i Q_i \Delta t_i} = f \left(\frac{\sum_{i=1}^j Q_i \Delta t_i}{\sum_{i=1}^N Q_i \Delta t_i} \right) = f \left(\frac{\sum_{i=1}^j V_i}{\sum_{i=1}^N V_i} \right)$$

dove N è il numero totale delle misure effettuate ad ogni Δt_i considerato, j è l'indice che indica il numero di misure effettuate fino a quel momento e quindi avrà un intervallo che andrà da 1 ad N, mentre V_i è il volume scaricato al tempo Δt_i .

La costruzione di una curva M(V) è mostrata in Figura 1.7. Le frecce indicano come ottenere ogni punto della curva M(V) tramite pollutogramma e idrogramma. Si prenda come esempio un tempo di 26 minuti. A questo tempo, la portata transitante è pari a 170 m³/h (grafico 2) e il volume scaricato fino a quel momento, quindi dal t = 0, è di 43 m³ (grafico 4). Il volume totale scaricato è possibile osservarlo mediante il grafico 4 ed ha un valore di 123 m³; da qui si ricava il rapporto fra volume cumulato al t = 26 min e il volume totale, ovvero 43 m³/123 m³ = 0,35 (grafico 6). Stesso procedimento verrà utilizzato per la massa inquinante relativa ai soli solidi sospesi (TSS) che alla fine dell'evento presenta una concentrazione di 750 mg/L. Dal grafico 3 è possibile ottenere il valore di massa cumulata al tempo t = 26 min. e quindi riportare nel grafico 5 il rapporto fra il valore appena accennato e la massa totale transitante: 35Kg/71Kg = 0.49. Successivamente i valori ottenuti di volume normalizzato e massa normalizzata per i vari intervalli temporali vengono riportati in un unico grafico: i primi vengono disposti in ascissa (asse delle x) mentre i secondi in ordinata (asse delle y).

L'importanza delle curve M(V) deriva dal fatto che la quantificazione del fenomeno è basata sulle masse e non sulle concentrazioni, ed è inoltre possibile confrontare eventi diversi.

Sono infine utili per la determinazione dei volumi da intercettare, in funzione degli obiettivi da raggiungere.

Sulla base di tale rappresentazione molti autori hanno fornito la propria definizione del fenomeno.

Partendo da una situazione di equilibrio in cui la concentrazione è costante per tutta la durata dell'evento, rappresentata dalla retta uscente dall'origine a 45°, (Geiger, 1984 e 1987) definisce "flushing" la zona sopra la bisettrice e "dilution" la zona sottostante: si verifica quindi la condizione di first flush se la pendenza iniziale della curva è superiore ai 45°.

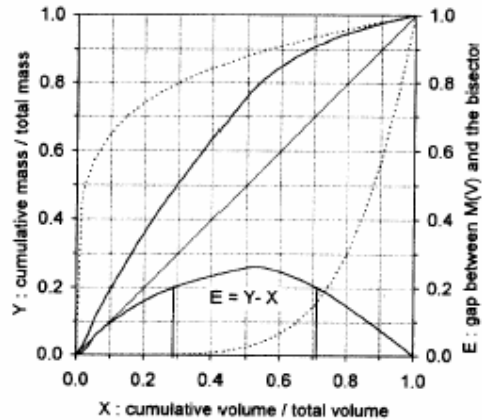


Figura 1.8. Distanza fra la curva $M(V)$ e la bisettrice, Geiger (1984).

Deviazioni sopra la bisettrice superiori al 20% sono definite come significative, e identificano quindi un “flushing effect” (Geiger, 1984)

Questa definizione è interessante perché è semplice, permette il confronto ed è basata su masse e non su concentrazioni; tuttavia la maggior critica che viene mossa (Bertrand-Krajewski et al., 1998) riguarda il fatto che il punto di divergenza significativa può essere ovunque nell’evento, e quindi non necessariamente nella prima parte dello stesso. Molti autori (Sansalone e Buchberger, 1997; Lee e Bang, 2000) ritengono sufficiente che la curva $M(V)$ stia sopra la bisettrice, per avere condizioni di first flush.

Altri studi (Saget et al, 1996; Bertrand- Krajewski et al., 1998) hanno dato una definizione piuttosto restrittiva: la condizione è quella di first flush se nel primo 30% di volume è contenuto almeno l’80% della massa trasportata, condizione detta 30/80. Definizioni simili si trovano in (Stahre e Urbonas, 1990), che proposero le 20/80 e in (Wanielista e Yousef, 1993) con la 25/50. Altre definizioni sono quella di (Vorreiter e Hickey, 1994) i quali intendono il first flush come il carico inquinante contenuto nel primo 25% del runoff ;di (Temprano et. al., 2006) che pongono il limite al 30% del volume, e della (Deletic, 1998), che considera come first flush la percentuale del carico inquinante trasportato nel primo 20% dell’evento.

Rappresentando in un grafico avente come asse delle ascisse la cumulata del tempo sul tempo totale la massa cumulata sulla massa totale e il volume cumulato sul volume totale(Figura 1.8), (Gupta e Saul, 1996) definiscono il first flush come la parte della pioggia fino alla massima divergenza tra le due curve. La definizione non è lontana da quella di Geiger, ma in questo modo (Gupta e Saul, 1996) introducendo la variabile tempo, definiscono più precisamente il first flush.

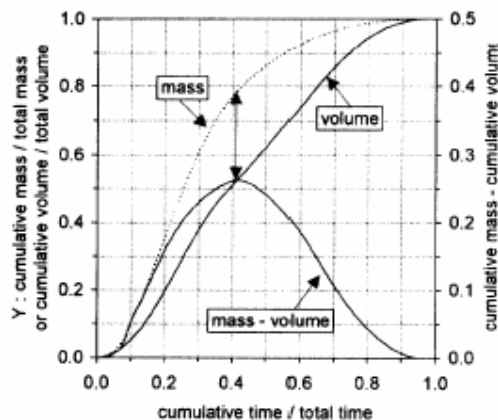


Figura 1.8. Definizione di first flush, secondo Gupta e Saul (1996).

1.7.2 Il fenomeno nelle varie componenti

Le definizioni date di first flush si riferiscono ad una concentrazione e ad una massa di inquinante non meglio specificato. Generalmente si considerano i solidi sospesi totali (SST) come elemento base su cui condurre questi studi. Questo poiché si ritiene che gli inquinanti di fatto siano adesi alla frazione solida e quindi che i SST siano essi stessi gli inquinanti insolubili più importanti. Pertanto in letteratura si trovano parecchie fonti che ritengono i SST un ottimo indicatore di inquinamento per i sistemi di drenaggio urbano (Gupta e Saul, 1996, Deletic, 1998).

Tuttavia studi sull'occorrenza del fenomeno del first flush sono stati condotti per diversi tipi di elementi: SST, BOD₅, COD, metalli, nutrienti, temperatura; per la componente disciolta e articolata (Lee e Bang, 2000); per reti separate e miste (Bertrand- Krajewski et al., 1998) e considerando il deflusso da diversi tipi di superfici: tetti, strade, aree miste. Infine si è ricercato il fenomeno anche nei ricettori, sebbene pochi siano i lavori in questo comparto (Vorreiter e Hickey, 1994).

Tutti gli studi concordano sulla grande variabilità delle curve M(V) e sul loro essere estremamente dipendenti dal sito di campionamento, e dall'evento che ha generato il deflusso. Da questo segue la grande variabilità dei risultati ottenuti dai diversi gruppi di ricerca.

Forster (1996) e He et al. (2001) hanno condotto studi sul first flush di metalli da tetti; Stenstrom et al. (1984) e Ma et al. (2002) su oli e grassi, da superfici asfaltate di tipo autostradale.

Il fenomeno da superfici stradali e autostradali è trattato in particolare nella letteratura statunitense: in (Sansalone e Buchberger, 1997) vi è uno studio sulla partizione dei metalli nelle acque di dilavamento di un sito di 300m² di superficie autostradale; in (Han et al, 2005) si trovano di studi di correlazioni fra gli inquinanti presenti nel deflusso.

In Artina et al. (2006) si trova uno studio sul fenomeno da superfici impermeabili adibite ad usi industriali, mentre in (Gnecco et al., 2006) si tratta della ripartizione dei metalli nel deflusso da un terminale contenitori del porto della Spezia.

In Figura 1.9 è mostrato l'andamento delle curve per diversi inquinanti, nello stesso evento, e nello stesso sito (Bertrand- Krajewski et al., 1998).

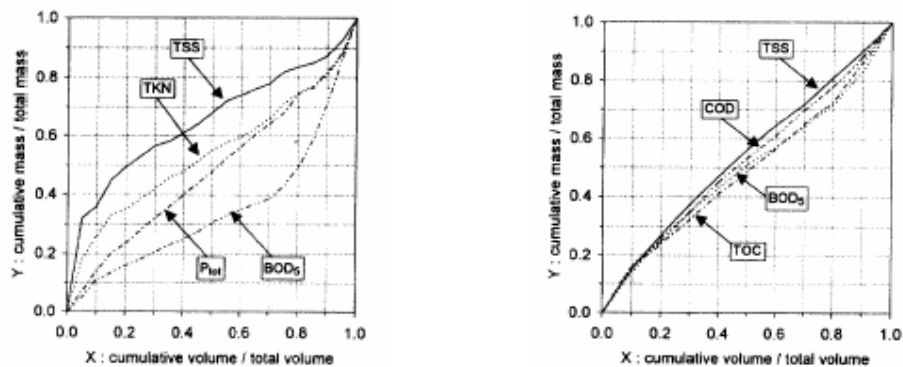


Figura 1.9. Variabilità delle curve M(V) in funzione dell'inquinante (sinistra) e del sito (destra)

Le curve di cui sopra (Geiger, 1987), riportate in (Bertrand- Krajewski et al., 1998), derivano dalla media dei valori di diversi eventi, sullo stesso sito (a destra) e mostrano come, anche per elementi diversi, la differenza fra le varie curve sia in realtà piuttosto limitata. Per contro la figura di sinistra mostra come, per un singolo evento, le differenze fra gli inquinanti possano invece anche essere piuttosto marcate.

Da queste curve e da quelle dal database QASTOR (Saget et al, 1996) in (Bertrand- Krajewski et al., 1998) si conclude che generalmente la curva per il BOD₅ sta sotto quella per i SST.

Particolare attenzione è stata posta al deflusso da tetti e coperture in genere, poiché è da questi che proviene il maggior carico di metalli pesanti. A questo proposito occorre porre particolare attenzione qualora si intenda progettare interventi che prevedano il riutilizzo di acque di deflusso da tetti, in particolare se con alte percentuali di zinco e rame, o sistemi a dispersione nel terreno (Gromaire- Mertz, M. C. et al., 1999).

1.7.3 Studi di regressione

Nell'ambito degli studi di cui sopra il gruppo dei ricercatori francesi (Saget et al, 1996) ha cercato di stabilire una correlazione fra occorrenza del fenomeno e caratteristiche della pioggia (altezza, intensità massima sui 5 minuti, ADWP), del bacino (area contribuente, pendenza media, tempo di corrivazione), e della rete (pendenza dei condotti, presenza di sedimenti) ma senza pervenire a risultati significativi.

A dispetto della tradizionale pratica modellistica di associare il carico inquinante al periodo di tempo secco antecedente l'evento, anche lo stesso Geiger non trovò correlazione alcuna fra questi due parametri (Geiger, 1984), concludendo che il first flush dipende piuttosto dall'ora del giorno in cui inizia il deflusso.

(Gupta e Saul, 1996) ricavarono una buona correlazione fra il first flush e il picco di intensità di pioggia, la durata dell'evento, e il periodo secco antecedente.

Relativamente a tali discordanti esperienze la (Deletic, 1998) conclude che il motivo va ricercato nella scarsità dei dati a disposizione e nella generale inadeguatezza del metodo di campionamento proprio dei primi istanti di pioggia. Uno dei problemi principali infatti risiede nel metodo e nella frequenza di campionamento: per ricostruire pollutogrammi rappresentativi del fenomeno in corso occorrono molti dati, con una frequenza superiore negli istanti iniziali dell'evento, e occorre individuare in maniera molto precisa l'inizio dell'evento, in considerazione anche del fatto che spesso le piogge di interesse sono brevi e intense. Secondo la Deletic inoltre, l'attivazione dei campionatori sulla base della misura di portata non è sempre affidabile.

Secondo (Gupta e Saul, 1996) le cause di tante discordanze risiedono principalmente in due fattori: da un lato la natura del fenomeno e la difficoltà della fase di campionamento e di analisi; dall'altro l'elevato numero di variabili in gioco.

La conclusione comune è che il first flush è un fenomeno sito specifico, caratterizzato da molte variabili e in particolare dipendente fortemente dagli eventi pluviometrici, e quindi caratterizzato da una forte componente stocastica.

Tuttavia si è cercato di identificare una tipologia di bacino più soggetta al fenomeno: studi più recenti (Ma et al., 2002) hanno concluso che il first flush è un fenomeno che è più comune per siti piccoli e a grande percentuale di superficie impermeabile. Per (Lee e Bang, 200) il fenomeno del first flush è accentuato quando aumenta l'intensità dell'evento e la superficie pavimentata, e diminuisce l'area del bacino.

C'è quindi la tendenza a ritenere il fenomeno caratteristico di bacini piccoli, con un'alta percentuale di impermeabile, lavati da piogge intense.

Ma l'elemento carente pare sia ancora legato alla forma delle curve M (V).

Lo stesso gruppo di ricercatori francesi (Saget et al, 1996; Bertrand- Krajewski et al., 1998) ha condotto studi di regressione sulle forma delle curve $M(V)$. Tali curve infatti possono essere espresse da una legge di potenza:

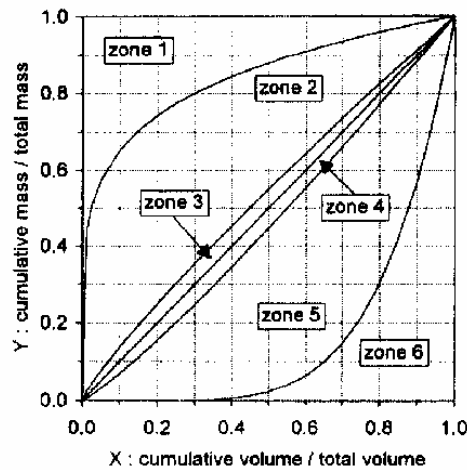
$$F(X) = X^b \text{ con } X \in [0,1], F(1) = 1, F(0) = 0.$$

L'esponente b rappresenta la divergenza fra la curva disegnata e la bisettrice e può essere facilmente calcolato dal momento che: $F(X) = X^b \Leftrightarrow \ln(F(X)) = b \cdot \ln(X)$.

L'analisi del first flush può pertanto essere condotta in funzione dei valori assunti dall'esponente b .

Attraverso il database francese QASTOR l'esponente b è stato calcolato per 197 eventi su sistemi separati e misti, e sono state definite 6 aree del grafico cui corrispondono altrettanti valori di b .

La condizione 30/80 corrisponde a $b < 0.185$.



(X, Y)	b
(0.30, 0.80)	0.185
(0.78, 0.80) or (0.25, 0.30)	0.862
(0.80, 0.80) or (0.30, 0.30)	1.000
(0.82, 0.80) or (0.30, 0.25)	1.159
(0.80, 0.30)	5.395

Value of b	Zone nr	Gap between the $M(V)$ curve and the bisector
$b < 1$		
$0 < b \leq 0.185$	1	positive gap
$0.185 < b \leq 0.862$	2	high positive gap
$0.862 < b \leq 1.000$	3	medium positive gap
$1.000 < b \leq 1.159$	4	negligible positive gap
$b > 1$		
$1.159 < b \leq 5.395$	5	negative gap
$5.395 < b < +\infty$	6	negligible negative gap
		medium negative gap
		high negative gap

Figura 1.10. Parametrizzazione del coefficiente b .

1.7.4 EMC (Event Mean Concentration)

Matematicamente il parametro EMC (Concentrazione Media di Evento) può essere definito come la massa totale di inquinante scaricata (M) durante un evento divisa il volume totale di evento (V):

$$EMC = \frac{M}{V} = \frac{\int C(t) \cdot Q(t) dt}{\int Q(t) dt}$$

Nella realtà, trattando serie continue di dati di portata ma campioni prelevati e non serie continue di dati, l'integrale è sostituito da una sommatoria e quindi:

$$EMC = \frac{\sum C_i Q_i}{\sum Q_i} = \frac{C_1 V_1 + C_2 V_2 + \dots + C_n V_n}{V_T} = W_1 C_1 + W_2 C_2 + \dots + W_n C_n$$

dove

$$W_i = \frac{V_i}{V_T} \text{ e } W_1 + W_2 + \dots + W_n = 1$$

W_i sono i pesi per gli i -simi campioni, V_i è la frazione di volume associato a all' i -simo campione, V_T è il volume totale dell'evento e n è il numero dei campioni prelevati. L' EMC e' forse il miglior parametro singolo che riassume la concentrazione di un inquinante associata ad uno sversamento, ed generalmente preferito in molti studi di monitoraggio (Stenstrom e Kayhanian, 2005). Il vantaggio del parametro EMC sta nel fatto è semplice e rende possibile il confronto fra eventi diversi. Per contro rappresenta una concentrazione media, che non tiene conto dell'evoluzione della concentrazione all'interno dell'evento. Pertanto non può essere utilizzata nella caratterizzazione del fenomeno del first flush.

1.7.5 MFF (Mass First Flush)

Un parametro che può essere utilizzato per quantificare la massa dell'inquinante in oggetto in funzione del progredire dell'evento è noto nella letteratura internazionale con il nome di MFF (Mass First Flush), in (Ma et al., 2002):

$$MFF_n = \frac{\int_0^{t_n} C(t)Q(t)dt}{\frac{M}{\int_0^{t_n} Q(t)dt}}$$

Tale rapporto, detto anche rapporto di first flush, è un numero adimensionale; n è il punto nell'evento e corrisponde alla percentuale di portata di dilavamento, tra lo 0 e il 100%. Valori più grandi di 1 indicano la presenza di first flush.

M è la massa totale emessa di inquinante, V è il volume totale transitato, $C(t)$ e $Q(t)$ sono rispettivamente la concentrazione e la portata in quell'istante di tempo.

Per definizione il MFF è uguale a zero all'inizio della pioggia ed è sempre uguale a 1 alla fine dell'evento.

Più semplicemente, graficamente, il rapporto di first flush può essere calcolato in ciascun punto della curva dividendo il valore sull'asse Y per il valore sull'asse X.

Ad esempio $MFF_{20} = 2.5$ significa che il 50% della massa è contenuta nel primo 20% dell'evento. La definizione di (Bertrand- Krajewski et al, 1998) può essere descritta come $MFF_{30} > 2.6$.

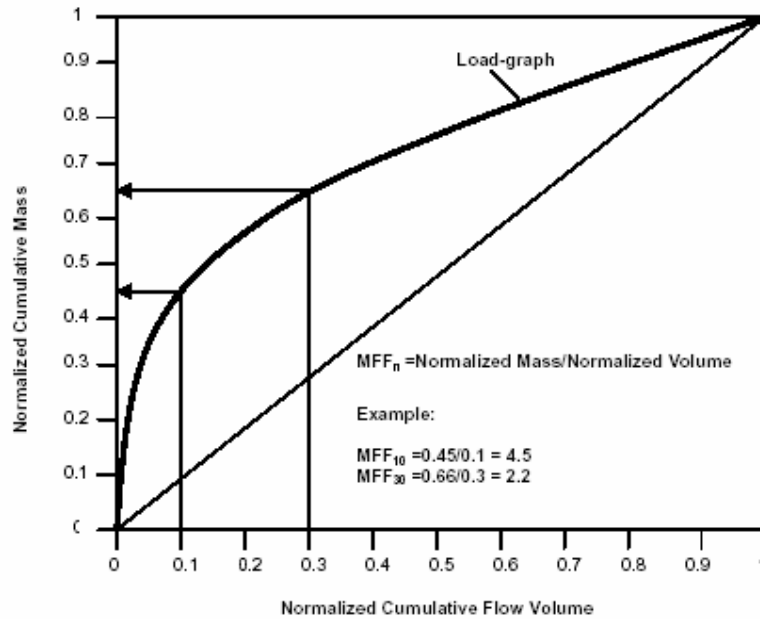


Figura 1.11. Calcolo del rapporto MFF in corrispondenza del 10 e del 30% del volume dell'evento.

Il concetto di rapporto di first flush è immediatamente utile per stimare l'efficienza dei dispositivi di trattamento che si vogliono mettere in opera. In particolare è possibile confrontare soluzioni alternative. Ad esempio, se $MFF_{20} = 3.0$, ciò significa che il primo 20% della portata di dilavamento conterrà il 60% della massa di inquinante e quindi ciascuna unità di volume di portata di dilavamento avrà in media tre volte la concentrazione delle portate successive. Se il costo del dispositivo di trattamento è proporzionale al volume trattato, allora le piogge che comportano i più alti rapporti di first flush saranno i più economici da trattare (Barco et al, 2008)

Il MFF può infine essere correlato con un altro indice chiamato EMC parziale (PEMC). Il PEMC è come il EMC ma calcolato dall'inizio dell'evento fino ad un punto scelto entro l'evento. In questo modo segue:

$$MFF_n = \frac{PEMC_n}{EMC}$$

1.8 Conclusioni

Capitolo 2

I modelli matematici nei sistemi di drenaggio urbano

2.1 Introduzione

Nelle reti di drenaggio urbano i fenomeni evolvono nel tempo e nello spazio, ed i modelli che descrivono matematicamente tali fenomeni sono nella maggior parte dei casi delle equazioni differenziali alle derivate parziali rispetto al tempo ed allo spazio. Tali sistemi non sono però risolvibili in forma chiusa e sono poco trattabili anche numericamente. Occorre, quindi, introdurre delle ipotesi in grado di indurre delle semplificazioni al sistema completo delle equazioni. Da queste semplificazioni analitiche sono nati numerosi modelli numerici utili alla risoluzione di numerosi problemi connessi alla progettazione ed alla gestione dei sistemi di drenaggio. In particolare tali modelli consentono di perseguire i seguenti obiettivi:

1. determinazione dell'impatto conseguente all'esercizio degli scaricatori di piena in termini di frequenza degli scarichi, dei volumi e degli inquinanti scaricati;
2. determinazione delle prestazioni ottenibili con bacini di laminazione in termini di quantità e qualità;
3. simulazione dei fenomeni di piena connessi a eventi di tempo di ritorno maggiori di quelli compatibili con le canalizzazioni e conseguente studio delle alternative di controllo delle piene ad elevato tempo di ritorno;
4. gestione in tempo reale delle reti di fognatura e degli impianti di depurazione al fine di ottimizzare le capacità di invaso delle reti e diminuire l'impatto qualitativo sui ricettori;
5. gestione ottimale degli impianti di sollevamento e conseguenti risparmi energetici.

Naturalmente ai vantaggi che possono essere ottenuti tramite l'uso di modelli matematici corrispondono maggiori oneri derivanti sia dal maggior carico della fase computazionale, sia dalla necessità di dovere disporre di una notevole mole di dati riguardanti le piogge in ingresso, la descrizione delle caratteristiche fisiche ed idrauliche del bacino e delle reti di drenaggio ed infine lo stato iniziale del sistema (i.e. altezza dei sedimenti nei condotti o di volumi liquidi iniziali). Il grado di dettaglio dei dati dipende dal tipo di simulazione che si vuole effettuare e dall'orizzante temporale che si vuole coprire.

La pioggia in ingresso influenza enormemente il deflusso che si viene a creare, quindi qualunque sia il modello di calcolo adottato, la scelta degli ietogrammi in ingresso si rivela comunque fondamentale.

La pioggia può caratterizzarsi attraverso la sua distribuzione nel tempo, nello spazio, e, nel caso di piogge di progetto, attraverso il suo tempo di ritorno.

L'evento isolato può essere sia un evento storico sia un evento di progetto. L'andamento temporale risulta sempre ben determinato.

La variabilità spaziale dell'evento risulta in genere più incerta.

2.2 Modellazione idrologico- idraulica

2.2.1 Valutazione delle perdite

Non tutta la precipitazione che cade su un bacino si trasforma in deflusso nella rete fognaria; le principali cause di sottrazione sono:

- a. Intercettazione, evaporazione
- b. Evapotraspirazione
- c. Ritenzione nelle depressioni superficiali
- d. Infiltrazione nei suoli permeabili

2.2.2 Trasformazione afflussi-deflussi

Per la valutazione della trasformazione afflussi netti-deflussi sui sottobacini vengono di solito adottati modelli concettuali.

A causa della eterogeneità delle diverse superfici, delle diverse pendenze delle superfici scolanti, e della presenza di elementi quali grondaie e canalette che convogliano le acque in fognatura, sarebbe infatti troppo difficile adottare modelli caratterizzati da un maggiore dettaglio.

I modelli concettuali di più frequente utilizzo sono il cinematico e il metodo dell'invaso. Nel modello cinematico la formazione e la propagazione della piena vengono interpretate solo sulla base dei fenomeni di trasferimento della portata liquida, mentre vengono trascurati quelli di laminazione delle portate.

Il bacino è schematizzato come una serie di canali lineari, nei quali cioè l'onda di piena si propaga senza subire alcuna deformazione.

Bisogna fornire preliminarmente al modello il rapporto fra ritardo e aree costituite da quelle particelle che impiegano un tempo minore o uguale e raggiungere la sezione di sbocco del bacino.

Tale rapporto, detto curva area-tempi, può essere determinato in vari modi e per un bacino urbano di dimensioni non troppo consistenti, può essere assunto lineare.

Il calcolo dell'onda di piena viene eseguito considerando un intervallo di tempo finito ottenuto dividendo il tempo di corrivazione per il numero delle aree caratterizzate da uguale tempo di corrivazione.

Il metodo dell'invaso invece, considera principalmente fenomeni di vaso, schematizzando il bacino come un serbatoio lineare.

Altre schematizzazioni, più complesse, come il modello di Nash e di Clarke, si possono ottenere da combinazione in serie e in parallelo dei modelli dell'invaso lineare e della corrivazione.

2.2.3 Propagazione della piena

I processi idraulici che si svolgono all'interno dei canali costituenti la rete di fognatura possono essere studiati con minori difficoltà e incertezze di quanto non si possa fare per i processi che si svolgono sulla superficie del bacino.

Infatti se da un lato non è possibile conoscere le caratteristiche del bacino oltre un certo grado di dettaglio, la geometria dei canali di fognatura è da considerarsi completamente nota.

Quindi mentre per la simulazione dei bacini è indispensabile ricorrere all'utilizzo di modelli concettuali, per la propagazione della piena in fognatura è possibile adottare un

approccio fisico basato sulle equazioni monodimensionali di conservazione della massa e della quantità di moto.

Per affrontare il problema esistono fondamentalmente due approcci: i metodi idrologici puntano sull'uso di un'equazione di conservazione dei volumi applicata al tronco di canale in esame; i modelli idraulici invece risolvono, con semplificazioni opportune, le equazioni monodimensionali del moto.

In passato, quando la diffusione dei potenti strumenti di calcolo necessari alla risoluzione completa delle equazioni del moto era ancora limitata, hanno avuto una certa diffusione i modelli di tipo idrologico; oggi, grazie ai progressi tecnologici, lo studio della propagazione della piena è svolto quasi completamente con modelli di tipo idraulico.

Di questi ne esiste una vasta gamma, dal più semplice, in cui si ipotizza una pura traslazione dell'onda all'interno del canale, supposto lineare, a forme più articolate, come il metodo cinematico.

Assunzione fondamentale del cinematico è che la portata si propaga a valle con una celerità proporzionale alla velocità di moto uniforme.

Ne segue che il picco di portata si propaga a valle con una celerità maggiore, quindi procedendo nel senso della corrente l'onda diventa sempre più ripida.

Nel cinematico non vengono considerati effetti di laminazione.

2.2.4 Equazioni di De Saint Venant

Sotto le ipotesi di:

- Alveo cilindrico con pendenza del fondo piccola,
- Corrente gradualmente variata, così da potersi considerare la distribuzione delle pressioni di tipo idrostatico,
- Portate entranti nel canale con orientamento ortogonale rispetto al canale stesso, in modo tale che il flusso della quantità di moto entrante associata a quel flusso abbia componente nulla nella direzione del moto,

le equazioni del moto sono:

$$\left\{ \begin{array}{l} A \frac{\partial V}{\partial x} + V \frac{\partial A}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial t} - q = 0 \\ \frac{\partial h}{\partial x} + \frac{V}{g} \frac{\partial V}{\partial x} + \frac{1}{g} \frac{\partial V}{\partial t} + \frac{Vq}{gA} = s - J \end{array} \right.$$

dove:

A	area della sezione idrica, [m ²]
V	velocità media della corrente, [m/s]
q	portata laterale per unità di lunghezza, [m ² /s]
h	tirante idrico, [m]
g	accelerazione di gravità, [m/s ²]
s	pendenza del fondo, [m/m]
J	cadente della linea dell'energia, [m/m]

Le equazioni di De Saint Venant costituiscono un sistema di equazioni differenziali alle derivate parziali non lineari, del primo ordine.

Non essendo risolvibile per via analitica vengono normalmente adottate semplificazioni che portano però con sé un grado di dettaglio sempre minore.

La risoluzione completa del sistema avviene solo per via numerica, usualmente attraverso il metodo delle differenze finite.

Particolari attenzioni devono essere poste sulla stabilità del metodo numerico scelto, dovendosi rispettare, nel caso dei metodi espliciti, la condizione di Levy-Courant.

Anche la propagazione della piena in condizioni di flusso estreme richiede accorgimenti particolari; questo è valido sia per portate piccole o nulle e sia nelle condizioni di moto in pressione.

Generalmente quest'ultimo caso è risolto adottando la schematizzazione proposta da Preissmann, con la quale riporta un moto in pressione in condizioni di flusso a pelo libero.

2.3 Modelli di qualità nei sistemi di drenaggio urbano

Dai primi anni '70 l'approccio modellistico più frequentemente utilizzato per simulare la qualità dell'acqua e le dinamiche di trasporto all'interno dei collettori fognari consiste nei seguenti passaggi fondamentali:

- Accumulo delle sostanze sul bacino, in tempo secco;
- Dilavamento della superficie del bacino durante gli eventi meteorici e successivo ingresso in fognatura degli inquinanti attraverso le caditoie e i pozzetti
- Trasporto degli inquinanti all'interno della fognatura, compresi i fenomeni di erosione e di sedimentazione
- Processi di conversione all'interno dei condotti.

Dal momento che i parametri da stimare sono molti, la modellazione qualitativa dei processi in fognatura dovrebbe essere sempre supportata da opportune campagne di raccolta dati.

2.3.1 Accumulo sulla superficie del bacino e in fognatura

L'accumulo delle sostanze inquinanti sul bacino avviene naturalmente per gravità e dipende essenzialmente dalla durata del periodo di tempo secco antecedente l'evento meteorico.

Il valore di tale accumulo è influenzato da numerosi fattori, fra i quali:

- agenti atmosferici;
- traffico veicolare;
- popolazione;
- condizioni di traffico;
- emissioni industriali;
- applicazione di fertilizzanti, pesticidi, concimi;
- utilizzo di sostanze antigelo;
- efficacia dei servizi di pulizia stradale;
- condizioni dell'asfalto o delle superfici stradali in genere.

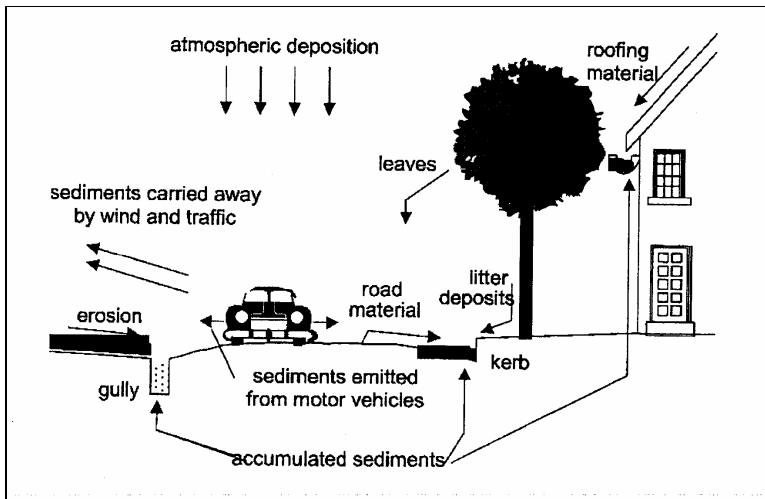


Figura 2.1. Trasporto e accumulo dei solidi in ambito urbano (Ashley et al., 2004).

Un ruolo fondamentale viene giocato dall'efficienza della pulizia della sede stradale ad opera dell'Ente preposto.

Sono stati condotti diversi studi a partire dagli anni '60 per capire le dinamiche di accumulo dei solidi sulle superfici del bacino. Si ritiene che il processo di accumulo sia governato da due fattori, principalmente. Il primo è la massa di inquinanti residua dopo l'evento precedente. Tale accumulo è naturalmente soggetto ad un fattore di decadimento, che rappresenta fenomeni quali il vento e l'azione del traffico che tendono a far diminuire tale massa residua. L'altro fattore è il tasso di accumulo, legato alle condizioni meteorologiche, alla tipologia del bacino e delle superfici e al volume di traffico. I due fattori, opposti, tendono a compensarsi, tanto che pur esistendo varie formulazioni riguardo alla legge di accumulo dalla massa degli inquinanti sulla superficie del bacino: i diversi autori concordano comunque sulla presenza di un valore soglia in termini di massa accumulata di sedimenti.

Generalmente si può avere un andamento di crescita lineare oppure non lineare di tipo esponenziale, come mostrato in figura.

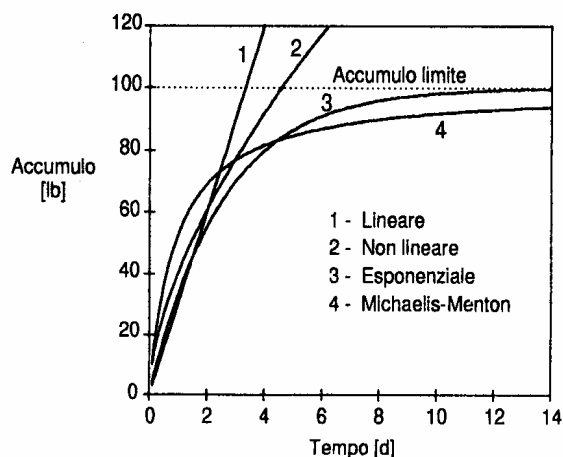


Figura 2.2. Andamento della funzione di accumulo.

Da indagini sperimentali risulta che il tasso di accumulo sia funzione della tipologia insediativa e dell'uso del suolo (Alley, 1981).

Indipendentemente dalla lagge di accumulo scelta, da molti studi risulta come il parametro fondamentale per simulare efficacemente l'accumulo degli inquinanti sulla superficie del bacino sia proprio il tasso di accumulo. Per fare considerazioni via modello sull'accumulo superficiale occorre quindi stimare in maniera opportuna tale parametro. Un altro parametro che deve essere ragionevolmente assunto nella costruzione di un modello di qualità è la dimensione delle particelle che si accumulano sulla superficie. Generalmente i modelli commerciali consentono di fissare solo una o due frazioni granulometriche, corrispondenti al d50 di una frazione fine e di una frazione più grossolana. L'utilizzo di una curva granulometrica completa non è sempre possibile (nei modelli commerciali), e comporta in ogni caso complicazioni modellistiche notevoli, con risultati spesso difficilmente spendibili all'atto pratico.

La determinazione del diametro medio delle particelle depositate sulla superficie di un bacino è un parametro piuttosto importante dal momento che gli inquinanti sono adesi ai sedimenti (Chebbo, 1992). Inoltre la tipologia degli inquinanti è funzione del diametro e della superficie di contatto con la particella solida. Più piccolo è il diametro, maggiori, e diversi sono gli inquinanti adesi.

L'accumulo in fognatura in tempo secco invece è legato a:

- numero di abitanti,
- tipologia dell'insediamento,
- caratteristiche geometriche della rete: pendenze, distanze, geometria dei condotti
- processi chimico fisici che interessano i sedimenti all'interno dei condotti.

2.3.2 Lavaggio operato dalla pioggia

Durante un evento piovoso, in funzione della sua intensità, si verifica l'asportazione delle particelle depositatesi sulla superficie del bacino, il loro trasporto operato dalle portate di deflusso e il loro ingresso in fognatura, attraverso le caditoie ed i pozzetti.

Il fenomeno è piuttosto complesso, e molti sono i parametri coinvolti: caratteristiche della pioggia: intensità, altezza, durata, posizione dei picchi e volume; caratteristiche del bacino; caratteristiche delle particelle solide da dilavare...

Esistono diversi approcci al problema.

Sartor e altri (1974) eseguirono prove sperimentali con piogge sintetiche di diversa intensità e durata e arrivarono alla conclusione che l'andamento della massa erosa dalla superficie del bacino era di tipo esponenziale con, come unico parametro, il "coefficiente di lavaggio", k .

Tramite esperimenti analoghi Nakamura ricavò che vi era una proporzionalità fra intensità di pioggia e massa dilavata, così come a parità di intensità venivano più facilmente dilavate le particelle fini.

Generalmente il processo di lavaggio operato dalla pioggia è supposto essere proporzionale alla massa disponibile ad essere dilavata, e all'intensità di pioggia.

Il processo di lavaggio è governato da un'espressione del tipo:

$$\frac{dM}{dt} = k \cdot P \cdot M$$

Dove k è il coefficiente di lavaggio, M la massa accumulata sulle superfici impermeabili e P è l'intensità di pioggia. Il valore di k è il parametro di calibrazione.

2.3.3 Trasporto in rete

L'ingresso in rete degli inquinanti avviene attraverso le caditoie stradali ed i pozzetti.

Durante il periodo di tempo secco e in seguito a eventi di piccola intensità e durata gli inquinanti tendono ad accumularsi all'interno delle caditoie stesse e alla rete di piccolo diametro che è posta prima di quella principale.

I parametri che influenzano questo accumulo e che vengono presi in esame dai diversi modelli sono :

- la forma e le dimensioni delle particelle,
- il tempo di giacenza nella caditoia,
- le caratteristiche geometriche della caditoia,
- le caratteristiche del bacino,
- la stagione

Normalmente si considera poi che prima dell'ingresso nella rete vera e propria vi sia un processo di mescolamento fra la portata entrante in caditoia e il liquido già presente all'interno.

I modelli più raffinati considerano infine non solo processi di mescolamento, ma anche fenomeni di trasporto che coinvolgono il materiale in sospensione trasportato con la portata entrante e quello giacente sul fondo del manufatto.

Il trasporto in rete dei sedimenti può essere diviso, a seconda della modalità di trasferimento delle particelle in trasporto al fondo, carico di lavaggio o trasporto in sospensione. Ciascuna modalità di trasporto richiede l'utilizzo di diversi set di equazioni:

- Carico di lavaggio (wash load): trasporto di sostanze fini che derivano direttamente dal dilavamento superficiale. Si tratta di sostanze disciolte o sospese, molto piccole: vengono utilizzate le equazioni di convezione-diffusione:
- Carico in sospensione (suspended load): Si tratta di sostanze tenute in sospensione dalla componente verticale dei vortici turbolenti. In generale questa modalità di trasporto interessa particelle di piccole dimensioni e di origine spesso sanitaria. Circa il 90% del carico in sospensione è di tipo organico, biochimicamente molto attivo (Ashley et al., 1996). Si usano le formule di advection dispersion.
- Carico al fondo (bed load): Il trasporto al fondo interessa particelle grossolane, generalmente di origine minerale, che si muovono con saltelli, strisciamenti o rotolamenti. Il trasporto viene modellato con le formule di trasporto per sedimenti non coesivi.

Sebbene ci sia un certo dettaglio nei diversi modelli nel descrivere le equazioni per ogni tipologia di moto, la modellazione dei processi di erosione, risospensione e deposito è ancora una delle parti deboli dell'intera struttura. Una complicazione ulteriore è legata alla composizione stessa dei sedimenti. Infatti rispetto alla simulazione del trasporto solido nei corsi d'acqua, da cui sono derivate le applicazioni in ambito fognario, i sedimenti dei collettori hanno caratteristiche fondamentalmente diverse. I sedimenti che si trovano in fognatura sono prettamente organici e manifestano un comportamento di tipo coesivo (Crabtree, 1989).

Ci sono tentativi di modellare le caratteristiche coesive dei sedimenti entro i collettori (Skipworth et al., 2000), ma ad oggi i fenomeni coesivi non sono ancora completamente modellati.

2.3.4 Processi di conversione all'interno dei condotti

Fino alla metà degli anni '80 la maggior parte dei modelli di qualità considerava gli inquinanti come conservativi, e simulava solo la frazione disciolta dei solidi. Tale approccio è stato sostituito recentemente da uno più realistico e complesso che tiene in considerazione anche processi chimico fisici e considera il sistema fognario come un bioreattore in cui le fasi solida, liquida e gassosa interagiscono (Hvitved- Jacobsen, et al., 2002; Rauch et al., 2002).

Un filone di ricerca che si sta imponendo negli ultimi anni riguarda il tentativo di individuare quali processi di trasformazione siano determinanti in ambito fognario. Se si suppone che entro i collettori avvengano processi analoghi a quelli che si hanno in un impianto di depurazione, o reattore biologico, occorre affrontare il problema in tre diverse condizioni: aerobiche, anaerobiche e anossiche.

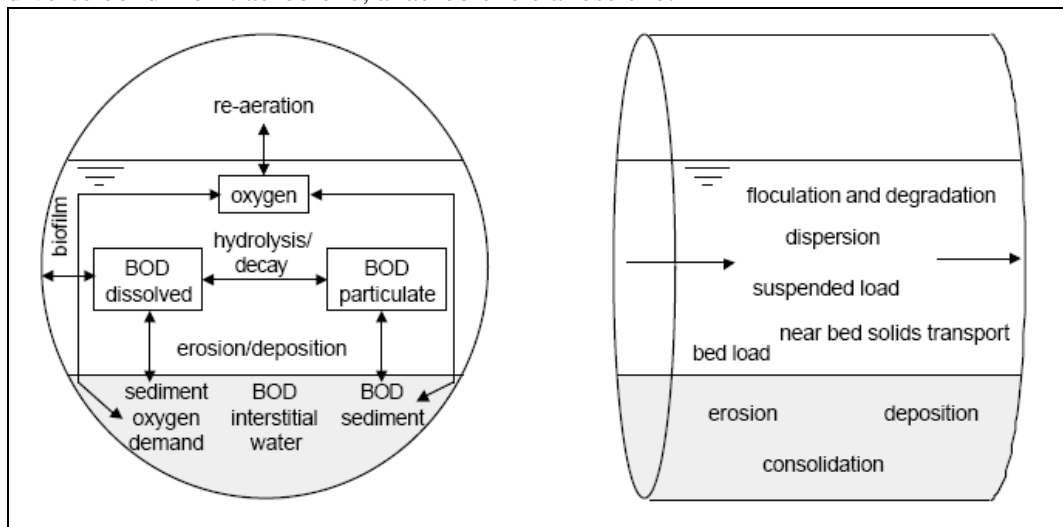


Fig . Processi di conversione all'interno di un collettore fognario (Rauch et al, 2002)

Sotto condizioni aerobiche c'è un'attività relativamente alta delle biomasse, sia a livello di biofilm, sia nella fase sospesa. Occorre conoscere i processi che stanno alla base del frazionamento del COD dal momento che non tutto il materiale organico viene degradato e sedimenta allo stesso modo. I modelli sviluppati in questo senso tentano di descrivere le dinamiche legate al COD, sia in concentrazione, sia in composizione, così come i processi di bilanciamento dell'ossigeno e quelli legati ai nutrienti. Ad oggi solo pochi hanno sviluppato modelli che tentano di descrivere i processi di trasformazione entro i condotti (Almeida, 1999).

Sebbene condizioni anossiche non si verificano normalmente in fognatura, sono stati sviluppati alcuni lavori in questo senso (Abdul- Talib et al, 2002).

Sotto condizioni anaerobiche avvengono processi quali idrolisi anaerobica, processi di fermentazione, metanogenesi e riduzione dei solfati (Tanaka e Hvitved- Jacobsen, 2002).

2.4 Il codice di calcolo InfoWorks CS

Il codice di calcolo InfoWorks è uno dei più conosciuti software commerciali per la modellazione delle reti acquedottistiche (versione WS), fognarie (CS) e dei corsi d'acqua (RS).

Il modello è sviluppato da Wallingford Software, esso ha una struttura piuttosto complessa, e rientra nel campo dei modelli deterministici fisicamente basati, capaci sia di fornire passo dopo passo i livelli idrici in ogni ramo della rete sia di simulare l'accumulo ed il trasporto degli inquinanti in superficie e nelle condotte. Viene riportata la struttura in "flow chart" dei moduli componenti il modello e della loro correlazione

2.4.1 Modellazione quantitativa

2.4.1.1 Modello di deflusso superficiale

I dati di runoff (deflusso superficiale) descrivono le caratteristiche della superficie del terreno e il modello di trasformazione afflussi-deflussi usato: tutto ciò serve a determinare quanta parte della pioggia caduta nel bacino contribuisca effettivamente a determinare il deflusso superficiale e quanto velocemente esso raggiunga la fognatura.

Questo paragrafo descrive la teoria del deflusso superficiale – tecnicamente definito runoff – così come viene affrontata in Infoworks.

Il programma comprende una serie di modelli in grado di operare la trasformazione afflussi-deflussi nella più ampia generalità dei casi, cioè sia in aree urbane sia rurali, e per sistemi di drenaggio con condotti indifferentemente chiusi o aperti (canali).

C'è un'idea di base che accomuna questi modelli, quindi vale indipendentemente dal particolare modello scelto per le simulazioni.

Prima di tutto, l'intero bacino è suddiviso in sottobacini, ciascuno dei quali può essere costituito da diversi tipi di superficie: solitamente da due a cinque tipi sono sufficienti a comprendere tutte le differenti aree del bacino, che risulta così compiutamente descritto. Dodici è il numero massimo di tipologie di superficie utilizzabili contemporaneamente per uno stesso sottobacino, anche se nel database ne sono definite ben ventuno.

Le tipologie di superficie assegnate agli usi del suolo di default corrispondono alle tre superfici del modello di Wallingford per il deflusso urbano nel Regno Unito, e sono qui sotto riprodotte:

Tabella 2.1. Tipi di superficie di runoff

tipo di superficie	definizione
10	Superficie pavimentata
20	Tetti
21	Superficie permeabile

Queste tipologie di superficie sono state studiate per i bacini del Regno Unito, per cui, se possono essere colà utilizzate senza alcun cambiamento, in altri Paesi potrebbe rendersi necessaria una loro ridefinizione. Per fare un esempio, si potrebbe pensare a:

- aree permeabili con vegetazione densa;
- aree residenziali;
- strade drenanti;
- aree industriali.

Tre processi determinano la trasformazione afflussi-deflussi:

- perdite idrologiche iniziali (accumulo nelle depressioni superficiali)
- perdite idrologiche continue (infiltrazione)
- scorrimento superficiale

Convenzionalmente i primi due tipi di superficie (10 e 21) rappresentano aree impermeabili, mentre il resto è permeabile.

Il modello del deflusso superficiale si compone di due sottomodelli principali, uno per il calcolo delle perdite idrologiche ed uno per lo scorrimento superficiale, ciascuno dei quali può applicarsi separatamente alle superfici di ogni sottobacino, come mostra il diagramma:

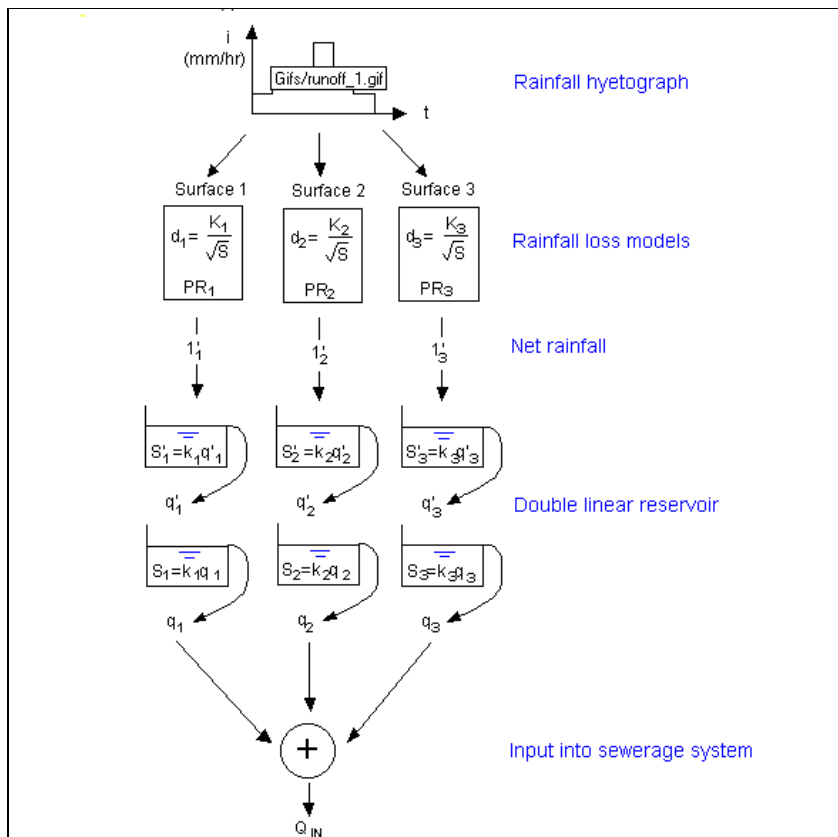


Figura 2.2. Modello di runoff

2.4.1.2 Perdite iniziali

Si presume che la parte iniziale della pioggia non causi deflusso superficiale in quanto va a bagnare la superficie del terreno e a formare pozzanghere.

L'entità di queste perdite dipende dal tipo di superficie e dalla pendenza, e può essere calcolata con una regressione oppure specificata come valore assoluto. Sebbene nelle aree pavimentate la componente più significativa sia l'accumulo nelle depressioni superficiali, altre perdite quali l'umidificazione della superficie, l'infiltrazione e l'evapotraspirazione hanno tutte un'influenza sul valore delle perdite iniziali. Sulle aree permeabili l'intercettazione costituisce una ulteriore complicazione.

I parametri necessari al calcolo delle perdite iniziali sono contenuti nei file di estensione *rpf* (runoff parameters files). Vi sono tre modi di definire questo tipo di perdite:

- relativo
- assoluto
- metodo SCS

Il valore da fornire dipende dalla scelta effettuata:

Tabella 3.2. Definizione delle perdite iniziali

tipo	valore
assoluto	profondità dell'accumulo nelle depressioni
pendenza	l'accumulo nella depressione è correlato alla pendenza del terreno: $D = \frac{\text{valore}}{\sqrt{s}}$ dove s è la pendenza del terreno

SCS	il valore è una percentuale dell'accumulo
-----	---

2.4.1.2.1 Modello dell'accumulo nelle depressioni superficiali

Studi sperimentali hanno mostrato che queste perdite dipendono sia dalla pendenza del bacino sia dal tipo di superficie interessata, e si è arrivati a formulare la seguente espressione:

$$D = \frac{k}{\sqrt{s}}$$

dove

D = profondità media delle perdite iniziali (m)

s = pendenza

k = coefficiente (m)

Il valore di k dipende da fattori quali la topografia, la morfologia e altre caratteristiche del bacino. Il valore di default per le aree pavimentate e per i tetti è 0,000071 m, per le aree permeabili è 0,000028 m.

Lo stato iniziale del volume di queste perdite è definito come una profondità equivalente di pioggia associata ad un evento meteorico: se superiore al valore di D calcolato con la formula precedente, esso viene posto uguale a D, se inferiore può invece essere privato del termine di evapotraspirazione (ad un tasso costante).

E' anche possibile definire un valore assoluto di perdita iniziale, indipendente dalla pendenza della superficie: questa opportunità è sfruttata per sovrascrivere i valori di perdita iniziale definiti per le superfici permeabili nel caso si faccia uso dei modelli SCS o New UK Percentage Runoff (variable PR).

L'accumulo nelle depressioni può essere parzialmente o integralmente assorbito dalla pioggia precedente l'evento considerato.

2.4.1.3 Modelli di scorrimento superficiale

Il modello di deflusso sulla superficie dei bacini è rappresentato dall'onda cinematica. Tuttavia la soluzione diretta di questa equazione insieme all'equazione di continuità richiederebbe troppo tempo nel caso di modelli di tipo distribuito con numerosi bacini contribuenti.

E' stato dimostrato che modelli tipo invaso lineare, più semplici e con onere computazionale inferiore, rappresentano bene la realtà quanto i più complessi modelli fisicamente basati. Inoltre, i modelli dovrebbero tener conto del comportamento dell'acqua in zone le più diverse del bacino, che non possono essere descritte in maniera precisa: ad esempio, la rete secondaria costituita da grondaie e docce, da fognoli e piccoli condotti, non può essere conosciuta a livello di dettaglio. Perde allora di significato l'utilizzo di modelli fisicamente basati nei quali ai parametri principali (per es. la scabrezza) verrebbero assegnati valori non direttamente misurabili nei singoli sottobacini.

Il deflusso superficiale verso la rete di drenaggio è modellato separatamente per ciascun tipo di superficie.

I modelli esistenti possono essere corretti per meglio adattarsi a condizioni particolari.

E' importante sottolineare che per tutte le superfici, e di conseguenza per tutti i sottobacini, con un determinato uso del suolo deve essere utilizzato lo stesso modello di scorrimento.

Sono cinque i modelli di scorrimento tra cui si può scegliere in Infoworks:

- Wallingford: lo scorrimento superficiale è descritto attraverso due serbatoi lineari in serie, con una costante d'invaso che dipende da intensità di pioggia, area contribuyente e pendenza del bacino;
- Large Catchment: come il Wallingford, con la differenza che vengono applicati un ritardo ed un fattore moltiplicatore, funzione dell'area del sottobacino, della pendenza del terreno e della lunghezza convenzionale del bacino;
- SPRINT: si utilizza un singolo serbatoio lineare, con una costante d'invaso che dipende dall'area del sottobacino, dalla percentuale di area impermeabile e dalla pendenza del terreno;
- Desbordes: si utilizza un singolo serbatoio lineare, con una costante d'invaso che dipende dall'area del sottobacino, dalla percentuale di area impermeabile, dalla pendenza del terreno, dalla lunghezza del bacino, dalla durata e dalla altezza di pioggia;
- SWMM: si utilizza un singolo serbatoio lineare, con una costante d'invaso che dipende dall'area e dalla scabrezza della superficie, dall'ampiezza del bacino e dalla pendenza del terreno.

2.4.1.3.1 Modello Wallingford

Lo scorrimento superficiale trasforma la pioggia netta su ogni sottobacino in un idrogramma in ingresso al corrispondente nodo drenante, utilizzando due serbatoi lineari in serie per rappresentare il volume d'acqua sul terreno e nei drenaggi secondari ed il ritardo accumulato tra il picco di pioggia e il picco di portata. In questo modo si ha un picco di portata ridotto ed in ritardo rispetto al picco di pioggia.

La costante d'invaso dipende da intensità di pioggia, area contribuyente e pendenza del bacino.

In realtà si tratta di un modello quasi-lineare in cui ad ogni tipo di superficie sono applicati due serbatoi in serie, per ciascuno dei quali vale la seguente relazione tra volume d'accumulo S e portata in uscita q :

$$S = k \cdot q$$

dove

$$k = C \cdot i^{*-0,39}$$

$$i^* = 0,5 \cdot (1 + i_{10})$$

i_{10} = intensità media di pioggia su 10 minuti

$$C = 0,117 \cdot s^{-0,13} \cdot A^{0,24}$$

s = pendenza

A = area della superficie (m^2)

Per i parametri sopra descritti valgono i seguenti limiti:

- se $s < 0,002 \Rightarrow s = 0,002$
- se $A < 1000 \Rightarrow A = 1000$
- se $A > 10000 \Rightarrow A = 10000$

La combinazione delle due relazioni di volume con l'equazione di continuità porta ad una equazione differenziale ordinaria del secondo ordine nella forma:

$$k^2 \frac{d^2 q}{dt^2} + 2k \frac{dq}{dt} + q = i_n$$

2.4.1.3.2 Large Contributing Area Model

Il modello standard di scorrimento superficiale in Infoworks era stato ideato per piccoli sottobacini, inferiori all'ettaro di area: questo nuovo modello può essere invece applicato a superfici contribuenti fino a 100 ha ed è il risultato di studi basati sul raffronto dei risultati di simulazioni condotte su un bacino composto da trenta sottobacini di 1 ha e su un bacino equivalente costituito da unica superficie di area 30 ha.

Il modello così modificato prende in considerazione le caratteristiche del flusso del bacino e le rappresenta utilizzando un unico condotto, il quale fa combaciare gli idrogrammi di portata provenienti dai bacini nel modello dettagliato, dove ogni sottobacino è drenato dal nodo corrispondente verso il sistema di drenaggio.

Per ottenere un'adeguata corrispondenza con le caratteristiche di flusso del modello dettagliato, il Large Contributing Area Model applica due elementi basilari per ottenere il ritardo e l'attenuazione del picco di portata:

- moltiplicatore della costante d'invaso;
- shift temporale, applicato alla portata in uscita.

Il primo si ottiene dalla seguente formula:

$$K = C_k \cdot A^{k_1} \cdot s^{k_2} \cdot L^{k_3}$$

dove

A = area del sottobacino (m²)

s = pendenza (valore limite minimo: s = 0,002)

L = lunghezza (m)

C_k, k₁, k₂, k₃ = coefficienti con valori di default pari a:

C_k = 0,030

k₁ = -0,022

k₂ = -0,228

k₃ = 0,460

Se k è inferiore ad uno, allora esso non viene applicato alla costante d'invaso.

Il ritardo sulla portata uscente deriva invece da:

$$T = C_t \cdot A^{t_1} \cdot s^{t_2} \cdot L^{t_3}$$

dove

T = ritardo (s)

A = area del sottobacino (m²)

s = pendenza (valore limite minimo: s = 0,002)

L = lunghezza (m)

C_t, t₁, t₂, t₃ = coefficienti con valori di default pari a:

C_t = 4,334

t₁ = 0,009

t₂ = -0,173

t₃ = 0,462

Il valore del ritardo è arrotondato per eccesso al valore del timestep più vicino.

2.4.1.4 Modelli del volume di deflusso

Sono modelli che, partendo dalla pioggia depurata delle perdite iniziali, danno la pioggia netta disponibile al deflusso superficiale: in altre parole trattano il fenomeno dell'infiltrazione.

Le possibili scelte sono:

- modello del coefficiente PR costante;
- modello di Green-Ampt;
- modello di Horton;
- nuovo modello UK del coefficiente PR;
- modello Wallingford;
- modello dell'infiltrazione costante;
- modello SCS.

2.4.1.4.1 Modello Wallingford

E' stato tarato per tipici bacini urbani del Regno Unito.

Utilizza una regressione per calcolare il coefficiente di deflusso in funzione della percentuale di area impermeabile, del tipo di suolo e della condizione di umidità di ciascun sottobacino.

Nell'ambito del singolo sottobacino, questo non dovrebbe essere usato insieme ad altri modelli perché gestisce contemporaneamente aree impermeabili e permeabili.

E' il modello standard per la rappresentazione delle perdite continue nei bacini urbani del Regno Unito ed è applicato congiuntamente al modello delle perdite iniziali visto nell'apposita sezione. Le perdite per infiltrazione sono considerate costanti. Il coefficiente di deflusso è dato da:

$$PR = 0,829 \cdot PIMP + 25,0 \cdot SOIL + 0,078 \cdot UCWI - 20,7$$

dove

PR = coefficiente di deflusso

PIMP = percentuale di superficie impermeabile, ottenuta dividendo l'area totale impermeabile connessa (tetti e strade) per l'area contribuente totale;

SOIL = è un indice della capacità del suolo di trattenere acqua; è basato sul parametro WRAP (Winter Rain Acceptance Parameter) pubblicato in studi inglesi e può essere ricavato da apposite mappe che coprono l'intero territorio del Regno Unito. In sostanza l'indice SOIL descrive schematicamente l'infiltrazione potenziale ed è stato calcolato in base a considerazioni su permeabilità del terreno, pendenza topografica e probabilità di presenza di strati impermeabili.

Sono individuate cinque classi, come evidenziato nella tabella seguente:

Tabella 2.3. Classi del suolo (SOIL).

Soil Class	WRAP	Runoff	SOIL
1	Very high	Very low	0.15
2	High	Low	0.30
3	Moderate	Moderate	0.4
4	Low	High	0.45
5	Very Low	Very High	0.50

UCWI = Urban Catchment Wetness Index. E' un indice dell'umidità preesistente all'evento piovoso e si stima in due modi diversi, a seconda che si stia considerando un evento di progetto oppure osservato. Nel primo caso si utilizza un grafico in cui l'indice è dato in funzione dell'altezza di pioggia caduta mediamente nell'anno (SAAR) sul bacino, con una curva per la stagione invernale ed una per quella estiva (Figura 2.3).

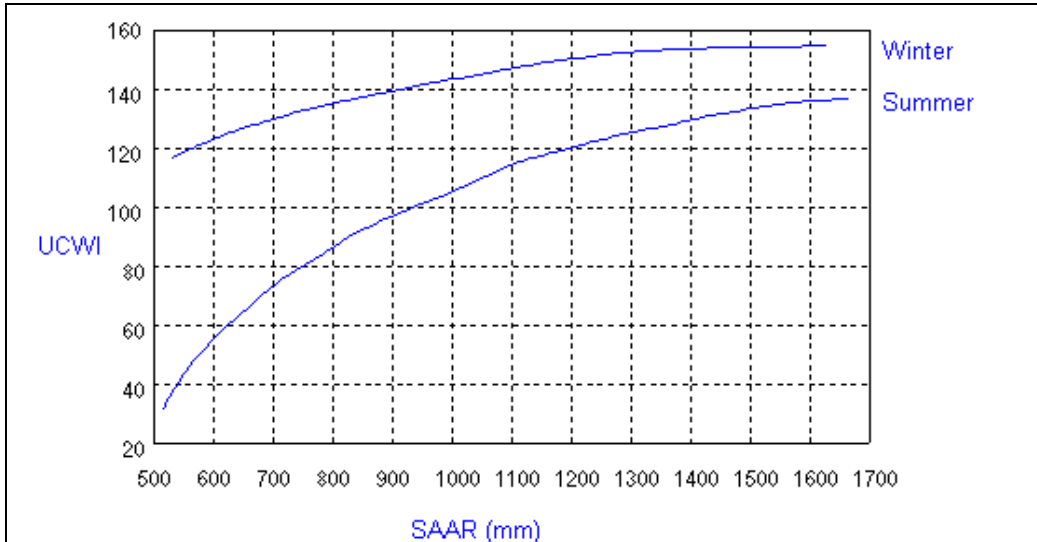


Figura 2.3. Curve per il parametro UCWI.

Per eventi osservati, invece, si utilizza l'equazione:

$$UCWI = 125 + 8 \cdot API5 - SMD$$

dove

API5 = indice della precipitazione dei 5 giorni precedenti l'evento, e si calcola così:

$$API5 = API5_9 \cdot C_p^{(t-9)/24} + P_{t-9} \cdot C_p^{(t-9)/48}$$

$$API5_9 = \sum_{n=1,5} P_{-n} \cdot C_p^{n-0,5}$$

con

P_{-n} = pioggia nel giorno n -esimo prima dell'evento (misurata dalle 9:00 a.m. alle 9:00 a.m.)

$C_p = 0,5$ (costante di decadimento)

t' = tempo dell'inizio avvenimento rispetto alle ore 9:00 a.m. (h)

$P_{t'-9}$ = altezza di pioggia caduta tra t' e le 9:00 a.m.

e dove

SMD = deficit di umidità del suolo calcolato così:

$$SMD = SMD_9 - P_{t'-9}$$

dove

SMD_9 = deficit alle ore 9:00 del giorno in cui ha inizio l'evento

$P_{t',9}$ = altezza di pioggia caduta tra t' e le 9:00 a.m.

Il valore di SMD_9 , reso disponibile dall'Ufficio Meteorologico del Regno Unito, si ottiene da un bilancio (giornaliero o settimanale) tra la pioggia caduta e l'evapotraspirazione stimata.

Se i valori di PIMP, SOIL e UCWI sono bassi, l'equazione che fornisce PR può dare un valore molto basso o addirittura negativo del coefficiente di deflusso, il che è irrealistico: per questa ragione, nel programma è definito un valore minimo limite del 20%, oltreché uno massimo, ovviamente, del 100%.

Come già detto, il modello calcola il deflusso totale da tutte le superfici del bacino, distribuendolo tra le stesse in base a dei coefficienti così ottenuti:

$$PR_i = \frac{f_i \cdot A_i}{\sum_{n=1,3} f_n \cdot A_n} \cdot PR$$

dove

PR_i = coefficiente di deflusso per l' i -esima superficie del sottobacino

A_i = area della i -esima superficie

f_i = peso per l' i -esima superficie; assume il valore di 1 per le superfici pavimentate e a tetti, 0,1 per le superfici permeabili.

2.4.1.5 Modello idraulico

In questa sezione si parla dell'aspetto idraulico delle simulazioni, ossia di come Infoworks CS affronta il problema del calcolo delle grandezze idrauliche nei condotti, portata e livello in primis, a partire dai dati noti.

Vedremo che vengono utilizzate le equazioni di De Saint Venant discretizzate, le quali danno luogo ad un sistema non lineare risolvibile col metodo di Newton-Raphson, e che vi è la possibilità di scegliere tra la rappresentazione di Preissmann o il modello del condotto in pressione per le situazioni di transizione dal funzionamento a gravità al funzionamento in pressione.

2.4.1.5.1 Modello del condotto

Il condotto è rappresentabile concettualmente come collegamento di definite caratteristiche geometriche tra due nodi.

La condizione al contorno nel collegamento nodo-condotto può essere data da uno scarico ("outfall") o da una perdita concentrata.

La pendenza è definita dai livelli di fondo alle estremità, ciò non precludendo la possibilità di salti di fondo ai nodi o di casi di contropendenza.

Sono predefinite alcune forme di sezione trasversale sia per condotti chiusi (circolare, ovoidale, ecc.) sia per canali aperti (rettangolare, trapezoidale).

Forme particolari possono essere definite dall'utente introducendone la relazione adimensionale larghezza-altezza. E' il caso del vigenino, per esempio.

Possono essere forniti due valori di scabrezza: uno per il terzo inferiore e uno per il resto della sezione del condotto.

Si può inoltre definire una profondità costante di sedimenti sul fondo, sui quali non agiscono i fenomeni di erosione e deposito (strato passivo).

Le equazioni che governano il modello sono quelle di conservazione della massa e della quantità di moto proposte da De Saint Venant:

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{Q^2}{A} \right) + g \cdot A \cdot \left(\cos \theta \cdot \frac{\partial y}{\partial x} - S_0 + \frac{Q \cdot |Q|}{K^2} \right) = 0$$

dove

Q = portata (m³/s)

A = area della sezione trasversale (m²)

g = accelerazione di gravità (m/s²)

θ = inclinazione del fondo sull'orizzontale

S₀ = pendenza del fondo

K = perdita di carico a sezione piena (m/s²)

Naturalmente le equazioni di De Saint Venant reggono l'idraulica di un condotto nel moto a gravità, non essendo in grado di rappresentare il moto in pressione. Ma introducendo una larghezza in superficie fittizia è possibile utilizzarle ugualmente:

$$B = \frac{g \cdot A_f}{C_p^2}$$

dove

B = larghezza in superficie (m)

g = accelerazione di gravità (m/s²)

A_f = area della sezione piena (m²)

C_p = celerità delle onde di pressione (m/s)

La larghezza è quella di una fessura che si immagina posta sulla sommità del condotto (slot di Preissmann), dalla quale parte un piezometro di una lunghezza indefinita in cui l'acqua risale al livello corrispondente alla pressione raggiunta: lo schema è quindi quello di un moto a pelo libero seppure con una larghezza in superficie molto piccola, potendo così utilizzare ancora le equazioni di De Saint Venant.

Mettere lo slot di Preissmann direttamente sulla chiave del condotto può avere effetti negativi sul calcolo, ad esempio discontinuità nella derivata della ampiezza di superficie e bruschi cambiamenti del valore della celerità d'onda nella transizione alla situazione in pressione. Per tali motivi, nell'ambito del modello è prevista una regione di transizione definita da una cubica monotona tra la reale geometria del condotto e l'ampiezza dello slot di Preissmann. L'ampiezza dello slot è definita in modo tale che la celerità d'onda nella fessura stessa abbia un valore dieci volte maggiore di quello che assume a metà altezza del condotto. Questo consente una accurata modellazione della corrente in pressione e comporta una ampiezza di fessura pari al 2% dell'ampiezza del condotto.

In caso di canale aperto, se il livello eccede i confini definiti, la geometria viene estrapolata.

Nota: in un condotto chiuso la portata massima si ha ad un livello di riempimento leggermente inferiore a quello massimo (a sezione piena). Imponendo la monotonicità,

questa realtà viene approssimata per evitare la possibilità di soluzioni numeriche multiple.

2.4.1.5.2 Modello del condotto in pressione

In luogo della soluzione completa di De Saint Venant si può utilizzare uno specifico modello del condotto in pressione sui condotti selezionati: per esempio, se si desidera modellare condotti in contropendenza o sifoni inversi.

Le sue equazioni sono:

$$\frac{\partial Q}{\partial x} = 0$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + g \cdot A \cdot \left(\cos \theta \cdot \frac{\partial y}{\partial x} - S_0 + \frac{Q \cdot |Q|}{K} \right) = 0$$

dove

Q = portata (m³/s)

A = area della sezione trasversale (m²)

g = accelerazione di gravità (m/s²)

θ = inclinazione del fondo sull'orizzontale

S₀ = pendenza del fondo

K = perdita di carico a sezione piena (m/s²)

Il modello del condotto in pressione calcola velocità e volumi con maggior precisione del modello di De Saint Venant perché non assegna alcuna portata di base né lo slot di Preissmann, i quali invece alterano, in qualche modo, la valutazione dei volumi.

2.4.1.5.3 Sistema di equazioni

Il sistema formato dalle equazioni di De Saint Venant non è risolvibile analiticamente.

Occorre affidarsi al calcolo numerico, accettando soluzioni approssimate per le variabili in gioco.

Le funzioni interessate vengono discretizzate utilizzando lo schema a 4 punti di Preissmann, le derivate sono sostituite da differenze finite mediate nel tempo e nello spazio con opportuni pesi. Per una generica funzione *f*:

$$f = \theta \cdot \left(\frac{f_{i+1}^{n+1} + f_i^{n+1}}{2} \right) + (1 - \theta) \cdot \left(\frac{f_{i+1}^n + f_i^n}{2} \right)$$

$$\frac{\partial f}{\partial x} = \theta \cdot \left(\frac{f_{i+1}^{n+1} - f_i^{n+1}}{\Delta x} \right) + (1 - \theta) \cdot \left(\frac{f_{i+1}^n - f_i^n}{\Delta x} \right)$$

$$\frac{\partial f}{\partial t} = 0,5 \cdot \left(\frac{f_{i+1}^{n+1} - f_{i+1}^n}{\Delta t} \right) + 0,5 \cdot \left(\frac{f_i^{n+1} - f_i^n}{\Delta t} \right)$$

dove *f_iⁿ* sta per *f*(*i*Δ*x*, *n*Δ*t*).

L'impostazione di default prevede la suddivisione di ciascun condotto in N punti computazionali regolarmente spaziat (Δ*x*) ad intervalli pari a 20 volte il diametro del condotto.

La natura implicita dello schema di calcolo adottato rimuove i vincoli sull'intervallo Δt dati dalla condizione di Courant-Levy e assicura una stabilità numerica incondizionata per valori del peso ϑ superiori a 0,5.

Nella pratica si assume un valore $\vartheta=0,65$.

Se N è il numero di punti che suddividono la lunghezza totale di ciascun ramo, allora vi sono $2N-2$ equazioni di De Saint Venant discretizzate per ogni condotto. Nel caso in cui il collegamento sia in realtà un controllo (es. uno sfioro) anziché un condotto, i due punti saranno legati dalla relazione di perdita di carico prescritta, dal punto di vista computazionale.

Il sistema di equazioni locali deve essere completato da due condizioni al contorno, calcolate in corrispondenza di ciascun nodo interno (pozzetto).

Queste condizioni al contorno sono in realtà esse stesse delle equazioni.

La prima relazione può esprimersi genericamente come:

$$f(Q_j, y_j, Y_i) = 0$$

relazione che lega la portata Q_j ed il livello y_j al livello nel nodo Y_i . Nel caso di condotto essa includerà un termine di perdita di carico, nel caso di un *outfall* la portata verrà assunta nello stato critico.

La seconda relazione consiste nell'equazione di continuità, da soddisfare in ogni nodo interno:

$$Q_i + \sum \beta_j \cdot Q_j = A \cdot \frac{dY_i}{dt}$$

Questo è approssimato dal metodo implicito di Eulero.

2.4.1.5.4 Risolutore

Il sistema risultante dall'insieme delle equazioni descritte sopra è un sistema algebrico non lineare di equazioni alle differenze finite, che vanno risolte per ogni passo temporale considerato.

La stabilità numerica, a rischio soprattutto nella fase di passaggio dalla situazione di corrente a pelo libero a quella in pressione, è assicurata dall'utilizzo del metodo iterativo di Newton-Raphson per la risoluzione del sistema.

Ad ogni passo temporale il metodo di N.-R. linearizza le equazioni del sistema, generando una matrice, che può essere ridotta tramite due diversi metodi che operano per eliminazione di nodi computazionali lungo i collegamenti tra i nodi.

Il metodo di N.-R. può dare convergenza quadratica, per cui può capitare che bastino anche tre sole iterazioni; tuttavia, il comportamento di reti molto complesse e con forte grado di interconnessione tra i rami può renderla semplicemente lineare.

Gli effetti non lineari sono risolti dimezzando progressivamente il passo temporale di calcolo finché il metodo di N.-R. non raggiunge la convergenza.

Per contro, una rapida convergenza può essere raggiunta tramite raddoppio del passo temporale.

Un controllo di convergenza relativa consiste nel verificare che i valori di una variabile possano cambiare da un passo al successivo per meno dell'1%.

2.4.1.5.5 Particolarità del modello

In un condotto di pendenza supercritica è probabile che si instauri un moto supercritico. Di contro, con pendenze sub-critiche, dal punto di vista fisico accade che il numero di Froude diminuisca con la profondità perché nell'equazione di conservazione della quantità di moto i termini di resistenza dominano i termini inerziali ed il moto rimane sub-critico.

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{Q^2}{A} \right) + g \cdot A \cdot \left(\cos \theta \cdot \frac{\partial y}{\partial x} - S_0 + \frac{Q \cdot |Q|}{K^2} \right) = 0$$

Tuttavia, un intervallo temporale troppo grande nel modello può dare luogo a condizioni locali non realistiche di tipo supercritico.

In teoria, la modellazione di correnti super e sub-critiche insieme, instabili, richiede una struttura algoritmica che rimanga invariata durante il calcolo; in special modo il mantenimento di condizioni al contorno puntuali ovunque. Ciò si ottiene eliminando i termini inerziali man mano che il numero di Froude si avvicina all'unità in modo tale da conservare condizioni sub-critiche.

Le potenziali difficoltà possono essere evitate ancor prima della simulazione calcolando un numero di Froude caratteristico, F_c , per ogni condotto.

I termini inerziali sono rimossi gradualmente se $0,8 < F_c < 1,0$ e rimossi definitivamente per $F_c \geq 1,0$. L'utilità di tale operazione è maggiore nei condotti più pendenti.

Il sistema di equazioni può così essere risolto con i metodi visti nel paragrafo precedente.

Alle basse profondità la stessa portata può verificarsi a due livelli diversi, così la soluzione numerica può oscillare tra questi due stati.

Al livello minore tra i due, nella relazione tra portata e profondità (di valle) domina la riduzione di area della sezione, al livello maggiore domina invece l'aumento di pendenza.

L'instabilità può essere sistematicamente evitata da opportuni cambiamenti nella rappresentazione alle differenze finite del termine di trasporto nella equazione della quantità di moto vista sopra.

La media delle condizioni di monte e valle è sostituita da un semplice aggiustamento dato alle condizioni di monte.

Questa procedura garantisce stabilità ove non siano presenti i termini inerziali ma possono sussistere ancora difficoltà.

Il problema può essere aggirato dall'aggiunta di una portata nominale di base definita come la portata normale ad una certa profondità in un condotto. La profondità di base è definita come il 5% dell'altezza del condotto, il che comporta una portata di base pari all'1,9% di quella a sezione piena per i condotti circolari e al 5% per quelli rettangolari.

Il flusso di base è introdotto artificialmente nel risolutore e rimosso dalle condizioni al contorno; così non compromette la conservazione dei volumi.

2.4.2 Modellazione qualitativa

2.4.2.1 Modello dell'inquinamento in superficie

Il modello di inquinamento in superficie ("Surface Pollutant Model") calcola l'accumulo e il dilavamento degli inquinanti sulla superficie dei bacini e nei pozzetti.

Sedimenti ed inquinanti adesi sono trattati separatamente dagli inquinanti disciolti:

- 1) i sedimenti e gli inquinanti adesi si accumulano sulla superficie dei bacini durante i periodi di tempo secco; durante le piogge, invece, essi subiscono il dilavamento dovuto al deflusso superficiale, entrando così in fognatura. Di questo si occupa il modello del dilavamento ("Washoff Model");
- 2) gli inquinanti disciolti accumulati nei pozzetti in tempo secco vengono rimessi in sospensione dall'acqua in arrivo dal dilavamento superficiale durante gli eventi di pioggia cominciando a circolare nei condotti. Di questo si occupa il modello del pozzetto ("Gully Pot Model").

Come detto, questi due modelli sono completamente indipendenti, non interagendo in alcun modo tra loro.

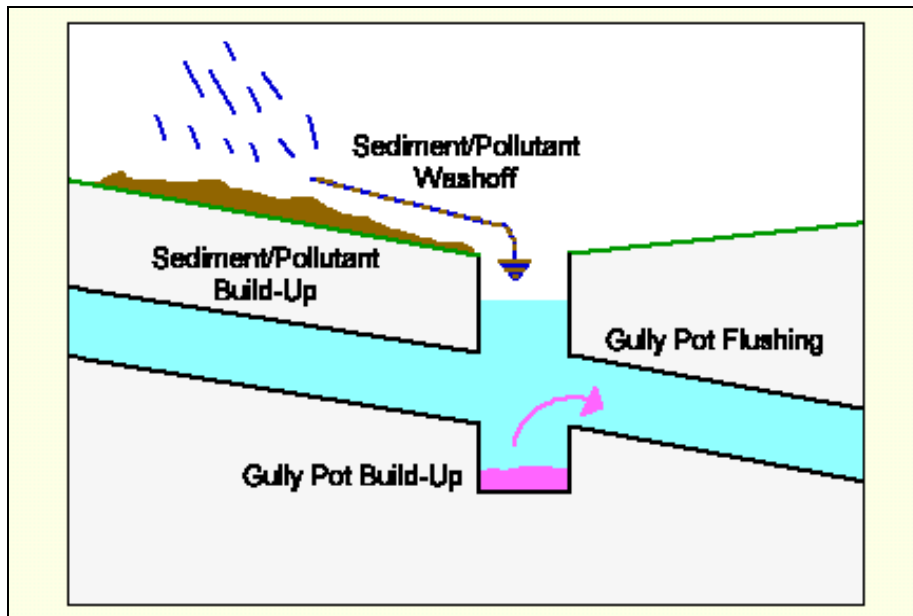


Figura 2.4. Inquinanti dalla superficie

Esiste un editor per definire le caratteristiche dei bacini richieste dal Surface Pollutant Model.

Queste caratteristiche sono riunite in un indice di inquinamento ("Pollution Index"). Si possono definire fino a 99 indici.

Modello del dilavamento ("Washoff Model").

La velocità con cui i sedimenti erosi entrano nel sistema di drenaggio è calcolata sfruttando il modello di scorrimento superficiale prescelto: il modello di Desbordes è quello di default, ma si può optare, per esempio, per quello di Wallingford.

I calcoli interessano le superfici di runoff denominate 1 e 2 e richiamate nella tabella dell'uso del suolo: sono convenzionalmente impermeabili, la prima rappresentando la

superficie stradale, la seconda quella dei tetti.

Il modello del washoff non considera inquinanti disciolti, solamente i sedimenti (della frazione 1) e gli inquinanti adesi entrano in fogna.

Modello del pozzetto (“Gully Pot Model”).

I calcoli usano il deflusso della superficie di runoff denominata 1 (richiamata nella tabella dell’uso del suolo) la quale rappresenta la superficie stradale.

Il deflusso è quello calcolato dal motore idraulico, cioè dal modello di scorrimento adottato per i calcoli idraulici.

Ovviamente soltanto gli inquinanti disciolti sono contemplati dal gully pot model, e non subiscono né erosione né deposito.

Definizione dell’Indice di Inquinamento (“Pollution Index”).

L’indice di inquinamento è l’equivalente della superficie di deflusso nel campo della modellazione qualitativa, infatti l’uno descrive le caratteristiche qualitative (parametri di inquinamento) di un sottobacino mentre l’altra ne fornisce le proprietà idrauliche.

Entrambi, comunque, sono applicati a mezzo del tipo di uso del suolo:

- per il deflusso idraulico, si può suddividere un sottobacino in più aree applicando fino ad un massimo di 12 superfici di deflusso ad un tipo di uso del suolo;
- ad un determinato tipo di uso del suolo può corrispondere un unico indice di inquinamento, il quale definirà le caratteristiche qualitative dell’intero sottobacino.

Un indice di inquinamento ed una superficie di deflusso possono essere associati a più di un uso del suolo, così come un uso del suolo può essere associato a più sottobacini.

Il diagramma seguente è esplicativo in questo senso.

Parametri dell’Indice di Inquinamento.

Per ciascun Indice di Inquinamento è necessario definire:

- numero dell’Indice (identificatore ID);
- i fattori di potenza per le equazioni di ogni inquinante adeso;
- i coefficienti per le equazioni di ogni inquinante disciolto nei pozzetti;
- il fattore di accumulo dei sedimenti in superficie;
- il volume dei pozzetti.

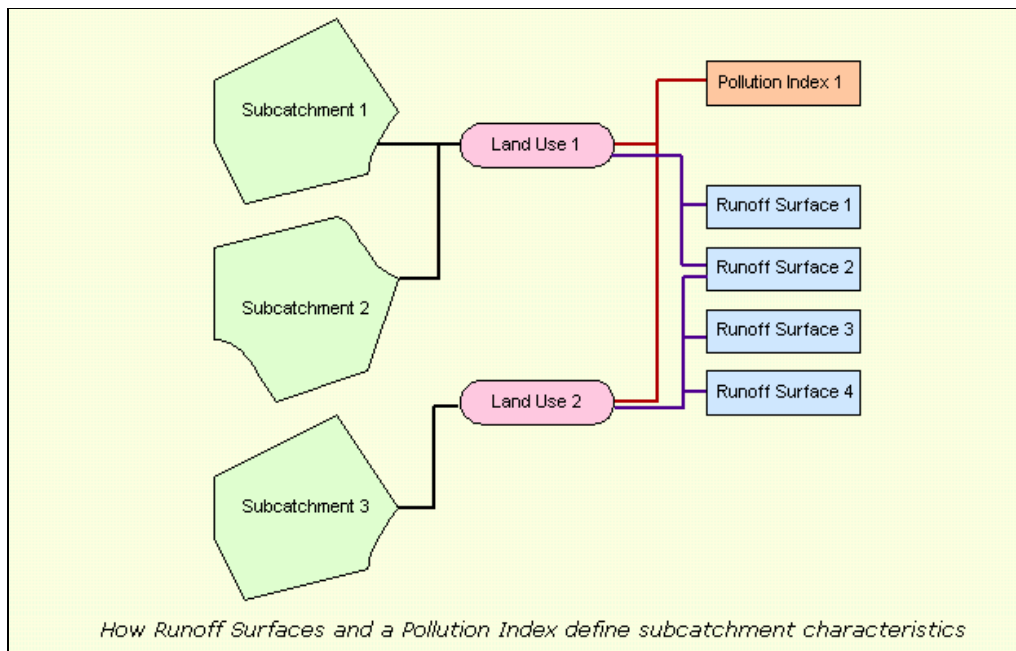


Figura 2.5. Superfici di deflusso e Indice di inquinamento.

2.4.2.2 Il processo di modellazione

Il diagramma seguente mostra il modello di inquinamento in superficie come parte di una simulazione.

Il modello consente di:

- definire una massa iniziale di sedimenti sulla superficie del bacino;
- calcolare l'accumulo di sedimenti (build-up) durante il periodo secco precedente la simulazione;
- una volta lanciata la simulazione, si possono avere periodi di tempo secco alternati a periodi di pioggia: quando non piove, continua l'accumulo di sedimenti ed inquinanti, quando piove gli stessi entrano nella rete di drenaggio ma l'accumulo pure continua.

I dati in ingresso sono sul lato sinistro del diagramma, quelli in uscita sul destro.

Parimenti, il processo relativo all'inquinamento superficiale è riportato sulla sinistra all'interno della cornice principale, mentre quello relativo all'inquinamento nei pozzetti è sulla destra.

2.4.2.3 Ulteriori considerazioni

Il calcolo di accumulo (build-up) e dilavamento (washoff) può essere diviso in quattro passi:

- 1) l'accumulo di sedimenti in superficie (e relativi inquinanti adesi) è condotto per il periodo secco precedente la simulazione, ammesso che sia stato definito un tempo di build-up; si può anche scegliere se impostare una altezza iniziale dei sedimenti sul bacino precedente al periodo di accumulo (o addirittura in alternativa allo stesso);
- 2) l'accumulo degli inquinanti disciolti nei pozzetti è calcolato per il periodo secco precedente la simulazione; l'accumulo è lineare;
- 3) i parametri coinvolti nel deflusso superficiale e nel dilavamento vengono inizializzati;

- 4) parte la simulazione e i calcoli su deflusso e dilavamento sono condotti ad ogni intervallo di tempo; si ribadisce che l'accumulo o build-up ha luogo anche durante la simulazione, che l'erosione dei sedimenti in superficie dipende dall'intensità di pioggia e che il deflusso relativo ai sedimenti erosi può essere calcolato o col modello di default, che è quello di Desbordes, o con altri modelli (per esempio, Wallingford).

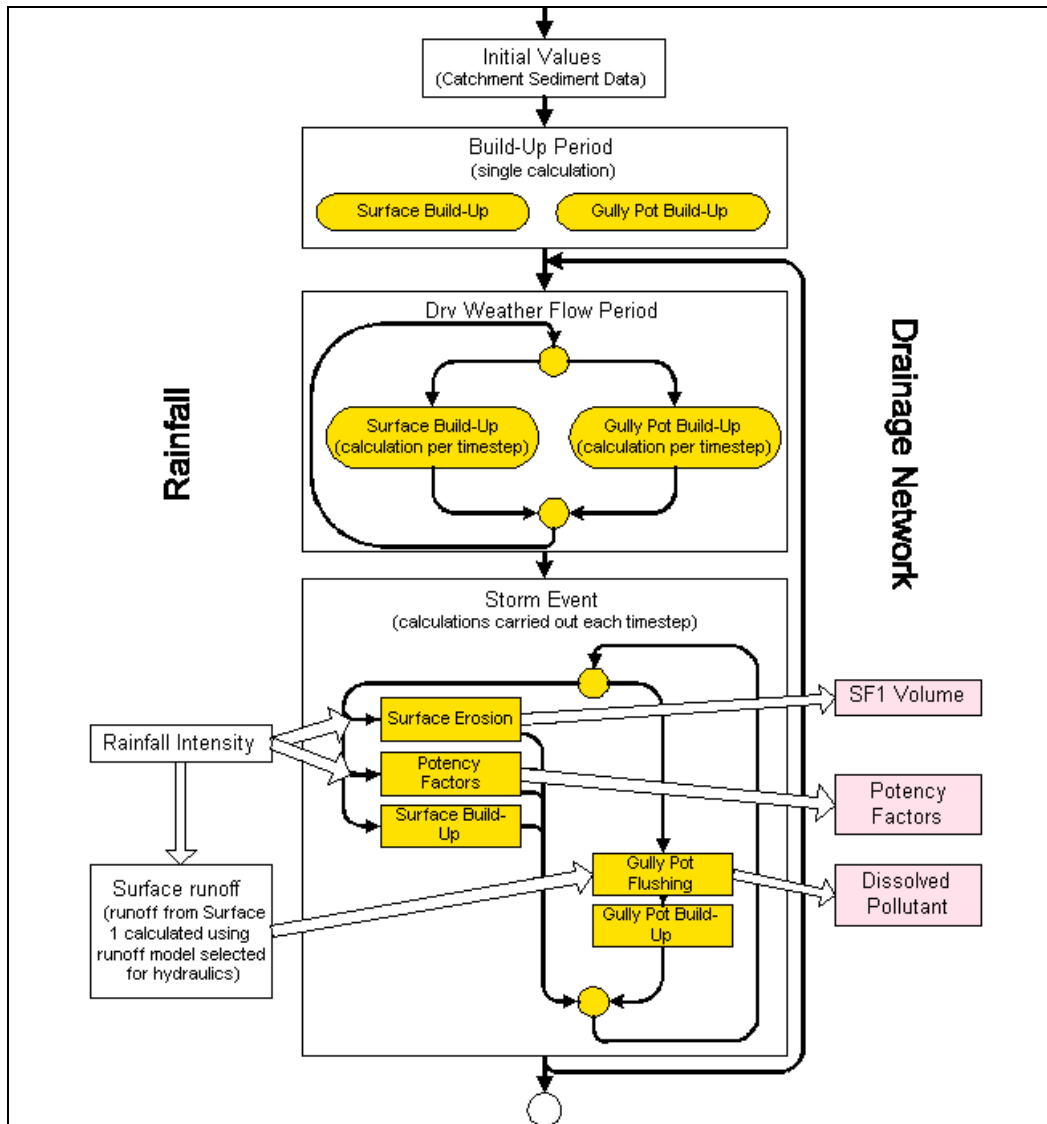


Figura 2.6. Surface Pollutant Model

2.4.2.4 Condizioni iniziali

Solitamente si fa girare il modello senza considerare alcuna massa iniziale di sedimenti sulla superficie dei bacini, poiché un tempo di accumulo sufficientemente lungo consentirà il raggiungimento di una condizione di stabilità prima dell'inizio della pioggia simulata.

Comunque, è possibile fissare un valore di massa iniziale non nullo in aggiunta o addirittura in sostituzione del fenomeno di accumulo vero e proprio.

Le condizioni iniziali vengono definite nell'editor dell'evento di pioggia ("Rainfall Event Editor").

2.4.2.5 Accumulo di inquinanti in superficie

E' possibile definire, nel "Rainfall Event Editor", un tempo di build-up che il programma utilizzerà per calcolare l'accumulo dei sedimenti in superficie nel periodo di tempo secco precedente l'inizio dell'evento.

In realtà l'accumulo continua anche durante l'evento di pioggia, cioè durante la simulazione, ad ogni intervallo temporale di calcolo del modello di qualità, nonostante il dilavamento.

L'equazione si basa sull'ipotesi che il tasso di accumulo degli inquinanti su una superficie pulita sia lineare, ma decresca esponenzialmente allorquando la massa degli stessi aumenta.

Essa è valida solo per i sedimenti, mentre gli inquinanti adesi sono determinati a mezzo di un fattore di potenza moltiplicato per la massa dei sedimenti così calcolata.

$$\frac{dM}{dt} = P_s - K_1 \cdot M$$

dove

M = massa depositata per unità di superficie (kg/ha)

P_s = coefficiente di accumulo [kg/(ha-giorni)]. Esiste un valore per ogni Indice di Inquinamento definito nel "Surface Pollutant Editor"

K₁ = costante di decadimento (1/giorni). Anche questo valore è definito nel "Surface Pollutant Editor". Il valore di default è 0,08 e deriva da calibrazioni.

Il limite superiore per la massa di sedimenti calcolata con questa equazione è dato da

$$\frac{P_s}{K_1} \left(\frac{kg}{ha} \right)$$

e non può essere mai superato, nel senso che, se anche la somma di sedimenti accumulati e sedimenti iniziali superasse tale valore, esso verrebbe comunque assunto come valore massimo.

A simulazione avviata, in ciascun intervallo di tempo Infoworks calcola l'accumulo e l'erosione dei sedimenti in parallelo.

Ora la massa iniziale di sedimenti è data dalla massa finale dell'intervallo precedente, mentre la massa alla fine dell'intervallo corrente è data dal valore fornito dall'equazione a cui va sottratto il valore della massa di sedimenti erosi.

L'equazione di cui sopra va integrata, quindi per il calcolo dell'accumulo si usa in realtà la:

$$M_0 = M_d \cdot e^{-K_1 \cdot NJ} + \frac{P_s}{K_1} \cdot (1 - e^{-K_1 \cdot NJ})$$

dove

M_0 = massa di sedimenti alla fine del periodo di accumulo di tempo secco o alla fine dell'intervallo di tempo (kg/ha)

M_d = massa iniziale di sedimenti (kg/ha): è la massa definita nel "Rainfall Event Editor" (valore di default nullo) oppure la massa alla fine dell'intervallo precedente

K_1 = costante di decadimento (1/giorno)

NJ = è la durata del periodo di tempo secco o la lunghezza dell'intervallo temporale (giorni)

P_s = è il coefficiente di accumulo [kg/(ha·giorni)]

L'equazione è risolta usando l'approssimazione di Eulero.

2.4.2.6 Accumulo di inquinanti nei pozzetti

Si considerano solamente inquinanti disciolti, di cui viene calcolata la concentrazione nei pozzetti prima e durante la simulazione.

L'ipotesi di base è che l'accumulo sia lineare nel tempo.

La massa effettiva di inquinante è calcolata mediante la formula sotto riportata; nel caso in cui l'evento piovoso sia già iniziato, al valore ottenuto va sottratto il valore della massa rimessa in sospensione ed affluita nei condotti ad opera della portata di pioggia (fenomeno corrispondente al dilavamento superficiale), essendo il calcolo ripetuto per ogni intervallo temporale:

$$PG_n(t) = \frac{(C + M \cdot ND) \cdot V_g}{1000}$$

dove

$PG_n(t)$ = massa del generico inquinante disciolto alla fine del periodo di tempo secco (cioè all'inizio della simulazione) o alla fine dell'intervallo temporale di calcolo (kg)

C = concentrazione iniziale dell'inquinante; se il calcolo è riferito al periodo di tempo secco, allora il programma utilizza il valore di C inserito

nel "Surface Pollutant Editor", altrimenti C è calcolato tramite $PG_n(t-1)$ e V_g

M = gradiente di accumulo lineare [mg/(l·giorni)], come inserito nel "Surface Pollutant Editor"

ND = periodo di tempo secco o lunghezza dell'intervallo temporale (giorni)

V_g = volume del pozzetto (m^3)

Il valore di C ed M varieranno in funzione dell'Indice di Inquinamento ("Pollution Index"), e naturalmente per ciascun tipo di inquinante.

Per ogni sottobacino il volume del pozzetto è definito da:

$$V_g = D_g \cdot A$$

dove

V_g = volume del pozzetto (m^3)

D_g = profondità del pozzetto (m): è un valore generale, definito per ogni Indice di Inquinamento nel Surface Pollutant Editor

A = superficie di deflusso 1 (impermeabile stradale) definita nell'uso del suolo (m^2).

2.4.2.7 Dilavamento superficiale (“Surface Washoff”)

Per default il calcolo si basa sul “runoff routing model” o modello di scorrimento di Desbordes (del tipo a serbatoio lineare), ma si può scegliere di utilizzare quello adottato nel modello di deflusso idraulico, se è diverso (nel nostro caso, Wallingford).

Infoworks calcola:

1. la massa di sedimenti erosa dalla superficie del bacino e mantenuta in sospensione nell'acqua di pioggia (TSS, Solidi Sospesi Totali): l'erosione è proporzionale all'intensità di pioggia;
2. la massa di sedimenti dilavati verso la rete di drenaggio sfruttando il modello del singolo serbatoio lineare (di default);
3. la massa di ciascun inquinante adeso ai sedimenti entrante in fogna: anch'essa è proporzionale alla intensità di pioggia.

1) La massa di sedimenti erosi dipende dall'intensità della pioggia attraverso la funzione:

$$\frac{dMe}{dt} = K_a \cdot M(t) - f(t)$$

dove

$M(t)$ = massa di sedimenti depositati per unità di superficie (kg/ha)

K_a = fattore di erosione/dissolvimento legato all'intensità di pioggia

2) Il calcolo coinvolge il deflusso delle superfici di runoff 1 (strade) e 2 (tetti).

$$Me(t) = K \cdot f(t)$$

dove

$M_e(t)$ = massa di inquinante disciolto o in sospensione (kg/ha)

$f(t)$ = portata solida specifica di inquinante [kg/(ha·s)]

K = coefficiente del serbatoio lineare (s)

Se la simulazione corrente sfrutta come stato iniziale lo stato finale di un'altra simulazione, il valore iniziale di f è dato da:

$$f(0) = \frac{F_m(0)}{(C \cdot A_r)}$$

dove

$f(0)$ = valore iniziale di f [kg/(ha·s)]

$F_m(0)$ = portata solida iniziale di TSS (kg/s)

C = percentuale di area impermeabile

A_r = area del sottobacino (ha)

Quest'ultima espressione ha valore soltanto se la simulazione usata per inizializzare la simulazione corrente contiene un evento piovoso. Infatti, come è ovvio, il "Surface Pollutant Model" lavora solo per simulazioni con eventi meteorici.

3) La massa degli inquinanti adesi ai sedimenti e dilavati verso il sistema di drenaggio è calcolata mediante fattori di potenza K_{pn} dipendenti dall'intensità di pioggia:

$$K_{pn} = C_1 \cdot (IMKP - C_2)^{C_3} + C_4$$

dove

$IMKP$ = intensità di pioggia massima in un intervallo di 5 minuti

C_1, C_2, C_3, C_4 = coefficienti

E' chiaro come a piogge più intense corrispondano quantità di materiale dilavato maggiori.

I valori dei coefficienti C_1, C_2, C_3, C_4 sono stabiliti nel "Surface Pollutant Editor", dipendono dall'uso del suolo e sono costanti nell'ambito di una data simulazione.

L'equazione per il calcolo della massa di inquinanti adesi è:

$$f_n(t) = K_{pn}(i) \cdot f_m(t)$$

dove

$f_n(t)$ = portata solida specifica dell'inquinante [kg/(ha·s)]

K_{pn} = fattore di potenza

$f_m(t)$ = portata solida specifica dei TSS [kg/(ha·s)]

Calcoli.

A simulazione in corso, ad ogni intervallo temporale vengono eseguiti i seguenti calcoli per il dilavamento superficiale:

1) Si calcola il tasso di erosione [kg/(ha·s)]. L'equazione di erosione è scritta:

$$\frac{dM}{dt} = -K_a \cdot M(t)$$

$$K_a(t) = C_1 \cdot i(t)^{C_2} - C_3 \cdot i(t)$$

dove

K_a = coefficiente di erosione

$i(t)$ = intensità di pioggia (m/s)

C_1, C_2, C_3 = coefficienti

In base all'integrazione della precedente equazione, il tasso di erosione tra gli istanti t e $t+dt$ è:

$$E = M(t) \frac{1 - e^{-K_a dt}}{dt}$$

2) Si calcola l'accumulo superficiale (kg/ha) tra gli istanti t e $t+dt$ sfruttando l'approssimazione di Eulero applicata all'equazione di build-up:

$$B = \frac{(P_s - K_1 \cdot M(t)) \cdot dt}{86400}$$

e si calcola la massa residua (kg/ha), che verrà utilizzata come massa iniziale al passo successivo, con la:

$$M(t + dt) = M(t) \cdot e^{-K_a \cdot dt} + B$$

3) Si calcola il deflusso di solidi sospesi totali (TSS) per unità di superficie attiva, sostituendo l'equazione di serbatoio lineare $M_e = K f(t)$ nella equazione di continuità

$$\frac{dM_e(t)}{dt} = E - f(t)$$

ed integrando. Il deflusso di TSS per unità di superficie attiva è:

$$f(t + dt) = f(t) \cdot e^{-\frac{dt}{k}} + \left(1 - e^{-\frac{dt}{k}}\right) \cdot \frac{(1 - e^{-k_d dt}) \cdot M(dt)}{dt}$$

dove

$f(t)$ = portata di TSS per unità di superficie attiva [kg/(ha·s)]

K = costante del serbatoio lineare

M = massa in soluzione per unità di superficie (kg/ha)

$M(t)$ = massa di deposito superficiale inquinante (kg/ha)

4) Si calcola il deflusso per il sottobacino:

$$F_m(t) = C \cdot A_r \cdot f(t)$$

dove

C = percentuale di area impermeabile

A_r = area del sottobacino (ha)

e si calcola il deflusso per gli inquinanti adesi nel sottobacino:

$$F_n(t) = K_{pn} \cdot C \cdot A_r \cdot f(t)$$

dove

$F_n(t)$ = è la portata solida dell'inquinante adeso (kg/s)

2.4.2.8 Lavaggio dei pozzetti (“Gully Pot Flushing”)

Si vuole descrivere il metodo di calcolo della massa di inquinanti disciolti rimossi da ogni pozzetto in ciascun intervallo di tempo durante gli eventi di pioggia, ricordando che è completamente indipendente dal calcolo del dilavamento superficiale, che avviene in parallelo.

Il modello del pozzetto o “Gully Pot Model” rappresenta la quantità di inquinanti disciolti presenti nei pozzetti che viene rimessa in sospensione ed entra in circolazione nella rete di drenaggio, a causa della portata di pioggia entrante nel pozzetto stesso e proveniente dal deflusso superficiale.

Il deflusso superficiale è lo stesso calcolato dal modello idraulico per la superficie di runoff di tipo 1 (strade).

L'assunzione implicita è la miscelazione della massa di inquinanti nei pozzetti con quella proveniente dal dilavamento superficiale. La portata di inquinante risultante dipende dall'ingresso nel sistema dovuto al modulo di runoff.

$$P_n = F_n(t + dt) \cdot dt + PG_n(t)$$

dove

P_n = massa totale di inquinante (kg)

$F_n(t+dt)$ = portata di inquinante disciolto in ingresso (kg/s)

dt = intervallo temporale (s)

$PG_n(t)$ = massa di inquinante nel pozzetto (kg)

$$F_n(t + dt) = \frac{Q(t + dt)}{\left(Q(t + dt) + \frac{V_g}{dt} \right)} \cdot \frac{P_n}{dt}$$

dove

$Q(t+dt)$ = deflusso dalla superficie stradale (m^3/s)

$$PG_n(t + dt) = P_n - F_n(t + dt) \cdot dt$$

In realtà, nella versione attuale del modello nessun inquinante disciolto entra nei pozzetti dalla superficie stradale, perciò il termine $F_n(t+dt)$ nella equazione che fornisce P_n è sempre nullo.

2.4.3 Simulazioni di qualità

2.4.3.1 Inizializzazione

La modellazione degli inquinanti abbisogna di un insieme di buone condizioni iniziali per diminuire il rischio di instabilità numeriche.

Per far ciò, solitamente si procede salvando lo stato finale di una simulazione in tempo secco (ossia senza eventi di pioggia) di conveniente durata e utilizzando questo stato come condizione iniziale per la simulazione vera e propria dell'evento meteorico.

Non adottando questo provvedimento, sarà lo stesso motore di calcolo a provvedere automaticamente alla inizializzazione, la quale durerà fino al raggiungimento di condizioni stabili, dopodiché partirà la simulazione vera e propria dell'evento meteorico.

2.4.3.2 Modellazione

Il processo di modellazione della qualità avviene parallelamente a quello idraulico.

Il parametro “QM Multiplier” permette di scegliere quale debba essere il rapporto tra l’intervallo temporale di calcolo nel modulo di qualità ed il corrispondente intervallo nel modulo idraulico. Un valore pari a 1 sancirà l’eguaglianza dei due intervalli, il valore nullo indica invece che, se il modello idraulico dimezza il valore dell’intervallo per problemi di accuratezza, allora pure il modello di qualità eseguirà i calcoli in questi sottointervalli. Valori maggiori dell’unità indicano invece una minore accuratezza: ad esempio, ponendo QM=3 i calcoli di qualità verranno effettuati ad intervalli tripli rispetto a quelli idraulici.

Indipendentemente da queste considerazioni, comunque, i calcoli del modello idraulico in un dato intervallo di tempo precedono quelli del modello di qualità, dovendo fornire ad esso informazioni imprescindibili, quali ad esempio la portata o la velocità. Invece l’unico modo in cui il modello di qualità può influenzare quello idraulico è tramite una retroazione sull’altezza dello strato variabile dei sedimenti, che influisce sulla sezione trasversale utile dei condotti: se non si opta per questa scelta, la sezione utile rimarrà costante per tutta la durata della simulazione e pari alla sezione di costruzione diminuita dell’altezza dei sedimenti fissi (“Sediment Depth”), quale è definita nella griglia dei condotti.

In ciascun intervallo temporale, il calcolo della qualità avviene in tre fasi:

- 1) il “Network Model” – letteralmente “Modello di Rete” – computa la concentrazione di inquinanti disciolti e sedimenti sospesi mediante una equazione di continuità della massa per ogni nodo;
- 2) il “Conduit Model” o “Modello del Condotto” calcola la concentrazione di inquinanti disciolti e sedimenti sospesi in tutti i condotti;
- 3) lo stesso modello del condotto calcola erosione e deposito dei sedimenti per ogni condotto.

2.4.3.3 Modello di Rete (“Network Model”)

Il modello di rete serve a generare la concentrazione di inquinanti disciolti e sedimenti sospesi ai nodi.

Gli input o ingressi di inquinanti ai nodi derivano da sorgenti esterne quali il “Surface Pollutant Model” (Modello dell’Inquinamento in Superficie), gli scarichi domestici e/o industriali (“Wastewater and Trade Events”), gli eventuali ingressi puntuali definiti con appositi pollutogrammi mediante il “Pollutant Graph Editor”, oppure anche dai condotti che si immettono nei nodi stessi.

L’equazione di interesse è data dalla conservazione della massa:

$$\frac{dM_J}{dt} = \sum_i Q_i \cdot c_i + \frac{dM_{sj}}{dt} - \sum_o Q_o \cdot c_o$$

dove

M_J = massa di solidi sospesi o inquinanti disciolti nel nodo J (kg)

Q_i = portata in arrivo dal ramo i -esimo ed entrante nel nodo J (m^3/s)

c_i = concentrazione di inquinante associato alla portata Q_i (kg/m^3)

M_{sJ} = massa di inquinante entrante nel nodo J da fonti esterne (kg)

Q_o = portata uscente dal nodo J verso il ramo o -esimo (m^3/s)

c_o = concentrazione di inquinante associato alla portata Q_o (kg/m^3)

Si assume che non vi sia deposito sul fondo del nodo, in altre parole, a causa della turbolenza del flusso, inquinanti disciolti e sedimenti sospesi in ingresso sono totalmente miscelati all'interno del nodo:

$$M_J = c_J \cdot V_J$$

dove

c_J = concentrazione di inquinante al nodo J (kg/m^3)

V_J = volume d'acqua nel nodo J (m^3)

L'ultima ipotesi dà luogo ad una concentrazione uscente di inquinante ben definita:

$$c_o = c_J$$

Anche i serbatoi sono modellati come strutture puntuali, cioè nodi. I sedimenti sospesi sono considerati perfettamente miscelati in tutto il volume del serbatoio tranne in uno strato superficiale di acqua più pulita, quella che esce dallo sfioratore. Questo effetto viene simulato attraverso un coefficiente di efflusso f_o :

$$c_o = f_o \cdot c_J$$

dove

$$f_o = \max\left(0, 1 - e_o \frac{\omega_s \cdot A_J}{Q_o}\right)$$

con

e_o = efficienza del serbatoio associata allo sfioro o ; il suo valore è fissato nel campo "Upstream Settlement Efficiency" o "Downstream Settlement Efficiency" (a seconda della posizione relativa di serbatoio e condotto) corrispondente al condotto di scarico interessato, nella relativa griglia. Il valore di default è 0, perciò

$$c_o = c_J$$

ω_s = velocità di deposito dei sedimenti (m/s)

A_J = area del serbatoio allo scarico (m^2)

2.4.3.4 Tecniche numeriche

La discretizzazione dell'equazione di continuità della massa ai nodi è effettuata con il metodo descritto da Johnson e Riess (1982), il quale si basa sul peso temporale θ :

$$\frac{c_J^{n+1} \cdot V_J^{n+1} - c_J^n \cdot V_J^n}{\Delta t} = \theta \cdot \left(\sum_i Q_i^{n+1} \cdot c_i^{n+1} - \sum_o Q_o^{n+1} \cdot c_o^{n+1} + \frac{dM_{sJ}^{n+1}}{dt} \right) + (1-\theta) \cdot \left(\sum_i Q_i^n \cdot c_i^n - \sum_o Q_o^n \cdot c_o^n + \frac{dM_{sJ}^n}{dt} \right)$$

Il peso temporale deve rispettare la condizione:

$$0 \leq \theta \leq 1$$

Per la stabilità numerica è però richiesto un valore $\theta \geq 0.5$. Il valore di default inserito nel file *default.qsm*, contenente i valori dei parametri che governano la simulazione di qualità, è pari all'unità, ed è comunque consigliato per evitare oscillazioni numeriche nelle soluzioni.

I valori di c_J^{n+1} si ottengono mediante lo schema di Holly-Preissmann all'ingresso del nodo J dal condotto i : se la traiettoria passa dritta attraverso il ramo i nell'intervallo di calcolo considerato, c_J^{n+1} è correlata alla concentrazione nel nodo di monte del ramo i . Questa relazione, che interviene per tutte le strutture di controllo, comporta, per la soluzione del problema della concentrazione di inquinanti ai nodi, la risoluzione di un sistema in forma matriciale. In particolare, in Infoworks si adotta il risolutore di matrici non simmetriche MA48 (Harwell Subroutine Library, 1993).

2.4.3.5 Modello del Condotto (“Conduit Model”)

Il modello del condotto assolve alla funzione di calcolare l'erosione, il trasporto e il deposito dei solidi sospesi, nonché il trasporto degli inquinanti disciolti, nei condotti. I processi di trasporto da una parte e di erosione/deposito dall'altra sono risolti separatamente in ogni intervallo di tempo.

Come nel corrispondente modello idraulico, anche qui un condotto è rappresentato come un collegamento concettuale di definita lunghezza tra due nodi della rete. Le strutture di controllo sono ugualmente considerate collegamenti tra due nodi, ma di lunghezza nulla, e sono interessate dal solo fenomeno del trasporto.

Sono assunte le seguenti ipotesi:

- moto monodimensionale nei condotti;
- la concentrazione degli inquinanti, di qualsivoglia tipo, sia media per la sezione

- del condotto considerando una completa e perfetta miscelazione degli stessi;
- gli inquinanti vengano trasportati lungo i condotti con la velocità media locale;
- la dispersione degli inquinanti nei condotti sia trascurabile;
- la rimozione dei sedimenti dal fondo dei condotti sia istantanea;
- il deposito dei solidi sospesi dipenda da calcoli appositi della velocità di sedimentazione;
- il deposito dei solidi sospesi non influenzi i calcoli idraulici.

2.4.3.5.1 Trasporto

L'equazione che regola il trasporto di solidi sospesi ed inquinanti disciolti si basa sul principio di conservazione della massa. Con le ipotesi assunte, ciò porta ad una equazione monodimensionale di advezione :

$$\frac{dc}{dt} + u \cdot \frac{dc}{dx} = 0$$

dove

c = concentrazione (kg/m³)

u = velocità della corrente, come calcolata dal modello idraulico (m/s)

t = coordinata temporale (s)

x = coordinata spaziale (m)

La condizione al contorno all'estremità di monte è generata dal "Network Model".

La capacità di trasporto della corrente è calcolata con uno dei tre modelli disponibili in Infoworks.

2.4.3.6 Tecniche di soluzione numerica

L'equazione di advezione è risolta con lo schema di Holly-Preissmann. Questo è un metodo semi-lagrangiano, nel senso che il riferimento è solidale al percorso seguito dalle particelle di inquinanti in movimento.

La soluzione dell'equazione di advezione è nota essere costante

$$\frac{Dc}{Dt} = 0$$

lungo le traiettorie X definite dalla

$$\frac{dX}{dt} = u$$

L'equazione differenziale è risolta per le traiettorie con la regola del punto intermedio:

$$X^n = X^{n+1} - \Delta t \cdot u^{n+1/2} \cdot (X(t^{n+1/2}))$$

con le velocità nell'istante intermedio generate dalla media delle velocità degli ultimi due istanti, e la posizione della traiettoria nell'istante intermedio ottenuta tramite iterazione. Questo sfocia in un metodo del secondo ordine nella variabile temporale.

Poiché la posizione del piede di una traiettoria nell'istante precedente noto, X^n , difficilmente coinciderà con un punto computazionale, il valore al piede è generato per interpolazione. La soluzione ottenuta con questo schema è incondizionatamente stabile, e non vi è restrizione alcuna sulle dimensioni dell'intervallo temporale di calcolo.

L'interpolazione cubica al piede della traiettoria fornisce una soluzione del terzo ordine nello spazio ma può causare oscillazioni alla soluzione numerica. Ciò si può evitare usando un "flux-corrected transport" (FCT), ossia una media locale pesata di due differenti soluzioni numeriche per imporre la monotonicità (Boris J.P. e Book D.L., 1973).

La soluzione con FCT è non conservativa. Nel modello di qualità Infoworks, la conservatività è ripristinata con l'uso di sotto-pesi ottimali nella media FCT locale (A. Priestley, 1993).

2.4.3.7 Erosione e deposito dei sedimenti

Infoworks supporta tre diversi modelli per il calcolo di erosione e sedimentazione:

- modello di Ackers-White
- modello di Velikanov
- modello KUL

Si seleziona il modello prescelto nella finestra di dialogo dei parametri di qualità.

Valgono le seguenti limitazioni:

- i sedimenti sospesi siano perfettamente miscelati;
- la rimozione dei sedimenti erosi sia istantanea;
- il fenomeno di deposito sia basato sulla velocità di caduta;
- le forze coesive siano ignorate;
- nessun deposito sia ammesso qualora l'altezza totale dei sedimenti (strato passivo più attivo) superi la percentuale limite sull'altezza della sezione del condotto, percentuale che può essere fissata dall'utente (limite massimo 80%).

Frazioni dei sedimenti.

Le due frazioni di sedimenti contemplate in Infoworks possono essere modellate in maniera separata o interdependente.

Nel primo caso la procedura prima esposta è utilizzata per ciascuna delle due frazioni, diversamente si adotta l'algoritmo di seguito descritto alla fine di ogni intervallo di calcolo del modello di qualità.

- 1) Si calcola il carico totale della corrente:

$$c_T = \sum_{j \in flow} c_j$$

- 2) Per i parametri rappresentativi d_{50} ed s si calcola un singolo valore come media pesata basata sulla concentrazione delle frazioni presenti nella corrente:

$$\underline{d}_{50} = \frac{\sum_{j \in flow} c_j \cdot (d_{50})_j}{c_T}$$

$$\underline{s} = \frac{\sum_{j \in flow} c_j \cdot s_j}{c_T}$$

- 3) Si calcola la capacità della corrente per la frazione complessiva mediante l'equazione della capacità di trasporto sopra scritta;
- 4) Se $c_T > \rho \cdot \underline{s} \cdot c_v^*$ (il carico supera la capacità di trasporto) allora avviene il deposito, con l'eccesso di carico che viene distribuito tra le frazioni della corrente:

$$c_i^{new} = \frac{c_i}{c_T} \cdot (c_T - \rho \cdot \underline{s} \cdot c_v^*)$$

- 5) Se $c_T < \rho \cdot \underline{s} \cdot c_v^*$ (c'è una capacità di trasporto residua) allora interviene il fenomeno di erosione, che si divide tra le frazioni sul fondo dei condotti:

$$c_i^{available} = \frac{m_i}{\sum_{j \in bed} m_j} \cdot (\rho \cdot \underline{s} \cdot c_v^* - c_T)$$

2.4.3.7.1 Modello di Ackers-White

I calcoli di erosione e deposito sono svolti al termine del *timestep* adottato dal modello di qualità dopo che le equazioni di advezione sono state risolte.

L'algoritmo si sviluppa nei passi di seguito elencati:

- 1) Per ciascun nodo computazionale lungo un condotto si calcola la capacità di trasporto C_v (adimensionale), che rappresenta la massima concentrazione di sedimenti che possa essere mantenuta in sospensione nella corrente:

$$C_v = J \cdot \left(\frac{W_e \cdot R}{A} \right)^\alpha \cdot \left(\frac{d_{50}}{R} \right)^\beta \cdot \lambda_c \cdot \left[\frac{|u|}{\sqrt{g \cdot (s-1) \cdot R}} - K \cdot \lambda_c^\gamma \cdot \left(\frac{d_{50}}{R} \right)^\epsilon \right]^m$$

dove

λ_c = coefficiente di resistenza composto calcolato con la formula di Colebrook-White

R = raggio idraulico (A/P₀) (m)

P₀ = contorno bagnato (m)

W_e = ampiezza effettiva del fondo (m)

A = area bagnata (m²)

U = velocità locale della corrente (m/s)

I restanti parametri sono funzione del diametro adimensionale dei grani dei sedimenti:

$$D_{gr} = d_{50} \cdot \left(\frac{g \cdot (s-1)}{\nu^2} \right)^{1/3}$$

dove

ν = viscosità cinematica dell'acqua (m²/s)

g = accelerazione di gravità (m/s²)

s = peso specifico della frazione di sedimenti

d₅₀ = dimensione media delle particelle di sedimenti (m)

- 2) La capacità di trasporto adimensionale C_v è trasformata in una concentrazione massima a mezzo della:

$$C_{max} = C_v \cdot \rho \cdot s$$

- 3) Se la concentrazione effettiva è maggiore di C_{max} , allora l'eccesso di sedimenti si deposita, in caso contrario il fondo subisce erosione fino a raggiungere l'eguaglianza $C_{reale} = C_{max}$ o fino a raggiungere la completa erosione del fondo. La rimozione dei sedimenti erosi dal fondo avviene istantaneamente, mentre il tasso di deposito è funzione della velocità di caduta dei sedimenti.
- 4) Tutti i valori di concentrazione, portata massica e massa sul fondo sono aggiornati prima di subire l'advezione al successivo *timestep*.

2.4.3.7.2 Modello di Velikanov

L'applicazione che vedremo del modello di Velikanov si basa sugli studi effettuati dall'Anjou Recherche in Francia.

Vengono definite due concentrazioni limite:

$$C_{min} = \eta_{min} \cdot \frac{\rho_s \cdot \rho_m}{\rho_s - \rho} \cdot \frac{U}{w} \cdot J$$

$$C_{max} = \eta_{max} \cdot \frac{\rho_s \cdot \rho_m}{\rho_s - \rho} \cdot \frac{U}{w} \cdot J$$

Come mostra il diagramma seguente, si immagina che, se la concentrazione di

sedimenti nella corrente è inferiore a C_{min} , allora si instaura un processo di erosione che ha termine quando $C_{reale} = C_{min}$. Al contrario, se la concentrazione nella corrente è superiore a C_{max} , avviene il deposito. Per valori compresi nell'intervallo $C_{min} \div C_{max}$, né deposito né erosione intervengono.

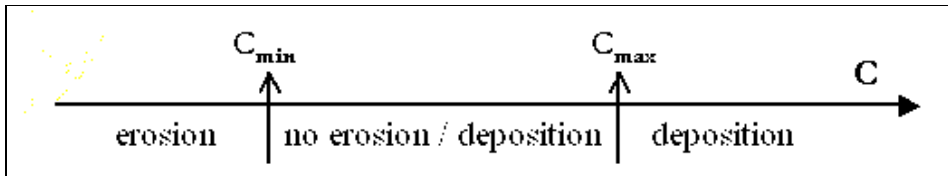


Fig. 3.6: Schema del modello di Velikanov

I calcoli di erosione/deposito vengono svolti al termine di ogni *timestep* del modello di qualità dopo che le equazioni di advezione sono state risolte.

2.4.3.7.3 Modello KUL

E' stato sviluppato alla Katholieke Universiteit Leuven in Belgio.

Vengono definiti i valori critici delle tensioni di taglio per i fenomeni di erosione e deposito, rispettivamente $\tau_{cr,eros}$ e $\tau_{cr,depos}$.

Se la sollecitazione effettiva provocata dalla corrente determina un valore di τ_{reale} inferiore alla $\tau_{cr,depos}$, allora si ha deposito. Analogamente, se τ_{reale} è superiore a $\tau_{cr,eros}$, allora si ha erosione del fondo. Per valori di τ_{reale} intermedi fra $\tau_{cr,depos}$ e $\tau_{cr,eros}$ non si ha né deposito né erosione.

I calcoli di erosione/deposito vengono svolti al termine di ogni *timestep* del modello di qualità dopo che le equazioni di advezione sono state risolte.

2.4.4 Regolazione delle simulazioni

Si accennava al fatto che le simulazioni fossero divise in due fasi:

- l'inizializzazione, che ha lo scopo di fornire uno stato iniziale stabile del sistema di drenaggio; solitamente si realizza una inizializzazione di tempo secco;
- la simulazione vera e propria, che si avvale delle condizioni iniziali trovate nella fase precedente, le quali dovrebbero favorire la stabilità numerica.

E' possibile, ed è consigliato, realizzare una simulazione in tempo secco, salvarne lo stato finale e utilizzarlo come stato iniziale della simulazione vera e propria: a livello di dati in ingresso, l'unica differenza tra le due simulazioni dovrà essere la presenza dell'evento meteorico nella seconda.

Con una simulazione di tempo secco ("dry weather flow run"), naturalmente il "Surface Pollutant Model" non sarà attivo, ragion per cui bisognerà fornire un valore di massa iniziale di sedimenti in superficie: ciò può essere fatto inserendo un valore di tempo di accumulo o "build-up time", nel qual caso sarà il software a generare automaticamente tale valore, o addirittura stabilendo un preciso valore di massa di sedimenti nella pagina "Globals" del "Rainfall Event Editor".

Durante la simulazione di tempo secco, uno strato attivo di sedimenti si accumula sul fondo dei condotti, precisamente sullo strato passivo, e gli altri inquinanti si accumulano all'interno della rete.

Nel caso in cui si salvi lo stato finale di una simulazione con evento meteorico e lo si utilizzi come stato iniziale della simulazione vera e propria, non sarà necessario fornire un build-up time perché verranno sfruttati i valori finali di massa superficiale di sedimenti, inquinanti adesi e inquinanti disciolti nei pozzetti, che sono stati calcolati da "Surface Pollutant Model" e "Gully Pot Model" nella simulazione di inizializzazione.

Nel caso in cui non si adotti alcuna precedente simulazione per lo stato iniziale della corrente simulazione, allora il software procederà ad una inizializzazione automatica di default. Il sistema idraulico verrà portato ad uno stato stabile, sulla base del quale verranno calcolate le concentrazioni iniziali, nella rete, di solidi sospesi e inquinanti disciolti, anche in funzione degli ingressi qualitativi (scarichi) nella rete. Il deposito di sedimenti sul fondo dei condotti sarà coerente con la capacità di trasporto della corrente generata dallo stato stabile idraulico.

2.4.5 Preparazione e lancio di una simulazione

Per avviare una simulazione bisogna inserire i dati richiesti nella finestra di dialogo "Schedule Hydraulic Run", che è mostrata nelle pagine seguenti: alcuni di questi dati sono imprescindibili, altri opzionali.

Detto del titolo che va posto nel campo "Run Title", all'interno della cornice "Network" va inserito il nome della rete che si intende studiare, e che deve necessariamente essere validata, ossia non contenere errori.

La cornice "Additional Links to be Gauged" dà la possibilità di immettere, nel campo "Selection List", il nome di una selezione di condotti di maggior interesse per i quali si vogliono avere risultati più accurati, cioè scanditi a intervalli di tempo più piccoli definiti dal "Gauge Timestep" (vedi sotto).

La cornice "Run Parameters" contiene diverse impostazioni. Innanzitutto troviamo i campi "Start Date" e "Start Time", il cui contenuto va modificato solo se l'evento di pioggia considerato si riferisce a data e orario reali. Il campo "Timestep (s)" indica il più grande intervallo temporale a cui vengono effettuati i calcoli idraulici (default: 60 s): durante la simulazione, esso può essere opportunamente ridotto (utilizzando suoi sottomultipli) per migliorare l'accuratezza e l'efficienza di calcolo; può altresì essere incrementato, secondo multipli, durante i periodi di tempo secco nelle simulazioni di tipo continuo, allo scopo di velocizzare il calcolo e diminuire l'occupazione di memoria. Il "Results Timestep Multiplier" è il coefficiente che, moltiplicando il *timestep* di cui sopra, fornisce l'intervallo di tempo a cui i risultati sono scanditi: un valore nullo implica che non si avrà l'andamento temporale dell'output, un valore pari all'unità significa che i risultati saranno forniti ogni *timestep* idraulico, mentre un valore, per esempio, di 5, indica che i risultati saranno forniti con cadenza pari a 5 volte il *timestep* stesso. Il "Gauge Timestep Multiplier" è il moltiplicatore che stabilisce la cadenza temporale a cui sono forniti i risultati relativi alla selezione indicata in "Additional Links to be Gauged" (vedi sopra): è chiaro che, trattandosi di condotti di particolare interesse, si debba impostare un valore inferiore o al più eguale al *result timestep multiplier*. La "Duration (min)" è la durata in minuti coperta dalla simulazione.

Sempre all'interno della stessa cornice, troviamo i due bottoni "Timestep Control Options" e "Diagnostics". Col primo si può scegliere un timestep più grande per i periodi di tempo secco delle simulazioni continue, in modo che queste girino più

velocemente e occupino minor memoria. Il secondo bottone, invece, consente di definire valori diagnostici limite per il controllo dell'accuratezza computazionale.

Infine, la cornice "Run Parameters" ha tre box, di cui uno particolarmente interessante perché permette di simulare il solo fenomeno di deflusso superficiale ("Simulate Runoff Only").

La cornice "Event Inputs" è dedicata agli eventi che definiscono ingressi al sistema o in qualche modo regolano il funzionamento del sistema stesso in alcuni suoi aspetti.

Si può omettere di inserire eventi di pioggia, nel qual caso avremo una simulazione di tempo secco, ma si possono anche inserire più eventi, allora saranno condotte più simulazioni in successione. Mettendo il segno di spunta nel box "Read Subevent Parameters", il software leggerà le variazioni nei valori dei parametri idrologici (es. UCWI) tra i diversi sottoeventi di cui l'evento meteorico si compone.

Attraverso il campo "RTC Scenario" può essere caricato un evento che contenga un insieme di regole per il controllo in tempo reale degli organi presenti nella rete, quali pompe, paratoie, ecc.

"Waste Water" e "Trade Waste" accolgono eventi con dati di scarichi domestici e industriali; "Inflow" e "Level" servono per definire rispettivamente portata e livello di ingressi puntuali al sistema di drenaggio; infine "Ground Infiltration" permette di caricare dati relativi alle infiltrazioni dal terreno alla rete di drenaggio.

La cornice "Simulation State" consente da una parte di caricare lo stato finale di una precedente simulazione allo scopo di inizializzare il sistema, dall'altra di salvare lo stato finale della presente simulazione per identici usi futuri.

Infine, abbiamo la cornice "Water Quality" attraverso la quale si decidono le impostazioni della simulazione di qualità.

Il box "Use QM" deve avere il segno di spunta se si vuole che la simulazione sia anche qualitativa oltrechè ovviamente idraulica.

Se è effettivamente selezionato, è possibile premere il bottone "QM Parameters" con cui si accede ad una finestra di dialogo dove si possono scegliere i sedimenti e gli inquinanti da modellare.

"QM Multiplier" è un numero indicante la relazione esistente tra il *timestep* dei calcoli qualitativi ed il *timestep* idraulico: un valore nullo comporta la totale uguaglianza, nella discretizzazione temporale, tra i due modelli, cioè se il modulo idraulico dimezza l'intervallo di calcolo per migliorare l'accuratezza o per problemi di stabilità numerica, allora il modulo qualitativo farà altrettanto; invece, con un valore pari all'unità, il *timestep* qualitativo sarà sì uguale a quello idraulico, ma non scenderà sotto il *timestep* di base (60 s di default).

Vi sono poi quattro check box. Nel primo si può scegliere se modellare separatamente le frazioni di sedimenti o in maniera interdipendente (con un unico valore, medio, per ogni grandezza caratteristica). Nel secondo si decide se i fenomeni di erosione/deposito debbano influenzare i calcoli idraulici tramite un'azione di feedback sull'altezza totale dei sedimenti (variando l'altezza dello strato attivo). Nel terzo viene data la possibilità di sovrascrivere il valore del tempo di *buildup* introdotto nel "Rainfall Event Editor" inserendone uno diverso nel campo "Buildup Time (hours)". Col quarto check-box "è possibile scegliere il modello di scorrimento superficiale usato nel modulo idraulico, ossia il "Native Washoff Routing"

- che nel nostro caso è il modello Wallingford - in alternativa al modello di default, che è quello di Desbordes, per i calcoli del dilavamento.

Infine, col bottone “Export To...” si possono esportare i risultati della simulazione in altri programmi, come ad esempio l’UPM Model che si occupa dello studio dell’impatto ambientale degli scarichi sui corsi d’acqua (Urban Pollution Management).

Tornando alla cornice “Water Quality”, essa comprende anche i campi “Pollutograph”, per considerare pollutogrammi di ingressi puntuali nel sistema (da usare in associazione agli *inflow* e *level events*), e “Pipe Sediment Data”, tramite cui si fissa l’altezza iniziale dei sedimenti nei condotti.

Una volta scelte le impostazioni, la simulazione può essere lanciata premendo il bottone “Run Simulations” all’interno della stessa finestra “Schedule Hydraulic Run”: ora la simulazione viene controllata e portata a termine dall’“Infoworks Simulation Controller”, la cui interfaccia grafica permette di prendere visione dello stato corrente della simulazione.

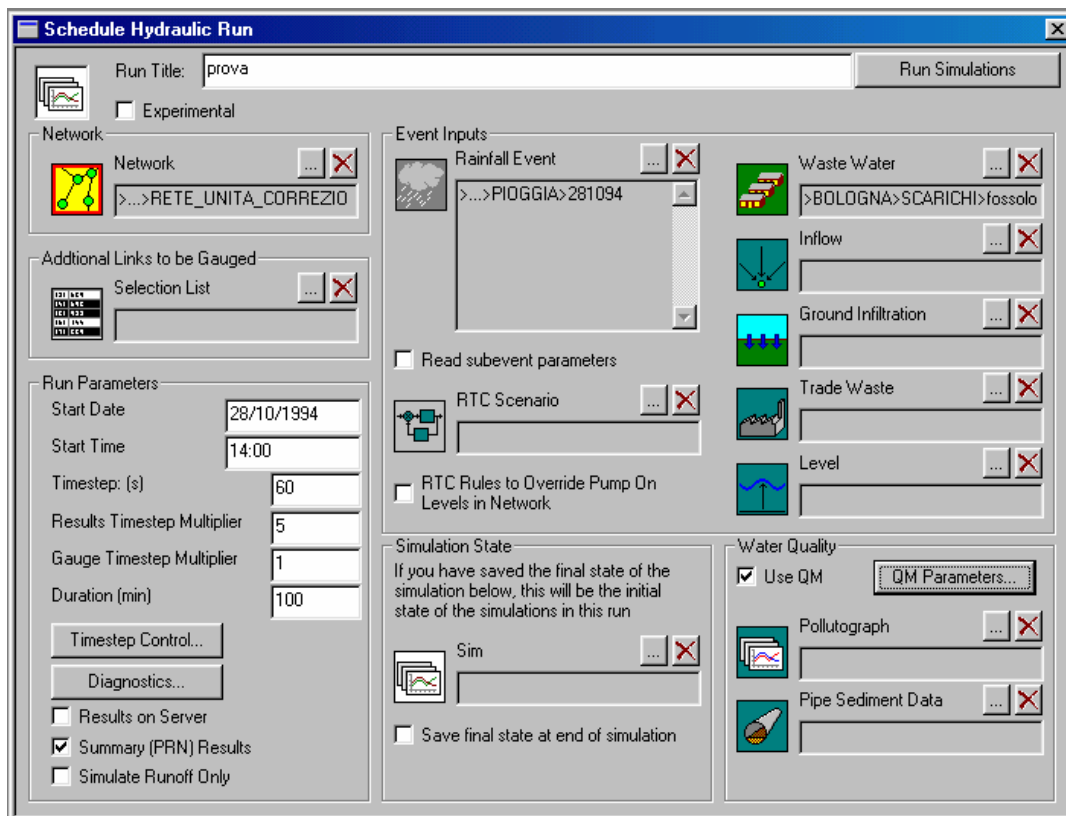


Figura 2.7. Finestra per l’avvio di simulazioni.

Capitolo 3

Il sistema fognario di Bologna e il Canale Navile

3.1 Introduzione

Nel presente capitolo viene presentato il caso di studio

3.2 Il sistema fognario di Bologna

3.2.1 Nota storica

Bologna sorge ai piedi delle colline Tosco Emiliane e si estende a Nord verso le terre pianeggianti della pianura Padana. Il territorio su cui si sviluppa la città è percorso da due principali corsi d'acqua naturali che dalle colline a Sud scendono verso le basse quote della valle del Po: ad Ovest il Fiume Reno e ad Est il torrente Savena. Come molti altri antichi centri urbani, anche Bologna presenta, soprattutto nel sottosuolo del centro storico, una vasta rete di canali.

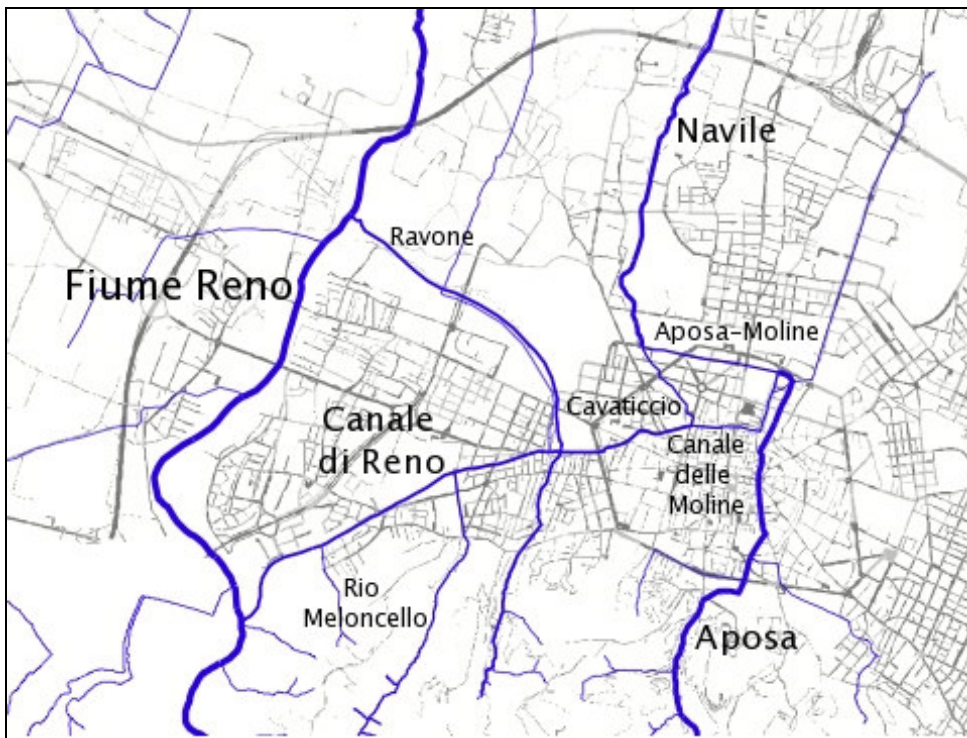


Figura 3.1. Principali corsi d'acqua del territorio bolognese considerato.

Nel corso del tempo infatti lo sviluppo della città ha portato ad interventi successivi operati dall'uomo per agevolare lo sfruttamento energetico delle acque, per la costruzione di vie navigabili e per la realizzazione di sistemi di drenaggio urbano.

Nel Medioevo il corso d'acqua principale per l'insediamento era il torrente Aposa, che attraversava la città sfociando nell'antico alveo del Savena. Questo corso costituiva un'importante risorsa energetica per i numerosi opifici cittadini da esso alimentati. Le abbondanti portate dell'Aposa erano allora garantite da un antico acquedotto romano che convogliava a questo torrente parte delle acque del fiume Setta (corso situato sulle colline meridionali da cui ancor oggi l'acquedotto bolognese trae le proprie acque). Quando nel 1100 l'acquedotto andò distrutto si pensò di sopperire all'alimentazione dell'Aposa con la costruzione di una chiusa sul Reno. Tale chiusa aveva il compito di derivare parte delle acque verso il centro della città: fu così che ebbe origine il Canale di Reno.



Figura 3.2. Aspetto attuale del Canale di Reno, nei pressi di Via della Certosa.

Successivamente l'evolversi morfologico del territorio portò al prosciugamento progressivo di una zona paludosa intorno al basso corso del Po, privando la città bolognese di un'importante via di navigazione che la collegava all'Adriatico. L'esigenza di una nuova via d'acqua verso il mare portò ad innalzare ulteriormente la chiusa sul Reno per aumentare la portata del canale da esso derivato; si tracciò quindi il canale del Cavaticcio per poter alimentare il nuovo corso navigabile: il Navile. Il Canale di Reno risultava quindi diviso in due rami: verso Nord si dipartiva il Cavaticcio e ad Est il corso proseguiva prendendo il nome di canale delle Moline e sfociando poi nel Savena. In seguito il torrente Aposa e il Canale delle Moline, che per un tratto procedevano paralleli, vennero riuniti in un unico corso e anch'essi convogliati al Navile.



Figura 3.3. Aspetto attuale del Canale delle Moline nei pressi di Via Righi (sinistra) e di Via della Beverara (destra).

Bologna godette così per molti anni di una privilegiata via di comunicazione col mare, tanto che sul Navile fu costruito un vero e proprio porto di navigazione. Intorno al 1600 vari mutamenti naturali e antropici subiti dal fiume Po, nel quale il Reno sfociava, provocarono un innalzamento del letto del fiume che causò numerosi allagamenti nella città di Bologna. Fu così deciso di modificare artificialmente il corso del Reno, portandolo a sfociare direttamente nell'Adriatico. Questo mise in salvo la città dalle ripetute piene, ma il nuovo corso del Reno interruppe definitivamente la via navigabile del Navile.

Se nei primi decenni la perdita di una così importante via di trasporto al mare costituì un grave danno per i Bolognesi, in seguito i progressi del XIX secolo portarono a radicali cambiamenti delle esigenze della città. Le strade ferrate rimpiazzarono presto le vie d'acqua e lo sfruttamento dell'energia elettrica svincolò gli antichi opifici dalla necessità di essere costruiti sui canali dalle grandi portate.

Nel 1889 l'attuazione di un nuovo piano regolatore per la città portò ad una radicale trasformazione dei canali del centro storico: la maggior parte di questi vennero intubati e conservarono solo quelle funzioni che in passato erano secondarie, cioè l'irrigazione e il lavaggio delle fogne della città.

Oltre ai canali fin qui citati si individuano numerosi altri corsi che percorrono il territorio bolognese: procedendo dal fiume Reno verso Est, s'incontrano il Rio Meloncello, il torrente Ravone, il Rio San Giuseppe e il Rio Vallescura. Il primo di questi sfocia nel Canale di Reno, mentre il secondo lo sovrappassa per proseguire a Nord ed immettersi nel fiume Reno all'altezza del ponte ferroviario. Il Rio San Giuseppe e il Rio Vallescura confluiscono in un unico corso e attualmente si immettono in fognatura. Esiste ancora un elevato numero di canalette, che non possono definirsi condotti fognari, ma che al tempo stesso non sono corsi naturali. Tra questi ricordiamo la Canaletta delle Lame che ha origine dal canale di Reno e dopo un lungo percorso si immette anch'essa in Reno.

3.2.2 Evoluzione della rete fognaria bolognese

Fino ad alcuni decenni fa l'approvvigionamento delle acque per le case avveniva mediante pozzi che attingevano alle falde freatiche sotto la città. Ogni casa era poi dotata di un pozzetto di scarico per le acque nere, che veniva svuotato non più di una volta all'anno e il suo contenuto era ceduto come fertilizzante. Le acque dei canali che

attraversavano il centro erano perciò relativamente pulite e caratterizzate da bassi carichi organici e solidi. Ma il progresso portò in seguito ad una maggiore dotazione idrica per i cittadini bolognesi e una maggiore concentrazione abitativa e, quando i pozzi neri risultarono insufficienti, si cominciarono a sfiorare le portate nere nei canali, che si avviarono così al loro destino di corsi fognari.

L'attuale rete di drenaggio urbano cominciò a svilupparsi all'inizio del '900 assieme alla redazione dei primi progetti per i necessari condotti fognari. Prima di allora non si era mai provveduto ad una programmata gestione dei reflui e i manufatti fognari presentavano sezioni irregolari e pendenze inadeguate che provocavano ristagni e malfunzionamenti del drenaggio.

La rete del centro storico è caratterizzata da un lungo passato i cui segni si vedono nella grande varietà di sezioni e materiali in uso nei condotti del centro. Altra caratteristica saliente è la forte interazione con il reticolo superficiale, coi i tanti canali e canalette anche di origine romana facenti parte del sistema stesso in maniera complessa e oramai indistinguibile. Sulla localizzazione e uso di parte di questo sistema complesso, di cui oggi si sta tentando il difficile recupero, si trova estesamente in (Guerrini, 2006).

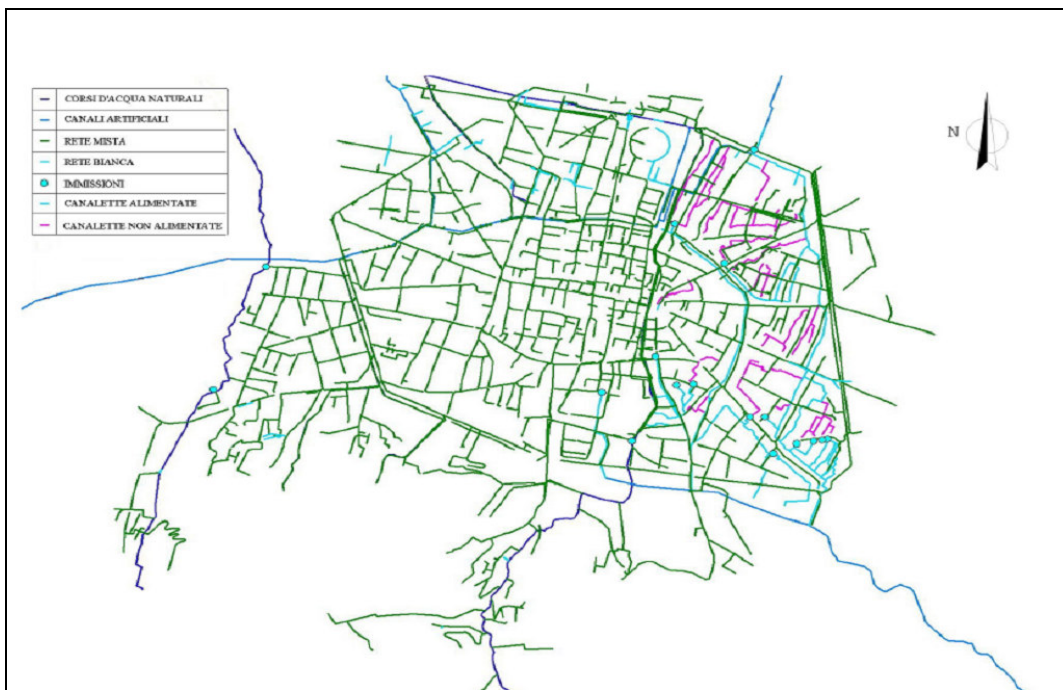


Figura 3.4. La stretta connessione fra rete, reticolo superficiale e canalette storiche.

Il sistema dei canali artificiali e dei corsi d'acqua attraversanti il centro storico era utilizzato come ricettore dei liquami raccolti dai condotti minori. Le acque dei canali artificiali venivano successivamente raccolte nelle vasche dei lavatoi pubblici, senza considerare la pericolosità del carico inquinante raccolto lungo il percorso a monte.

Il primo grande progetto riguardante il riassetto fognario venne approvato solo nel 1927, ma non giunse comunque alla completa realizzazione. Fu solo nel 1945 che il Comune di Bologna realizzò un radicale ammodernamento della rete esistente, ma i reflui continuarono ancora ad esser convogliati ai canali senza subire trattamenti.

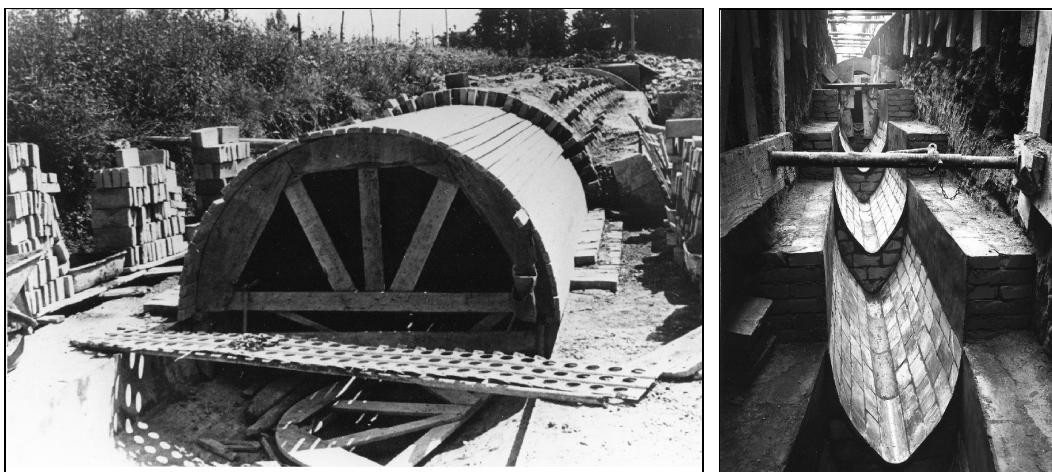


Figura 3.4. Lavori di riassetto e ampliamento fognario (a sinistra). Manufatti di salto (a destra). Interventi dei primi anni '50.

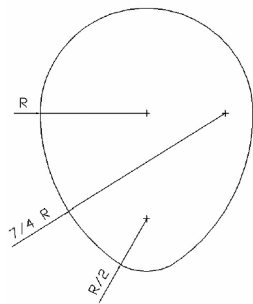
La prima redazione di un piano fognario che prevedesse un convogliamento totale all'impianto di depurazione è del 1964. In quel periodo si realizzò in località Corticella, a Nord delle zone urbanizzate, quello che ancor oggi è il principale depuratore della città (progettato per 900,000 abitanti equivalenti). Fu in quegli anni che vennero realizzati i tratti più estesi e periferici delle fognature per giungere ad intercettare tutti i reflui altrimenti indirizzati ai corsi d'acqua. Grazie a questi interventi si giunse ad un parziale risanamento dei canali bolognesi.

3.2.4 Stato attuale del sistema fognario

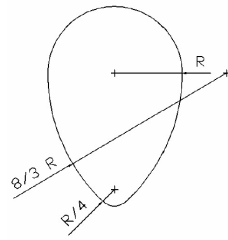
Il sistema fognario comunale è di tipo misto, in quanto raccoglie sia gli scarichi urbani che le acque meteoriche e recapita i reflui drenati ad un unico depuratore posto sul canale Navile, ai confini settentrionali del territorio comunale. Esistono tratti di rete separata bianca, ma la loro estensione è molto limitata.

Il bacino drenato dal sistema fognario bolognese risulta di natura prevalentemente urbana. Tuttavia, all'interno del territorio urbanizzato, in particolare spostandosi verso le zone più periferiche, le caratteristiche del bacino appaiono maggiormente differenziate, includendo anche aree verdi, zone commerciali o industriali, oltre ad aree più specifiche, quali quelle destinate ad uso ferroviario o aeroportuale.

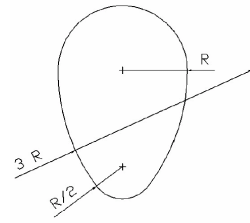
Il sistema di drenaggio urbano è costituito da una fitta rete di condotti fognari sia di nuova realizzazione, in particolare nelle zone periferiche, sia strettamente connessi agli antichi condotti in muratura, nel centro storico. Le sezioni più diffuse per i condotti di piccola dimensione sono le circolari (solitamente diametri da 400 ai 1000 mm), per le condotte medie sono state spesso utilizzate sezioni ovoidali, mentre i più grandi e antichi collettori sono di tipo vigentino. Nei tratti di recente costruzione ha trovato largo impiego l'uso di condotti prefabbricati in cemento armato, spesso con sezione ONI e OVI (forme simili all'ovoidale, ma con differenti rapporti di curvatura):



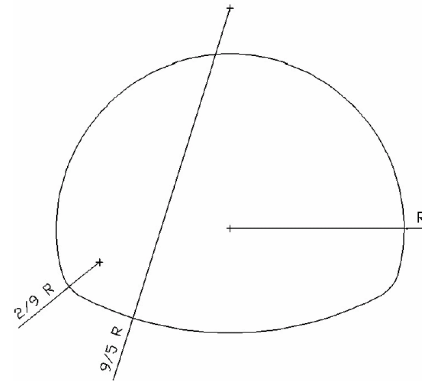
Sezione Ovale



Sezione OVI
(ovoidale vecchio inglese)



Sezione ONI
(ovoidale nuovo inglese)



Sezione Vigentina

Figura 3.5. Sezioni particolari impiegate in fognatura.

Per i tubi minori invece si adottano quasi sempre materiali plastici come i PVC (introdotti negli anni '70) e raramente le vetroresine. Per le condotte più grandi e recenti sono usate sezioni di tipo scatolare o "speciale".

Il funzionamento delle fognature è prevalentemente a gravità e sfrutta la naturale pendenza del terreno che dalle colline (circa a 120 m s.l.m.) degrada verso la pianura (depuratore a circa 26 m s.l.m.). Esistono comunque alcuni impianti di sollevamento che portano le acque delle zone depresse alle quote della rete principale.

Durante le precipitazioni più gravose nei tratti di tipo unitario entra in funzione una serie di scaricatori di piena, i quali hanno il compito di alleggerire il carico idraulico per la rete, deviando l'eccesso di portata verso i corpi idrici ricettori. Questi scaricatori si attivano al superamento del livello delle soglie che costituiscono i manufatti di sfioro. Nella rete fognaria bolognese esistono sfioratori di vario tipo e dimensione: sfioratori laterali, frontali e "a salto". Nel caso di scaricatori di piena di grandi dimensioni i manufatti sono collocati in ampie camere ispezionabili (Figura 3.7).

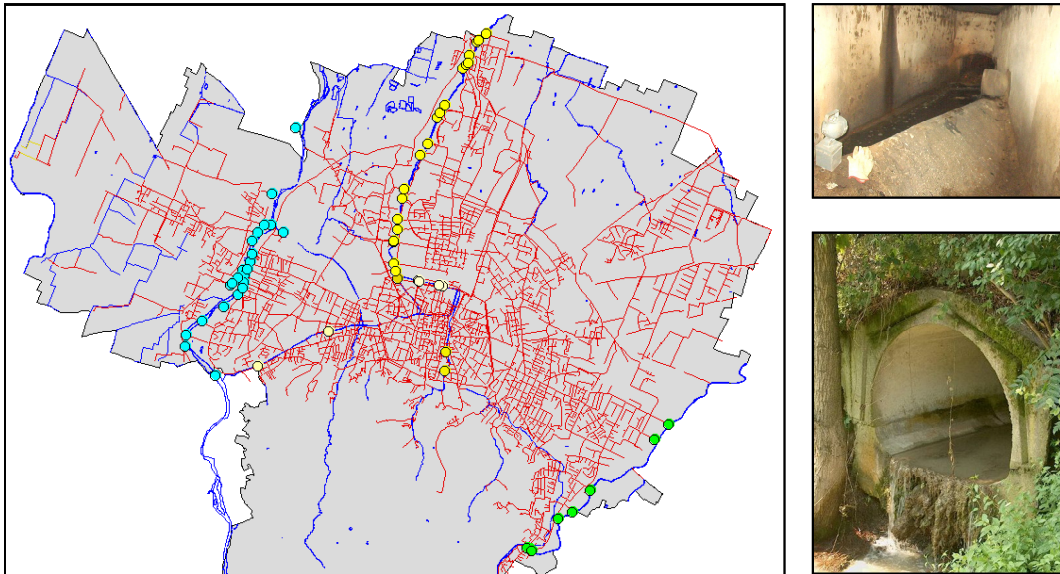


Figura 3.6. Localizzazione degli scarichi da rete mista sui principali ricettori (sinistra), soglia all'interno di un collettore (in alto a destra) e sbocco di uno scaricatore sul Reno (in basso, a destra).

Nel sistema fognario bolognese sono presenti molti scaricatori di piena, che deviano le portate in tempo di pioggia ai principali ricettori. Uno studio precedente ha individuato gli scarichi ai ricettori riportati in tabella.

Tabella 3.1. Scaricatori divisi per corpo idrico ricettore di afferenza.

<i>Corpo idrico ricettore</i>	N° scaricatori
Fiume Reno	25
Canale di Reno	4
Canale Cavaticcio	6
Canale Navile	22
Torrente Aposa (Aposa-Moline)	27
Torrente Savena	11
Canale di Savena	3
Savena abbandonato	2
Torrente Ravone	5
Altri	18

Occorre considerare che i principali ricettori del sistema bolognese sono il fiume Reno, il torrente Savena e il Canale Navile. Gli altri ricettori sono minori, nel senso che convogliano poi le proprie acque ai ricettori principali. Come si è visto, il canale di Savena, derivato dall'omonimo torrente, e l'Aposa uniscono le proprie acque a formare l'Aposa- Moline, che a sua volta si unisce al Cavaticcio, derivato dal canale di Reno. Tutto il sistema va a formare il vero e proprio Navile nei pressi della Bova. Un discorso diverso può essere fatto, ad esempio, per il Ravone, il quale scende dalla collina, ed entra in fognatura, anche in condizioni di secco. Durante gli eventi lo scolmatore limita le portate del Ravone entranti nel sistema di drenaggio artificiale.

Oltre alle citate soglie che allontanano le portate in eccesso dal sistema, alleggerendolo, vi sono anche un certo numero di soglie interne che si limitano ad alleggerire condotti sovraccarichi, trasferendo le portate eccessive ad altri comparti della rete. In questo senso la rete appare costituita da zone piuttosto ben delimitate, ma comunque tutte interconnesse. Tutto il sistema convoglia le portate all'unico impianto di depurazione posto alcuni km fuori dall'area urbana di Bologna, al limite del confine comunale

3.2.4 Impianto di depurazione

Collocato nella parte settentrionale del Comune di Bologna, ai confini con il territorio del Comune di Castel Maggiore, occupa una superficie di circa 150.000 mq. La costruzione dell'impianto è avvenuta in due tappe: il primo lotto è entrato in funzione nel 1978, il secondo nel 1996 ed è in grado di trattare potenzialmente una quantità di liquami pari a 900.000 abitanti equivalenti. Attualmente riceve i reflui provenienti dalla città di Bologna, e da altri otto comuni della provincia, pari ad una quantità media annua di 70 milioni di metri cubi di liquame da trattare (corrispondenti complessivamente a 650.000 abitanti equivalenti). La portata media in ingresso è di 1600 l/s. L'impianto è di tipo biologico a fanghi attivi



Figura 3.8. Plastico dell'impianto e punto di immissione dei reflui depurati nel Navile.

Tabella 3.2. Confronto tra i valori misurati in uscita dell'impianto e i limiti di concentrazione ammessi

	Valori misurati in uscita (mg/l)	L.R n°42/86 Tab.3 (mg/l)	D.lgs.152/99 (mg/l)
<i>COD</i>	36	160	125
<i>BOD₅</i>	10	80	25
<i>Solidi Sospesi</i>	16	80	35
<i>Azoto totale</i>			10
<i>Azoto ammoniacale</i>	10	25	
<i>Azoto nitrico</i>		20	
<i>Azoto nitroso</i>		0,6	
<i>Fosforo</i>		15	1
<i>Grassi e oli minerali</i>		20	
<i>Tensioattivi</i>		2	

Nel caso delle acque reflue trattate nell'impianto di depurazione di Bologna, queste, una volta depurate, vengono recapitate nel Canale Navile. Nella Tabella 3.2 sono messe a confronto i limiti sugli scarichi fissati dalla legge regionale n°42/86 con i limiti fissati dal D.lgs 152/99:

3.3 Il Canale Navile

3.3.1 Nota storica

L'origine del Canale Navile non é sicura, ma é certo che già in età romana un canale collegava la Città di Bologna con il Pò. Il Navile compare nei documenti attorno al 1200; il libero Comune di Bologna ne ebbe infatti grande cura e lo potenziò di continuo, essendo un supporto primario all'economia cittadina. I grandi lavori "moderni" furono opera di Giovanni Bentivoglio sul finire del 1400 ed in seguito del potere papale nel tardo '500.

Il Canale Navile ha inizio a Bologna dal "Porto", che fu tombato negli anni Trenta, presso Porta Lama. Con percorso sotterraneo raggiunge Via Bovi Campeggi, nei pressi della stazione ferroviaria, dove comincia il tratto a cielo aperto in corrispondenza dell'antico sostegno della "Bova". Qui confluiscono le acque uscite dalla centrale idroelettrica urbana del Cavaticcio (alimentata dal Canale di Reno, derivato dall'omonimo fiume alla Chiusa di Casalecchio) e quelle del Canale Aposa-Moline (che riceve più a monte parte delle acque derivate dal Savena). In sostanza nel Navile vengono raccolte acque provenienti in modo più o meno diretto dal Fiume Reno e dal Torrente Savena, incrementate da quelle drenate dalle colline bolognesi principalmente del Torrente Aposa e, durante gli eventi piovosi, dagli scarichi di troppo pieno della rete fognaria.



Figura 3.8. Chiusa di Casalecchio, sul fiume Reno (sinistra) e antico sostegno della Bova, sullo sfondo l'uscita dal tratto tombato (destra).

Dopo la confluenza della "Bova" il canale passa sotto il complesso ferroviario mediante un tunnel e torna definitivamente allo scoperto poco oltre; prosegue poi in direzione Nord, passando per Corticella, Castelmaggiore, Bentivoglio e Malalbergo. Dopo un percorso complessivo di circa 36 km, in massima parte arginati, si immette in località Passo Segni (9 m slm) in quello che oggi é il Fiume Reno, ma un tempo era "Pò di Primaro", a mezzo di una chiavica (denominata "Portoni") attrezzata con porte vinciane.

3.3.2 Idrografia e caratteristiche

Il Navile fa parte del bacino idrografico del Fiume Reno, identificato come sistema "Navile- Savena Abbandonato".

Il reticolo idrografico principale del sistema "Navile-Savena Abbandonato" è costituito dai seguenti corsi d'acqua: il Navile, con una lunghezza complessiva di circa 36 km di cui 22 arginati; il Battiferro, con una lunghezza di circa 2,3 km non arginato; il Savena Abbandonato, con una lunghezza complessiva di circa 32 km di cui 22 arginati; il Diversivo, con una lunghezza di circa 4 km, completamente arginato.

L'insieme degli altri corsi d'acqua facenti parte del reticolo idrografico del sistema può essere suddiviso sostanzialmente in tre parti:

- reticolo idrografico "collinare";
- rete "fognaria" e dei "canali" di Bologna;
- reticolo idrografico di "pianura".

I corsi d'acqua più significativi del reticolo idrografico "collinare" sono: il rio Meloncello, il torrente Ravone, il rio Monte Griffone, il canale di Reno e il rio Aposa. Quelli più significativi del reticolo idrografico di "pianura", che fanno parte della rete dei canali di bonifica del "Consorzio della Bonifica Renana", sono: la Zenetta di Quarto, il canale Carsè, il canale Calamosco e la canaletta di Cadriano.

Il bacino imbrifero del Navile, di circa 58 km², è stato oggetto, negli ultimi 50 anni, di rilevanti urbanizzazioni. Tale fatto si è tradotto in un forte aumento delle portate di piena nei corsi d'acqua a causa del notevole incremento del coefficiente di deflusso e della riduzione del volume specifico d'invaso dovuta anche all'adozione, nei terreni ad uso agricolo, di nuovi sistemi di drenaggio come ad esempio il drenaggio tubolare sotterraneo.

Il regime delle portate del Navile é il risultato di una somma di diverse componenti. La principale di queste, o meglio quella che ha maggiore rilevanza sulle portate medie, é il Canale di Reno, il quale, derivato dall'omonimo fiume mediante un manufatto inserito nella chiusa di Casalecchio (Figura 3.8), é in grado di trasportare fino a 10 m³/s. Gli altri apporti derivano dal bacino diretto, nelle sue componenti collinare ed urbana.

Il bacino collinare ha un regime estremamente torrentizio, fortemente condizionato dalle precipitazioni e recapita le proprie acque nei canali Aposa e Moline, i quali unitisi confluiscono nelle acque provenienti dal Canale di Reno, dando vita al vero e proprio Canale Navile presso la "Bova", vicino alla stazione ferroviaria. Il bacino urbano, invece, contribuisce in massima parte tramite gli scaricatori di piena della rete fognaria, quindi ogni volta che si verifica una precipitazione sufficiente a mettere in funzione tali dispositivi.

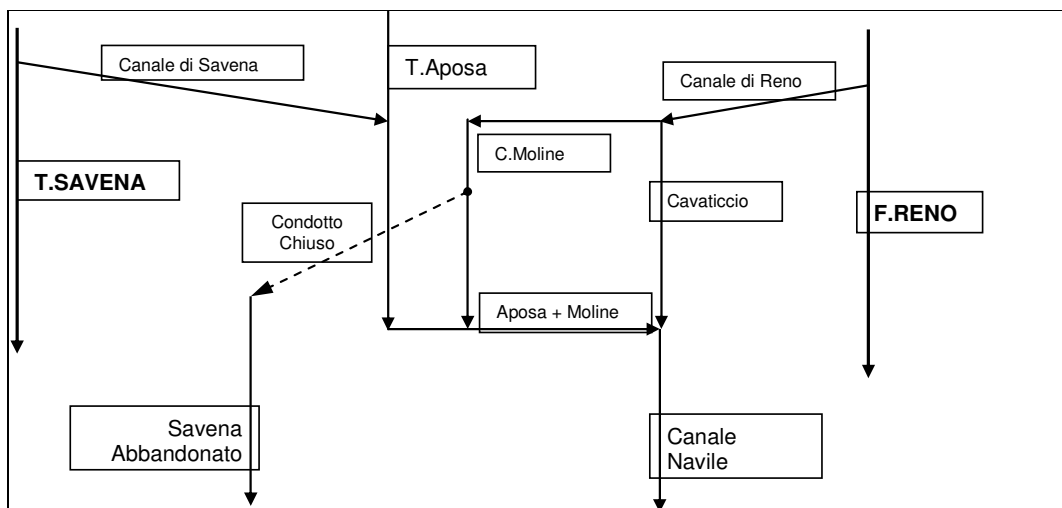


Figura 3.9. Schema delle derivazioni da Reno e Savena, che danno vita ai Canali Navile e Savena Abbandonato

Dalla stima idrologica dei singoli apporti e dalla loro successiva somma si é pervenuti alla definizione dei valori di portata esposti nella seguente tabella (Lamberti, P., Pilati, S., 1983), dove PS significa "probabilità di superamento".

Tabella 2.5 - Stima delle portate in tre differenti sezioni lungo il Canale Navile (Lamberti, P., Pilati, S., 1983)

	Bova (m ³ /s)	Monte Depuratore (m ³ /s)	Valle Depuratore (m ³ /s)
Minima Eccezionale (PS=99.9%)	0.05	0.3	2.8
Minima Normale (PS=90%)	0.6	0.8	3.5
Media	5.0	5.3	8.3
Massima Normale (PS=10%)	11	12	15
Piena (Tempo di Rit = 25 anni)	65	80	90
Piena (Tempo di Rit = 100 anni)	80	95	110

Gli stessi autori, per i valori di portata minima normale, media e massima normale, hanno ricostruito anche l'andamento medio mensile nelle medesime sezioni, riportato nella tabella successiva.

Tabella 2.6 - Andamento medio mensile delle portate in tre sezioni del Canale Navile (Lamberti, P., Pilati, S., 1983),

	Bova (m ³ /s)			Monte Depuratore (m ³ /s)			Valle Depuratore (m ³ /s)		
	<i>Min</i>	<i>Med</i>	<i>Max</i>	<i>Min</i>	<i>Med</i>	<i>Max</i>	<i>Min</i>	<i>Med</i>	<i>Max</i>
Gen	5.4	6.7	12.0	5.6	7.0	13.0	8.3	10.0	18.0
Feb	5.9	7.3	12.0	6.1	7.6	13.0	8.8	10.6	18.0

Mar	6.1	7.5	12.0	6.3	7.8	13.0	9.0	10.8	18.0
Apr	6.0	7.4	12.0	6.2	7.7	13.0	8.9	10.7	18.0
Mag	4.8	6.8	9.0	5.0	7.1	10.0	7.7	10.1	13.0
Giu	1.7	4.3	8.0	1.9	4.6	9.0	4.6	7.6	12.0
Lug	0.6	2.1	6.0	0.8	2.4	7.0	3.5	5.4	10.0
Ago	0.6	2.2	6.0	0.8	2.5	7.0	3.5	5.5	10.0
Set	0.8	2.8	7.0	1.0	3.1	8.0	3.7	6.1	11.0
Ott	1.0	3.6	7.0	1.2	3.9	8.0	3.9	6.9	11.0
Nov	2.8	4.3	8.0	3.0	4.6	9.0	5.7	7.6	12.0
Dic	4.8	5.6	11.0	5.0	5.9	12.0	8.7	8.9	15.0
Anno	0.6	5.0	11.0	0.8	5.3	12.0	3.5	8.3	15.0

Dal più recente "Piano Stralcio per il sistema idraulico Navile-Savena Abbandonato", redatto dall'Autorità di Bacino del Reno, derivano invece i dati riportati nella tabella sottostante

Tabella 2.7 - Stima delle portate massime in vari tratti del Navile e del Savena Abbandonato (A.d.B. del Reno)

CORSO D'ACQUA	TRONCHI		PORTATE MASSIME		
	dal nodo	al nodo	Tr = 50 anni	Tr = 100 anni	Tr = 200 anni
Navile	92 (Bova)	86 (sostegno Battiferro)	70	80	90
Navile(<i>Battiferro</i>)	86 (sostegno Battiferro)	77 (ponte della Bionda)	70	80	90
Navile	77 (ponte della Bionda)	44 (inizio diversivo)	70	80	90
Savena Abb	183 (Dozza)	180 (imm. Calamosco)	30	35	40
Savena Abb	180 (imm. Calamosco)	171 (imm. Zenetta)	50	55	60
Savena Abb	171 (imm. Zenetta)	161 (imm. Diversivo)	60	70	75

3.3.3 Qualità delle acque

Si è visto come il Canale Navile sia passato attraverso destini alterni. Nato come via di comunicazione, è poi caduto in disuso, per conoscere successivamente un secondo periodo aureo con risistemazioni e nuovi commerci. Nel tempo, perdendosi la funzione di via di comunicazione è stato soggetto a degrado, divenendo, nel secolo scorso una fogna a cielo aperto. Lo stato di degrado in cui versava questo storico corso d'acqua, le cui vestigia del passato sono ancora visibili nelle case di manovra, nei suoi ponti, e nelle costruzioni propoindustriali che sono da sempre sorte ai suoi lati, è ben espresso in (P.Lamberti - Pilati, 1983). A corredo di un progetto di risistemazione dell'intero tratto, furono condotti prelievi di campioni e successive analisi, di cui si riporta uno stralcio in tabella. La conclusione del rapporto è esplicita "si tratta di acque cloacali diluite".

Si riportano infine i valori

C. Navile							
Castelmaggiore a valle scarico Bologna 152B	60	65	55	60	45	45	LIM
							IBE
							Stato Ecol
Malalbergo 152AS chiusura bacino	80	80	70	80	60	70	LIM
							IBE
							Stato Ecol

Figura 3.10.

3.4 La campagna di monitoraggio e campionamento

Allo scopo di ottenere dati per successive considerazioni e per la calibrazione del modello della rete, è stata condotta un'estesa campagna di monitoraggio e di campionamento sia sulla rete di drenaggio urbano, sia sul Canale Navile, principale ricettore del sistema fognario bolognese.

La campagna ha visto l'impiego di un notevole numero di strumenti: sei pluviometri, quattordici stazioni di misura sulla rete e due sul Navile. Gli strumenti misuratori di portata, di livello e i campionatori, per i prelievi di campioni di acqua, sono stati installati sia su rami interni, sia su condotti scaricatori. L'installazione, la manutenzione e la raccolta dei dati e dei campioni ha richiesto un notevole impegno, per tutti i cinque mesi di campagna. Gli strumenti sono stati installati a partire dal mese di ottobre 2006 e sono rimasti in funzione fino a fine febbraio 2007.

Nel presente capitolo si descrive la campagna e gli strumenti utilizzati.

3.4.1 Configurazione degli strumenti

3.4.1.1 Pluviometri

Per garantire la migliore descrizione spaziale degli eventi pluviometrici sul bacino sono stati posizionati sette pluviometri a bascula.

I pluviometri sono stati installati in modo da consentire una copertura il più omogenea possibile del bacino. Nell'installazione si è avuta cura che gli strumenti non fossero vicino ad edifici e alberi, ma che al contempo fossero facilmente raggiungibili per consentire l'ordinaria manutenzione, il cambio delle batterie dell'unità di memorizzazione e la pulizia della griglia.

Per tutti gli strumenti la precisione è di 0,1 mm e il Δt di registrazione pari a 1 minuto. Al fine di risparmiare batteria e spazio sull'unità di registrazione il software è dotato di una sorta di funzione "sleep", per cui dopo 1000 minuti dall'ultima basculata cessano le registrazioni, che riprendono al successivo movimento. In Figura 3.11 è riportata l'ubicazione dei pluviometri sul bacino.

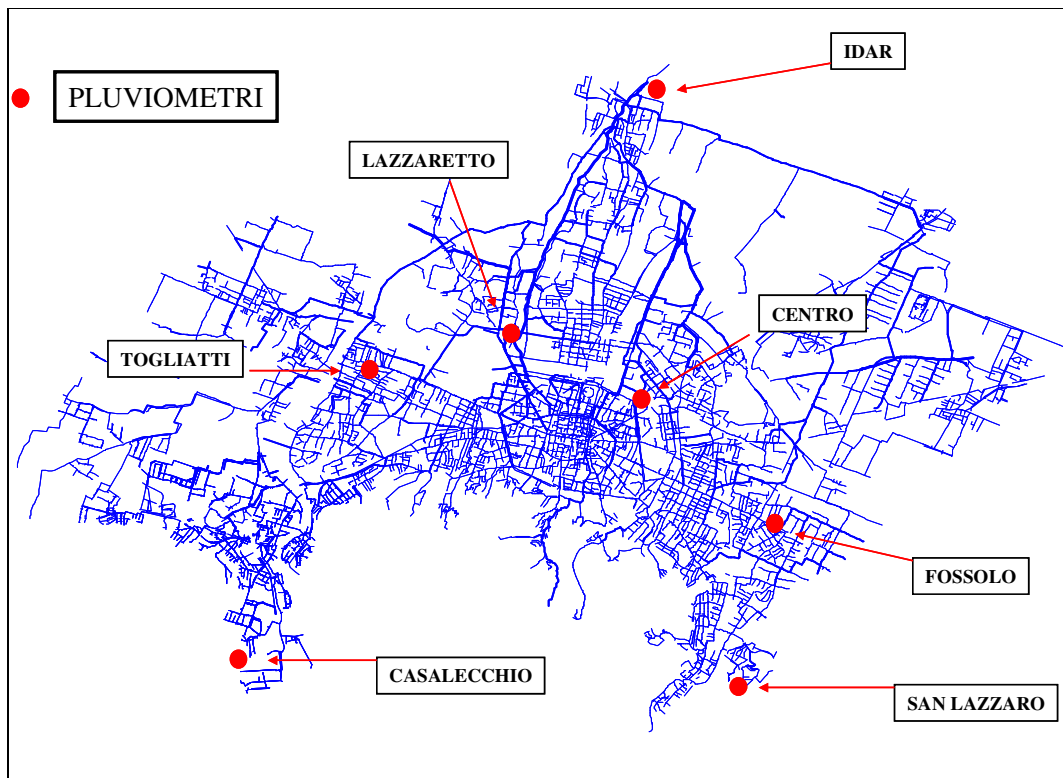


Figura 3.11. Localizzazione dei pluviometri sul bacino.

3.4.1.2 Configurazione degli strumenti sulla rete

La configurazione degli strumenti sulla rete di drenaggio urbano di Bologna è riportata in Figura 3.12.

Sono state prese in considerazione 14 diverse sezioni di misura, 7 delle quali su condotti scaricatori di piena. Sono stati installati 10 misuratori di portata del tipo area-velocity e 4 misuratori di livello di tipo piezoresistivo.

Lo strumento del tipo area-velocity fornisce la misura di portata sulla base della misura diretta della velocità del flusso, avendo fornito la forma della sezione come dato di input al momento della configurazione dello strumento, dopo l'installazione nel pozzetto.

L'installazione ideale dei sensori di velocità e quello piezoresistivo per la misura del livello è al fondo del condotto in posizione centrale rispetto all'asse longitudinale. Questo per evitare errori di posizionamento o di interpolazione dei dati in funzione dei valori della sezione trasversale. Gli strumenti di registrazione veri e propri e le batterie sono stati di norma installati alla sommità dei pozzetti, appena sotto i chiusini, e assicurati ai pioli metallici. Il passo di registrazione di tutti gli strumenti è stato fissato a 2 o 3 minuti.

Su 6 delle 14 sezioni sono stati anche installati altrettanti campionatori automatici a 24 bottiglie per il prelievo e la successiva analisi per la qualità dell'acqua. Tre dei campionatori sono installati su condotti scaricatori di piena. La Figura 3.12 mostra la localizzazione delle sezioni monitorate.

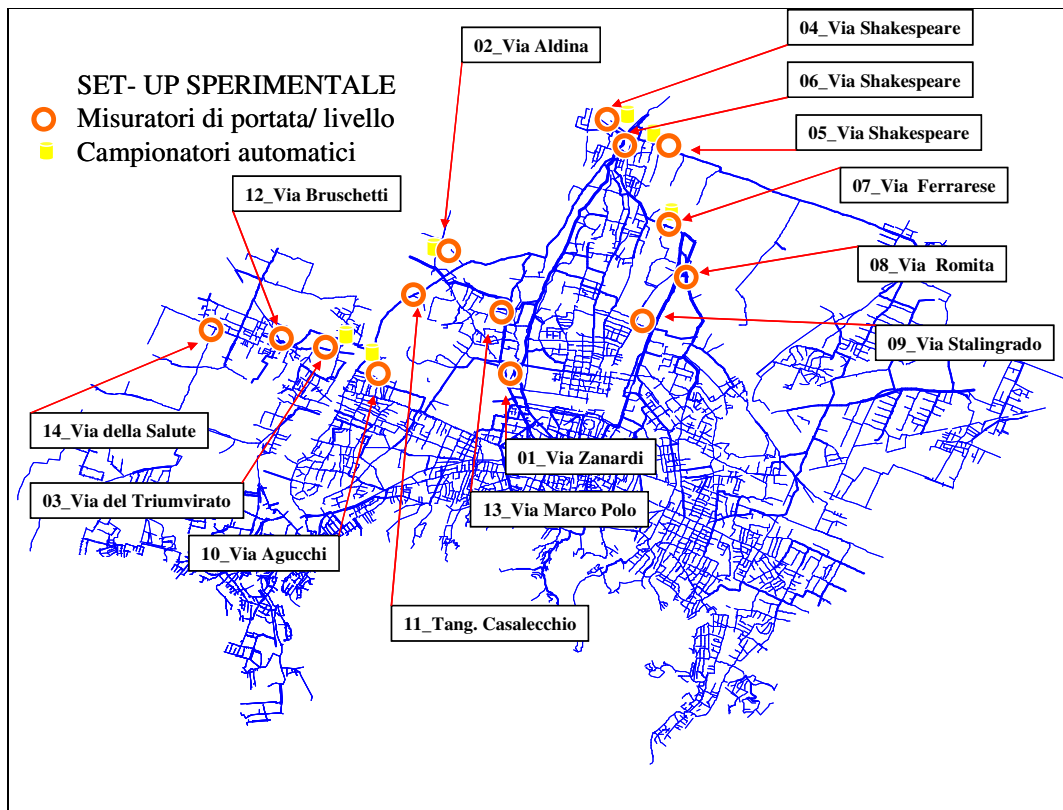


Figura 3.12. Set up sperimentale: campionatori e strumenti di misura.

I campionatori sono accoppiati ai misuratori di livello e portata e sono attivati dalla misura della grandezza idraulica rilevata nel condotto. Tutti i campionatori installati sono attivati dalla misura di livello, eccetto quello sul collettore finale al depuratore che è attivato dalla misura di portata. Lo start dei campionatori è stato fissato in modo tale da permettere il riempimento delle bottiglie una volta iniziato il deflusso nel collettore. In letteratura si trovano esempi di campionatori attivati dalla misura del pluviometro associato, come in (Deletic, 1998). Una volta attivata la sequenza di campionamento il passo temporale del prelievo è di 3 minuti per tutti i condotti ad esclusione del collettore finale per cui è stato fissato un time step di 5 minuti. Tale scelta è motivata dal fatto che la sezione di interesse sottende l'intero bacino, e per ricostruire adeguatamente l'andamento delle concentrazioni degli inquinanti occorre coprire un ventaglio temporale più ampio. Per la determinazione di tale valore si è adottata una procedura del tipo trial and error: sulla base dei risultati del primo evento di cui si sono ricavati i dati, per avere una migliore ricostruzione dei pollutogrammi tale valore è stato raddoppiato nei successivi campionamenti.

La tabella riassume le caratteristiche dei punti di misura e i parametri di attivazione e di campionamento dei 6 strumenti accoppiati.

Tabella 2.8. Caratteristiche delle sezioni monitorate.

MISURA PUNTO	SEZIONE NOME	CARATTERISTICHE INSTALLAZIONI		CONDOTTO FORMA	CAMPIONATORE AUTOMATICO 24 BOTT.			
		DATO MISURATO LIVELLO	VELOCITA'		LIVELLO	FREQUENZA		
		LIVELLO	VELOCITA'		ATTIVAZIONE	07/12/2006	18/12/2006	12/02/2007
1	Zanardi	X	X	VIG 280 X 224				
2	Aldina	X		VIG 400 X 320	Level 33 cm	3 min	6 min	6 min
3	Triumvirato	X	X	VIG 300 X 240	Level 6 cm	3 min	6 min	6 min
4	Shakespeare	X		VIG 280 X 224	Level 58 cm	5 min	10 min	10 min
5	Shakespeare	X	X	OVI 100 X 150				
6	Shakespeare	X	X	VIG 280 X 224	Flow 2500 l/s	5 min	10 min	10 min
7	Ferrarese	X	X	OVI 280 X 224	Level 16 cm	3 min	6 min	6 min
8	Romita	X	X	VIG 400 X 320				
9	Stalingrado	X	X	VIG ban 400 X 300				
10	Agucchi	X	X	SCAT 280 X 224	Level 10 cm	3 min	6 min	6 min
11	Tang. Casalecchio	X		OVI 120 X 180				
12	Bruschetti	X	X	VIG 240 X 192				
13	Marco Polo	X	X	VIG ban 400 X 320				
14	Salute	X		VIG 200 X 160				

Come si vede dalla tabella alcuni strumenti sono stati collocati in sezioni di grandi dimensioni, cosa che ha richiesto in questo caso una difficile e delicata installazione. Il misuratore di livello e velocità e la sonda, ove presente, devono infatti essere installate al fondo dei condotti, per garantire una misura e un campionamento accurati.

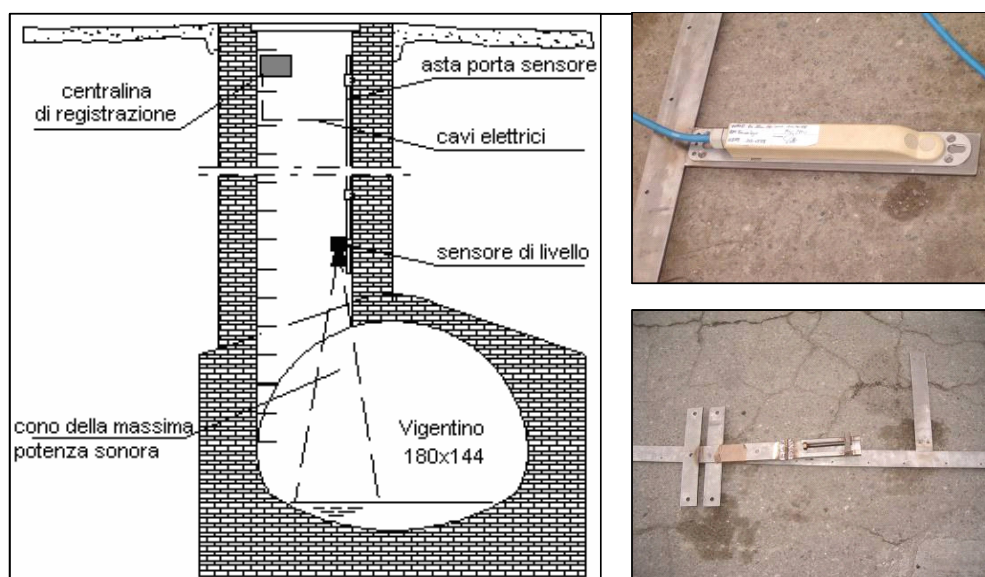


Figura 3.13. Tipica installazione di un misuratore di livello ad ultrasuoni (a sinistra). Particolare di un'installazione speciale di un misuratore piezoresistivo.

In alcuni casi, come per il collettore in ingresso all'impianto di depurazione, condotto Vicentino 280 X 224, il misuratore dell'area-velocity è stato installato lateralmente, date le velocità e le portate in gioco, che non hanno consentito l'installazione sul fondo del collettore. In questo caso è stata modificata la sezione fornita come dato di input allo strumento.

In Fig. è rappresentato uno schema di installazione di un misuratore di livello ad ultrasuoni (a sinistra) e il particolare della centina metallica utilizzata per collocare sul fondo di un collettore di grandi dimensioni un misuratore piezoresistivo del livello (a destra).

3.4.1.3 Configurazione degli strumenti sul Canale Navile

Lo scopo del presente lavoro è valutare l'impatto che il sistema degli scaricatori della città di Bologna ha sulla qualità delle acque del Canale Navile. In particolar modo quello originato dallo scolmatore di piena in testa all'impianto di depurazione dal momento che, nel corso dell'anno, immette le masse e i volumi maggiormente rilevanti (Artina et al., 2004a). A questo scopo sono state individuate due sezioni di rilevamento: la prima circa duecento metri a monte e la seconda ottocento metri a valle dello scarico principale (Figura 3.14). Entrambe le sezioni sono equipaggiate con campionatori automatici da 24 bottiglie ISCO della serie 6700 e da misuratori di livello (piezoresistivo nella sezione di monte e a ultrasuoni in quella di valle), sulla cui misura è fissato lo start del campionatore.

La frequenza di registrazione del livello è di cinque minuti, mentre il campionatore, una volta attivato, esegue la sequenza di prelievo ogni quindici minuti. Il range temporale coperto dai campioni è di sei ore, ritenuto idoneo per ricostruire i pollutogrammi in maniera rappresentativa, in un corso d'acqua con le caratteristiche del Navile.

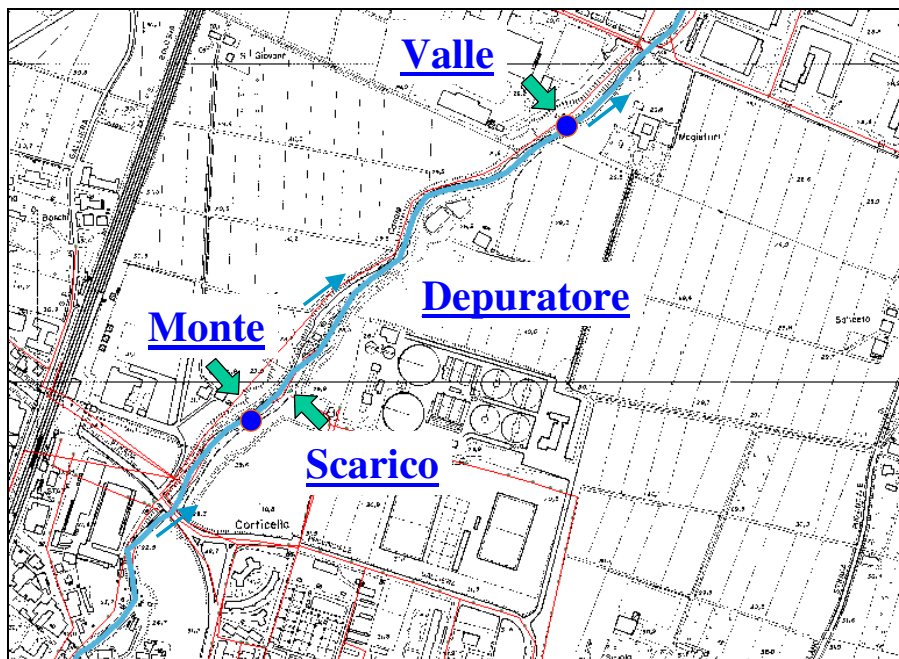


Figura 3.14. Set up sperimentale per la campagna di misure e campionamenti sul Canale Navile.

Per quanto riguarda le valutazioni sulla qualità dell'acqua, i campionatori a 24 bottiglie installati nelle due sezioni sono attivati, come già evidenziato, grazie alla misura di livello ad opera dello strumento accoppiato al campionatore. Il passo di registrazione del misuratore di livello è di cinque minuti, mentre il Δt di campionamento è di quindici minuti, sia per la sezione di monte, sia per quella di valle e per tutti gli eventi registrati. Ciò che cambia nella configurazione delle due stazioni è solo il livello di attivazione degli strumenti: 40 cm per la sezione di monte e 65 cm sopra il livello medio per quella di valle. La scelta tiene in considerazione le oscillazioni del livello giornaliero normalmente registrate nel Navile in seguito all'immissione del depuratore.

Tabella 2.9. Caratteristiche delle installazioni sul Navile.

CARATTERISTICHE INSTALLAZIONI			CAMP. AUT. 24 BOTT.			
SEZIONE	DATO MISURATO		CONDOTTO	LIVELLO	FREQUENZA	
NOME	LIVELLO	VELOCITA'	FORMA	ATTIVAZIONE	07/12/2006	18/12/2006
Navile1	X		Canale Navile	Level 40 cm	15 min	15 min
Navile2	X		Canale Navile	Level 65 cm	15 min	15 min

Per tutti i campioni prelevati, sia entro la rete fognaria, sia nel Canale Navile, i parametri chimico fisici analizzati sono: Solidi Sospesi Totali (SST), BOD₅, COD, Metalli (Ni, Cu, Pb, Zn), e nutrienti: Azoto totale (TKN) e Fosforo totale (Ptot). Per i campioni prelevati nel Navile è stata condotta anche la valutazione della tossicità acuta, mediante test di inibizione su una colonia monospecifica di batteri bioluminescenti della specie dei *Vibrio fischeri*

3.4.2 Analisi del caso di studio in tempo secco

3.4.2.1 Rete fognaria

Per tutta la durata della campagna gli strumenti hanno registrato le variazioni di livello e portata nei vari punti della rete. Tale informazione è stata utilizzata per la calibrazione del modello idraulico della rete, come di seguito descritto. Si sono ricavati gli andamenti giornalieri sia per i giorni feriali, sia per il weekend. Infoworks infatti permette l'inserimento di più profili.

I grafici che seguono mostrano il tipico andamento della portata nera e sono stati ricavati mediando i valori giornalieri sulla base di un mese di osservazioni. I grafici sulla sinistra si riferiscono ad un piccolo bacino; quelli a destra al collettore finale della rete subito a monte dell'impianto di depurazione.

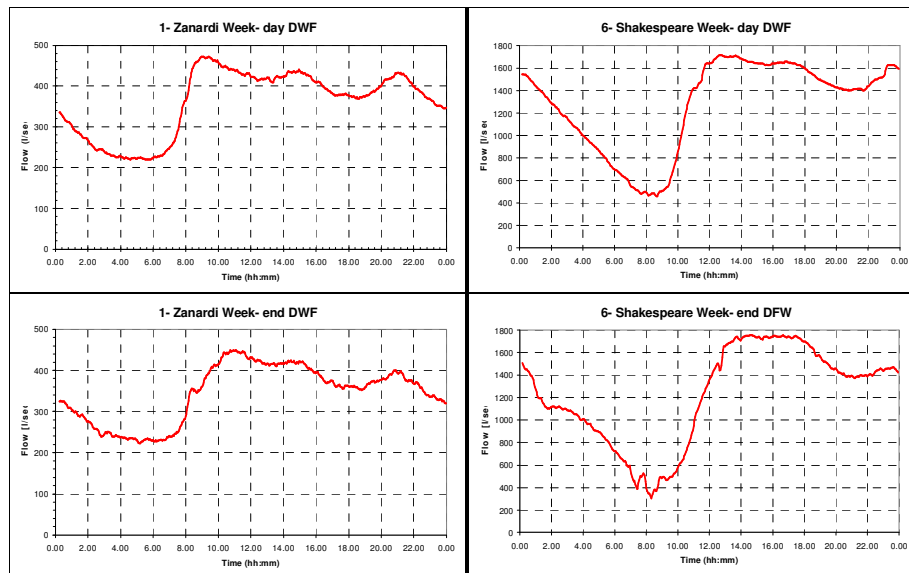


Figura 3.15. Profili delle portate nere in due diversi bacini, per un giorno della settimana (sopra) e per il weekend (sotto).

3.4.2.2 Canale Navile

Nei periodi di tempo secco la portata del Navile a monte dell'impianto è sostanzialmente costante ed è paragonabile o, in alcune circostanze, inferiore all'apporto dovuto alla condotta in uscita dal depuratore. In tali condizioni non sono da trascurare gli effetti di rigurgito che l'immissione provoca nel tratto a monte in prossimità dello scarico.

Quale periodo di riferimento temporale è stato scelto un arco di 24 ore di una comune giornata lontana da eventi meteorici, al fine di non risentire degli effetti degli scaricatori di piena delle reti fognarie urbane, ma anche degli eventuali carichi diffusi dei bacini a monte.

La ricostruzione dell'andamento delle portate è stata possibile grazie a scale di deflusso note. La sezione di valle infatti si trova nei pressi del ponte di Via della Pace sotto al quale è installato il teleidrometro di CastelMaggiore gestito da ARPA Bologna. Per la sezione di monte ci si è avvalsi della scala di deflusso in (MICARI).

Nella Figura 3.16 è riportato l'andamento della portate nella sezione di valle ricavata dalle misure di livello fornite dallo strumento installato. Le misure si riferiscono ad un normale giorno della settimana, sufficientemente lontano dall'evento di pioggia precedente.

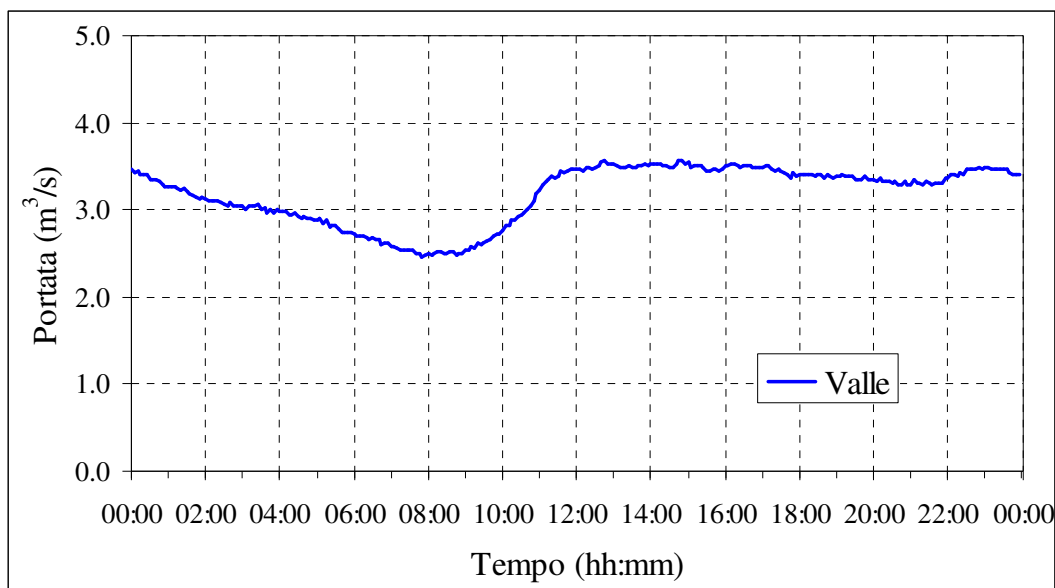


Figura 3.16. Andamento della portata nella sezione di valle, da dati del teleidrometro ARPA.

La caratterizzazione qualitativa del Canale Navile in tempo secco fa riferimento ai dati scaturiti da uno studio precedente (Artina et al., 2004b). I campionamenti sono stati effettuati nell'arco di 24 ore, dalle ore 13 del 16/12/2003 alle 12 del 17/12/2003, mediante campionatori automatici ISCO Serie 6700, la cui attivazione è stata preventivamente programmata ad intervalli temporali definiti, pari ad un'ora. Al termine del ciclo di prelievi, i contenitori sono stati contrassegnati e portati al laboratorio analisi dell'ARPA di Bologna.

In Figura 3.18 e seguenti sono riportate le concentrazioni degli inquinanti rilevati nella suddetta campagna, per la sezione di monte (a sinistra) e per quella di valle (a destra).

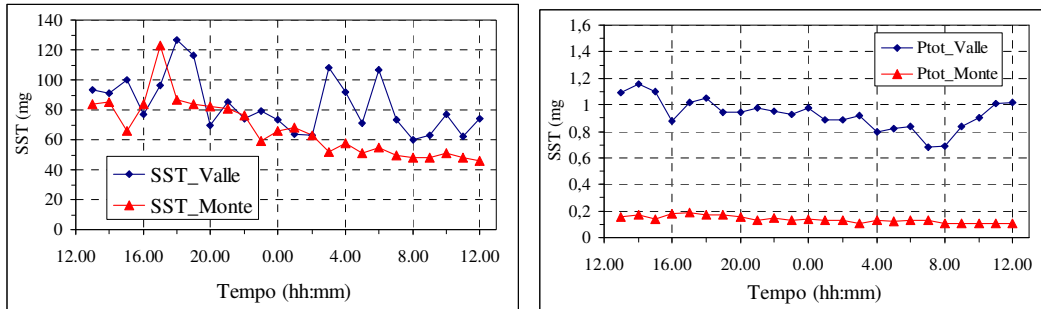


Figura 3.18. Andamento dei SST (sinistra) e Ptot (destra) a monte e a valle delle del depuratore

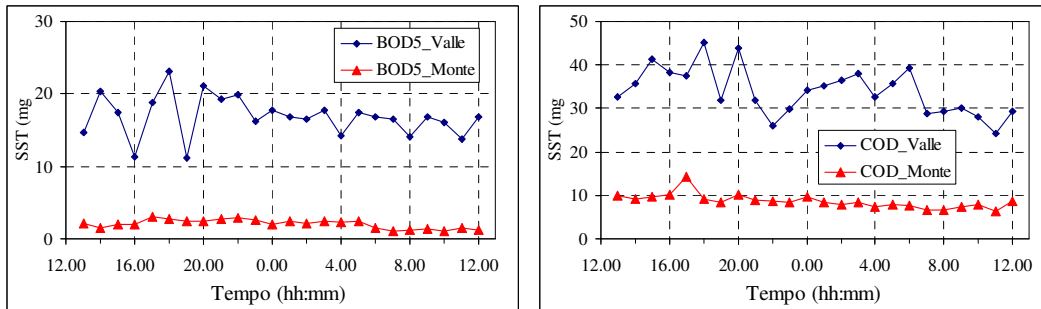


Figura 3.19. Andamento del BOD₅(sinistra) e COD (destra) a monte e a valle delle del depuratore

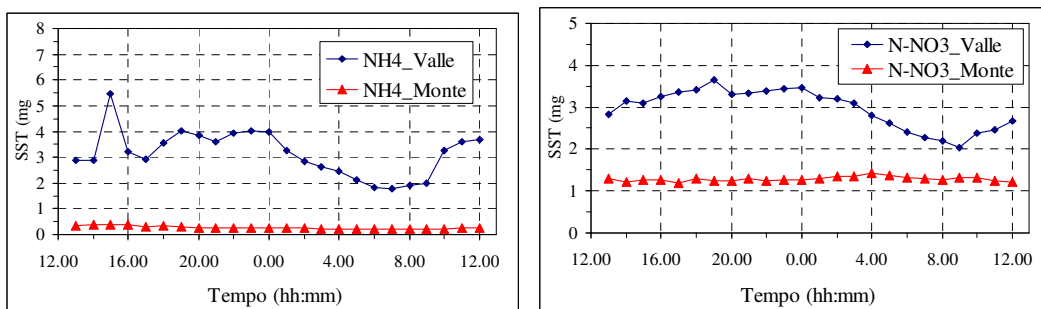


Figura 3.20. Andamento del NH₄(sinistra) e dell'Azoto Nitrico (N- NO₃) (destra) a monte e a valle delle del depuratore

È stato inoltre possibile valutare l'influenza diretta che lo scarico del depuratore delle acque reflue di Bologna esercita sul corso d'acqua e la variazione che alcuni valori presentano nel corso della giornata.

In particolare si nota come non ci sia una sostanziale differenza fra le concentrazioni dei solidi a monte e a valle, segno che l'apporto di solidi sospesi da parte del depuratore è minimo. Più staccati risultano i valori per gli altri parametri analizzati.

3.5 Conclusioni

La campagna di monitoraggio e campionamento ha avuto il duplice scopo di ottenere informazioni sul funzionamento idraulico e qualitativo della rete fognaria e del Canale Navile e di fornire dati per la calibrazione del modello del sistema di drenaggio urbano. A tale scopo sono stati installati numerosi strumenti di misura e di campionamento, la cui installazione e taratura ha richiesto essa stessa un certo tempo e una certa pratica operativa. La definizione dei livelli di attivazione dei campionatori ad esempio è risultata un'attività delicata che ha richiesto qualche "evento di prova". Inoltre l'ambiente in cui si sono trovate a lavorare sonde e sensori ha portato talora ad intasamenti e malfunzionamenti. Per un sensore piezoresistivo è sufficiente un piccolo deposito per restituire dati poco attendibili o non restituirne affatto.

Inoltre, in particolare per gli scaricatori di piena, non sempre all'attivazione dei campionatori si è avuta nel condotto una portata per un tempo sufficiente per il completo riempimento di tutto il set di bottiglie. In questi casi si sono operate delle scelte sull'opportunità di far analizzare i campioni.

Queste fisiologiche complicazioni giustificano l'utilizzo di un elevato numero di strumenti in campagne di misura estese, in ambito urbano.

Di seguito sono riportati gli ietogrammi e le curve cumulate di pioggia relativamente agli eventi per cui si dispone anche dei dati qualità sia per la rete, sia per il Navile.

Capitolo 4

Risultati della campagna di monitoraggio e campionamento

4.1 Introduzione

Si riportano nel presente capitolo i risultati della campagna di monitoraggio e campionamento, per la rete fognaria di Bologna e per il Canale Navile, relativamente agli eventi di pioggia rilevati. Sono stati identificati diversi eventi di pioggia che hanno interessato il bacino di studio con caratteristiche anche molto diverse fra loro. Non tutti gli eventi hanno generato nelle sezioni monitorate portate sufficienti per la corretta attivazione dei campionatori automatici. Tuttavia, i campioni prelevati e analizzati hanno permesso una buona ricostruzione dei pollutogrammi, sia in rete, sia nel Navile. Di seguito si riporta l'analisi dei risultati, con particolare attenzione al fenomeno del first flush. Sul Navile sono state eseguite anche prove di inibizione con batteri bioluminescenti per valutare effetti acuti di tossicità.

4.2 Piogge rilevate

Dopo aver ottenuto informazioni sullo stato della rete e del corso d'acqua in tempo secco è stata compiuta una campagna in tempo di pioggia. Nei quattro mesi in cui gli strumenti sopra descritti sono stati in uso sono state registrate diverse precipitazioni. Per separare in maniera univoca i vari eventi sono stati adottati alcuni criteri soglia:

- 1 intensità massima: non inferiore a 3 mm/h;
- 2 pioggia cumulata: non inferiore a 3 mm;
- 3 separazione fra gli eventi: almeno 12 ore.

In base a tali criteri sono stati quindi identificati 9 eventi di pioggia

E' noto che in ambito urbano le precipitazioni presentano una grande variabilità spaziale e temporale. Come si vede di seguito anche la campagna in oggetto ha rilevato grandi differenze nelle piogge registrate: non tutti i pluviometri hanno registrato gli stessi eventi e inoltre i medesimi eventi rilevati da strumenti diversi presentano differenze significative.

A conferma di questo fatto si riportano nello schema seguente (Tabella 4.1) le caratteristiche di alcuni eventi rilevati dai pluviometri denominati "Casalecchio", ad ovest, in zona collinare; "Lazzaretto", presso il Laboratorio di Ingegneria Idraulica (LIA), nei pressi del tratto campionato sul Navile; "Centro", in zona centrale rispetto all'intero bacino; e "San Lazzaro" alla periferia est.

Tabella 4.1. Caratteristiche delle piogge rilevate

	ADWP	CASALECCHIO		LAZZARETTO		CENTRO		SAN LAZZARO	
		Intensità	Altezza	Intensità	Altezza	Intensità	Altezza	Intensità	Altezza
		gg	mm/h	mm	mm/h	mm	mm/h	mm	mm/h
18/11/2006	22	8	12	60	12,7	14,6	72	12,2	36
20/11/2006	1	7,3	12	12	6,8	8,7	18	9,9	12
21/11/2006	1	30,8	12	12	16,7	24	24	20,6	30
07/12/2006	14	12,2	12	6	7,1	9,2	6	9	12
09/12/2006	2	8,8	12	6	4,9	6,9	6	9	12
18/12/2006	8	21,5	12	6	7,9	11,1	12	12,7	30
25/01/2007	38	4,9	6	12	4,2	3,1	18	7,5	12
12/02/2007	18	1,9	12	6	7,6	13,3	12	9,5	6
15/02/2007	1	12,2	6	6	11,1	21	6	19,7	12

Si riporta, a titolo di esempio, in figura 4.1 lo ietogramma rilevato dal pluviometro “Centro” nel periodo di monitoraggio. In realtà il pluviometro in oggetto era già in funzione nel periodo in cui la campagna era ancora nella fase di posa strumenti. Pertanto la serie raffigurata si presenta più lunga di quella riassunta dalla tabella 1.

Il dettaglio delle piogge rilevate viene fornito insieme alla descrizione dei risultati nel seguito.

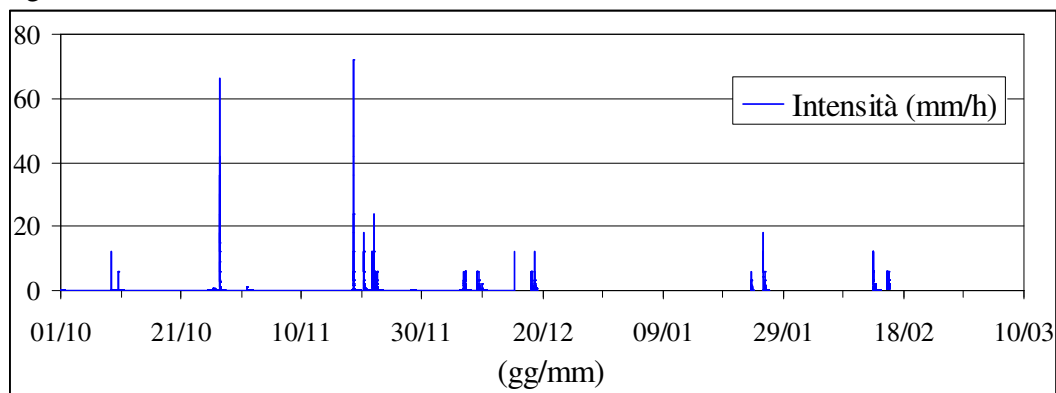


Fig 4.1. Ietogramma rilevato dal pluviometro “Centro”.

Nel seguito vengono riportati i risultati per la rete fognaria e per il Canale Navile, divisi per evento. I campionamenti riguardano gli eventi del 07/12/06, del 18/12/06 e del 12/02/07. Relativamente al Navile si presentano i risultati dei campionamenti in concomitanza degli eventi del 07/12/06 e del 18/12/06.

4.3 Evento del 07/12/06

Come si vede dagli ietogrammi riportati in Figura 4.2, nella notte tra il 6 e il 7 dicembre 2006 tutta la città di Bologna è stata interessata da un evento di pioggia. Dai grafici riportati si può apprezzare una certa variabilità del fenomeno, sia in termini temporali e spaziali, sia per quanto riguarda le caratteristiche dell'evento. Osservando l'andamento degli ietogrammi si vede come non ci siano sostanziali differenze per l'intensità, sebbene l'evoluzione dell'evento sia diversa da stazione a stazione. Il massimo di intensità, 6 mm/h per tre pluviometri su quattro e 12 mm/h per San Lazzaro, è raggiunto per tutti circa intorno alle 2:30 del mattino. Si vede come si tratti di un evento di durata modesta, circa tre ore, con alcuni strascichi fino alle sette. Per tutti i pluviometri, ad eccezione di quello di Casalecchio, l'evento si è concluso tra le tre e le quattro del mattino, con un valore medio della cumulata che si colloca intorno ai 7 mm. Osservando la serie storica riportata in Figura 4.1 si vede come il tempo secco antecedente l'evento considerato sia di circa 14 giorni. L'evento precedente infatti è quello registrato il 21/11/06, come in Tabella 1.

Nonostante la modesta intensità, l'evento ha generato portate di ruscellamento tali da attivare alcuni dei campionatori installati sulla rete ed entrambi quelli sul Navile. Di seguito vengono riportate le analisi eseguite sui campioni prelevati nella mattinata del 07/12/06. I campioni sono stati travasati in bottiglie monouso da 1 litro, etichettate ed inviate al laboratorio di analisi. Per ragioni di rappresentatività di scala i pollutogrammi sono divisi in tre diversi grafici: uno per i SST, per il BOD₅ e per il COD; uno per i metalli: Ni, Pb, Cu e Zn; e uno per i nutrienti, Ptot e TKN. Per il Navile è presente anche l'andamento della tossicità come più ampiamente spiegato in seguito.

Per la rete di Bologna si riportano nel seguito le analisi relative agli scaricatori di Via del Triumvirato, di Via Ferrarese, e quello di testa impianto. A questo ultimo è associata l'analisi dei campioni prelevati nella sezione a monte dell'impianto di depurazione, sul principale collettore in arrivo.

Relativamente al Canale Navile si riportano le analisi nelle due sezioni monitorate.

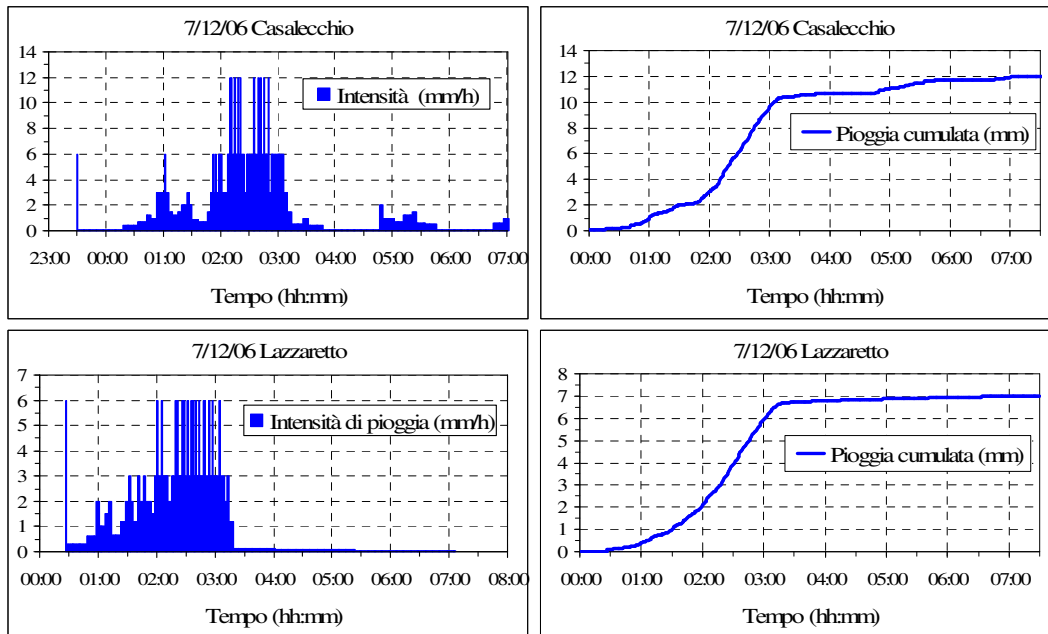


Figura 4.2. Ietogrammi e pioggia cumulata rilevati da due dei pluviometri installati

4.3.1 Via del Triumvirato

Lo scaricatore di piena di Via del Triumvirato si trova ad ovest della città, su una parte della rete di Bologna di circa 86 km che drena un'area di più di 900 ha, al 24% impermeabile. Tale rete raccoglie le acque dall'abitato di Casalecchio e da tutta l'area a monte il collettore in oggetto sulla sponda sinistra del fiume Reno. Scarica in sinistra idraulica.

Un condotto CIRC 500 si unisce al collettore principale, un VIG 3000 X 2400, in un camerone su cui è collocata la soglia. Le portate di tempo secco proseguono a valle della camera in un CIRC 1600 che scorre nella soletta della briglia posta sotto il ponte della ferrovia BO-MI attraversando così il Reno. Le portate in tempo di pioggia vengono scolmate attraverso una soglia laterale di 0,70 m di altezza e 3,4 metri di lunghezza. La sommità della soglia è munita di rostri di dubbia utilità, che tendono a bloccare tutti i materiali galleggianti nelle acque scolmate e richiedendo manutenzione periodica. L'altezza limite di funzionamento è in teoria la volta del camerone, quindi 2,4 metri.

Le portate scolmate raggiungono il Reno prima attraverso un VIG 3000 X 2400, naturale prosieguo del collettore principale a monte, poi dopo alcuni salti di fondo attraverso un condotto CIRC 2000 di recentissima realizzazione.

La stazione di monitoraggio e il campionatore sono stati collocati all'esterno della fognatura in corrispondenza di un pozzetto sul condotto sottostante e sono stati protetti da un alloggiamento costruito all'uopo. La scelta risponde principalmente all'esigenza di poter accedere frequentemente alla struttura per le operazioni di ordinaria pulizia, lo scarico dei dati e il prelievo dei campioni.

La struttura è stata inoltre dotata di lucchetto per impedire danneggiamenti e vandalismi.

Mentre gli strumenti e il campionatore sono stati alloggiati all'esterno della fognatura, i sensori di livello e di velocità e la sonda del campionatore sono stati ovviamente fissati al fondo della fognatura. Il tubo per i prelievi e tutti i connettori elettrici sono stati fatti passare attraverso il pozzetto.

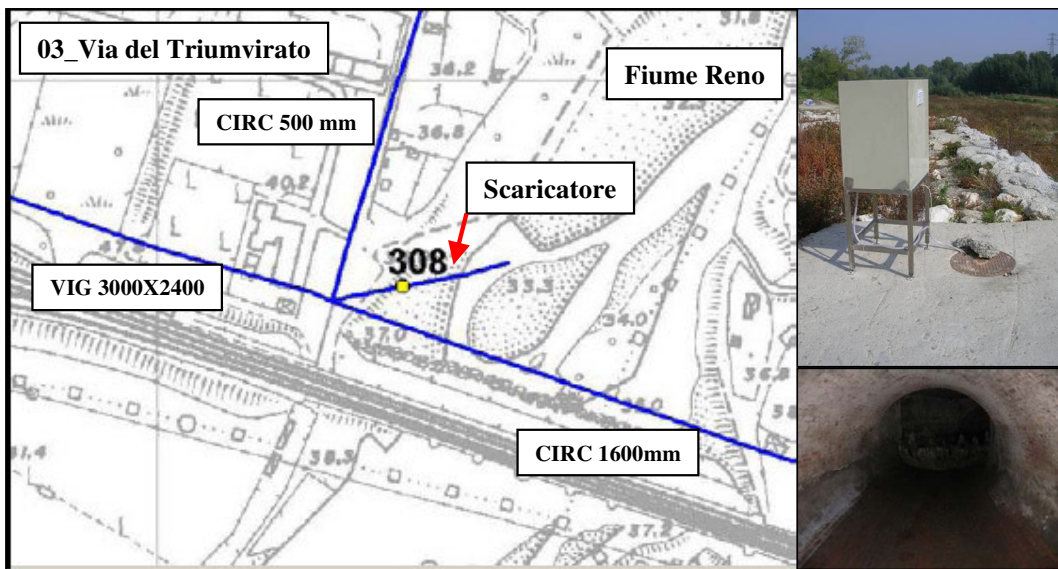
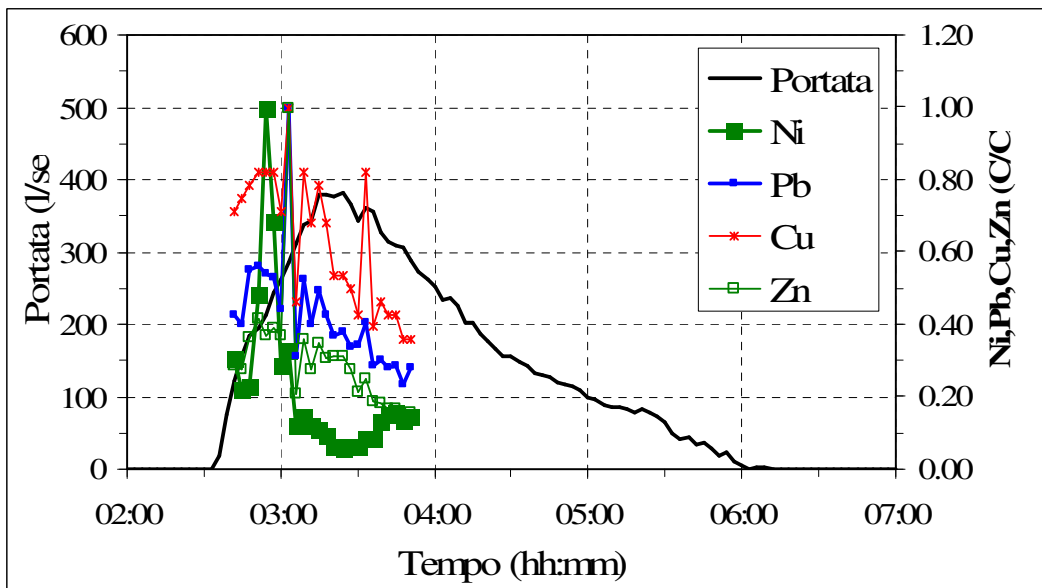
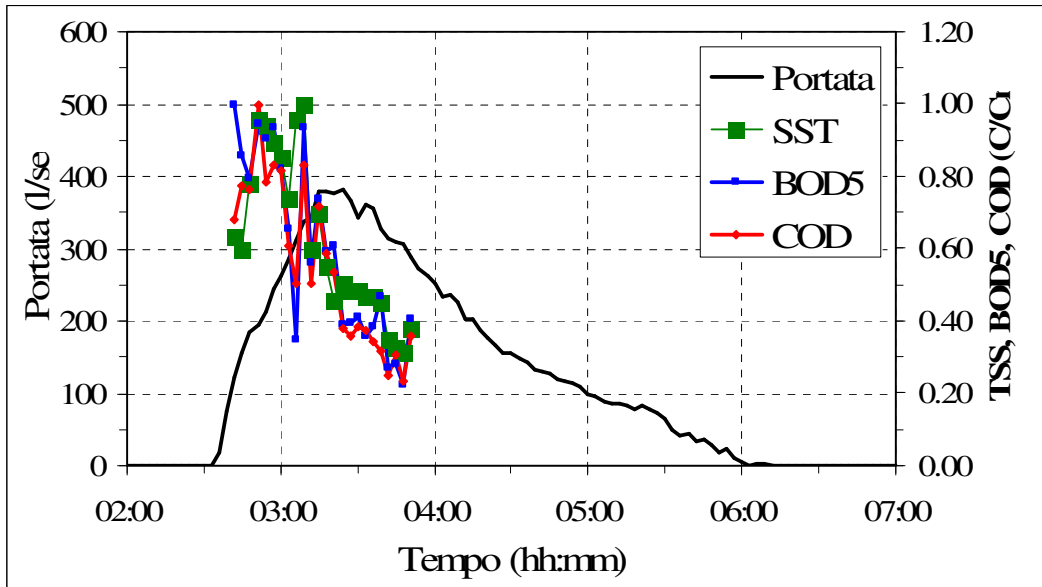


Figura 4.3. Sezione di monitoraggio e campionamento 03 di Via del Triumvirato.

Nell'evento del 07/12/06 il deflusso rilevato dallo strumento area- velocity installato inizia alle 02:36 e termina alle 06:21; con valori massimi registrati pari a 11,57 cm per il livello, 2,21 m/s per la velocità e di 381,65 l/s per la portata.

Il livello di attivazione del campionatore è stato fissato a 6 cm e il Δt di campionamento a 3 minuti.

Sono stati prelevati 24 campioni per i quali sono state condotte regolarmente le analisi secondo i metodi citati. Si riportano di seguito i pollutogrammi, desunti dai valori di concentrazione misurati e adimensionalizzati (C/C_{max}), e l'idrogramma misurato.



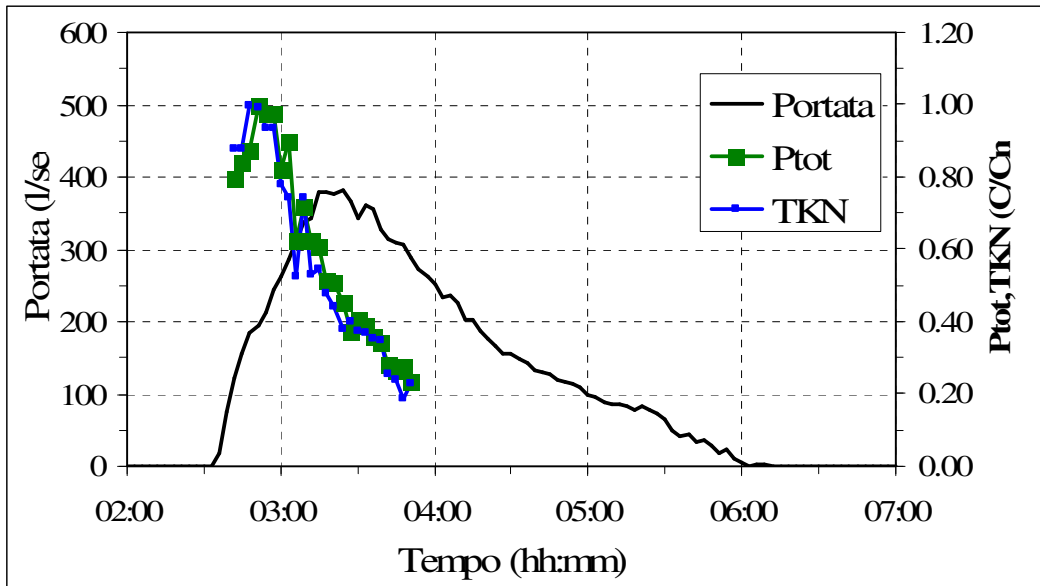
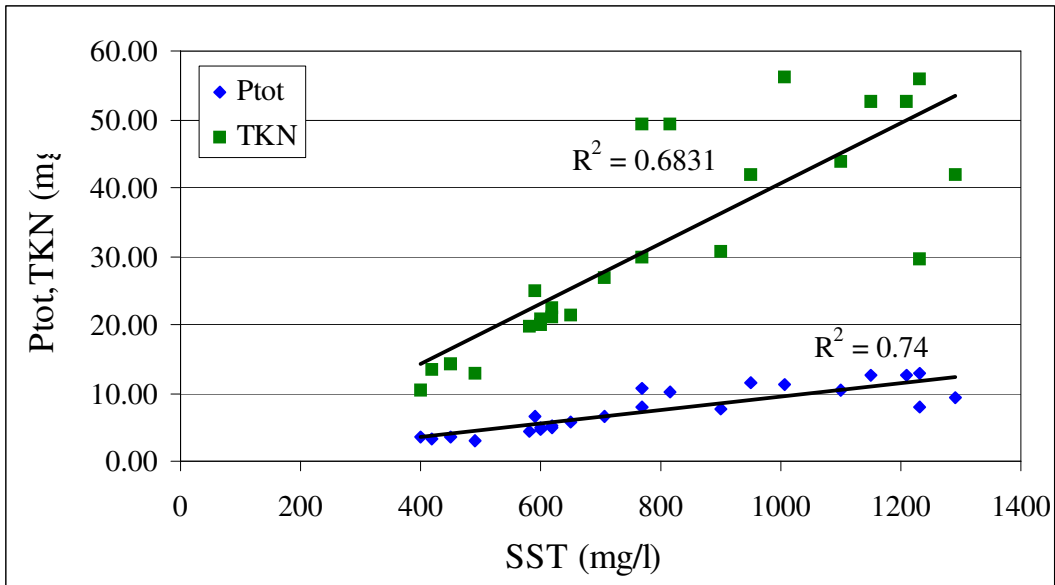
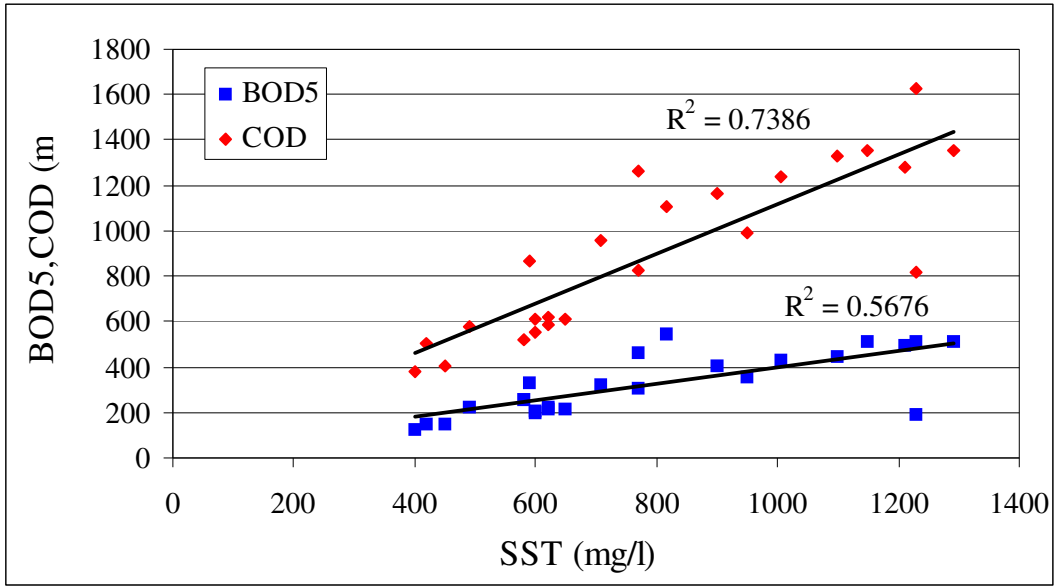


Figura 4.4. Idrogramma e pollutogrammi per la sezione di Via del Triumvirato. Evento del 07/12/06.

Come si vede dalla Figura 4.4, i pollutogrammi sono ben rappresentati per tutte le sostanze analizzate. Tutti mostrano un comportamento simile, con un picco di concentrazione localizzato nella parte iniziale del deflusso, ossia un tipico andamento first flush di concentrazione. Se però solidi sospesi totali, sostanze organiche e nutrienti si comportano in maniera molto simile, con andamenti spesso sovrapposti, lo stesso non può dirsi per i metalli, che presentano pollutogrammi che si discostano nettamente l'uno dall'altro. Mentre per gli organici e anche per i nutrienti è stata dimostrata la buona correlazione con i solidi sospesi totali, per i metalli il caso è decisamente più complesso. Relativamente alla frazione adsorbita infatti per i metalli è fondamentale il diametro delle particelle, ed è fondamentale osservare attraverso analisi opportune quale sia la ripartizione delle varie specie metalliche in funzione della granulometria dei solidi. Quanto detto è confermato dall'analisi di correlazione con i SST condotta per ciascuno degli elementi analizzati e riportate in Figura 4.5.



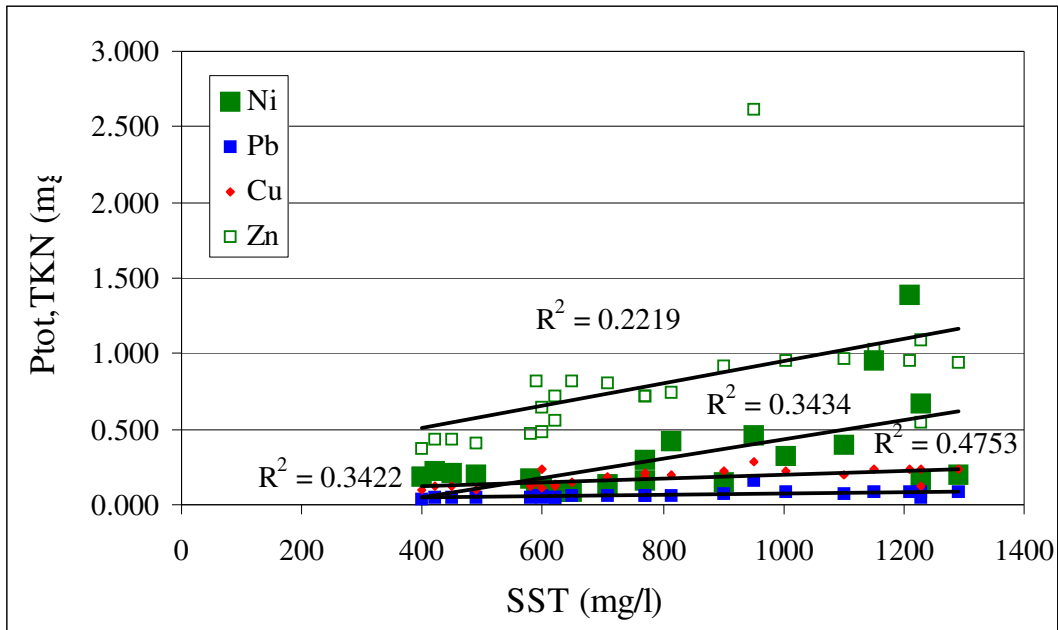


Figura 4.5. Correlazioni fra gli inquinanti e i SST. BOD₅ e COD (in alto); nutrienti (al centro) e metalli (in basso).

Come si vede graficamente e dai valori di R^2 associati alle linee di tendenza le sostanze che meglio si correlano ai SST sono il COD e il Ptot, sebbene i valori non siano particolarmente elevati. I valori peggiori sono appannaggio dei metalli.

Relativamente al sito di Via del Triumvirato si riportano infine le curve M(V) calcolate per tutte le sostanze. In Figura 4.6, le curve del fascio di sinistra si riferiscono ai SST, BOD₅, COD e nutrienti; e quella a destra ai metalli.

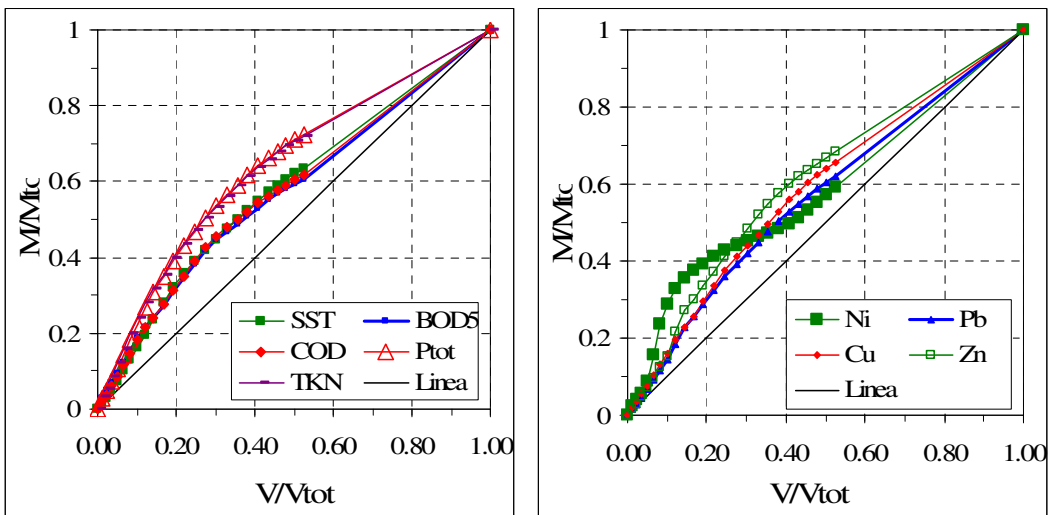


Figura 4.6. 07/12/06, Via del Triumvirato: curve M(V) per SST, BOD₅, COD e nutrienti (sinistra) e metalli (destra).

Tutte le sostanze analizzate presentano un andamento di tipo first flush, come già evidenziato dall'osservazione delle curve di concentrazione e degli idrogrammi. Azoto totale e fosforo totale presentano l'andamento più spiccato, mentre tra i metalli il Nichel

ha un andamento molto accentuato nella primissima parte dell'evento per poi mostrare un flesso intorno al 40% del volume. Riferendosi alla definizione contenuta in (Bertrand- Krajewski et al., 1998) nessuno degli elementi analizzati rientra nella definizione data: non c'è first flush. In realtà più che dare una definizione è interessante osservare quali elementi presentino le curve più accentuate. Per fare questo si sono valutate le percentuali di massa in corrispondenza del 20% del volume dell'evento.

In corrispondenza del 20% del volume scolmato risulta transitato il 41% della massa del TKN, il 40% di quella di Ni e di Ptot, il 35% di Zn, il 33% per i SST e il COD, 32% per il BOD5, il 31% per il Cu e infine il 30% per il Pb.

E' stato infine calcolato il parametro MFF come in (Ma et al.,2002) in corrispondenza del 10, 20 e 30% del volume, mostrando come già al primo 10% fosse passata una massa di Ni percentualmente doppia rispetto a quella del Pb. I valori del parametro sono riassunti in Tabella 4.2.

Tabella 4.2. Valori di MFF calcolati al 10, 20 e 30% dell'evento.

	SST	BOD5	COD	Ni	Pb	Cu	Zn	Ptot	TKN
MFF10	1.65	1.85	1.80	2.90	1.45	1.60	1.55	2.25	2.40
MFF20	1.65	1.60	1.63	2.00	1.50	1.53	1.73	2.00	2.05
MFF30	1.48	1.48	1.52	1.50	1.40	1.47	1.60	1.78	1.77

Come si nota dalla figura, e dalle curve M(V), il campionamento, per quanto abbia permesso una buona ricostruzione dei pollutogrammi ha in realtà interessato solo il 50% dell'evento. Se ne desume quindi che lo start del campionatore, fissato sul superamento del livello di 6 cm entro il condotto, è un buon valore di attivazione, dal momento che è stato ben individuato l'inizio del pollutogramma con l'intero ramo ascendente delle concentrazioni. Ma bisogna anche rilevare che il Δt di 3 minuti è risultato insufficiente per coprire l'intera durata dello sversamento, per quanto adatto a rappresentare con punti molto fitti la prima e più interessante parte dell'evento.

4.3.2 Via Shakespeare

Si considerano le stazioni di campionamento di Via Shakespeare sul collettore principale in ingresso all'impianto di trattamento, denominata Shakespeare06 e quella sul condotto in uscita dal depuratore che convoglia al Canale Navile sia le portate trattate, sia quelle scolmate dal dispositivo in testa all'impianto stesso, e denominata Shakespeare04.

Pur trattandosi di un condotto a valle di una soglia, quest'ultimo non ha le caratteristiche di uno scaricatore di piena in quanto convoglia le portate depurate dall'impianto nelle normali condizioni operative.

Durante gli eventi la soglia viene superata e la miscelazione delle portate scolmate e di quelle depurate avviene nella stessa camera, provvedendo quindi ad un' ulteriore diluizione del refluo non trattato.

La sezione di monte è strumentata con misuratore di portata del tipo area- velocity, e quella di valle con misuratore di livello piezoresistivo; entrambe sono equipaggiate con campionatori automatici a 24 bottiglie attivati sulla base della misura della portata, per la sezione a monte, e sul livello, per la sezione di valle.

I valori di attivazione sono, rispettivamente, 2500 l/s e 58 cm, da intendersi come incremento rispetto ai valori di tempo secco.

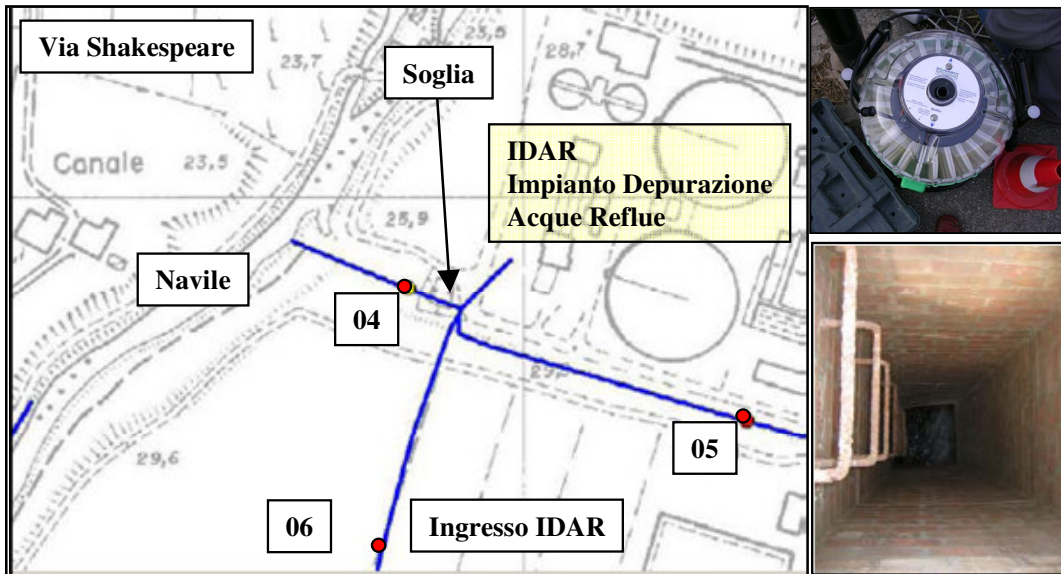


Figura 4.7. Schema dei punti di misura e campionamento nei pressi dell'IDAR.

Relativamente all'evento del 07/12/06, confrontando l'andamento delle portate di tempo secco con l'idrogramma di piena nelle sezioni a monte e a valle dell'impianto e della soglia, come riportato in Figura 4.10 e Figura 4.11, si nota un netto scostamento intorno alle 02:00. In maniera analoga si può collocare la fine del deflusso dopo le 12:00, diverse ore rispetto a quanto rilevato per la precedente soglia di Via del Triumvirato, compatibilmente con il fatto che la sezione in oggetto è quella di chiusura dell'intero bacino. Dal confronto fra le portate di tempo secco nelle due sezioni si nota anche l'effetto di laminazione ed equalizzazione esercitato dei volumi delle vasche dell'impianto di trattamento.

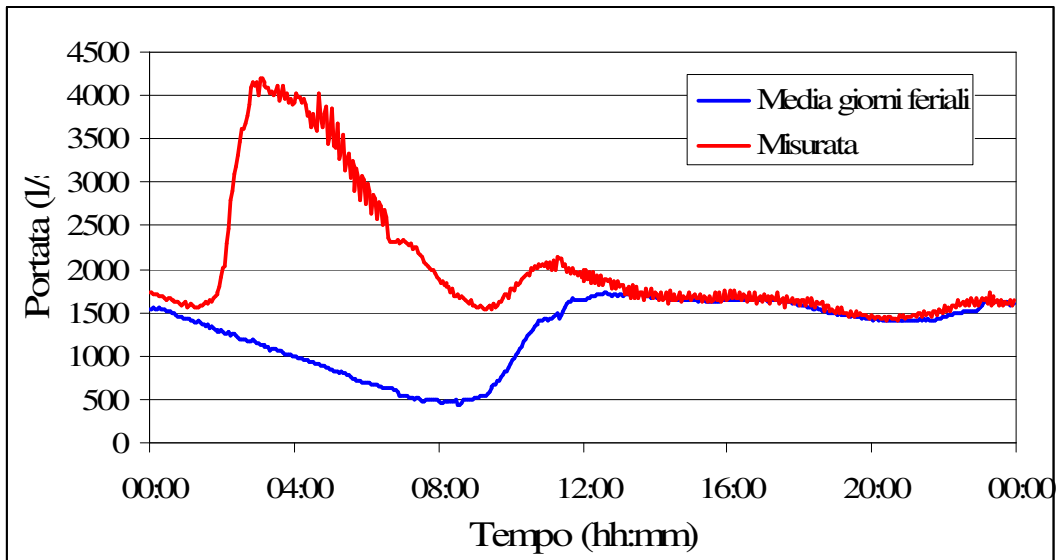


Figura 4.8. Confronto fra portata media e misurata nell'evento del 07/12/06 per la sezione a monte dell'impianto di depurazione.

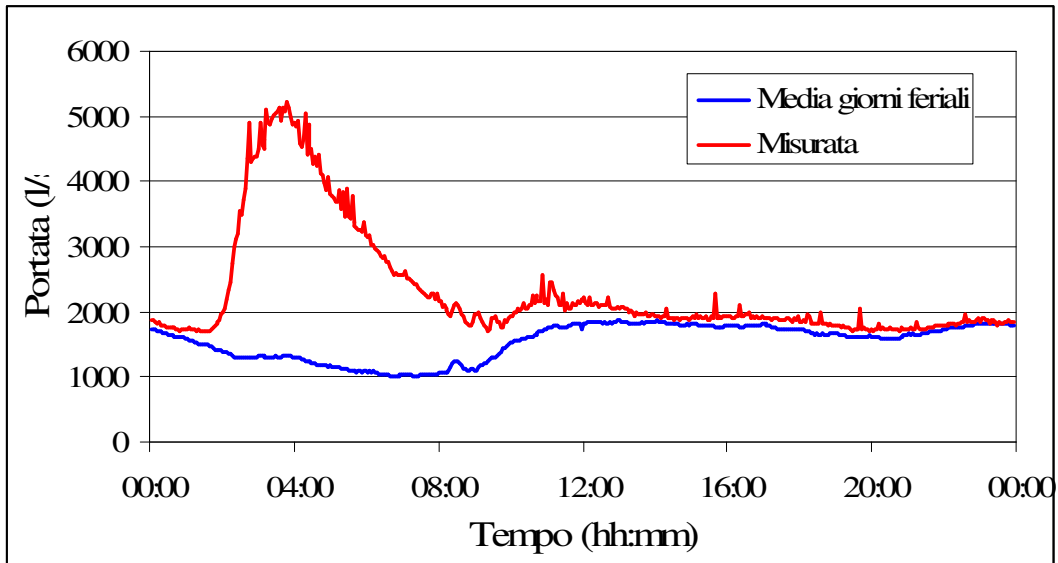
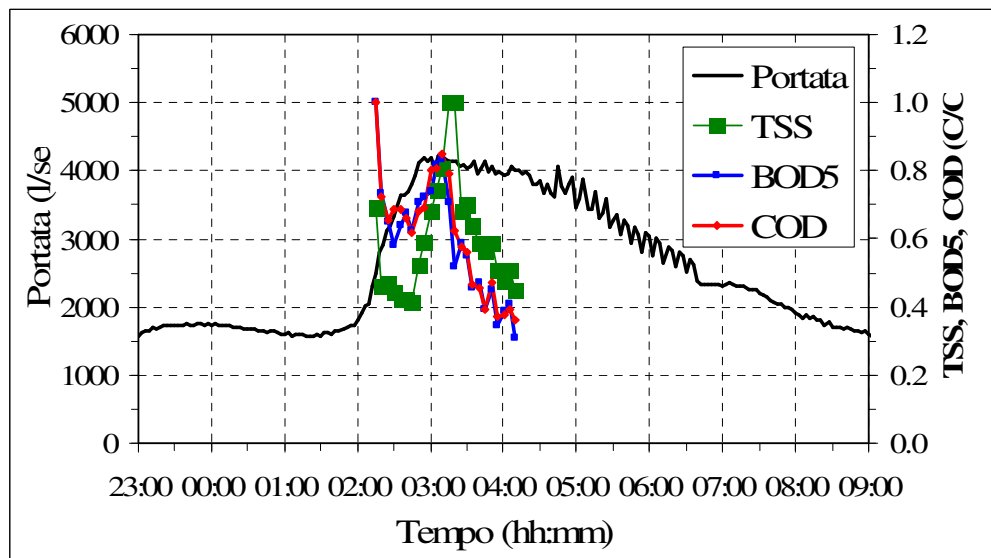


Figura 4.9. Confronto fra portata media e misurata nell'evento del 07/12/06 per la sezione a valle dell'impianto di depurazione e dello scaricatore di testa impianto.

L'evento del 07/12/06 ha generato portate e livelli tali da attivare entrambi i campionatori. E' stato raccolto il set completo di 24 bottiglie per entrambe le sezioni: i risultati delle analisi, adimensionalizzati, sono riportati in Figura 4.10.

I valori massimi registrati per la sezione di monte sono stati di 4188 l/s per la portata e di 0,866 m/s per la velocità; per la sezione di valle di 5223 l/s per la portata.



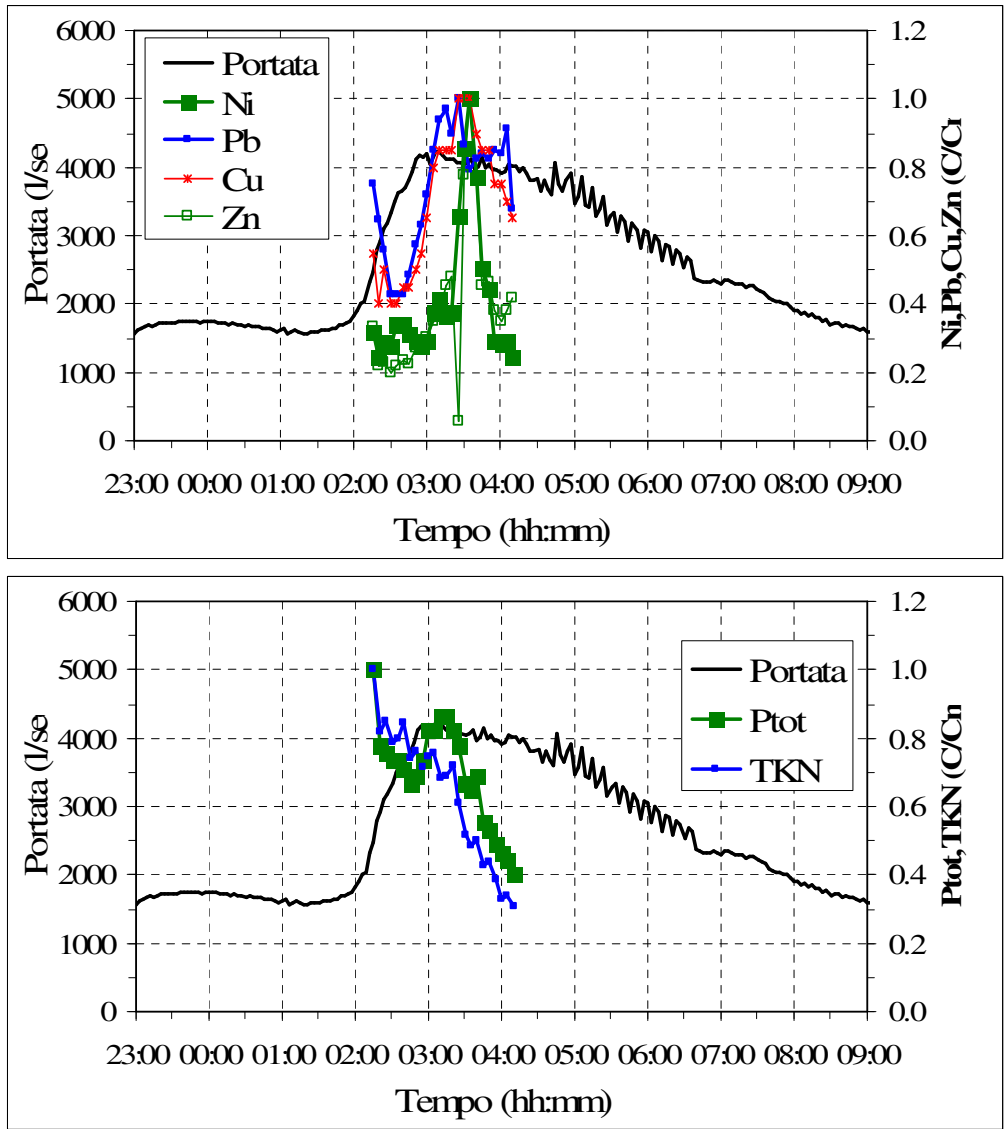


Figura 4.10. Evento del 07/12/06: idrogramma e pollutogrammi per la sezione a monte del depuratore.

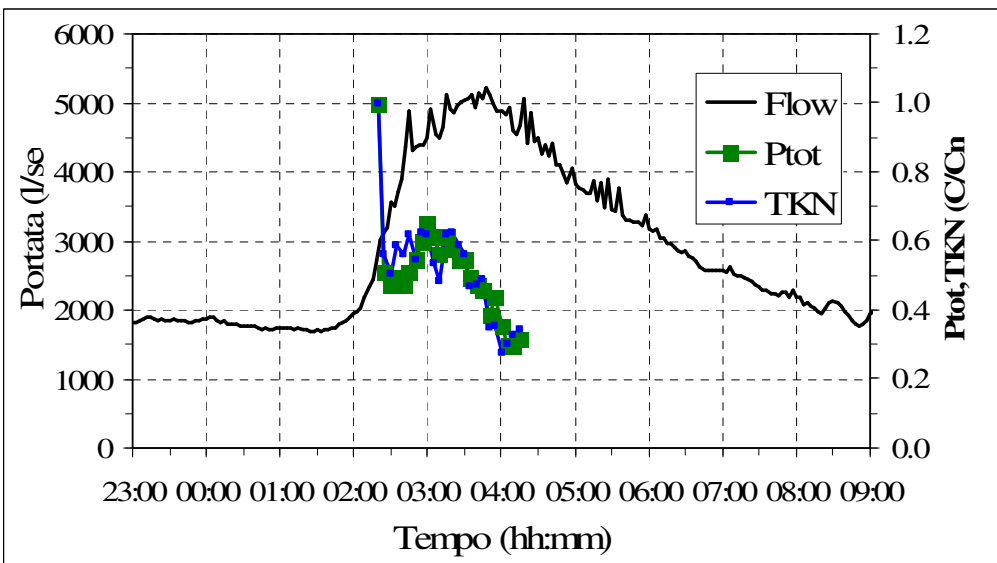
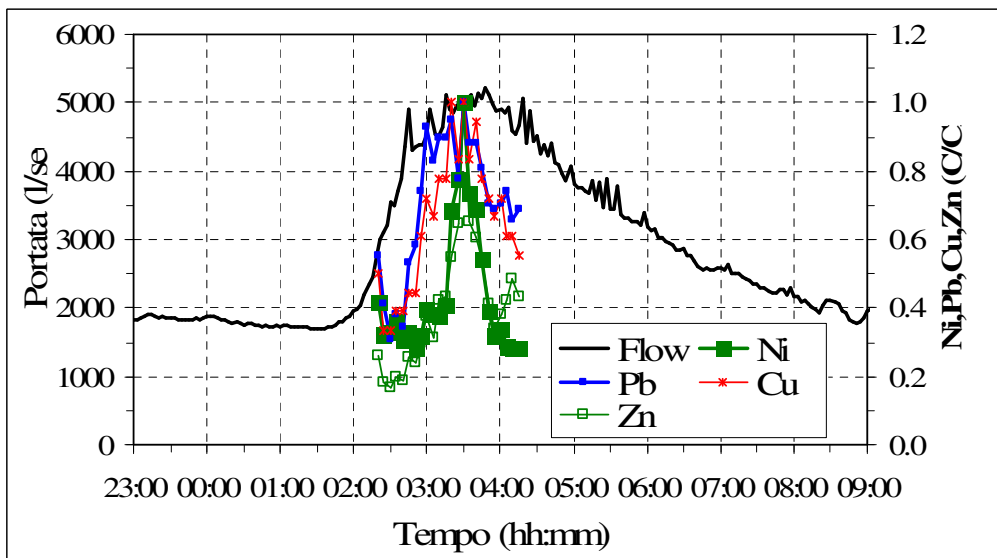
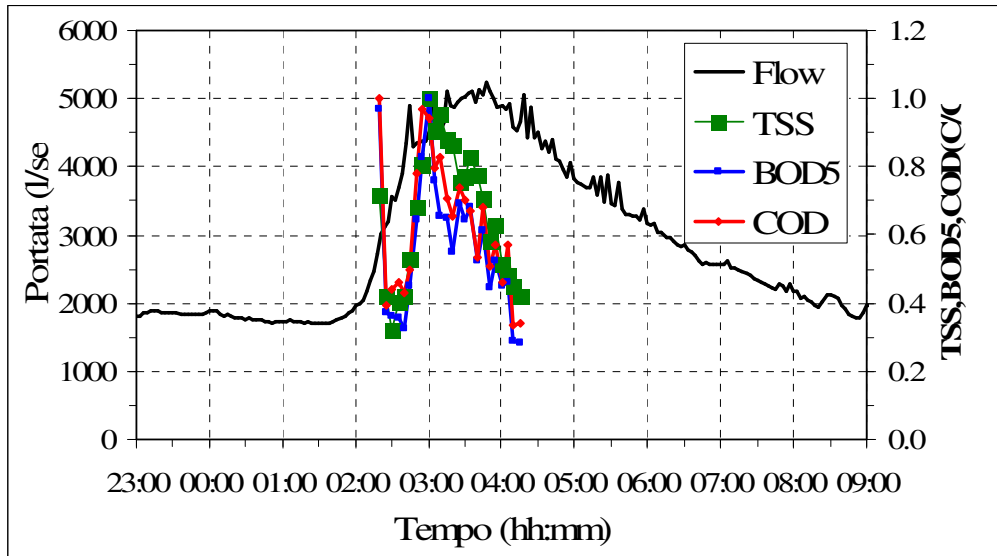
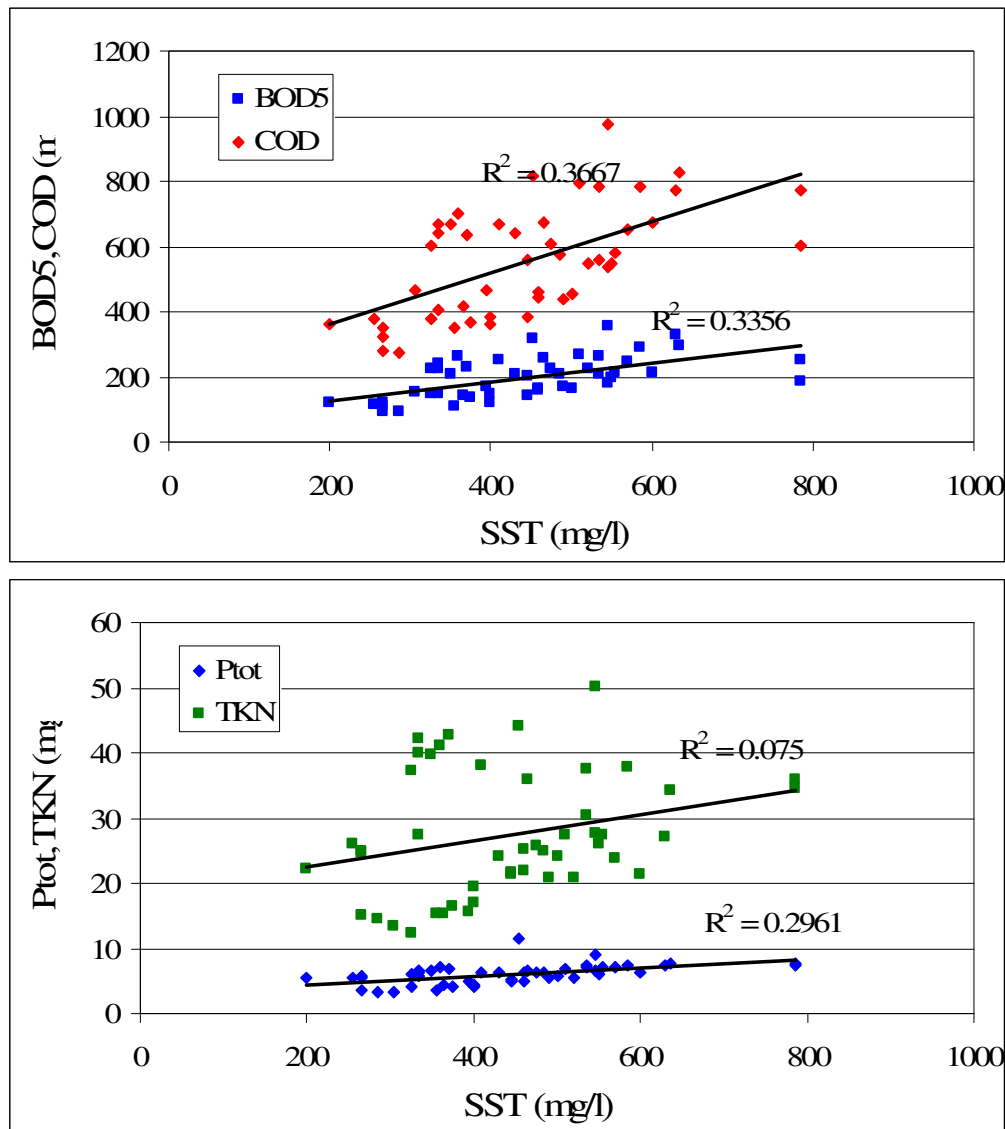


Figura 4.11. Evento del 07/12/06: idrogramma e pollutogrammi per la sezione a valle del depuratore.

La frequenza di campionamento è stata fissata in 5 minuti: l'intero set di campioni ha permesso così di coprire un range temporale di circa due ore, non abbastanza lungo per coprire l'intera durata dell'evento. Tuttavia la prima parte dei pollutogrammi è ben ricostruita per entrambe le sezioni. Il picco iniziale di concentrazione è imputabile più ad un intasamento della sonda che non alla reale evoluzione degli inquinanti. Le curve infatti presentano un picco più accentuato in una fase più avanzata dell'evento. Non è possibile parlare del fenomeno del first flush: nella sezione di chiusura dell'impianto molti fenomeni si sommano, in particolare bisogna considerare il fatto che tutto il bacino contribuisce, ed è naturale che portate e concentrazioni siano più uniformate.



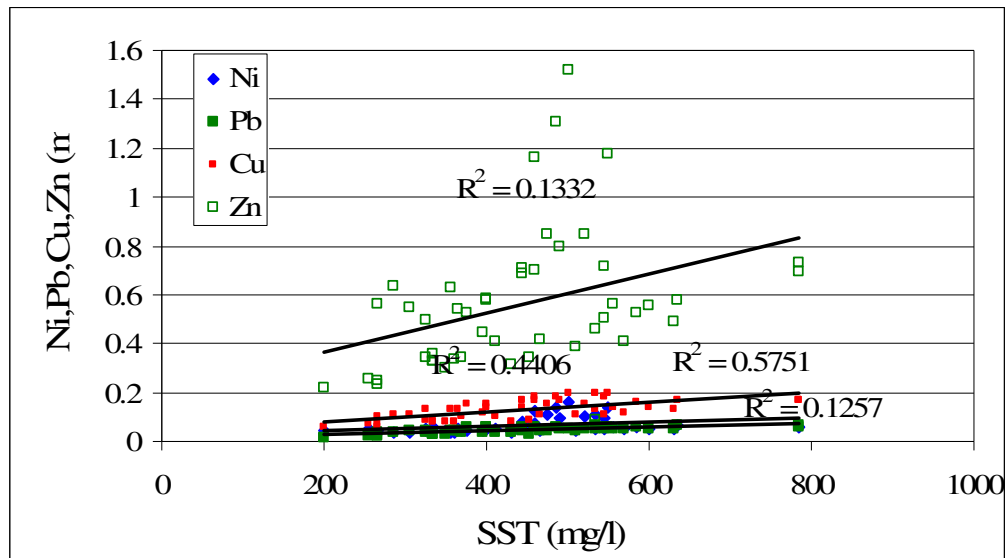


Figura 4.12 Correlazioni fra gli inquinanti e i SST. BOD₅ e COD (in alto); nutrienti (al centro) e metalli (in basso).

Si riportano infine in Figura 4.12 le analisi di correlazione ricavate per tutti gli inquinanti, per le sezioni, considerate insieme.

Come si vede, la complessità del campionamento, la localizzazione delle sezioni, alla chiusura di tutto il bacino, la presenza di organi di manovra e gli elevati valori delle grandezze in gioco portano a non trovare correlazione alcuna fra i vari elementi e i SST.

4.3.3 Via Ferrarese

La configurazione del punto di campionamento denominato Via Ferrarese è abbastanza complessa, dal momento che lo scolmatore si trova sul condotto principale VIG BAN 4000 X 3040, a valle dell'immissione di un condotto CIRC 400 e della mandata di un impianto di sollevamento, un CIRC 150.

Sul vigentino vi è un soglia di 0,56 mt di altezza, e di 5,6 mt di lunghezza che scolma le portate eccedenti attraverso un condotto scatolare 4000 X 3800 al Canale Savena Abbandonato. Le nere proseguono verso l'impianto di trattamento con un VIG 2400 X 1920.

Il sistema si trova nella parte nord- ovest della città: la rete a monte è costituita da circa 244 km di condotte e drena un'area di circa 1670 ha, al 54% impermeabili.

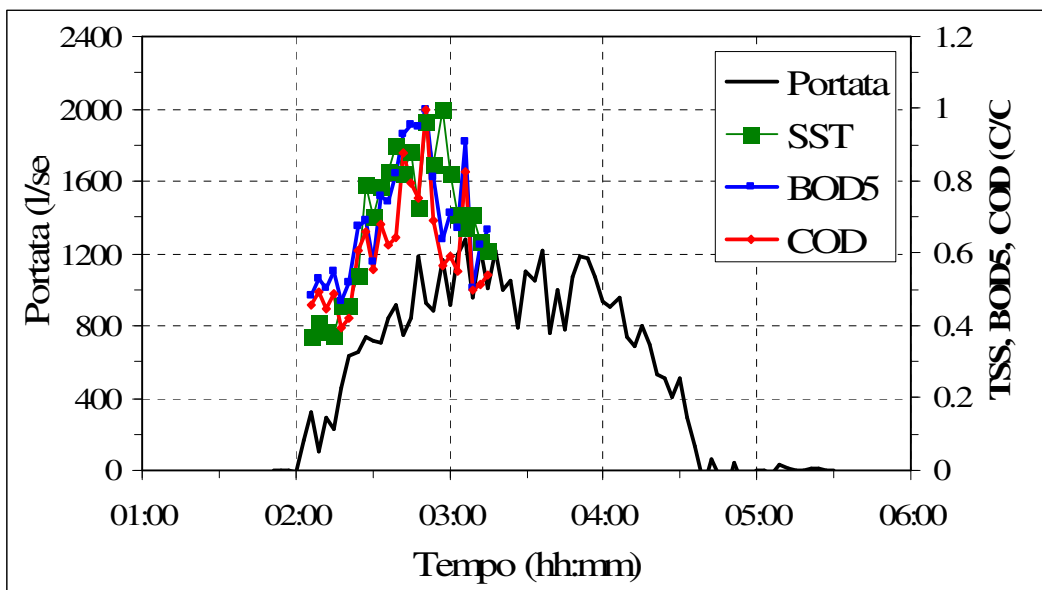
La stazione di monitoraggio e campionamento è equipaggiata con un misuratore del tipo area- velocity e da un campionatore automatico a 24 bottiglie. La sequenza di campionamento con Δt pari a 3 minuti si attiva quando il livello nel condotto scatolare supera i 16 cm.



Figura . 4.13. Schema del punto di misura e prelievo di Via Ferrarese.

In concomitanza dell'evento del 07/12/06 è stato registrato un incremento di portata a partire dalle 02:03. L'idrogramma registrato ha una forma poco pronunciata, con un andamento del ramo ascendente e di quello discendente piuttosto simmetrico. I livelli registrati sono stati sufficienti alla corretta attivazione del campionatore e per il riempimento di tutto il set di bottiglie. La ricostruzione dei pollutogrammi è avvenuta in maniera efficace, con una buona ricostruzione del ramo ascendente. Il primo campione corrisponde al secondo passo di registrazione del livello, ad indicare che i 16 cm di soglia di attivazione sono stati una scelta opportuna. Per contro se da un lato la scelta del Δt pari a 3 minuti si è rivelata buona per la ricostruzione precisa della prima parte delle curve, dell'altro non ha permesso di estendere l'intervallo campionato oltre i 72 minuti, cui corrisponde solo il 46% dell'evento.

Si riportano nella Figura 4.14 l'idrogramma e i pollutogrammi.



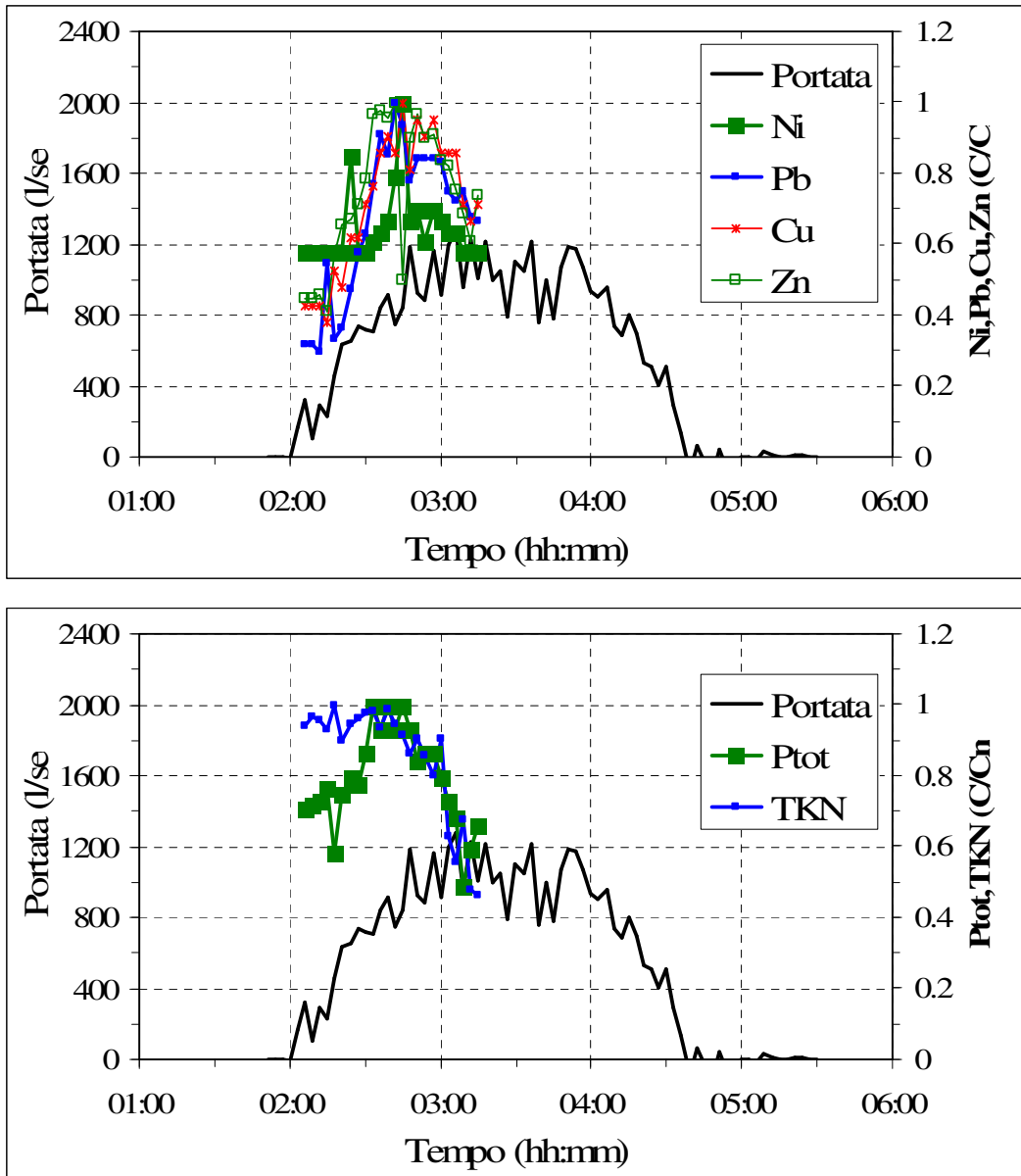


Figura 4.14. Idrogramma e pollutogrammi rilevati nella sezione di Via Ferrarese. Evento del 07/12/06.

L'andamento frastagliato dell'idrogramma è da imputarsi, come nelle sezioni di Via Shakespeare, all'attivazione delle pompe della vicina stazione del Consorzio di Bonifica.

I pollutogrammi presentano tutti un picco abbastanza accentuato, cui segue un ramo di discesa. Dal semplice confronto fra idrogramma e pollutogramma appare come il picco di concentrazione sia sempre prima di quello di portata. Si tratta quindi di un esempio di first flush, nell'accezione più ampia, ovvero di un first flush di concentrazione. Questo è confermato dall'analisi delle curve M(V), riportate in Figura 4.15.

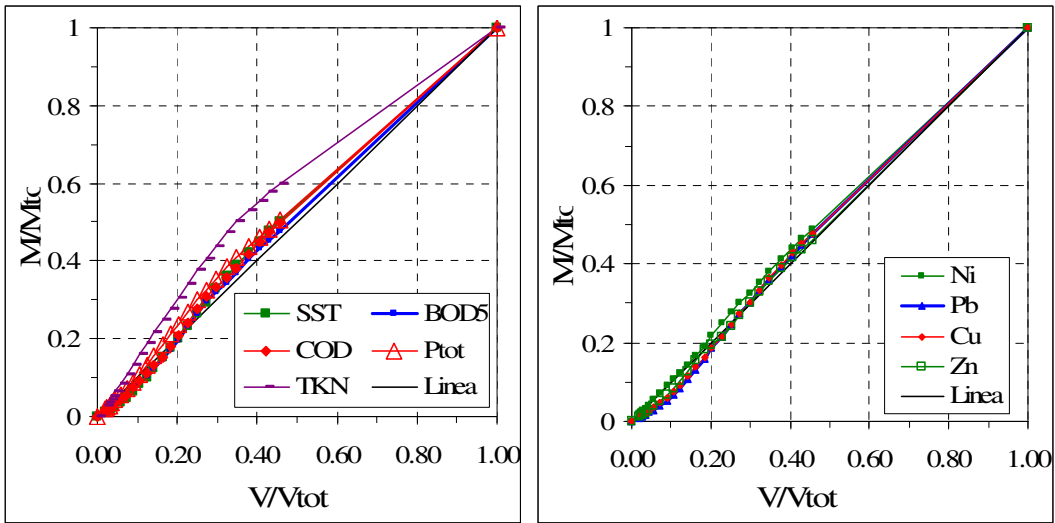


Figura 4.15. 07/12/06, Via Ferrarese: curve $M(V)$ per SST, BOD5, COD e nutrienti (sinistra) e metalli (destra).

Le curve $M(V)$ permettono di confrontare masse e volumi, fornendo un'interpretazione più realistica e interessante del fenomeno. Dall'analisi della Figura 4.15 si vede come quello che era un first flush di concentrazione, a livello di masse, non è un fenomeno di "flushing", ma di "dilution" (Geiger, 1987). Osservando la figura, ingrandimento della precedente (Figura 4.16), solo per i metalli, si vede come le curve $M(V)$ stiano sotto la linea di equilibrio.

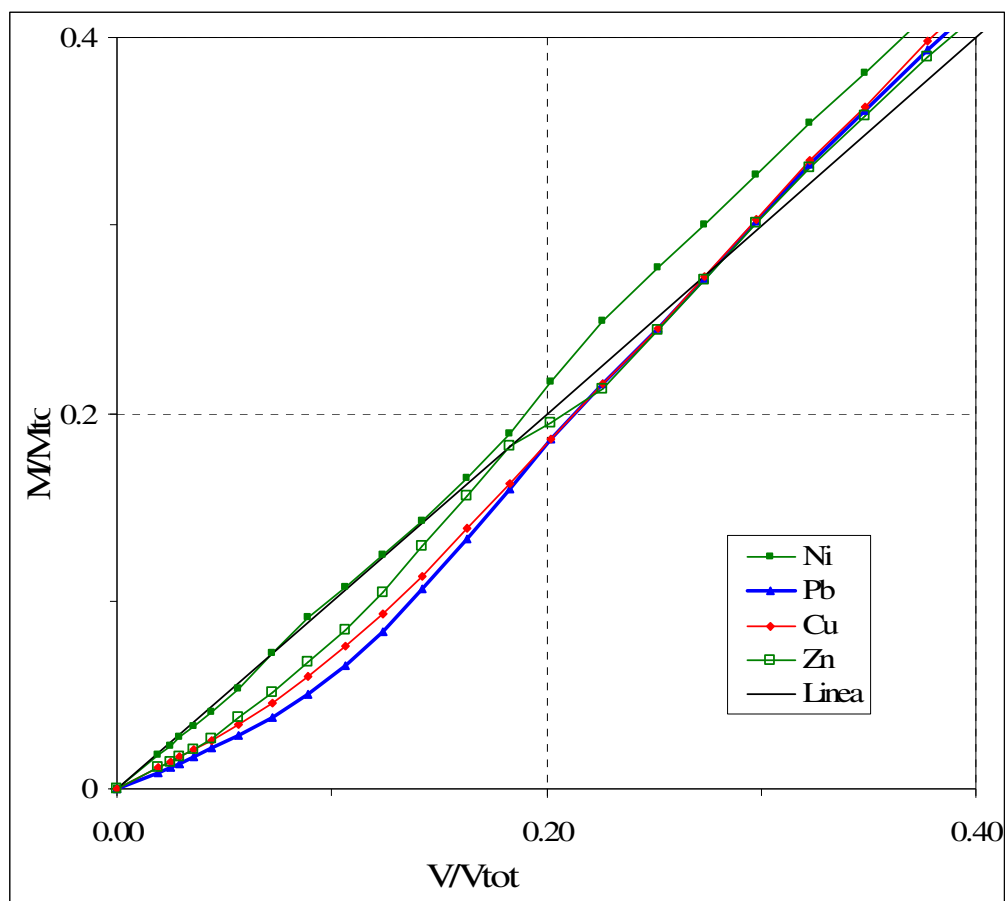


Figura 4.16. 07/12/06, Via Ferrarese: curve M(V) per metalli, particolare.

Nessuna delle curve di Figura 4.15 presenta un andamento evidente, solo con deboli scostamenti dalla bisettrice. Tutti gli elementi analizzati presentano un comportamento molto simile, col il solo parametro TKN che si scosta rispetto agli altri.

In corrispondenza del 20% del volume transitato si sono ricavati i valori, in percentuale di massa, presentati in Tabella 4.3.

Tabella 4.3. Percentuali di masse transitate in corrispondenza del 20% del volume.

	SST	BOD5	COD	Ni	Pb	Cu	Zn	Ptot	TKN
V/Vtot= 20	20	19.5	20.5	21.5	18.5	18.5	19.5	23.5	30.5

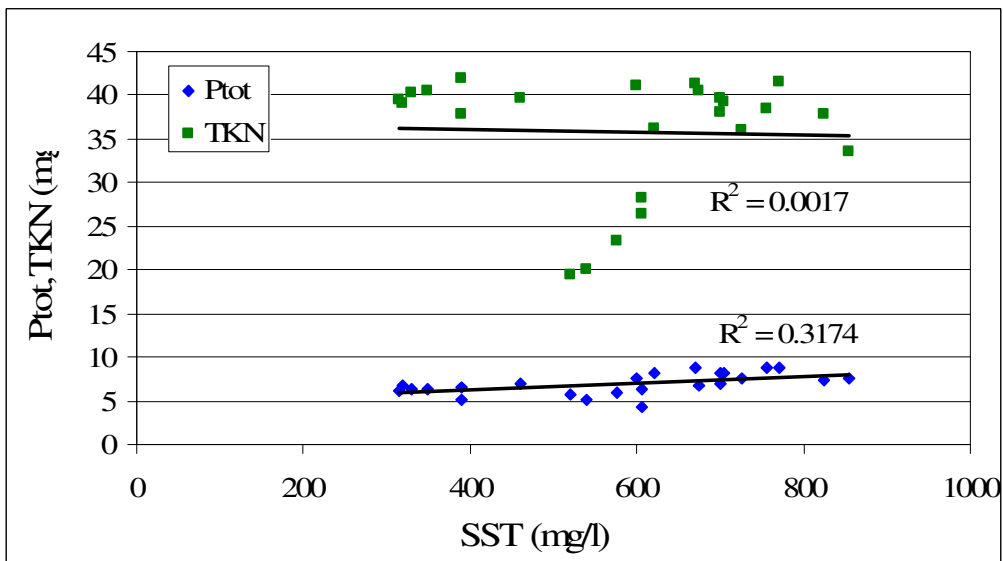
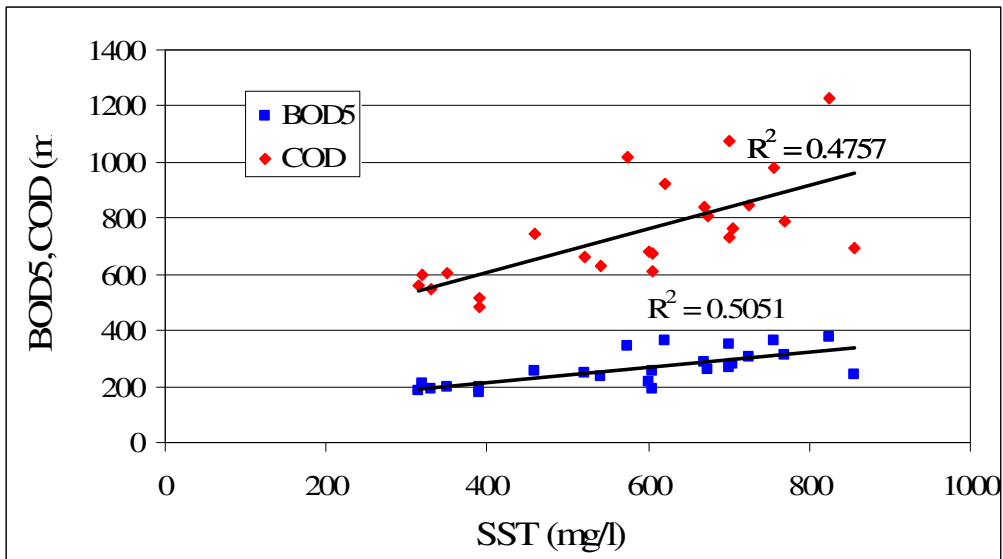
Questa analisi è confermata, prendendo in considerazione il parametro MFF. Valori del parametro inferiori all'unità indicano assenza del fenomeno del first flush; valori superiori ne indicano la presenza e ne quantificano l'entità.

Tabella 4.4. Valori di MFF calcolati al 10, 20, 30% del volume dell'evento.

	SST	BOD5	COD	Ni	Pb	Cu	Zn	Ptot	TKN
MFF10	0.75	0.80	0.85	1.00	0.60	0.70	0.80	1.00	1.50
MFF20	1.00	0.98	1.03	1.08	0.93	0.93	0.98	1.18	1.53
MFF30	1.10	1.08	1.12	1.10	1.00	1.00	1.00	1.18	1.47

A titolo esemplificativo la definizione 30/80 in (Bertrand- Krajewski et al., 1998) si traduce nel valore del parametro MFF_{20} pari a 2,66, decisamente lontano da quanto si verifica in Via Ferrarese in corrispondenza dell'evento del 07/12/06.

Si riportano in Figura 4.17 i grafici delle correlazioni con i SST. Non si notano particolari correlazioni, eccezion fatta per il Cu e il Pb che mostrano valori dell'indice R^2 pari rispettivamente a 0,87 e 0,78.



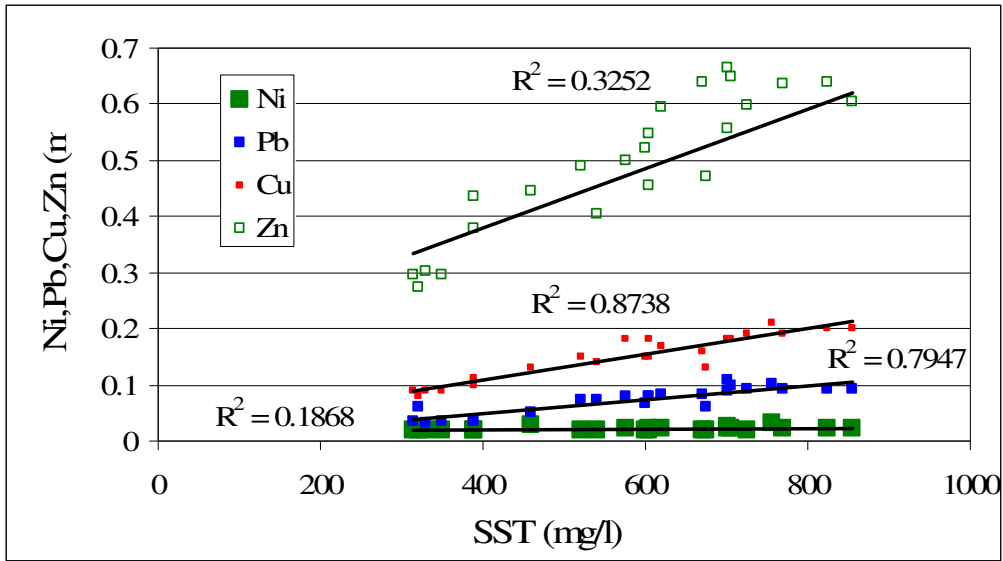


Figura 4.17. Correlazioni fra gli inquinanti e i SST. BOD₅ e COD (in alto); nutrienti (al centro) e metalli (in basso).

In relazione a quanto osservato per l'evento del 07/12/06 si è deciso di raddoppiare il Δt di campionamento in tutte le stazioni in oggetto, al fine di rappresentare l'andamento delle concentrazioni per un arco temporale più ampio.

4.4 Evento del 18/12/06

La particolarità dell'evento del 18/12/06 è quella di essere costituito da due sotto eventi nettamente separati. Entrambi sono stati in grado di azionare i campionatori, ma si riportano i dati solo della seconda parte. Si è operata questa scelta in modo da avere un bacino lavato dalla pioggia mattutina e poter così caratterizzare l'evento con un tempo secco precedente pari a zero giorni.

Pertanto tutti i riferimenti nel seguito sono relativi alla sola parte pomeridiana dell'evento del 18/12/06, salvo diversamente specificato.

Si riportano i risultati dei campionamenti su Via del Triumvirato, e sulle due sezioni su Via Shakespeare, ingresso e uscita dell'impianto di depurazione delle acque reflue (IDAR).

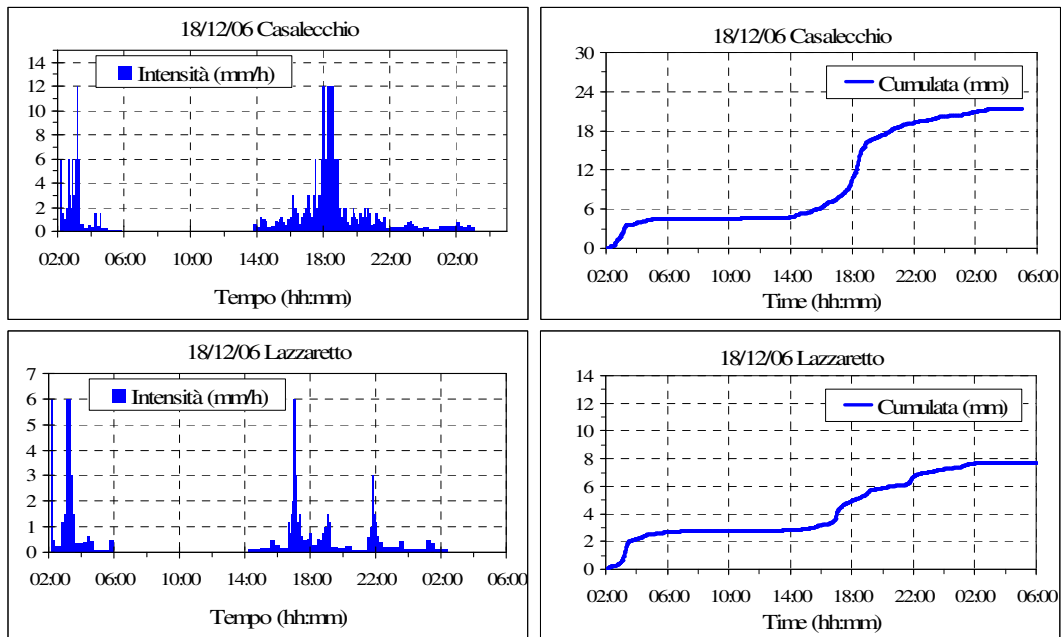
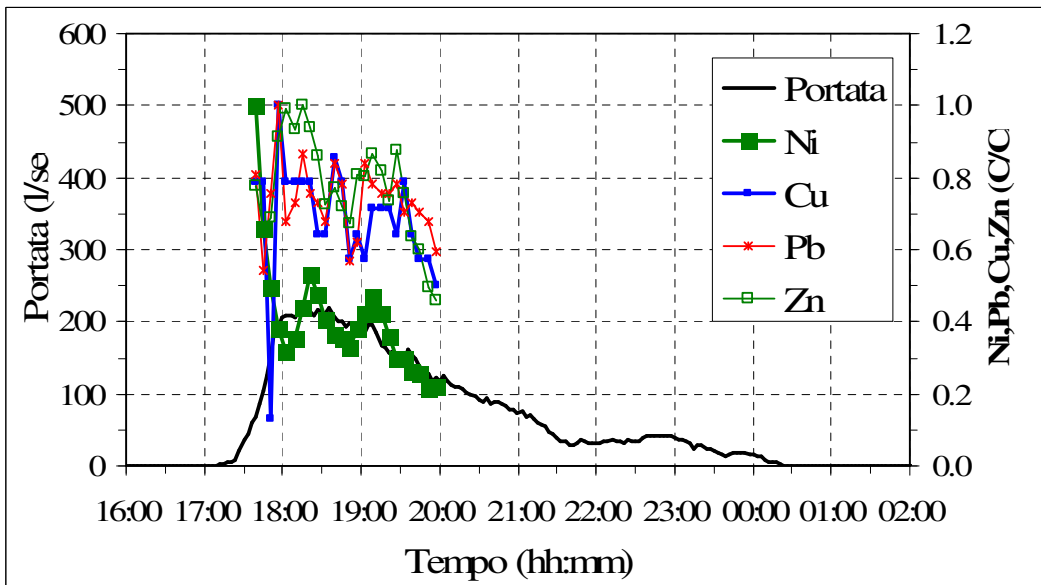
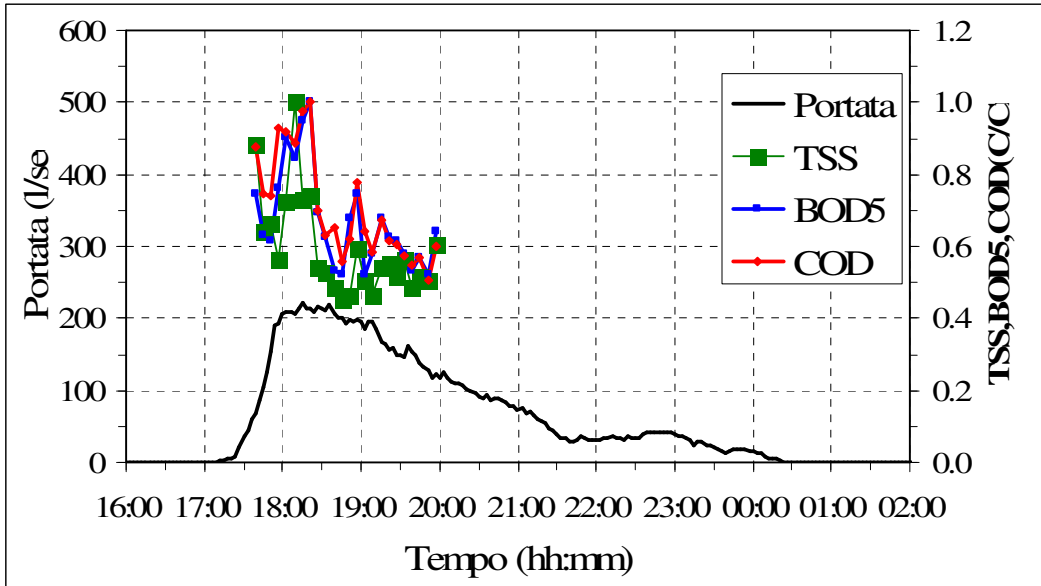


Figura 4.18. Evento del 18/12/06 rilevato dagli strumenti di Casalecchio e del Lazzaretto. Intensità di pioggia e cumulata.

4.4.1 Via del Triumvirato

Nella sezione di misura di Via del Triumvirato il primo incremento viene registrato alle 17:03, mentre si può considerare terminato l'evento alle 00:27. In queste 7 ore il volume sfiorato e inviato al Reno è pari a 2267 m^3 . Il valore massimo della portata sfiorata è di $221,5 \text{ l/s}$, $1,52 \text{ m/s}$ quello della velocità, mentre il massimo livello raggiunto è di circa 11 cm . Il campionatore è associato al misuratore piezoresistivo di livello e attivato al superamento dei 6 cm . L'attivazione avviene quindi alle 17:39. Il Δt di campionamento è pari a 6 minuti , doppio rispetto all'evento precedente, per meglio rappresentare l'andamento temporale delle concentrazioni.

Sono riportati in Figura 4.19 l'idrogramma e i pollutogrammi relativi ai campioni analizzati.



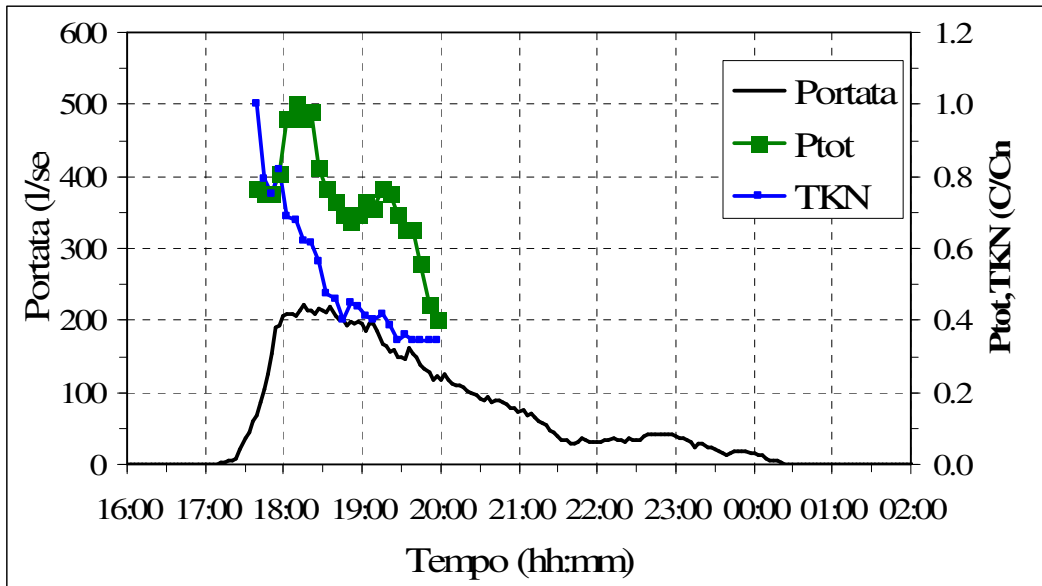


Figura 4.19. Idrogramma e pollutogrammi per la sezione di Via del Triumvirato. Evento del 18/12/06.

Da una prima analisi appare come, ad eccezione del primo punto da imputare a depositi sulla sonda, i grafici rappresentino il ramo di ascesa e quello di discesa. Si nota un comportamento analogo per SST, BOD₅ e COD, più vario per i metalli, con il Nichel che, dopo un picco alto iniziale, presenta valori bassi, praticamente costanti. Relativamente alla posizione del picco, per quanto evidente, non occorre prima di quello di portata. Per un confronto più efficace occorre passare alla rappresentazione attraverso le curve M(V), proposte in Figura 4.20.

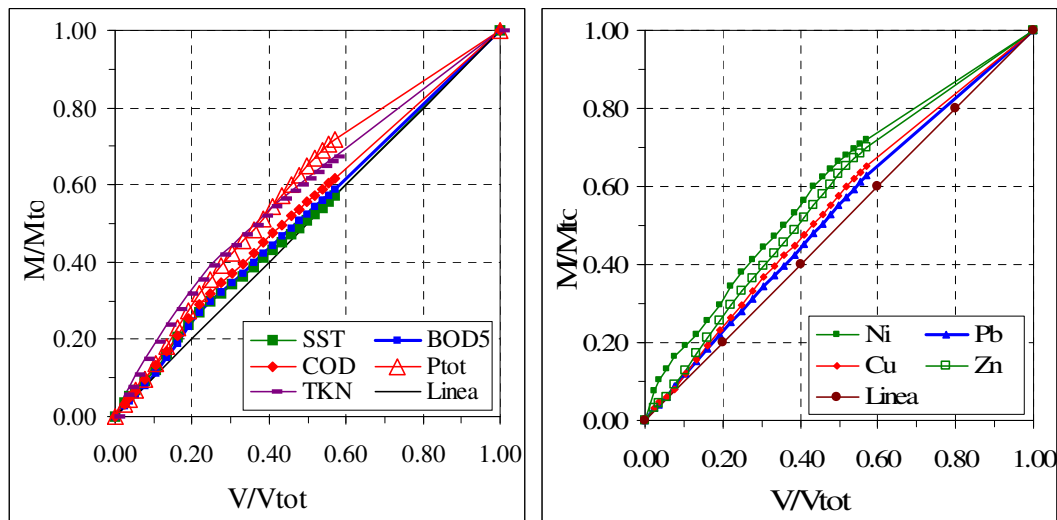


Figura 4.20. 18/12/06, Via del Triumvirato: curve M(V) per SST, BOD₅, COD e nutrienti (sinistra) e metalli (destra).

Tutti gli elementi analizzati presentano un andamento di tipo “flushing”, ovvero la curva M(V) è sopra la diagonale. In realtà questo avviene, ma il fenomeno risulta essere

piuttosto debole. Sono stati calcolati i valori percentuali corrispondenti al 20% del volume dell'evento, riportati in Tabella 4.5.

Tabella 4.5. Percentuali di masse transitate in corrispondenza del 20% del volume.

	SST	BOD5	COD	Ni	Pb	Cu	Zn	Ptot	TKN
V/Vtot= 20	25	24.5	26.5	31	23	24	27	29	33

I valori ricavati non incontrano nessuna delle definizioni di letteratura, se non quella più ampia che considera sufficiente per il fenomeno la giacenza della curva nel semipiano superiore la bisettrice.

Si riportano inoltre i valori dell'indice MFF in corrispondenza del primo 10, 20 e 30% del volume totale dell'evento.

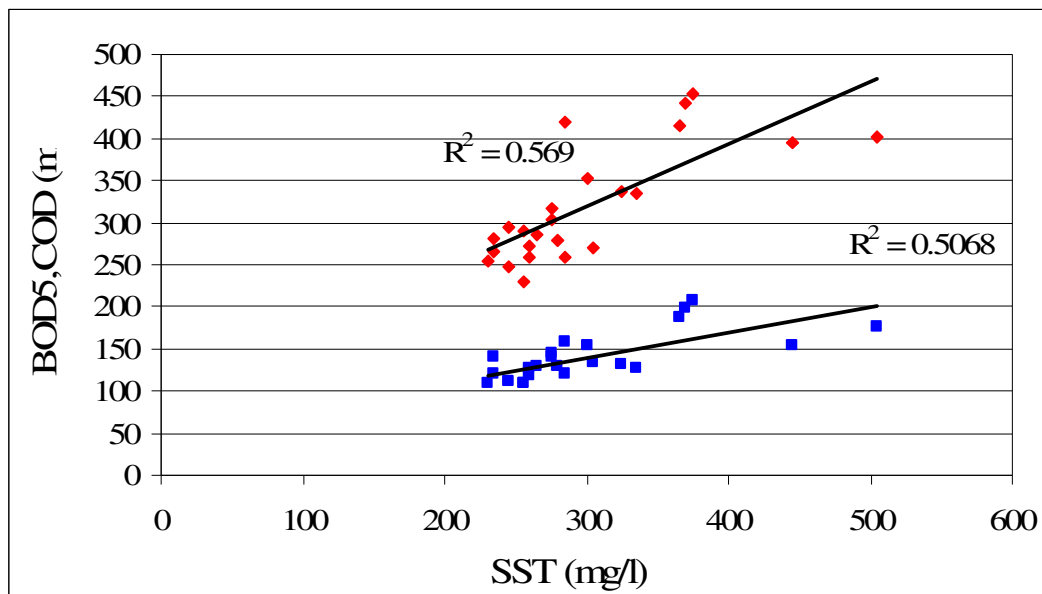
Tabella 4.6. Valori di MFF calcolati al 10, 20 e 30% dell'evento.

	SST	BOD5	COD	Ni	Pb	Cu	Zn	Ptot	TKN
MFF ₁₀	1.20	1.10	1.25	1.85	1.15	1.15	1.25	1.20	1.85
MFF ₂₀	1.25	1.23	1.33	1.55	1.15	1.20	1.35	1.45	1.65
MFF ₃₀	1.13	1.13	1.22	1.47	1.13	1.20	1.30	1.38	1.47

Tutti i valori sono sopra l'unità, sebbene debolmente. E' interessante il confronto con i dati relativi allo stesso scaricatore, ma per l'evento precedente: eventi simili in intensità e pioggia cumulata provocano valori dei parametri calcolati diversi. L'unica differenza sostanziale è il tempo secco antecedente: 14 giorni per il 07/12/06 e zero giorni per quello del 18/12/06.

Nei due eventi inoltre TKN e Ni presentano l'andamento più evidente, distaccandosi nettamente dagli altri, nelle tre diverse fasi del deflusso.

Si riportano nei grafici di Figura 4.21 le correlazioni fra i vari inquinanti e i SST.



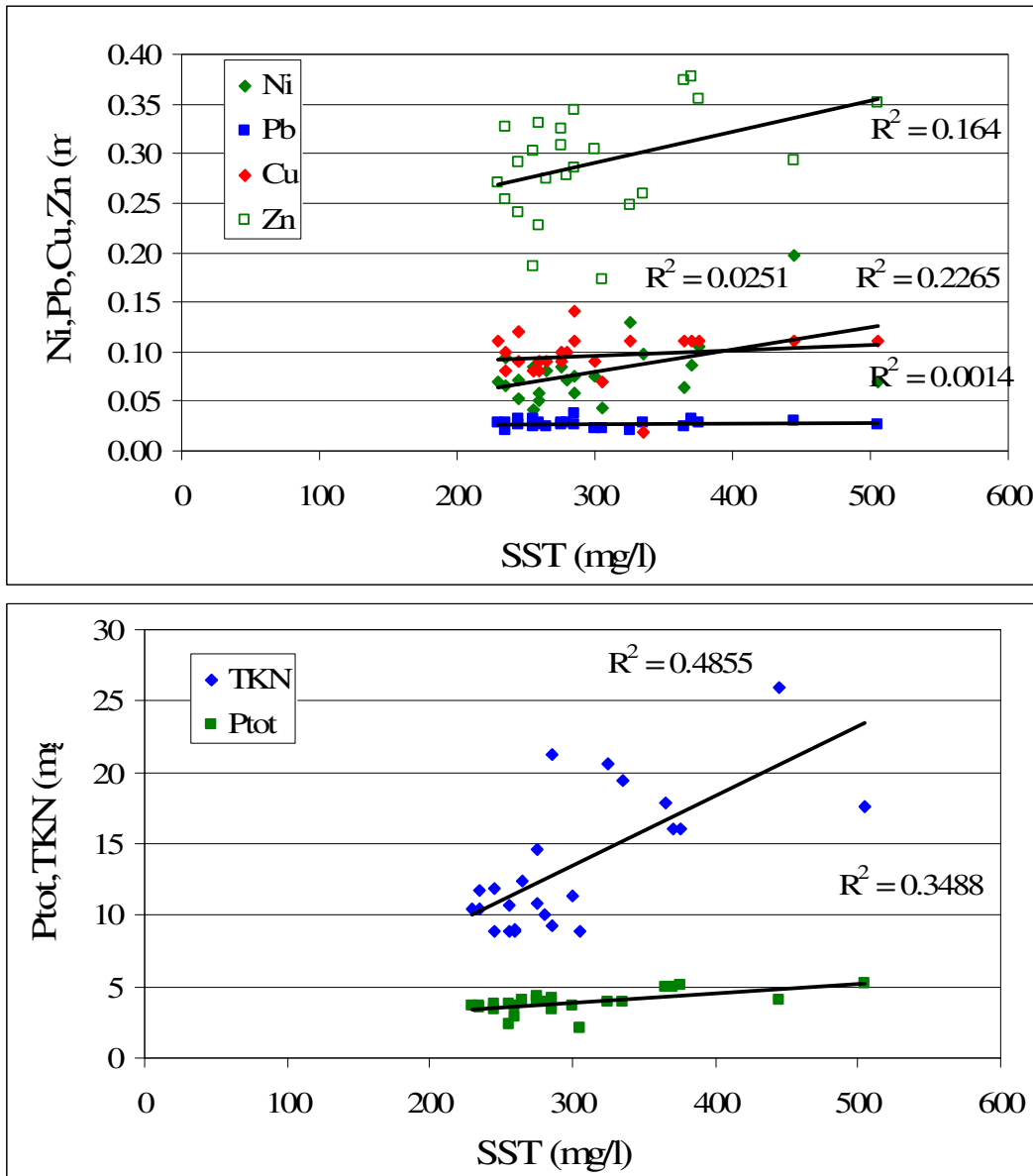


Figura 4.21. Correlazioni fra gli inquinanti e i SST. BOD₅ e COD (in alto); nutrienti (al centro) e metalli (in basso).

Non si riscontrano correlazioni di particolare interesse.

Relativamente alla scelta fatta di raddoppiare l'arco temporale coperto dai prelievi in conseguenza all'esperienza maturata nell'evento precedente, si vede come in questo secondo evento i campioni rappresentino fino al 60% del volume scolmato. Rispetto al caso precedente, di volume decisamente maggiore, la seconda parte dell'evento del 18/12/06 è caratterizzato da una coda più lunga, e, come deflusso entro il condotto scaricatore, dura quasi il doppio rispetto all'altro.

4.4.2 Via Shakespeare

Si riportano i pollutogrammi relativi all'evento del 18/12/06 per le sezioni di monte e di valle dell'impianto di depurazione (Figura 4.22).

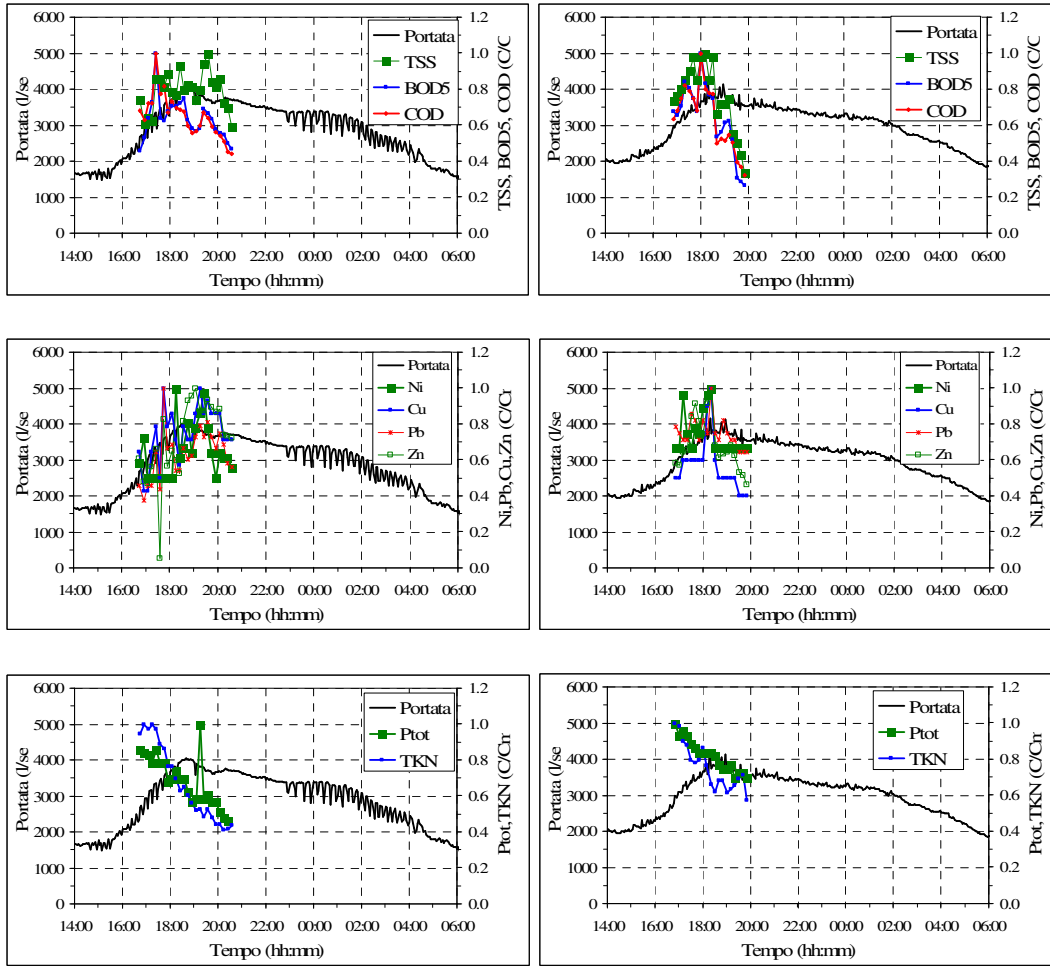


Figura 4.22. Pollutogrammi e idrogrammi per la sezione a monte dello scolmatore di testa impianto (sinistra) e a valle (destra). Evento del 18/12/06.

La pioggia in oggetto non ha un effetto di tipo impulsivo, come si nota dalla forma piuttosto piatta dell'idrogramma. Relativamente ai pollutogrammi, per quanto sia stato raddoppiato il Δt di prelievo, non riescono a coprire il volume dell'evento, se non per una piccola parte. Questo è imputabile essenzialmente alla natura della pioggia che comporta un innalzamento generale e non un vero e proprio picco. Si nota nella sezione di valle l'effetto di laminazione esercitato dai volumi dell'impianto.

L'andamento a sega della coda dell'idrogramma, in particolare nella sezione di monte è da imputarsi all'azione delle coclee che generano effetti di rigurgito avvertiti dal misuratore di livello.

4.5 Evento del 12/02/07

L'evento del 12/02/07 si caratterizza per un primo picco, più consistente nella sera del 12 febbraio e da una seconda parte intorno alle 5 del mattino successivo. Complessivamente si tratta di un evento di entità modesta con intensità massima a 12 mm/h e cumulata intorno ai 12 mm. Mediando i valori di intensità sui cinque minuti, si registra l'intensità massima al pluviometro di Casalecchio, con 9,6 mm/h, quella minima al pluviometro di San Lazzaro, con soli 5,4 mm/h (Figura 4.23). Tuttavia è di interesse per il tempo secco che lo precede, circa 18 giorni.

Il deflusso conseguente è stato sufficiente all'attivazione di diversi misuratori: si riportano le analisi relative ai campioni prelevati negli scaricatori di Via del Triumvirato, Via Agucchi, Via Ferrarese, e nelle due sezioni di Via Shakespeare, a monte e a valle dello scolmatore di testa impianto.

Sulla base delle esperienze maturate nella parte precedente della campagna di monitoraggio, le soglie di attivazione e le frequenze di prelievo dei campionatori sono rimaste le stesse dell'evento del 18/12/06 (Tabella 4.7).

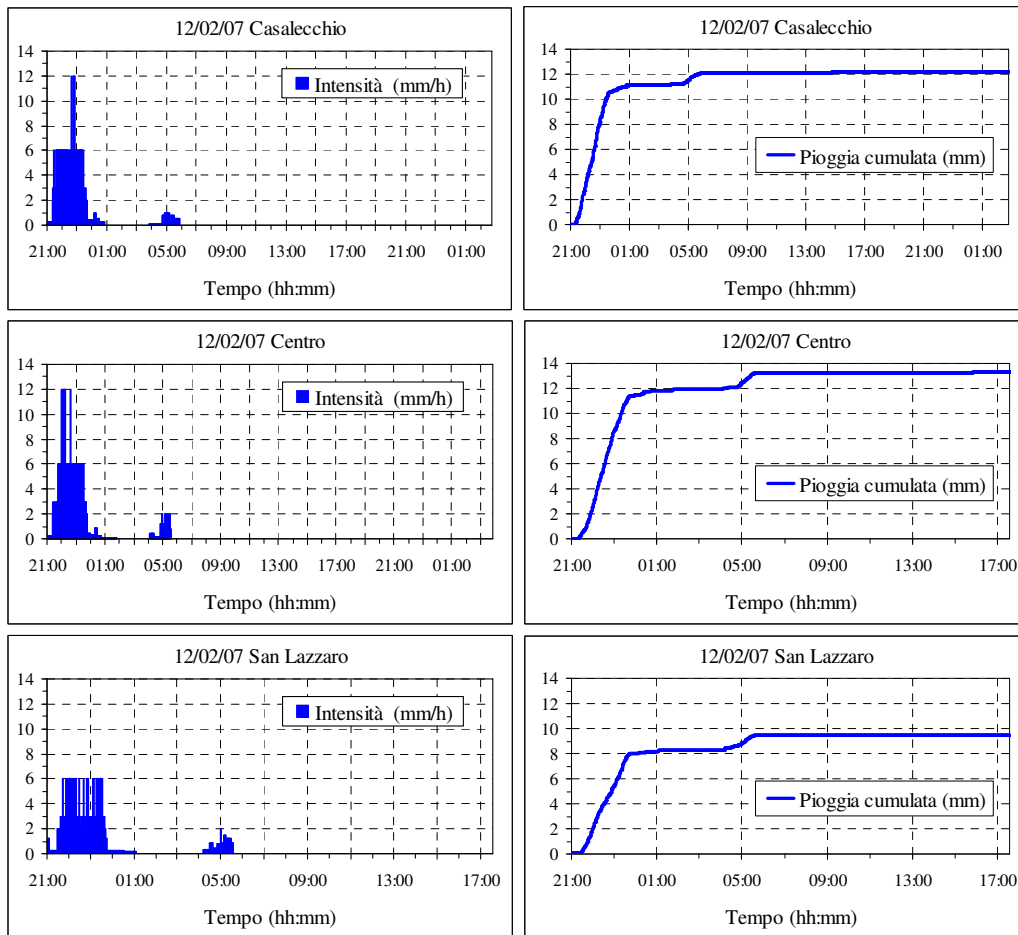


Figura 4.23. Ietogrammi di pioggia e cumulata per tre pluviometri: ad ovest (in alto), in posizione centrale (al centro) e ad est (in basso). Evento del 12/02/07.

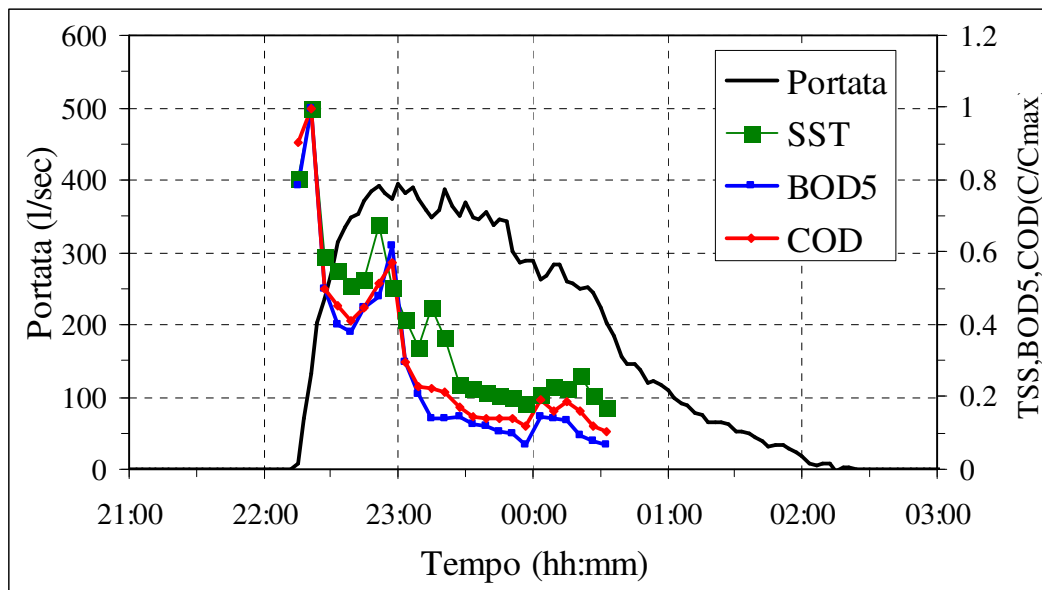
Tabella 4.7. Parametri per l'attivazione dei campionatori

Punto di misura	Localizzazione	Livello campionamento	Passo temporale
BO03	Via del Triumvirato	6 cm	6 MIN
BO04	Via Shakespeare 04	58 cm	10 MIN
BO06	Via Shakespeare 06	2500 l/sec	10 MIN
BO07	Via Ferrarese	16 cm	6 MIN
BO10	Via Agucchi	10 cm	6 MIN

4.5.1 Via del Triumvirato

Il deflusso conseguente all'evento del 12/02/07 viene rilevato nel vigentino di Via del Triumvirato a partire dalle 22:15, istante in cui anche il campionatore viene attivato dalla misura del livello. L'evento dura complessivamente 4 ore e 10 minuti, per un volume sversato a Reno di 2994 m³. Il picco di portata, pari a 396,6 l/s, viene registrato alle 23:00: il deflusso presenta quindi un ramo ascendente piuttosto ripido, seguito da un ramo discendente più dolce. Sono stati prelevati 24 campioni; il primo coincide con la prima misura di portata non nulla e il set di campioni copre un arco temporale di circa 2,5 ore.

Si riportano in Figura 4.24 l'idrogramma e i pollutogrammi ricostruiti sulla base delle misure di concentrazione, in termini adimensionalizzati (C/C_{max}).



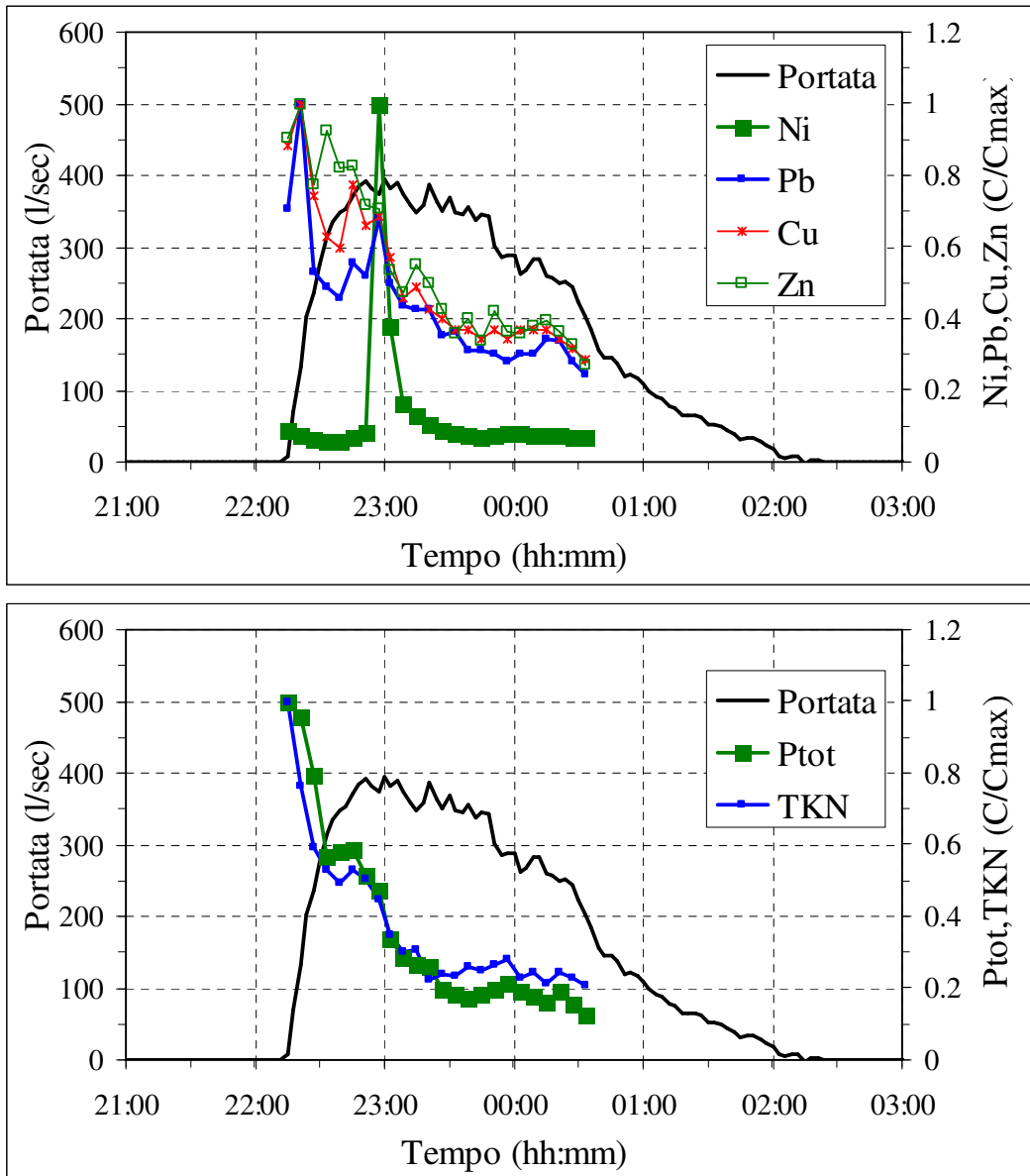


Figura 4.24. Pollutogrammi e idrogramma nella sezione di Via del Triumvirato. Evento del 12/02/07.

Tutti i pollutogrammi presentano un primo picco accentuato e nettamente anticipato rispetto al picco di portata, seguito da un secondo picco coincidente o leggermente anticipato rispetto a quello di portata. Vi è una buona ricostruzione degli andamenti, con il primo dato coincidente con il primo valore non nullo di portata. BOD5 e COD presentano un andamento pressoché coincidente, così come i nutrienti. Per i metalli solo il Nichel ha un comportamento atipico, con un picco molto accentuato coincidente con quello di portata. Dal confronto fra pollutogrammi e ideogramma si delinea quindi un comportamento di tipo first flush molto accentuato.

Ciò è confermato anche per quanto riguarda le masse in gioco, come mostrato dalle curve $M(V)$, riportate in Figura 4.25.

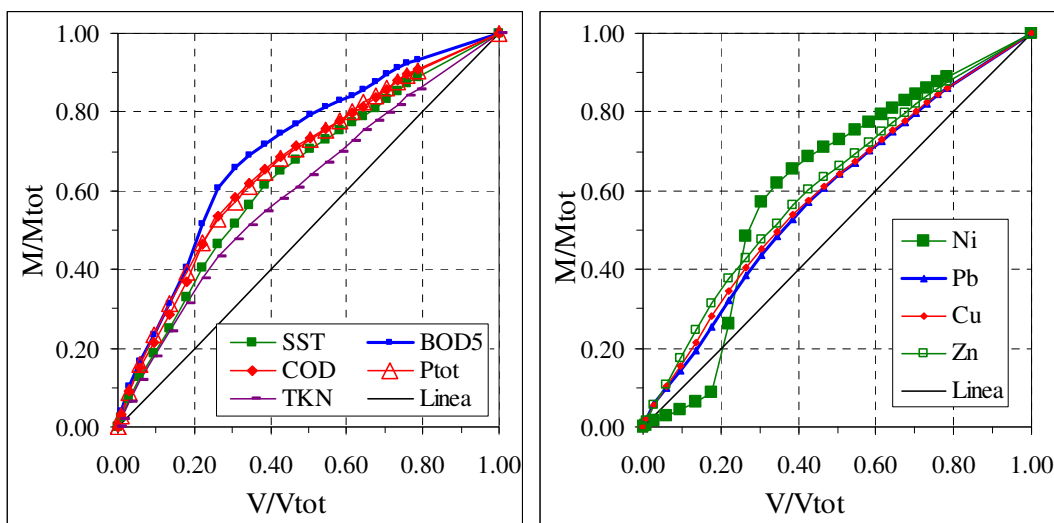


Figura 4.25. Curve M(V) per il sito di Via del Triumvirato.

Dall'analisi delle curve si vede come i campioni prelevati coprano l'80% del deflusso, permettendo così un'ottima ricostruzione dei pollutogrammi e un'efficace rappresentazione delle stesse curve M(V). Tutti gli elementi analizzati, ad eccezione del Nichel, presentano un andamento nettamente sopra la bisettrice, confermando quanto visto per la concentrazione: il first flush è abbastanza evidente. Si riportano in Tabella 4.8 i valori della percentuale di massa contenuta nel primo 20 e 30% del volume.

Tabella 4.8. Valori percentuali di massa in corrispondenza del 20 e del 30% del volume.

	SST	BOD5	COD	Ni	Pb	Cu	Zn	Ptot	TKN
V/Vtot= 20	36.50	46.00	41.50	28.00	29.00	31.50	34.50	43.00	34.50
V/Vtot= 30	51.00	65.00	57.50	56.00	43.00	45.00	47.00	57.00	47.00

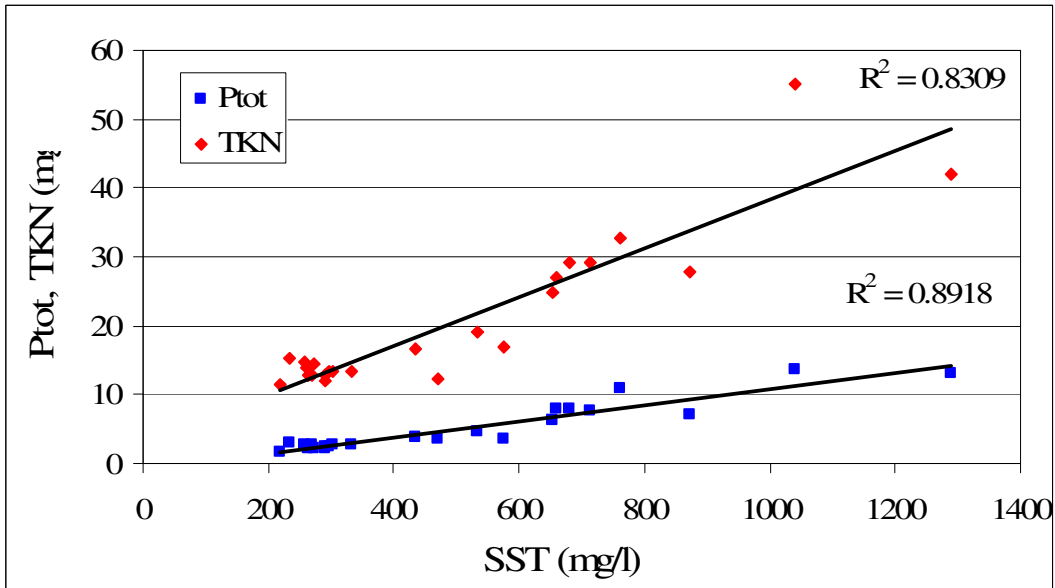
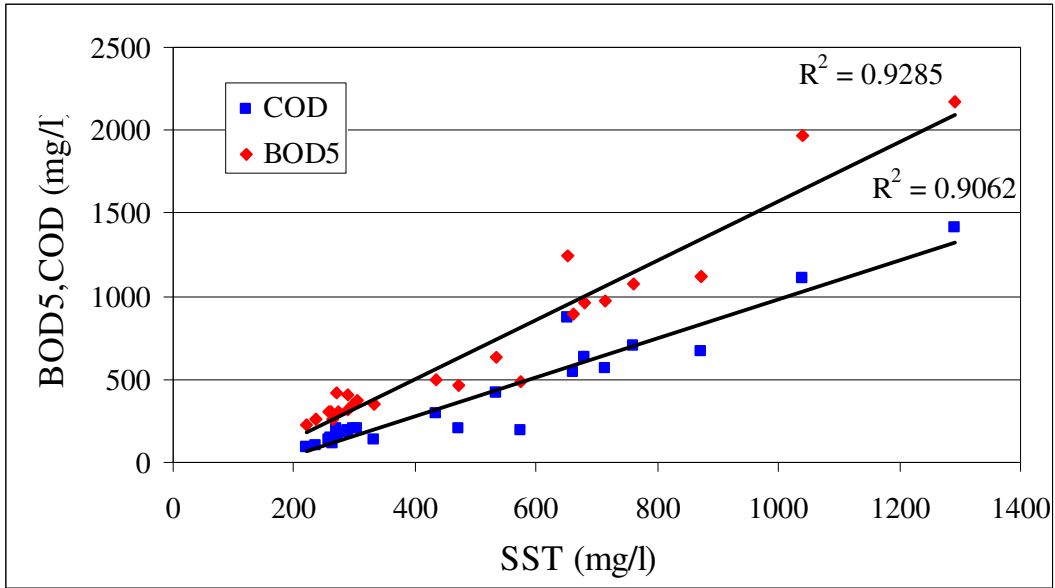
Il comportamento più peculiare è quello del Ni, che mostra un flesso in corrispondenza del picco di concentrazione (Figura 4.25), mostrando nei primi istanti di pioggia un comportamento di tipo "dilution" seguito poi da uno di "flushing". Il particolare andamento, non infrequente nella realtà, non può efficacemente essere spiegato con la relazione monoparametrica del tipo $Y = X^a$, come in (Bertrand- Krajewski et al., 1998). Da notare in particolare come lo stesso metallo presenti, nell'evento del 07/12/06 un comportamento simile, ma esattamente sfasato, ossia "flushing" e poi "dilution".

In Tabella 4.9 sono riportati i valori del parametro MFF, calcolati in corrispondenza del 10, del 20 e del 30% del volume dell'evento.

Tabella 4.9. Valori del parametro MFF.

	SST	BOD5	COD	Ni	Pb	Cu	Zn	Ptot	TKN
MFF ₁₀	1.90	2.40	2.20	0.45	1.50	1.60	1.80	2.40	1.80
MFF ₂₀	1.83	2.30	2.08	1.40	1.45	1.58	1.73	2.15	1.73
MFF ₃₀	1.70	2.17	1.92	1.87	1.43	1.50	1.57	1.90	1.57

Da notare il comportamento del Ni: mentre il valore del MFF per tutti gli elementi diminuisce con l'evolvere dell'evento, per il nichel avviene il contrario.



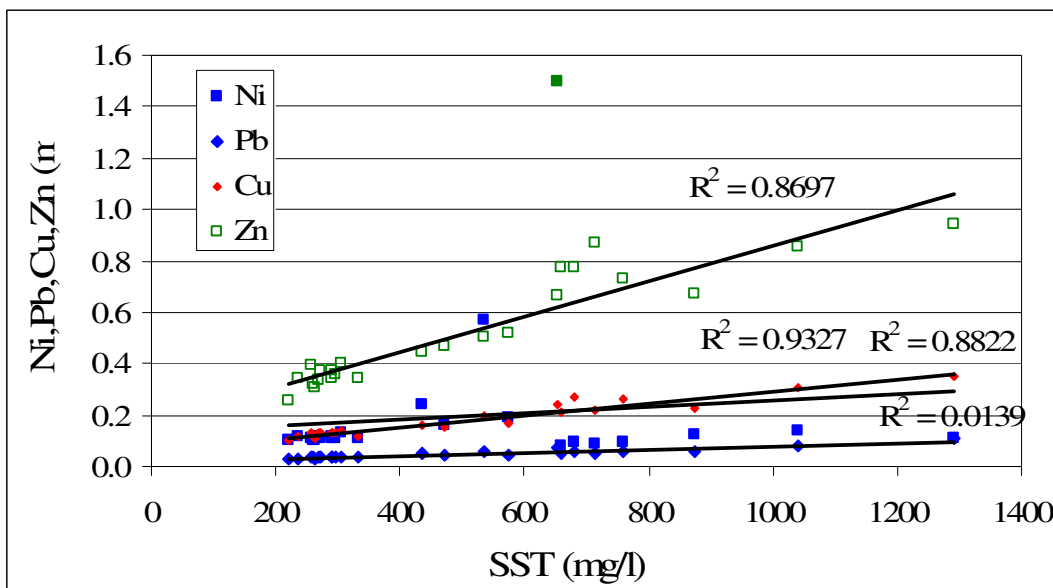


Figura 4.26. Correlazioni con i SST per l'evento del 12/02/06.

In Figura 4.26 sono riportati i grafici che correlano gli elementi analizzati con la concentrazione dei SST.

Tutti gli elementi, con la sola eccezione di Cu e Ni, mostrano buone correlazioni con i SST, decisamente migliori rispetto ai casi precedentemente analizzati.

Si riporta infine il confronto fra i tre eventi di cui si sono riportati i dati, relativamente allo scaricatore di Via del Triumvirato.

In tabella sono riassunte le caratteristiche delle tre piogge, avendo come riferimento il pluviometro del Lazzaretto, del deflusso conseguente entro il condotto vigentino strumentato, e i corrispondenti valori di massa scaricata normalizzata, corrispondenti al 20% del volume totale dell'evento.

Tabella 4.10. Confronto fra caratteristiche della pioggia e valori di M/Mtot in corrispondenza del 20% del volume dell'evento.

EVENTO		07/12/2006	18/12/2006	12/02/2007
lmax (mm/h)		6.0	6.0	6.0
lmax 5min (mm/h)		4,8	4,8	5,4
Vol. pioggia (mm)		7,1	4,9	7,6
ADWP (giorni)		14	0	18
Vol defl. m ³		2217	2269	2994
Durata defl.(min)		225	435	252
M/Mtot 20%	SST	33.0%	25.0%	36.5%
	BOD5	32.0%	24.5%	46.0%
	COD	32.5%	26.5%	41.5%
	Ni	40.0%	31.0%	28.0%
	Pb	30.0%	23.0%	29.0%
	Cu	30.5%	24.0%	31.5%
	Zn	34.5%	27.0%	34.5%
	Ptot	40.0%	29.0%	43.0%
TKN	41.0%	33.0%	34.5%	

I tre eventi riportati hanno caratteristiche molto simili, in particolare il primo e il terzo, mentre quello del 18/12/06 si distingue per essere il meno intenso e consistente, generando un volume di deflusso paragonabile al primo evento, ma in un tempo quasi doppio. La pioggia dilava un bacino in gran parte già lavato dalla pioggia mattutina, e con un'intensità modesta. Si è visto infatti che presenta gli indici di first flush più bassi. Risulta difficile trarre conclusioni poiché l'evento del 12/02/07 ha valori più alti su tutti i parametri, rispetto all'evento del 07/12/06, e presenta di conseguenza valori di massa cumulata normalizzata più alti per i SST, BOD₅, COD e Ptot; praticamente identici per Cu, Pb e Zn, e decisamente più bassi per Ni e TKN. Si riportano pertanto le curve M(V) di confronto fra i tre eventi per SST, BOD₅ (Figura 4.27), Ni, Zn (Figura 4.28), e TKN e Ptot (Figura 4.29).

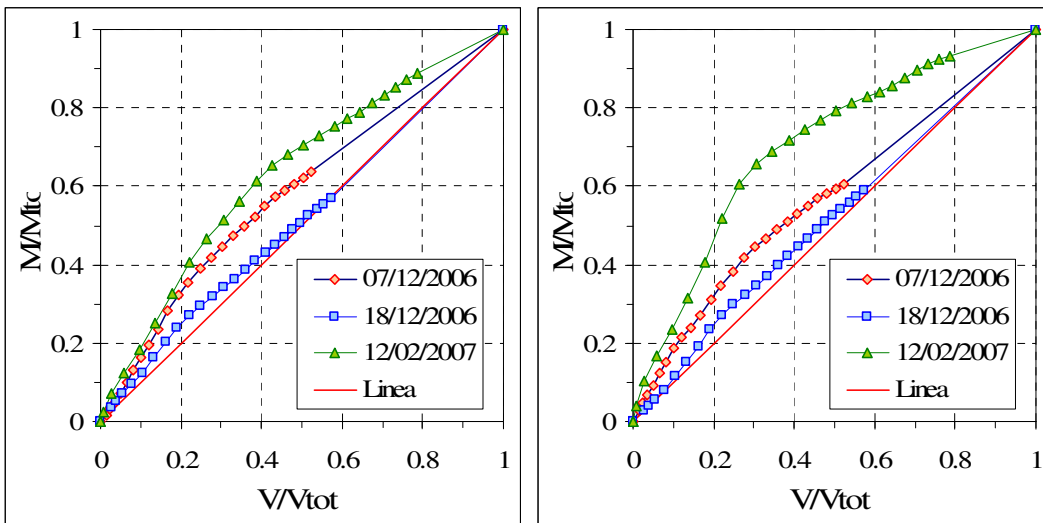


Figura 4.27. Confronto fra le curve M(V) per i tre diversi eventi: SST (sinistra) e BOD₅ (destra).

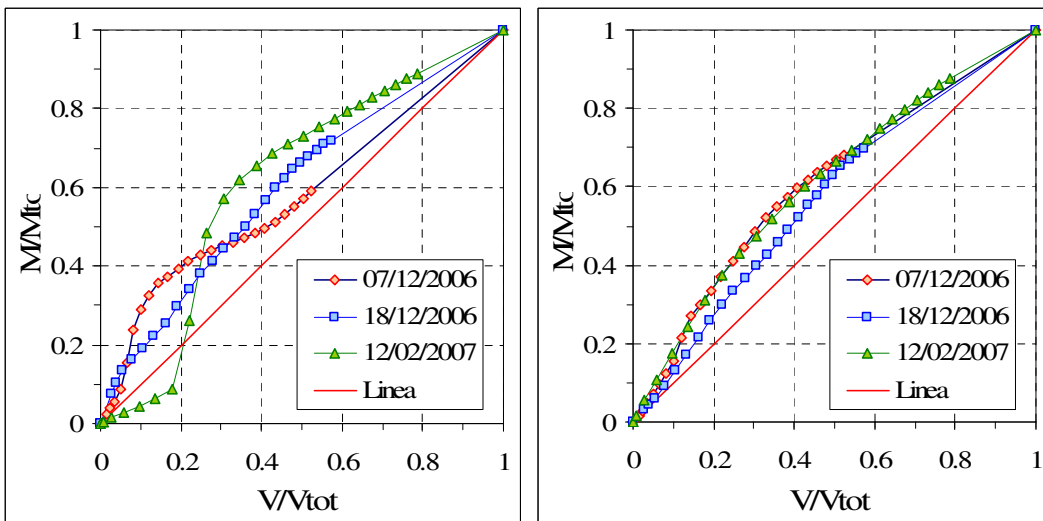


Figura 4.28. Confronto fra le curve M(V) per i tre diversi eventi: Ni (sinistra) e Zn (destra).

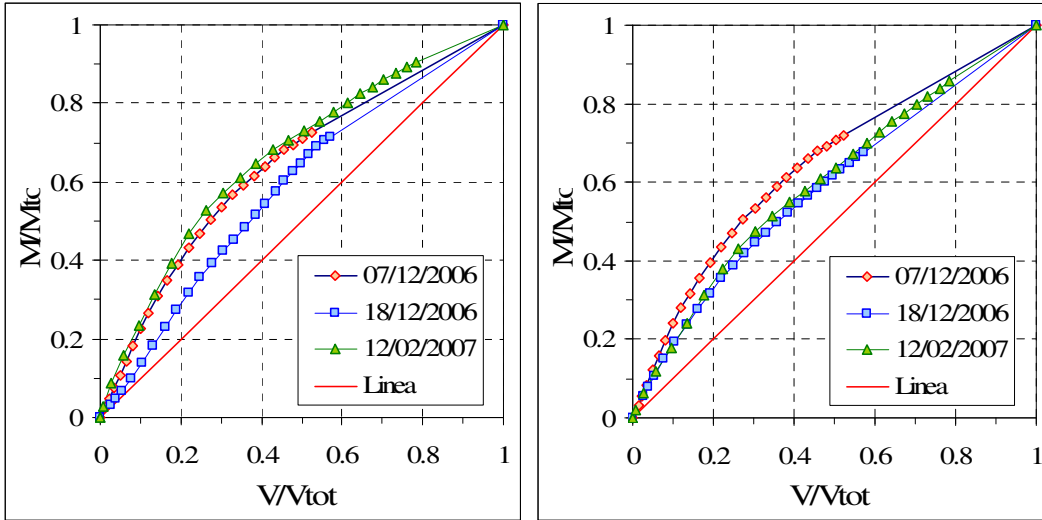
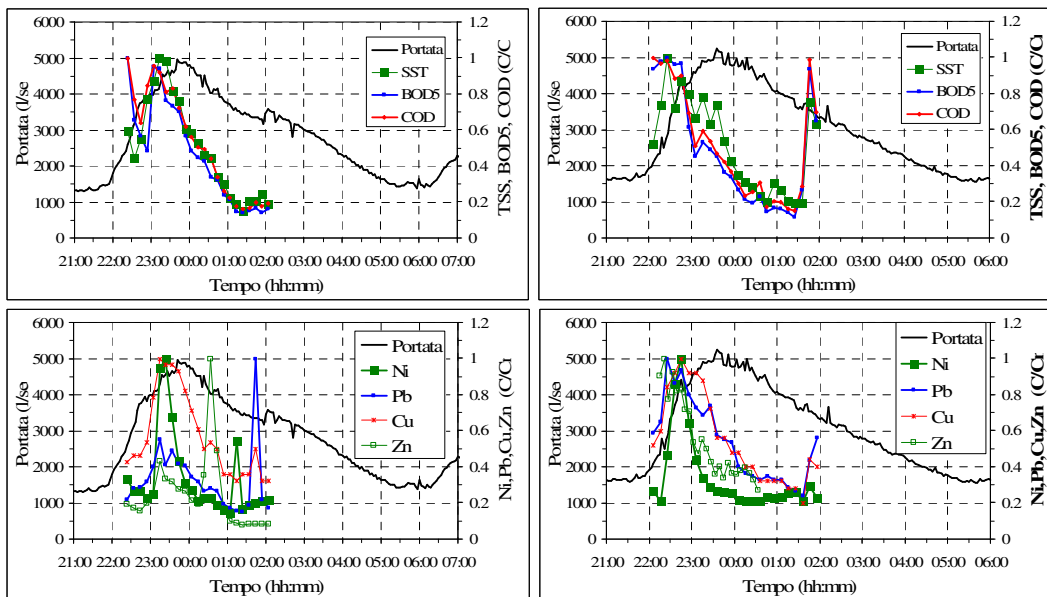


Figura 4.29. Confronto fra le curve $M(V)$ per i tre diversi eventi: Ptot (sinistra) e TKN (destra).

4.5.2 Via Shakespeare

L'evento del 12/02/07 ha generato portate e livelli tali da azionare i campionatori per tutta la durata del set di bottiglie in entrambe le sezioni. Si sono registrati repentini incrementi della portata fino a picchi di, rispettivamente per la sezione di monte e per quella di valle, 4966 l/s e 5237 l/s. Il picco viene raggiunto in entrambe le sezione in circa 1,5 ore dal primo incremento di portata. I pollutogrammi, composti da 24 punti il primo e da 23 il secondo, rappresentano bene l'andamento delle concentrazioni per entrambe le sezioni. Gli idrogrammi e i pollutogrammi sono riportati nella Figura 4.30.



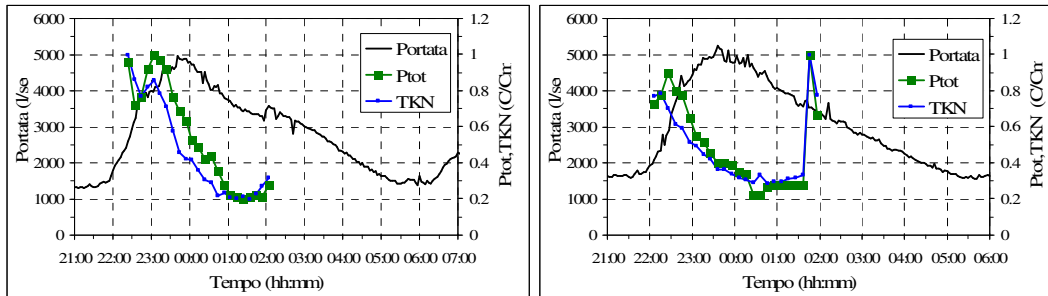


Figura 4.30. Pollutogrammi e idrogrammi per la sezione a monte dello scolmatore di testa impianto (sinistra) e a valle (destra). Evento del 12/02/07.

Si nota all'inizio dei pollutogrammi di sinistra l'effetto di una sonda probabilmente sporca, anche in relazione al fatto che il primo campione del set di bottiglie del campionatore di valle non è stato recuperato per un problema di intasamento, quindi analogo a quanto si è forse verificato a monte. La stessa giustificazione viene data per il penultimo valore dei pollutogrammi della sonda di valle. La forma dell'idrogramma non suggerisce infatti altre ragioni per lo strano picco, se non un piccolo problema tecnico, peraltro assai frequente quando si lavora entro condotti fognari in piena.

A parte ciò, relativamente alla sezione di monte (a sinistra), si nota un picco netto nei pollutogrammi nella fase iniziale, in particolare per gli organici e i nutrienti; più confusa è la situazione dei metalli. Nella sezione di valle tutti gli elementi presentano un andamento analogo, metalli compresi.

Il comportamento appare di tipo first flush, più evidente nella sezione di valle. Ciò è dovuto all'effetto della soglia che scarica portate nere e acque di dilavamento su un refluo depurato e con un andamento equalizzato e uniformato dai volumi di invaso dell'impianto. L'effetto è un più netto picco del pollutogramma, con un anticipo più evidente sul picco dell'idrogramma, in riferimento a quanto succede nella sezione di monte.

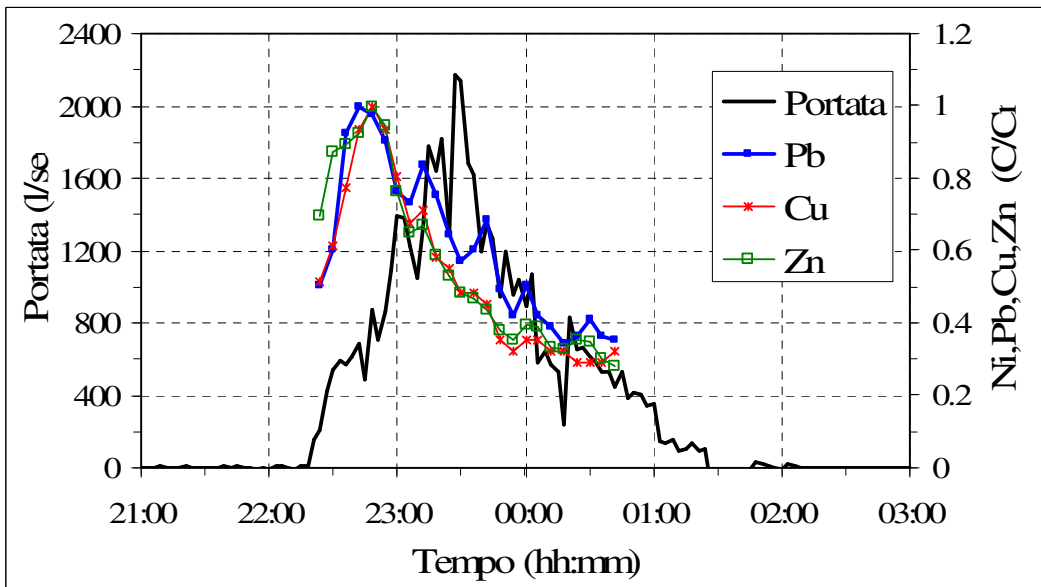
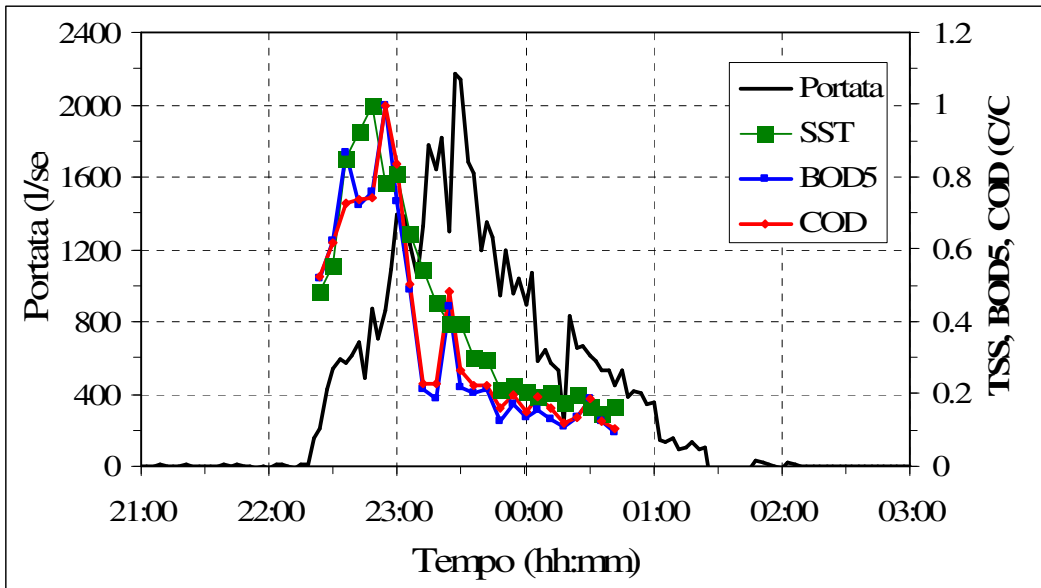
Non si riportano i grafici con le correlazioni dei vari elementi con i SST. Tuttavia si rileva come gli indici di correlazione siano migliori rispetto ai casi precedenti in particolare per BOD₅ e COD.

4.5.3 Via Ferrarese

L'evento del 12/02/07 ha generato portate sufficienti nel condotto scaricatore di Via Ferrarese per l'attivazione del campionare e il riempimento dell'intero set di bottiglie. La portata registrata ha il suo massimo pari a 2167 l/s alle 23:27, circa al 41% dell'intera durata dell'evento. Relativamente ai volumi in corrispondenza del picco di portata risulta transistato il 44% del volume totale, mostrando un comportamento analogo a quanto visto per l'evento del 07/12/06: un idrogramma quasi simmetrico.

Il campionatore viene attivato al superamento del livello di 16 cm, e la sequenza di campionamento, una volta attivata, provvede all'acquisizione di un campione di 1 litro ogni 6 minuti. Come per gli altri campionatori questo Δt è stato raddoppiato sulla base dell'esperienza precedente. Così configurata la stazione ha raccolto 24 campioni, coprendo circa il 90% del deflusso scaricato al Canale Savena Abbandonato.

Pollutogrammi e idrogramma sono riportati in Figura 4.31.



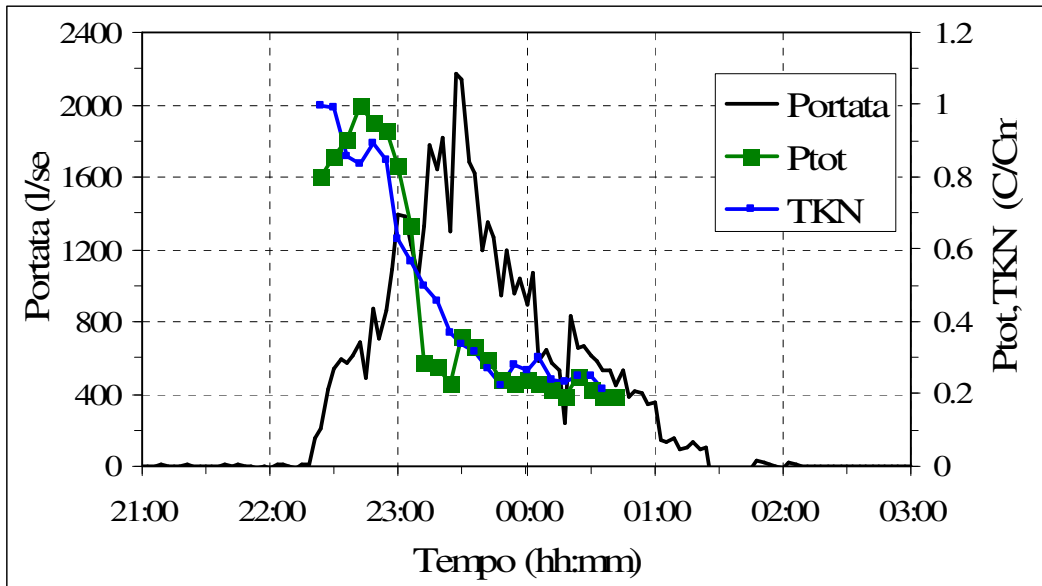


Figura 4.31. Pollutogrammi e idrogramma misurati nella sezione di Via Ferrarese. Evento del 12/02/06.

Relativamente ai metalli non si riporta l'andamento del Nichel in quanto le analisi sono risultate in gran parte sotto il limite strumentale.

Tutti gli elementi riportati mostrano un chiaro andamento di first flush, con un picco molto netto localizzato nella parte iniziale del pollutogramma e in anticipo di quasi un'ora rispetto al picco di portata. Si riportano in Figura 4.32 le curve $M(V)$, per una visione più completa del fenomeno.

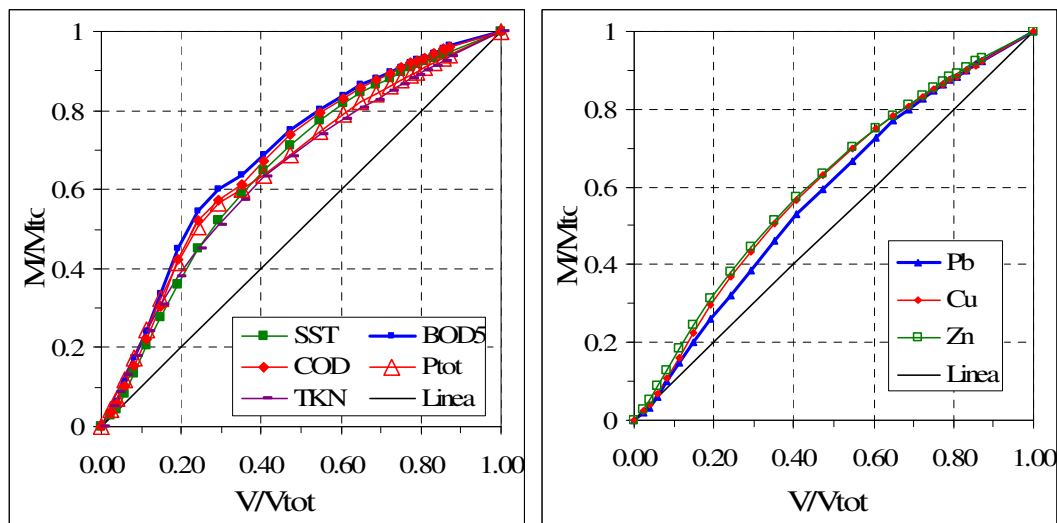


Figura 4.32. 12/02/07, Via Ferrarese: curve $M(V)$ per SST, BOD5, COD e nutrienti (sinistra) e metalli (destra).

Le curve sono tutte sopra la bisettrice, confermando a livello di masse quanto visto per le concentrazioni. Tra i vari elementi analizzati non si notano andamenti particolari, e non ci sono sostanziali differenze nella dinamica dell'evento.

Si riportano in tabella le percentuali di massa cumulata normalizzata in corrispondenza del 20 e del 30% del volume dell'evento.

Tabella 4.11. Valori percentuali di M/Mtot, al 20 e al 30% del volume totale dell'evento.

	SST	BOD5	COD	Ni	Pb	Cu	Zn	Ptot	TKN
V/Vtot= 20	37.5	46.5	44.0	21.0	27.0	31.0	32.5	43.0	39.0
V/Vtot= 30	53.00	60.50	58.00	31.00	40.00	44.50	45.50	56.00	52.00

Nel caso del BOD5, ad esempio si nota come il primo terzo dell'evento contenga i due terzi della massa. Tutti gli elementi presentano un rapporto molto alto, come confermato dalla tabella; solo il Ni ha un andamento costante lungo la bisettrice, come risulta anche dai valori nelle Tabella 4.11 e Tabella 4.12.

Tabella 4.12. Valori di MFF calcolati al 10, 20 e 30% dell'evento.

	SST	BOD5	COD	Ni	Pb	Cu	Zn	Ptot	TKN
MFF ₁₀	1.75	2.15	1.90	1.05	1.25	1.40	1.60	2.15	2.15
MFF ₂₀	1.88	2.33	2.20	1.05	1.35	1.55	1.63	2.15	1.95
MFF ₃₀	1.77	2.02	1.93	1.03	1.33	1.48	1.52	1.87	1.73

4.5.4 Via Agucchi

Lo scaricatore di Via Agucchi fa parte dello stesso sistema dello scolmatore di Via del Triumvirato: si trova infatti sul condotto vigentino a valle della soglia suddetta (Figura 4.33).

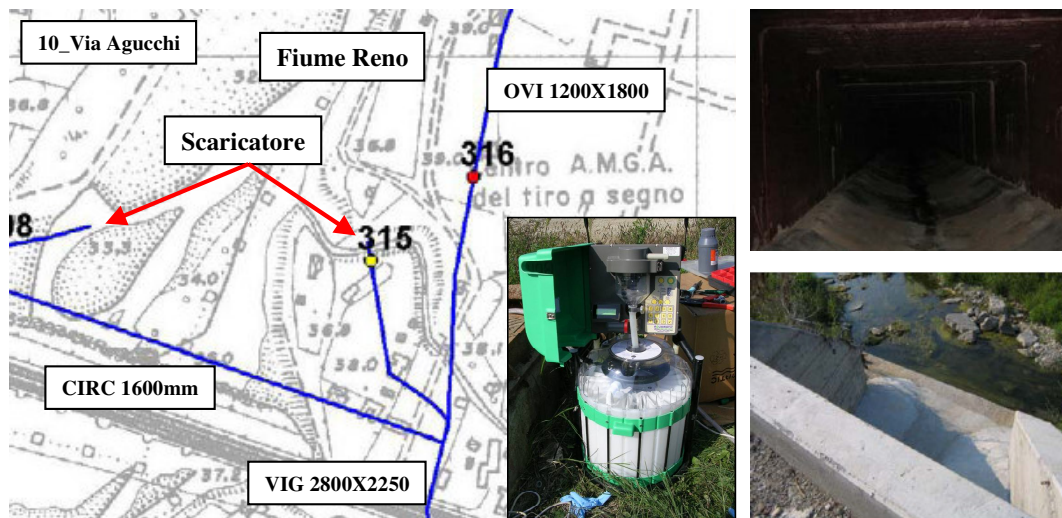
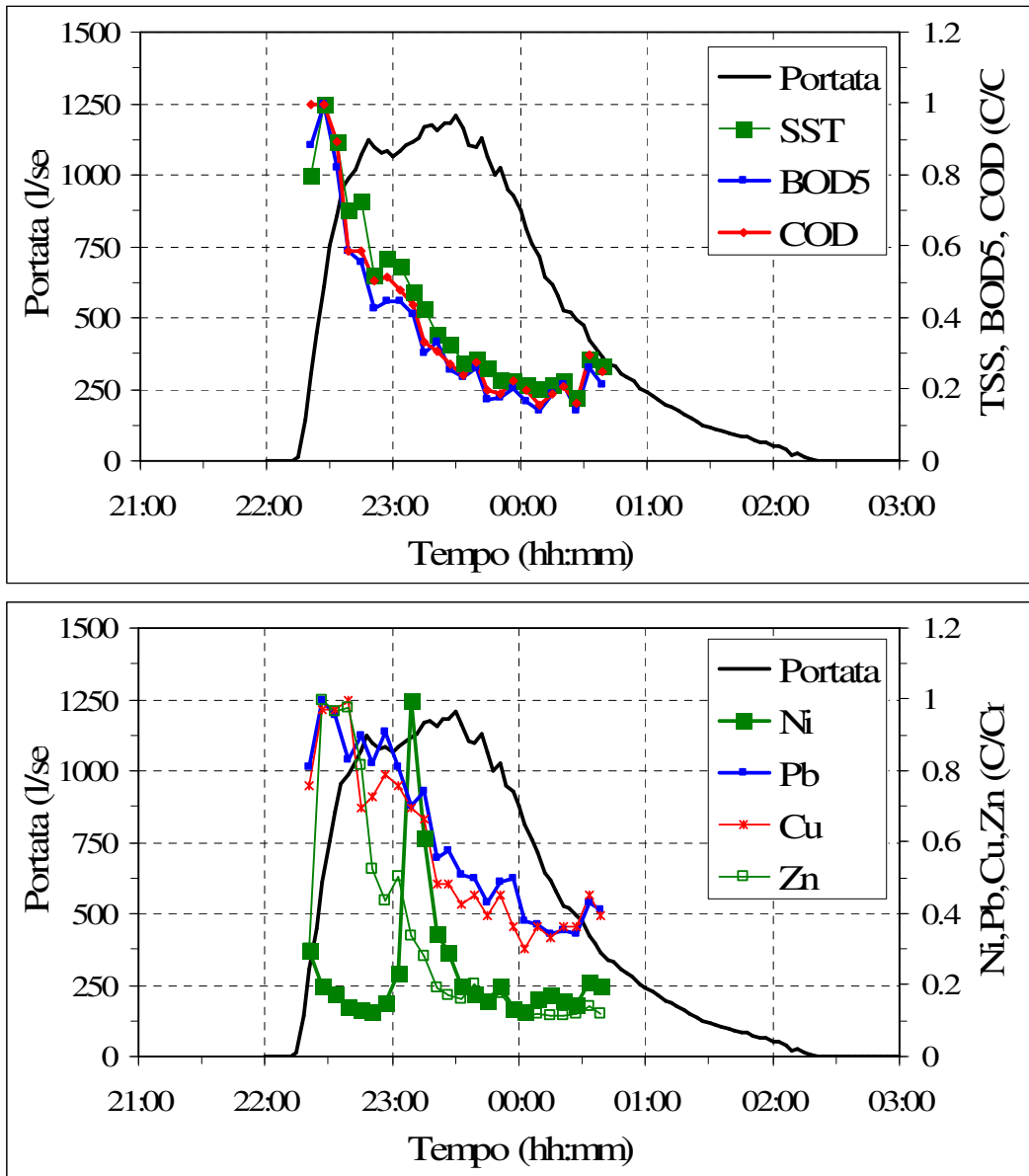


Figura 4.33. Schema della sezione di misura sullo scaricatore di Via Agucchi.

La portata conseguente al superamento della soglia raggiunge il misuratore area-velocity posto nello scatolare di Via Agucchi alle 22:19 del 12/02/07, il campionatore si attiva sei minuti dopo, fornendo i 24 campioni nell'arco di 144 minuti. Il deflusso interessa la sezione per 252 minuti: le misure di qualità coprono così circa il 90% dell'evento. Il valore massimo registrato per la portata è di 1207 l/s, mentre il volume totale è pari a 8367 m³.

Pollutogrammi e idrogramma sono riportati nella Figura 4.34; nella Tabella 13 sono invece riportati i valori di MFF al 10, 20 e 30% di volume dell'evento.



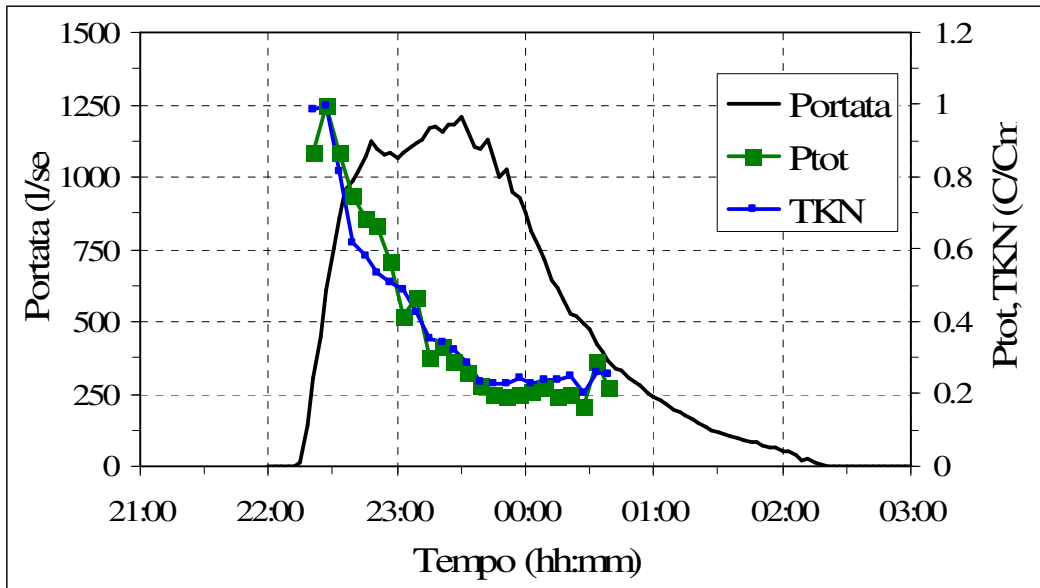


Figura 4.34. Idrogramma e pollutogrammi registrati nello scaricatore di Via Agucchi. Evento del 12/02/07.

Il first flush di concentrazione è confermato come first flush anche di massa, come si vede attraverso le curve $M(V)$ rappresentate in Figura 4.35.

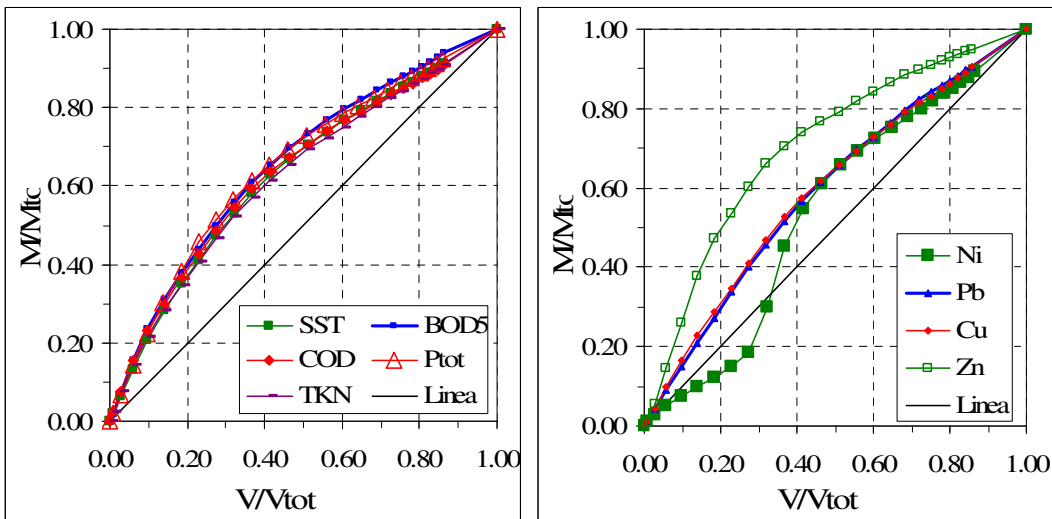


Figura 4.35. Curve $M(V)$ calcolate per la sezione di Via Agucchi.

Organici e nutrienti hanno un andamento pressochè identico, mentre tra i metalli, al di là di un comportamento ad "S" del Nichel, si staglia nettamente lo Zinco.

Tabella 4.13. MFF calcolato al 10, 20, 30% del volume dell'evento.

	SST	BOD5	COD	Ni	Pb	Cu	Zn	Ptot	TKN
MFF ₁₀	2.10	2.40	2.35	0.80	1.50	1.65	2.70	2.30	2.20
MFF ₂₀	1.85	1.98	1.93	1.15	1.48	1.53	2.48	2.05	1.83
MFF ₃₀	1.68	1.77	1.73	0.82	1.45	1.47	2.12	1.82	1.65

Per concludere si riporta il confronto fra i tre scolmatori attivato nell'evento del 12/02/07.

La differenza più importante per le tre sezioni, al di là dell'ubicazione topografica, risiede nelle caratteristiche della rete a monte. Pertanto si riportano in tabella le caratteristiche di lunghezza della rete a monte e di area drenata, e i valori dell'indice MFF₂₀ riportati sopra.

Tabella 4.14. Confronto fra tre diversi scaricatori

SCARICATORE	Triumvirato	Agucchi	Ferrarese	
Area servita (ha)	900.0	1512.0	1670.0	
% Aimp	24%	29%	54%	
Rete monte (km)	86	155	244	
Vol defl. m ³	2994	8367	8800	
Durata defl.(min)	252	252	261	
MMtot 20%	SST	36.5%	37.0%	37.5%
	BOD5	46.0%	39.5%	46.5%
	COD	41.5%	38.5%	44.0%
	Ni	28.0%	23.0%	21.0%
	Pb	29.0%	29.5%	27.0%
	Cu	31.5%	30.5%	31.0%
	Zn	34.5%	49.5%	32.5%
	Ptot	43.0%	41.0%	43.0%
	TKN	34.5%	36.5%	39.0%

Si ritiene che il first flush sia un fenomeno più tipico di bacini piccoli e con alta percentuale di impermeabilità. Nessuno dei bacini preso in considerazione è propriamente piccolo, nè dotato di elevata percentuale di impermeabile. Il bacino di Via Agucchi è però quello proporzionalmente più grande e con maggior percentuale di permeabile, pertanto quello che più dovrebbe discostarsi dal first flush. Esaminando i valori della massa cumulata normalizzata si trova conferma a questa ipotesi, eccezion fatta per lo Zn, che presenta proprio per Via Agucchi i valori più elevati di massa proporzionale. Per gli altri, che presentano valori confrontabili, sembra si possa concludere che il volume di deflusso sia ininfluenza sulla determinazione della dinamica degli sversamenti. Si riportano le curve M(V) di confronto fra i tre diversi bacini.

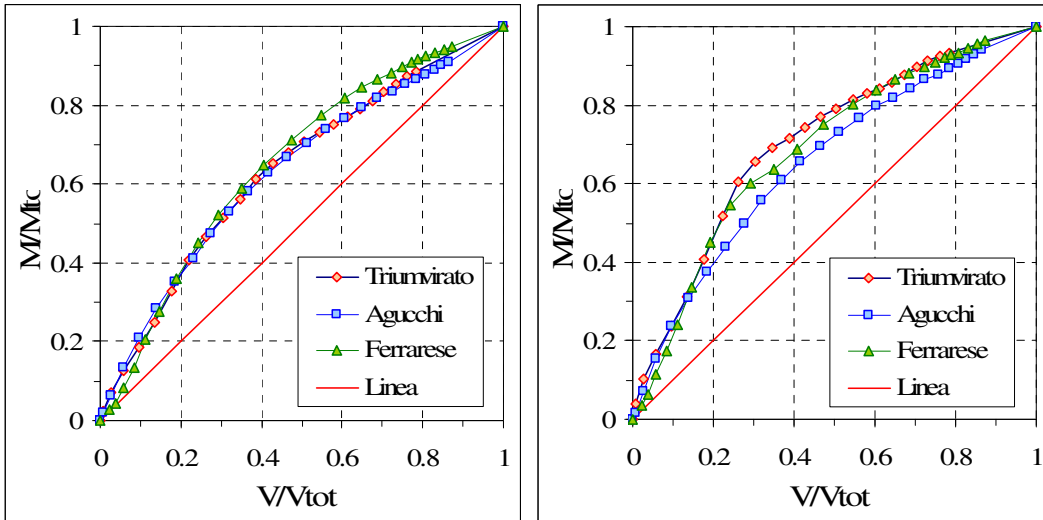


Figura 4.36. Confronto tramite curve $M(V)$ fra tre scaricatori, per l'evento del 12/02/07. SST (sinistra) e BOD_5 (destra).

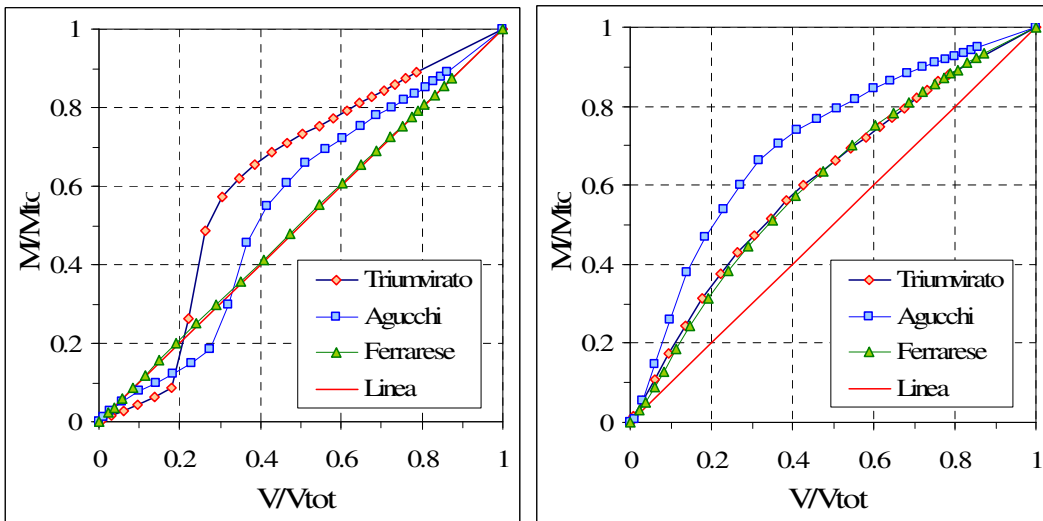


Figura 4.37. Confronto tramite curve $M(V)$ fra tre scaricatori, per l'evento del 12/02/07. Ni (sinistra) e Zn (destra).

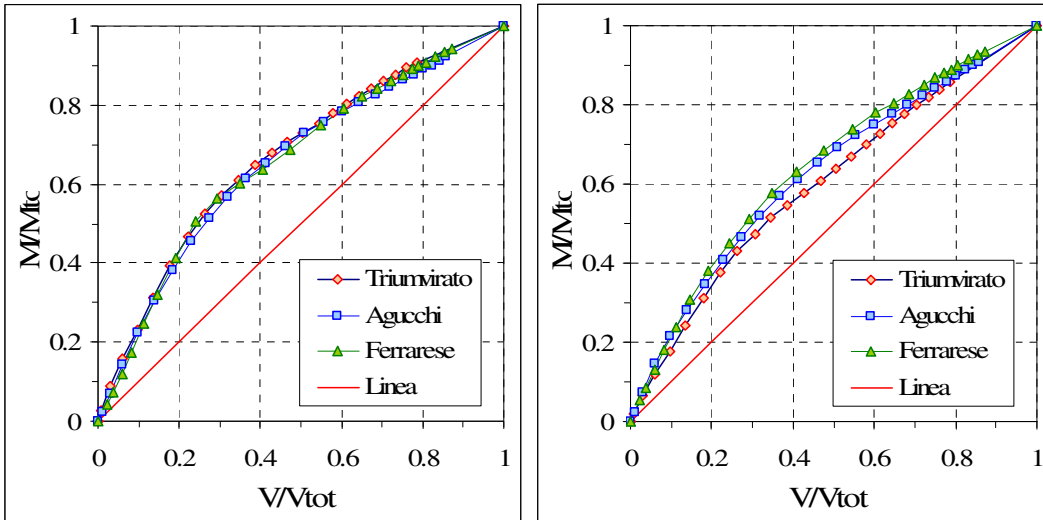


Figura 4.38. Confronto tramite curve $M(V)$ fra tre scaricatori, per l'evento del 12/02/07. P_{tot} (sinistra) e TKN (destra).

4.6 Risultati della campagna di monitoraggio sul Canale Navile

Nel presente paragrafo si esaminano i risultati delle analisi condotte in due sezioni sul Canale Navile, come descritto nel Capitolo 3. La ricostruzione delle portate è stata possibile grazie a scale di deflusso ricavate nell'ambito di studi precedenti, sulla base della misura del livello in alveo, mentre la ricostruzione dei pollutogrammi è stata possibile interpolando i risultati di analisi di laboratorio condotte sui campioni prelevati. Nel periodo fra ottobre 2006 e febbraio 2007 sono stati registrati nove eventi di pioggia; non tutti hanno però generato in Navile livelli sufficienti per un corretto funzionamento delle sonde dei campionatori. Inoltre è stata necessaria una fase di calibrazione prima di raggiungere una buona configurazione degli strumenti. Alla fine di questa fase i livelli di attivazione sono stati fissati in 40 cm per la sezione di monte e di 55 cm per la sezione di valle, da intendersi come incrementi rispetto al livello medio del Navile. La frequenza di campionamento è rimasta fissata per tutti gli eventi nella misura di un campione ogni quindici minuti. Nei grafici che seguono si riportano gli ietogrammi e le curve cumulate di pioggia degli eventi del 07/12/06 e del 18/12/06 registrati dal pluviometro installato presso il Laboratorio di Ingegneria delle Acque (LIA) del Lazzaretto, nella parte nord della città di Bologna. Lo strumento, installato all'interno del bacino afferente al Canale Navile, ha una precisione di 0.1 mm e una frequenza di registrazione pari a un minuto.

I risultati contenuti nel presente capitolo sono tratti da (Casadio et al., 2007).

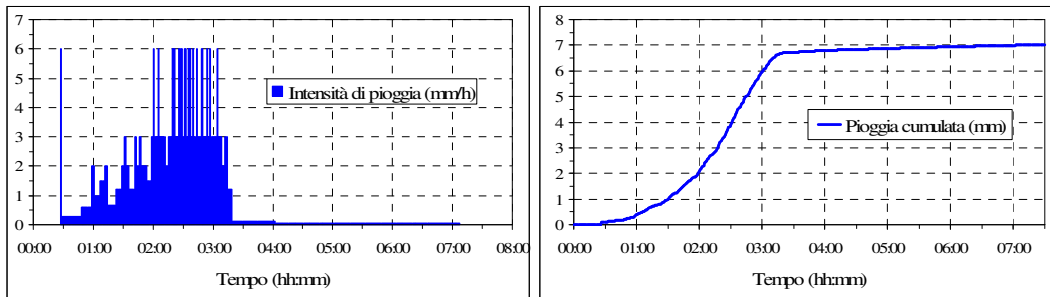


Figura 4.39. Ietogramma e pioggia cumulata per l'evento del 07/12/06. Pluviometro del Lazzaretto.

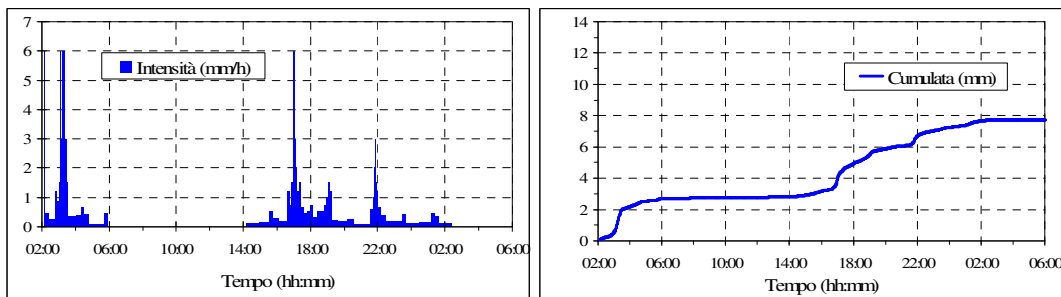


Figura 4.40. Ietogramma e pioggia cumulata per l'evento del 18/12/06. Pluviometro del Lazzaretto.

Relativamente all'evento del 18/12/06, occorre sottolineare che i dati di qualità dell'acqua si riferiscono alla seconda parte dell'evento. Si è operata questa scelta per avere così due eventi caratterizzati da periodi di tempo secco antecedenti di durata

diversa. Quello del 7/12/06 è caratterizzato da circa quindici giorni di tempo secco; i due eventi del 18/12/06 sono separati da circa otto ore di assenza di precipitazioni. Per quanto riguarda le valutazioni sulla qualità dell'acqua, i campionatori a 24 bottiglie installati nelle due sezioni sono attivati, come già evidenziato, grazie alla misura di livello ad opera dello strumento accoppiato al campionatore. Il passo di registrazione del misuratore di livello è di cinque minuti, mentre il Δt di campionamento è di quindici minuti, sia per la sezione di monte, sia per quella di valle e per tutti gli eventi registrati. I parametri chimico fisici analizzati sono: Solidi Sospesi Totali (SST), BOD₅, COD, Metalli (Ni, Cu, Pb, Zn), Azoto totale (TKN), Fosforo totale (Ptot) e Tossicità (TOX), ricavata tramite test di inibizione su *Vibrio fischeri*. Per ragioni legate alla rappresentatività di scala, per ciascuna sezione i parametri analizzati sono raffigurati su tre grafici diversi: SST, BOD₅, COD, su un primo grafico; i metalli sul secondo grafico e Ptot e TKN sul terzo grafico. L'andamento della tossicità è raffigurato in un grafico a parte.

4.6.1 Descrizione dell' evento del 07/12/06

I grafici riportati in figura 5 mostrano l'andamento della portata e dei parametri analizzati in funzione del tempo, per la sezione a monte e per quella a valle. L'evento del 7/12/06 è caratterizzato da una modesta intensità, non superiore ai 6 mm/h e da una pioggia cumulata di 7 mm, in tre ore circa. L'idrogramma registrato nella sezione di monte mostra un netto incremento nei valori, con un andamento di tipo impulsivo: nelle due ore successive all'inizio della precipitazione la portata cresce fino a sei volte il valore antecedente la pioggia. Questo è dovuto alle immissioni dirette del bacino del canale, e all'attivazione degli scaricatori di piena presenti a monte della sezione, il cui effetto sulla qualità dell'acqua viene di seguito valutato.

Dall'analisi sinottica dei grafici di Figura 4.41, è possibile trarre informazioni sull'apporto dello scaricatore, unica immissione fra le due sezioni monitorate. Considerando l'uscita dei reflui depurati dall'impianto come costante, valutata in precedenza in circa 1800 l/s e considerando trascurabile l'apporto diretto del bacino afferente il tratto fra le due sezioni, la differenza fra le portate della sezione di monte e di valle è tutta imputabile allo scolmatore in testa all'impianto ed agli stessi reflui trattati. Tale apporto alza il picco di portata nella sezione di valle di circa 4 m³/s. La forma degli idrogrammi di piena è simile nelle due sezioni, a parte un piccolo ovvio ritardo. Da un bilancio sui volumi transitati nella finestra temporale rappresentata nei grafici, risulta che l'incremento fra le sezioni di monte e di valle è superiore al 100%. Relativamente alla qualità delle acque è evidente, osservando i dati relativi alla sezione di monte, l'apporto dagli scaricatori. Rispetto ai valori di base i valori in seguito all'evento sono mediamente di due ordini di grandezza più alti (aumenti di 40- 50 volte). Se tali valori si confrontano con i limiti allo scarico del D.Lgs. 152/2006 si evidenzia il superamento di tali limiti, principalmente per quanto riguarda il carico organico. I valori dei metalli e dei nutrienti mostrano superamenti solo in corrispondenza dei valori massimi, mentre quelli mediati rimangono entro i limiti. Occorre però ricordare che i limiti di legge sono validi nel caso di scarichi continui, mentre qui si hanno degli scarichi intermittenti e pertanto i valori limite hanno senso solo come termine di paragone.

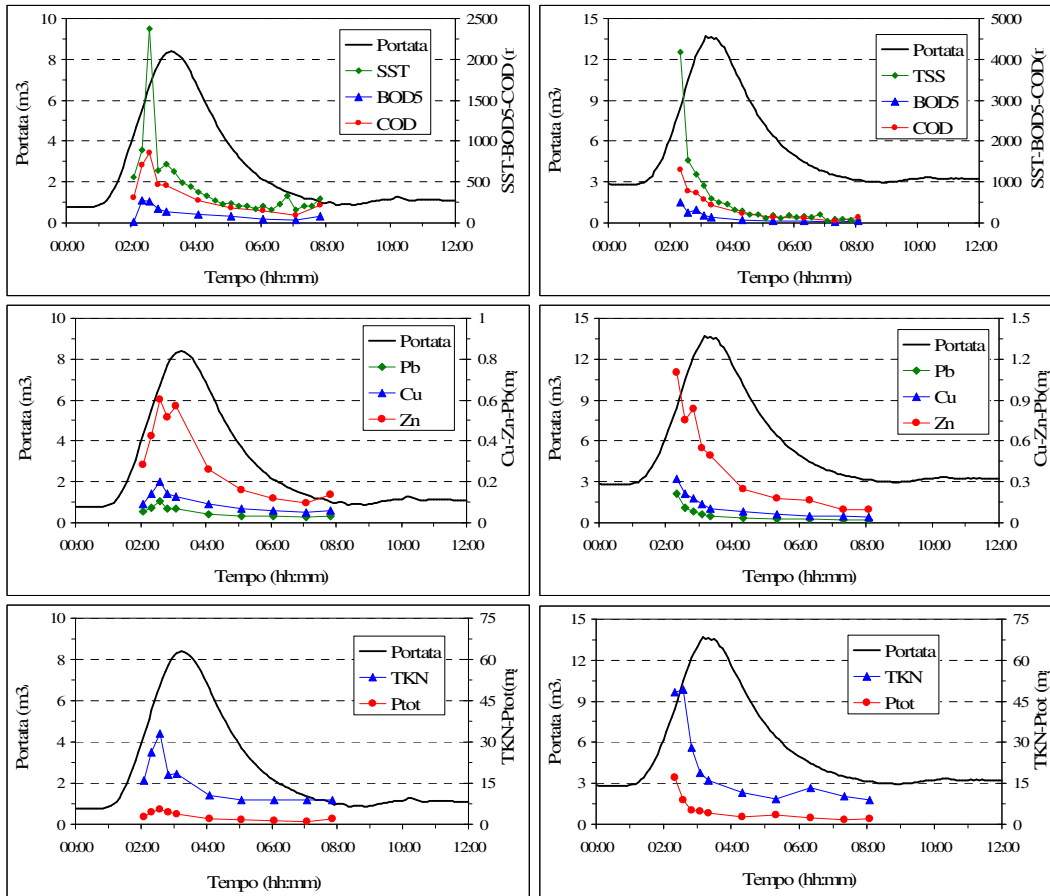


Figura 4.41. Andamento nel tempo dei parametri analizzati. Evento del 7/12/06.

La scelta del Δt di campionamento ha permesso di rappresentare adeguatamente i pollutogrammi: in particolare nella sezione di monte si osserva chiaramente anche il ramo di crescita, mentre per il tratto di valle la tecnica di campionamento non è stata efficace nel raccogliere anche il picco. Per tutti i parametri ricercati l'incremento delle concentrazioni nel passaggio dalla sezione di monte a quella di valle è risultato evidente. Per meglio valutare l'impatto dello scaricatore sul ricettore si sono integrati i valori delle masse transitate sulle sei ore di campionamento nelle due sezioni. Per tutti i parametri ricercati si registra un evidente aumento nei valori, variabile tra il 70% e il 150%.

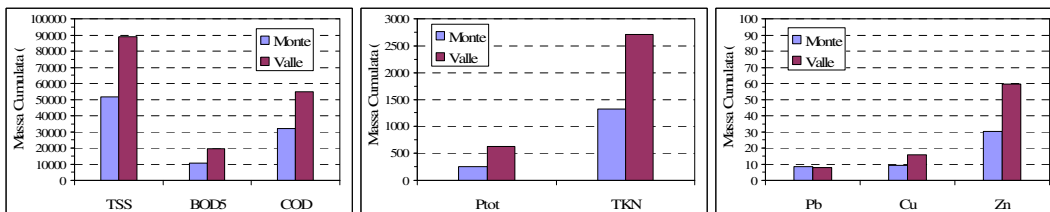


Figura 4.42. Confronto fra le due sezioni, in termini di masse transitate.

Oltre ai parametri chimici, mediante una prova di inibizione di una colonia monospecifica di batteri bioluminescenti della specie *Vibrio fischeri*, dopo un tempo di contatto di 15 minuti, è stata valutata la tossicità acuta dei campioni prelevati. I valori di tossicità ottenuti sono piuttosto alti: sono da considerare “tossici” e “molto tossici” nel

35% dei campioni, “debolmente tossici” per il 14% e non tossici per la restante percentuale di campioni esaminati.

Relativamente all’evoluzione temporale della tossicità non è facile trarre conclusioni, non essendo chiara la posizione del picco, né il legame fra tale parametro e la portata (Gersberg, et al., 2004). Il parametro inoltre non mostra alcuna soddisfacente correlazione con gli altri parametri. Si può notare comunque come occorrono più di quattro ore dall’inizio dell’evento per avere valori caratterizzati da totale assenza di tossicità (percentuale di inibizione minore del 20%, APAT IRSA- CNR, 2003), informazione che andrebbe tenuta in considerazione nella progettazione di eventuali interventi di mitigazione.

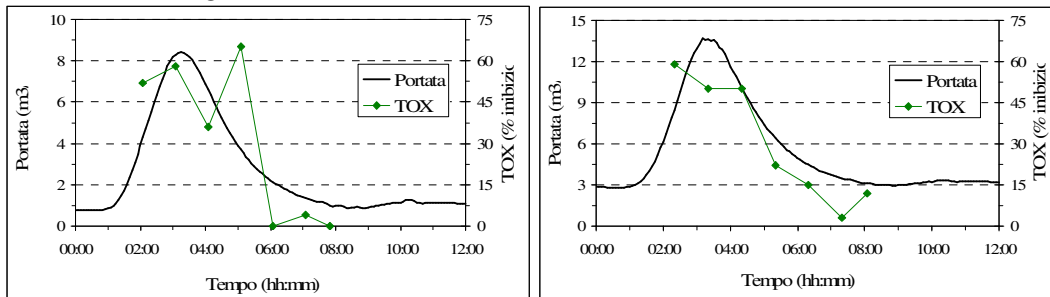


Figura 4.43. Andamento nel tempo della tossicità. Evento del 7/12/06.

Ulteriori riflessioni riguardano l’occorrenza del picco di concentrazione dei parametri qualitativi, rispetto a quello di portata. Sebbene il fenomeno del first flush sia legato più ai sistemi di drenaggio urbano piuttosto che a tratti fluviali, per quanto in ambito strettamente urbano, si può affermare di essere in regime di first flush, nella sua definizione più ampia. Il picco di concentrazione è in tutti i casi antecedente il picco di portata. Ossia la curva cumulata dei singoli inquinanti cresce più rapidamente della curva dei volumi. Questo avviene sia nella sezione di monte, sia nella sezione di valle.

4.6.2 Descrizione dell’evento del 18/12/06

Nella giornata del 18/12/06 sono stati registrati due eventi di pioggia, separati da circa otto ore di tempo secco. Una pioggia di circa tre ore, intensità massima di 6 mm/h, per un totale di 2,6 mm cumulati, nelle prime ore del giorno; e una con intensità massima di 12 mm/h, e 4,9 mm di pioggia cumulata, nel tardo pomeriggio. Entrambi gli eventi, benché modesti, sono stati tali da innalzare il livello del Navile fino all’attivazione delle sonde dei campionatori; tuttavia le analisi sulla qualità delle acque riportate in questo lavoro si riferiscono solo all’evento pomeridiano del 18/12/06, (Figura 4.44).

L’effetto della prima parte dell’evento è visibile sia quantitativamente, dall’idrogramma di piena, sia qualitativamente, dai pollutogrammi. La portata parte da valori di base più alti rispetto al caso precedente, come conseguenza della pioggia caduta sul bacino nella mattinata e che continua a defluire, naturalmente e direttamente al Canale, e termina con una coda più lunga. Da questa considerazione appare ancora più chiaramente come il repentino picco di portata sia conseguente all’attivazione del sistema degli scaricatori a monte, mentre l’apporto diretto del bacino afferente il Canale, avendo tempi di corrvazione più lunghi, produce effetti meno impulsivi. Rispetto all’evento precedente la pioggia in esame genera portate di piena minori, in entrambe le sezioni. L’apporto dello scolmatore a monte del depuratore è ancora decisamente importante: il colmo della portata a valle è doppio di quella a monte, e dal bilancio dei volumi transitati risulta che sulle 16 ore l’incremento è del 122%.

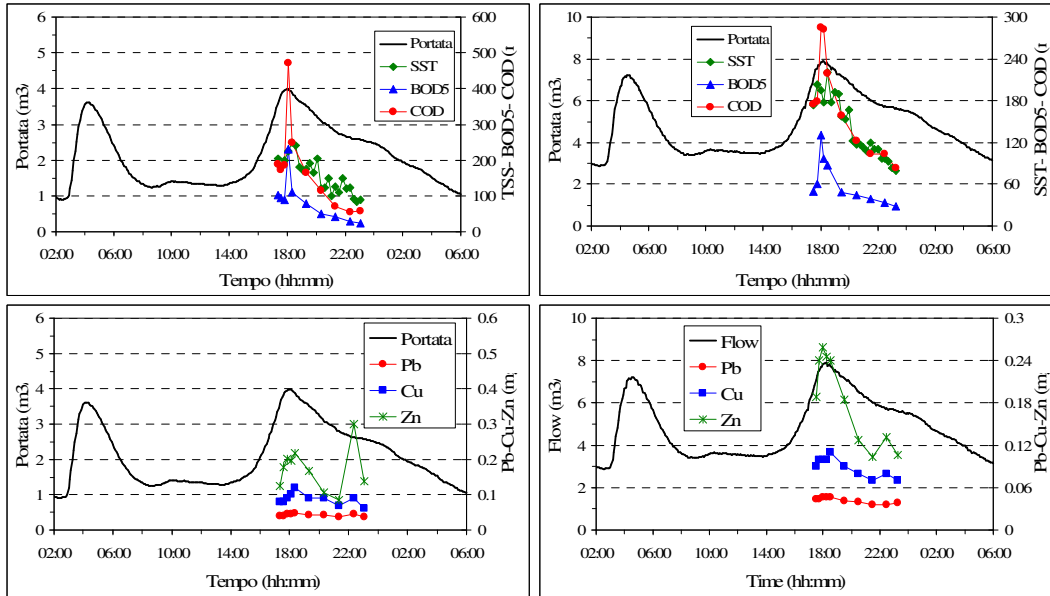


Figura 4.44. Andamento nel tempo dei parametri analizzati. Evento del 18/12/06.

In Figura 7 è riportato l'andamento delle concentrazioni nel tempo, per le sezioni di monte e di valle. Non viene mostrato il pollutogramma dei nutrienti e della Tossicità in quanto tutte le rilevazioni sono risultate sotto il limite strumentale.

Il confronto dei valori medi porta a valutazioni analoghe alle precedenti: l'immissione del liquame scolmato dal sistema degli scaricatori del sistema fognario porta a valori di concentrazione di un ordine di grandezza superiori a quelli che si registrano normalmente in tempo secco.

4.6.3 Considerazioni sui due eventi registrati

Confrontando le concentrazioni medie dei due eventi, nelle diverse sezioni appare evidente l'effetto di lavaggio del bacino operato dalla pioggia della mattina del 18/12/06. La tabella 1 mostra le differenze fra le concentrazioni di picco rilevate nei due eventi.

Tabella 4.15. Confronto fra le concentrazioni massime transitate nelle due sezioni.

Sezione	Evento	TSS (mg/l)	BOD5 (mg/l)	COD (mg/l)	Pb (mg/l)	Cu (mg/l)	Zn (mg/l)	Ptot (mg/l)	TKN (mg/l)
Monte	07/12/2006	2375	277	852	0.32	0.2	0.604	5.3	33
Monte	18/12/2006	250	230	472	0.047	0.12	0.301	3	14.99
	Differenza	89.47%	16.97%	44.60%	85.31%	40.00%	50.17%	43.40%	54.58%
Valle	07/12/2006	4170	509	1303	0.215	0.32	1.106	17.2	49.4
Valle	18/12/2006	220	130	285	0.047	0.11	0.259	3	14.99
	Differenza	94.72%	74.46%	78.13%	78.14%	65.63%	76.58%	82.56%	69.66%

A parte il piombo, per tutti i parametri si nota come la forbice fra i due eventi sia più ampia nella sezione di monte rispetto a quella di valle. Questo perché nel primo caso si ha un aumento della concentrazione media, mentre nel secondo si ha una diluizione. Confrontando i grafici di Figura 4.41 e 4.44, si nota come, nel secondo evento, il picco di concentrazione non anticipi più il picco di portata: le condizioni non siano più di first flush. Questo è confermato anche dall'analisi dell'andamento dei volumi e delle masse sversate: lo scarico del depuratore è ancora confrontabile con la portata del Navile, ma

lo stesso non si può dire relativamente all'apporto di inquinanti. Le concentrazioni dei parametri ricercati sono tali per cui, passando dalla sezione di monte a quella di valle, l'immissione ha un effetto di diluizione. Osservando le cumulate dei volumi e delle masse transitati nelle sei ore di campionamento, appare come i primi aumentino più delle seconde, determinando un calo delle concentrazioni, nel passaggio da monte a valle.

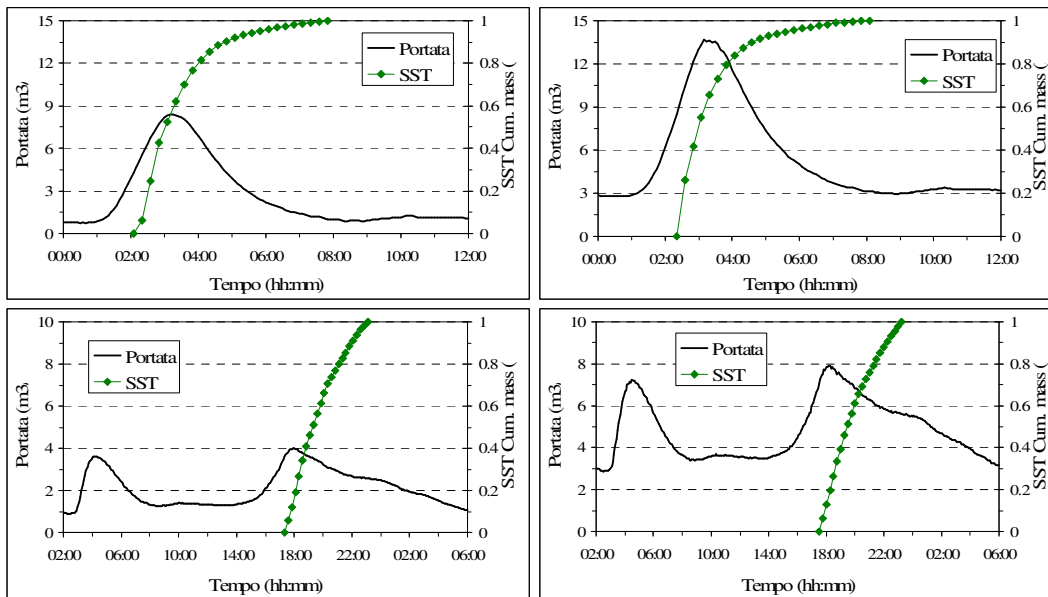


Figura 4.45. Confronto fra le masse cumulate dei SST.

A conclusione dell'analisi si riportano in Figura 4.45 i grafici relativi alla cumulate dei solidi sospesi totali. Per l'evento del 7/12/06 si vede come, per la sezione di monte, in corrispondenza del picco di portata, risulta transitato il 35% del volume totale dell'evento, e il 52% del totale della massa sversata. Per la sezione di valle al picco corrisponde il 33% del volume e il 55% della massa totale.

Per quanto riguarda il secondo evento il picco di portata, nella sezione di monte si verifica alle 18:00, cui corrisponde un volume transitato pari al 25% e ad una massa transitata del 20%. Nella sezione di valle il picco giunge con un ritardo di 15 minuti, e ad esso corrisponde il 25% del volume totale dell'evento e una massa di solidi non superiore al 20% del totale. Questo a ulteriore conferma che nel caso del primo evento pluviometrico del 07/12/06 si sia generato un evento di first flush, mentre nel secondo picco dell'evento del 18/12/06 tale condizione non si sia verificata a causa del dilavamento del bacino urbano determinato dalla pioggia del mattino.

4.7 Conclusioni

Da ottobre 2006 a febbraio 2007 è stata condotta una campagna di monitoraggio e campionamento sul Canale Navile a Bologna. Sono stati registrati diversi eventi di pioggia che hanno permesso di evidenziare l'impatto degli scaricatori della rete fognaria della città di Bologna recapitanti in Navile. In particolare è stato possibile valutare volumi e masse di inquinanti transitati in funzione del tempo secco antecedente. Il Canale Navile risente molto di tali immissioni, che si verificano anche in concomitanza

di eventi modesti e che ne modificano lo stato qualitativo fino a livelli decisamente peggiori di quelli usuali di tempo secco.

Tale monitoraggio ha permesso inoltre di analizzare il comportamento temporale della tossicità che non mostra alcuna soddisfacente correlazione con gli altri parametri chimici analizzati. Informazioni di questo tipo, che evidenziano l'evoluzione temporale e il grado di tossicità delle acque, potrebbero essere particolarmente utili nella progettazione di eventuali interventi di mitigazione.

Capitolo 5

Il modello della rete di Bologna con il codice di calcolo InfoWorks CS 7.0.

5.1 Introduzione

Viene descritta, nel presente capitolo, la procedura seguita per la costruzione del modello della rete fognaria di Bologna attraverso il codice di calcolo InfoWorks CS 7.0 sviluppato dalla Wallingford Software. Il lavoro che ha portato alla costruzione e validazione del modello si è svolto attraverso fasi successive, che possono essere riassunte come segue:

- fase preparatoria: prima della costruzione della rete in InfoWorks è stato condotto un lavoro di archivio che ha portato all'aggiornamento e alla correzione del database esistente per ciò che riguarda i nodi, i rami, le sezioni, i sollevamenti, le soglie e gli scaricatori, attraverso il software ArcView della ESRI;
- costruzione del modello: vera e propria costruzione del progetto in ambiente InfoWorks attraverso l'importazione del database di cui sopra, operazioni di finitura, incrocio di dati da fonti diverse per la caratterizzazione delle superfici e dell'uso del suolo, dati di popolazione e curve di consumo;
- validazione del modello. Questa fase è stata preceduta da una di sensitività dei principali parametri. Terminata la campagna di monitoraggio sono stati disponibili i dati per la calibrazione del modello.

5.2 Fase preparatoria

Fino al completo inserimento della rete fognaria del Comune di Bologna nel Sistema Informativo Territoriale, le informazioni sintetiche più importanti al fine di operare una manutenzione d'urgenza e per la verifica delle immissione da parte dei privati erano riportate su mappe rappresentanti una Carta E.I.R.A. in scala 1:2000, realizzata nel 1965 ed aggiornata al 1972. Su tali fogli sono riportate le vie e gli edifici; i fogli sono stati stampati su supporti rigidi cartonati al fine di conservarli integri.

Su di essi sono state riportate manualmente le informazioni dell'andamento planimetrico delle condotte e dell'ubicazione dei pozzi visita. In particolare per le condotte è riportata l'informazione del tipo e dimensione della sezione trasversale; mentre per i pozzi visita è riportata l'informazione sulla profondità del fondo riferita al piano stradale.

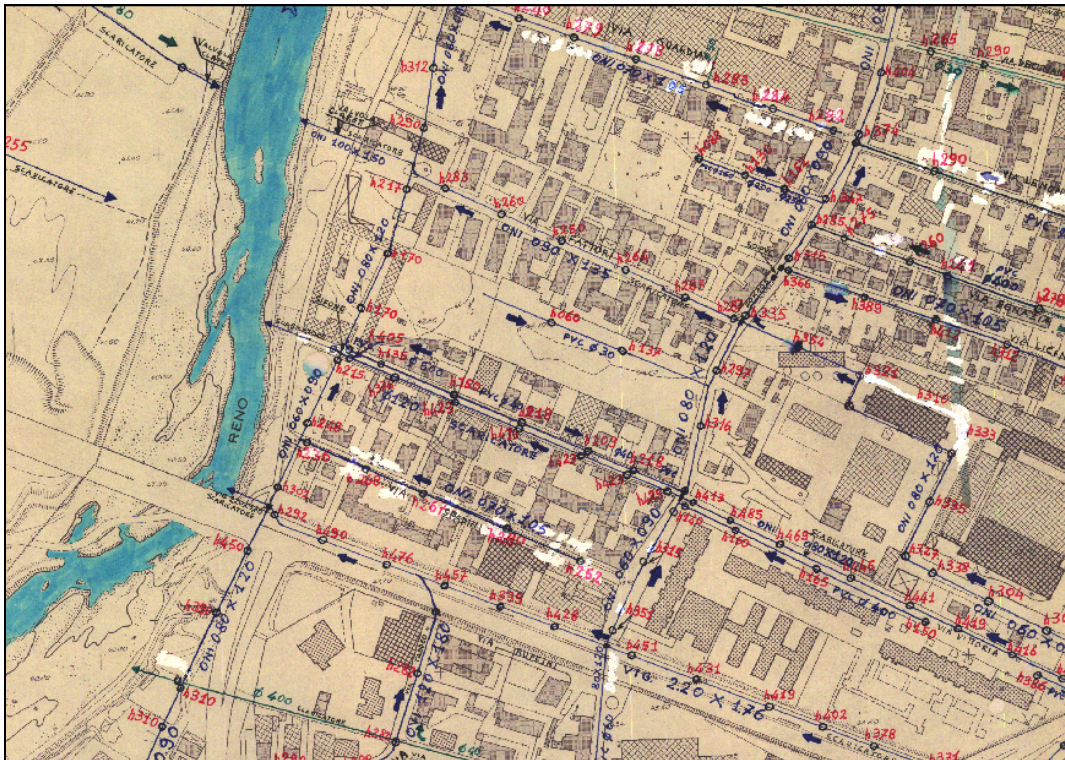


Figura 5.1. Esempio del supporto cartonato in uso dagli anni '60 presso il servizio manutenzione, vera base del lavoro di archivio.

Per realizzare il Sistema Informativo Territoriale è stato utilizzato il software GIS Arcview 3.2 sviluppato dalla ESRI.

La base di partenza per l'inserimento della rete è stata l'utilizzazione di carte in formato digitale. I supporti cartonati sono stati digitalizzati ed utilizzati come sfondo della rappresentazione, successivamente sono stati creati gli elementi grafici rappresentanti gli archi ed i nodi. Per ciascun elemento sono state inserite le informazioni alfanumeriche ed archiviate nel database.

Poiché la rete era già stata digitalizzata il lavoro era incentrato principalmente sulla verifica e correzione dei dati, verificando la corrispondenza con le informazioni contenute sui supporti cartonati, per avere un dettaglio elevato della conoscenza della rete.

In molti casi le informazioni riportate sul Sistema Informativo Territoriale erano completamente discordi rispetto alle informazioni riportate sui supporti cartonati, si è quindi provveduto a verificare l'esattezza delle informazioni ed a correggere i dati.

Nello svolgimento di questo fondamentale lavoro sono stati trovati errori anche sui supporti cartonati, si trattava principalmente di errori grossolani di trascrizione. Questi riguardavano le sezioni dei condotti e le profondità dei pozzi visita.

Le verifiche e le correzioni sono state realizzate attraverso la consultazione delle seguenti fonti informative:

- fonti cartacee costituite da:

progetti originali di realizzazione di nuovi tratti, o rifacimenti, delle rete fognaria. Essi fanno parte dell'archivio del Comune di Bologna e conservato a cura di Hera Bologna per competenza.

Rilievi della rete fognaria eseguite dal gestore della rete.

Studi sullo stato della fognatura eseguiti da società incaricate.

- fonti verbali costituite da:
informazioni aggiuntive fornite dall'ex responsabile dell'ufficio fognature del Comune di Bologna, dagli operatori del servizio pronto intervento di Hera Bologna.
- sopralluoghi degli operatori:
verifica di elementi non noti e rilievo delle caratteristiche geometriche di manufatti speciali.

E' necessario precisare che per molti pozzetti non è stata trovata l'informazione della profondità del fondo riferita al piano stradale, convenzionalmente gli è stata assegnata profondità nulla.

Al termine di questa fase si è così realizzato il sistema informativo territoriale di tutta la rete di Bologna, composto essenzialmente di due tipologie di elementi: punti, ad indicare i pozzetti, linee ad indicare condotti, individuati dai due estremi.

5.3 Costruzione del modello

Terminata la fase preparatoria, che ha riguardato principalmente la costruzione, l'aggiornamento e la verifica del SIT della rete di Bologna, si è costruito un nuovo progetto in InfoWorks CS 7.0, e si è passati all'importazione della rete e degli elementi accessori. I nodi rappresentanti i pozzi visita e gli archi rappresentanti le condotte della rete sono stati importati dagli shapefile creati in Arcview.

In seguito alla fase di mera importazione è stata necessaria una fase di finitura, in cui sono state corrette le imprecisioni e gli errori non compatibili con una rete per la simulazione, sostanzialmente connessioni e incroci fra condotti. Questa operazione di finitura è stata possibile grazie ad alcune applicazioni di InfoWorks. Alla voce "strumenti di tracciamento" si trovano una serie di applicazioni che permettono di risolvere in maniera automatica connessioni per prossimità o casi simili.

Il sistema fognario del Comune di Bologna è praticamente un'unica rete che confluisce all'IDAR (Impianto di Depurazione Acque Reflue) situato in località Corticella. Altre piccole reti indipendenti sono quelle che drenano acque bianche provenienti da strade e parchi ed effluenti in ricettori naturali. Dove si sono notate dubbie interruzioni di rete nel sistema fognario combinato, si è analizzata la situazione per capire quale fosse la discontinuità da correggere.

Non è stato possibile intervenire su questi casi incerti con un unico comando automatico, poiché ogni situazione ha richiesto una certa razionalità nell'individuare l'effettiva topologia della rete.

Attraverso fasi successive di finitura si è quindi giunti, per quanto riguarda l'andamento planimetrico dei condotti, ad una versione corretta e veritiera della rete.

In questa fase sono anche state inserite tutte le informazioni relative alle varie sezioni che compongono il variegato sistema dei condotti utilizzati nella rete di Bologna. InfoWorks ha un database di sezioni usuali; per quelle speciali, di cui è ricca Bologna, è stato necessario l'inserimento manuale.

Tra i dati importati da Arcview mancava l'informazione relativa alla quota assoluta del terreno in corrispondenza dei nodi, l'unico dato rilevante a disposizione per impostare il

corretto andamento altimetrico dei condotti è la profondità del fondo del pozzo visita rispetto al piano stradale.

Poiché una rete fognaria ha un funzionamento a gravità è necessario conoscere con la massima precisione le quote di scorrimento dei condotti al fine di impostare le corrette pendenze ed evitare di rappresentare contropendenze non reali.

Le informazioni altimetriche relative alla quota del terreno sono state ricavate da:

quote puntuali, circa ogni 50 m, ricavate dalla cartografia CTR 5000.

rilievi in campagna fatti eseguire da Hera Bologna S.r.l. sulle botole di circa 1200 pozzi visita distribuiti sul territorio comunale di Bologna e distanziati tra loro di circa 250m. I rilievi sono stati effettuati in coordinate UTM con metodo celirimetrico e metodo Gps.

InfoWorks ha una funzione che permette di ottenere un modello del terreno di tipo TIN a partire dalle quote note di un numero limitato di punti. Procedendo con un'interpolazione spaziale si può quindi assegnare a tutti i nodi della rete la quota assoluta del terreno con una buona approssimazione.

E' stato realizzato un modello del terreno con i punti rilevati, essi non sono sufficientemente ravvicinati per poter supporre ovunque un andamento lineare tra due punti quotati. D'altra parte il modello del terreno è stato ottenuto con le quote ricavate dalla CTR 5000, che, pur essendo densamente distribuite, non possono essere ritenute del tutto affidabili, poiché non sufficientemente recenti. Gli scostamenti sono bene visibili confrontando quei punti in cui siano disponibili entrambe le informazioni altimetriche.

Nel tracciare i profili altimetrici dell'andamento dei condotti, si è supposto che il livello di fondo pozzetto coincidesse sempre col livello di fondo dei tubi di maggiori dimensioni ad esso interconnessi.

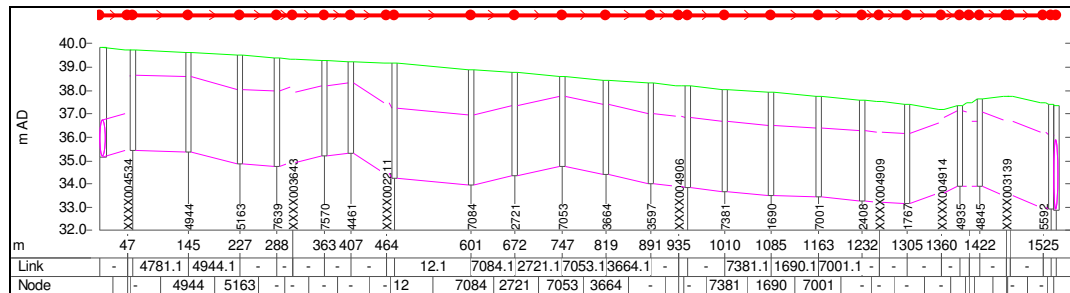


Figura 5.3. Prima fase dell'inserimento delle quote altimetriche.

L'andamento altimetrico così ricavato presenta molte contropendenze che non rappresentano il reale andamento delle condotte, si è supposto che i condotti di dimensioni maggiori siano stati realizzati con pendenza costante, conseguentemente nel modello sono stati impostati con pendenza costante tra i punti rilevati altimetricamente.

condotti e del fondo dei pozzetti, si è passati all'importazione di una serie di informazioni ulteriori, comunque fondamentali.

Sono state definite le caratteristiche specifiche degli impianti di sollevamento, impostando le curve portata-prevalenza e assegnando le quote di attacco-stacco.

Infine sono state inserite le soglie degli scaricatori interni e degli scaricatori di piena, desunti allo stesso modo da un SIT costruito nella fase di verifica di cui sopra. Lo shapefile a disposizione era costituito da elementi puntuali, mentre in InfoWorks le soglie sono elementi di tipo lineare. Pertanto non è stato possibile importare direttamente gli elementi soglie: si è ovviato impostando lo shapefile delle soglie come sfondo selezionabile ed è stato necessario disegnare manualmente le soglie. In un secondo momento i dati alfanumerici sono stati importati dallo shapefile di sfondo mediante istruzioni SQL associando i campi del database di InfoWorks ai relativi campi del database di Arcview.

Al termine di questa fase si è così ottenuto un modello topologicamente corretto, ma non ancora in grado di simulare in condizioni reali (Figura 5.5).

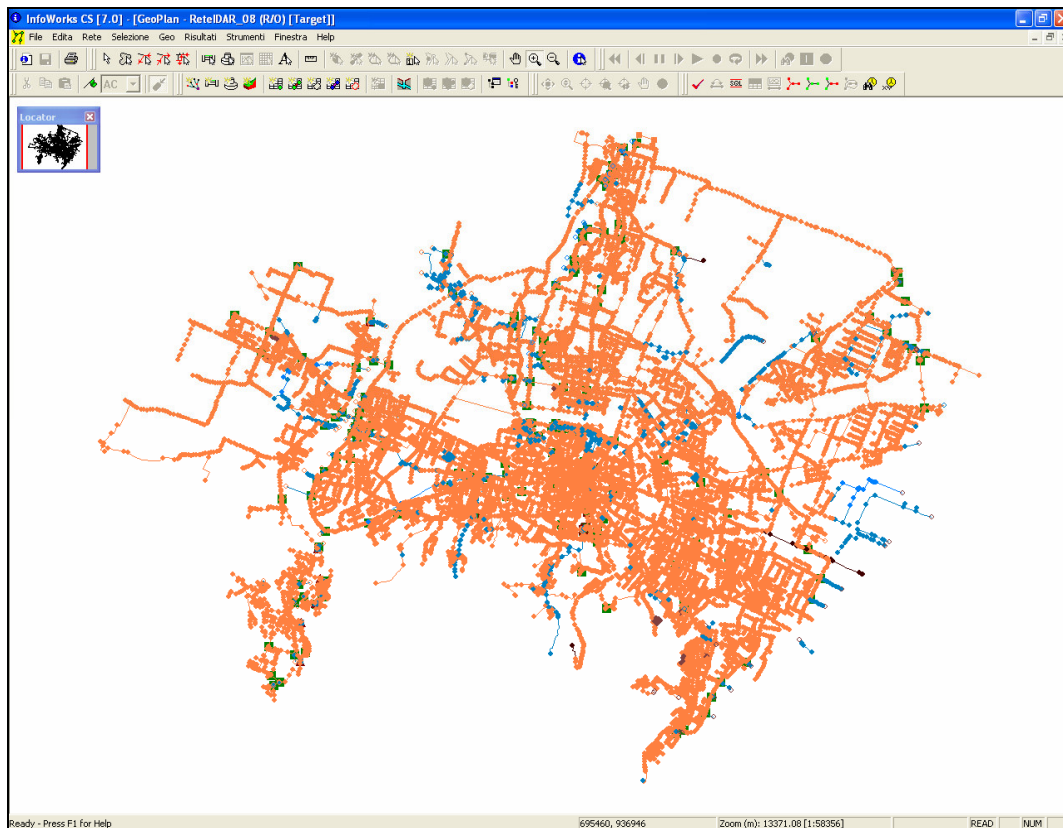


Figura 5.6 Il modello della rete fognaria di Bologna nell'ambiente di lavoro di InfoWorks CS 7.0.

Per poter simulare in condizioni reali occorre introdurre informazioni fondamentali quali dati di popolazione e dotazione idrica, per il tempo secco, e aree di pertinenza e tipologie di superficie per il calcolo delle trasformazioni afflussi- deflussi, in conseguenza agli eventi di pioggia. Questo genere di informazioni sono contenute, in InfoWorks, nell'unità fondamentale di superficie: il sottobacino.

Il sottobacino è dunque l'unità base per i calcoli idrologici e per la determinazione delle portate nere in tempo secco.

La costruzione dei sottobacini, unità fondamentali ma virtuali, si utilizza una procedura automatica basata sulla regola di Thiessen e trae origine da un poligono esterno, quindi da una semplice geometria, senza alcuna valenza idraulica. Mediante la nota regola InfoWorks provvede a suddividere il poligono in sottobacini. I poligoni di costruzione sono stati ricavati sulla base dei fogli CTR 5000 utilizzati come sfondo, seguendo i confini di deflusso naturale, in genere costituiti dai confini delle case, le strade, i parchi che nelle realtà urbane spesso costituiscono il vero ostacolo fisico al deflusso, piuttosto che la pendenza naturale. I macropoligoni sono stati costruiti senza superare la dimensione massima dei cinque ettari, per garantire la miglior precisione ottenibile.

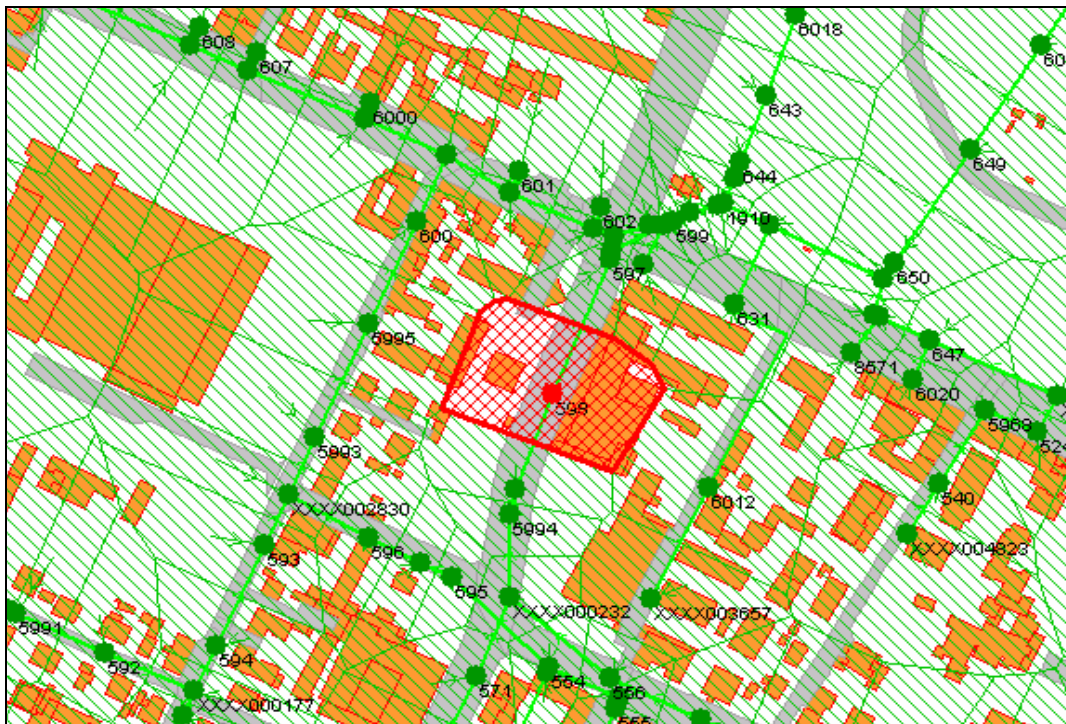


Figura 5.7. Esempio di costruzione dei sottobacini.

Al termine di questa fase sono stati ottenuti i sottobacini, ognuno dei quali è caratterizzato dal nodo di ingresso in rete, e dall'area di competenza.

Per valutare l'effettivo contributo idraulico dell'area bisogna specificare quanta porzione del singolo sottobacino sia di tipo permeabile o impermeabile. Questa valutazione può essere fatta analizzando i tipi di suolo presenti nell'area di studio mediante shapefile rappresentanti le caratteristiche urbane del territorio del comune di Bologna.

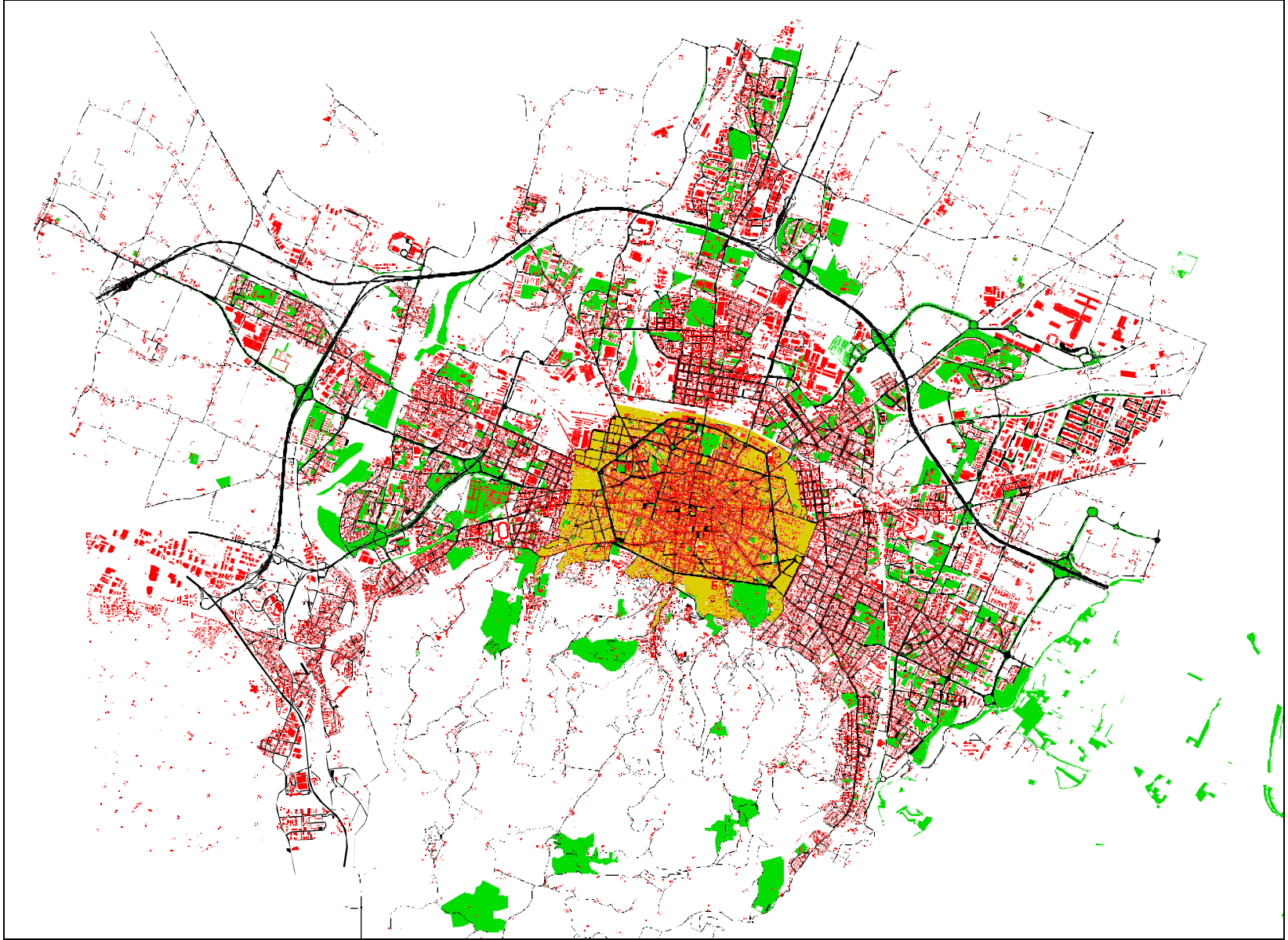
InfoWorks consente la suddivisione dell'area di ciascun sottobacino in 12 superfici definite dall'utente. Le caratteristiche idrologiche di tali superfici, fondamentale il coefficiente d'afflusso, vengono definite a parte, e qui solo richiamate.

La precisione in questo senso dipende dai dati a disposizione. Per la rete in oggetto sono state utilizzate CTC del Comune di Bologna e shapefile del SIT contenenti informazioni su strade, aree verdi, abitazioni e coperture varie.

Con le informazioni a disposizione sono state definite quattro diverse superfici, in cui ciascun sottobacino è stato suddiviso:

- Strade
- Tetti
- Cortili privati (considerati solo nel centro storico e nelle zone adiacenti ai viali di circonvallazione)
- Verde pubblico ed aree permeabili

Nella pagina seguente è rappresentata la suddivisione, secondo le superfici descritte, del territorio drenato dalla rete fognaria rappresentata nel modello: in nero le strade, in rosso gli edifici, in giallo i cortili privati ed in verde le aree permeabili.



Inoltre è necessario precisare che nella pagina di InfoWorks “uso del suolo” sono presenti le seguenti impostazioni:

- URBANO: per la descrizione delle superfici del centro storico
- BOLOGNA: per la descrizione delle superfici dell’intera area del Comune di Bologna e Casalecchio di Reno
- INDUSTRIALE: per la descrizione delle superfici industriali/commerciali

La suddivisione per usi del suolo è di fatto un raggruppamento di sottobacini. Ad esempio i sottobacini di tipo industriale potrebbero essere caratterizzati da una curva dei consumi diversa da quella delle aree residenziali, o potrebbero avere una dotazione idrica superiore, oppure essere caratterizzati da tipologie di superficie presenti solo in quel raggruppamento.

In InfoWorks è necessario definire la tipologia di uso del suolo, ma non è strettamente necessario definire usi del suolo differenti. Anche in questo senso la precisione è funzione dei dati a disposizione. Nel presente modello la suddivisione in tre tipologie di uso del suolo ha una valenza solo per ciò che riguarda il tasso di accumulo superficiale giornaliero. Come si vedrà nel seguito tale valore varia proprio in funzione dell’uso del suolo definito.

Si trattasse di una rete solo pluviale, le operazioni di inserimento dati sarebbero così concluse e si dovrebbe procedere alla definizione dei parametri di simulazione e a quelli di calibrazione. Trattandosi di una rete unitaria, occorre ancora associare a ciascun sottobacino i dati di popolazione, e a questi associare poi una dotazione idrica e una curva dei consumi, con l’andamento giornaliero.

Le portate reflue di tempo secco o portate nere sono le acque provenienti da scarichi civili ed industriali. La portata nera in una generica sezione di un collettore fognario è una grandezza variabile nel tempo che segue l’andamento dei consumi idrici.

Per calcolare la portata nera si possono valutare i consumi idropotabili medi delle utenze, a tale scopo si può fare riferimento ai volumi d’acqua fatturati, derivanti dalle letture dei contatori e dei dati relativi alla popolazione residente.

Inoltre è necessario conoscere l’andamento delle portate nel corso della giornata. Esso è legato alle abitudini della popolazione residente e la sua variabilità dipende molto dalle dimensioni della città, presenza di industrie, attività turistiche e ricreative, ecc.

Il modello schematizza le portate reflue di tempo secco come portate entranti nel sistema, in corrispondenza dei nodi della rete. Per distribuire sul modello le portate restituite dalle utenze si devono individuare sottobacini afferenti a ciascun nodo. Si può assumere, essendo la rete di tipo misto, che i sottobacini individuati per il drenaggio delle acque meteoriche siano i medesimi anche per le portate nere in ingresso in rete.

Conoscendo la distribuzione georeferenziata dei consumi idropotabili è possibile individuare immediatamente la portata entrante in ciascun nodo della rete, generata dai reflui di origine civile.

Per la rete in oggetto sono stati messi a disposizione i dati fatturati di consumo d’acquedotto mediante uno shapefile che attribuisce a una serie di punti sparsi sul territorio del comune, il volume d’acqua recapitata nelle zone circostanti ad esso. La visualizzazione di tali dati è mostrata nella Figura 5.7. Il volume annuo consumato in un singolo sottobacino è dato quindi dalla somma dei consumi puntuali in esso contenuti.

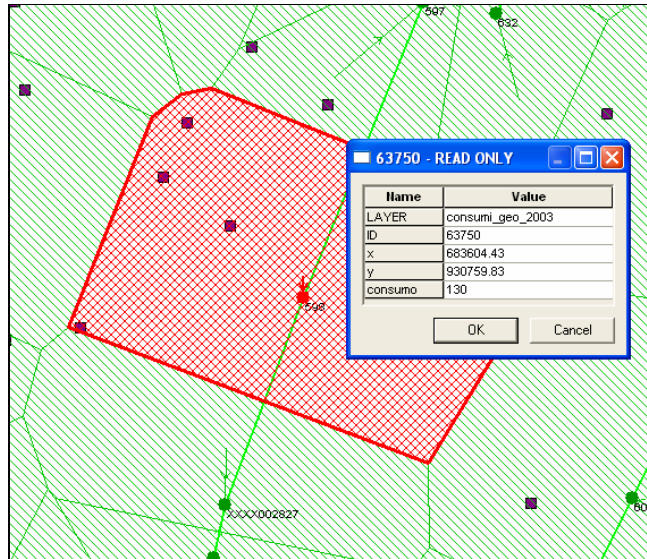


Figura 5.8. Attribuzione dei consumi fatturati ad un sottobacino.

InfoWorks permette di inserire questo tipo di dati mediante:

- L'assegnazione del numero di abitanti ad ogni sottobacino
- Consumo medio giornaliero di ciascun abitante.

Non disponendo di dati in questa forma, si è proceduto a qualche operazione per rappresentare la reale situazione.

Si è considerato come numero fittizio di abitanti per ciascun sottobacino il volume in metri cubi consumato al termine dell'anno in ciascun nodo:

$$N_{ab} = Volume$$

e come portata giornaliera un valore così ottenuto:

$$Q_g = \frac{1}{365} \cdot 0.8$$

il coefficiente 0.8 è stato inserito per considerare che non tutto il volume fatturato al contatore ritorna in fognatura.

InfoWorks calcola la portata di acque reflue afferenti a ciascun nodo come:

$$Q_n = Q_g \cdot N_{ab}$$

nel nostro caso sarà data da

$$Q_n \left[\frac{m^3}{g} \right] = \frac{1}{365} \left[\frac{1}{g} \right] \cdot 0.8 \cdot Volume [m^3]$$

vale a dire

$$Q_n = \frac{Volume \cdot 0.8}{365}$$

e quindi proprio la portata nera media giornaliera affluente a ciascun nodo in un giorno.

Le portate reflue sono sempre presenti in fognatura e hanno entità variabile nel tempo, esse dipendono dalle abitudini degli abitanti e dalle dimensioni della città. In questo studio è stato possibile descrivere l'andamento degli afflussi in fognatura

mediante l'assegnazione dei coefficienti orari. Anche questi sono stati forniti dall'ente gestore operando una media sui coefficienti ricavati dai consumi di una settimana campione nel mese di maggio. La distribuzione oraria è riprodotta nella seguente tabella e nel grafico sottostanti.

Tabella 5.1 . Coefficienti medi orari per la città di Bologna.

Ora	Q distr. / Q media	Ora	Q distr. / Q media
0	0.77	12	1.26
1	0.59	13	1.26
2	0.5	14	1.28
3	0.5	15	1.19
4	0.49	16	1.11
5	0.52	17	1.08
6	0.6	18	1.11
7	0.89	19	1.19
8	1.29	20	1.28
9	1.31	21	1.23
10	1.31	22	1.06
11	1.28	23	0.92

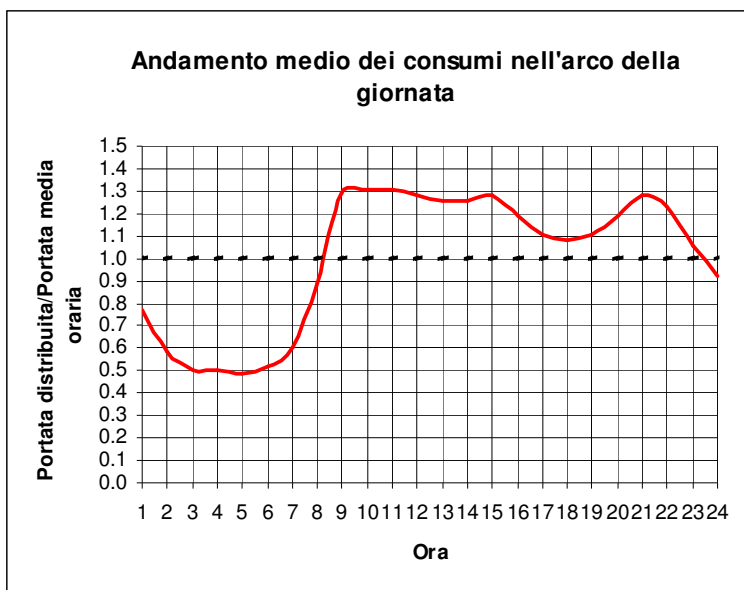


Figura 5.9. Andamento giornaliero dei consumi

Al termine della fase di caratterizzazione dei sottobacini sia per l'aspetto idrologico, sia per ciò che riguarda la determinazione delle portate nere di tempo secco, il modello è tecnicamente pronto sia per simulare eventi di pioggia, sia per simulare periodi di tempo secco, con il solo profilo delle portate nere.

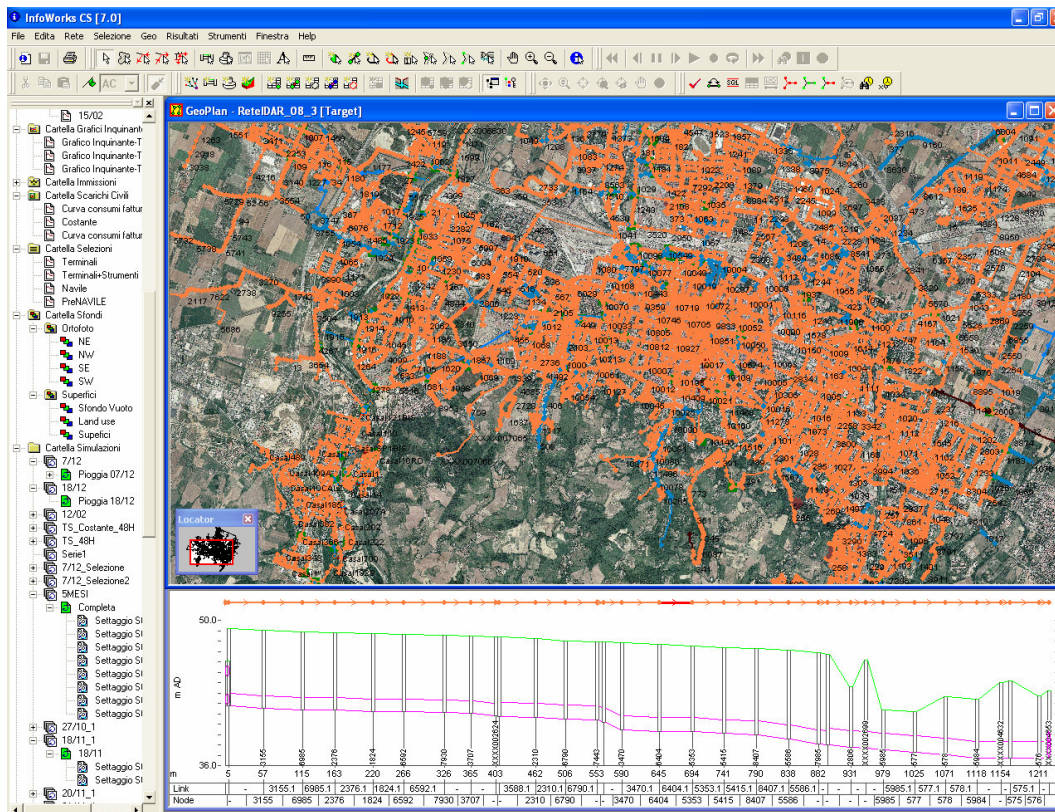


Figura 5.10. Modello completo della rete fognaria di Bologna. Vista dell'ambiente di lavoro.

La costruzione del modello ha richiesto un lavoro molto intenso, dovuto principalmente alla mole di dati con cui si è lavorato. Il presente lavoro si è svolto infatti senza operare alcuna semplificazione sul numero degli elementi che in origine componevano il SIT.

Tabella 5.2. Caratteristiche del modello.

Numero totale di nodi	18714
Numero totale di condotti	18702
Numero delle soglie	175
Numero degli sfiori	15
Impianti rotodinamici	19
Lunghezza totale (m)	727767.75
Dimensione condotte (mm)	100- 6800
Sottobacini	17211
Area totale sottobacini	5500.03
Pavimentata (%)	21
Tetti (%)	17
Livello del terreno minimo (m slm)	23.1
Livello del terreno massimo (m slm)	261.09

Le caratteristiche della rete costruita con il codice di calcolo InfoWorks CS 7.0 sono riassunte in Tabella 5.2.

5.4 La calibrazione del modello

Se da un lato i modelli deterministici, supportati da potenti strumenti di elaborazione, permettono la risoluzione completa delle equazioni che stanno alla base dei processi idraulico- idrologici, senza operare sostanziali semplificazioni, dall'altro richiedono una calibrazione rigorosa. Il grado di precisione con cui è possibile affrontare la schematizzazione ai vari livelli, deve essere suffragato da opportune campagne di misura, che ne consentano la calibrazione dei numerosi parametri.

Se questo è vero per i modelli idrologico- idraulici, ancora maggiore attenzione deve essere posta ai modelli di qualità. In ogni caso, per quanto precisa possa essere la calibrazione di un modello che simula anche la qualità, nei sistemi di drenaggio urbano, non solo i costi per la costruzione del modello e per la conduzione dell'opportuna campagna di misura sono decisamente più alti, ma anche le fonti di incertezza sono maggiori.

Per questi motivi è stata condotta una campagna di monitoraggio e campionamento sulla rete fognaria, cui è stata associata un'analogica campagna sul Canale Navile, uno dei maggiori ricettori degli scaricatori di piena della rete drenante della città di Bologna.

I dati risultanti dalla campagna di misure hanno permesso di calibrare il modello sia in tempo secco, principalmente per ciò che riguarda i profili delle portate nere e la dotazione idrica, sia durante gli eventi rilevati, intervenendo sul coefficiente di afflusso, per la parte idrologico- idraulica, e sui parametri qualitativi, per ciò che riguarda il modulo di qualità.

5.4.1 Calibrazione sui dati di tempo secco

Per la valutazione delle sole portate nere generate dal modello da confrontare con le portate nere misurate dagli strumenti è stata utilizzata la curva di consumi impostata in fase di costruzione del modello e che può qui essere definita di primo tentativo. La simulazione ha evidenziato un notevole scostamento tra il risultato del modello rispetto ai dati sperimentali, sia in termini quantitativi (portata generata molto inferiore rispetto alla misurata) sia in termini di forma. Per adeguare il modello in modo tale da ottenere valori simili tra misurato e simulato, in fase di calibrazione il valore di portata media pro capite (per capita flow) precedentemente impostato a 2,198 l/ab giorno è stato portato a 3,836 l/ab giorno.

Grazie alle misure rilevate nei mesi di monitoraggio, nelle diverse sezioni, è stato possibile desumere la curva che rappresenta l'andamento dei consumi giornalieri, nel giorno medio feriale e festivo, ricavata come media delle curve misurate dagli strumenti all'interno dei condotti fognari.

InfoWorks consente infatti l'inserimento di più curve di consumo, sia per giorni feriali, sia per i giorni festivi, sia per il giorno generico, non specificato.

Il seguente grafico rappresenta i coefficienti giornalieri delle curve di portata ricavati dal rapporto tra portata misurata e portata media giornaliera: sono stati utilizzati per definire la curva "design" dei consumi civili.

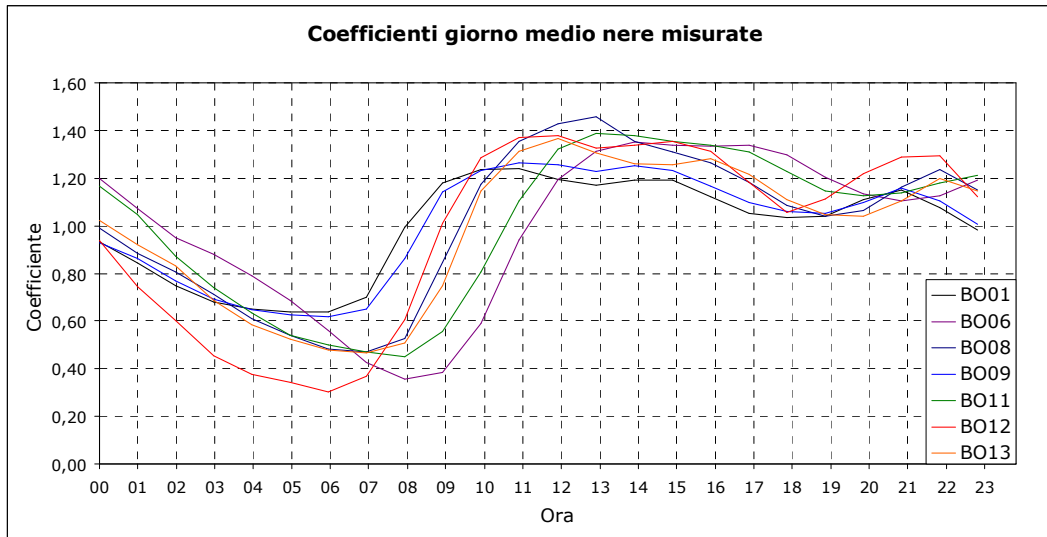


Figura 5.11. Andamento della curva giornaliera, mediata su giorni diversi. Dati provenienti dalle diverse sezioni monitorate.

Analogamente sono stati ricavati i coefficienti per definire le curve “calibration weekday” e “calibration weekend” per definire i consumi civili rispettivamente nei giorni feriali e festivi. La curva dei consumi idropotabili è stata infine traslata di 2 ore anticipate rispetto alle portate effettivamente misurate in fognatura.

I parametri rappresentanti le tre curve sono riportati nella Tabella 5.3.

Tabella 5.3. Coefficienti orari delle curve delle portate nere.

Time (hh:mm)	Design	Calibration weekday	Calibration weekend	Time (hh:mm)	Design	Calibration weekday	Calibration weekend
00:00	1.06	0.86	0.82	12:00	1.38	1.21	1.46
01:00	0.95	0.73	0.7	13:00	1.39	1.22	1.4
02:00	0.84	0.62	0.61	14:00	1.34	1.23	1.37
03:00	0.72	0.53	0.55	15:00	1.31	1.2	1.28
04:00	0.61	0.48	0.5	16:00	1.3	1.11	1.18
05:00	0.54	0.47	0.48	17:00	1.24	1.07	1.1
06:00	0.49	0.51	0.49	18:00	1.14	1.08	1.08
07:00	0.47	0.86	0.58	19:00	1.08	1.17	1.11
08:00	0.5	1.2	0.9	20:00	1.08	1.26	1.16
09:00	0.72	1.31	1.21	21:00	1.14	1.23	1.1
10:00	1.05	1.32	1.43	22:00	1.21	1.11	1.02
11:00	1.26	1.24	1.54	23:00	1.17	0.98	0.93

In questa fase è stata data una caratterizzazione qualitativa del refluo, associando così alle nere l’andamento delle concentrazioni dei principali elementi di interesse.

Si è scelto di impostare un andamento costante delle concentrazioni nell’arco della giornata, senza quindi fornire coefficienti di variazione, funzione dell’ora del giorno.

Sono stati utilizzati valori di letteratura.

Tabella 5.4. Concentrazione degli inquinanti associati alle portate nere.

SF1 (mg/l)	BOD (mg/l)	COD (mg/l)	TKN (mg/l)	NH4 (mg/l)
240	350	500	73	20

Gli elementi associati alle portate nere sono definiti come concentrazione. Occorre precisare che per ciò che riguarda BOD5, COD, TKN, e NH4 ci si riferisce alla sola frazione disciolta.

E' possibile associare diverse curve di consumo, ai diversi usi del suolo. Per l'attuale rete di Bologna è stata definita una sola curva di consumo. Con dati più precisi è sempre possibile ottenere un dettaglio migliore ed impostare più curve, definite per zone omogenee di modalità di consumo.

In Figura 5.12 si riportano i grafici di esportazione di InfoWorks, relativi alla simulazione delle sole portate nere, in alcune delle sezioni monitorate.

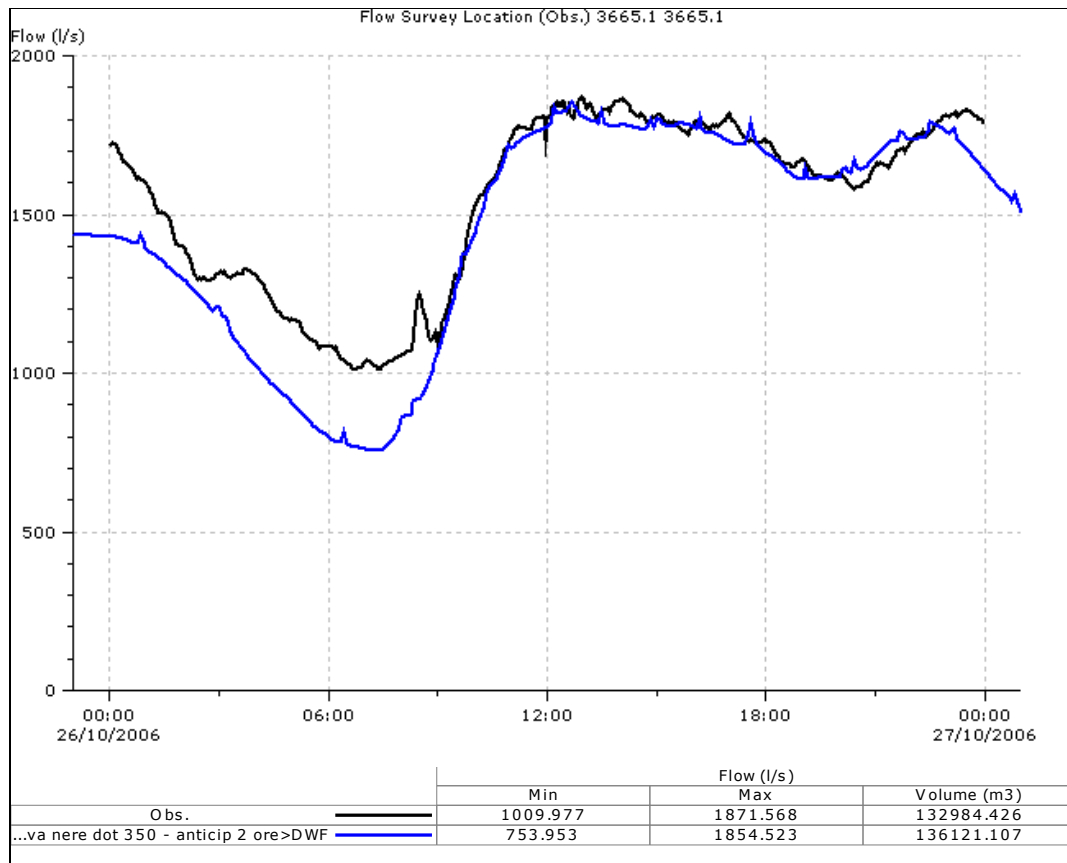


Figura 5.12. Confronto fra portata osservata e simulata, nella sezione di uscita del depuratore.

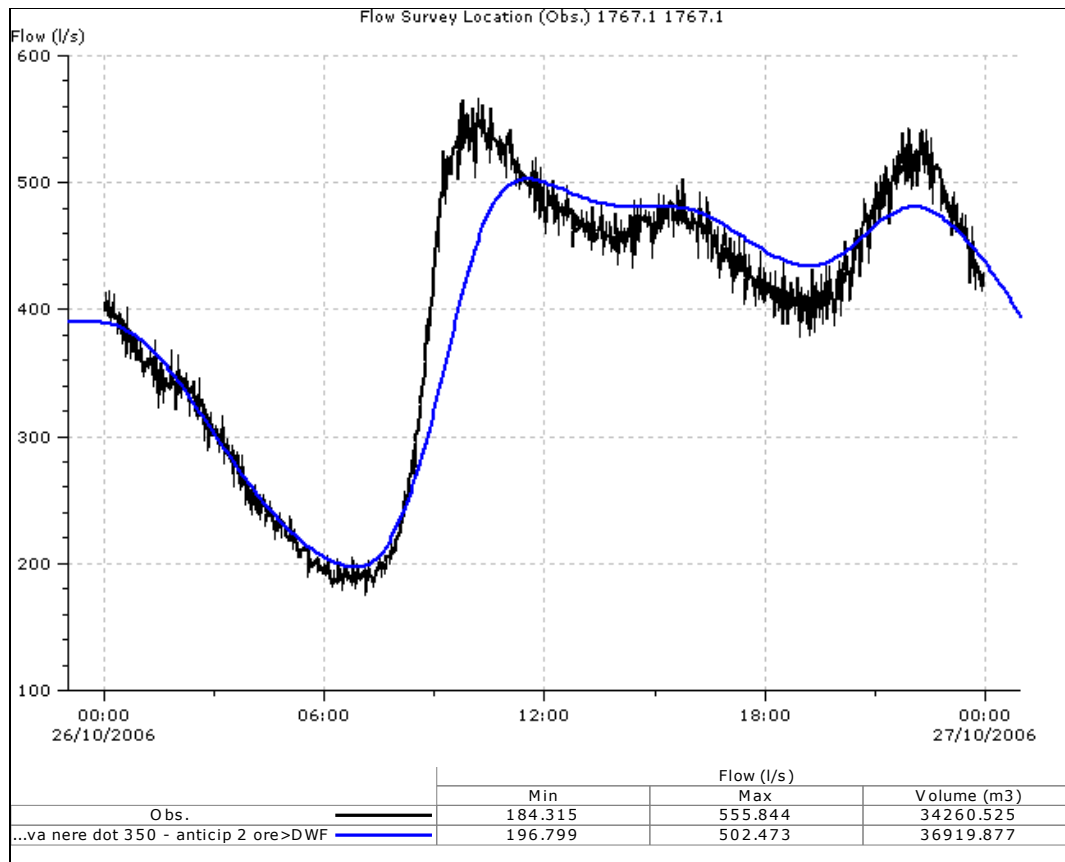


Figura 5.13. Confronto fra portata osservata e simulata, nella sezione di misura di Via Romita.

5.4.2 Analisi di sensitività e calibrazione sulla base degli eventi misurati

I risultati delle campagne di monitoraggio e campionamento su cui è basata anche la calibrazione del modello della rete, sono mostrati nel Capitolo 4. Si è dunque visto che fisiologici malfunzionamenti, errori di misura e l'applicazione di una soglia minima su intensità massima, cumulata di pioggia e differenziale fra eventi, hanno fatto sì che non tutti i pluviometri rilevassero le stesse precipitazioni. Ciascun evento può quindi essere caratterizzato da una certa configurazione dei pluviometri, funzione degli strumenti che hanno rilevato regolarmente lo ietogramma.

In fase di calibrazione sono stati simulati sette eventi di pioggia, ciascuno caratterizzato da una diversa configurazione dei pluviometri. InfoWorks consente l'inserimento di più profili di pioggia, occorre quindi configurare la rete in funzione dei pluviometri attivi, evento per evento. Si riporta in Tabella 5.5 il prospetto evento registrato- pluviometri in uso che costituisce la base su cui sono state configurate le reti.

Tabella 5.5. Prospetto dei pluviometri in funzione, evento per evento.

Pluviometro	18/11/2006	20-22/11/2006	07/12/2006	09/12/2006	18/12/2006	25/01/2007	12/02/2007
1 Lazzaletto	X	X	X	X	X	X	X
2 Fossolo	X		X	X	X	X	X
3 Togliatti	X			X	X		
4 Casalecchio	X	X	X	X	X	X	X
5 San Lazzaro	X	X	X	X	X	X	X
6 Centro	X	X	X	X	X	X	X
TOTALE	6	4	5	6	6	5	5

Sono stati simulati complessivamente 7 eventi di pioggia per quanto riguarda la calibrazione quantitativa del modello, per alcuni eventi ritenuti maggiormente significativi sono state effettuate 6 simulazioni mentre per gli ultimi eventi sono state fatte solo alcune simulazioni per verificare l'attendibilità dei parametri scelti. Si riporta nel seguito la configurazione a 4, 5, 6 pluviometri, coprente l'intera casistica delle reti utilizzate per le simulazioni di calibrazione (Figure 5.14, 5.15, 5.16).

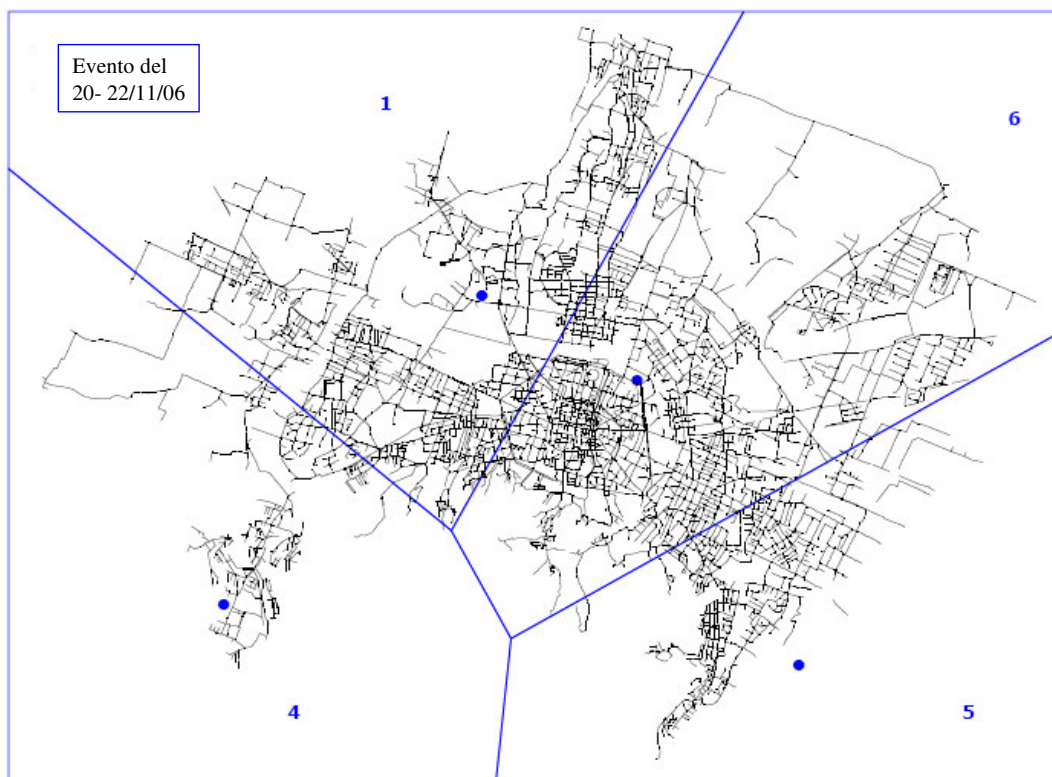


Figura 5.14. Suddivisione mediante i topoi di Thiessen. Configurazione a 4 pluviometri.

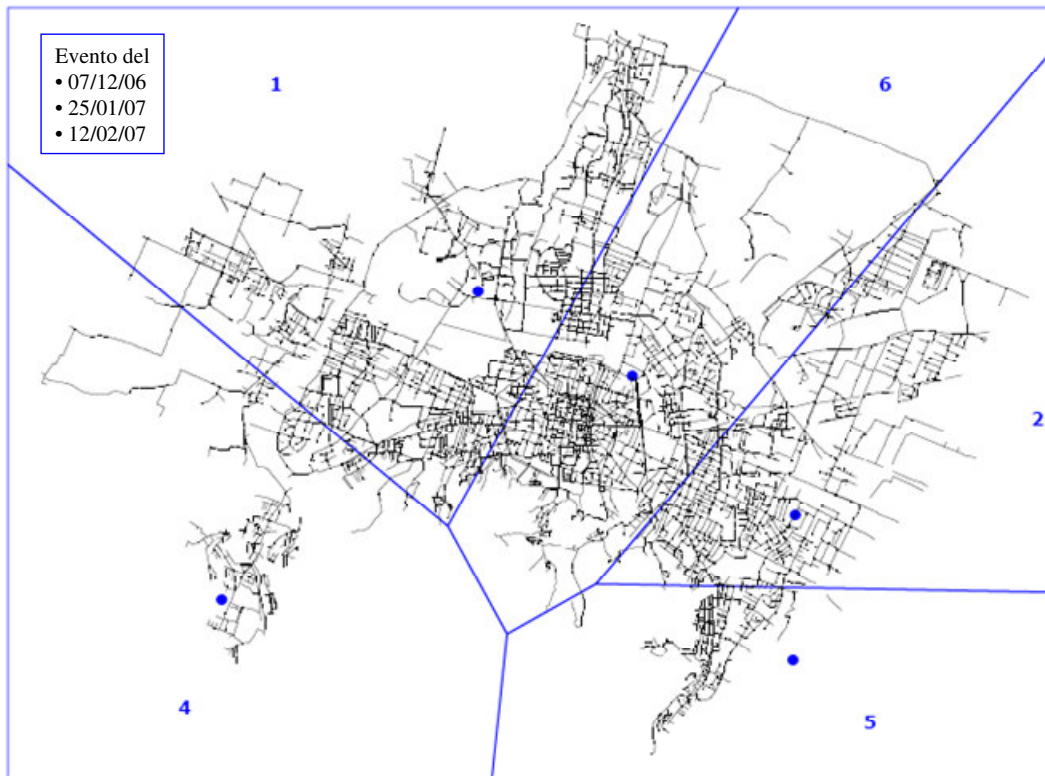


Figura 5.15. Suddivisione mediante i topoi di Thiessen. Configurazione a 5 pluviometri.

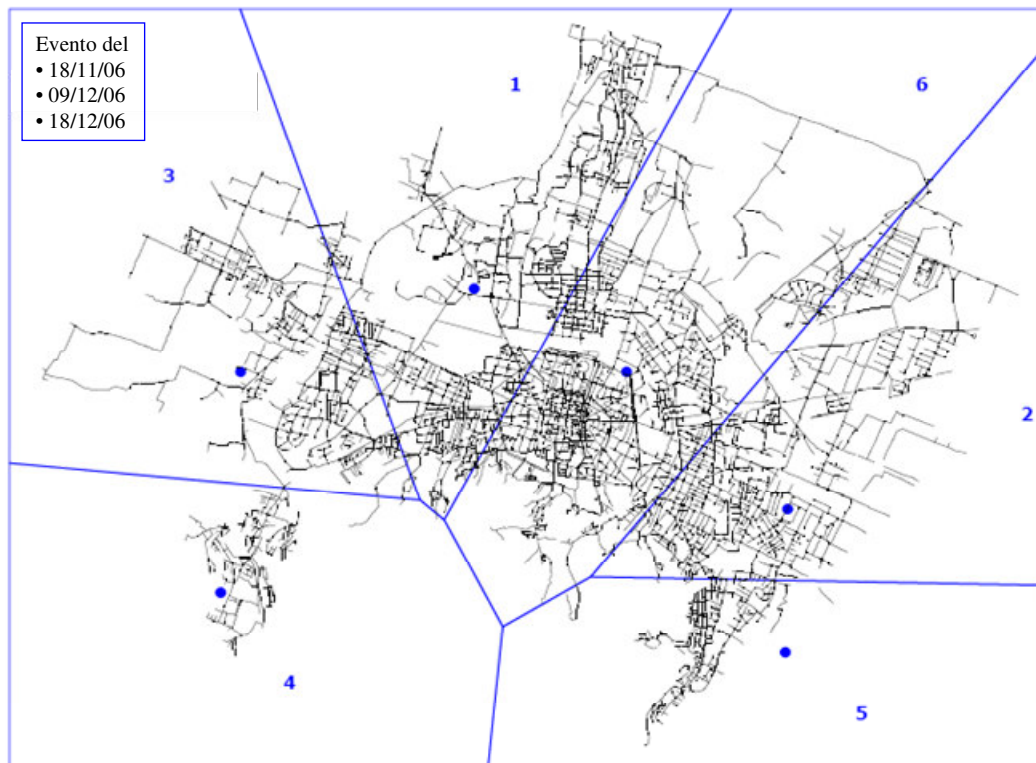


Figura 5.16. Suddivisione mediante i topoi di Thiessen. Configurazione a 6 pluviometri.

Per stabilire l'influenza dei parametri idrologici e idraulici è stata fatta dapprima un'analisi di sensitività, attraverso la quale si è potuto osservare come la parte idrologica fosse decisamente più influente di quanto non fosse quella idraulica. E' risultato infatti più importante definire opportunamente i parametri caratterizzanti i sottobacini e le superfici del bacino, rispetto alla calibrazione idraulica della rete. Nella rete fognaria di Bologna, molto estesa e con età di servizio delle condotte molto diverse, vi sono infatti molti materiali diversi e differenti tipologie costruttive da non rendere il parametro della scabrezza particolarmente rilevante. E' stato infatti sufficiente scegliere un valore univoco per tutta la rete modellata.

Relativamente a tale parametro in InfoWorks è possibile utilizzare sia la formulazione di Colebrook- White, sia quella di Manning.

Occorre definire un valore per il terzo inferiore, e uno per la restante parte.

E' stata scelta la formulazione di Colebrook- White (CW) e i valori di scabrezza utilizzati per tutti i condotti della rete sono stati di 8 mm per il terzo inferiore e 1 mm per la restante parte. I valori derivano dall'esperienza maturata e da numerose pubblicazioni: corrispondono rispettivamente a pareti in cemento solo in parte intonacate o in muratura e a qualche deposito sul fondo, e a condizioni migliori per la parte superiore.

Diverso è stato invece il discorso per la calibrazione della parte idrologica: la calibrazione vera e propria ha riguardato la scelta del coefficiente d'afflusso ϕ .

In un primo momento si è considerato un valore univoco del coefficiente per ciascuna delle quattro superfici definite, attraverso la scelta del modello razionale, in InfoWorks definito appunto "fixed".

In un secondo tempo si è giunti alla scelta, risultata poi quella definitiva, del modello Wallingford, in cui il coefficiente viene variato in funzione di alcuni parametri attraverso l'equazione empirica vista in precedenza:

$$PR = 0,829 \cdot PIMP + 25,0 \cdot SOIL + 0,078 \cdot UCWI - 20,7$$

Ove il coefficiente di deflusso, PR: risulta funzione della percentuale della superficie impermeabile, PIMP, dell'infiltrazione, qui SOIL, e dell'indice di umidità del suolo, UCWI.

Per capire l'influenza dei parametri si riportano alcuni diagrammi della portata generata dal modello all'interno dei condotti nelle diverse impostazioni dei parametri (Figura 5.17 e 5.18).

I parametri di calibrazione utilizzati nelle simulazioni riportate nei grafici sono riassunti in Tabella 5.6.

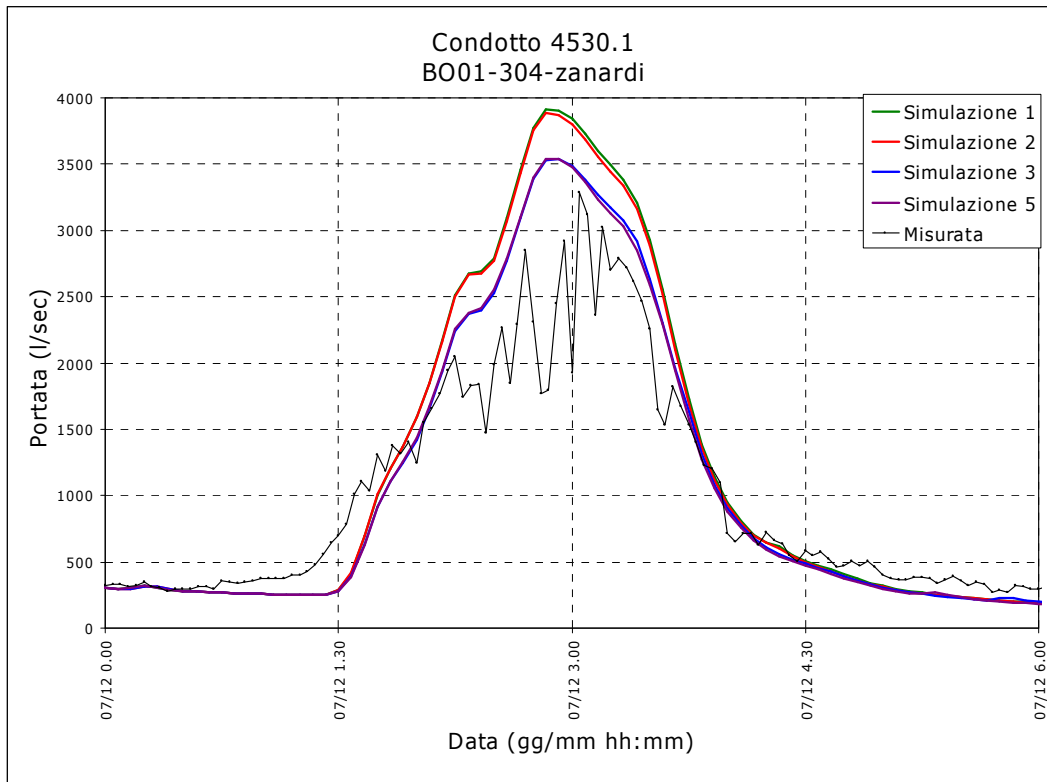


Figura 5.17. Idrogramma misurato e output di diverse simulazioni con differenti valori del coefficiente di afflusso ϕ . Sezione di misura di Via Zanardi, evento del 07/12/06.

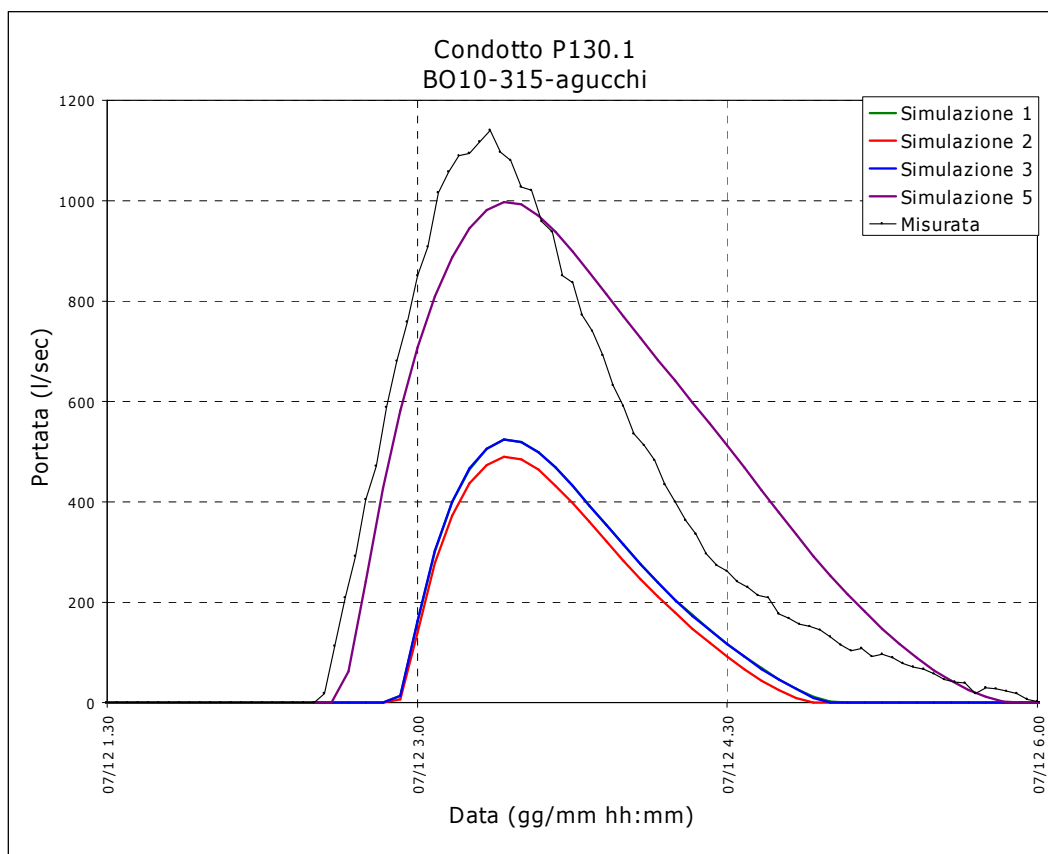


Figura 5.18. Confronto fra l'idrogramma misurato e quelli simulati con diversi valori del coefficiente ϕ di afflusso. Sezione di misura sullo scaricatore di Via Agucchi, 07/12/06.

Tabella 5.6. Valori del coefficiente ϕ di afflusso utilizzati nelle simulazioni.

	ID	Descrizione	Metodologia Afflussi/Deflussi	Modello Ruscaldamento	Coeff. Afflusso/Deflusso o Fisso	Min Deflusso	Max Deflusso	Distrib. Deflusso
Sim 1	71	Strade	Wallingford	Fixed	0.85			
	72	Tetti	Wallingford	Fixed	0.85			
	73	Cortili privati centro	Wallingford	Fixed	0.75			
	74	Verde pubblico e permeabile	Wallingford	Fixed	0.1			
Sim 2	71	Strade	Wallingford	Fixed	0.85			
	72	Tetti	Wallingford	Fixed	0.85			
	73	Cortili privati centro	Wallingford	Fixed	0.75			
	74	Verde pubblico e permeabile	Wallingford	Fixed	0.05			
Sim 3	71	Strade	Wallingford	Fixed	0.85			
	72	Tetti	Wallingford	Fixed	0.85			
	73	Cortili privati centro	Wallingford	Fixed	0.4			
	74	Verde pubblico e permeabile	Wallingford	Fixed	0.1			
Sim 5	71	Strade	Wallingford	Wallingford		0.8	0.9	1
	72	Tetti	Wallingford	Wallingford		0.8	0.9	1
	73	Cortili privati centro	Wallingford	Wallingford		0.3	0.6	1
	74	Verde pubblico e permeabile	Wallingford	Wallingford		0	0.1	0.1

Come si nota dai grafici riportati, il miglioramento nel fitting fra le curve ricavate con i metodi "Fixed" e "Wallingford" è netto. In seguito a tali evidenze si è scelto di utilizzare la metodologia Wallingford per il calcolo del ruscellamento superficiale.

A partire da una configurazione con parametri ricavati da note pubblicazioni scientifiche è stata condotta una prima simulazione. Dai risultati si è visto che le portate calcolate dal modello nei condotti uscenti dal centro storico e nei condotti della periferia ovest venivano sovrastimate, mentre nei condotti della periferia est erano pressoché paragonabili alle portate misurate. Pertanto le successive modifiche dei parametri idrologici hanno riguardato quasi esclusivamente due delle quattro superfici impostate: i cortili privati (presenti solo nella zona del centro storico) ed il verde pubblico comprendente anche le aree permeabili non altrimenti definite.

Dall'analisi dei risultati delle simulazioni sono state ricavate le informazioni necessarie per apportare le modifiche definitive dei parametri idrologici, di cui si riportano i valori in Tabella 5.7.

Tabella 5.7. Limiti di variazione per l'equazione Wallingford scelti per la rete di Bologna.

ID	Descrizione	Afflussi/Deflussi	Modello Ruscellamento	Min Deflusso	Max Deflusso	Distrib. Deflusso
71	Strade	Wallingford	Wallingford	0.8	0.9	1
72	Tetti	Wallingford	Wallingford	0.8	0.9	1
73	Cortili privati centro	Wallingford	Wallingford	0.3	0.6	1
74	Verde pubblico- permeabile	Wallingford	Wallingford	0	0.1	0.1

Nella tabella che segue viene riportato il dettaglio delle scelte effettuate relativamente ai modelli e ai parametri di calibrazione utilizzati, per la parte idrologica ed idraulica.

Tabella 5.8. Schema riassuntivo dei parametri idrologici per la rete di Bologna.

ID	Tipologia Superficie	71	72	73	74
	Descrizione	Strade	Tetti	Cortili privati centro	Verde pubblico e permeabile
	Metodologia Afflussi/Deflussi	Wallingford	Wallingford	Wallingford	Wallingford
	Tipo di Superficie	Impervious	Impervious	Impervious	Pervious
	Tipologia Perdite Iniziali	Slope	Slope	Slope	Slope
	Valore Perdite Iniziali	0.000071	0.000071	0.000071	0.00028
	Modello Ruscellamento	Wallingford	Wallingford	Wallingford	Wallingford
	Coeff. Afflusso/Deflusso Fisso	0.85	0.85	0.75	0.05
	Min Deflusso per Wall. Proc.	0.8	0.8	0.3	0
	Max Deflusso per Wall. Proc.	0.9	0.9	0.6	0.1
	Distrib. Deflusso Secondo Wall. Proc.	1	1	1	0.1
		Metodo	Terzo inferiore	Superiore	
	Coefficiente di scabrezza	Colebrook- White	8	1	

Prima della calibrazione vera e propria è stata condotta un'analisi di sensitività sulle simulazioni dell'evento del 07/12/06 allo scopo di valutare quali parametri avessero maggiore influenza sull'intero processo, in modo di concentrare il lavoro di calibrazione ai soli parametri identificati come maggiormente significativi.

Come si vede nei grafici che seguono, i parametri maggiormente influenti, e su cui si è intervenuto nella successiva fase di calibrazione, sono:

1. Parametri per l'accumulo superficiale: P_s , tasso di accumulo degli inquinanti in superficie;
2. Parametri per il lavaggio superficiale: valore dei parametri dell'equazione della capacità erosiva esercitata dalla pioggia;
3. Parametri per il trasporto nei condotti: D50 dei sedimenti della frazione SF1;
4. Parametri per la definizione del fattore di potenza, per il BOD₅ e il COD.

Le altre assunzioni adottate, come quella sul modello di ruscellamento e sul modello di trasporto solido, sono nel seguito riassunte, ma non si tratta di parametri di calibrazione.

5.4.1.1 Sensitività al parametro P_s , tasso di accumulo in superficie

Relativamente al parametro di accumulo in tempo secco in una prima fase è stato impostato un valore univoco, valido per tutti i sottobacini della rete di Bologna, specificato attraverso un unico land use, con un unico pollutant index. Tale valore è stato posto pari a 6, 8, 15 kg/ha giorno, partendo da considerazioni sulla distribuzione delle superfici all'interno del bacino e da dati di letteratura.

Successivamente è stato assegnato un diverso tasso di accumulo di tempo secco in funzione di tre differenti usi del suolo del territorio del Comune di Bologna, secondo lo schema riportato nella figura seguente.

In Infoworks è infatti possibile identificare attraverso la maschera dei land use, raggruppamenti di sottobacini, a cui si assegnano caratteristiche comuni, come ad esempio densità abitative, o particolari curve dei consumi.

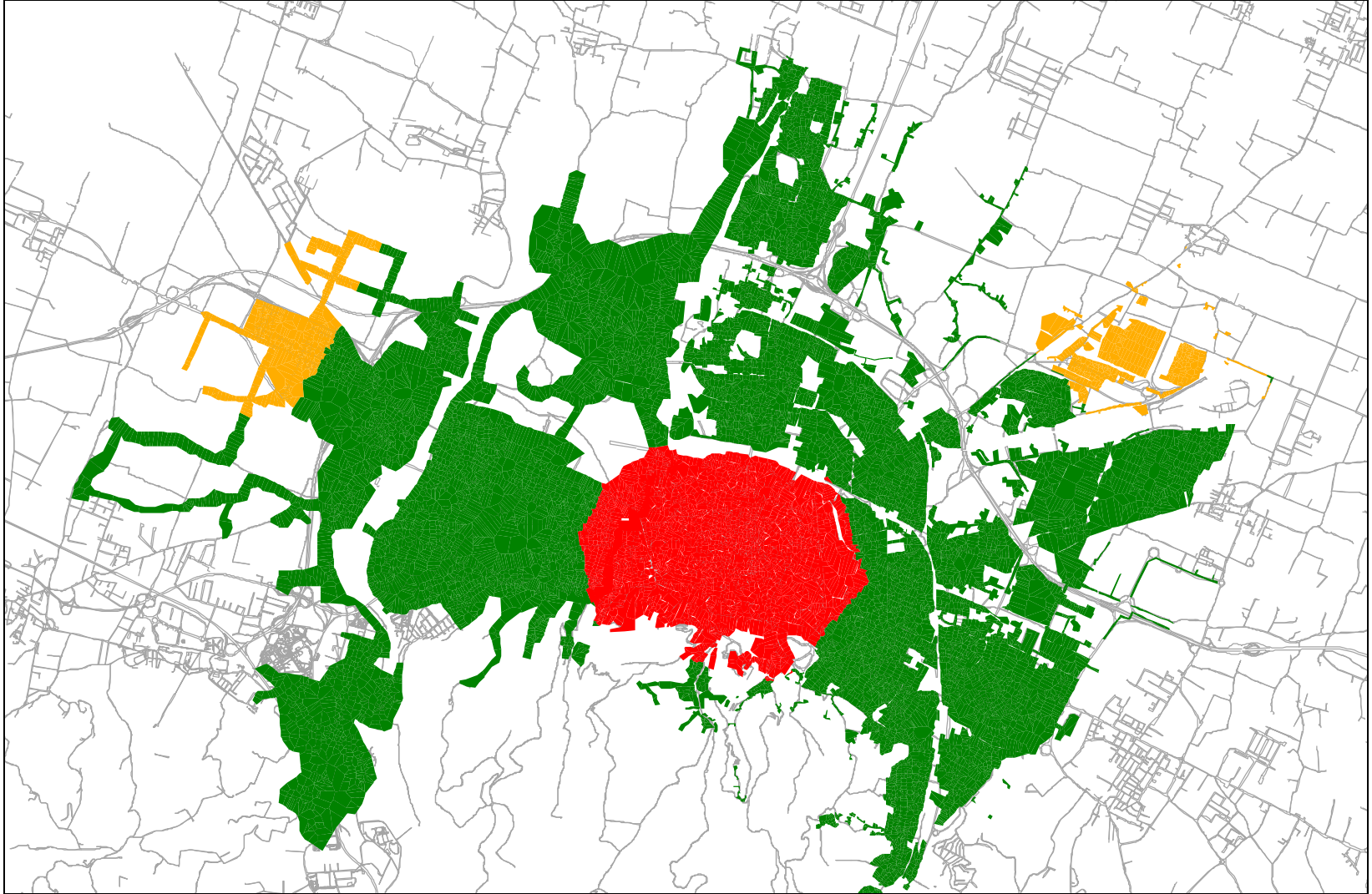
Nella realizzazione del modello della rete fognaria di Bologna sono state individuate tre macro aree, corrispondenti al territorio del centro storico (urbano continuo, in rosso); al territorio della prima periferia, caratterizzato da una maggiore variabilità delle superfici (urbano discontinuo, in verde); e alla porzioni delle aree di tipo artigianale/ industriale (in giallo).

Ciascuna macro area corrisponde in InfoWorks ad un diverso land use. Ad ogni land use è possibile associare profili di consumi, densità abitative, particolari superfici e, dal punto di vista qualitativo, diversi indici inquinante. E' attraverso l'indice inquinante (pollutant index) specificato che si entra nella maschera "Surface pollutant editor" definita sopra, e si specificano i parametri di qualità.

Tabella 5.9. Suddivisione del bacino secondo l'uso del suolo.

Land use ID	Descrizione	Superficie (ha)	Poll. Index
Bologna	Urbano discontinuo	4485.34	1
Industriale	Industriale e artigianale	305.83	2
Urbano	Urbano continuo	830.31	3

Si riporta nel seguito un grafico di sensitività sul parametro P_s di accumulo superficiale per la frazione solida; la successiva fase di calibrazione si è concentrata sulla ricerca della migliore terna di valori di accumulo per i tre land use definiti.



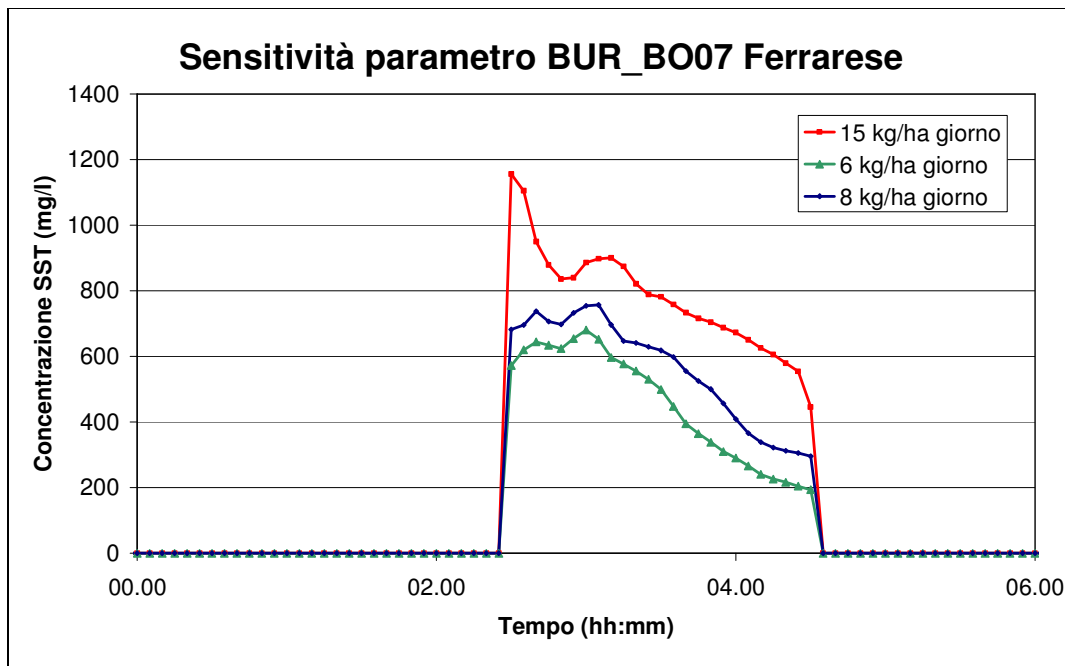


Figura 5.19. Sensitività al parametro di accumulo superficiale.

5.4.1.2 Sensitività ai parametri dell'equazione della capacità erosiva della pioggia K_a

Si ricorda l'espressione che definisce il fattore di erosione esercitato dalla pioggia:

$$K_a(t) = C_1 \cdot i(t)^{C_2} - C_3 \cdot i(t)$$

Partendo da valori di letteratura per i parametri è stato possibile stabilire come i parametri C_1 , C_2 , abbiano una netta influenza sulla forma dei pollutogrammi, mentre come il parametro C_3 abbia influenza pressoché nulla. La successiva fase di calibrazione si è concentrata sui primi due parametri e ha tralasciato il terzo, che è stato fissato pari a 29, come di default.

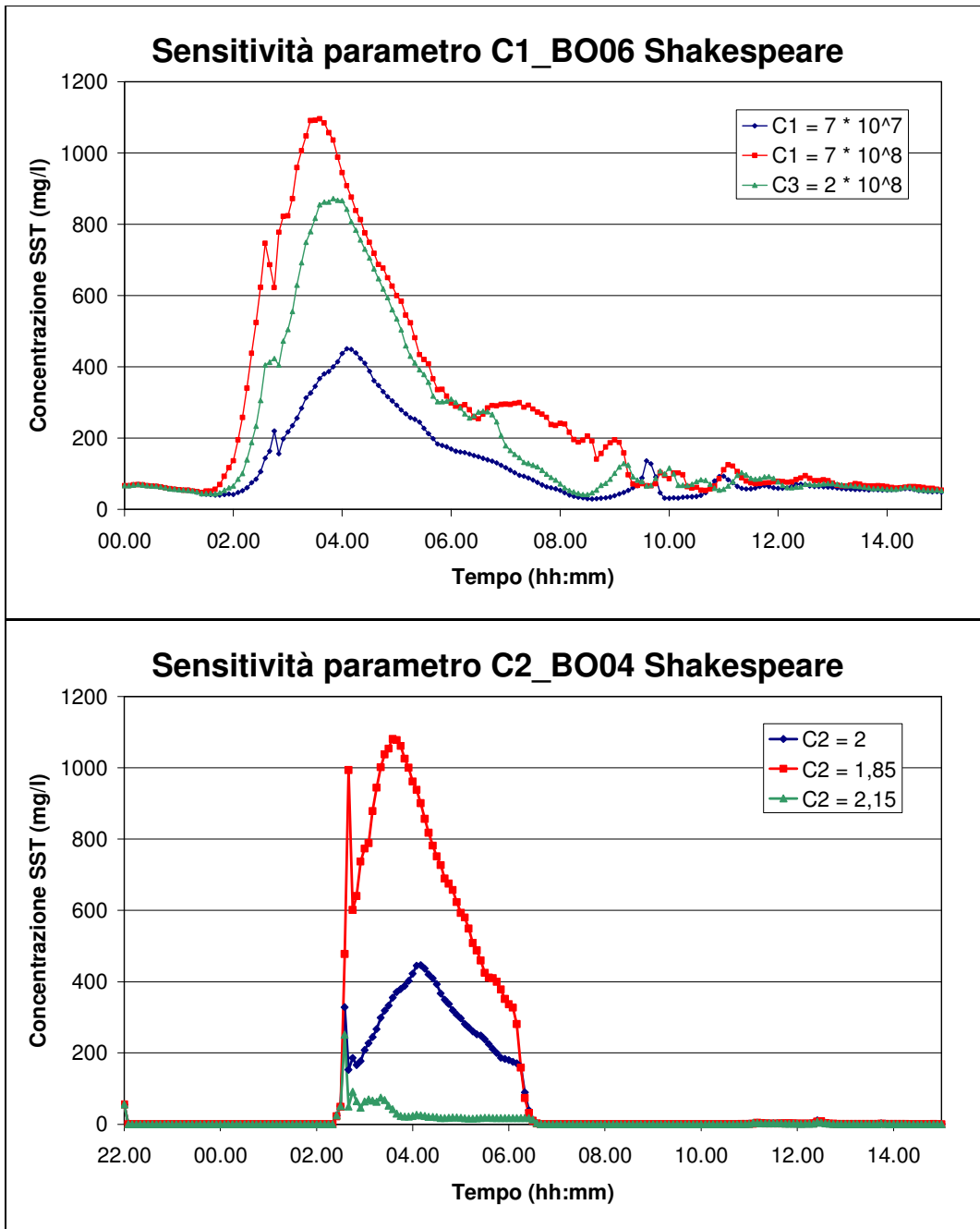


Figura 5.20. Sensibilità ai parametri C_1 (sopra) e C_2 (sotto) dell'equazione del fattore di erosione K_a .

5.4.1.3 Parametri di trasporto nei condotti

I parametri fondamentali sono il peso specifico e il D50 delle frazioni che si è scelto di modellare.

Per il presente modello è stata utilizzata solo una frazione granulometrica, per la quale non è stato mai variato il valore di peso specifico, mentre è stata invece condotta un'analisi di sensibilità al variare del valore del diametro medio.

Il parametro D50 non è però poi stato oggetto della fase di calibrazione poiché il suo valore è stato sperimentalmente ricavato da prove di campo, su superficie stradale.

Il D50 ricavato da tali prove, e ritenuto significativo per tutta l'are di Bologna, è stato di 0,2 mm.

Tale valore è quello definitivo utilizzato per il modello. Il grafico seguente mostra comunque la variazione del pollutogramma simulato, in funzione della variazione del parametro D50.

Dalla medesima campagna sperimentale si è ricavato anche il valore del peso specifico, pari a 1,8, contro il valore di 1,7 di default.

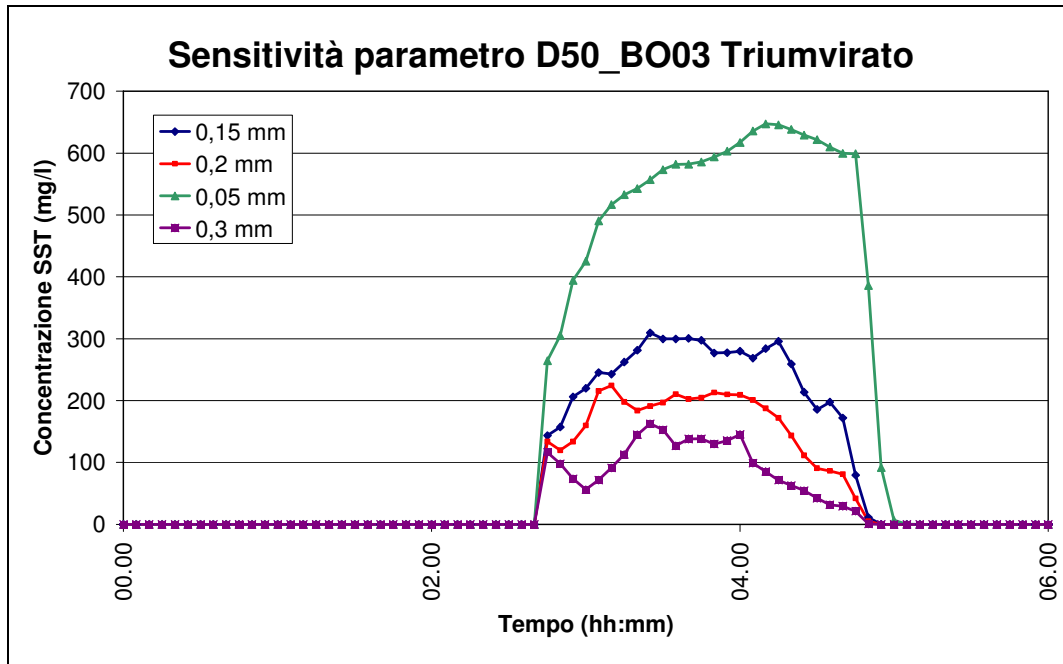


Figura 5.21. Analisi di sensitività per il parametro D50.

5.4.1.4 Parametri di definizione del fattore di potenza per BOD₅ e COD

Per entrambi gli elementi l'equazione che definisce il fattore di potenza è la stessa:

$$K_{pn} = C_1 \cdot (IMKP - C_2)^{C_3} + C_4$$

Di questa, attraverso l'analisi di sensitività si è visto come i parametri più influenti fossero il C_1 e il C_2 ; il C_3 e il C_4 non sono entrati in fase di calibrazione in quanto di peso trascurabile.

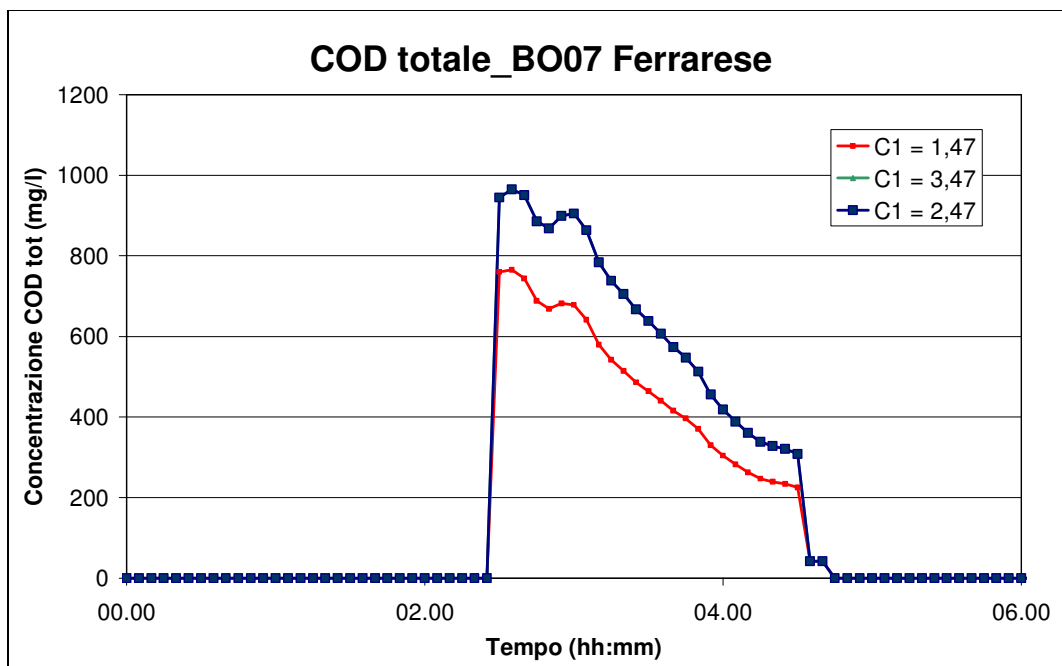


Figura 5.22. Analisi di sensitività per il parametro C_1 del fattore di potenza che lega inquinanti e SST.

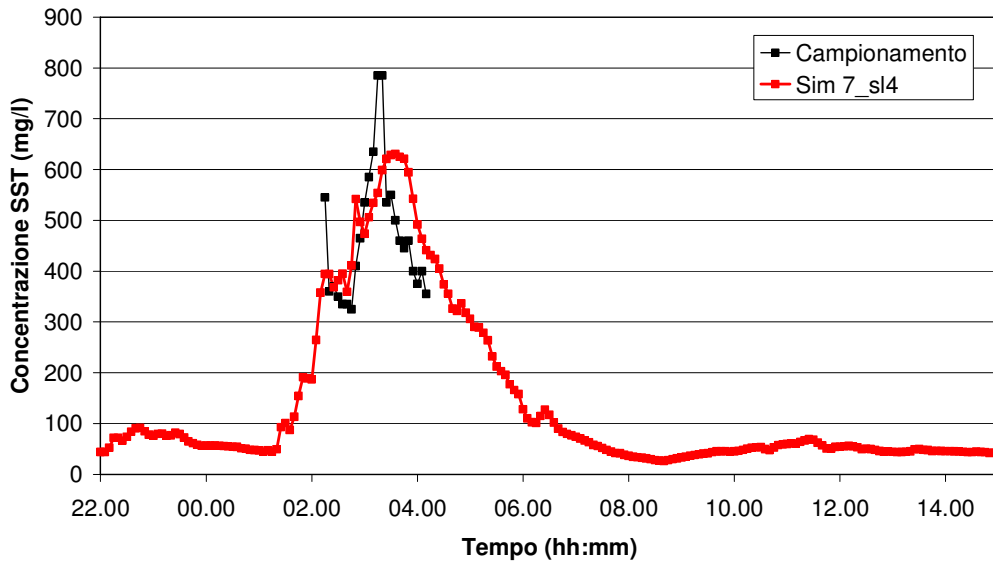
Al termine della fase di sensitività si è passati alla fase di calibrazione, prima per l'evento del 7/12/06, poi anche per quelli del 18/12/06 e del 12/02/07, sia per i SST, sia per il BOD₅ e il COD.

L'obiettivo della fase di calibrazione è stato quello di ricercare il miglior set di parametri che garantisca il miglior fitting fra la curva simulata e quella derivante dalla campagna di misura. Questo è stato fatto per tutti i condotti su cui le misure di campo erano disponibili, e per tutti gli eventi di calibrazione. Si capisce quindi la difficoltà di tale operazione, anche in termini di onere computazionale e di tempo, considerando anche il fatto che la presente versione di InfoWorks non consente il confronto fra dato misurato e simulato, relativamente al modulo qualitativo. I confronti di calibrazione sono stati quindi eseguiti tramite Microsoft Excel, sugli output di innumerevoli simulazioni con InfoWorks CS.

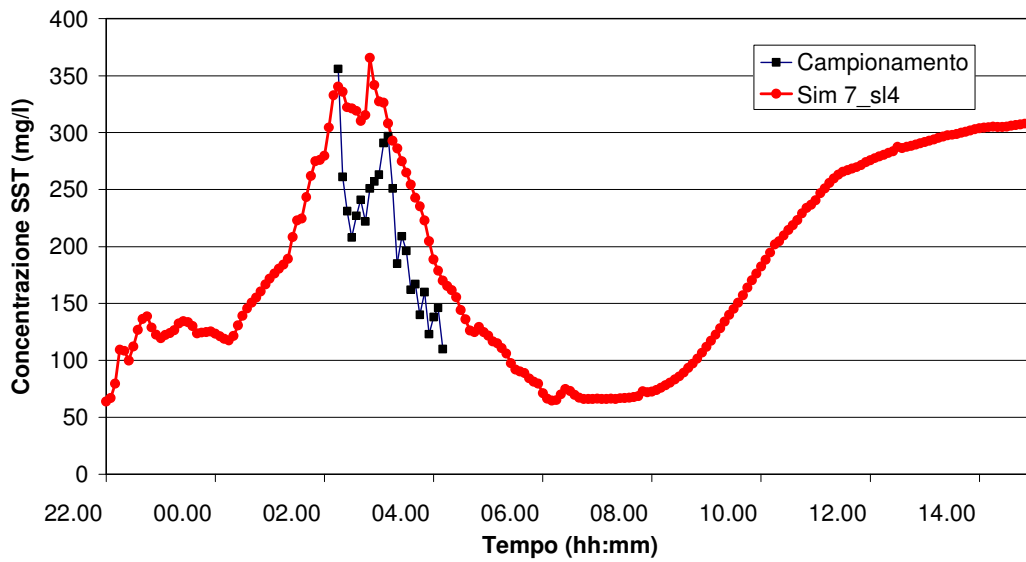
Si è proceduto in questo modo: prima è stata condotta una calibrazione dei parametri per i tre eventi separatamente; poi si sono confrontati i set di parametri ottenuti e si è scelto quello che meglio rappresentava il comportamento, per tutti gli eventi presi in considerazione.

Di seguito sono riportati alcuni grafici relativi alla calibrazione dei tre eventi: in tabella il prospetto riassuntivo dei parametri utilizzati.

7_12_Calibrazione SST_BO06 Shakespeare



7_12_Calibrazione BOD5 tot_BO06 Shakespeare



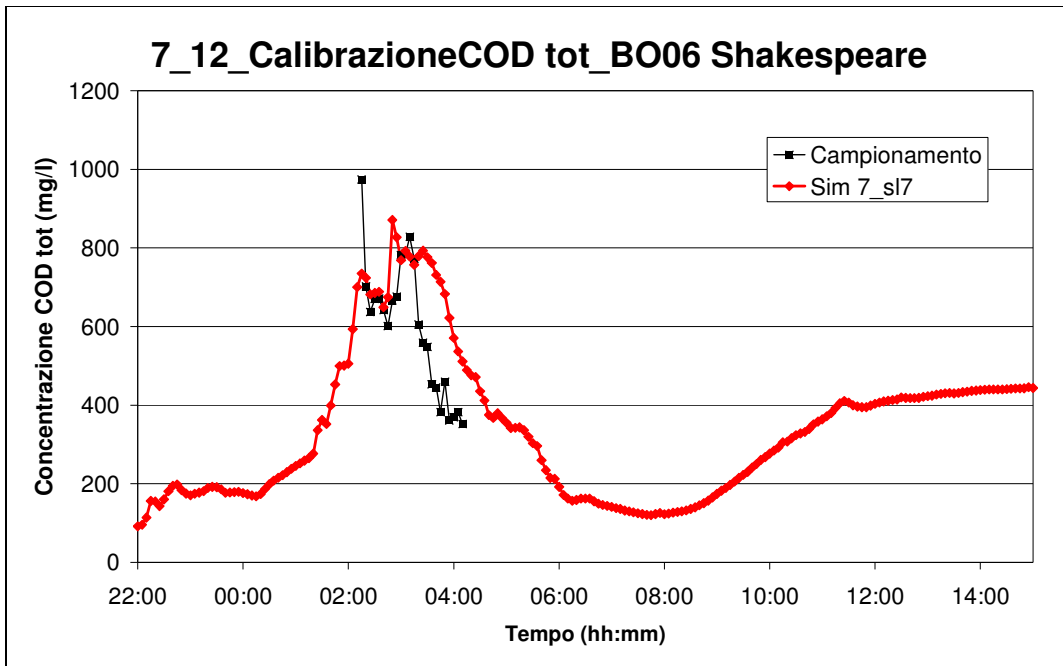
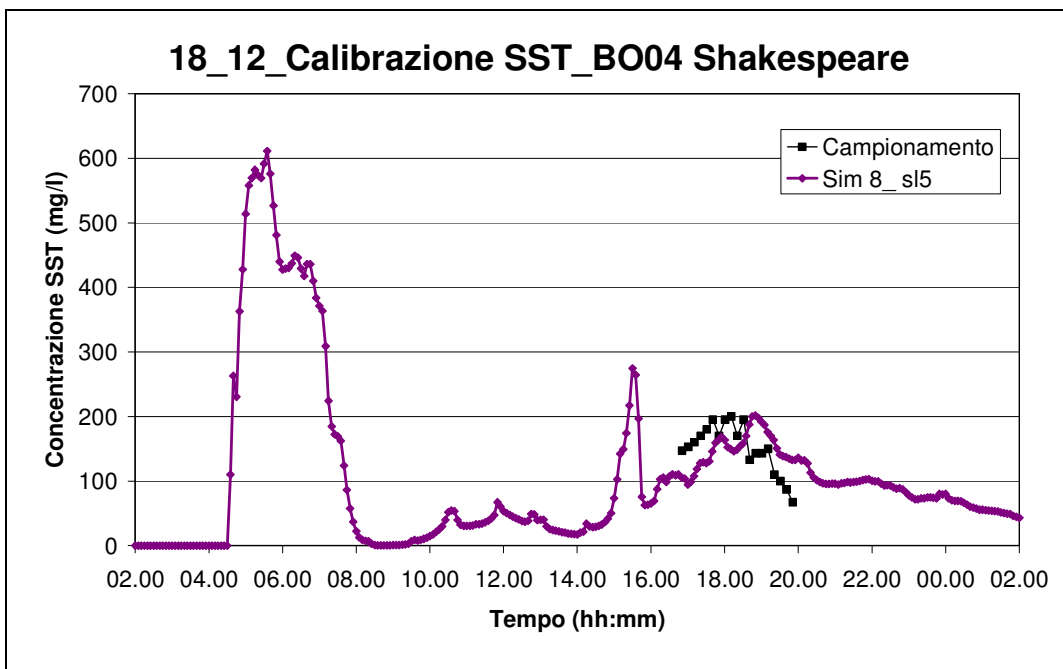


Figura 5.23. Calibrazione del parametro SST, BOD5 totale e COD totale. Per l'evento del 07/12/06, sezione sul collettore all'ingresso dell'IDAR.



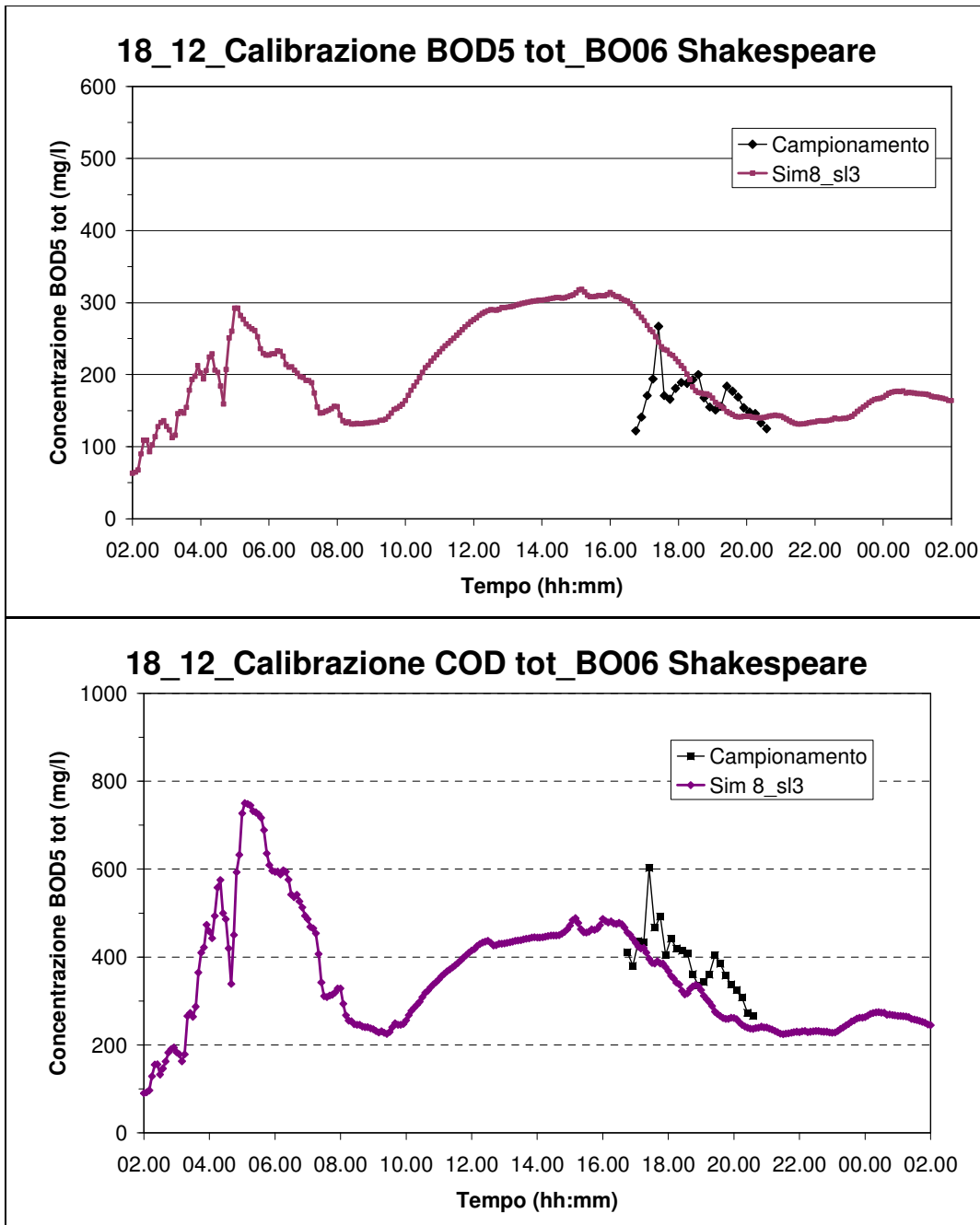
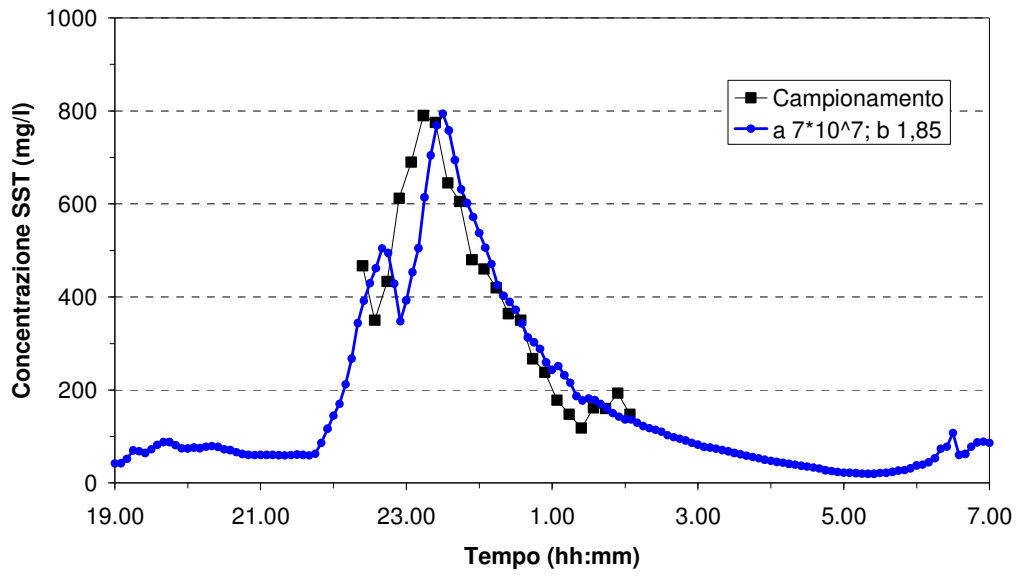
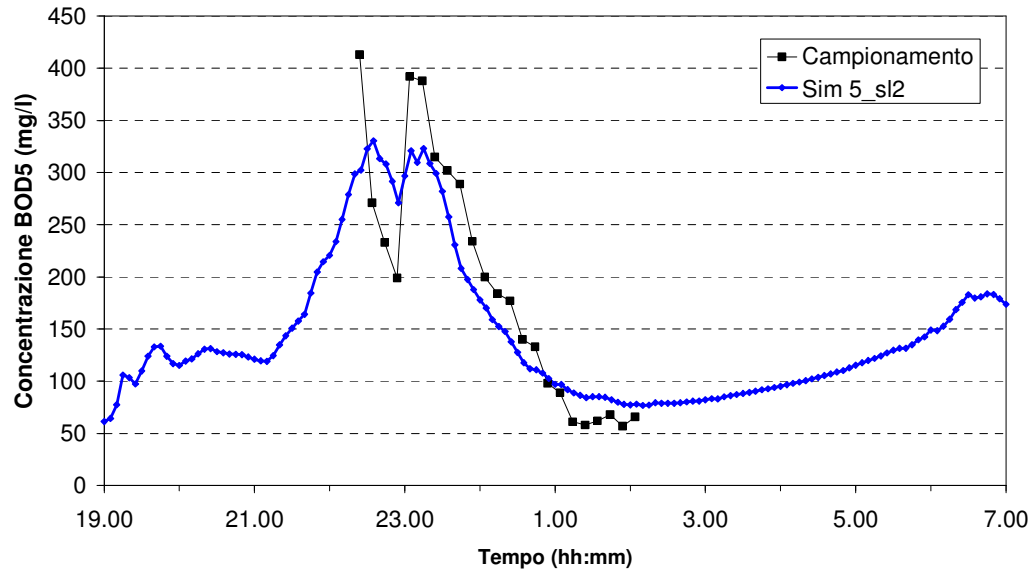


Figura 5.24. Calibrazione del parametro SST, BOD5 totale e COD totale. Per l'evento del 18/12/06, sezione sul collettore in uscita dell'IDAR.

12_02_Calibrazione SST BO06_Shakespeare



12_02_Calibrazione BOD5_BO06 Shakespeare



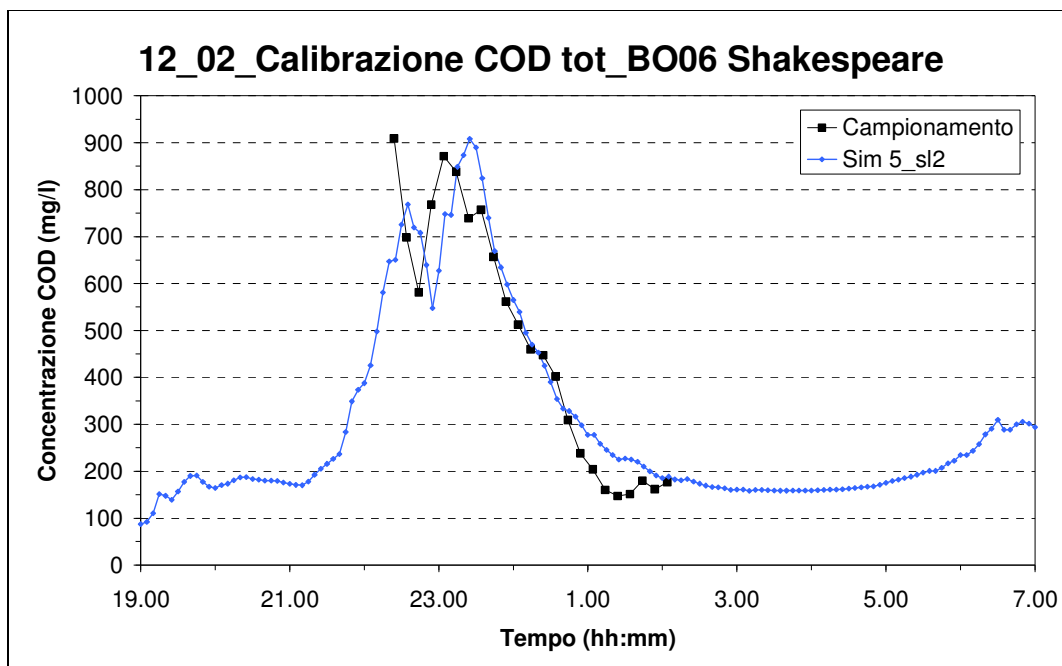


Figura 5.25. Calibrazione del parametro SST, BOD5 totale e COD totale. Per l'evento del 18/12/06, sezione sul collettore all'ingresso dell'IDAR.

Tabella 5.10. Riassunto dei migliori set dei parametri di calibrazione per i tre eventi.

SST	07-dic	18-dic	12-feb	Default
Parametri relativi all'accumulo di inquinanti sulla superficie				
Tasso di accumulo Ps per Bologna	7	7	7	6
Tasso di accumulo Ps per Industriale	20	20	20	
Tasso di accumulo Ps per Urbano	11	11	11	
Fattore di scomparsa K_1	0.08	0.08	0.08	0.08
Parametri relativi all'erosione della pioggia Ka				
C_1	700000000	700000000	700000000	1000000000
C_2	1.75	1.75	1.85	2.022
C_3	29	29	29	29
Parametri relativi al trasporto solido in fognatura				
D50 (mm)	0.2	0.2	0.2	0.04
P.Specifico	1.8	1.8	1.8	1.7
Parametri relativi alla determinazione dei fattori di potenza per BOD₅ e COD				
BOD ₅ C_1	0.78	0.78	0.78	0.28
BOD ₅ C_3	-0.572	-0.572	-0.572	-0.572
COD C_1	3.47	3.47	2.47	1.47
COD C_3	-0.419	-0.419	-0.419	-0.419
ADWP (ore)	200	340	430	

Di seguito si riporta il prospetto definitivo in cui sono indicate tutte le scelte operate, relativamente ai modelli utilizzati da InfoWorks nella modellazione qualitativa, e i valori adottati per i parametri di calibrazione (Tabella 5.11).

Tabella 5.11. Quadro riassuntivo delle scelte fatte per la costruzione del modello della rete di Bologna, e parametri di calibrazione.

Parametro	Default IW	Rete di Bologna
Accumulo di inquinanti in superficie e in caditoia		
Tasso di accumulo Ps per Bologna (kg/ha giorno)	6	7
Tasso di accumulo Ps per Industriale (kg/ha giorno)		20
Tasso di accumulo Ps per Urbano (kg/ha giorno)		11
Fattore di scomparsa K_1 (1/giorni)	0.08	0.08
BOD ₅ concentrazione iniziale in caditoia C (mg/l)	6.3	6.3
BOD ₅ tasso di crescita in caditoia M (mg/l giorno)	2.8	2.8
COD concentrazione iniziale in caditoia C (mg/l)	67.3	67.3
COD tasso di crescita in caditoia M (mg/l giorno)	10.8	10.8
D _g profondità del pozzetto (m)	0.0005	0.0005
Parametri relativi all'erosione della pioggia Ka		
C ₁	1000000000	700000000
C ₂	2.022	1.8
C ₃	29	29
Modello di trasporto superficiale	Desbordes	Wallingford
Trasporto solido in fognatura		
Modello scelto	Ackers- White	Ackers- White
SF1 D50 (mm)	0.04	0.2
SF1 P.Specifico	1.7	1.8
Fattori di potenza per BOD₅ e COD		
BOD ₅ C ₁	0.28	0.78
BOD ₅ C ₃	-0.572	-0.572
COD C ₁	1.47	3.47
COD C ₃	-0.419	-0.419

5.5 Il sistema degli scaricatori di Bologna

La rete fognaria di Bologna interagisce con il reticolo superficiale attraverso un gran numero di soglie interne, specie nel centro storico, e con circa 130 scaricatori di piena, che si attivano durante gli eventi di pioggia, e che deviano parte delle portate in eccesso ai corpi idrici superficiali.

Nel modello della rete di Bologna di cui si è curata la fase di costruzione e calibrazione con il codice di calcolo InfoWorks tali dispositivi sono rappresentati da condotti che si allontanano dal sistema, a valle di soglie. Per il modello, quella degli scaricatori, è un'uscita dal sistema, come effettivamente avviene nella realtà: le portate scolmate non fanno più parte del sistema fognario. In Figura 5.26 vi è una rappresentazione di parte del territorio della provincia di Bologna, in cui si riconosce il modello della rete fognaria. In rosso sono evidenziati i condotti scaricatori, identificati come "tubi terminali". Nel modello si contano 127 "tubi terminali", che di fatto costituiscono le uscite dal sistema. Nelle tabelle seguenti si riportano le caratteristiche degli scolmatori della rete fognaria, suddivisi in funzione del ricettore cui deviano le portate scolmate. Nel presente modello si contano 13 scaricatori sul Torrente Savena; 36 sul fiume Reno; 28 sul Canale Navile. I restanti scaricano le portate deviate a ricettori di secondaria importanza. Per ciascuno degli scolmatori si è calcolato il bacino di afferenza, l'area e la percentuale impermeabile, la popolazione, e la lunghezza del percorso fognario a monte.

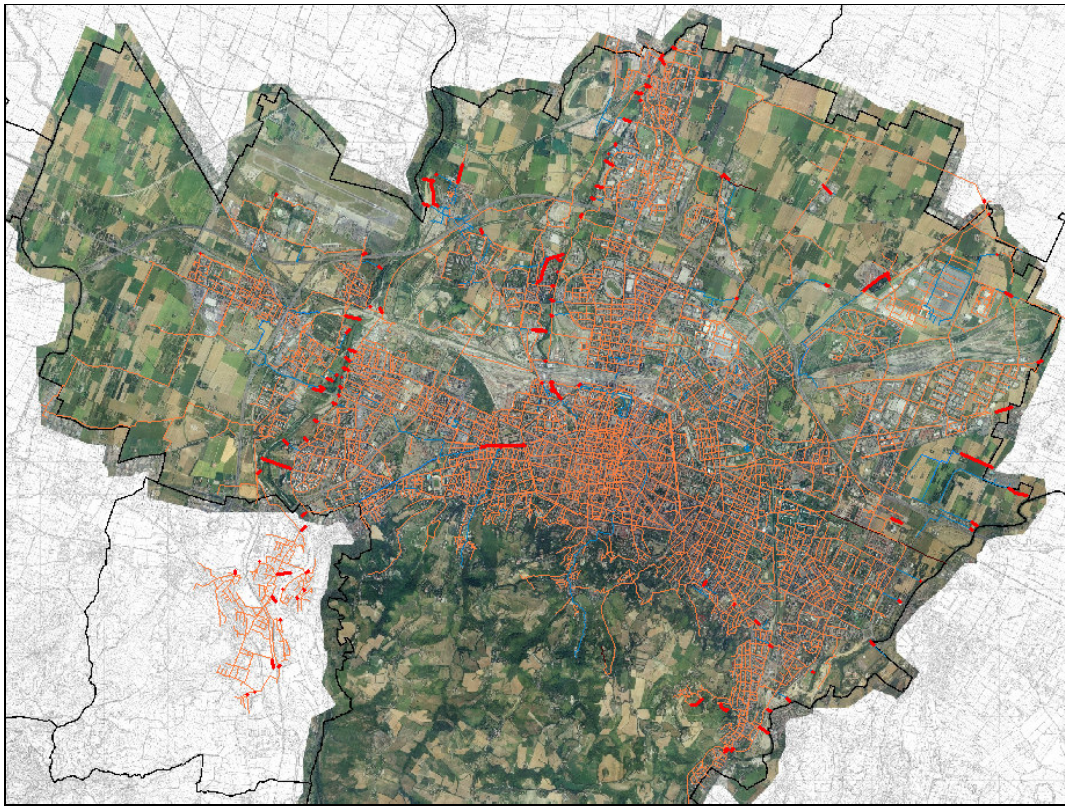


Figura . Il sistema degli scaricatori di Bologna

Tabella 5.12. Caratteristiche degli scaricatori sul Savena

ID	Rete a monte	Area	Aimp	Aimp	Popolazione
InfoWorks	(km)	(ha)	(ha)	(%)	(Ab)
P83.1	1293.90	9.07	3.27	36.00	381
XXXX004737.1	1311.30	9.15	3.28	35.88	4952
P84.1	13119.30	63.14	22.91	36.28	4952
P85.1	803.10	2.80	1.00	35.65	97
XXXX003346.1	15486.10	74.06	26.57	35.88	5622
XXXX003384.1	16131.40	75.06	26.75	35.64	5749
1401.1	27599.50	150.08	59.63	39.73	14764
4539.1	47565.20	314.31	119.72	38.09	33210
1070.1	63810.70	453.06	182.50	40.28	50445
310.1	1154.80	3.06	1.20	39.29	21
6458.1	630.00	1.25	0.53	42.82	31
XXXX007611.1	1930.20	4.04	1.17	28.96	3
XXXX001648.1	2684.60	2.50	0.44	17.56	74

Tabella 5.13. Caratteristiche degli scaricatori in destra Reno.

ID	Rete a monte	Area	Aimp	Aimp	Popolazione
InfoWorks	(km)	(ha)	(ha)	(%)	(Ab)
8148.1	280871.90	2468.15	986.05	39.95	153310
8737.1	1343.30	9.23	1.67	18.05	117
5182.1	410.00	10.27	0.63	6.13	74
XXXX000458.1	812.20	4.40	1.28	29.07	57
Casal6B.1	712.00	7.42	2.02	27.17	879
Casal549BS.1	447.00	5.82	1.81	31.11	737
Casal549C.1	433.00	5.72	1.80	31.42	719
Casal511S.1	3831.00	37.00	10.81	29.23	3248
XXXX001271.1	9027.90	79.79	21.07	26.41	5923
4192.1	11904.20	107.38	31.31	29.16	8316
3864.1	12942.20	120.14	36.07	30.02	10119
P22.1	252.10	1.80	0.58	31.89	4
4252.1	21181.40	188.11	61.76	32.83	16695
2142.1	8064.00	67.68	25.05	37.02	6650
P5.1	28926.60	269.76	88.62	32.85	20126
3216.1	30574.10	277.86	92.30	33.22	20779
1918.1	32145.00	287.96	95.92	33.31	21902
P12.1	32610.50	291.29	97.29	33.40	22445
P11.1	32614.40	291.36	97.29	33.39	22445
2091.1	32851.60	292.70	97.49	33.31	22508
P14.1	786.10	2.25	0.46	20.46	28
P130.1	155099.20	1511.88	436.35	28.86	79886
Casal509C.1	3775.00	36.99	10.81	29.23	3236

Tabella 5.14. Caratteristiche degli scaricatori in sinistra Reno.

ID	Rete a monte	Area	Aimp	Aimp	Popolazione
InfoWorks	(km)	(ha)	(ha)	(%)	(Ab)
Casal697P.2	2740.00	40.08	8.81	21.97	690
Casal207A.1	2150.00	15.70	5.05	32.17	392
Casal183BISS.1	213.00	2.04	0.96	46.84	148
Casal162BIS.1	24894.00	237.93	74.87	31.47	14982
P2.1	26983.80	274.26	81.04	29.55	15170
4246.1	38000.80	413.77	102.01	24.65	19909
XXXX002550.1	1505.40	21.30	6.13	28.76	685
7379.1	39754.80	429.63	106.22	24.72	21313
6534.1	39987.90	430.19	106.31	24.71	21365
8707.1	45000.40	467.13	118.87	25.45	23476
P16.1	70616.20	745.95	181.44	24.32	31861
XXXX008192.1	86098.40	918.67	222.73	24.24	35610
8805.1	17158.00	171.48	44.41	25.90	3985

Tabella 5.15. Caratteristiche degli scaricatori in destra Navile.

ID	Rete a monte	Area	Aimp	Aimp	Popolazione
InfoWorks	(km)	(ha)	(ha)	(%)	(Ab)
1898.1	2814.80	26.83	13.83	51.56	2672
1903.1	10055.70	79.03	43.63	55.21	9656
1870.1	7979.60	50.72	32.21	63.51	8124
XXXX004556.1	15244.80	99.02	55.68	56.23	14340
1906.1	26557.50	179.21	91.94	51.30	20523
2399.1	38061.70	253.81	125.35	49.39	7636
8968.1	42007.90	274.96	134.04	48.75	24897
P55.1	575.30	4.79	2.42	50.56	27
P57.1	43743.30	294.00	142.97	48.63	25220
1861.1	44195.50	299.96	145.09	48.37	25388
9079.1	49218.90	337.42	162.96	48.29	27399
P61.1	3528.50	18.10	7.44	41.08	907
P63.1	3654.20	18.53	7.60	41.01	914
P64.1	3794.90	19.11	7.82	40.90	1062
P65.1	310196.50	2121.24	1115.19	52.57	187046
XXXX000229.1	177.10				0
9121.1	676445.10	5270.26	2281.67	43.29	349858

Tabella 5.16. Caratteristiche degli scaricatori in destra Navile.

ID	Rete a monte	Area	Aimp	Aimp	Popolazione
InfoWorks	(km)	(ha)	(ha)	(%)	(Ab)
8266.1	10.70				0
8376.1	385.50	1.85	0.62	33.28	70
8560.1	101375.30	645.25	482.01	74.70	66595
5684.1	40.80				0
8600.1	847.80	0.22	0.15	68.35	5
4764.1	182284.70	1401.68	728.78	51.99	114348
9091.1	1212.80	20.31	2.12	10.43	43
P62.1	290271.00	2646.30	1016.52	38.41	155081
P66.1	4363.70	24.52	8.68	35.38	1143
P67.1	236.10	1.42	0.80	56.01	12
P68.1	419.50	2.06	0.57	27.54	52

5.6 Conclusioni

Il lavoro svolto ha avuto come obiettivo la costruzione del modello idraulico del sistema fognario della città di Bologna nell'ambiente InfoWorks CS. Tale attività è stata condotta in due fasi principali: l'inserimento in InfoWorks della rete fognaria e dei suoi manufatti partendo dal GIS e dai rilievi disponibili. Essa è stata successivamente affinata con ulteriori sopralluoghi con i tecnici del gestore locale.

Nella seconda fase del lavoro, sulla base di un'estesa campagna di monitoraggio, si sono individuati i parametri da adottarsi in InfoWorks per riprodurre al meglio gli aspetti idraulici e di qualità delle acque. Tale fase ha permesso di riprodurre gli eventi registrati.

Le operazioni di calibrazione sia degli aspetti idraulici, sia degli aspetti qualitativi mettono in luce la difficoltà di ricercare parametri che spesso non hanno un significato fisico e quindi non sono grandezze direttamente misurabili. Inoltre si scontrano con dati sperimentali che devono essere assunti come valori precisi, ma che invece sono essi stessi affetti da errori. Tali considerazioni sono importanti soprattutto per gli aspetti di

qualità delle acque la cui modellazione viene a valle di quella idraulica e quindi gli errori di quest'ultima vengono amplificati sulla qualità.

La ricostruzione degli eventi registrati è avvenuta in primo luogo ricercando per i singoli eventi il set di parametri che meglio riproduceva l'evento stesso e successivamente si è ricercato un set di parametri unico per tutti gli eventi registrati.

Questa operazione ha permesso di individuare un set di parametri che fosse una sorta di compromesso per i diversi eventi pluviometrici registrati.

Evidentemente le continue modifiche che la rete subisce a seguito di interventi di manutenzione o nuove urbanizzazione che si allacciano alla rete rendono il modello matematico sviluppato una fotografia di un certo istante che dovrà subire in continuo aggiornamento per mantenere un legame con il sistema fognario reale. Allo stesso modo è auspicabile la realizzazione di ulteriori attività di monitoraggio, almeno degli aspetti idraulici (pluviometria e portata) che consentano di valutare anche sperimentalmente l'evoluzione nel tempo del sistema fognario.

Capitolo 6

Simulazioni di lungo periodo

6.1 Premessa

Per valutare il comportamento degli scarichi dalla rete fognaria in tempo di pioggia e ottenere una migliore conoscenza della dinamica degli sversamenti è necessario condurre una simulazione di lungo periodo. Questo permette di valutare l'impatto in modo svincolato dal singolo evento, fornendo informazioni sulla modalità degli scarichi su un ventaglio più ampio di eventi. Lo scopo è di capire quali scaricatori si attivino più frequentemente, quali siano quelli più impattanti e quali rapporti vi siano tra le caratteristiche del bacino, della rete e degli eventi nella dinamica degli sversamenti. Per fare questo, più che ricorrere a serie storiche di uno o più anni slegati dalla presente campagna, si è preferito simulare l'effetto delle piogge che hanno interessato il bacino nel periodo di monitoraggio e campionamento.

Dei sette pluviometri installati si è già detto delle normali difficoltà operative quali la sostituzione delle batterie, lo scarico dei dati, la manutenzione del dispositivo basculante, oltre ad eventuali errori di registrazione e i possibili malfunzionamenti degli strumenti. Queste concause hanno portato ad una prima scrematura dei pluviometri: non tutti gli strumenti si sono trovati nelle perfette condizioni operative in tutti gli eventi, come si è visto nella fase di calibrazione del modello. Volendo costruire una serie storica, quindi, non tutti i pluviometri si sono trovati ad avere la serie completa. Inoltre, data la dimostrata variabilità spaziale e temporale delle piogge, e dati i criteri di separazione degli eventi adottati, alcuni pluviometri, pur avendo registrato correttamente, non hanno rilevato eventi compatibili con il filtro adottato. Infine si è cercato di comporre un set di strumenti che coprisse in maniera equilibrata l'intero bacino.

Sulla base di tutti i criteri fissati sono stati quindi individuati tre pluviometri dotati della serie completa degli eventi e distribuiti in maniera uniforme sul bacino.

I tre pluviometri sono quelli denominati "Casalecchio", alla periferia ovest, "Centro", sui viali di circonvallazione adiacenti il centro storico, in posizione centrale, e "San Lazzaro", alla periferia est.

La suddivisione del bacino sulla base degli strumenti individuati è stata fatta con la regola dei poligoni di Thiessen, come visto nel capitolo 5.

Il pluviometro in posizione centrale è quello dotato di maggior peso, coprendo un areale pari al 66% del totale. Gli altri due pluviometri non solo coprono areali minori, ma sono in posizione decisamente decentrata, essendo inoltre in una zona affetta da singolarità localizzate, come la prossimità, in entrambi i casi, della collina.

Sono state condotte simulazioni sia con la configurazione a tre pluviometri, sia con quella ad un solo strumento, confermando come la differenza sia effettivamente trascurabile.

Questa considerazione, unita al fatto che il pluviometro "Centro" è dotato della serie temporale completa più lunga, ha fatto ricadere la scelta definitiva su questo ultimo strumento. Si è quindi considerata la pioggia rilevata dal pluviometro "Centro" come uniformemente distribuita sull'intera area del bacino. Si è preferito ridurre il numero

delle informazioni sulla pioggia, a fronte di un alleggerimento dell'onere computazionale e soprattutto di una copertura temporale più estesa.

Le simulazioni condotte fino a questo punto hanno sempre riguardato eventi singoli, per i quali è stato necessario fissare un tempo di build up, mediante il quale il software calcola la massa di inquinanti che si accumula sul bacino, in caditoia e in fognatura. Quando ci si appresta a simulare una serie continua di eventi occorre aver presenti due aspetti. Da un lato le modalità con cui fornire l'input pluviometrico al modello; dall'altro come gestire il build up time.

Riguardo al primo punto esistono fondamentalmente due alternative. L'una è di inserire una serie continua, in cui gli eventi siano intervallati da periodi di tempo secco. In questo caso è opportuno fissare criteri soglia attraverso i quali il software legge l'assenza di precipitazioni e simula in modalità "dry weather", diradando il passo di calcolo e di registrazione, in attesa di un successivo dato di pioggia diverso da zero. Un'altra modalità, più frequente, consiste nel fornire una serie pluviometrica suddivisa in sottoeventi di pioggia. In questo secondo caso il filtro viene posto a monte, nel momento in cui si definiscono i criteri che discriminano tra un evento ed un altro e determinandone l'istante iniziale e quello finale.

La seconda modalità di inserimento dei dati di pioggia risulta assai più pratica, dal momento che i pluviometri normalmente in commercio, e nel caso specifico quelli installati su Bologna, passano in automatico in modalità stand by dopo un tempo prefissato dall'ultimo movimento della bascula. I pluviometri nella campagna di misure in oggetto interrompono le registrazioni dopo 1000 minuti dall'ultimo movimento. La ragione che sta alla base di questa caratteristica risiede nell'esigenza di risparmiare spazio nell'unità di registrazione e ridurre al minimo l'uso della batteria.

Il secondo punto che richiede attenzione particolare riguarda la modalità con cui il software calcola il tempo di accumulo che separa gli eventi. Questo è fondamentale, poiché in funzione del tempo di build up varia la massa accumulata sul bacino. Vi sono in InfoWorks due modalità per il calcolo di questo intervallo di tempo: in automatico, desumendolo dal tempo che intercorre tra due sub- event adiacenti o attraverso i criteri adottati per la separazione di una serie continua; ovvero imponendolo direttamente al software prima del lancio della simulazione.

E' stato già verificato in (Vaccari, 2003) come la simulazione in continuo risulti più precisa di quella basata sui singoli eventi, principalmente perché permette di calcolare la massa accumulata e non completamente dilavata, e quindi disponibile al lavaggio da parte di un evento successivo. La simulazione singola non può tener conto di tale massa ancora disponibile, non avendo memoria storica degli eventi pregressi.

Inoltre l'imposizione di un build up time comporta che per ciascun sotto evento venga assunto lo stesso valore, falsando così la simulazione.

Riferendosi dunque al solo pluviometro "Centro", adottando i medesimi criteri già utilizzati, si individuano 11 piogge distinte che interessano l'intero bacino urbano di Bologna, rilevate nel periodo di monitoraggio ottobre 2006- febbraio 2007.

Per fare in modo che il software assumesse in automatico il build up time la serie è stata inizializzata con l'evento del 17/09/06, per il quale il tempo di accumulo è stato considerato nullo. Ciò ha permesso di simulare il primo evento della serie considerata, quello del 27/10/06, nelle condizioni di accumulo più vicine alla realtà. I dettagli relativi alla serie storica simulata sono riportati in Tabella 6.1, mentre lo ietogramma delle piogge, per il periodo considerato, è in Figura 6.1.

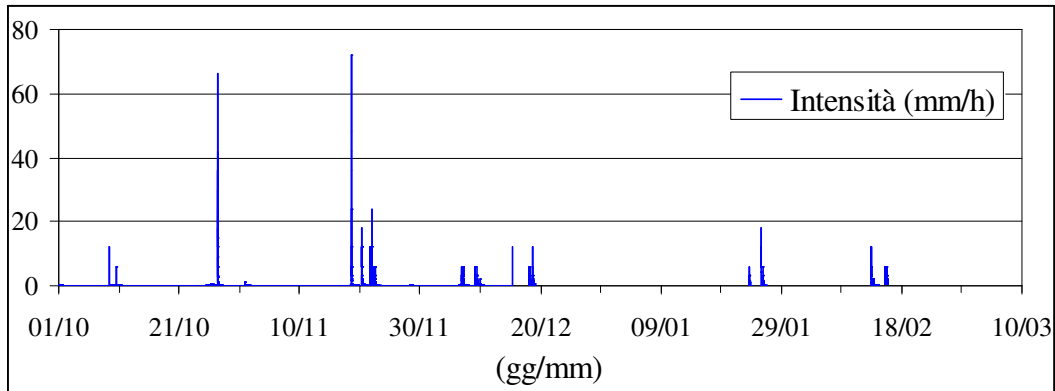


Figura 6.1. Piogge rilevate dal pluviometro “Centro”.

Tabella 6.1. Caratteristiche degli eventi della serie simulata. Pluviometro “Centro”.

Evento	Inizio	Fine	Cum.	Imax	Imax 5 min	Durata	ADWP	
No.	(gg/mm/aaaa hh:mm)	(gg/mm/aaaa hh:mm)	(mm)	(mm/h)	(mm/h)	(min)	(giorni)	(ore)
1	27/10/2006 08:00	27/10/2006 11:08	13.3	66	41.4	188	40	960.2
2	18/11/2006 10:53	19/11/2006 04:52	14.6	72	54	1079	22	527.8
3	20/11/2006 04:45	20/11/2006 15:42	8.7	18	13.2	657	1	23.9
4	21/11/2006 18:39	22/11/2006 15:52	24	24	13.2	1273	1	27.0
5	06/12/2006 21:31	07/12/2006 06:59	9.2	6	6	568	14	341.6
6	09/12/2006 04:05	10/12/2006 00:22	6.9	6	4.8	1217	2	45.1
7	18/12/2006 02:35	19/12/2006 02:01	11.1	12	6	1406	8	194.2
7a	18/12/2006 02:35	18/12/2006 06:30	4.3	6	6	235	8	192
7b	18/12/2006 14:00	19/12/2006 02:01	6.8	12	5.4	721	0	8
8	23/01/2007 15:57	23/01/2007 20:41	1.9	6	2.7	284	36	853.9
9	25/01/2007 19:51	26/01/2007 01:18	3.1	18	10.8	327	2	47.2
10	12/02/2007 21:20	13/02/2007 15:50	13.3	12	8.4	1110	18	428.0
11	15/02/2007 03:01	15/02/2007 11:45	21	6	4.8	524	1	35.2

Come si nota, e come già visto in precedenza, l’evento del 18/12/06 è presentato sia come evento singolo, sia nelle sue due parti separate e qui riportate come 7a e 7b.

L’interesse di tale evento risiede nel fatto che il tempo di accumulo fra un evento e l’altro è minimo e può quindi essere assunto pari a zero giorni.

E’ stata quindi lanciata una simulazione di cinque mesi, pari a 155 giorni (223200 minuti). Quando si simulano periodi così lunghi si presentano due tipiche esigenze: risparmiare spazio su disco e risparmiare tempo. Una rete di più di 18000 nodi, con simulazione di qualità, per cinque giorni richiede un onere computazionale e spazio libero su disco notevoli. Dopo tutte le simulazioni di calibrazione, il vero collo di bottiglia si è dimostrato essere lo spazio su disco; pertanto, per risparmiare spazio, si è scelto di mantenere il passo di calcolo pari ad un minuto, ma di variare il passo di registrazione dei risultati in funzione degli obiettivi. Per tutti i 127 condotti scaricatori il passo di registrazione è stato fissato pari ad un minuto, per i restanti si è ritenuta sufficiente la precisione di un dato ogni ora.

Si presentano qui i risultati, per ciò che riguarda i SST e il COD, preso come rappresentante delle componenti disciolte.

6.2 Risultati

Si riportano in Figura 6.2 le masse sversate nei singoli eventi dal complesso degli scaricatori e la cumulata dei valori, sulla base del periodo ottobre 2006- febbraio 2007. La massa scaricata nel periodo simulato, in conseguenza degli 11 eventi considerati è pari a 845371.93 kg. Il dettaglio delle masse scaricate, divise per evento è invece riportato in Tabella 6.2.

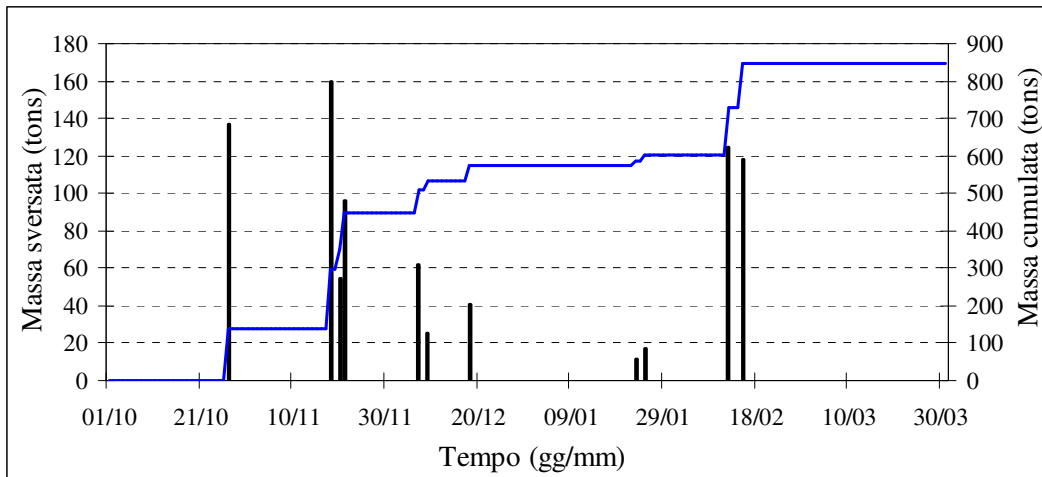


Figura 6.2 Masse sversate per evento e cumulata sui 4 mesi. Valori in tonnellate di SST.

Tabella 6.2. Masse di SST sversate, divise per evento.

	Evento	N. attivazioni	SST (kg)
1	27/10/2006	85	137041.7776
2	18/11/2006	92	159561.4871
3	20/11/2006	65	54770.38071
4	21/11/2006	56	96058.70574
5	07/12/2006	53	61796.58369
6	09/12/2006	39	24969.09111
7	18/12/2006	41	40445.27871
7a	18/12/2006	40	24806.12413
7b	18/12/2006	33	15639.15458
8	23/01/2007	20	11202.77704
9	25/01/2007	43	17267.84108
10	12/02/2007	64	124484.7746
11	15/02/2007	47	117773.234
12	Continua	678	845371.9349

L'ampia variabilità delle masse sversate dipende fondamentalmente dalle caratteristiche dell'evento che dilava la superficie del bacino. Nel seguito verranno fornite le correlazioni fra masse sversate e caratteristiche della pioggia.

Analizzando i risultati della simulazione di lungo periodo relativamente alle masse sversate dei SST risulta che dei 127 condotti terminali, 35, pari al 27% del totale, non si attivano nemmeno una volta. Da un'analisi dei non attivi risulta che questi sono

generalmente condotti terminali di rete separata isolati dal resto del sistema, altrimenti condotti scaricatori a valle di soglie caratterizzate da coefficienti di diluizione particolarmente elevati. Pertanto in tutte le considerazioni che seguono si fa sempre riferimento al complesso dei 92 scaricatori che nell'arco della simulazione di 155 giorni si sono attivati almeno una volta.

Relativamente alle masse scaricate nella simulazione completa se ne fornisce la distribuzione in frequenza, riportata in Figura 6.3.

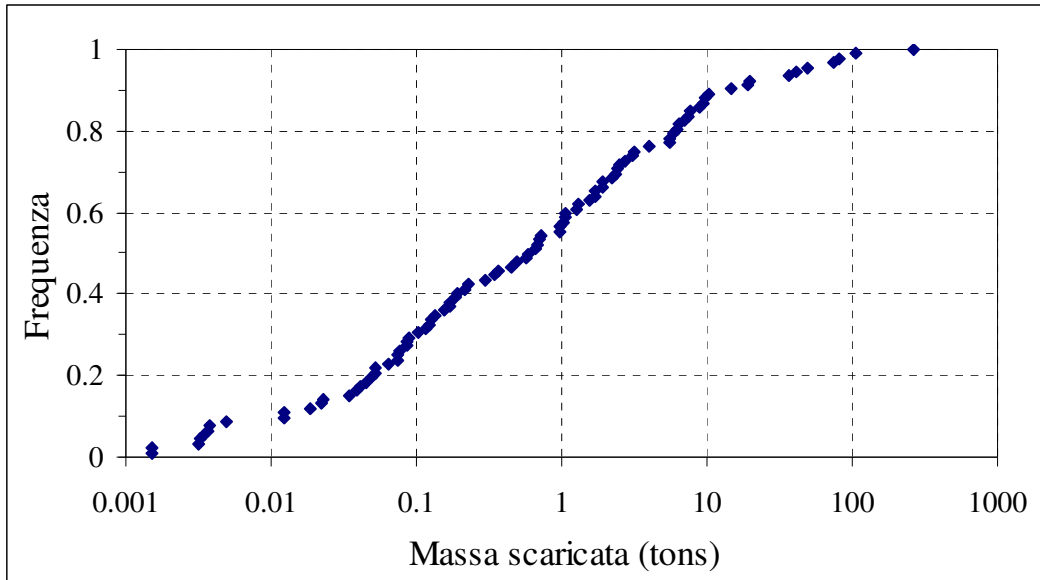


Figura 6.3. Distribuzione in frequenza della massa scaricata nella simulazione di lungo periodo.

Da questa si evince come il 50% degli scaricatori sversino meno di 600 kg nei cinque mesi di simulazione, ma anche come ve ne sia un numero esiguo, pari circa al 10%, che sversa carichi molto più consistenti, superiori alle 10 tonnellate. Il concetto è chiarito meglio dalla Figura 7.4 in cui è rappresentato il peso percentuale del singolo scaricatore, sul totale degli scaricatori. Si desume quindi che il 10% degli scarichi abbia un impatto in termini di masse sversate, pari all'80% del totale. In altri termini dei 92 scaricatori che almeno una volta si attivano nella simulazione di lungo periodo, 17 sono responsabili del 90% della massa sversata.

Questo è un dato molto importante in un'ottica di riduzione del carico sversato, poiché permette di indirizzare gli sforzi ad un numero molto limitato di dispositivi.

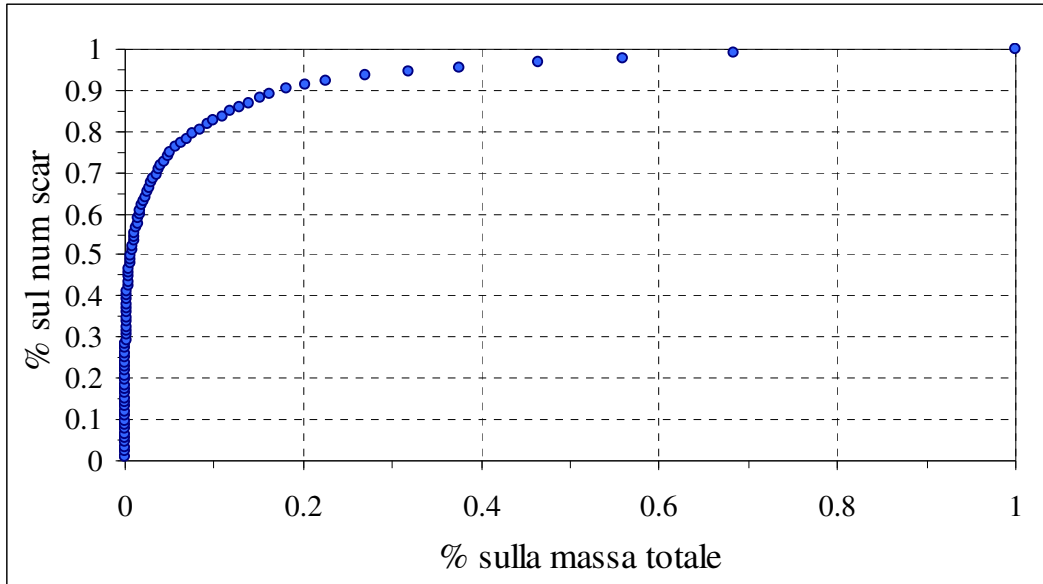


Figura 6.4. Distribuzione percentuale degli scaricatori, in funzione della massa cumulata normalizzata.

Allo stesso modo si calcola che del complesso dei 92 che si attivano almeno una volta, 19 si attivano sempre. Quindi di tutto il sistema i 19 più impattanti sono presumibilmente anche quelli che si attivano in tutte le condizioni simulate.

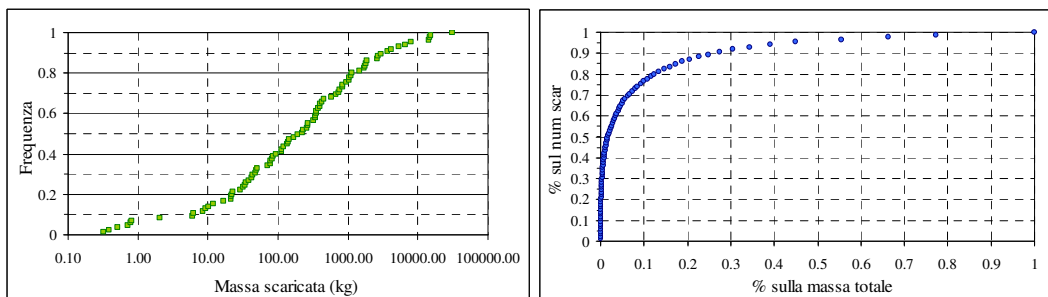


Figura 6.5. Evento del 27/10/06.

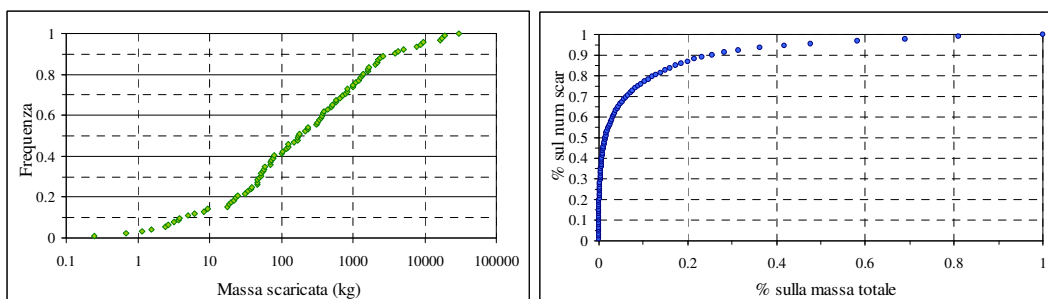


Figura 6.6. Evento del 18/11/06.

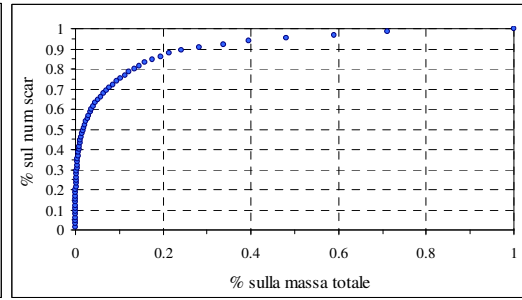
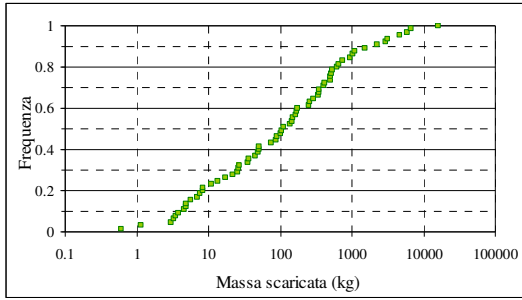


Figura 6.7. Evento del 20/11/06.

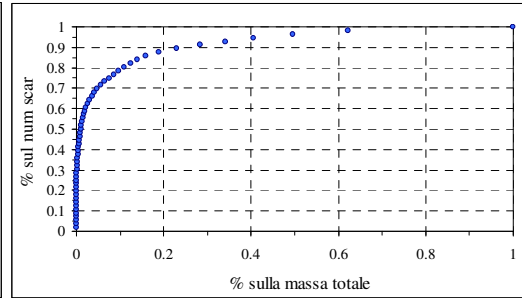
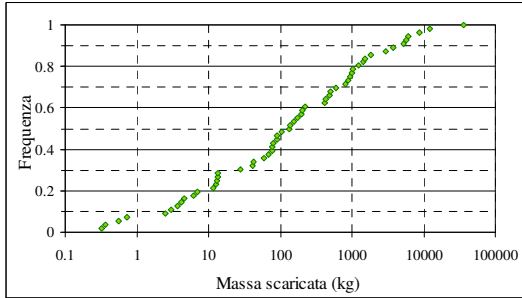


Figura 6.8. Evento del 21/11/06.

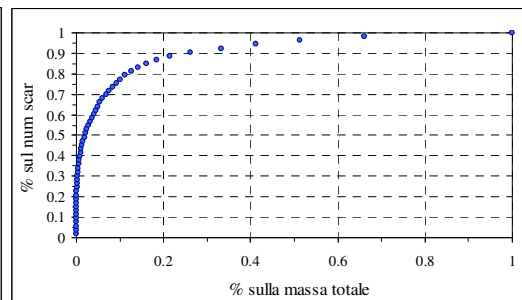
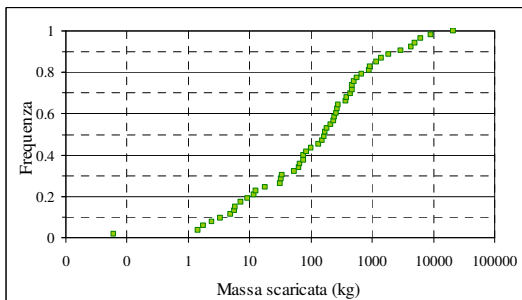


Figura 6.9. Evento del 07/12/06.

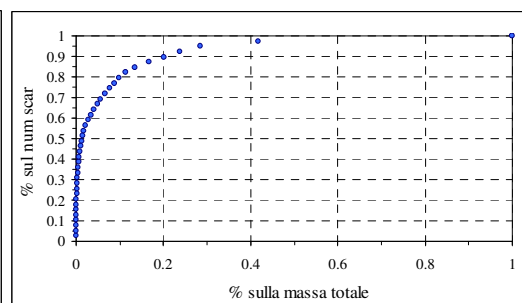
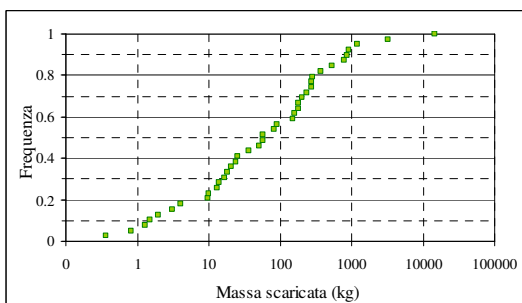


Figura 6.10. Evento del 09/12/06.

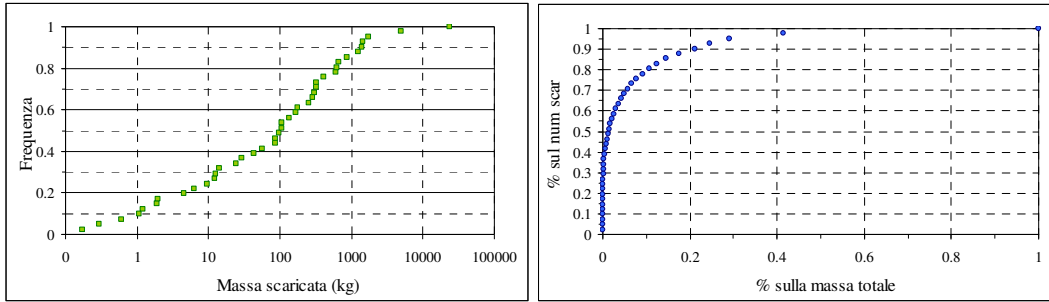


Figura 6.11. Evento del 18/12/06, prima e seconda parte.

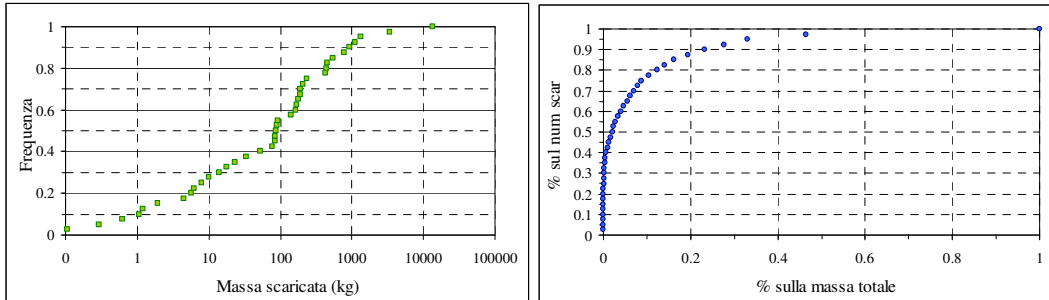


Figura 6.12. Evento del 18/12/06, prima parte.

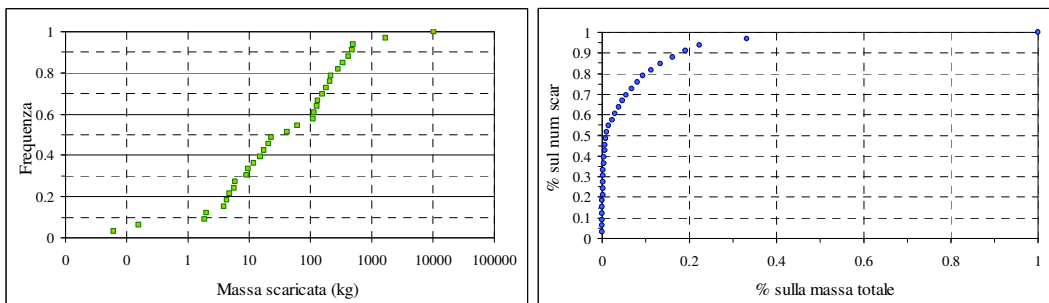


Figura 6.13 Evento del 18/12/06, seconda parte.

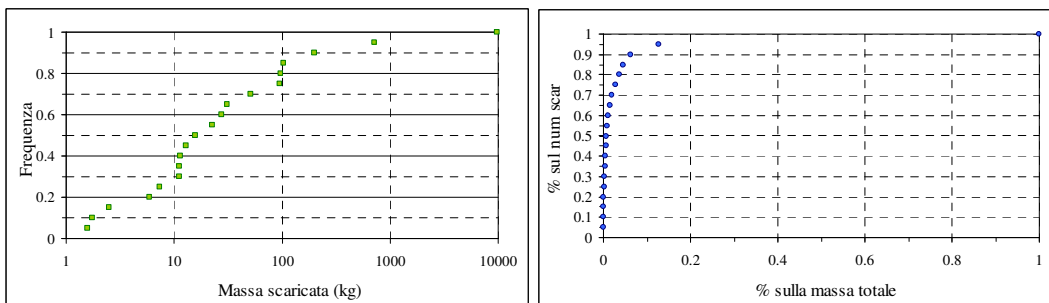


Figura 6.14. Evento del 23/01/07.

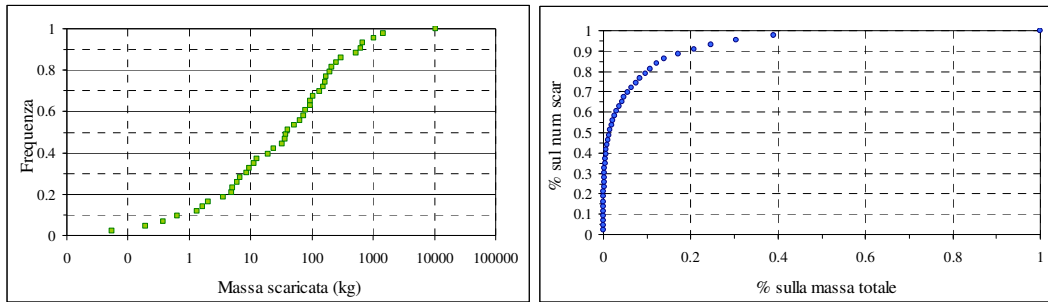


Figura 6.15. Evento del 25/01/07.

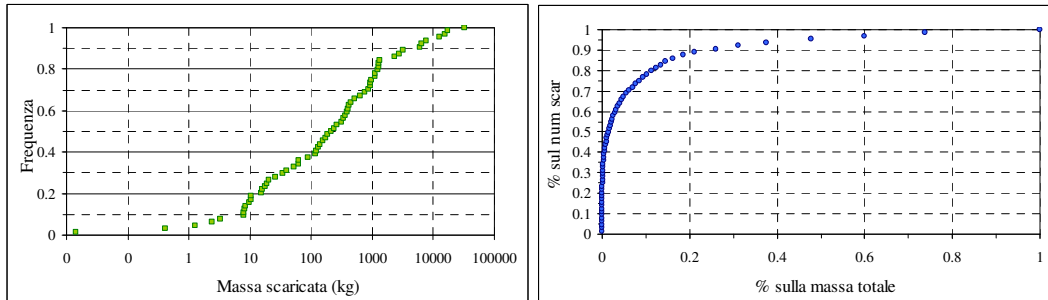


Figura 6.16. Evento del 12/02/07.

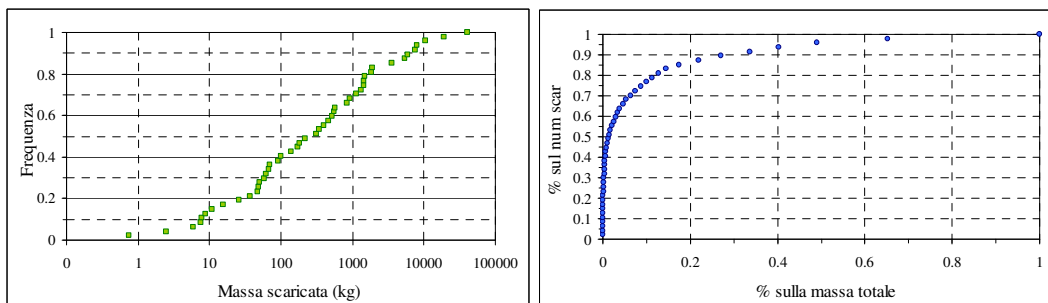


Figura 6.17. Evento del 15/02/07.

Dall'analisi dei grafici si vede come, da evento ad evento, vari sia la distribuzione in frequenza delle masse sversate, sia il peso percentuale dei singoli apporti.

Gli elementi più interessanti da prendere in considerazione sono di certo il valore dell'intensità massima, dell'intensità massima sui cinque minuti e il tempo secco antecedente. All'intensità è legato il potere della pioggia di muovere e trasportare i sedimenti presenti sul bacino, mentre al tempo secco che precede l'evento si lega la massa di sedimenti disponibile al lavaggio. I due elementi risultano legati, dal momento che, se un lungo tempo secco porta ad un accumulo consistente sul bacino, occorre anche una pioggia sufficientemente intensa da dilavare i depositi.

Per l'elaborazione dei dati riportati è stato considerato un valore di soglia, perché il superamento della soglia avesse una connotazione fisica: valori di portata solida inferiori a 1 g/s sono stati usati come discriminante fra attivazione e non attivazione.

Si è operata questa scelta anche per svincolarsi dalle oscillazioni di portata ed effetti di rigurgito in rete, che avrebbero creato, a livello di statistica, false attivazioni.

In questo senso si può quindi pensare che l'attivazione abbia anche un qualche legame con il tempo secco.

Osservando le distribuzioni per gli eventi più intensi, si vede come ad essi corrisponda il massimo numero di scaricatori attivi, e come si allarghi la base dei più impattanti.

Se nell'evento del 18/11 tredici scaricatori sono responsabili dell'80% della massa scaricata, man mano che diminuisce l'intensità, diminuisce il numero degli scaricatori con un percentuale di impatto elevata: Tale numero scende a nove nell'evento del 20/11, a 7 per l'evento del 07/12, a 5 per l'evento del 09/12, a 3 per la seconda parte dell'evento del 18/12 e ad 1 per l'evento del 23/01.

Si vede quindi non solo come, in funzione di intensità e tempo secco, vari la massa scaricata, ma anche come, all'interno del set di scaricatori che si attivano, varino i rapporti di forza fra gli scaricatori stessi. Se, per ridurre le masse scaricate dagli scolmatori, ci si basa sull'evento del 18/11, intervenendo su 13 dispositivi si intercetta l'80% del carico sversato; se ci si basa, ad esempio, sull'evento del 23/01, lo stesso obiettivo è raggiunto intervenendo su un solo scaricatore.

Riferendosi alla normativa regionale, che richiede di ridurre il carico sversato dagli scolmatori del 50%, si vede come tale obiettivo possa essere raggiunto intervenendo, in tutti i casi, su non più di cinque dispositivi.

Sulla base di tali considerazioni si riportano in Figura 6.18 e Figura 6.19 alcune correlazioni con i parametri di Tabella 6.1.

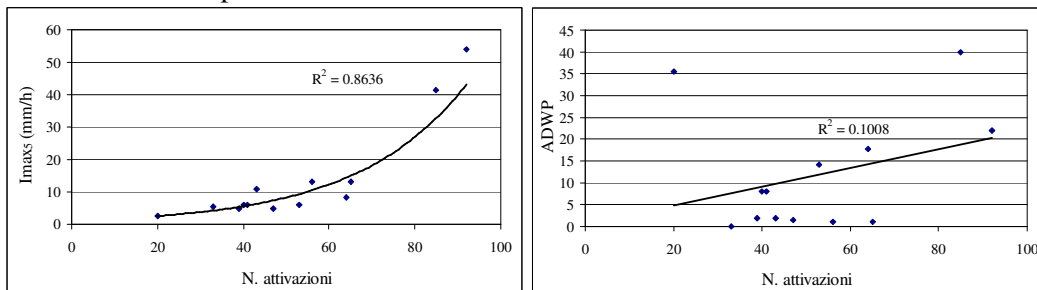


Figura 6.18. Analisi di correlazione fra il numero di attivazioni e l' I_{max5} (sinistra) e il tempo secco antecedente (destra).

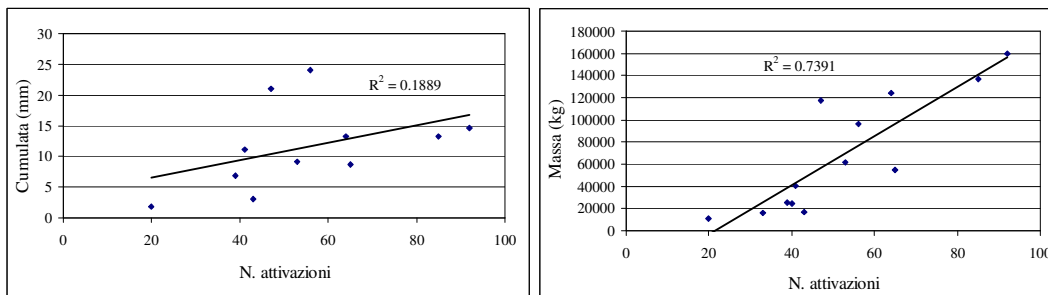


Figura 6.19. Analisi di correlazione fra il numero di attivazioni e la cumulata di pioggia (sinistra) e il tempo secco antecedente (destra).

Si riscontra una buona correlazione fra I_{max5} e il numero delle attivazioni, così come fra massa scaricata per evento e numero degli scaricatori attivi.

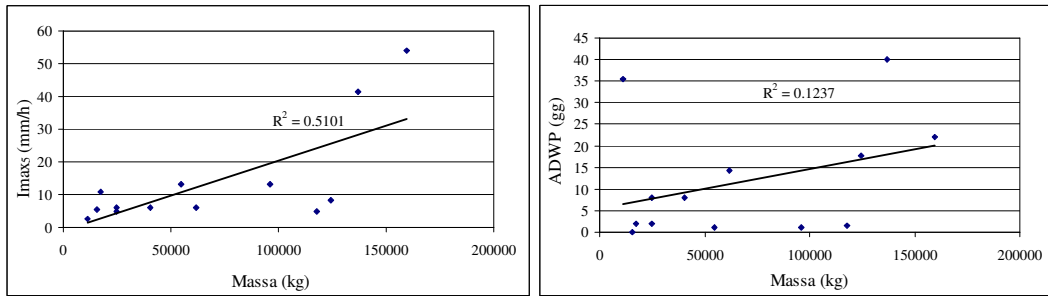
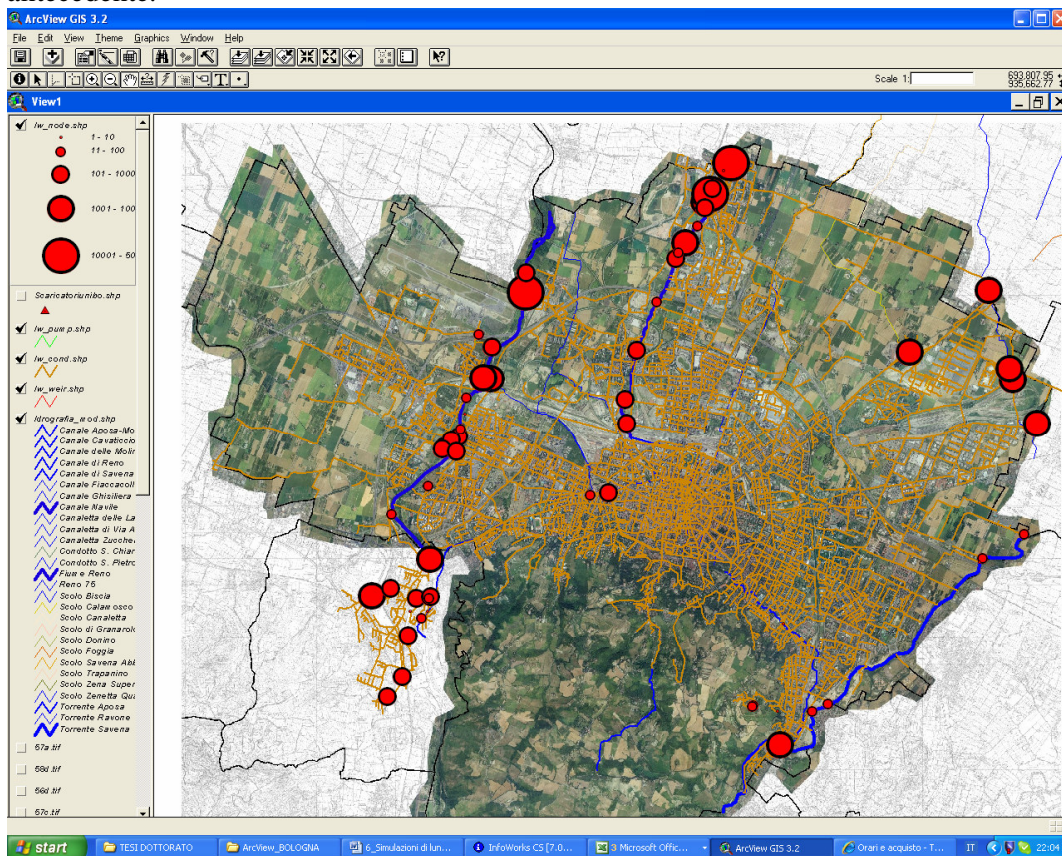
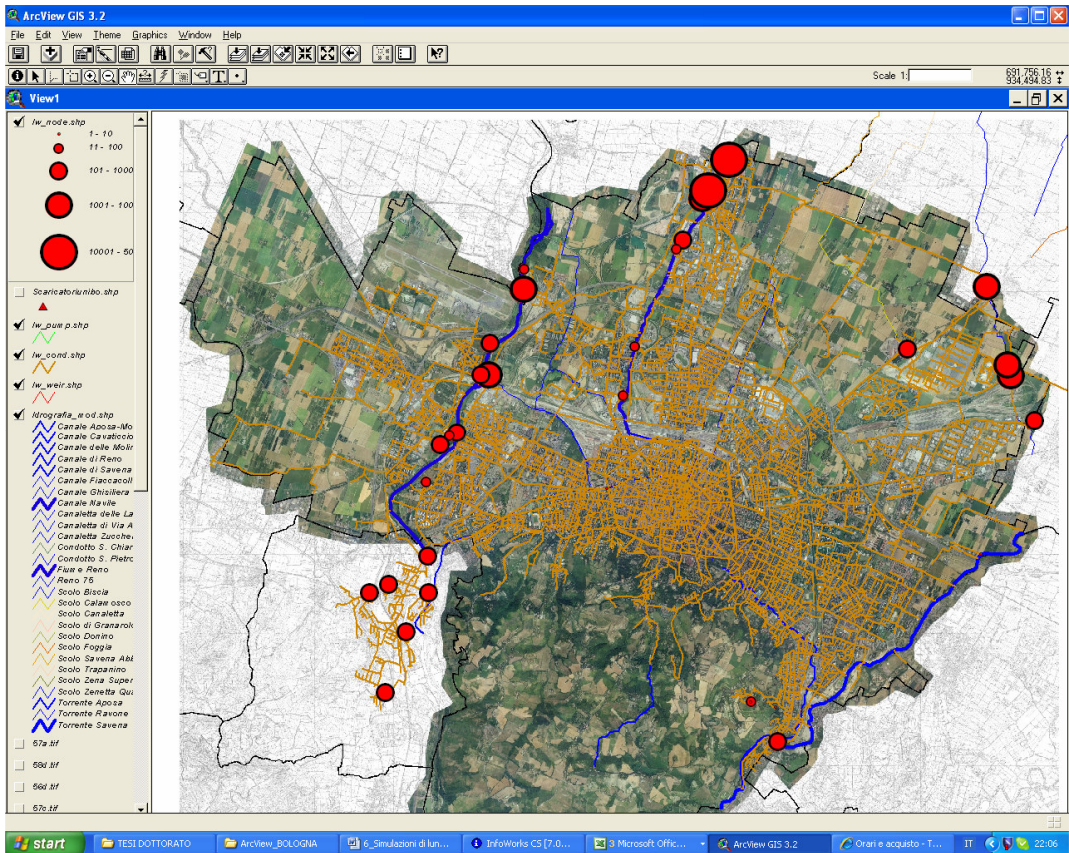
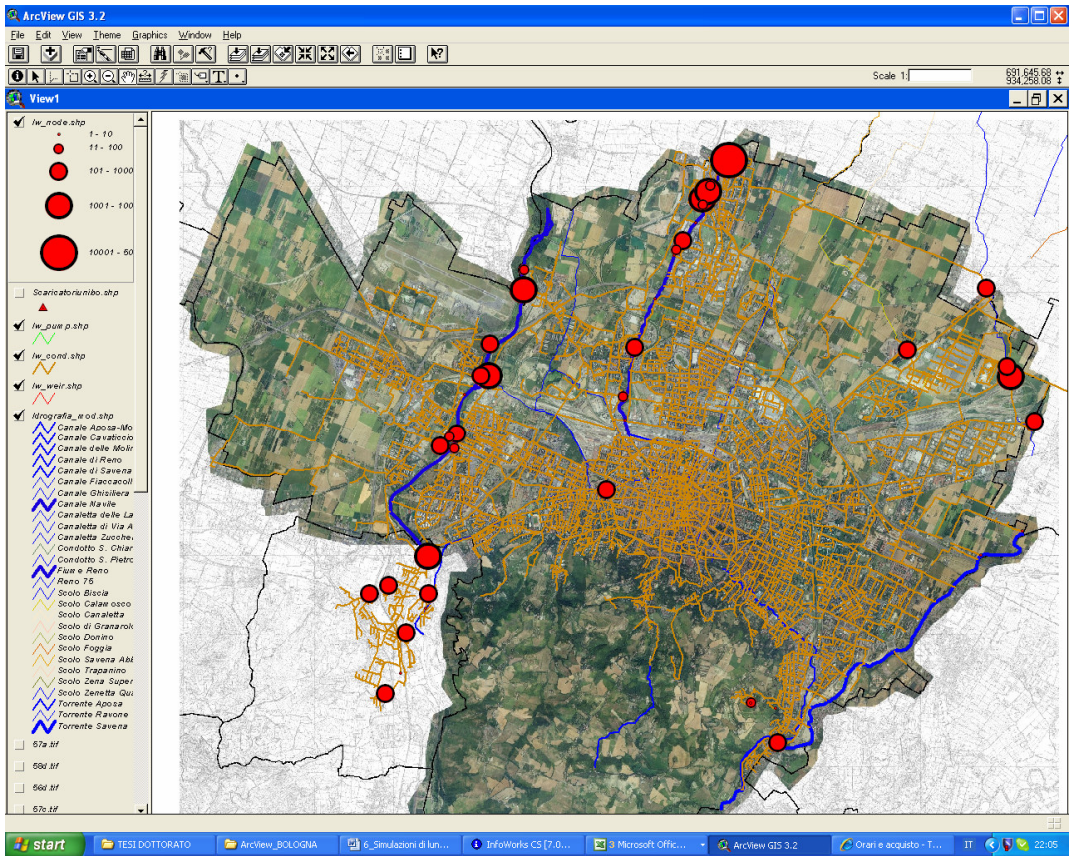
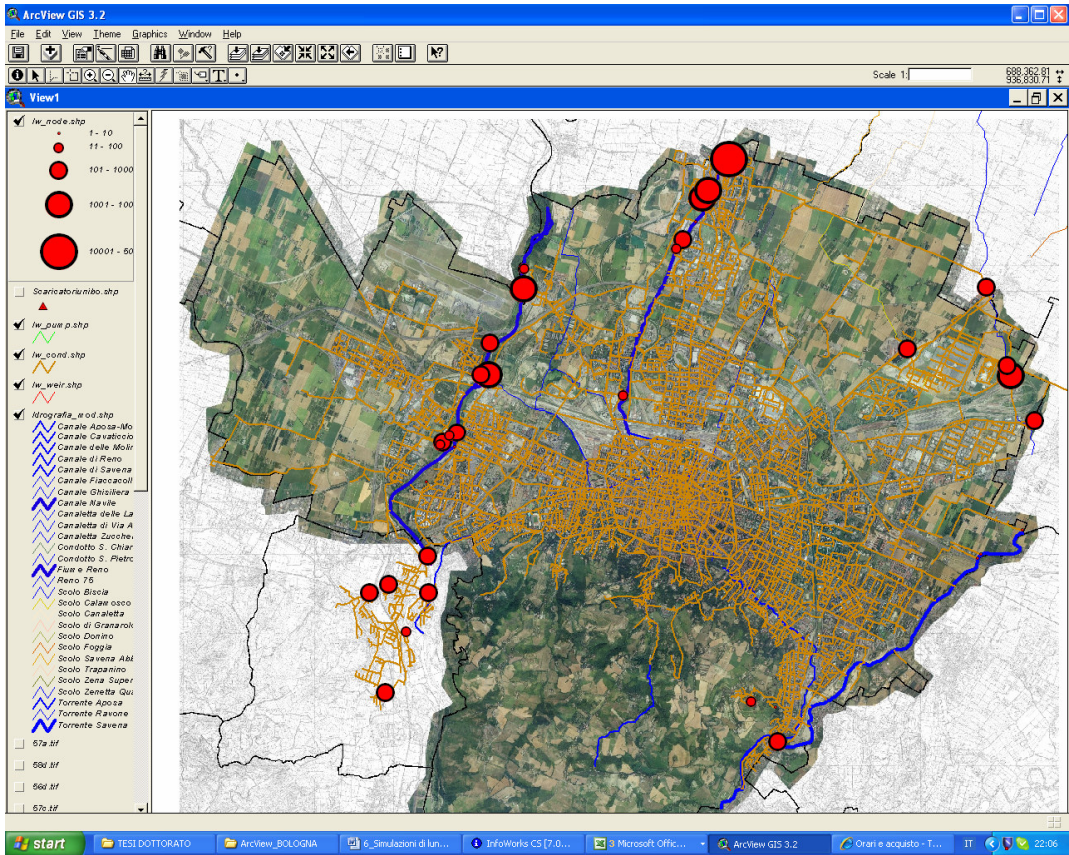


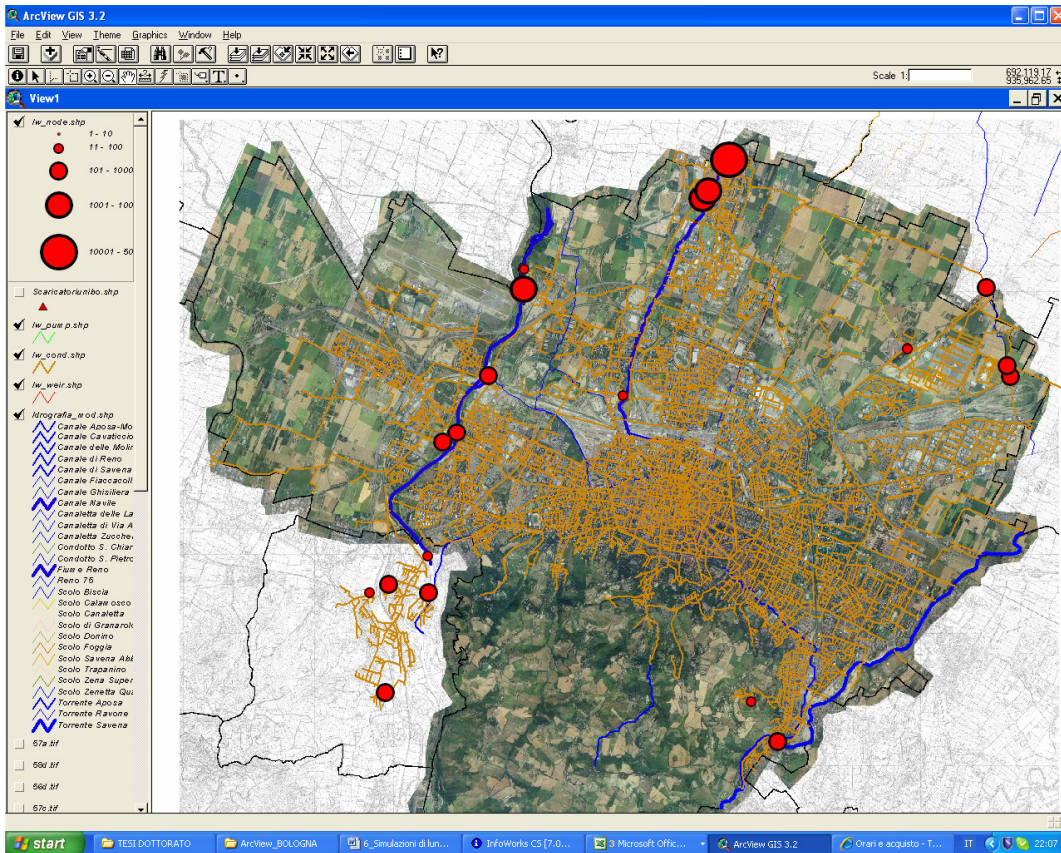
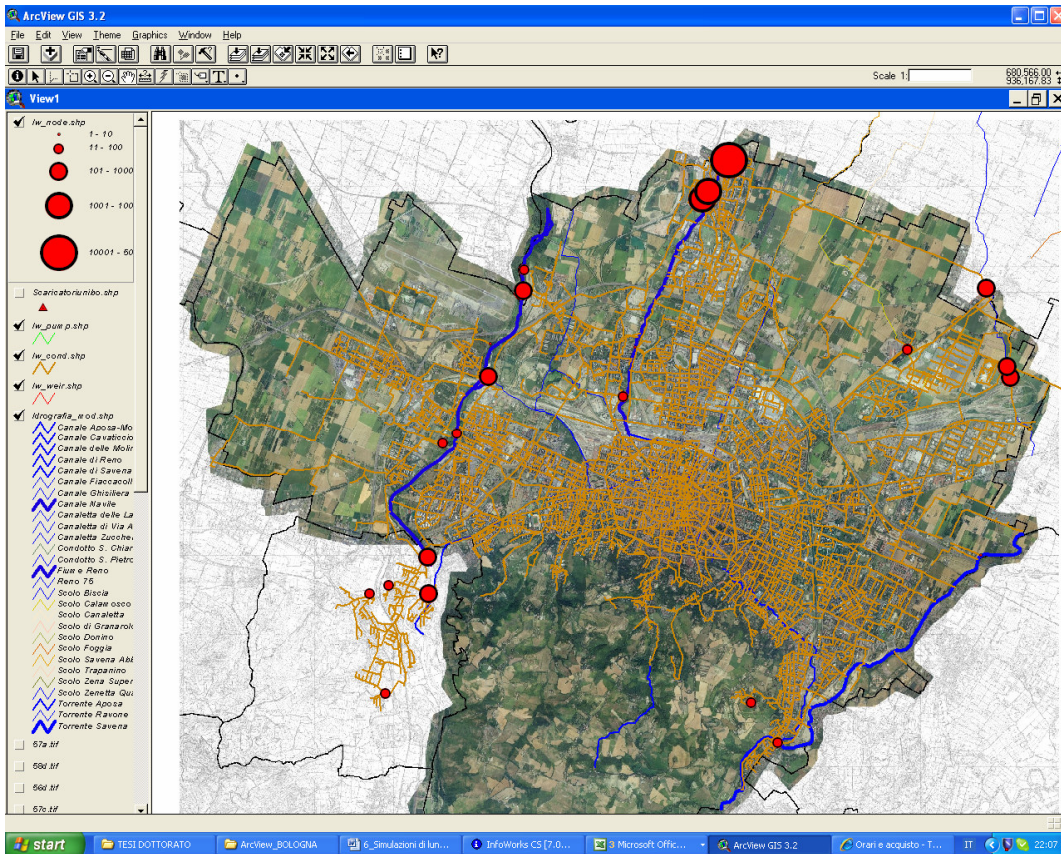
Figura 6.20. Analisi di correlazione fra la massa scaricata e l' I_{max5} (sinistra) e il tempo secco antecedente (destra).

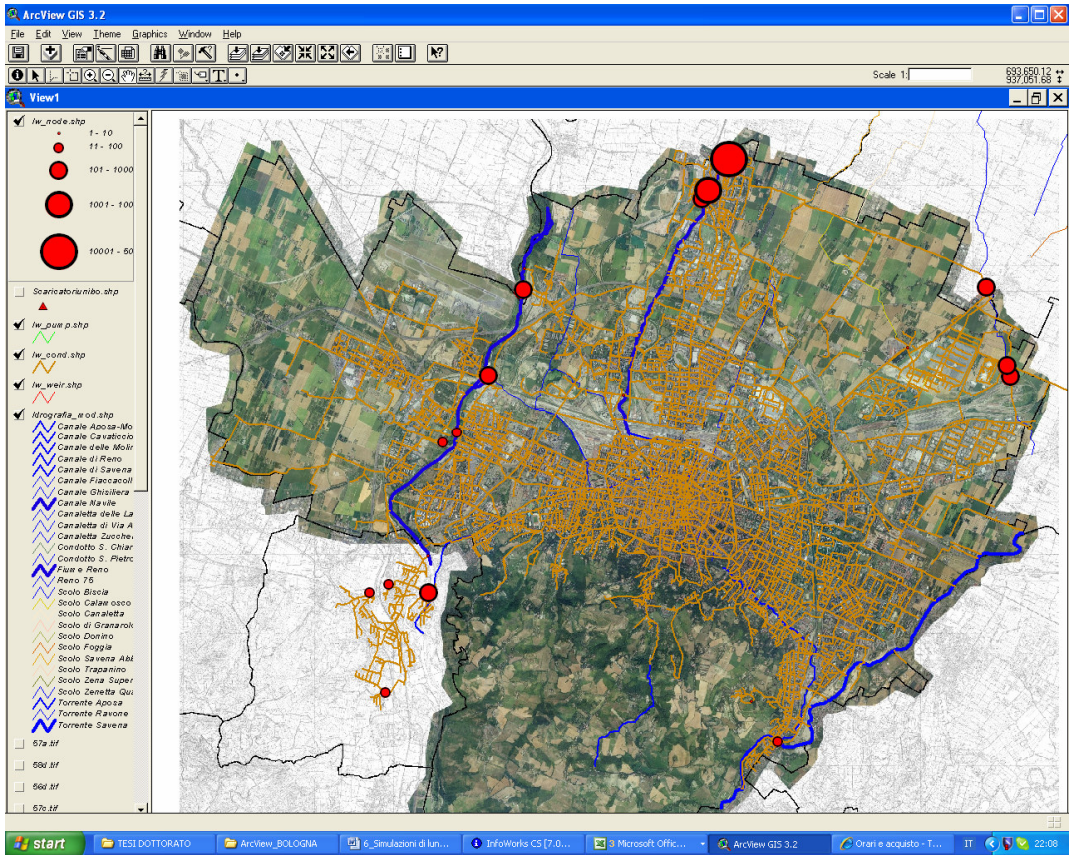
Dalle analisi fra la massa scaricata dall'insieme degli scolmatori e le principali caratteristiche della pioggia risulta una certa correlazione con l'intensità di pioggia, mentre non è possibile stabilire una correlazione sufficiente con il tempo secco antecedente.

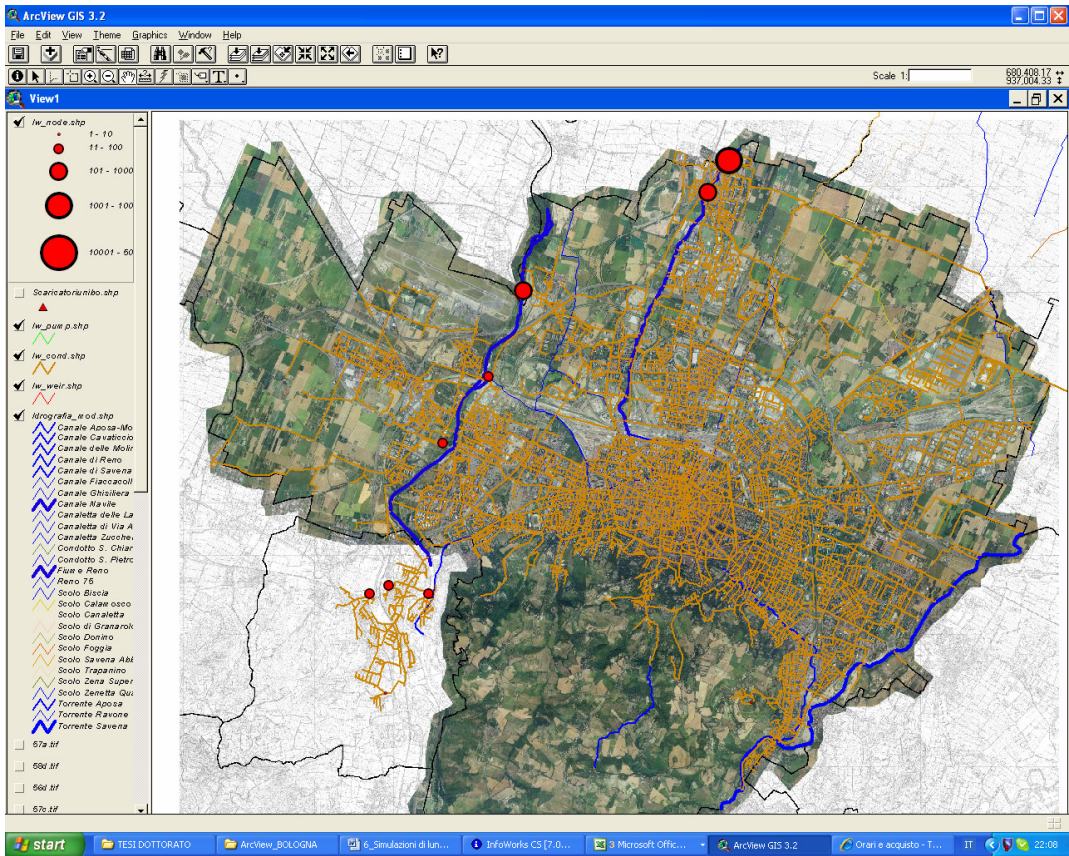


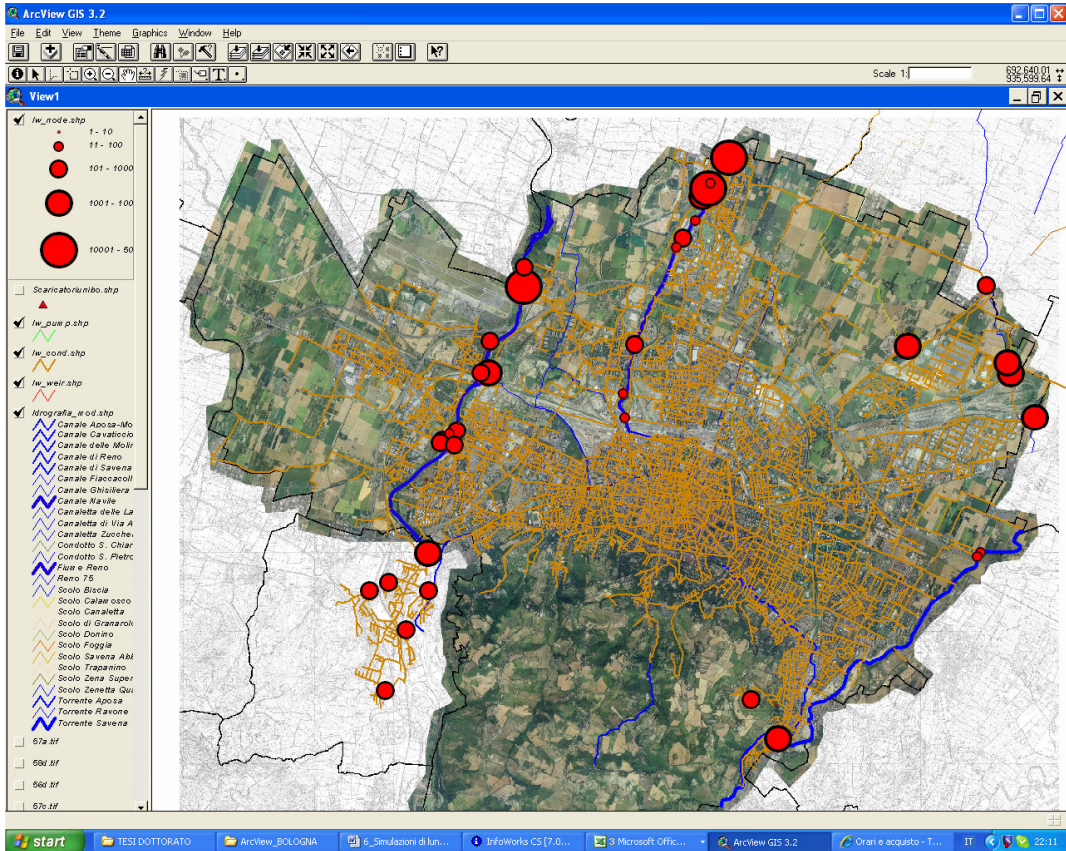
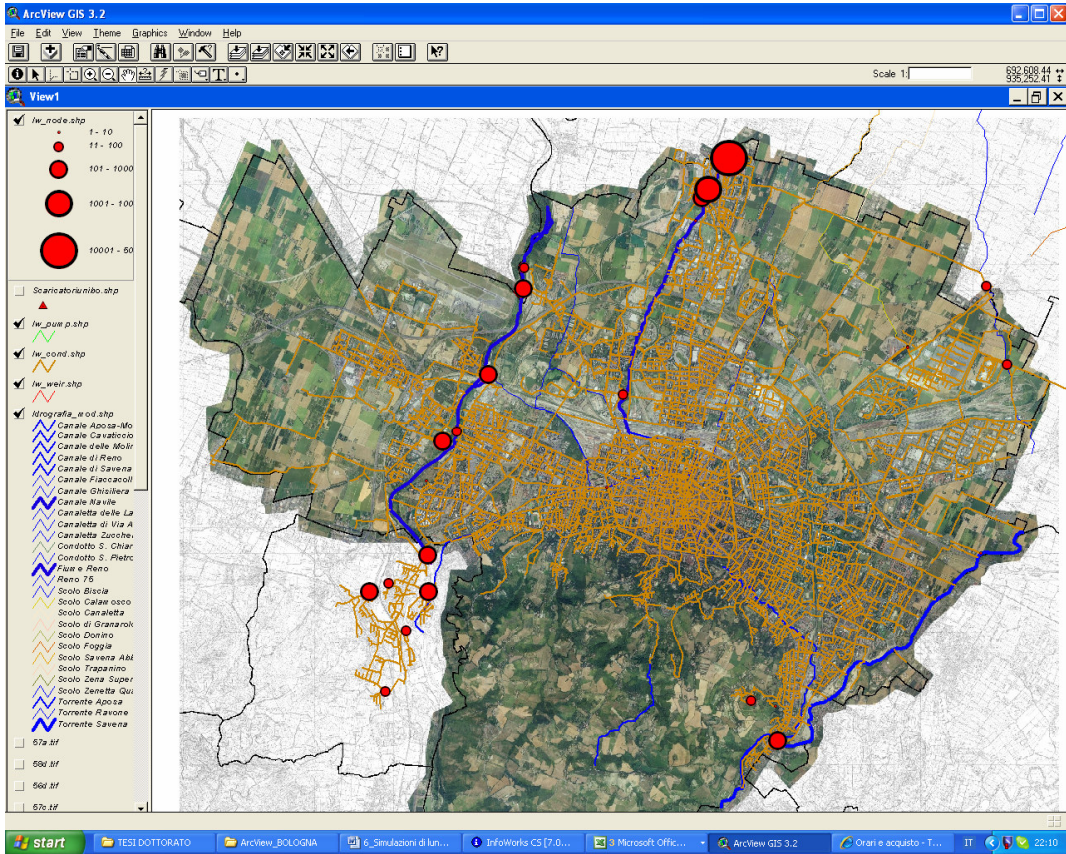


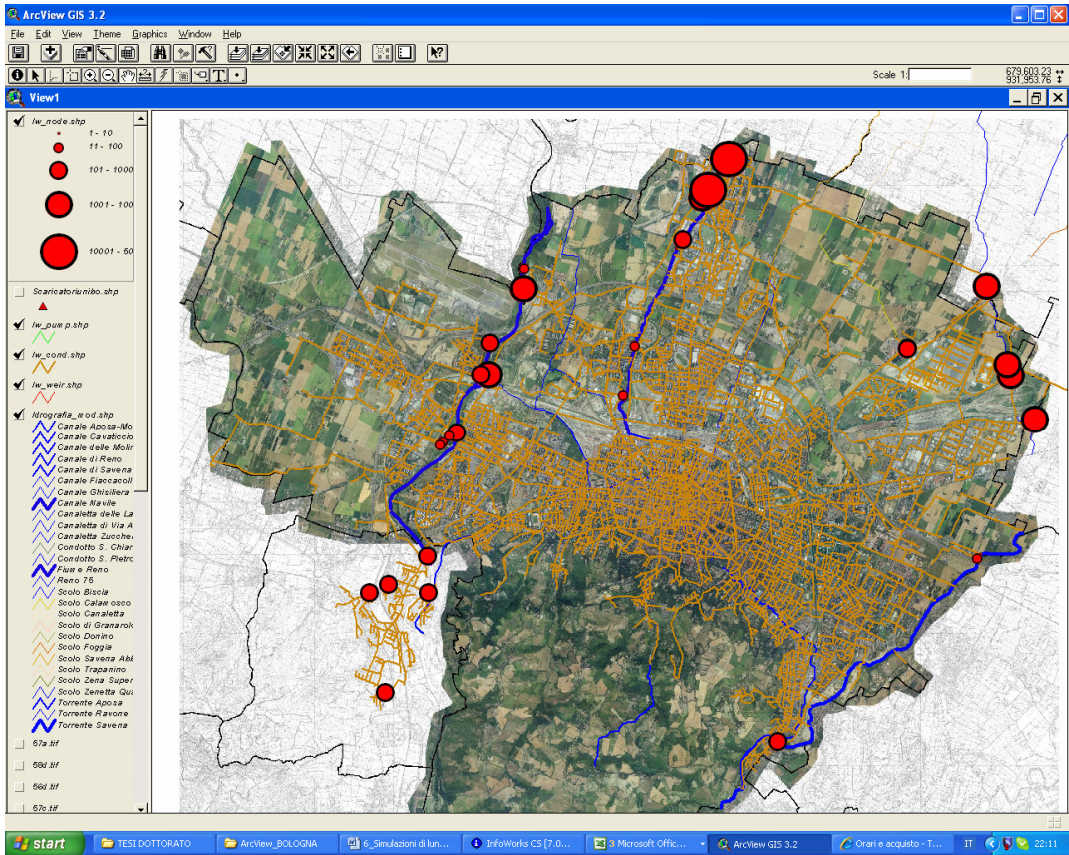












Capitolo 7

Conclusioni

La tutela dei corpi idrici impone sistemi di intercettazione e di trattamento delle portate veicolate degli scaricatori di piena che, in concomitanza con gli eventi meteorici, riversano nei ricettori quantità di inquinanti tali da comprometterne la qualità.

La costruzione di vasche, in linea e fuori linea, è oggi la misura che viene principalmente adottata per invasare temporaneamente le portate in eccesso per la rete, e ridurre così gli scarichi. Le vasche sono dimensionate per trattenere solo una porzione del deflusso, sulla base di anni di esperienza ingegneristica e ricerca scientifica, che individuano nella prima porzione del deflusso la parte più consistente del carico inquinante veicolato.

La presente tesi ha indagato l'occorrenza del fenomeno del first flush (o prima cacciata inquinata, in Italia) sia con strumenti numerici, sia attraverso osservazioni di campo.

E' stata condotta un'estesa campagna di misure e campionamenti sull'area urbana di Bologna e sul Canale Navile, principale ricettore del sistema fognario bolognese. Ad esso infatti fanno capo più di venti scaricatori di piena, ed è il ricettore delle portate depurate dall'impianto di trattamento.

Sono stati installati sette pluviometri e sono state monitorate quattordici stazioni sulla rete e due sul Navile. Le sezioni di misura sono state equipaggiate con misuratori di portata e di livello e campionatori automatici a 24 bottiglie. I campioni prelevati sono stati analizzati e sulla base di tali dati è stato possibile ricostruire i pollutogrammi.

E' stato dimostrato come in tempo di pioggia il Navile si trasformi esso stesso un collettore fognario, con concentrazioni di 40- 50 volte più alte di quelle rilevate in tempo secco, mostrando una dinamica del tutto in linea con quella che si registra nei collettori di scarico. I pollutogrammi sono infatti molto ripidi e mostrano un comportamento di tipo first flush.

Sui campioni prelevati sul Navile è stata inoltre condotta un'analisi di tossicità che ha mostrato un comportamento potenzialmente tossico associato con gli sversamenti di troppo pieno.

Contemporaneamente si è seguito anche un approccio di tipo numerico, con la costruzione, attraverso il codice di calcolo commerciale InfoWorks del modello della rete fognaria di Bologna. Si tratta di un modello con più di diciottomila nodi e rami, con una lunghezza complessiva dei collettori superiore agli 800 km. Il modello della rete è stato costruito senza operare semplificazioni, e rappresenta una copia federe della rete di drenaggio artificiale. Il modello è stato calibrato sui dati provenienti dalla stessa campagna di misure, sia per la parte riguardante i parametri idrologico- idraulici, sia per gli aspetti di qualità.

Attraverso il modello, è stata condotta una simulazione di lungo periodo sui cinque mesi di dati della campagna di monitoraggio. Sulla base dei dati del modello è stata condotta un'analisi alla ricerca del fenomeno del first flush, per comprendere al meglio le dinamiche di sversamento e i rapporti che intercorrono fra masse scaricate, parametri della pioggia e caratteristiche di rete e bacino. Il modello ha permesso di far luce sui pesi degli scaricatori, mostrando come, in un'ottica di intervento attraverso vasche, sia necessario intervenire solo su pochi dispositivi, di fatto responsabili della grande maggioranza del carico sversato nei ricettori.

La tesi costituisce una base per successive elaborazioni e fornisce indicazioni pratiche per la localizzazione delle vasche, in un'ottica di tutela, in ottemperanza alle direttive comunitari, nazionali e regionali.

Bibliografia

Abdul- Talib, S., Hvitved- Jacobsen, T., Vollersten, J., Ujang, Z. 2002. Anoxic transformations of wastewater organic matter in sewers- processes, kinetics, model concept and wastewater treatment potential. *Wat. Sci. Tech.*, 45(3), 53- 60.

Achleitner, S., De Toffol, S., Engelhard, C., Rauch, W., (2005). The European Water Framework Directive: Water Quality Classification and Implications to Engineering Planning, *Environmental Management* Vol. 35, No. 4, pp 517- 525.

Alley, W. M., 1981. Estimation of impervious area washoff parameters. *Water Resources Research*, 17(4).

Almeida, M. 1999. Pollutant transformation processes in sewers under aerobic dry weather flow conditions. PhD thesis, Imperial College, London, England.

Angelakis, A. N., Kuotsoyiannis, D., Tchobanoglous, G. 2005. Urban stormwater and wastewater technologies in ancient Greece, *Water Research* 39 (2005), 210- 220.

APAT IRSA- CNR (2003), 8030 Metodo di valutazione della tossicità acuta con batteri bioluminescenti, *Metodi analitici per le acque* Volume Terzi.

AQEM. 2002. Final scientific achievement, part 6 of the final periodic report. EVK1-CT1999-00027, AQEM Project Coordinator: Institute of Ecology, Department of Hydrobiology, University of Essen, Germany.

Artina S., A. Bolognesi, I. Innocenti, M. Maglionico, A. Paoletti, U. Sanfilippo (2004b); *Attività A6 - Proposta di stream standard specifici per corsi d'acqua a spiccato regime torrentizio* – Progetto di ricerca MICARI – Ottobre 2004.

Artina, S., Bolognesi, B., Liserra, T., Maglionico, M. (2004a), *Simulazione della rete fognaria della città di Bologna e dimensionamento di invasi per la mitigazione dell'impatto degli scaricatori di piena*, Atti dei seminari di Parma (5/6 febbraio 2004) e Cosenza (13/14 dicembre 2004). CSDU.

Artina, S., Bolognesi, A., Liserra, T., Maglionico, M., Salmoiraghi, G. 2006. Experimental analysis of first flush in an industrial area. *Water Pollut. VIII: Modelling, Monitoring and Management*. 95, 423- 432.

Ashley, R. M., Bertrand- Krajewski, J. L., Hvitved- Jacobsen, T., Verbanck, M. 2004. "Solids in sewer". Scientific and Technical Report no. 14, IWA.

Ashley, R. M., Verbanck, M. A. 1996. Mechanics of sewer sediment erosion and transport. *Journal of Hydraulic Research*, 34(6), 735- 769.

Barco, J., Papiri, S., Stenstrom, M. K. (2008). First flush in a combined sewer system, *Chemosphere*, 71(5), pp 827- 833.

Beck, M.B., Reda, A.L.L., 1994. Identification and application of a dynamic model for operational management of water quality. *Water Science and Technology* 30 (2), 31–42.

Bertrand-Krajewski, J.L. (1993). Solid Transport Modeling in Combined-Sewer Systems: The HYPOCRAS Model (France). *HOUILLE BLANCHE*, No. 4, ISSN 0018-6368.

Bertrand-Bertrand- Krajewski, J., Chebbo, G., and Saget, A. (1998). Distribution of pollutant mass vs. volume in stormwater discharges and the first flush phenomenon. *Wat. Res.*, 32(8), 2341-2356.

Casadio A., Maglionico M., Bolognesi A., Artina S., Salmoiraghi G., Locascio A., “Analisi della tossicità e dei carichi inquinanti veicolati nei corpi idrici da scolmatori di piena in tempo di pioggia”, *Acqua e Città II Conv. Naz. Idraulica Urbana*, 25- 28 settembre 2007, Chia (CA).

Chocat, B., Krebs, P., Marsalek, J., Rauch, W., Schilling, W., 2001. Urban drainage redefined: from stormwater removal to integrated management, *Wat. Sci. Tech.*, 43 (5), pp 61- 68.

Clara, M., Strenn, B., Ausserleitner, M., Kreuzinger, N. 2004. Comparison of the behaviour of selected micropollutants in a membrane bioreactor and a conventional wastewater treatment plant, *Wat. Sci. Tech.* 50 (5), pp 29- 36.

Cotham, W. and Bidleman, T. (1995). Polycyclic Aromatic Hydrocarbons and Polychlorinated Biphenyls in Air at an Urban and a Rural Site near Lake Michigan, *Environ. Sci. & Technol.* 29: 2782-2789.

Council of the European Communities, 1996. Directive on integrated pollution prevention and control (96/61/EC). *Official Journal*, L257, 10 October 1996.

Crabtree, R. W. 1989. Sediments in sewers. *Journal of the Institution of Water and Environmental Engineering*, 3, 569- 578.

Crabtree, B., and Morris, G., (2002). Effective environmental regulation to maximise the benefits of integrated wastewater management, *Wat. Sci. Tech.* 45 (3), pp 211- 218.

Deletic, A. (1998). The first flush load of urban surface runoff. *Wat. Res.*, 32(8), 2462-2470.

Decreto Legislativo del 3 aprile 2006, numero 152, “Norme in materia ambientale”, pubblicato sulla *Gazzetta Ufficiale* n. 88 del 14 aprile 2006- Supplemento Ordinario n. 96.

Economou, A. N., Schmutz, S., Melchior, A., and Heidvogel, D. 2002. Development, evaluation & implementation of a standardised fish- based assessment method for the ecological status of European rivers: A contribution to the Water Framework Directive (FAME): Defining reference conditions (D3), Final Report, FAME, Austria.

EPA (1993) Manual for combined sewer overflows control. EPA Report nr EPA/625/R-93/007. Cincinnati, U.S.A., 95 p.

Fan Chi-Yuan (2004). *Sewer Sediment and Control* EPA/600/R-04/059

Forster, J. (1996). Patterns of roof runoff contamination and their potential implications on practice and regulation of treatment and local infiltration. *Wat. Sci. Tech.* 33 (6), 39-48.

Förster, J. (1996). Heavy Metal and Ion Pollution Patterns in Roof Runoff. Proc. 7th Int. Conf. on Urban Storm Drainage, IAHR/IAWQ Joint Committee on Urban Storm Drainage, Hannover, Germany, 241.

Freedman, P. L., (2001). CWA's new clothes. *Water Env. And Tech.*, June 2001, 28-32.

Fürhacker, M. (2008). The Water Framework Directive- can we reach the target?, *Wat. Sci. Tech.*, 57.1, pp 9- 17.

FWR (1994). *Urban Pollution Management Manual*. Foundation for Water Research, Marlow, UK.

FWR (1998). *Urban Pollution Management (UPM). Second Edition. A planning guide for the management of urban wastewater discharges during wet weather*. Foundation for Water Research, Marlow, UK.

Geiger, W. F. (1984), Characteristics of combined sewer runoff. Proceedings of the 3rd International Conference on Urban Storm Drainage, Goteborg, Sweden, pp 851. 860.

Geiger, W. (1987). .Flushing effects in combined sewer systems.. *Proc. 4th Int. Conf. Urban Drainage*, 40-46, Lausanne, Switzerland.

Gnecco, I., Berretta, C., Lanza, L. G. (2006). La ripartizione dei metalli pesanti nelle acque meteoriche di dilavamento di un terminale contenitori e implicazioni per il trattamento. XXX Convegno di idraulica e costruzioni idrauliche- IDRA 2006, Roma.

Gromaire- Mertz, M. C., Garnaud, S., Gonzalez, A., and Chebbo, G. (1999). Characterisation of urban runoff pollution in Paris. *Wat. Sci. Tech.* 39 (2), 1- 8.

Gromaire- Mertz, M. C., Chebbo, G., Constant, A. (1999). Impact of zinc roofing on urban runoff pollutant loads: the case of Paris.. *Wat. Sci. Tech.* 45 (7), 113- 122.

Gupta, K., and Saul, A.J. (1996). .Specific relationships for the first flush load in combined sewer flows. *Wat. Res.*, 30(5), 1244-1252.

Guerrini, C. (2005). Simulazione tramite modello numerico della rete fognaria del centro storico di Bologna. Tesi di Laurea, Università degli studi di Bologna.

- Han, Y- H., Lau, S- L., Kayhanian, M., Stenstrom, M. K., (2006). Correlation Analysis among Highway Stormwater Runoff Pollutants and Characteristics, *Wat. Sci. Tech.* 53 (2), pp 235- 243.
- Havens, K. E., and Schelske, C. L. (2001). The importance of considering biological processes when setting total maximum daily loads (TMDL) for phosphorus in shallow lakes and reservoirs. *Environmental Pollution*, 113 (1), 1- 9.
- He, W., Wallinder, I. O., Leygraf, C. (2001). A laboratory study of copper and zinc runoff during first flush and steady-state conditions. *Corros. Sci.* 43, 127–146. 238
- Helsel, D., Kim, J., Grizzard, T., Randall, C., Hoehn, R. (1979) Land use influences on metals in storm drainage. *J. Water Pollut. Control Fed.* 51(4), 709- 717.
- Hilts, P. (1996). Fine Particles in Air Cause Many Deaths, Study Suggests. *The New York Times*, May 9, 1996.
- Hvitved- Jacobsen, T., Vollersten, J., Matos, J. S. (2002). The sewer as a bioreactor- a dry weather approach. *Wat. Sci. Tech.* 45(3), pp 11- 24.
- Kallis, G., Butler, D., (2001). The EU framework directive: measures and implications. *Water Policy* 3 (2001), 125- 142.
- Laberti, P., Pilati, S. 1983. Proposta per la sistemazione del Canale Navile nel territorio del Comune di Bologna.
- Lee, J.H., Bang, K.W., 2000. Characterization of urban stormwater runoff. *Water Res.* 34 (6), 1773– 1780.
- Lek, S., Scardi, M. S., Verdonschot, P. M. F., Jorgensen, S. E., and Park, Y. S.. 2003. The PAEQANN book: Modelling community structure in freshwater ecosystem
- Liserra, T. 2005. Analisi e rappresentazione dei fenomeni di acuolo e trasporto de sediment nelle rti di drenaggio urbano. Tesi di dottorato, Politecnico di Milano.
- Ma, J. S., Khan, S., Li, Y. X., Kim, L. H., Ha, S., Lau, S- L., Kayhanian, M., Stenstrom, M. K. (2002). First flush phenomena for highways: how it can be meaningfully defined. *Proc 9th International Conference on Urban Drainage (ICUD)*, Portland, Oregon.
- Mannina, G., 2005. Integrated Urban Drainage Modelling with Unceirtainty for Stormwater Pollution Management, PhD thesis, Catania, Italy.
- Montrejaud-Vignoles, M., S. Roger, S., and Herremans, L. [1996]. Runoff Water Pollution Of Motorway Pavement In Mediterranean Area. *Proc. 7th Int. Conf. on Urban Storm Drainage, IAHR/IAWQ Joint Committee on Urban Storm Drainage*, Hannover, Germany.
- Marsalek, J., 2005. Evolution of urban drainage: from cloaca maxima to environmental sustainability, *I Covegno Acqua e Città*, Sorrento, Italy.
- Marsalek, J., Chocat, B., 2002. International Report: Stormwater management. *Wat Sci. Tech.* 46 (6), pp 1- 17.

Marsalek, J., Rochfort, Q., Mayer, T., Servos, M., Dutka, B. J. and Brownlee, B. 1999. Toxicity testing for controlling urban wet weather pollution: advantages and limitation. *Urban Water*, 1(1): 91- 103.

Meirlaen, J., 2002. Immission base real- time control of the integrated urban wastewater system, PhD thesysis, Biomath, Gent University, Belgium.

Novotny, V. and Chesters. G. [1981]. *Handbook of Nonpoint Pollution Sources and Management*. New York: Von Nostrand Reinhold Environmental Engineering Series, 1981.

Olsson, G., Newell, B., 1999. *Wastewater Treatment Systems— Modelling, Diagnosis and Control*. IWA Publishing, London.

Pitt, R., R. Field, M. Lalor, and M. Brown (1995). Urban Stormwater Toxic Pollutants: Assessment, Sources, and Treatability. *Wat. Environ. Research* 67(3): 260.

Rauch, W., Bertand- Krajewski, J-L., Krebs, P., Mark, O., Schilling, W., Schütze, M., Vanrolleghem, P. A. 2002. Deterministic modelling of integrated urban drainage systems. *Wat. Sci. Tech.* 45(3), pp 81- 94.

Saget, A., Chebbo, G., Bertrand- Bertrand- Krajewski, J- L., (1996), The first flush in sewer systems, *Wat. Sci. Tech.*, vol. 33, No. 9, pp 101- 108, 1996

Sansalone, J. (1996). Immobilization of Metals and Solids Transported in Urban Pavement Runoff. North American Environ. Congress '96. Anaheim, CA. America Society of Civil Engineers, Reston, VA.

Sansalone, J.J. and Buchberger, S.G. (1996). Characterization of Solid and Metal Element Distributions in Urban Highway Stormwater. In: *Proc. 7th Int. Conf. on Urban Storm Drainage*, IAHR/IAWQ Joint Committee on Urban Storm Drainage, Hannover, Germany, 253.

Sansalone, J.J., Buchberger, S.G., (1997). Partitioning and first flush of metals in urban roadway storm water. *J. Environ. Eng.* 123 (2), 134– 143.

Sandin, L., Hering, D., Buffagni, A., Lorenz, A., Moog, O., Rolauffs, P., and Stubauer. (2001). The development and testing of an integrated assessment system for the ecological quality of streams and rivers throughout Europe using benthic macroinvertebrates “3rd deliverable” experiences with different stream assessment methods and outlines of an integrated method for assessing streams using benthic macroinvertebrates. EVK1-CT1999-00027, AQEM, Germany

Schilling, W., 1989. *Real Time Control of Urban Drainage Systems, The State-of-the-art*. Pergamon Press, Wageningen, The Netherlands.

Schilling, W., 1994. Smart sewer systems: improved performance by real time control. *European Water Pollution Control* 4 (5), 24–31.

Schilling, W., Andersson, B., Nyberg, U., Aspegren, H., Rauch, W., and Harremoes, P., 1996. Real time control of wastewater systems. *J. Hydr. Res.* 34 (6), 785- 795.

Serra, M. 2006. Analisi dei problemi idraulici ed ambientali indotti dagli scaricatori di piena del sistema fognario bolognese sul ricevente fiume Reno e verifica dell'efficacia di un controllo in tempo reale. Tesi di Laurea, Università degli studi di Bologna.

Skipworth, P. J., Tait, S. J., Saul, A. J. 2000. The first foul flush in combined sewers: an investigation of the causes. *Urban Water*, 2(2000), 317- 325

Stahre, P., Urbonas, B. (1990) Stormwater Detention. Prentice Hall, Inc., Englewood Cliffs, New Jersey, U. S. A., 338 p.

Stentrom, M. K., Kayhanian, M., 2005. First Flush Phenomenon Characterisation, California Department of Transportation Division of Environmental Analysis, August 2005.

Sumper, J. P. 2008. The ecotoxicology of hormonally active micropollutants, *Wat. Sci. Tech.*, 57 (1), pp 125- 130.

Tanaka, N., e Hvitved- Jacobsen, T. 2002. Anaerobic transformations of wastewater organic matter and sulfide production - investigations in a pilot plant pressure sewer. *Wat. Sci. Tech.* 45(3), 71-79

Temprano, J., Arango, O., Cagiao, J., Suarez, J., Tejero, I (2006) Stormwater quality calibration by SWWM: a case study in Northern Spain, *Water SA*, No 32 (2006).

Thornton, R.C., Saul, A.J., 1987. Temporal variation of pollutants in two combined sewer system. *Proc. 4th Int. Conf. on Urban Storm Drainage*, Lausanne, Switzerland, pp. 51- 52.

Tyson, J. M., Guarino, C. F., Best, H. J., and Tanaka, K., (1993). Management and institutional aspects. *Wat. Sci. Tech.*, 27 (12), 159- 172.

Vaccari, L., 2003. Studio delle criticità idrauliche ed ambientali della rete fognaria di Bologna mediante il codice di calcolo InfoWorks. Tesi di laurea, Università degli Studi di Bologna.

Vanrolleghem, P. A., Benedetti, L., Meirlaen, J., 2005. Modelling and real time control of the integrated urban wastewater system, *Environmental Modelling & Software* 20 (2005) 427- 442

Verbanck M.A., Ashley R.M., and Bachoc A. [1994]. International workshop on the origin, occurrence and behaviour of sediments in sewer systems: Summary of conclusions. *Water Research*, 28(1), 187-194.

Vorreiter, L., and Hickey, C. (1994). Incidence of the first flush phenomenon in catchments of the Sydney region. *Nat. Conf. Publication-Inst. of Engr.*, 3, 359-364, Australia.

Wanielista, M., Yousef, Y. (1993). Stormwater Management. John Wiley and Sons, Inc., New York, NY, U.S.A., 579 p.

Wolfe, P.. (2000). History of wastewater. World of Water 2000, Supplement to Penn Well Magazine, 24, 36.

Zabel, T., Milne, I., Mckay, G., (2001). Approaches adopted by the European Union and selected Member States for the control of urban pollution, Urban Water, 3 (2001), 25- 32.