

Università della
Calabria



Politecnico di Bari



Università degli Studi
della Basilicata



Università del
Salento

*Dottorato di Ricerca in Ingegneria Idraulica per l'Ambiente e il
Territorio - XX Ciclo*

Settore scientifico-disciplinare ICAR/02

Dissertazione per il conseguimento del titolo di Dottore di Ricerca

*Caratterizzazione delle acque di una rete di drenaggio di tipo
misto come supporto alla scelta di sistemi di trattamento*

Marco Carbone

Coordinatore
Prof. Ing. Paolo Veltri

Tutor
Prof. Ing. Patrizia Piro

Cosenza, Novembre 2007

Indice

1	INTRODUZIONE E OBIETTIVI	1
2	APPROCCIO METODOLOGICO	4
3	IL DRENAGGIO URBANO SOSTENIBILE	6
4	IL PROBLEMA DEGLI SCARICHI DI ACQUE MISTE	10
	4.1 Il trattamento delle acque in tempo di pioggia	11
5	TRATTAMENTO DELLE ACQUE	18
	5.1 Tipologie di reattori utilizzate per il trattamento delle acque reflue	18
	5.2 Bilancio di materia	20
	5.3 Condizioni ideali di flusso nei reattori	22
	5.3.1 <i>Condizioni ideali di flusso in un reattore a miscelazione completa</i>	23
	5.3.2 <i>Condizioni ideali di flusso nel reattore con flusso a pistone</i>	24
	5.4 Condizioni non-ideali di flusso nei reattori	26
	5.4.1 <i>Fattori che deviano dalle condizioni ideali di flusso</i>	26
	5.4.2 <i>La distribuzione dei tempi di residenza (RTD)</i>	27
	5.4.3 <i>La stima della diffusione e della dispersione in condizioni reali</i>	29
	5.4.4 <i>Analisi di un reattore con flusso a pistone e dispersione assiale</i>	30
	5.4.5 <i>Reattore con flusso a pistone e reattore a miscelazione completa in serie</i>	32
	5.5 Cinetica delle reazioni	34
	5.5.1 <i>Velocità di reazione</i>	34
	5.5.2 <i>Analisi cinetica dei processi di trattamento</i>	37
	5.5.3 <i>Reattore con flusso a pistone ideale con reazione ritardata</i>	39
	5.5.4 <i>Reattore con flusso a pistone con dispersione assiale e reazione</i>	39
	5.6 Scelta del processo di trattamento	41
	5.6.1 <i>Valutazione dell'affidabilità nella scelta del processo</i>	43
	5.7 Processo di trattamento oggetto di studio	44
	5.7.1 <i>Il dimensionamento delle vasche di pioggia</i>	44
	5.7.2 <i>L'effetto di sedimentazione nelle vasche di pioggia</i>	47
	5.8 Trattamento con separazione per gravità	50
	5.8.1 <i>Teoria della sedimentazione di particelle</i>	52
	5.8.2 <i>Sedimentazione di particelle discrete</i>	55

5.8.3	<i>Sedimentazione con flocculazione</i>	60
5.8.4	<i>Sedimentazione a zona o ostacolata</i>	61
5.9	Efficienza della sedimentazione primaria	63
5.9.1	<i>Cortocircuitazione e stabilità idraulica</i>	65
6	CAMPAGNA SPERIMENTALE	67
6.1	Il bacino strumentato del Canale Liguori	67
6.2	Le osservazioni pluviometriche e idrometriche	70
6.3	Analisi dei parametri e indicatori di qualità	75
6.3.1	<i>Costituenti non metallici inorganici</i>	76
6.3.2	<i>Tecniche di prelievo e analisi di laboratorio</i>	81
7.	CARATTERIZZAZIONE DELLE PARTICELLE SOLIDE NELLE ACQUE DEL CANALE LIGUORI	96
7.1.	Introduzione	96
7.2.	Suddivisione di solidi	97
7.3.	Distribuzione dimensionale delle particelle	101
7.4.	Le curve di distribuzione dimensionale delle particelle nel canale Liguori	108
7.4.1.	<i>Distribuzione Γ applicata alla distribuzione dimensionale delle particelle</i>	113
8	CARATTERISTICHE DEGLI INDICATORI DI QUALITA' DELLE ACQUE DEL CANALE LIGUORI E IL LORO TRASPORTO IN RETE	117
8.1	Le caratteristiche qualitative e di partizione	117
8.2	Le caratteristiche del trasporto d'inquinanti	124
9	TRATTAMENTO IN UN SEDIMENTATORE CON FUNZIONAMENTO A FLUSSO A PISTONE: APPLICAZIONE ALLE ACQUE DEL CANALE LIGUORI	129
9.1.1	<i>Stima analitica dell'efficienza di rimozione della sedimentazione</i>	130
9.1.2	<i>Verifica sperimentale della stima dell'efficienza di rimozione</i>	132
9.1.3	<i>Correzione del metodo analitico</i>	135
9.2	Simulazione di trattamento in un sedimentatore a flusso continuo a pistone	136
10	CONCLUSIONI	141

1 INTRODUZIONE e OBIETTIVI

Il problema del drenaggio urbano e' molto attuale da un punto di vista quantitativo; infatti, l'urbanizzazione selvaggia degli ultimi decenni, la cementificazione delle superfici e le variazioni climatiche hanno determinato per eventi sempre più ricorrenti il sottodimensionamento delle reti, con passaggio da moto a pelo libero a moto in pressione e conseguente allagamento delle superfici stradali.

Ancor più attuale è il problema della qualità nel drenaggio urbano. Evidenti sono i risultati ambientali degli scarichi incontrollati nei corpi idrici, ed emergente è la necessità di adeguarsi alle nuove indicazioni normative che trovano il loro riferimento principale nella 152/99 riveduta e aggiornata dalla 258/2000 e oggi, nel Testo Unico Ambiente (D.Lgs. 3 aprile 2006, n. 152).

L'amministrazione del ciclo dell'acqua nelle aree urbane, essendo un problema molto complesso richiede non solo alta tecnologia e attrezzature efficienti, ma anche metodi adeguati di controllo e di gestione.

Durante la fase di progettazione di un intervento teso al controllo dei volumi e al trattamento delle masse inquinanti scaricate nei corpi idrici ricettori in ambiente urbano, bisogna procedere alla caratterizzazione del sito di interesse sia in termini di studio idrologico sia di cinetica degli inquinanti. Tale individuazione presenta, però, notevoli difficoltà e incertezze poiché molteplici sono le variabili in esame ed elevata la complessità del sistema. Inoltre, una conoscenza aprioristica del comportamento di un bacino urbano e uno studio teso ad astrarne e individuarne univocamente le caratteristiche è quanto mai impossibile da determinare (Anderson et al., 2002). Infatti, sia dal punto di vista idrologico sia di dinamica degli inquinanti, i meccanismi e i processi che concorrono alla produzione e al rilascio del deflusso e delle masse inquinati presentano una notevole variabilità sia tra un evento di pioggia e l'altro sia durante l'evento stesso.

La qualità delle acque meteoriche in ambiente urbano dipende da numerosi e svariati fattori. Tali acque di pioggia dilavano un miscuglio eterogeneo di sostanze disciolte, colloidali e sospese, che comprendono metalli, composti organici e inorganici. Una parte rilevante del carico inquinante delle acque meteoriche proviene dall'atmosfera e

le sue caratteristiche dipendono dalle emissioni gassose industriali e civili, dal traffico veicolare e dalle particelle trasportate dagli agenti atmosferici.

Durante i periodi di tempo secco, il fenomeno di accumulo delle sostanze inquinanti sulla superficie dei bacini di drenaggio prende atto ed è attenuato solo per effetto della rimozione naturale dovuta al traffico e al vento.

Durante gli eventi di pioggia l'acqua meteorica opera il dilavamento delle superfici urbane asfaltate causando il trasporto in fognatura di sostanze inquinanti tra le quali, principalmente, solidi sedimentabili (organici e inorganici), elementi nutritivi, batteri, oli e grassi e metalli pesanti, imputabili essenzialmente al traffico veicolare e ad attività antropiche associate.

Al fine di caratterizzare il sito di interesse, determinanti sono, pertanto, non solo le caratteristiche idrologiche relative all'evento in atto, ma anche le variabili che descrivono i fenomeni verificatisi prima dell'evento stesso, quali il deposito sulla superficie stradale, la durata di tempo secco, ecc.

In questo lavoro di ricerca dopo una prima analisi delle tecnologie proposte per il controllo ed il trattamento delle acque si è provveduto ad un campagna sperimentale per il prelievo di campioni rappresentativi in tempo di pioggia e in tempo asciutto da un collettore di rete mista cui contribuisce un bacino urbano di circa 200 ha ed una popolazione di circa 50.000 abitanti. Si è quindi proceduto all'analisi di alcune caratteristiche qualitative dei reflui con l'obiettivo di caratterizzarne il comportamento nelle diverse condizioni di tempo e di deflusso, analizzando nello specifico il carico organico, il tenore di solidi sospesi, le proprietà della sospensione in termini di distribuzione granulometrica e le peculiarità del trasporto d'inquinanti.

L'obiettivo principale di questo lavoro di tesi è stato l'approfondimento delle conoscenze delle caratteristiche delle acque reflue di una rete di drenaggio di tipo misto, finalizzato a rilevare le differenze di comportamento della rete sotto le diverse condizioni di deflusso che possono generarsi in condizioni di tempo asciutto e di tempo bagnato, ai fini della scelta delle migliori strategie di trattamento per ridurre e controllare l'impatto degli scarichi sui corpi idrici recettori. In tale contesto principale, il primo obiettivo è stato quello di pianificare e organizzare una campagna sperimentale di campionamenti, il secondo quello di stimare la presenza di alcuni indicatori d'inquinamento, le relazioni fra di loro esistenti e le differenze

caratteristiche nelle diverse condizioni di deflusso, il terzo obiettivo è stata la conoscenza delle caratteristiche del particolato presente nelle acque reflue del canale Liguori e della loro distribuzione dimensionale, infine, il quarto obiettivo è stata la conoscenza delle caratteristiche di sedimentazione attraverso prove di laboratorio su campioni prelevati in sito e l'individuazione di un modello numerico applicabile per la stima delle efficienze di sedimentazione e della risposta di un reattore di sedimentazione in termini di pollutogramma.

2 APPROCCIO METODOLOGICO

Le osservazioni sperimentali hanno riguardato in particolare la misura delle seguenti grandezze: portata, livelli idrici, intensità di pioggia, Solidi sospesi totali (TSS), domanda chimica di ossigeno (COD), ph, conducibilità, distribuzione granulometrica dei sedimenti in sospensione (PSD).

I provini (o campioni) per le misure dei parametri qualitativi sono stati prelevati a mano direttamente dal canale, al fine di aver il maggior controllo possibile sulle modalità di prelievo. Per ogni campione sono state utilizzate bottiglie in PVC sterile a bocca larga. Ogni campione è stato preso in duplicato al fine di minimizzare gli errori casuali. Particolare attenzione è stata adottata nella conservazione dei campioni, in particolare per quelli spediti negli Stati Uniti per la misura della distribuzione granulometrica dei sedimenti; in tal caso il campione appena prelevato è stato addizionato con esametafosfato di sodio per inibire l'attività biologica della soluzione, quindi conservato in frigorifero e spedito in contenitori termici presso il laboratorio d'Ingegneria ambientale dell'Università della Florida, dove è stato analizzato con un granulometro laser che sfrutta il principio della diffrazione per la stima delle particelle presenti nel campione.

La modellazione numerica della risposta di una vasca di sedimentazione, intesa genericamente come reattore, sollecitata da una corrente in tempo di pioggia, come suggerito dalla letteratura del settore (Metcalf e Eddy, 2006) è stata basata sull'analisi del comportamento idraulico di un reattore e sull'analisi del "bilancio di materia", nel quale si stima la quantità di materia coinvolta prima e dopo la reazione.

L'analisi del bilancio di materia si basa sul principio fondamentale di conservazione e trasformazione della massa, e consente di rappresentare cosa avviene in un reattore impiegato per il trattamento delle acque in funzione del tempo.

Da un punto di vista sperimentale si è provveduto alla caratterizzazione del trasporto della sospensione e alla caratterizzazione della distribuzione dimensionale dei sedimenti nelle acque reflue del canale Liguori. Con riferimento a quest'ultima i risultati sperimentali hanno evidenziato due distinte distribuzioni, una relativa alle condizioni di tempo asciutto, l'altra relativa alle condizioni di tempo bagnato. Per ambedue è stata riscontrata un'ottima correlazione con la distribuzione Γ a due

parametri. Pertanto definiti i parametri della distribuzione Γ per le diverse condizioni, i risultati, insieme ai dati di portata e di concentrazione di TSS, sono stati utilizzati come input del codice di calcolo.

Sono stati infatti analizzati per ogni classe dimensionale, individuata dalla curva di distribuzione dei sedimenti, la reazione di sedimentazione e la risposta del reattore sollecitata da un impulso unitario con riferimento alla distribuzione normale dei tempi di residenza. A questo punto integrando alle grandezze finite per convoluzione, conoscendo la legge di variazione nel tempo della massa in ingresso nella vasca, è stato possibile dedurre la legge di variazione nel tempo della massa in uscita, oltre che l'efficienza di trattamento operata dalla sedimentazione.

Per la stima delle efficienze di trattamento per sedimentazione è stata condotta una campagna di prove sperimentali su colonna, prelevando un campione reale, pari a circa 300 litri, dalla rete di drenaggio. Le prove sono state condotte presso il laboratorio Grandi Modelli Idraulici del dipartimento di Difesa del Suolo e i risultati elaborati hanno consentito l'individuazione di curve d'efficienza di sedimentazione che hanno permesso la taratura numerica del modello basato sulle leggi della sedimentazione libera applicato alle curve di distribuzione dimensionale.

3 IL DRENAGGIO URBANO SOSTENIBILE

L'amministrazione del ciclo dell'acqua nelle aree urbane è un problema complesso: incremento della popolazione e attività economica, pressione legislativa e vincoli economici. Richiede quindi non solo alta tecnologia e attrezzature efficienti, ma anche metodi adeguati per controllarla, sviluppare e funzionare. Una Gestione dell'acqua che realizzi le esigenze dello sviluppo sostenibile è, per definizione, solidale (Piro e Carbone, 2006).

Geldof et al. (2004) mostrano interessanti opere di drenaggio urbano sostenibile sono state realizzate in Svezia, ad esempio per ridurre il deflusso delle acque di pioggia nella fognatura mista un manto di vegetazione è stato posto su 0,95 ha di tetti, con selezionate differenti specie di erba (figura 3.1). Per controllare in volume delle acque di pioggia la parte superiore del sistema di drenaggio di un'ampia superficie intorno la scuola di Austenborg (Svezia) è stata modellata in modo tale da convogliare molto del deflusso direttamente in una vasca volano aperta, da utilizzare, come suggerito dai dirigenti scolastici, come auditorium in tempi asciutti (figura 3.1).

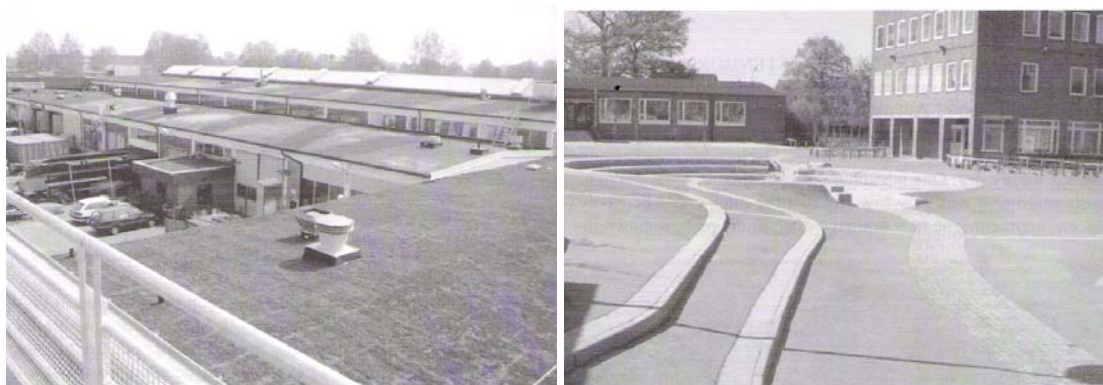


Figura 3.1 – Interventi di drenaggio sostenibile in Svezia (da Geldof et al. 2004)

Uno dei principali obiettivi della gestione delle acque di drenaggio urbano consiste, in particolare, nel controllare, noto l'impatto particolarmente dannoso, la concentrazione dei solidi sospesi presenti nelle acque di prima pioggia e il loro sversamento nei corpi idrici ricettori. Tale obiettivo è perseguito attraverso una serie di interventi, che spesso iniziano con un controllo alla sorgente, continuano con controlli da parte di best management practices (BMPs) e terminano con lo sversamento nei corpi idrici ricettori. Fra le BMPs utilizzate per il controllo dei solidi in sospensione, le più

comuni sono i sistemi di infiltrazione, le vasche di detenzione e di ritenzione e le wetlands (Marsalek J. et al., 2002).

In Europa, il concetto di gestione 'sostenibile' delle acque di pioggia è stato introdotto per un approccio multidisciplinare all'argomento con l'obiettivo di evitare che l'urbanizzazione abbia un impatto negativo sul naturale bilancio idrico e che i sistemi di drenaggio vadano in pressione durante pesanti eventi di pioggia (Balkema A.J. et al., 2002).

Inoltre, tali sistemi devono essere, in un quadro di sostenibilità, progettati in modo tale da separare il carico inquinante prima di raggiungere il corpo idrico ricettore, facendo sì che esso sia limitato il più possibile da monte. Tutto questo nella logica, pertanto, di considerare l'acqua di pioggia non più una minaccia bensì una risorsa positiva nell'ambiente urbano.

In conclusione, è da evidenziare che una progettazione basata su criteri di sviluppo sostenibile è oggi quanto mai urgente, sebbene indubbiamente più complessa rispetto a quella tradizionale. Per tale motivo, al fine di supportarla e agevolarla, è necessario garantire lo sviluppo di un quadro istituzionale e una amministrazione efficiente nelle funzioni socio-economiche, ambientali ed ecologiche (Piro e Carbone, 2006).

Molti metodi di trattamento sono stati sviluppati al fine di garantire la realizzazione di sistemi a basso impatto ambientale e possono essere suddivisi in due categorie. La prima è costituita da interventi la cui intenzione, a livello concettuale, è di restaurare il ciclo idrologico originario, antecedente all'urbanizzazione, a mezzo di sistemi che possano favorire i fenomeni di infiltrazione e di evaporazione, limitati oggi in ambiente urbano a causa della diminuzione delle aree a verde e dell'aumento della superficie destinata a pavimentazioni stradali (Piro e Carbone, 2006).

Adottando tali sistemi si ottengono numerosi vantaggi, tra i quali la possibilità di controllo degli inquinanti alla sorgente e l'impiego di diametri minori per la realizzazione delle condotte che costituiscono il sistema fognario; al suddetto gruppo appartengono, pertanto, le seguenti tipologie di intervento: i sistemi di pavimentazioni stradali permeabili con vegetazione, i sistemi di infiltrazione e di biofiltrazione, le trincee drenanti e i bacini di infiltrazione (Lloyd S.D., 2002; Dierkes C. et al., 2002).

La seconda categoria consiste in interventi atti alla realizzazione, in punti strategici del bacino, di vere e proprie vasche di accumulo, quali quelle di detenzione e ritenzione.

Le vasche di detenzione delle acque meteoriche sono piccoli invasi progettati per trattenere temporaneamente le acque di pioggia e svuotarsi lentamente. In condizioni di tempo asciutto i bacini di detenzione si svuotano completamente e restano quindi asciutti. I bacini di detenzione svolgono sia la funzione di regolare il deflusso superficiale sia quella di permettere la sedimentazione dei solidi sospesi presenti nelle acque di prima pioggia; pertanto, essi devono essere dimensionati per assolvere ad entrambe le funzioni.

I bacini di ritenzione, invece, sono utilizzati per contenere le acque di pioggia fino a quando gli effetti di percolazione e evapotraspirazione riportano l'area destinata all'invaso al suo stato iniziale asciutto. Le norme americane di progettazione e di realizzazione delle aree di ritenzione impongono che le acque meteoriche in ingresso siano smaltite all'interno del bacino in 72 ore in modo tale che la nuova capacità sia così subito pronta a ricevere il successivo volume di precipitazione (Perdek J.M. et al, 1998; O'Meara G. F., 2003).

Le strutture di trattamento, fin qui descritte, sono utilizzate in funzione della natura degli inquinanti che si intende rimuovere e dello spazio effettivamente disponibile. In molti casi si può provvedere all'utilizzo di una sequenza (spesso chiamata 'treatment train') di strutture. Per esempio, sistemi di infiltrazione lineari o biofiltrazione potrebbero essere posizionati all'interno di un bacino e potrebbero condurre il volume meteorico a una vasca di sedimentazione, prima di essere scaricato in una vasca finale (Wong T.H.F et al., 2006).

L'approccio tradizionale privilegia gli interventi di tipo 'concentrato' caratterizzati dalla presenza di una vasca unica a valle della rete di drenaggio (O'Connor e Field, 2002a). Il motivo di tale scelta risiede nel fatto che una vasca unica di grandi dimensioni garantisce, in termini di trattamento, tempi di residenza maggiori, e quindi, una più elevata efficienza (Metcalf & Eddy, 2006).

Piro et al. (2007a), hanno proposto l'adozione di un approccio alternativo caratterizzato da una serie di vasche posizionate in maniera strategica all'interno del bacino, evidenziando che, nell'ambito di una gestione ottimale dei sistemi di

drenaggio urbano, per eventi piovosi di notevole intensità quelli di tipo distribuito risultano vantaggiosi, in alternativa all'adozione di vasche di elevate dimensioni concentrate nel punto terminale della rete. Gli stessi autori (Piro et al., 2007b), conseguentemente alla simulazione di più scenari possibili, in condizioni di ridotti volumi di scarico, hanno rilevato che una strategica disposizione delle vasche, anche in condizioni di eventi piovosi non eccezionali offre caratteristiche di efficienza di rimozione delle masse e dei volumi non dissimili da quella ottenuta con l'adozione di un'unica vasca di dimensioni più grandi posta a valle della rete.

La scelta del sistema da adottare, infatti, sarà funzione di diversi fattori quali gli effettivi costi di costruzione, lo spazio reperibile nell'ambiente urbano in cui intervenire, la sostenibilità ambientale di opere da realizzare e, infine, l'efficienza dei differenti sistemi al fine di mitigare l'impatto sui corpi idrici ricettori.

4 IL PROBLEMA DEGLI SCARICHI DI ACQUE MISTE

L'inquinamento causato dallo scarico di acque pluviali e miste nei ricettori è un problema ben noto, del quale in Italia si parla molto, ma non si può dire che vengano messi in atto decisi e sostanziali interventi. È già tanto per la verità se vengono osservate le Normative regionali conseguenti alla Legge 319/76 e tuttora in vigore in molte Regioni, che prevedevano la possibilità di scarico di acque miste con un certo fattore di diluizione, variabile da 2 a 6 secondo la pratica corrente (AA.VV., 2001).

Ciononostante, nell'ambiente tecnico ci si sta sempre più orientando verso i sistemi, in uso da più anni in altri paesi europei e negli Stati Uniti, idonei alla riduzione del fenomeno.

In realtà oggi bisognerebbe parlare di una strategia combinata (Hydrology Restoration), che prevede interventi a più livelli, dalla riduzione delle portate pluviali attraverso capacità di ritenzione locali, all'infiltrazione attraverso le superfici stradali permeabili, al controllo in tempo reale per ottimizzare la capacità dei collettori, agli invasi per l'immagazzinamento delle acque di sfioro, al trattamento delle acque pluviali e miste. Negli Stati Uniti una strategia nazionale è quella prevista dalla EPA (O'Connor e Field, 2002b), che mette in campo diverse possibilità, che comprendono l'ottimizzazione degli invasi e il potenziamento dei collettori di intercettazione e degli impianti di depurazione delle acque reflue.

Il potenziamento dei collettori di intercettazione può avvenire in vario modo, dalla manutenzione programmata per eliminare i sedimenti e le ostruzioni, all'aumento delle potenze degli impianti di pompaggio per le condotte prementi, alla costruzione di collettori paralleli.

Per quanto riguarda il trattamento delle acque pluviali e miste, la migliore soluzione consiste nell'accoppiare vasche di pioggia a impianti di trattamento degli sfiori, per ottimizzare le prestazioni di entrambi i dispositivi (O'Connor e Field, 2002a). In particolare si suggerisce di dividere in comparti le vasche di pioggia e di prevedere il trattamento di sedimentazione per le portate sfiorate da queste. In più, nel caso di vasche di pioggia a comparti, solo i primi entreranno in uso durante gli eventi più frequenti, mentre per gli eventi meno frequenti la concentrazione di inquinanti

decrese nei successivi comparti e gli sfiori riversati dall'ultimo di questi nel corpo idrico ricettore risultano sensibilmente meno carichi.

E' tuttavia noto che per tali manufatti occorrono capacità notevoli, se si vuole immagazzinare l'intero volume sfiorato, ovvero ridurre il numero di eventi di sfioro a qualche unità all'anno; tali capacità sono normalmente stimate dell'ordine di 200-300 m³/ha di superficie impermeabile. E' pure vero, come mostrano alcuni autori, che oltre una certa capacità il beneficio diminuisce sensibilmente, sicché più recentemente ci si è orientati verso capacità dell'ordine di 50 m³/ha di superficie impermeabile.

4.1 Il trattamento delle acque in tempo di pioggia

Il funzionamento degli impianti di depurazione delle acque in tempo di pioggia è, com'è noto, problematico (Dormoy et al, 1998, Capodaglio 2001). I principali problemi sono l'aumento dei carichi idraulici e la riduzione dei tempi di detenzione, con le conseguenze di scarichi di acque miste parzialmente trattate o del tutto non trattate e nei peggiori casi di arresto del processo biologico. Il fenomeno è anche chiaramente messo in luce da un punto di vista quantitativo da Freni et al. (2005), che hanno simulato il comportamento complessivo di un bacino ipotetico con un modello integrato che tiene conto sia dei fenomeni idrologici, sia del processo depurativo. Si mostra in particolare come l'aumento della portata liquida all'impianto può determinare l'innalzamento del letto di fango nel sedimentatore e lo sfioro di solidi sospesi con l'effluente, contemporaneamente alla perdita di biomassa del sistema di depurazione, con conseguenze che si prolungano per diverse ore dopo l'evento meteorico. Agli esperti del settore sono oggi note una serie di misure possibili per migliorare il funzionamento dell'impianto in tempo di pioggia (Capodaglio, 2003), che tuttavia non consentono di trattare una portata superiore a 4-5 volte quella di tempo asciutto.

Dal confronto con l'esperienza di altri Paesi, ci si rende conto che una strategia molto in uso per la riduzione dei carichi inquinanti è il controllo dei solidi trasportati al fondo o sospesi. È noto infatti che gran parte del carico inquinante delle acque pluviali e miste può essere eliminato assieme ai solidi, in quanto presente sotto forma di particolato, che tuttavia è in massima parte legato alle particelle più fini (Chocat, 1997; Ashley 2003).

Per i solidi trasportati al fondo, principalmente, sono in uso particolari tipi di canali separatori (AA.VV., 2001). Una recente rassegna dei più comuni sistemi di questo genere, con speciale riguardo all'Inghilterra, è data da Saul (2002), e comprende sia le classiche camere di separazione a soglia finale, sia quelle con stramazzo laterale, sia i più recenti separatori idrodinamici.

Le camere di separazione vengono dimensionate secondo le norme tedesche (A 128), che prevedono un carico superficiale di 10 m/h per un'efficienza di sedimentazione dell'80%.

In realtà è ben noto che l'uso di questi dispositivi dovrebbe essere completato con una vasca di pioggia o un trattamento di sedimentazione per dare buoni risultati. Inoltre un problema di queste vasche è la loro scarsa efficacia nei confronti dei corpi più leggeri (inquinanti estetici) la cui presenza nelle acque di balneazione o ad uso ricreativo è indesiderata, sicché si deve ricorrere anche alla grigliatura fine.

Un recente lavoro sperimentale di Della Morte et al. (2005) mostra la possibilità di impiegare con un certo successo un tipo di scaricatore a soglia alta munito di bacino di calma, sia rispetto alla separazione dei corpi flottanti, sia a quella del materiale sedimentabile. È evidente tuttavia che l'efficienza diminuisce sensibilmente all'aumentare del rapporto tra portata in ingresso e portata inviata al trattamento, con valori minimi dell'80% per il materiale flottante e del 48% per il materiale sedimentabile. Tuttavia lo studio conferma l'interesse verso dispositivi del genere, che potrebbero essere studiati per condizioni diverse riguardanti la portata solida, il diametro e il peso specifico del materiale.

I separatori a vortice o idrodinamici sono basati sul principio che, in un moto elicoidale verso il basso imposto alla corrente, le particelle solide vengono spinte verso l'esterno dall'accelerazione centrifuga e successivamente raccolte in una camera inferiore. Ne esistono diversi tipi, dotati o meno di griglie per la separazione dei materiali leggeri. Spesso questi dispositivi mostrano un buon comportamento in laboratorio (Tyack e Fenner, 1998; Guercio et. al., 2002), ma il loro impiego non è ben documentato da esperienze a piena scala (Saul, 2002), quando queste non risultino del tutto deludenti (Chocat, 1997).

E' evidente l'interesse dell'uso di separatori accoppiati alle vasche di pioggia, sia nel caso che queste abbiano solo funzione di stoccaggio, perché viene ridotto il carico di

solidi sospesi inviati all'impianto, sia nel caso che esse abbiano anche funzione di sedimentazione, perché in definitiva viene ulteriormente migliorata la qualità dell'effluente.

4.1.1 Il fenomeno del first flush

È noto che il carico inquinante delle acque pluviali può essere distribuito su tutta la durata dell'evento, in alcuni casi uniformemente, in altri con un aumento in corrispondenza dei momenti di maggior afflusso, e che certamente i maggiori valori di concentrazione non si verificano sempre all'inizio del fenomeno. È chiaro quindi che vasche di capacità limitata, che trattengono solo una parte del volume sfiorato, riescono a intercettare una parte non preponderante del carico inquinante.

Tuttavia per il dimensionamento delle vasche di pioggia si è tradizionalmente supposta l'esistenza di un first flush, con concentrazione sostanzialmente più alta nella fase iniziale rispetto alla rimanente parte dell'evento. La definizione stessa di tale fenomeno è però tutt'altro che univoca.

Si confrontino, infatti, U.S. EPA (1993), Betrand-Krajewski et al. (1998), Thornton e Saul (1987), Geiger (1987), Gupta e Saul (1996), Diaz-Fierros (2002).

Un metodo oggettivo di rappresentazione consiste comunque nello studio della distribuzione della massa inquinante rispetto al volume scaricato durante l'evento di pioggia.

In particolare, la variazione della massa inquinante durante un evento di pioggia può essere ottenuta elaborando le due curve rappresentative dell'idrogramma e del pollutogramma di ogni sostanza inquinante, che risultano funzione di svariati elementi quali l'andamento della precipitazione, il sistema fognario, la quantità di depositi presenti in esso, la massa di sostanza inquinante depositata sul bacino, ecc.

Dall'esame della distribuzione della massa inquinante rispetto al volume, $M(V)$, relativa ad un evento di pioggia, ottenuta riportando la cumulata del rapporto tra la massa inquinante e la massa inquinante totale rispetto alla cumulata del rapporto tra il volume ed il volume totale, è possibile individuare la presenza o meno del first flush.

In particolare, si nota che:

- se la curva $M(V)$ coincide con la bisettrice, la concentrazione rimane costante, per tutta la durata dell'evento;

- se la curva $M(V)$ si posiziona al di sopra della bisettrice, la concentrazione diminuisce durante l'evento di pioggia;
- se la curva $M(V)$ si posiziona al di sotto della bisettrice, la concentrazione aumenta durante l'evento di pioggia;

L'espressione analitica delle curve $M(V)$ può essere ben approssimata con una funzione di potenza $M(V) = V_b$, in cui il valore dell'esponente b è indice dello scarto tra la curva $M(V)$ e la bisettrice (Bertrand-Krajewski et al., 1998). A tal proposito, per le curve $M(V)$ vengono definite sei zone, simmetriche rispetto alla bisettrice e caratterizzate dai valori dell'esponente b riportate in figura 4.1.

(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

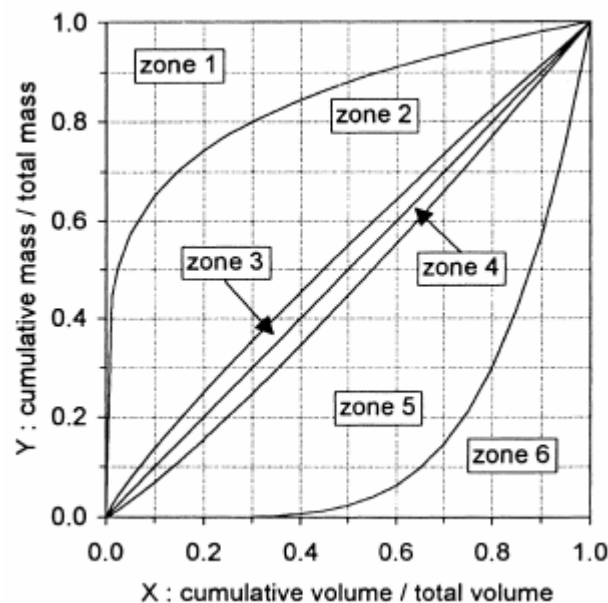


Figura 4.1 - Curve $M(V)$ (da Bertrand-Krajewski et al., 1998)

Studi di letteratura segnalano un significativo first flush nel caso in cui l'80% della massa inquinante venga trasportata dal 30% del volume; va precisato, comunque, che la scelta di questa coppia di valori (30/80) è puramente arbitraria; infatti differenti coppie di valori sono state proposte da altri autori, come rilevato dagli stessi Bertrand Krajewski et al. (1998), ad esempio: 20/80 (Stahre and Urbonas, 1990), 25/50 (Wanielista e Yousef, 1993).

Diversi autori hanno lavorato, inoltre, nella direzione di comprendere quali siano i fattori che maggiormente influenzano il parametro b e quindi il verificarsi o meno del first flush.

In particolare, indagini relative a bacini francesi (Saget et al., 1996) hanno mostrato l'impossibilità di trovare una relazione generale tra il parametro b e la superficie o la pendenza dell'area drenata o le caratteristiche dell'evento; neanche chiara è la relazione con la durata del tempo asciutto antecedente l'evento di pioggia, anche se, in linea generale, si è constatato che tanto più è lungo questo periodo ed è alta l'intensità di pioggia, tanto più frequentemente avviene il fenomeno di first flush.

Gupta e Saul (1996), usando un metodo di regressione multipla su 109 eventi registrati in due bacini urbani, mostrano invece come, nelle fognature miste, il carico dei solidi sospesi sia ben relazionato al picco dell'intensità di pioggia, alla durata dell'evento e al periodo asciutto antecedente.

Deletic (1998) definisce il first flush FF20 come la percentuale di carico inquinante totale trasportato dal primo 20 per cento del volume di pioggia, compiendo elaborazioni su due piccoli bacini asfaltati (uno in Jugoslavia e l'altro in Svezia). Si è ipotizzato che il FF20 sia influenzato da caratteristiche climatiche, della pioggia, quantitative e qualitative del deflusso, ottenendo per ognuno dei due bacini differenti variabili e differenti forme di regressione, ed imputando tali contraddizioni alla scarsità dei dati sia di qualità che di quantità.

Per quanto riguarda infine le esperienze italiane, appare significativo notare come sia prevalente l'osservazione di fenomeni di first flush.

Ad esempio, Barco et al. (2004) mostrano come tale fenomeno sia sempre presente nel bacino di Cascina Scala (PV).

Artina et al (2005b) hanno tenuto sotto osservazione un piccolo bacino costituito essenzialmente da un piazzale merci, dell'estensione di poco più di un ettaro. L'analisi di cinque eventi di pioggia mostra il verificarsi del fenomeno di first flush almeno per tre di essi, con una tendenza più evidente quando è maggiore l'intensità di pioggia. Bisogna notare che la piccola estensione del bacino in questi casi può rivestire una significativa importanza.

Calomino et al. (2005), al contrario, notano come per il bacino sperimentale del Liguori a Cosenza il fenomeno non sembri evidente; solo per due degli eventi

osservati si può notare, in corrispondenza di valori compresi fra il 60% e il 70% del volume totale defluito, il passaggio di circa il 90% della massa dilavata.

In conclusione, si può affermare che bacini diversi hanno un comportamento affatto diverso rispetto all'esistenza e all'entità del first flush, e che sullo stesso bacino eventi diversi possono o meno dar luogo a tale fenomeno. E' quindi necessario, per il dimensionamento delle vasche di pioggia, uno studio specifico delle condizioni locali.

4.1.2 Eventi limitati nella massa e limitati nella portata

Alla luce delle considerazioni del precedente paragrafo, è evidente la difficoltà di scegliere e definire il volume idrico da trattare, quando si progetti un intervento di controllo delle masse inquinanti in ambiente urbano e come la scelta della tipologia di trattamento dipenda fortemente dall'inquinante che si intende effettivamente rimuovere.

Nonostante negli ultimi anni la ricerca sia stata rivolta ad approfondire la definizione del fenomeno del first-flush, la sua individuazione risulta ancora, comunque, non univoca (Deletic A., 1998; Sansalone J.J et al., 2004; Bertrand-Krajewski J.L. et al., 1998).

Un metodo oggettivo di rappresentazione di tale fenomeno consiste nello studio della distribuzione della massa inquinante rispetto al volume scaricato durante l'evento di pioggia e una classificazione può essere definita tra eventi caratterizzati da trasporto di massa limitato dal volume d'acqua (Flow Limited) e quelli caratterizzati da trasporto di massa limitato dalla massa stessa (Mass Limited).

Osservazioni sperimentali sulle relazioni esistenti tra volume cumulato, V_T e massa cumulata, M_T hanno evidenziato che detta relazione assume principalmente due configurazioni predominanti (figura 4.2).

- una relazione lineare:

$$\Delta M_T = k_0 V_T$$

- una relazione di tipo esponenziale limitata.

$$\Delta M_T = M_0 (1 - e^{-k_1 V_T})$$

dove k_0 e k_1 sono due coefficienti di taratura e M_0 è il limite asintotico della massa accumulata.

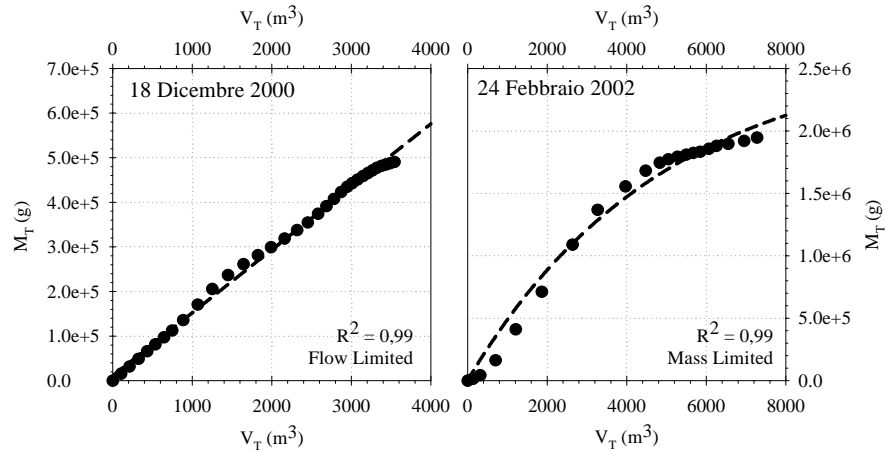


Figura 4.2 - Eventi analizzati con la metodologia di Mass limited e Flow limited sul bacino sperimentale del canale Liguori (CS)

Nel primo caso Sansalone e Cristina (Sansalone J.J. et al., 2004) hanno definito il trasporto di massa limitato dalla portata (infatti, la distribuzione lineare della massa evidenzia una limitazione di questa non dovuta al fatto che la massa stessa sia non disponibile sul bacino, ma dovuta all'indisponibilità del volume d'acqua e alla miscelazione completa con esso), nel secondo caso il trasporto risulta limitato dalla massa (infatti, pur esistendo disponibilità di volume d'acqua con il passare del tempo viene a diminuire l'apporto di massa evidenziato da una tangente inferiore ai 45° nella parte finale della curva).

5 TRATTAMENTO DELLE ACQUE

Ai fini applicativi dei trattamenti delle acque reflue, assume importanza rilevante la velocità alla quale avvengono le reazioni e le trasformazioni, e queste sono generalmente funzione della natura dei costituenti coinvolti, della temperatura e del tipo di reattore (ovvero vasca in cui avvengono le reazioni). La scelta del tipo di trattamento da adottare dipende sia dalla temperatura sia dal tipo di reattore anche in considerazione delle limitazioni di tipo fisico e ambientale e delle caratteristiche dei sedimenti.

I trattamenti che consentono la rimozione dei costituenti di interesse presenti nelle acque reflue possono essere, in generale, di tipo fisico, chimico e biologico.

I primi sono quelli nei quali prevalgono le forze di tipo fisico (grigliatura, miscelazione, sedimentazione, filtrazione e chiarificazione). Sono invece di tipo chimico quei trattamenti nei quali la rimozione o la conversione dei costituenti avviene attraverso l'aggiunta di agenti chimici oppure mediante reazioni chimiche (disinfezione, ossidazione e precipitazione). Sono, infine, trattamenti di tipo biologico quelli nei quali la rimozione dei costituenti si ottiene mediante attività biologica (processi a fanghi attivi).

Il concetto fondamentale per l'analisi dei diversi tipi di trattamento, fisico, chimico e biologico, è il "bilancio di materia", nel quale si stima la quantità di materia coinvolta prima e dopo la reazione.

In questo capitolo verranno illustrate le tipologie di reattore utilizzate per la depurazione, il concetto di bilancio di materia, l'analisi delle condizioni di flusso, ideali e non ideali, nei reattori e la cinetica delle reazioni nei processi di trattamento.

5.1 Tipologie di reattori utilizzate per il trattamento delle acque reflue

I principali tipi di reattore utilizzati per il trattamento delle acque reflue sono il reattore discontinuo, il reattore a miscelazione completa, il reattore con flusso a pistone, i reattori a miscelazione completa in serie, il reattore a letto fisso e il reattore a letto fluidizzato (Metcalf&Eddy, 2006).

Per il **reattore discontinuo**, conosciuto anche come “reattore batch”, l'alimentazione e lo scarico del liquido da trattare non avvengono in modo continuo. Il liquido contenuto all'interno risulta completamente miscelato.

Nel **reattore a miscelazione completa**, nella definizione teorica si assume che le particelle di fluido introdotte all'interno del reattore subiscano una istantanea e uniforme miscelazione in tutto il volume del reattore. Per le applicazioni reali di questo tipo di reattori, nel rispetto delle definizioni teoriche, è importante garantire la istantanea e uniforme miscelazione in tutto il volume del reattore, la forma del reattore può assumere configurazioni geometriche diverse (quadrata, rettangolare, circolare). Le particelle lasciano il reattore sulla base di una distribuzione statistica del tempo di permanenza all'interno dello stesso.

Nel **reattore con flusso a pistone** le particelle fluide attraversano lo stesso senza alcuna miscelazione in senso longitudinale, e lasciano il reattore nella stessa sequenza nella quale esse vengono introdotte. La configurazione geometrica di queste vasche è caratterizzate dall'aver un elevato rapporto lunghezza/larghezza, nelle quali la dispersione longitudinale è minima o del tutto assente, come ad esempio nelle tubazioni.

I **reattori a miscelazione completa miscelati in serie** sono utilizzati per modellizzare il regime di flusso intermedio fra i regimi idraulici ideali corrispondenti al reattore a miscelazione completa e al reattore con flusso a pistone. Nel caso di un unico reattore, il regime di flusso equivale a quello a miscelazione completa, mentre se la serie è composta da un numero infinito di reattori in serie, come si dimostrerà più avanti, equivale al regime idraulico del reattore con flusso a pistone.

I **reattori a letto fisso** sono caratterizzati dalla presenza di un riempimento, continuo o discontinuo (se realizzato a stadi), in materiale diverso, come roccia, scorie, materiale ceramico o materiale plastico. L'alimentazione può essere sia continua che intermittente (ad esempio filtri percolatori). Il flusso può essere discendente o ascendente.

Il **reattore a letto fluidizzato** è simile al reattore a letto fisso, ma in questo tipo di reattore il materiale di riempimento viene espanso dal movimento ascensionale del fluido attraverso il letto.

Fra i tipi di reattori sopra elencati quelli maggiormente utilizzati sono quelli a miscelazione completa e quelli con flusso a pistone.

Diversi sono i fattori che bisogna prendere in considerazione nella scelta del tipo di reattore:

1. la natura del refluo da trattare;
2. il tipo di reazione, se omogenea o eterogenea, cioè se avvengono tra specie chimiche all'interno di una stessa fase se hanno luogo tra uno o più componenti che possono essere identificati con siti specifici;
3. le cinetiche di reazione che regolano il processo di trattamento;
4. l'efficienza di processo da conseguire;
5. le condizioni ambientali.

Fondamentale nella scelta del tipo di reattore è la conoscenza del comportamento idraulico dello stesso, in particolare a fronte delle definizioni ideali di funzionamento idraulico (cioè teoriche che non tengono in conto fenomeni indotti dalle condizioni ambientali, quali ad esempio le differenze di temperatura, la circolazione indotta dal vento, i fenomeni di dispersione), bisogna analizzare le condizioni di flusso non ideale (cioè quelle che tengono in conto i fattori devianti dalle condizioni ideali), le quali danno luogo a tempi di residenza idraulica diversi da quelli attesi in accordo con le ipotesi ideali di comportamento idraulico del sistema.

Nelle applicazioni pratiche anche i costi di costruzione e di gestione e manutenzione hanno influenza sulla scelta del reattore. Poiché l'importanza relativa dei singoli fattori varia in funzione del tipo di applicazione ciascuno di essi dovrebbe essere preso in considerazione separatamente nella scelta del tipo di reattore.

Prima di rimarcare e analizzare i comportamenti e le condizioni reali dei reattori è importante richiamare alcuni concetti fondamentali sul bilancio di materia.

5.2 Bilancio di materia

L'analisi del bilancio di materia si basa sul principio fondamentale di conservazione e trasformazione della massa, e consente di rappresentare cosa avviene in un reattore impiegato per il trattamento delle acque in funzione del tempo.

Per un particolare reagente il bilancio di materia in un fissato intervallo temporale in forma estesa può essere scritto:

$$\begin{array}{ccccccc} \text{Massa di reagente} & & \text{Massa di reagente} & & \text{Massa di reagente} & & \text{Massa di reagente} \\ \text{accumulata} & = & \text{in ingresso} & - & \text{in uscita} & + & \text{consumata o} \\ \text{nel sistema} & & \text{nel sistema} & & \text{dal sistema} & & \text{prodotta nel} \\ & & & & & & \text{sistema per effetto} \\ & & & & & & \text{della reazione} \end{array}$$

che in forma semplificata diventa:

$$\text{Accumulo} = \text{Ingresso} - \text{Uscita} + \text{Reazione}$$

Nel bilancio di materia viene definito “volume di controllo” il volume effettivo nel quale avvengono i cambiamenti dei costituenti, pertanto in un’analisi di bilancio di materia prima di tutto si procede all’identificazione del volume di controllo per identificare le portate di massa in ingresso e in uscita dal sistema.

Se si prende ad esame un reattore a miscelazione completa, per un’analisi del bilancio di materia si devono fare le seguenti assunzioni:

1. La portata volumetrica in ingresso e in uscita dal volume di controllo risulta costante.
2. Il volume liquido racchiuso dal volume di controllo risulta costante.
3. Il volume liquido racchiuso dal volume di controllo risulta completamente miscelato.
4. All’interno del reattore avviene una reazione chimica che implica un consumo del reagente A.
5. La velocità di reazione del reagente A è governata da una cinetica del primo ordine ($r_c = -kC$).

Fatte tali assunzioni il bilancio di massa in forma semplificata si scrive:

$$\text{Accumulo} = \text{Ingresso} - \text{Uscita} + \text{Reazione}$$

Può essere riscritto in forma simbolica come:

$$\frac{dC}{dt}V = QC_0 - QC + r_cV$$

dove:

dC/dt = variazione nel tempo della concentrazione di reagente all’interno del volume di controllo, $[ML^{-3}T^{-1}]$

V = volume contenuto all’interno del volume di controllo, $[L^3]$

- Q = portata volumetrica in ingresso e in uscita dal volume di controllo, $[L^3T^{-1}]$
 C_0 = concentrazione del reagente in ingresso al volume di controllo, $[ML^{-3}]$
 C = concentrazione del reagente in uscita dal volume di controllo, $[ML^{-3}]$
 k = costante di velocità della reazione, $[T^{-1}]$

Come spesso accade, nel trattamento delle acque reflue, quello che maggiormente interessa è la determinazione del valore della concentrazione in condizioni di stato stazionario (ovvero a lungo termine). Pertanto in queste condizioni l'equazione del bilancio di materia si semplifica notando che il termine dC/dt risulta uguale a zero, e l'equazione sopra riportata può essere riscritta:

$$0 = QC_0 - QC + r_c V.$$

5.3 Condizioni ideali di flusso nei reattori

L'analisi del comportamento idraulico di un reattore consente di determinare il tempo effettivo di residenza di un volume unitario di fluido e l'età delle particelle fluide. In funzione della cinetica delle reazioni che hanno luogo nel reattore l'età media delle particelle fluide influenza il grado di conversione che può essere raggiunto (dunque le caratteristiche dell'effluente).

Nella pratica i reattori più utilizzati sono il reattore a miscelazione completa e il reattore con flusso a pistone, per questa ragione di seguito si analizzeranno in dettaglio le condizioni di flusso in questi due tipi di reattore.

Al fine di valutare le condizioni di flusso in un reattore viene normalmente impiegato il metodo stimolo-risposta basato sull'introduzione nel reattore di una concentrazione, in modalità e quantità conosciute, e della valutazione della risposta consistente nella misura della distribuzione dei tempi di residenza idraulica all'interno del reattore. Normalmente l'introduzione della concentrazione all'interno del reattore viene fatta seguendo due modalità ben precise dette "a impulso" e "a gradino"; nello specifico s'intende per **segnale a impulso** l'introduzione istantanea di una concentrazione "C" di specie tracciante all'interno del reattore, mentre s'intende per **segnale a gradino** l'introduzione costante, per un tempo indefinito, di una concentrazione nota all'interno del reattore. Le figure 5.1.a e 5.1.b, meglio chiariscono i concetti sopra esposti.

5.3.1 Condizioni ideali di flusso in un reattore a miscelazione completa

Se un reattore ideale a miscelazione completa, alimentato in continuo con una portata di acqua pulita, viene sollecitato con un segnale impulsivo la risposta del reattore, ovvero la concentrazione del tracciante nell'effluente, sarà caratterizzata da un andamento tipo quello riportato in figura 5.1.a. Se il reattore ideale, inizialmente contenente solo acqua, viene di contro sollecitato con un segnale in ingresso di tipo a gradino, concentrazione costante C_0 , la risposta del reattore seguirà l'andamento riportato in figura 5.1.b.

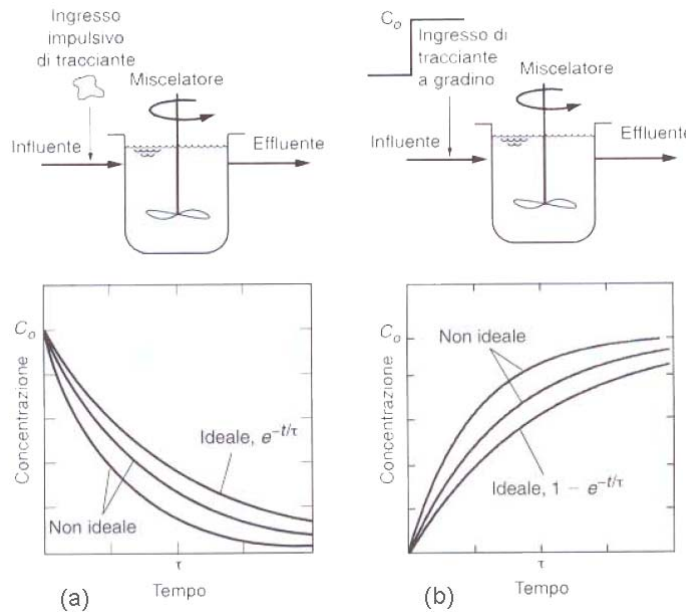


Figura 5.1 Curve di risposta di un reattore a miscelazione completa soggetto a segnale d'ingresso a impulso (a) e a gradino (b). (da Metcalf and Eddy, 2006)

Analiticamente, il primo caso, può essere analizzato come segue:

$$\text{Accumulo} = \text{Ingresso} - \text{Uscita}$$

Cioè in forma semplificata e analiticamente:

$$\frac{dC}{dt}V = Q_i C_0 - QC$$

Dove C_i è la concentrazione associata alla portata volumetrica in ingresso, nel caso in esame uguale a zero (acqua pulita), pertanto il bilancio di massa si semplifica:

$$\frac{dC}{dt} = -\frac{Q}{V}C$$

Che integrata fra $C(t=0)=C_0$ e $C(t)=C$ diviene:

$$\int_{C_0}^C \frac{dC}{C} = -\frac{Q}{V} \int_0^t dt \quad \longrightarrow \quad C = C_0 e^{-t(Q/V)}$$

Che fornisce la curva di risposta del reattore, cioè la curva della concentrazione del tracciante nell'effluente $C(t)$, detta comunemente **curva di tipo C**.

In modo analogo si ricava la risposta del reattore per ingresso a gradino, infatti in questo caso avremo:

$$\frac{dC}{dt} = \frac{Q}{V}(C_0 - C)$$

A questo punto posto $\chi=(C_0-C)$, integrando fra $t=0$, $\chi(C=0)=C_0$ e $t=t$, $\chi(C=C)=C_0-C$ otteniamo:

$$\int_{C_0}^{C_0-C} \frac{d\chi}{\chi} = -\frac{Q}{V} \int_0^t dt \quad \longrightarrow \quad C = C_0(1 - e^{-t(Q/V)})$$

5.3.2 Condizioni ideali di flusso nel reattore con flusso a pistone

Le ipotesi iniziali di lavoro sono le stesse del reattore a miscelazione completa, anche per questo si assume che il reattore sia inizialmente riempito con acqua pulita e successivamente sollecitato con un segnale a gradino ovvero con un segnale impulsivo.

Nel caso di una sollecitazione ad impulso la concentrazione in uscita del tracciante, sarà caratterizzata da un andamento tipo quello riportato in figura 5.2.a. Se il reattore ideale di contro viene sollecitato con un segnale in ingresso di tipo a gradino la risposta del reattore seguirà l'andamento riportato in figura 5.2.b.

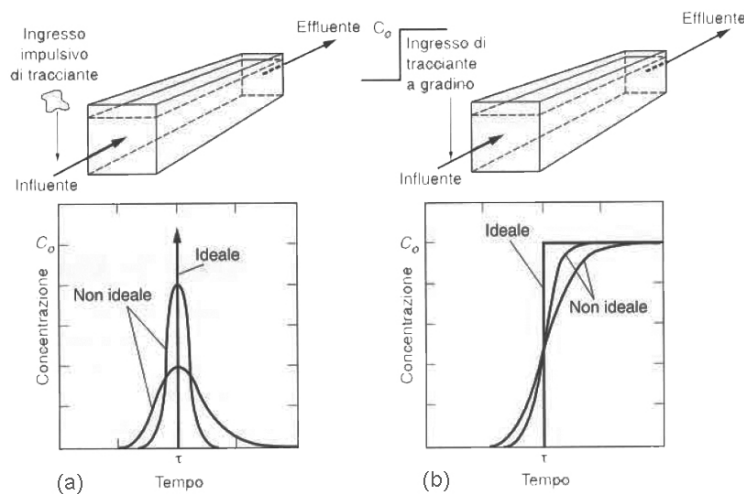


Figura 5.2- Curve di risposta di un reattore con flusso a pistone soggetto a segnale d'ingresso a impulso (a) e a gradino (b). (da Metcalf and Eddy, 2006)

Procedendo per via analitica, nelle ipotesi ideali di flusso a pistone, ovvero in assenza di dispersione assiale, con concentrazione del tracciante distribuita uniformemente lungo la sezione trasversale del volume di controllo, il bilancio di massa per un elemento infinitesimo, riferito a un intervallo temporale stabilito, può essere scritto in forma estesa:

$$\begin{array}{l} \text{Massa accumulata} \\ \text{nell'elemento di} \\ \text{volume infinitesimo} \end{array} = \begin{array}{l} \text{Massa in ingresso} \\ \text{all'elemento di volume} \\ \text{infinitesimo} \end{array} - \begin{array}{l} \text{Massa in uscita} \\ \text{dall'elemento di volume} \\ \text{infinitesimo} \end{array}$$

Che in termini analitici diventa:

$$\frac{\partial C}{\partial t} \Delta V = QC|_x - QC|_{x+\Delta x}$$

con $\frac{\partial C}{\partial t}$ concentrazione del tracciante [ML⁻³], ΔV elemento di volume infinitesimo [L³], t tempo [T], Q portata volumetrica [L³T⁻¹], x ascissa lungo l'asse del reattore [L], Δx distanza infinitesima lungo l'asse del reattore [L]

Ponendo:

$$C|_x = C \quad e \quad C|_{x+\Delta x} = C + \frac{\Delta C}{\Delta x} \Delta x$$

Osservando che $\Delta V = A \Delta x$, con A area della sezione trasversale del reattore, costante lungo l'asse x, ed effettuando le opportune semplificazioni, otteniamo:

$$\frac{\partial C}{\partial t} = - \frac{Q}{A} \frac{\Delta C}{\Delta x}$$

Che per $\Delta x \rightarrow 0$ diventa:

$$\frac{\partial C}{\partial t} = - \frac{Q}{A} \frac{\partial C}{\partial x}$$

Questa relazione evidenzia l'uguaglianza tra le derivate spaziale e temporale della concentrazione e cioè evidenzia che in condizioni ideali ciò che avviene nella sezione di ingresso sarà osservato nella sezione di uscita.

5.4 Condizioni non-ideali di flusso nei reattori

5.4.1 Fattori che deviano dalle condizioni ideali di flusso

I principali fattori che inducono una deviazione dalle condizioni ideali di flusso analizzate precedentemente sono (figura 5.3):

1. I gradienti di temperatura.
2. Circolazione indotta dal vento.
3. Miscelazione non adeguata.
4. Errori di progettazione.
5. Fenomeni di dispersione assiale nei reattori con flusso a pistone.

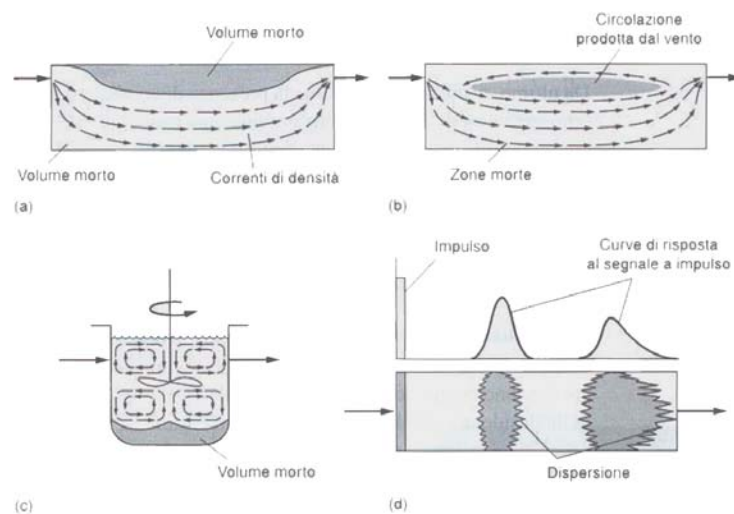


Figura 5.3 – Rappresentazione dei fenomeni di circuitazione idraulica in un reattore (da Metcalf and Eddy, 2006)

La presenza di gradienti di temperature all'interno del fluido genera correnti di densità che inducono a fenomeni di cortocircuitazione del flusso sia nei reattori a miscelazione completa sia in quelli con flusso a pistone. In particolare un influente caratterizzato da una temperatura inferiore a quella del fluido presente nel reattore genererà un flusso nella zona bassa del reattore, viceversa, se avrà temperatura maggiore il flusso tenderà a migrare in superficie con disuniformità di miscelazione nella parte inferiore.

Il vento influenza le condizioni di flusso in particolare nei reattori caratterizzati da modeste profondità, infatti in questi casi l'azione del vento può favorire il formarsi di condizioni di circolazione che alterano il tempo di residenza idraulica di alcune porzioni di fluido.

Ulteriori problemi derivano da errori di progettazione sia in riferimento ai dispositivi di miscelazione che alla geometria delle sezioni d'ingresso ed uscita dalla vasca. In ambedue i casi potrebbero formarsi zone morte nelle quali non si verifica la miscelazione tra fluido entrante e fluido presente nella vasca.

Infine si rilevano i fenomeni di dispersione assiale nei reattori con flusso a pistone. In un flusso a pistone l'avanzamento della massa avviene a causa di due meccanismi l'avvezione, cioè il trasporto delle particelle tramite la corrente fluida, e la dispersione, cioè il trasporto di materiale in direzione assiale o longitudinale dovuto a differenze di velocità, alla presenza di componenti turbolente del moto nonché alla diffusione molecolare.

Questi fattori oltre a condizionare le condizioni di flusso determinano anche la riduzione del volume utile delle vasche e dunque la diminuzione dell'efficienza di trattamento del reattore.

5.4.2 La distribuzione dei tempi di residenza (RTD)

In campo sperimentale al fine di valutare le condizioni di flusso reali in un reattore viene impiegato il metodo stimolo-risposta basato sull'uso di traccianti neutri (generalmente coloranti) volto alla valutazione delle funzioni di distribuzione dei tempi di residenza idraulica.

Al fine di valutare ciò è opportuno ricordare che le curve di risposta, già viste in precedenza, misurate nell'effluente da un reattore sollecitato con un segnale di tipo a impulso o a gradino, generalmente dette "curve di tipo C" (figura 5.4), esprimono la concentrazione del tracciante in funzione del tempo. Inoltre, allo scopo di standardizzare l'analisi e facilitare il confronto, dette curve di risposta vengono normalizzate come evidenziato nella seguente relazione:

$$RTD(t) = E(t) = \frac{C(t)}{\int_0^{\infty} C(t)dt}$$

e vengono dette curve di distribuzione dei tempi di residenza (RTD – Residence Time Distribution). Nel caso di reattori reali la forma della curva è appunto studiata sperimentalmente con l'impiego di traccianti. Nelle ipotesi che le particelle introdotte nel reattore seguono, all'interno del sistema, lo stesso percorso fatto dalle particelle fluide (Nauman, 1981) le particelle di tracciante avranno la stessa distribuzione del tempo di residenza delle particelle del fluido.

La registrazione dei tempi con i quali le particelle di tracciante lasciano il reattore consente di costruire un istogramma che in presenza di ampio numero di campionamenti può essere convertito in una funzione differenziale della distribuzione dei tempi di residenza $E(t)$ (Wörner et al., 2007).

In analogia a quanto avviene nel calcolo delle probabilità, la probabilità che una particella abbia un tempo di residenza inferiore a t è data dalla funzione cumulata dei tempi di residenza idraulica F :

$$F(t) = \int_0^t RTD(t) dt$$

Che rappresenta la frazione di particelle di fluido che sono rimaste all'interno del reattore per un tempo inferiore a t .

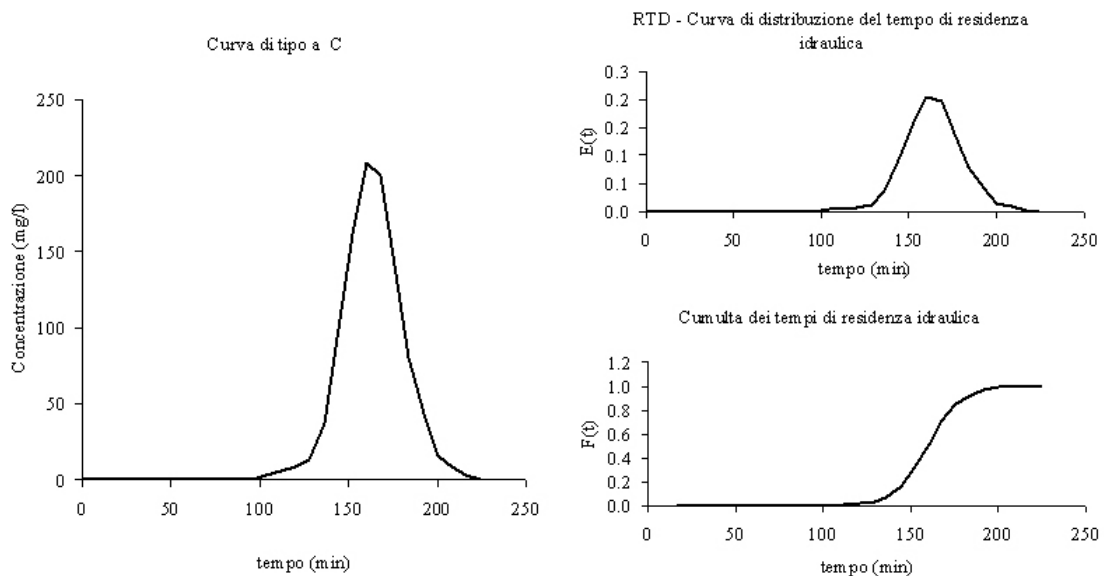


Figura 5.4 – Curve di risposta di un reattore – Curva di tipo C, Curva della distribuzione e curva cumulata dei tempi di residenza idraulica

La tecnica di misura stimolo-risposta con traccianti è abbastanza soddisfacente quando applicata a macro-reattori, per i quali il volume del reattore è molto più grande del volume dell'unità di misura del tracciante. Nel caso di micro-reattori il volume del reattore è normalmente dello stesso ordine di grandezza dell'unità di misura del tracciante, questo implica che la risposta del tempo di residenza di un tracciante può essere influenzata dalle caratteristiche proprie di costruzione del misuratore (Günther et al., 2004).

Un modo alternativo di determinare la RTD è quello di utilizzare i metodi della fluidodinamica computazionale (CFD). I metodi CFD offrono, principalmente, due opzioni

per determinare la distribuzione dei tempi di residenza (Thyn and Zitny, 2004). La prima opzione è quella di simulare numericamente gli esperimenti stimolo-risposta, ad esempio regolando l'impulso di una piccola concentrazione all'ingresso del dominio di calcolo, misurando il campo di concentrazione non uniforme del tracciante all'interno del dominio di calcolo e valutandolo all'uscita (Salman et al., 2005). La seconda opzione è costituita dal metodo di trasporto della particella. In questo metodo, particelle virtuali sono rilasciate all'ingresso del reattore e loro traiettorie sono calcolate conoscendo il campo di velocità (Castelain et al., 2000). Un evidente differenza fra le due opzioni è che nel metodo della particella sono monitorate solo le proprietà convettive della corrente, mentre dalla valutazione del campo di concentrazioni non uniformi è preso in considerazione anche il trasporto diffusivo (Wörner et al., 2007).

Un importante tema per la misura della RTD o del relativo calcolo con i CFD è l'introduzione dell'elemento tracciante all'ingresso e della relativa rilevazione in scita, perché questo può influenzare fortemente la distribuzione dei tempi di residenza ottenuta (Levenspiel and Turner, 1970; Levenspiel et al., 1970; Levenspiel, 1999).

5.4.3 La stima della diffusione e della dispersione in condizioni reali

Prima di evidenziare il comportamento di reattori in condizioni reali, è opportuno definire e distinguere tra **diffusione molecolare**, **diffusione turbolenta** e **dispersione**. Si definisce **diffusione molecolare** il trasferimento di massa di una determinata specie in condizioni di quiescenza; tale fenomeno viene normalmente espresso in funzione del gradiente di concentrazione:

$$r = -D_m \frac{\partial C}{\partial x}$$

Dove r è la velocità di trasferimento di massa per unità di superficie, D_m è il coefficiente di **diffusione molecolare** nella direzione x , C è la concentrazione della specie in oggetto e x l'ascissa.

La precedente è nota come prima legge di diffusione di Fick ed è stata ricavata nel 1850 in analogia diretta con le equazioni proposte da Fourier (Crank, 1957) per descrivere i fenomeni di conduzione del calore nei solidi.

Il segno – nella relazione è dovuto al fatto che il processo di **diffusione molecolare** ha luogo nel verso di un gradiente di concentrazione negativo (Shaw, 1966).

Nel caso della miscelazione caratterizzata da assenza di flusso idraulico e condizioni di turbolenza, il trasporto di massa è dovuto a fenomeni di turbolenza alla microscala noti come **diffusione turbolenta**. In tal caso la relazione che la rappresenta è:

$$r = -D_e \frac{\partial C}{\partial x}$$

Dove in analogia al termine di diffusione molecolare D_e rappresenta il termine di **diffusione turbolenta**.

Si parla invece di **dispersione** quanto si hanno effetti dovuti sia a fenomeni di avvezione (cioè fenomeni di trasporto causati da differenze di velocità del fluido) sia a vortici turbolenti (diffusione turbolenta) sia a diffusione molecolare. In analogia a quanto già fatto precedentemente per la diffusione molecolare e quella turbolenta la relazione che rappresenta la dispersione è:

$$r = -D \frac{\partial C}{\partial x}$$

Con D “coefficiente di dispersione”.

In generale se si confrontano i valori numerici dei coefficienti di diffusione molecolare, diffusione turbolenta e dispersione si nota che:

$$D \gg D_e \gg D_m$$

In ogni caso, quale sia il fenomeno d'interesse, *la forza motrice del processo di trasferimento di massa è determinata dal gradiente di concentrazione.*

5.4.4 Analisi di un reattore con flusso a pistone e dispersione assiale

Dato l'interesse ai fini dell'analisi del comportamento delle vasche di trattamento in condizioni reali, è stato considerato in questo paragrafo il caso del reattore con flusso a pistone e dispersione assiale. Sebbene nella realtà tutti i processi di dispersione risultano tipicamente tridimensionali, con coefficienti di dispersione dipendenti dalla direzione considerata e dal grado di turbolenza, per una semplificazione di calcolo nella trattazione che segue sarà considerato solo il caso con dispersione monoassiale.

Sotto tali condizioni il bilancio di materia per il trasporto di una specie dovuto a fenomeni di avvezione e dispersione si scrive in forma estesa:

$$\begin{array}{l} \text{Massa accumulata} \\ \text{nell'elemento di} \\ \text{volume infinitesimo} \end{array} = \begin{array}{l} \text{Massa in ingresso} \\ \text{all'elemento di volume} \\ \text{infinitesimo} \end{array} - \begin{array}{l} \text{Massa in uscita} \\ \text{dall'elemento di volume} \\ \text{infinitesimo} \end{array}$$

Che in termini analitici diventa:

$$\frac{\partial C}{\partial t} A \Delta x = \left(uAC - AD \frac{\Delta C}{\Delta x} \right) \Big|_x - \left(uAC - AD \frac{\Delta C}{\Delta x} \right) \Big|_{x+\Delta x}$$

Dove $\frac{\partial C}{\partial t}$ è la variazione nel tempo della concentrazione del tracciante [ML⁻³], A l'area della sezione trasversale alla direzione [L²], x ascissa lungo l'asse del reattore [L], u la velocità media nella direzione x [LT⁻¹], Δx la distanza infinitesima lungo l'asse del reattore [L], C la concentrazione della specie [ML⁻³], D il coeff. di dispersione assiale [L²T⁻¹].

Il termine uAC rappresenta il trasporto di massa della specie in esame dovuto all'avvezione, mentre il termine $AD(\Delta C/\Delta x)$ rappresenta il trasporto di massa dovuto alla dispersione.

Procedendo alla semplificazione come già fatto nel caso del flusso in condizioni ideali senza dispersione e per $\Delta x \rightarrow 0$, la precedente diventa:

$$\frac{\partial C}{\partial t} = D \frac{\partial^2 C}{\partial x^2} - u \frac{\partial C}{\partial x}$$

La sopra riportata equazione differenziale è stata risolta per il caso di dispersione assiale modesta e per un segnale a impulso unitario da Levenspiel (1972), che ha ottenuto un'espressione formalmente analoga a quella della funzione di distribuzione di probabilità normale:

$$\frac{C}{C_0} = \frac{1}{2\sqrt{\pi(D/uL)}} e^{-\frac{(1-\theta)^2}{4(D/uL)}}$$

Dove $\theta = t/\tau$ è il tempo normalizzato rispetto al tempo teorico di residenza idraulica ($\tau = V/Q$), D il coeff. di dispersione assiale [L²T⁻¹], u la velocità del fluido [LT⁻¹] e L la lunghezza caratteristica [L].

Osservazioni sperimentali (Fogler, 1999; Levenspiel, 1999) hanno evidenziato che la curva di risposta diviene sempre più asimmetrica e la soluzione dell'equazione di bilancio di materia è influenzata dalle condizioni al contorno. Nel caso di reattore con flusso a pistone e dispersione assiale di notevole entità, Levenspiel (1999) ha ricavato la seguente soluzione della equazione di bilancio di materia:

$$\frac{C}{C_0} = \frac{1}{2\sqrt{\pi\theta(D/uL)}} e^{-\frac{(1-\theta)^2}{4\theta(D/uL)}}$$

Considerate la difficoltà di una definizione precisa dell'entità della dispersione assiale, normalmente la stessa si stima con riferimento al seguente numero dimensionale detto numero di dispersione:

$$d = \frac{D}{uL} = \frac{D\tau}{L^2}$$

Ai fini pratici, per quantificare l'entità dei fenomeni di dispersione assiale nelle vasche di trattamento vengono adottati i seguenti valori del numero di dispersione (Metcalf&Eddy, 2006):

- assenza di dispersione $d = 0$ (reattore con flusso a pistone ideale);
 - dispersione modesta $d \leq 0.05$;
 - dispersione moderata $d = 0.05 \div 0.25$;
 - dispersione elevata $d \geq 0.25$;
- $d \rightarrow \infty$ (reattore a miscelazione completa)

5.4.5 Reattore con flusso a pistone e reattore a miscelazione completa in serie

Generalmente la risposta di un reattore con flusso a pistone e dispersione assiale viene descritta facendo riferimento a una serie costituita da un certo numero di reattori a miscelazione completa in serie. A tale scopo per comprenderne le caratteristiche idrauliche si riporta il caso di un sistema costituito da n reattori in serie, caratterizzati tutti dallo stesso volume V_i , sollecitati da un segnale ad impulso. La concentrazione uscente dal primo reattore sarà:

$$C_1 = C_0 e^{-t(Q/V_i)}$$

Per il secondo reattore della serie il bilancio di materia sarà:

$$\frac{dC_2}{dt} V_i = QC_1 - QC_2$$

La cui soluzione si ottiene, dopo alcuni passaggi (Metcalf&Eddy, 2006), per la condizione al contorno $C_2(t=0)=0$:

$$C_2 = C_0 \frac{t}{\tau_i} e^{-t/\tau_i}$$

Con $\tau_i = V_i/Q$ tempo di residenza idraulico teorico per la vasca i -esima.

Per l' i -esimo reattore, seguendo la stessa procedura, si ottiene:

$$C_i = \frac{C_0}{(i-1)!} \left(\frac{t}{\tau_i} \right)^{i-1} e^{-t/\tau_i}$$

Dalla quale è possibile ricavare la funzione di distribuzione dei tempi di residenza nel sistema di n reattori:

$$RTD(t) = \frac{t^{n-1}}{(n-1)! \tau_i^n} e^{-t/\tau_i}$$

Che può essere riscritta, osservando che $V=nV_i$ e $\tau=n\tau_i$, come:

$$RTD(t) = \frac{n}{(n-1)!} \left(\frac{nt}{\tau} \right)^{n-1} e^{-nt/\tau}$$

A questo punto risulta interessante un confronto tra un reattore con flusso a pistone non ideale e reattori a miscelazione completa in serie, infatti, la precedente relazione ci consente di rilevare chiaramente che all'aumentare dei reattori in serie la risposta in termini di RTD si approssima a quella dei reattori con flusso a pistone non ideale (figura 5.5)

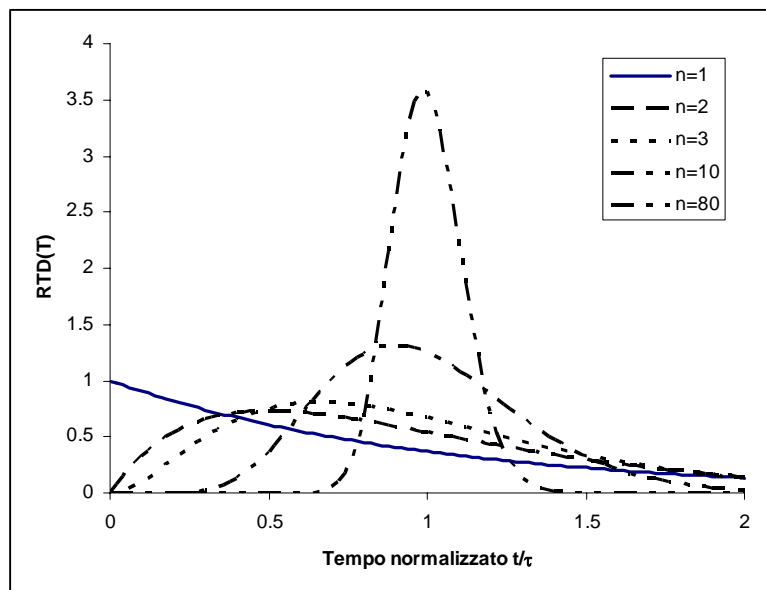


Figura 5.5- Andamento della concentrazione normalizzata in uscita da un sistema costituito da reattori a miscelazione completa in serie

Dal confronto tra le curve di risposta per un reattore con flusso a pistone e dispersione assiale ($\approx 0,05$) e per un sistema costituito da $n=6, 8$ e 10 reattori a miscelazione completa in serie si evince la forte analogia fra i due sistemi confermando l'ipotesi di approssimare la risposta del primo sistema a quella del secondo (figura 5.6).

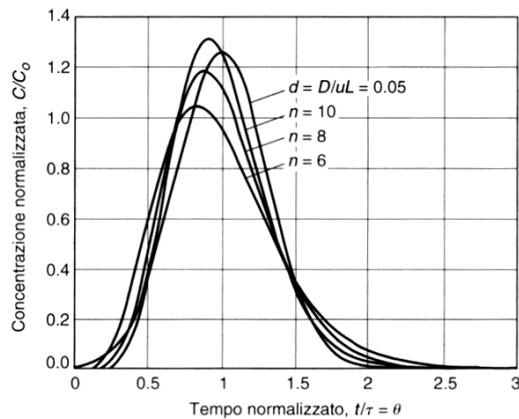


Figura 5.6 – Confronto tra le curve di risposta per un PFR con diversi fattori di dispersione assiale e una serie di 6, 8 e 10 CFSTR (da Metcalf and Eddy, 2006)

In tal senso appare chiaro, da un primo confronto, che in termini di **efficienza** (misurata come capacità del reattore di trattenere massa $1 - \frac{\text{massa uscente}}{\text{massa entrante}}$) il reattore a miscelazione completa è da preferirsi a quello con flusso a pistone, infatti osservando la figura 5.5 possiamo notare che, a parità di volume totale, la concentrazione in uscita aumenta al crescere del numero dei reattori della serie.

5.5 Cinetica delle reazioni

Il dimensionamento di un reattore richiede la conoscenza delle quantità delle specie chimiche che partecipano alla reazione (stechiometria) e la velocità con la quale i reagenti vengono convertiti in prodotti a seguito della reazione chimica considerata.

Le principali reazioni chimiche utilizzate nei processi di trattamento delle acque reflue sono le reazioni omogenee, cioè quelle che avvengono tra specie chimiche all'interno di una stessa fase, e le reazioni eterogenee, cioè quelle che hanno luogo tra uno o più componenti che possono essere identificati con siti specifici.

Essendo la nostra attenzione volto all'approfondimento di reattori nei quali si verificano reazioni di tipo omogeneo, nel proseguio si tratterà e ci si riferirà sempre a queste.

5.5.1 Velocità di reazione

La velocità di reazione rappresenta la variazione del numero di moli di una specie chimica reattiva per unità di volume e per unità di tempo. Nel caso che a noi interessa di reazioni omogenee la velocità di reazione r è:

$$r = \frac{1}{V} \frac{dN}{dt} = \frac{\text{mol}}{(\text{volume})(\text{tempo})}$$

Se al numero di moli si sostituisce la quantità VC, con V volume e C concentrazione molare della specie in esame, la precedente relazione diventa:

$$r = \frac{1}{V} \frac{d(VC)}{dt} = \frac{1}{V} \frac{VdC + CdV}{dt}$$

La quale si semplifica alla seguente, se il volume si mantiene costante durante la reazione:

$$r = \frac{dC}{dt}$$

In molti casi la velocità di reazione considerata è tale per cui il raggiungimento della condizione di equilibrio richiede un tempo troppo lungo, in questi casi il dimensionamento viene effettuato sulla base della velocità di reazione piuttosto che della condizione finale di equilibrio.

Per la determinazione della velocità di reazione viene misurata la concentrazione di uno dei reagenti o dei prodotti della reazione stessa nel corso del tempo. I dati misurati vengono dunque confrontati con i risultati di diverse espressioni analitiche standard che forniscono la velocità di reazione in funzione di diversi parametri e grandezze.

Quando il meccanismo di reazione non è noto, la velocità di una reazione fra i componenti A, B, ...I è approssimata dalla seguente relazione:

$$r = -kC_A^\alpha C_B^\beta \dots C_I^\iota$$

Dove $n = \alpha + \beta + \dots + \iota$, rappresenta l'ordine complessivo della reazione.

Nella pratica per descrivere dal punto di vista analitico il tasso di conversione dei costituenti delle acque reflue nel corso dei processi di trattamento sono utilizzate le seguenti espressioni della velocità di reazione:

$$r = \pm k \quad (\text{ordine zero})$$

$$r = \pm kC \quad (\text{primo ordine})$$

$$r = \pm k(C - C_s) \quad (\text{primo ordine})$$

$$r = \pm kC^2 \quad (\text{secondo ordine})$$

$$r = \pm kC_A C_B \quad (\text{secondo ordine})$$

$$r = \pm \frac{kC}{K + C} \quad (\text{saturazione})$$

$$r = \pm \frac{kC}{(1 + r_1 t)^n} \quad (\text{primo ordine ritardata})$$

Prima di procedere nell'analisi della cinetica è opportuno ricordare i processi di trasformazione d'interesse al presente lavoro di tesi e le relative espressioni della cinetica delle reazioni.

La velocità del processo di sedimentazione, favorita da processi di flocculazione e ostacolata dalle condizioni di turbolenza, può essere descritta dalla seguente relazione:

$$r_s = \frac{v_s}{H}(SS)$$

dove r_s è la velocità specifica di sedimentazione [$\text{ML}^{-3}\text{T}^{-1}$], v_s la velocità di sedimentazione [LT^{-1}], H la profondità [L] e SS la concentrazione di solidi sedimentabili [ML^{-3}].

Per il processo di assorbimento la velocità di reazione è espressa dalla seguente relazione:

$$r_{ab} = k_{ab} \frac{A}{V}(C_s - C)$$

Dove r_{ab} è la velocità di assorbimento [$\text{ML}^{-3}\text{T}^{-1}$], k_{ab} è la costante di velocità del processo di assorbimento [LT^{-1}], A è l'area [L^2], V è il volume [L^3], C_s la concentrazione di saturazione del costituente di interesse nel liquido [ML^{-3}] e C la concentrazione del costituente di interesse nel liquido [ML^{-3}].

Per la determinazione delle costanti di velocità usualmente si procede con indagini sperimentali. I risultati delle prove sperimentali vengono interpolati facendo ricorso, generalmente, al metodo integrale e a quello differenziale.

Con il metodo integrale dall'espressioni delle cinetiche di reazione si passa alla forma integrata che viene utilizzata per le interpolazioni con i dati sperimentali:

$$\text{la cinetica di ordine 0} \quad r_c = \frac{dC}{dt} = -k \quad \rightarrow \quad C - C_0 = -kt$$

$$\text{per la cinetica di 1° ordine} \quad r_c = \frac{dC}{dt} = -kC \quad \rightarrow \quad \ln \frac{C}{C_0} = -kt$$

$$\text{per la cinetica di 2° ordine} \quad r_c = \frac{dC}{dt} = -kC^2 \quad \rightarrow \quad \frac{1}{C} - \frac{1}{C_0} = -kt$$

$$\text{per la cinetica di saturazione} \quad r_c = \frac{dC}{dt} = -\frac{kC}{K + C} \quad \rightarrow \quad kt = K \ln \frac{C}{C_0} + (C_0 - C)$$

Nel metodo differenziale la relazione utilizzata per le interpolazioni con i dati sperimentali è la forma linearizzata della relazione della cinetica di reazione:

$$\text{per la cinetica di } n^{\circ} \text{ ordine} \quad r_c = \frac{dC}{dt} = -kC^n \quad \rightarrow \quad \ln\left(-\frac{dC}{dt}\right) = \ln k + n \ln C$$

5.5.2 *Analisi cinetica dei processi di trattamento*

L'efficienza del trattamento è determinata dalla cinetica del processo in esame unitamente al comportamento idraulico del reattore all'interno del quale si svolge il processo. Quindi dopo aver ricordato le definizioni e le principali relazioni utilizzate per analizzare la cinetica di reazione si riprendono le analisi dei reattori a miscelazione completa e dei reattori con flusso a pistone considerando anche la reazione all'interno degli stessi.

Nel caso di un reattore a miscelazione completa con reazione la forma generale dell'equazione di bilancio della massa nel caso di un segnale a gradino con concentrazione costante C_0 è:

$$\text{Accumulo} = \text{Ingresso} - \text{Uscita} + \text{Reazione}$$

cioè:

$$\frac{dC}{dt}V = QC_0 - QC + r_cV$$

che nel caso di reazione cinetica del primo ordine, ponendo $C' = dC/dt$ e $\beta = k + Q/V$, diventa:

$$C' + \beta C = \frac{Q}{V} C_0$$

che integrata fornisce la seguente soluzione:

$$C = \frac{Q}{V} \frac{C_0}{\beta} + Ke^{-\beta t}$$

A questo punto nell'ipotesi che all'istante $t=0$ la concentrazione nel reattore è nulla, si ottiene per la costante il seguente valore per la K:

$$K = -\frac{Q}{V} \frac{C_0}{\beta}$$

Che sostituita nella relazione precedente fornisce la concentrazione in uscita dal reattore:

$$C = \frac{Q}{V} \frac{C_0}{\beta} (1 - e^{-\beta t}) \quad (\text{reattore a miscelazione completa con reazione})$$

Che nel caso di accumulo nullo nel reattore ($dC/dt=0$) diventa:

$$C = \frac{C_0}{[1 + k(V/Q)]} = \frac{C_0}{[1 + k\tau]}$$

Nel caso di n reattori a miscelazione completa in serie in condizioni stazionarie ($dC/dt=0$) la soluzione è:

$$C_n = \frac{C_0}{[1 + (kV/nQ)]^n} = \frac{C_0}{[1 + (k\tau/n)]^n}$$

Che risolta in funzione del tempo di residenza idraulica porge:

$$\tau = \left[\left(\frac{C_0}{C_n} \right)^{1/n} - 1 \right] \left(\frac{n}{k} \right) \quad (\text{serie di reattore a miscelazione completa con reazione})$$

Nel caso di un reattore con flusso a pistone ideale con reazione, trascurando i fenomeni di dispersione il bilancio di massa sarà:

$$\frac{\partial C}{\partial t} \Delta V = QC|_x - QC|_{x+\Delta x} + r_c \Delta V$$

la quale diventa, sostituendo la forma differenziale e ponendo $\Delta V = A \Delta x$:

$$\frac{\partial C}{\partial t} \Delta V = -\frac{Q}{A} \frac{\partial C}{\partial x} \Delta x + r_c \Delta V$$

Che per $\Delta x \rightarrow 0$ può essere riscritta:

$$\frac{\partial C}{\partial t} \Delta V = -\frac{Q}{A} \frac{\Delta C}{\Delta x} \Delta x + r_c \Delta V$$

A questo punto in condizioni di moto stazionario ($\partial C/\partial t=0$) e considerando la velocità di reazione di ordine n-esimo:

$$\int_{C_0}^C \frac{dC}{C^n} = -k \frac{V}{Q} = -k\tau$$

Che nel caso di reazione del primo ordine si semplifica a:

$$\frac{C}{C_0} = e^{-k\tau} \quad (\text{reattore con flusso a pistone ideale con reazione})$$

5.5.3 *Reattore con flusso a pistone ideale con reazione ritardata*

Quando la velocità di reazione varia al variare della distanza o del tempo si parla di cinetica ritardata. Questo è il caso che si presenta per la rimozione dei solidi sospesi all'interno di un reattore con flusso a pistone ideale.

La distribuzione dimensionale delle particelle solide in ciascuna sezione trasversale del reattore si modifica lungo l'asse di questo sia per effetto dei fenomeni di sedimentazione sia a seguito del rimescolamento trasversale. Ciò comporta una diminuzione della porzione di particelle progressivamente rimosse lungo l'asse del reattore. Infatti se consideriamo che per la reazione di sedimentazione la costante della reazione è $k = \frac{v_s}{H}$, dalla quale si evince che la v_s si riduce con l'ascissa (infatti le particelle con velocità di sedimentazione più elevate risultano già sedimentate). Da questo ne segue una riduzione della costante di velocità k e della velocità di reazione. Sotto queste condizioni l'equazione del bilancio di massa porge per un reattore con flusso a pistone ideale:

$$\int_{C_0}^C \frac{dC}{C^n} = - \int_0^\tau \frac{k}{(1+r_t\tau)^n} d\tau$$

Dove “ r_t ” rappresenta il cosiddetto fattore di ritardo e l'esponente “ n ” è legato alle caratteristiche specifiche della specie d'interesse, nel caso delle particelle solide n dipende dalla distribuzione dimensionale.

La soluzione della precedente relazione (Sirini, 2002) per particelle con distribuzione dimensionale è:

$$\frac{C}{C_0} = e^{\left\{ \frac{k}{r_t(n-1)} \left[1 - \frac{1}{(1+r_t\tau)^{n-1}} \right] \right\}}$$

5.5.4 *Reattore con flusso a pistone con dispersione assiale e reazione*

A causa di fenomeni di turbolenza nei pressi delle sezioni d'ingresso e d'uscita dei reattori e di fenomeni di dispersione assiale nelle applicazioni reali dei reattori con flusso a pistone le condizioni di flusso risultano non ideali. A seconda dell'entità di tali fenomeni devianti dalle condizioni ideali, le curve di risposta del sistema possono avere una forma tipo quella mostrata nella figura 5.7.

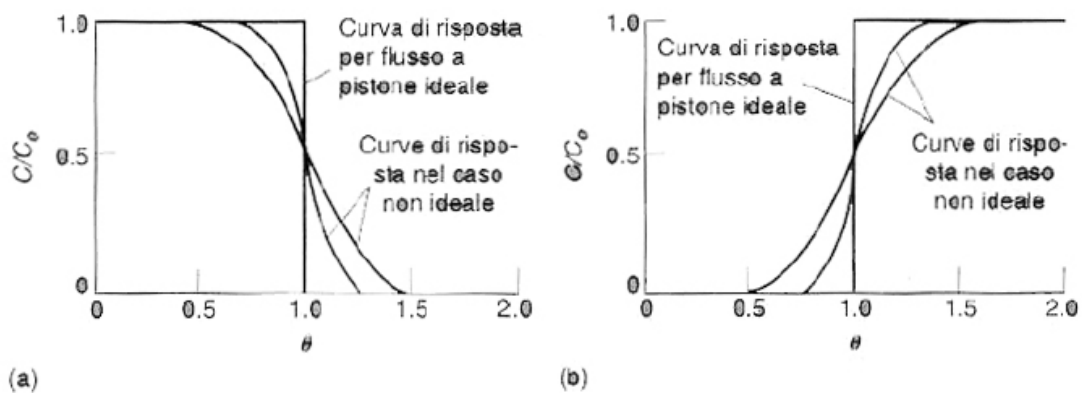


Figura 5.7 – Curva di risposta per un reattore con flusso a pistone nel caso ideale e nel caso con dispersione assiale (da Metcalf and Eddy, 2006)

Per il caso delle cinetiche del primo ordine, Wehner e Wilhem (1958) hanno sviluppato una soluzione per la curva di risposta di un reattore a flusso a pistone con dispersione per valori del numero di dispersione variabili tra $d=\infty$ (miscelazione completa) e $d=0$ (flusso a pistone ideale), la quale ha la seguente espressione analitica:

$$\frac{C}{C_0} = \frac{4a \cdot e^{1/2d}}{(1+a)^2 \cdot e^{a/2d} - (1-a)^2 \cdot e^{-a/2d}} \quad \text{con} \quad a = \sqrt{1 + 4k\tau d}$$

dove C , concentrazione in uscita [ML^{-3}], C_0 , concentrazione in ingresso [ML^{-3}], d , fattore di dispersione $=D/uL$ [adimensionale], k , costante di velocità della cinetica del primo ordine [T^{-1}] e $\tau=V/Q$, tempo di residenza idraulica [T].

5.6 Scelta del processo di trattamento

Lo scopo dell'analisi di processo è quello di identificare le operazioni e i processi unitari più idonei al trattamento nonché le condizioni operative ottimali per il trattamento dello stesso.

I principali fattori di cui è necessario tener conto nell'analisi e nella scelta del processo sono diversi e ciascuno di essi risulta di per sé importante, ma alcuni richiedono una maggiore attenzione e necessitano di alcune spiegazioni. L'**applicabilità del processo**, precede in ordine di importanza gli altri fattori di interesse e si riflette in maniera diretta sulla competenza e sull'esperienza del progettista. Per valutare l'applicabilità di un determinato processo al trattamento di un refluo con definite caratteristiche, questi ha a disposizione, oltre evidentemente all'esperienza pregressa acquisita in applicazioni analoghe, numerosi strumenti, tra i quali i dati relativi alle efficienze di trattamento di impianti operativi, le informazioni tecniche disponibili nelle pubblicazioni scientifiche, nei manuali di gestione e progettazione, nonché i risultati di sperimentazioni condotte in scala pilota. Quando non risulta possibile dimostrare in tutto o in parte l'applicabilità di un processo a una determinata situazione sorge la necessità di eseguire studi in scala pilota allo scopo di valutare le prestazioni del processo in termini di efficienze di trattamento conseguibili e di ottenere altresì dati di progetto da utilizzare ai fini del dimensionamento del processo in piena scala.

Particolare interesse ricoprono gli aspetti connessi ai criteri di dimensionamento dei processi basati sulla cinetica di reazione e sul trasferimento di materia. Nella scelta e nel dimensionamento di un processo in base alla cinetica di reazione particolare attenzione deve essere posta alla definizione della **natura delle reazioni coinvolte nel processo** stesso, dei **valori appropriati dei parametri cinetici** nonché alla **scelta della tipologia di reattore utilizzato**.

La natura delle **reazioni coinvolte nel processo** deve risultare nota se si intende utilizzare l'approccio cinetico per il dimensionamento del sistema. La scelta delle espressioni che rappresentano la cinetica del processo in esame è generalmente basata:

1. su informazioni ricavate dalla letteratura,
2. sull'esperienza acquisita relativamente alla progettazione e alla gestione di sistemi simili

3. su dati ricavati da studi in scala pilota.

Per esempio, è di fondamentale importanza determinare se la cinetica del processo in esame risulta di ordine zero, del primo ordine, del primo ordine ritardata, del secondo ordine o del tipo a saturazione, in quanto è evidente che l'ordine della reazione/i coinvolta/e ha un effetto significativo sulla tipologia e sulla volumetria del reattore oggetto del dimensionamento. Ad esempio il confronto tra il volume di un reattore con flusso a pistone e quello di un sistema costituito da 1, 2, 4, 6, 8 e 10 reattori a miscelazione completa in serie nel caso di cinetica del primo ordine, indica che a parità di efficienza di rimozione conseguita è richiesto un volume complessivo maggiore nel caso del sistema di reattori a miscelazione completa in serie rispetto al caso del reattore con flusso a pistone. E' stato tuttavia già notato come nel caso di cinetiche di ordine zero il volume richiesto per i due sistemi risulti identico.

La **scelta dei parametri cinetici appropriati** per il processo in esame risulta anch'essa basata su:

1. informazioni ricavate dalla letteratura
2. sull'esperienza acquisita relativamente alla progettazione e alla gestione di sistemi simili,
3. su dati ricavati da studi in scala pilota.

Nei casi in cui le caratteristiche dell'effluente da trattare risultano sensibili differenti oppure nei casi in cui si stanno valutando nuove applicazioni di una tecnologia esistente o nuovi processi, è consigliabile il ricorso a sperimentazioni in scala pilota.

Ai fini della **scelta della tipologia più appropriata** per l'applicazione del trattamento di interesse, si deve tener conto di alcuni fattori quali:

1. le caratteristiche del refluo da trattare,
2. il tipo di cinetica delle reazioni che governano il processo di trattamento,
3. particolari requisiti richiesti per il processo,
4. le condizioni ambientali locali.

Nel caso dei processi biologici la scelta di un reattore con regime di flusso a miscelazione completa potrebbe essere preferita a quella di un reattore con flusso a pistone per via della sua capacità di diluizione, che risulta particolarmente utile nel caso in cui il refluo da trattare sia caratterizzato dalla presenza di specie tossiche che non vengono rimosse nei pretrattamenti; in alternativa, un regime di flusso a pistone

potrebbe essere preferito a quello a miscelazione completa nel caso in cui si intenda controllare la crescita di microrganismi filamentosi. Nella realtà la scelta della tipologia di reattore risulta condizionata anche dai costi di costruzione, manutenzione. Nei casi in cui l'applicabilità di un processo a una determinata situazione risulti incognita ma siano stati individuati alcuni benefici potenziali significativi dell'applicazione del processo, si individua la necessità di effettuare studi in scala di laboratorio o su impianto pilota. L'obiettivo degli studi su impianto in scala pilota è quello di valutare se il processo in esame risulti idoneo al trattamento di un refluo con determinate caratteristiche in determinate condizioni ambientali e altresì di ricavare i dati necessari ai fini del dimensionamento del processo in piena scala. L'importanza relativa degli aspetti da considerare dipende dalla specifica applicazione in esame e dalle motivazioni che hanno condotto all'esecuzione della sperimentazione. Per esempio, nel caso di un sistema di disinfezione con raggi ultravioletti (UV), le prove da effettuare hanno l'obiettivo di verificare le prestazioni dichiarate dal costruttore, quantificare gli effetti della composizione del refluo sul trattamento di disinfezione UV, valutare gli effetti del comportamento idraulico del sistema e del reattore sull'efficienza di disinfezione, valutare gli effetti di un trattamento preliminare di filtrazione sull'efficienza di disinfezione e indagare eventuali fenomeni di fotoriattivazione e gli impatti del trattamento.

5.6.1 Valutazione dell'affidabilità nella scelta del processo

Nella scelta e nel dimensionamento del processo l'efficienza di trattamento e l'affidabilità nel garantire gli obiettivi di trattamento imposti rappresentano fattori di fondamentale importanza. In molti casi l'autorizzazione all'esercizio impone il rispetto di valori limite di concentrazione per l'effluente mediati su intervalli di tempo indicati nella normativa di settore. D'altra parte, nonostante la variabilità delle caratteristiche dell'effluente finale, dovuta a numerosi fattori quali le variazioni dei carichi inquinanti in ingresso, le variazioni delle condizioni ambientali e altri, si impone comunque la necessità di assicurare che il sistema di trattamento sia in grado di dar luogo a un effluente con caratteristiche di qualità sempre conformi ai requisiti normativi.

Due approcci utilizzati per la scelta e il dimensionamento del processo consistono nell'adottare fattori di sicurezza opportuni o nell'effettuare un'analisi statistica dei dati di funzionamento dell'impianto allo scopo di determinare una relazione funzionale tra

la qualità dell'effluente e la sua probabilità di accadimento. Il secondo approccio, fondato su considerazioni legate all'affidabilità del processo, viene in genere preferito al primo in quanto è in grado di fornire una base affidabile per l'analisi di situazioni di incertezza e una base razionale per l'analisi delle prestazioni e dell'affidabilità del processo. **L'affidabilità di un processo di trattamento** può essere definita come “la probabilità che il sistema garantisca il rispetto degli obiettivi di trattamento stabiliti per periodi di tempo sufficientemente estesi”. L'affidabilità è pertanto costituita da due componenti: l'affidabilità intrinseca e l'affidabilità meccanica.

5.7 Processo di trattamento oggetto di studio

Per come sopra introdotto l'efficienza di trattamento e l'affidabilità nel garantire gli obiettivi di depurazione imposti rappresentano fattori di fondamentale importanza nella scelta del processo di trattamento, ma non di meno le caratteristiche locali, i costi di realizzazione e i costi di manutenzione.

Nel caso del trattamento delle acque di pioggia questi aspetti sono oggi in fase di studio ed in particolare l'elevata variabilità delle caratteristiche dell'influente risulta un fattore determinante nella scelta del appropriato processo depurativo.

In questo lavoro di tesi dopo aver approfondito le caratteristiche proprie delle acque di pioggia di un sito specifico (bacino del canale Liguori a Cosenza), come meglio specificato e dettagliato nei capitoli successivi, si è aver rilevato che il trasporto degli inquinanti organici è veicolato principalmente dalla fase particolata della sospensione e che la distribuzione delle particelle è caratterizzata da dimensioni proprie dei solidi sedimentabili. Questi risultati rivelano condizioni caratteristiche per le acque reflue del canale Liguori che si prestano ad essere trattate bene da una vasca di pioggia con effetto di sedimentazione, a tal scopo si è scelto di studiare il comportamento di reattori di sedimentazione simulandone il comportamento con un approccio basato sulla teoria di sedimentazione libera delle particelle e sulla risposta idraulica di un reattore con flusso a pistone sollecitato da un segnale di tipo impulsivo.

5.7.1 Il dimensionamento delle vasche di pioggia

Com'è noto, le vasche di pioggia sono una delle più efficaci tra le misure adottabili per la riduzione dei carichi inquinanti, prevedendo di regola il successivo rilascio delle acque immagazzinate verso l'impianto di trattamento. L'uso di vasche di pioggia è

ampiamente descritto da manuali americani (ASCE-WEF, 1992), ed è da tempo applicato in Germania (Kowalski et al., 1998), in Francia (Chocat, 1997; Perez-Sauvagnat et al, 1998), in Giappone (Fujita, 1998).

Questi dispositivi sono studiati in Italia già da diversi anni; si può anche affermare che essi costituiscono una realtà virtuale, presente nella letteratura ma non nella pratica, esclusi pochi casi riguardanti in prevalenza soggetti privati.

Occorre qui distinguere, tra gli studi di letteratura, quelli in cui si indicano capacità dell'ordine di 150 m³/ha e oltre da quelli in cui si propende per capacità minori, dell'ordine di 25-50 m³/ha.

Tra i primi, già Mignosa et al. (1991) per il regime pluviometrico milanese, dal 1971 al 1987, mostrano come con capacità dell'ordine di 5 mm si continua a verificare un numero di scarichi di diverse decine per anno, con volumi specifici annui dell'ordine delle centinaia di mm, valutando in più di 300 m³/ha la capacità necessaria per una sensibile riduzione.

Calomino et al. (2003a, 2005a), sulla scorta di dati relativi a sfiori di acque miste, nel bacino sperimentale del Liguori, a Cosenza, concludono che, con vasche off-line, occorrono capacità dell'ordine di 100- 150 m³/ha per una sensibile riduzione del numero degli eventi di sfioro, dei volumi e dei carichi inquinanti complessivamente sversati.

In un recente studio basato su una serie di 25 anni di piogge e sulle osservazioni dei deflussi e della qualità condotte per alcuni eventi su un bacino sperimentale, Milano et al. (2004), applicando il modello SWMM, hanno ottenuto le portate idriche e di inquinanti in termini di TSS, valutando i volumi di vasca in funzione dell'efficienza sia in termini di riduzione di volumi che di riduzione di massa, tenendo conto anche delle regole imposte per il vuotamento. Le conclusioni mostrano che, in termini di volumi, capacità di 50 m³/ha hanno un'efficienza media del 37%, e che per ottenere efficienze dell'80% la capacità richiesta è dell'ordine dei 250 m³/ha. Una riduzione di questi valori, dell'ordine del 30%, è determinata inoltre dal valore della portata fissato per il vuotamento. Conclusioni non dissimili si ottengono valutando l'efficienza in termini di massa, ma gli stessi autori rilevano che per questo aspetto si dovrebbe tener conto dell'effetto di sedimentazione nella vasca stessa.

Le vasche di pioggia, oltre che nelle classiche categorie di vasche on-line e off-line (AA.VV., 2001) si distinguono nelle cosiddette “vasche di cattura” e “vasche di transito”.

Una vasca di cattura, una volta riempita, viene esclusa e vuotata appena le condizioni a valle lo permettono.

Una vasca di transito invece, una volta riempita, viene attraversata dalle portate in eccesso a quelle inviate al trattamento, che si mescolano con l’acqua già accumulata e ne provocano lo sfioro verso lo scarico.

Le vasche di cattura risultano più efficaci nei casi in cui i pollutogrammi sono caratterizzati da un significativo effetto di “first flush”, mentre le vasche di transito sono più efficaci nel caso in cui ci sia un effetto di “last flush”. Studi condotti (Oliveri et al, 2001) considerano importante il fenomeno del mescolamento che avviene all’interno della vasca di transito, sicché le concentrazioni in uscita sono diverse da quelle in ingresso, e possono risultare maggiori o minori a seconda della concentrazione dell’acqua presente in vasca. Le simulazioni condotte inoltre indicano per le vasche di cattura un insignificante aumento dell’efficienza oltre i 50 m³/ha di capacità.

Bornatici et al. (2003) presentano i risultati relativi al bacino sperimentale di Cascina Scala, ottenuti dalla simulazione di un anno di precipitazioni. Si mostra che l’impiego di scaricatori di piena e vasche off-line consente una consistente riduzione sia dei volumi annui scaricati nel ricettore sia del numero di scarichi, entrambi dell’ordine del 50% per vasche di 50 m³/ha con portata limite inviata all’impianto pari a 2 l/s/ha. La simulazione dei carichi inquinanti accumulati e poi dilavati e trasportati nella rete ha anche permesso di valutare un’importante riduzione del carico inquinante annuo sversato nel ricettore, che, con le predette condizioni, sarebbe del 90%. Occorre osservare in proposito che risultati così ottimistici sono in realtà determinati dal deciso fenomeno di first-flush rilevato dalle osservazioni sul bacino di Cascina Scala, come messo bene in evidenza anche dai più recenti rilievi (Barco et. al, 2004, Ciaponi et al, 2005).

Bornatici et al. (2004), ancora sulla scorta delle osservazioni condotte nel bacino di Cascina Scala (PV), ma con due anni precipitazioni, confermano che vasche di volume utile maggiore di 50 m³/ha, con vuotamento a portata costante in 24 ore

successive all'evento, conducono a benefici piuttosto marginali. Gli stessi autori (2004), con i dati del bacino di Cascina Scala (PV), mostrano un confronto tra tre diverse soluzioni per la riduzione delle masse annue sversate: vasca di transito on-line, vasca di transito off-line, vasca di cattura off-line, dal quale la maggiore efficacia è quella che si ottiene con la terza soluzione, concordando con quanto mostrato da Oliveri et al.. È significativa inoltre la considerazione che, tenendo conto di diversi valori del rapporto di diluizione delle portate ammesse allo scarico, non si ottengono sensibili benefici con volumi di vasca superiori a 50 m³/ha. Sia l'analisi delle caratteristiche idrologiche del bacino, sia quella del sistema di vuotamento della vasca, portano gli autori a concludere che un valore ottimale della capacità delle vasche si può collocare tra 25 e 50 m³/ha, con il quale si può ottenere una riduzione della massa scaricata fino all'80%, pur se diverse considerazioni sono necessarie caso per caso.

Infine Artina et al. (2005a), simulando la rete fognaria della città di Bologna, sia riguardo alle portate che ai carichi inquinanti veicolati per un intero anno, hanno valutato il beneficio che si avrebbe disponendo delle vasche di pioggia di capacità 25, 50 e 75 m³/ha. Le vasche di pioggia sono disposte off-line e dotate di un impianto di sollevamento che vuota la vasca in 12 ore. In particolare con 50 m³/ha si avrebbe la riduzione al 40% sia del numero di sversamenti che del volume totale, mentre la massa di SST sversata sarebbe ridotta al 25%.

In sintesi, occorre dire che, se si considerano serie pluviometriche molto lunghe, come nel caso degli studi di Mignosa et al. (1991) e Milano et al. (2004), la capacità delle vasche di pioggia necessaria per ottenere un dato livello di riduzione dei carichi inquinanti tende inevitabilmente ad aumentare; al contrario, quando ci si limiti a serie di 1-2 anni e nei bacini in cui prevale un fenomeno di first flush, si può far conto su vasche di capacità più ridotta.

5.7.2 L'effetto di sedimentazione nelle vasche di pioggia

Le vasche di pioggia, se opportunamente dimensionate, possono svolgere una funzione di sedimentazione che contribuisce a ridurre il carico inquinante; tale funzione può essere simulata con un modello che tenga conto della distribuzione degli afflussi, del vuotamento della vasca e della distribuzione delle particelle (O'Connor e Field, 2002b; Marsalek e Krishnappan, 2003).

Benché si possa affidare alla vasca di pioggia la funzione di solo stoccaggio, l'opzione decisamente più comune all'estero è però quella delle vasche con funzione di sedimentazione. In questo caso la vasca immagazzina gli scarichi di acque pluviali o miste detenendoli per un certo tempo prima di riversarli nel ricettore. La vasca viene spesso realizzata a comparti come le usuali vasche di pioggia, ma con geometria determinata dallo studio della sedimentazione delle particelle; poiché in questo caso i volumi immagazzinati non vengono inviati all'impianto di depurazione, bisogna curare che gli organi di scarico non provochino il trascinarsi delle particelle sedimentate (Chocat, 1997).

Occorre segnalare che la pratica indica tempi di detenzione in vasca piuttosto lunghi, il che impone di by-passare l'opera in concomitanza dei picchi di portata.

La possibilità di impiego di vasche di sedimentazione è anche illustrata da Silvagni et al. (2002), sulla base di uno studio comparato della sedimentabilità di particelle solide riscontrate negli scarichi di fognature. La velocità di sedimentazione assunta per il dimensionamento è di 0,2 cm/s, cioè di circa 7,2 m/h, mentre la velocità orizzontale di trascinarsi viene assunta pari a 0,1 – 0,3 m/s, ritenendo con tali valori di poter abbattere dal 70 all'80% del carico inquinante.

Uno degli orientamenti attuali è quello che riguarda l'uso di sedimentatori di nuova concezione. Un tipo che sembra dare ottime prestazioni è il sedimentatore lamellare o a pacchi lamellari, pure in uso negli impianti di depurazione di acque reflue domestiche, con eventuale impiego di flocculanti per aumentarne l'efficienza (Wood et al., 2004).

Studi recenti (Calomino et al., 2005b) hanno proposto l'uso di vasche di pioggia con effetto di sedimentazione e vuotamento controllato, osservando l'influenza che hanno sull'efficienza delle vasche, misurata in termini di rimozione dei solidi sospesi.

In particolare è stata proposta l'adozione di una soluzione basata sul funzionamento alternato di una vasca di pioggia come vasca di cattura a vuotamento controllato e come vasca di transito con effetto di sedimentazione. Il comportamento di una tale vasca è stato testato con un ampio campione di dati relativi a sfiori di acque miste osservati sul bacino sperimentale del Liguori, nella città di Cosenza. L'analisi dei risultati ha evidenziato un sensibile miglioramento dell'efficienza rispetto alle classiche vasche di cattura, sia nei riguardi del volume complessivo, sia della massa

complessiva di solidi sospesi riversati nel ricettore, che vengono ridotti a valori più contenuti di quelli ottenibili con le comuni soluzioni. L'analisi di un ampio campione di eventi di sfioro di acque miste ha permesso di esaminare diverse soluzioni: una semplice vasca di cattura off-line, una vasca di cattura off-line con ottimizzazione del vuotamento, una vasca a funzionamento alternato di cattura e di transito, con ottimizzazione del vuotamento e con possibilità di sedimentazione. Sulla base dei risultati del loro studio Calomino et al. (2005b) hanno indicato che una vasca di cattura off-line di 50 m³/ha permette di ridurre a 1/3 il numero di sfiori e al 50% il volume totale scaricato nel ricettore. L'introduzione di una regola di vuotamento non riduce il numero degli sfiori, ma riduce a circa il 30% il volume totale sfiorato. Infine, una vasca a funzionamento alternato sia di cattura che di transito, con ottimizzazione del vuotamento, riduce decisamente (al 10%) la massa complessiva riversata nel ricettore.

5.8 *Trattamento con separazione per gravità*

L'acqua è trattata per molteplici scopi, che includono la rimozione di microrganismi patogeni, l'eliminazione della torbidità e dei minerali disciolti e/o dei materiali organici pericolosi. Il linea generale il processo di trattamento include metodi puramente fisici, così come la grigliatura e la semplice sedimentazione, o puramente chimici come ad esempio l'adsorbimento e lo scambio ionico, o tecniche fisico-chimici nelle quali i contaminanti sono alterati chimicamente per migliorare la rimozione con processi fisici. La tendenza degli ultimi anni, in particolare negli Stati Uniti, è quella di adottare tecniche di tipo fisico-chimico come la coagulazione-sedimentazione che comparata alla semplice **sedimentazione** si dimostra più efficiente in particolare per la rimozione dei solidi sospesi (McGhee T., 1991).

Sia nei processi di chiarificazione puramente fisici che in quelli fisico-chimici, la forza motrice è la gravità, e in particolare nell'ambito dei processi depurativi la rimozione del materiale solido sospeso dai liquami per gravità è una delle più diffuse operazioni unitarie (Peavy et al, 1985). Con il termine **sedimentazione** s'intende l'operazione che consente di rimuovere dalle acque le particelle sospese (generalmente solidi) di densità superiore a quella dell'acqua e pertanto viene anche detta precipitazione per gravità. Parallelamente possono essere rimosse anche altre particelle di densità inferiore che sono in grado di risalire sulla superficie del bacino di sedimentazione. A seguito della separazione di queste particelle si ha la chiarificazione dell'acqua, la produzione di fango (sospensione concentrata di solidi in acqua) sul fondo e di materiale flottato in superficie.

Negli impianti di trattamento, la **sedimentazione** può essere discontinua o continua. La prima consiste nell'immettere il refluo in un reattore, lasciandolo riposare, finché non siano depositate tutte le sostanze sospese; successivamente si allontana il refluo chiarificato, tramite l'utilizzo di un sifone, e si provvede ad asportare anche manualmente i fanghi sedimentati sul fondo. Nella seconda, invece, il refluo entra da un'estremità del reattore, lo attraversa con moto sufficientemente lento per permettere il depositarsi delle sostanze sospese, ed esce chiarificata dall'estremità opposta. I fanghi vengono estratti meccanicamente (Sigmund C., 2005).

Nella seguente tabella viene riportata una sintesi dei processi di separazione basati sull'impiego delle forze di gravità.

Tipologie di fenomeni di sedimentazione	Applicazione negli impianti di depurazione
Sedimentazione libera di particelle discrete	Rimozione di sabbia e particelle di peso specifico simile a questa (dissabbiatori)
Sedimentazione con flocculazione	Rimozione di parte dei solidi sospesi nel liquame in ingresso all'impianto (sedimentatori primari) oppure nella sezione superiore dei bacini di sedimentazione secondaria. Trova anche applicazione nella rimozione dei fiocchi di natura chimica sempre nei bacini di sedimentazione.
Sedimentazione per flocculazione con agenti inerti	Rimozione di una porzione dei TSS da un refluo non trattato, da reflui di fognature unitarie e da reflui di origine industriale. Consente, inoltre, un abbattimento parziale del BOD e del fosforo.
Sedimentazione a zona o ostacolata	Rimozione dei solidi a valle del trattamento biologico (sedimentatori secondari)
Sedimentazione per compressione	Ispessimento dei fanghi (negli strati inferiori del sedimentatore secondario e negli ispessitori)
Sedimentazione per gravità di tipo accelerato	Rimozione di sabbia e particelle di peso specifico simile a questa
Flottazione	Rimozione di grassi e olii, particelle leegre flottabili, ispessimento di fanghi in sospensione.

Tabella 1. Tipologie di fenomeni di sedimentazione per gravità utilizzati nell'ambito dei trattamenti depurativi (da Metcalf and Eddy, 2006)

La **sedimentazione di particelle discrete** si riferisce alla sedimentazione per gravità in un campo di accelerazione costante, di particelle presenti in una sospensione in concentrazione molto modesta. Le particelle sedimentano in maniera isolata, e pertanto non esistono significative interazioni fra particelle vicine.

La **sedimentazione per flocculazione** (processo chimico-fisico che porta alla formazione di un sistema colloidale in cui la fase solida tende a separarsi formando dei fiocchi in sospensione) si riferisce al caso di sospensioni piuttosto diluite in cui le particelle danno luogo a coalescenza (le particelle disperse in una soluzione, o le goccioline di un'emulsione, si uniscono fra loro diventando più grandi), oppure flocculano, durante il processo di separazione. A seguito della coalescenza, le particelle aumentano di dimensioni e quindi di massa, e pertanto sedimentano a velocità più elevata.

La **sedimentazione per flocculazione con agenti inerti** si riferisce al caso in cui si provvede all'aggiunta di un reagente con funzione di appesantimento e di un polimero

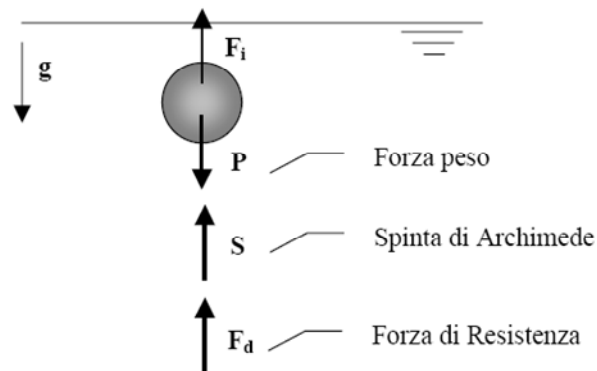
a una sospensione parzialmente flocculata, al fine di favorire una rapida sedimentazione e aumentare la percentuale di solidi rimossi.

La **sedimentazione per compressione** si riferisce alla sedimentazione di particelle presenti nel refluo in concentrazione così elevata da dare origine alla formazione di una struttura piuttosto compatta; la sedimentazione avviene per compressione di tale struttura.

La **sedimentazione per gravità di tipo accelerato** è la rimozione di particelle in sospensione per effetto della gravità in un campo accelerato. Infine la **flottazione** è la rimozione delle particelle in sospensione che risultano più leggere dell'acqua, a mezzo di una corrente di aria o di gas.

5.8.1 Teoria della sedimentazione di particelle

Il processo di sedimentazione di particelle isolate, non flocculanti, può essere analizzato a mezzo delle classiche leggi della sedimentazione elaborate da Newton e Stokes che si ottengono eguagliando le forze agenti sulla particella (figura 5.8).



$$\text{Forza di inerzia} = \text{Forza Peso} - \text{Spinta di Archimede} - \text{Forza di Resistenza}$$

Figura 5.8 – Forze agenti sulla particella indisturbata

$$P = \rho_p \cdot g \cdot V_p \quad \text{e} \quad S = \rho_w \cdot g \cdot V_p$$

dove ρ_p [ML⁻³] è la densità della particella, ρ_w [ML⁻³] è la densità del fluido e V_p [L³] il volume della particella.

La forza di resistenza dipende dalla velocità della particella, dalla densità del fluido, dalla sua viscosità, dal diametro della particella e dal coefficiente di attrito C_d (adimensionale), ed è normalmente espressa dalla relazione:

$$F_d = \frac{C_d A_p \rho_w v_p^2}{2}$$

dove F_d [MLT⁻²] è la forza di attrito, C_d il coeff. di attrito, A_p [L²] la sezione trasversale o proiezione dell'area della particella in direzione perpendicolare al flusso, v_p [LT⁻¹] la velocità di sedimentazione della particella.

In condizioni stazionarie, ossia quando il sistema raggiunge la condizione di moto uniforme (forza d'inerzia = 0), l'equilibrio si scrive:

$$P - S = F_d \quad \rightarrow \quad (\rho_p - \rho_w)gV_p = \frac{C_d A_p \rho_w v_p^2}{2}$$

da cui si ottiene:

$$v_p = \sqrt{\frac{2(\rho_p - \rho_w)gV_p}{\rho_w C_d A_p}}$$

Che per una particella sferica ($V = \frac{1}{6}\pi d_p^3$; $A = \frac{1}{4}\pi d_p^2$) si semplifica a:

$$v_p = \sqrt{\frac{4g}{3C_d} \left(\frac{\rho_p - \rho_w}{\rho_w} \right) d_p}$$

dove:

v_p = la velocità di sedimentazione della particella, [LT⁻¹]

d_p = il diametro della particella, [L]

C_d = il coefficiente di attrito, adimensionale

ρ_p = è la densità della particella, [ML⁻³]

ρ_w = è la densità dell'acqua, [ML⁻³]

Il coefficiente di attrito C_d assume valori diversi in funzione del fatto che il fluido si trovi in condizioni di moto laminare o turbolento, esso può essere considerato funzione del numero di Reynolds (vedi figura 5.9 - $C_d = f(Re)$).

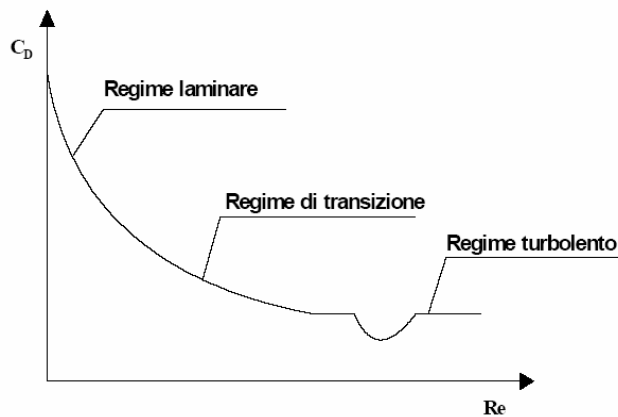


Figura 5.9 – Relazione fra il coeff. di attrito e il numero di Reynolds

In particolare per particelle sferiche e per $Re < 10^4$, il coefficiente di attrito può essere approssimato dalla seguente equazione:

$$C_d = \frac{24}{Re} + \frac{3}{\sqrt{Re}} + 0.34$$

dove il numero di Reynolds per particelle soggette a sedimentazione viene definito :

$$Re = \frac{\rho_w v_p d_p}{\mu} = \frac{v_p d_p}{\nu}$$

dove μ [$MT^{-1}L^{-1}$] è la viscosità dinamica e ν [$T^{-1}L^{-2}$] è la viscosità cinematica.

Poiché C_d dipende da Re che a sua volta dipende dalla velocità v_p , esso può essere calcolato solo per approssimazioni successive; tuttavia ipotizzando di trovarsi in condizioni di moto laminare ($Re < 0.3$) il coefficiente di attrito può essere scritto:

$$C_d \approx \frac{24}{Re} = \frac{24\mu}{d_p v_p \rho_w}$$

Sostituendo questa espressione nell'equazione ricavata per la particella sferica si ottiene l'espressione di Stokes della velocità di sedimentazione indisturbata:

$$v_p = \frac{g(\rho_p - \rho_w)d_p^2}{18\mu}$$

che evidenzia come la velocità di sedimentazione di una particella indisturbata dipenda dal quadrato del suo diametro.

In regime di transizione, al fine di determinare la velocità di sedimentazione si deve fare uso della forma completa e la determinazione della velocità di sedimentazione, come già detto, necessita di un processo di tipo iterativo.

In regime turbolento, il processo di sedimentazione viene controllato dalle forze inerziali, e diventa predominante rispetto agli altri il terzo termine del secondo membro della relazione che definisce il legame fra coeff. di attrito C_d e numero di Reynolds nel caso di particelle sferiche. In questo caso per il coefficiente di attrito si assume un valore pari a 0.4, ciò determina che:

$$v_p = \sqrt{\frac{4g}{3C_d} \left(\frac{\rho_p - \rho_w}{\rho_w} \right) d_p} \quad \rightarrow \quad v_p = \sqrt{3.33g \left(\frac{\rho_p - \rho_w}{\rho_w} \right) d_p}$$

Evidenziando che per il regime turbolento la velocità di sedimentazione è funzione della dimensione delle particelle.

5.8.2 *Sedimentazione di particelle discrete*

Per il dimensionamento dei bacini di sedimentazione, generalmente si procede alla scelta iniziale di un diametro tipico delle particelle, al quale corrisponde un valore della velocità terminale di sedimentazione $[LT^{-1}]$, detta anche carico idraulico superficiale o velocità di overflow, definita come:

$$v_c = \frac{Q}{A}$$

dove Q è la portata di liquido chiarificato $[L^3T^{-1}]$, e A la superficie orizzontale del bacino di sedimentazione $[L^2]$.

Il diametro tipico delle particelle viene dunque scelto in modo tale che venga assicurata la rimozione di tutte le particelle con velocità di sedimentazione uguale o superiore a v_c . Nei bacini di sedimentazione a flusso continuo la lunghezza del bacino e il tempo di ritenzione delle particelle all'interno di questo devono essere tali da consentire a tutte le particelle che possiedono una velocità di sedimentazione uguale o maggiore a v_c di raggiungere il fondo del bacino. La relazione fra carico idraulico superficiale, profondità e tempo di residenza è:

$$v_c = \frac{\text{profondità}}{\text{tempo di residenza}}$$

In condizioni ideali, cioè senza tenere in conto gli effetti sul moto del fluido e delle particelle legati ad esempio alla turbolenza che si genera in corrispondenza delle sezioni d'ingresso e di uscita, per effetto dei cortocircuiti, e a causa di gradienti di velocità, nell'analisi del processo di sedimentazione di particelle discrete si assume che le particelle siano uniformemente distribuite lungo l'intera profondità del bacino

in corrispondenza della sezione d'ingresso, e dall'osservazione della traiettoria della particelle che sedimenta, mostrata in figura 5.10, per la similitudine dei triangoli si ricava che le particelle che possiedono una velocità di sedimentazione inferiore al valore di v_c , verranno rimosse secondo il rapporto:

$$X_r = \frac{v_p}{v_c}$$

dove X_r è la frazione di particelle con velocità di sedimentazione v_p rimossa all'interno della vasca.

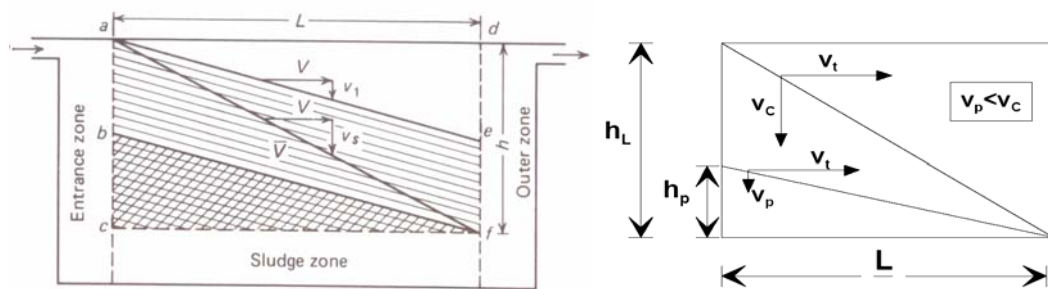


Figura 5.10 – XP Rappresentazione schematica per l'analisi della sedimentazione di particelle discrete in condizioni ideali

Nella maggior parte delle sospensioni che si incontrano nel trattamento delle acque reflue, le particelle solide presenti mostrano una distribuzione granulometrica abbastanza dispersa. Al fine di determinare la frazione totale di particelle rimosse in un determinato tempo di sedimentazione, e dunque l'efficienza del sistema, è necessario conoscere innanzitutto la velocità di sedimentazione delle varie particelle che partecipano al processo. Tali velocità possono essere ricavate o mediante prove sperimentali di sedimentazione o conoscendo la distribuzione dimensionale e la densità delle particelle.

Come già riportato per un prefissato valore della portata volumetrica dell'effluente chiarificato $Q=v_cA$, solo le particelle con velocità di sedimentazione superiore v_c verranno rimosse completamente, le rimanenti verranno, invece rimosse nel rapporto v_p/v_c . Per quanto premesso la frazione complessiva di particelle che vengono rimosse sarà, nel caso di distribuzione dimensionale continua:

dove $(1-X_c)$ è la frazione di particelle che sedimentano perché hanno una velocità di sedimentazione maggiore di quella di overflow ($v_p > v_c$)

$\int_0^{X_c} \frac{v_p}{v_c} dx$ è la frazione di particelle che sedimentano, pur avendo una velocità

inferiore a quella di overflow, in quanto entrano ad un'altezza pari o inferiore ad h_p .

Nel caso di particelle discrete con valori di velocità di sedimentazione all'interno di un certo intervallo, può essere utilizzata la seguente espressione:

$$E = \text{frazione rimossa} = \frac{\sum_{i=1}^n \frac{v_{ni}}{v_c} (n_i)}{\sum_{i=1}^n n_i}$$

dove v_{ni} è la velocità media di sedimentazione delle particelle con velocità nell'intervallo i-esimo di valori;

n_i è il numero di particelle con velocità nell'intervallo i-esimo di valori

E' quindi possibile costruire un diagramma in cui si riporta la frazione X di particelle che hanno una velocità di sedimentazione minore di una data v_p . Questo diagramma, riportato in figura 5.11, può essere costruito a partire dalla curva granulometrica essendo possibile ricavare la velocità di sedimentazione a partire dalle dimensioni delle particelle tramite la relazione di Stokes ($v_p = v_p(d^2)$).

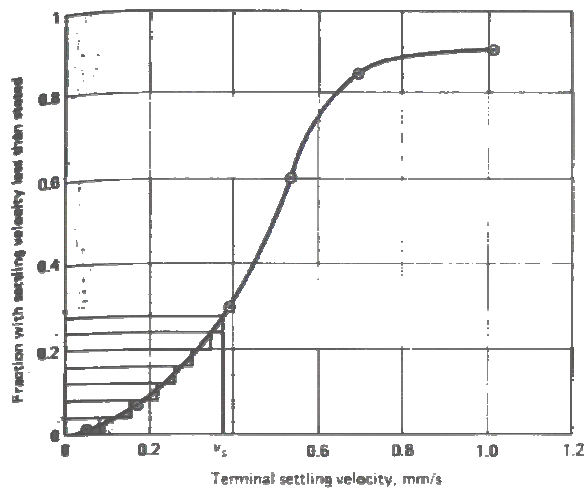


Figura 5.11 - Curva di velocità di sedimentazione.

L'efficienza di rimozione dei solidi può essere valutata tramite prove sperimentali di sedimentazione condotte in colonna (figura 5.12). La colonna è riempita con la sospensione in esame ed insufflata con aria per ridistribuire uniformemente le particelle. Si interrompe poi l'insufflazione e ad intervalli regolari prefissati (ΔT) si

prelevano campioni a diverse profondità sui quali si determina il tenore dei solidi sospesi (SS) e quindi l'efficienza di rimozione, misurata come rapporto fra massa rimossa e massa totale.

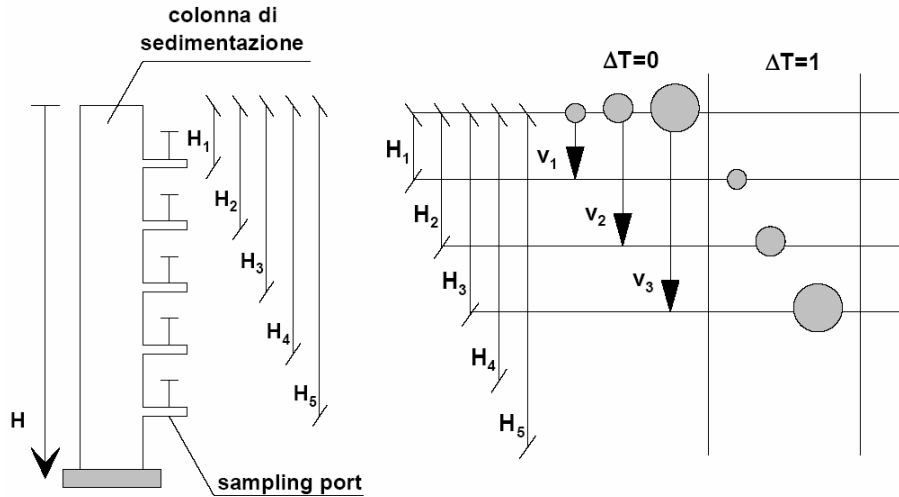


Figura 5.12 - Determinazione sperimentale della velocità di sedimentazione.

La posizione delle particelle nell'istante in cui viene interrotta l'insufflazione d'aria è infatti funzione della sua velocità di sedimentazione e quindi delle sue dimensioni, come mostrato in figura. La quantità di particelle che viene estratta nel generico rubinetto ad un'altezza H_i rappresenta pertanto la frazione della corrente di alimentazione che possiede una velocità di sedimentazione $v_{pi} = H_i / \Delta T$.

I valori così ottenuti possono essere riportati su un diagramma $[H-t]$. Unendo tutti i punti aventi la stessa efficienza si ottiene un fascio di rette, simile a quello riportato in figura 5.13.

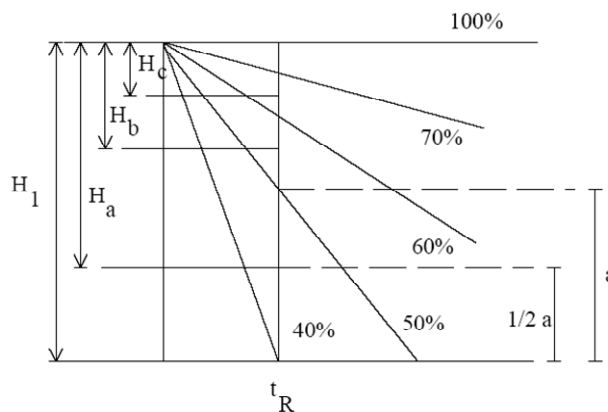


Figura 5.13 - Andamento dei risultati sperimentali (curve di efficienza).

L'andamento rettilineo è dovuto al fatto che la pendenza di ogni retta rappresenta una velocità di sedimentazione. L'efficienza di rimozione relativa a ciascuna retta

rappresenta la frazione di particelle che hanno una velocità di sedimentazione maggiore o uguale a quella ricavabile dalla pendenza della retta stessa.

L'efficienza di rimozione dei solidi può quindi essere calcolata nel seguente modo:

1. Particelle che hanno una velocità di sedimentazione $v_p \geq H_1/t_R$: fissato il valore del carico idraulico pari a $v_C = H_1/t_R$, si traccia la verticale passante per t_R e si prende in considerazione la retta passante per t_R (es. al 40%). L'efficienza di rimozione è data dalla percentuale di particelle con velocità $v_p \geq H_1/t_R$ (40% nel caso considerato);
2. Particelle che hanno una velocità di sedimentazione $v_p < H_1/t_R$ ma che si trovano ad un'altezza inferiore a h_p : queste vengono rimosse secondo il rapporto $v_p/(H_1/t_R)$. Per calcolare quest'ultima frazione si considera dapprima la retta relativa a $E=50\%$ dalla quale risulta che il 10% delle particelle ha una velocità di sedimentazione inferiore a H_1/t_R . Assumendo per questo 10% di particelle una velocità di sedimentazione uguale alla media tra le velocità relative alle rette $E=40\%$ e $E=50\%$ la frazione rimossa è allora $\left(\frac{H_A}{H_1}\right)10$

Applicando lo stesso procedimento per le altre frazioni di particelle aventi velocità di sedimentazione progressivamente inferiore è quindi possibile calcolare l'efficienza globale di rimozione come:

$$E = 40\% + \left(\frac{H_A}{H_1}\right)10 + \left(\frac{H_B}{H_1}\right)10 + \left(\frac{H_C}{H_1}\right)10 + \dots$$

L'efficienza E può essere anche calcolata dalla seguente figura 5.14:

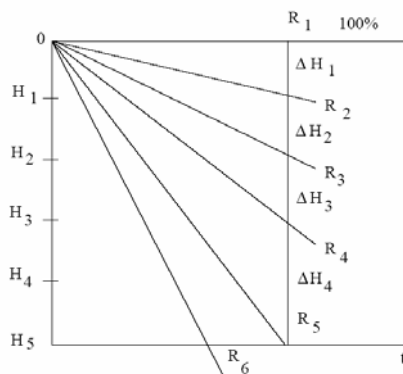


Figura 5.14 - Andamento dei risultati sperimentali (curve di efficienza).

$$E = \left(\frac{\Delta H_1}{H_5}\right)\left(\frac{R_1 + R_2}{2}\right) + \left(\frac{\Delta H_2}{H_5}\right)\left(\frac{R_2 + R_3}{2}\right) + \left(\frac{\Delta H_3}{H_5}\right)\left(\frac{R_3 + R_4}{2}\right) + \left(\frac{\Delta H_4}{H_5}\right)\left(\frac{R_4 + R_5}{2}\right)$$

Dalla teoria esposta si potrebbe dedurre che, una volta fissato il valore del carico, l'efficienza di rimozione dei solidi è indipendente dalla profondità del bacino o del tempo di residenza. In realtà affinché siano verificate le ipotesi alla base della teoria è necessario che la profondità del bacino non sia inferiore a determinate valori (2-3 m) in modo da non avere perturbazioni nel flusso che possano ostacolare la sedimentazione.

Nella progettazione dei bacini di sedimentazione, la procedura solita è quella di selezionare una particella con una velocità terminale di sedimentazione v_c e progettare la vasca in modo che tutte le particelle che hanno una $v_c^* > v_c$ sono rimosse. La velocità alla quale viene prodotta acqua pulita è quindi:

$$Q = Av_c$$

Abbiamo quindi che $v_c = \frac{Q}{A}$, ossia che il carico superficiale impiegato per la progettazione coincide con la velocità di sedimentazione. L'equazione indica anche che la capacità del flusso è indipendente dalla profondità.

5.8.3 Sedimentazione con flocculazione

Le particelle che si ritrovano sospese in soluzioni sufficientemente concentrate non si comportano come particelle non interagenti tra loro, bensì tendono ad agglomerarsi sotto forma di fiocchi. Quando questi agglomerati fioccosi non si ostacolano a vicenda durante la sedimentazione, si assiste a un incremento della massa di ciascun singolo fiocco che tende a incrementare la sua velocità limite di sedimentazione, talvolta si ha anche un aumento del loro peso specifico.

La modalità con cui questo processo di flocculazione avviene dipende da diversi fattori fra i principali il ci sono:

- il carico idraulico superficiale;
- l'altezza utile della vasca di sedimentazione;
- il campo delle velocità all'interno del volume idrico in vasca;
- la concentrazione delle particelle;
- la curva granulometrica dei solidi sedimentabili.

Si capisce che questo tipo di sedimentazione risulta essere più complesso e quindi in pratica non esistono schematizzazioni matematiche del fenomeno, per cui non è possibile ricavare l'efficienza di rimozione in funzione del carico idraulico

superficiale e del tempo di residenza. La relazione può invece essere ricavata sperimentalmente mediante prova di sedimentazione in colonna (figura 5.15).

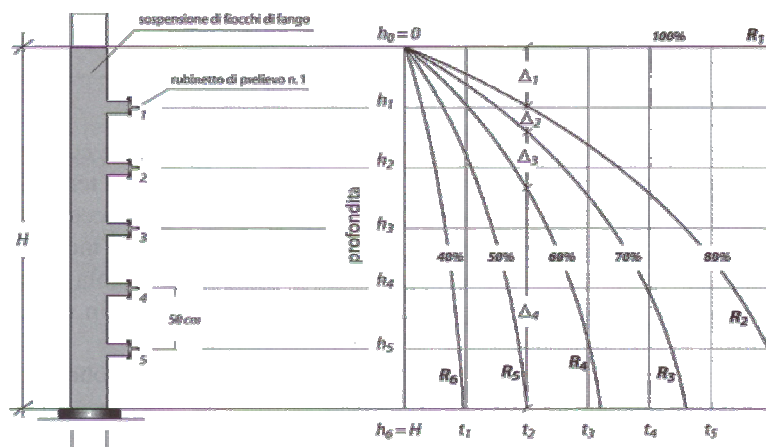


Figura 5.15 - Curve di sedimentazione nel caso di flocculazione.

Una volta ricavati i dati si può procedere come per la sedimentazione di particelle discrete, in questo caso però nel diagramma [H-t] non si ottengono rette ma curve del tipo di quelle riportate in figura dato che la velocità di sedimentazione aumenta con il tempo. La velocità ad un dato istante può essere ricavata come tangente alla curva al tempo t considerato. L'efficienza di rimozione si calcola con le equazioni già scritte per la sedimentazione di particelle discrete.

5.8.4 Sedimentazione a zona o ostacolata

In fasi liquide contenenti elevate concentrazioni di solidi sospesi sedimentabili, si presentano varie modalità di sedimentazione, da quella ostacolata a quella discreta, da quella fioccosa a quella con compressione dei fiocchi stessi. In figura 5.16 si riporta la rappresentazione schematica della modalità di sedimentazione che caratterizza una fase liquida ad elevate concentrazioni iniziali di solidi di tipo fioccoso.

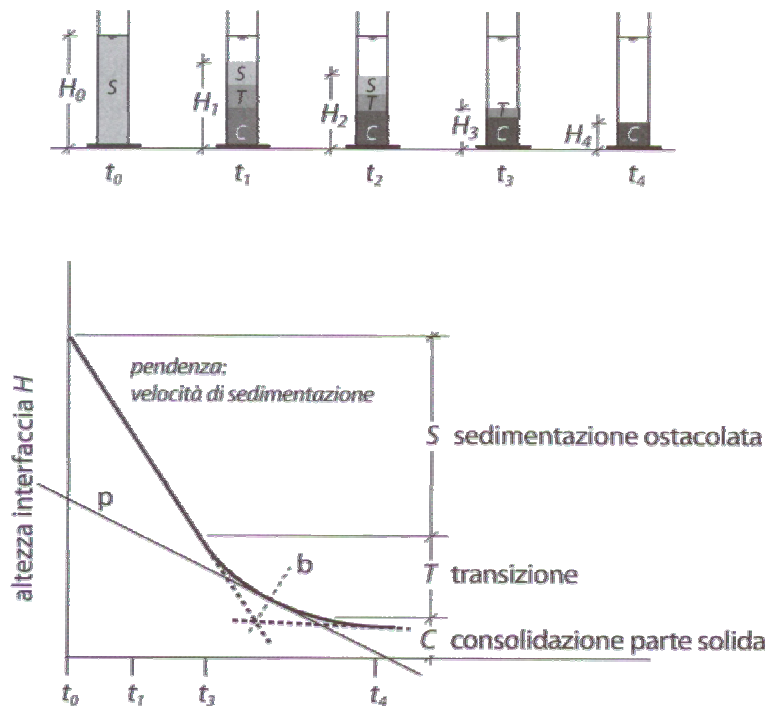


Figura 5.16 – Rappresentazione schematica della sedimentazione a zona

A causa dell'elevata concentrazione di particelle solide, il liquido tende a filtrare verso l'alto attraverso i meati delle particelle fiocose, mentre contemporaneamente la parte solida tende a compattarsi e ad ispessirsi sotto il suo stesso peso, nella parte bassa del cilindro.

Per il dimensionamento di un sedimentatore caratterizzato da una sedimentazione a zona la scelta del valore del carico idraulico superficiale da adottare ai fini del dimensionamento dovrebbe tenere in conto:

- il volume necessario alla chiarificazione (sedimentazione non ostacolata);
- il volume necessario per l'ispessimento dei solidi sedimentabili (sedimentazione ostacolata);
- la frequenza di spillamento dei solidi sedimentati e ispessiti.

In ogni caso, poiché il volume necessario per la zona di ispessimento è generalmente più esteso di quello per la chiarificazione, il criterio di chiarificazione non risulta limitante ai fini del dimensionamento (Metcalf and Eddy, 2006).

5.9 Efficienza della sedimentazione primaria

L'obiettivo di un trattamento di sedimentazione è quello di rimuovere i solidi facilmente sedimentabili e il materiale flottante, riducendo in tal modo la concentrazione di solidi sospesi nel refluo trattato. L'efficienza di rimozione di una vasca di sedimentazione ben progettata dipende soprattutto dal carico idraulico superficiale come mostra chiaramente la figura 5.17 (Peavy et al., 1985).

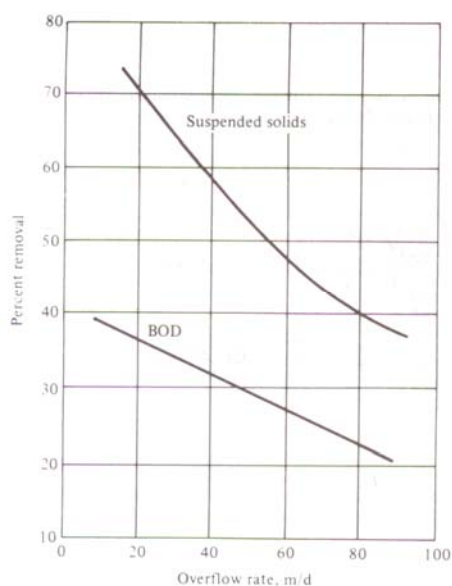


Figura 5.17 – Rimozione di solidi sospesi e BOD in funzione del carico idraulico superficiale (da Peavy et al., 1985)

Se dimensionato e gestito correttamente un comparto di sedimentazione primaria consente di conseguire un'efficienza di rimozione variabile tra il 50 e il 70% per i solidi sospesi e tra il 25 e il 40% per il BOD (Metcalf and Eddy, 2006).

L'efficienza delle vasche di sedimentazione nei confronti della rimozione del BOD e dei solidi sospesi può essere ridotta per effetto:

- 1) della presenza di zone di turbolenza causate da liquido in ingresso,
- 2) della formazione di celle di circolazione dovute al vento nel caso di vasche scoperte,
- 3) della presenza di correnti convettive dovute a gradienti di temperatura,
- 4) della formazione di correnti di densità dovute al flusso di porzioni di fluido più freddo sul fondo del bacino e di fluido più caldo sulla superficie di questo,

5) di fenomeni di stratificazione termica in climi caldi aridi (Fair and Geyer, 1954).

In figura X11 sono riportati alcuni dati relativi all'efficienza di rimozione del BOD e dei TSS all'interno di sedimentatori primari in funzione del tempo di residenza idraulica e delle rispettive concentrazioni iniziali così come calcolate da Greeley nel 1938.

Le curve riportate in figura 5.18 sono state ricavate dall'analisi del comportamento di vasche di sedimentazione funzionanti in impianti reali e la loro espressione analitica può essere descritta, come suggerito da Crites e Tchobanoglous (1998), attraverso l'equazione di un'iperbole rettangolare, rappresentata dalla seguente relazione:

$$R = \frac{t}{a + bt}$$

Dove R è l'efficienza di rimozione, t il tempo di residenza idraulica mentre a e b, sono due costanti di natura empirica. Valori tipici di a e b calcolati per il BOD a 20°C sono rispettivamente 0.018 e 0.020; parimenti valori tipici per i TSS misurati sempre a 20°C sono a=0.0075 e b=0.014.

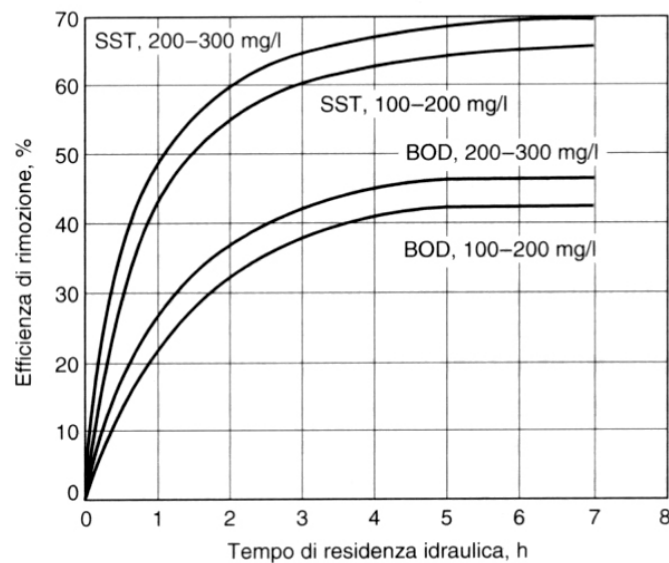


Figura 5.18 – Andamento dell'efficienza di rimozione del BOD e dei TSS in sedimentatori primari (da Greeley, 1938)

Ma un aspetto spesso trascurato ai fini della valutazione dell'efficienza di un sedimentatore è costituito dalla variazione delle caratteristiche del refluo che ha luogo nel corso del processo di sedimentazione.

Ciò è dovuto al fatto che i solidi di dimensioni maggiori, in genere più lentamente biodegradabili, sedimentano per primi, lasciando tra i solidi sospesi nell'effluente dal sedimentatore la porzione caratterizzata da un maggior contenuto di sostanza volatile. L'impiego di curve tipo quelle di figura 5.18 non tiene in conto delle variazioni delle caratteristiche del refluo che hanno luogo nella realtà. Per quanto sopra è consigliabile provvedere alla caratterizzazione del refluo influente ed effluente dal comparto di sedimentazione primaria al fine di determinarne la concentrazione e la composizione dei costituenti.

5.9.1 Cortocircuitazione e stabilità idraulica

In un bacino ideale di sedimentazione un generico volume fluido in ingresso alla vasca dovrebbe rimanere all'interno di questa per un tempo pari al tempo di residenza idraulica. Tuttavia, nella realtà il comportamento idraulico delle vasche di sedimentazione risulta di rado ideale ed è invece caratterizzato dalla presenza di cortocircuitazioni dovute all'effetto di uno o più fenomeni.

Al fine di determinare se ed eventualmente in quale misura si verificano cortocircuitazioni all'interno della vasca è opportuno effettuare prove multiple con tracciante ricavando per ognuna la curva di risposta per la vasca in esame.

Se le diverse prove forniscono curve con andamenti simili, il bacino risulta stabile per quanto attiene al suo comportamento idraulico, viceversa se dette curve risultano non riproducibili, il bacino risulta instabile dal punto di vista idraulico e dunque la valutazione della sua efficienza di rimozione non risulta rappresentativa.

L'influenza della temperatura sull'efficienza del processo di sedimentazione può risultare significativa in talune circostanze. È stato mostrato che una differenza di 1°C tra il liquido influente e quello presente in vasca è in grado di dar luogo alla formazione di correnti di densità (Crites e Tchobanoglous, 1998).

Anche l'azione del vento sulla superficie di un sedimentatore scoperto può influenzarne l'efficienza, dando luogo alla formazione di celle di circolazione, le quali riducono il volume effettivo della vasca disponibile per il processo di sedimentazione.

Infine sull'efficienza delle vasche di sedimentazione è importante fare delle considerazioni sulle tecniche di progettazione, infatti sebbene l'efficienza di rimozione dal punto di vista teorico risulta unicamente funzione della superficie orizzontale della vasca, purché la velocità si mantenga relativamente bassa per evitare

la risospensione delle particelle sedimentate, i solidi associati alle acque reflue risultano spesso estremamente eterogenei ed in particolare nel caso di acque di dilavamento. Quindi per un'adeguata efficienza di sedimentazione risulta fondamentale l'approfondimento e la conoscenza delle caratteristiche dei solidi presenti nella sospensione (v. capitolo 7).

6 CAMPAGNA SPERIMENTALE

6.1 Il bacino strumentato del Canale Liguori

Il bacino sperimentale del canale Liguori (CS) inizialmente era un torrente naturale, che sorgeva dalle pendici della zona costiera, raccoglieva tutte le acque di scolo delle zone agricole circostanti e attraversava la parte nuova della città per sfociare poi nel fiume Crati (figura 6.1).

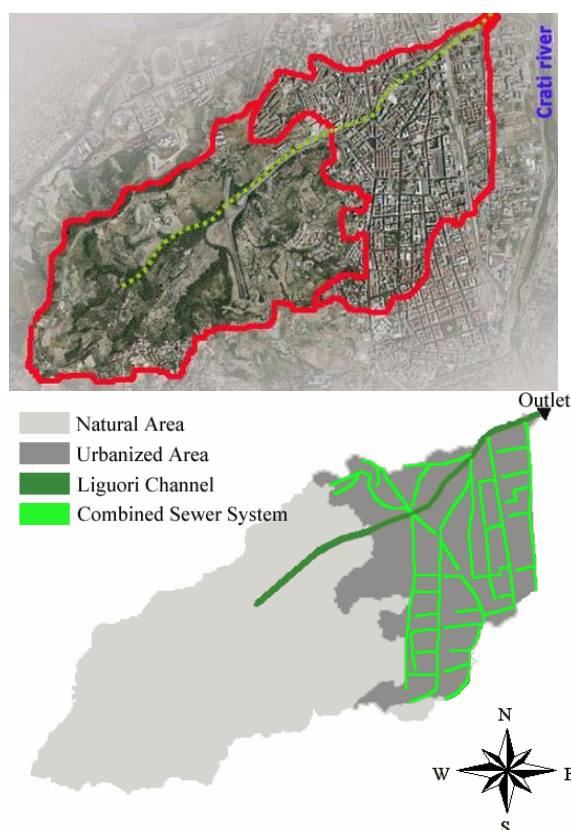


Figura 6.1 - Bacino sperimentale del canale Liguori

Il bacino, di circa 414 ha, è posto tra una quota di 431 m.s.m. e una quota di 205 m.s.m. con un dislivello complessivo di 226m. La lunghezza dell'asta principale del bacino naturale è pari a 1.6 Km con pendenza media pari a 5.3%.

Il Liguori era in origine un piccolo corso d'acqua naturale, che, a seguito di una sempre maggiore urbanizzazione, è divenuto nel suo tratto vallivo un vero e proprio collettore fognario. Dal 1965 si eseguì la canalizzazione del Liguori e la modifica del suo percorso originale da parte del genio civile del comune di Cosenza. Il corso d'acqua fu in parte coperto e il tratto all'interno della città regolarizzato con sezioni in calcestruzzo di forma policentrica ribassata (figura 6.2). Le acque di ruscellamento dal

torrente vengono raccolte all'inizio della città in un canale trapezoidale, che a quota 234 m s.l.m. confluisce, in un tubo ARMCO, in prossimità del piazzale dell'ANAS. (Calomino et al., 2000).

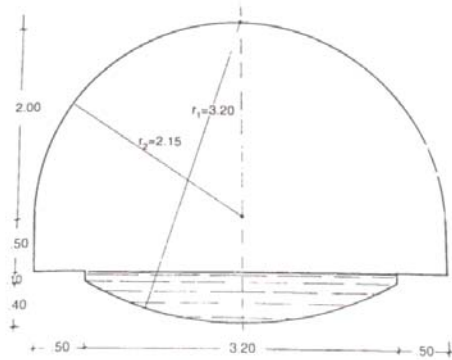


Figura 6.2 - Sezione policentrica ribassata

Nel progetto la canalizzazione doveva servire solo per la raccolta delle acque pluviali, essendo previsto in quest'area un sistema di fognature separate. In seguito alla crescente urbanizzazione e a causa di interventi di manutenzione poco accorti avvenuti negli anni a seguire, e dei numerosi allacci di fognatura nera, oggi funziona come un collettore di fognatura mista a servizio di un'area ad alta densità di popolazione.

Immediatamente a monte della confluenza nel Crati, un collettore intercetta le acque nere e le dirotta all'impianto di depurazione consortile Cosenza – Rende; in occasione di particolari eventi di pioggia un'aliquota delle acque miste, spesso molto significativa, è sversata direttamente nel Fiume Crati tramite un manufatto di sfioro (figura 6.3). La legge con la quale avviene lo sfioro è stata studiata su un modello della parte finale del canale Liguori ricostruito in similitudine di Froude nel Laboratorio Grandi Modelli Idraulici del Dipartimento di Difesa del Suolo dell'Università della Calabria (Calomino et al, 2003b).



Figura 6.3 - Dispositivo di sfioro nel Fiume Crati

Le caratteristiche fisiche dei sottobacini afferenti ai tronchi della rete di drenaggio sono stati ricavati dall'uso dei GIS (figura 6.4). Per la parte urbanizzata sono stati creati dei coverages relativi ai seguenti elementi (Piro e Sole, 2001):

- Edifici
- Strade e aree impermeabili
- Quote del terreno
- Rete fognaria
- Sottobacini

L'elaborazione delle informazioni disponibili ha fornito informazioni importanti relativamente alle coordinate dei nodi della rete e alle superfici della rete afferenti ad ogni nodo.

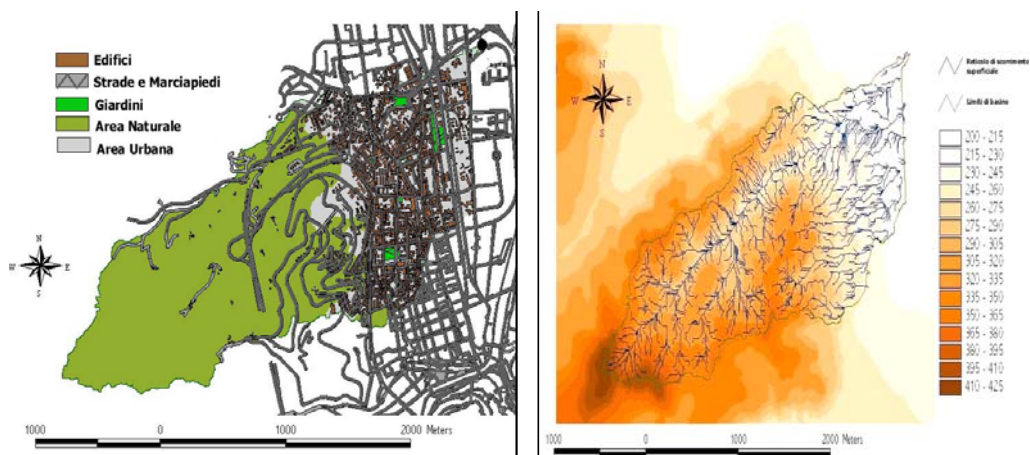


Figura 6.4 - Uso del suolo e altimetria del bacino Liguori

Lo studio ha evidenziato che l'area scolante è per il 10,2% costituita da edifici, per lo 0,8% da giardini, per il 37,6% da marciapiedi e superfici asfaltate e per il 51,4% da superfici naturali (figura 6.5).

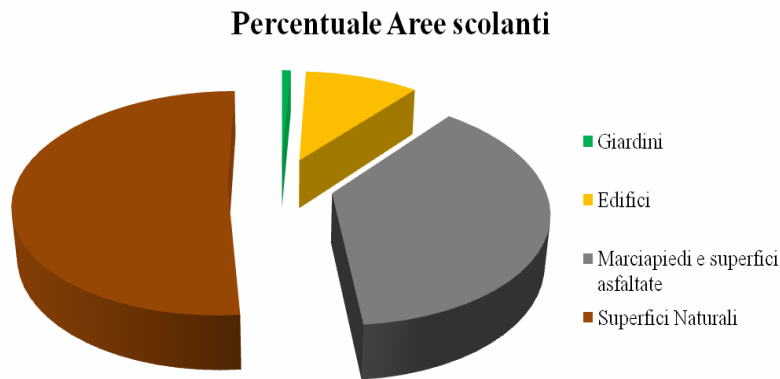


Figura 6.5 - Rappresentazione delle superfici del bacino del canale Liguori

In particolare nella parte urbanizzata, figura 6.1, 42 ha sono occupati da edifici, 3 ha da aree verdi, 156 ha da strade e superfici pavimentate.

La copertura dei fabbricati è di tipologia diversa anche se in prevalenza è costituita da tegole. Le strade e le superfici pavimentate sono realizzate in conglomerato bituminoso. Le caditoie presenti ai lati delle strade sono di tre tipi: a bocchetta per marciapiede, a griglia e griglia per marciapiede.

Le condizioni di intasamento delle caditoie ne impediscono spesso il corretto funzionamento pertanto, in questi casi, il deflusso avviene sulla superficie stradale (figura 6.6). I pluviali degli edifici vengono convogliati direttamente nella rete fognaria. Le sezioni della rete risultano essere di forma policentrica realizzate in cemento.



Figura 6.6 - Deflusso selvaggio sulla superficie stradale

6.2 Le osservazioni pluviometriche e idrometriche

I liquami di fogna, come noto, sono caratterizzati dalla presenza di materiale solido trasportato in sospensione e per trascinamento sul fondo; tali sostanze tendono a sedimentare e ad aderire alle pareti modificando le sezioni idriche.

Nelle installazioni di apparecchiature fisse sono, pertanto, da preferire strumenti di misura non immersi, che non provochino riduzione di passaggio e che non creino variazioni di velocità. Con attenzione a questa semplice ma basilare regolare sono stati installate le strumentazioni di monitoraggio sul canale Liguori.

Nello specifico il sistema di acquisizione dati installato sul canale Liguori è costituito, per quanto riguarda i valori di precipitazione, da un pluviografo a vaschetta basculante MTX mod. PPI 030, mentre per quanto concerne le osservazioni idrometriche, da un sensore di livello ad ultrasuoni MTX mod. SMART 522. La stazione è dotata, inoltre, di un acquisitore-elaboratore a cinque ingressi LASTEM BABUC – ABC che effettua l'acquisizione, la memorizzazione, l'elaborazione, l'analisi e la trasmissione di grandezze meteo-climatiche e ambientali.

La gestione della centralina è affidata al pacchetto GAP V.4.01 che è un insieme di programmi (denominati anche moduli) su PC per la completa gestione di tutte le funzionalità degli strumenti della linea Babuc ABC (figura 6.7). Tutti i dati registrati dalla centralina vengono memorizzati su una batteria tampone.



Figura 6.7 - Immagine del pannello frontale dell'acquisitore BABUC ABC

Le centraline BabucABC sono strumenti utilizzati per l'acquisizione di grandezze meteo-climatiche ed ambientali. Essi realizzano tutte le esigenze di acquisizione, trasmissione ed archiviazione dati. - Ingressi universali: connessione a sensori LSI-LASTEM (inclusi i sensori "cord-less") e alla maggior parte dei tipi di sensori esistenti in commercio.

6.2.1.1 Misure di precipitazione

Il pluviografo installato nei pressi della centralina è di fondamentale importanza per la ricezione delle osservazioni pluviometriche.

Secondo le raccomandazioni della WMO (WMO, 1983), un pluviografo registratore è costituito da un collettore di precipitazione sovrapposto a un imbuto, il quale adduce l'acqua piovana a un sistema di misura della precipitazione.

E' bene comunque tener presente che:

- il bordo del collettore deve essere affilato e le sue pareti devono essere verticali;
- l'area della sua superficie orizzontale deve essere nota;
- la forma del collettore deve essere tale da impedire lo “splashing” sia verso l'esterno sia dall'esterno verso l'interno;
- bisogna minimizzare le perdite per evaporazione.

L'informazione fornita dai pluviometri con registrazione digitale (pluviografi) è generalmente costituita dall'istante del ribaltamento della bilancia.

É normale che comunque non si ha alcuna informazione su come la pioggia si distribuisce tra due ribaltamenti del bilanciere, che per i pluviometri ordinari corrisponde a un'altezza di 0,2 mm.

Il pluviometro installato in sito è un modello “Rain gauge C100A” del tipo a bilancia. Lo strumento è in alluminio anodizzato con doppio contatto magnetico (figura 6.9) e permette una misura puntuale di precipitazione nell'area urbana di interesse.

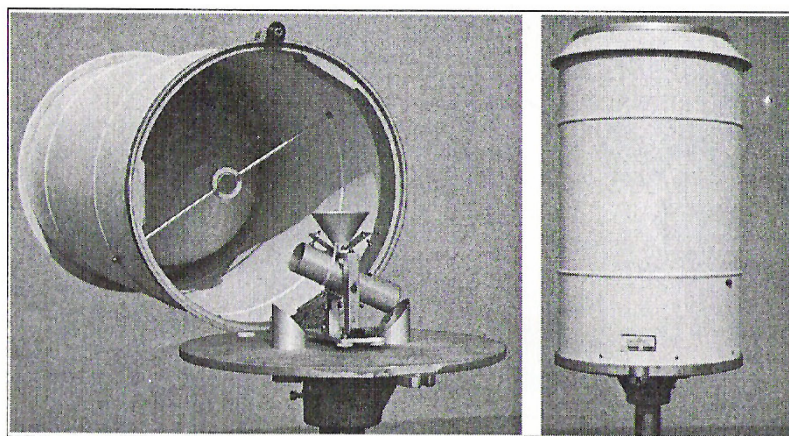


Figura 6.8 - Pluviografo a vaschetta basculante

Prima dell'installazione in situ la taratura del pluviografo è stata verificata attraverso un dispositivo realizzato in laboratorio simulando piogge di intensità crescente fino a 120 mm/ora. Le prove sono state effettuate variando la portata della pompa attraverso il rubinetto, una volta stabilizzata la portata in uscita dalla pompa si spostava il tubo in corrispondenza dell'imbuto raccoglitore del pluviografo e si effettuavano le misure contando il numero di scatti della vaschetta basculante. Trascorso il tempo stabilito

per la misura si deviava il tubo d'uscita della pompa allo scarico e si misurava il volume presente nel raccoglitore. Per ottenere risultati più precisi le prove sono state ripetute più volte e si è potuto osservare che la diversa durata delle prove non influisce sul risultato (Calomino et al, 2000).

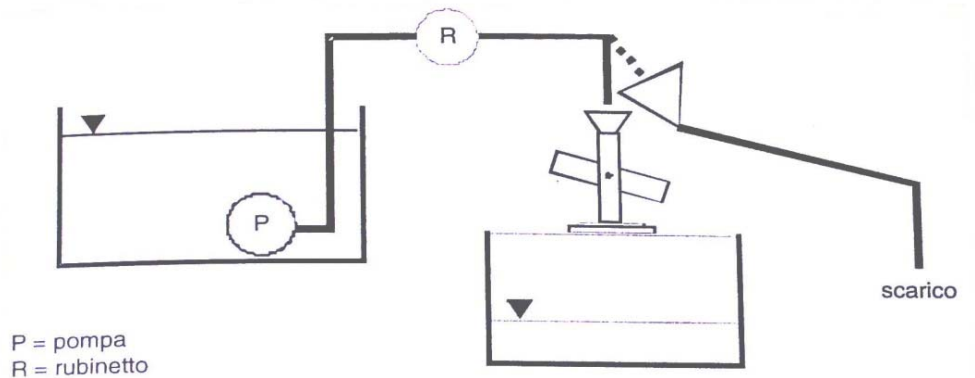


Figura 6.9 - Sistema di taratura del pluviografo

6.2.1.2 Misure idrometriche

Per il monitoraggio delle portate di deflusso si è fatto riferimento al metodo delle scale di deflusso, cioè si è provveduto alla definizione della relazione fra altezza del tirante idrico e portata in una assegnata sezione del collettore.

In queste condizioni si può installare un opportuno misuratore di livello dal quale si ricava poi univocamente la portata.

Il sensore utilizzato e installato sul canale Liguori è del tipo ad ultrasuoni posto all'esterno della sezione occupabile dell'acqua. Il principio di funzionamento di questo misuratore di livello si basa sull'invio segnali (impulsi a ultrasuoni) che, con la loro riflessione sulla superficie libera, consentono di individuare la distanza tra l'apparecchio stesso e il pelo libero e, quindi, di risalire al livello dell'acqua nel collettore. La distanza del pelo libero dall'apparecchio, perciò, viene misurata in base al tempo di percorrenza del segnale.

La soluzione del percorso dell'onda sonora in aria è in genere preferita perché evita il contatto con il fluido e non risente dell'influenza della densità e della viscosità di quest'ultimo. Esistono in ogni caso problemi di falsi echi per bassi tiranti e inoltre le onde superficiali e le schiume possono alterare il segnale.

Ulteriori informazioni sugli strumenti di misura reperibili in letteratura (AA.VV., 2001)

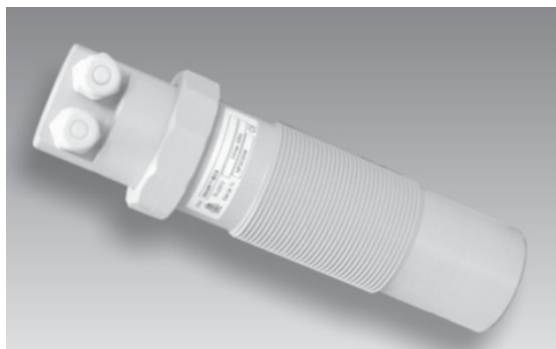


Figura 6.10 - Sensore di livello ad ultrasuoni installato sul canale Liguori

6.2.1.3 Osservazioni sperimentali

Il data-base delle registrazioni di pioggia e portata (Piro, 2007), relativamente a portate al colmo maggiori di $1 \text{ m}^3/\text{s}$, ha permesso di considerare 94 osservazioni di deflussi che hanno dato luogo a sfiori (figura 6.5). L'entità degli sfiori è variabile tra $0,2$ e $3 \text{ m}^3/\text{s}$, con una frequenza che non è determinabile statisticamente, giacché è legata a fattori meteorologici e climatici di difficile determinazione e previsione. Nel complesso l'afflusso meteorico totale osservato è stato di 1557 mm e il deflusso complessivo, valutato per unità di superficie urbanizzata del bacino, è pari a 2082 mm ; tenuto conto di un deflusso di base che, valutato sulla stessa area, corrisponde a 958 mm , si ottengono 1124 mm di deflusso meteorico.

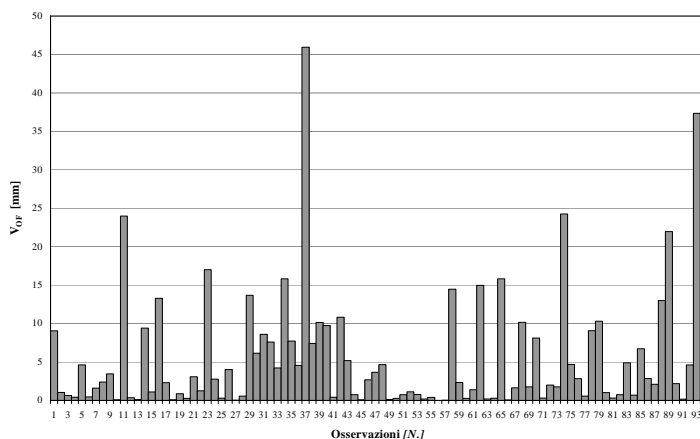


Figura 6.11 - Volumi sfiorati per ettaro di superficie impermeabile (da Calomino et al, 2005b)

La successiva tabella 6.1 riporta le principali caratteristiche dei casi osservati. Si può notare che i volumi sfiorati frequentemente superano i 5 mm , arrivando a punte di $35 - 50 \text{ mm}$.

Numero di osservazioni	n	94
Volume meteorico affluito	mm	1557
Volume totale defluito	mm	2082
Volume di base defluito	mm	958
Volume meteorico defluito	mm	1124
Portata massima di sfioro	l/s*ha	86.2
Portata minima di sfioro	l/s*ha	0.69
Durata minima di sfioro	min	1
Durata massima di sfioro	min	1455
Volume totale di sfioro	mm	505
Volume massimo di sfioro	mm	45.9

Tabella 6.1 - Caratteristiche quantitative degli sfiori di acque miste del bacino del Liguori (da Calomino et al., 2005b)

6.3 Analisi dei parametri e indicatori di qualità

Molti sistemi di trattamento delle acque sono dotati di attrezzature avanzate e le procedure impiegate sono spesso altamente specializzate. L'insieme degli strumenti per il campionamento delle acque di scarico, per il monitoraggio e per il controllo, sono simili a quelli usati nelle altre analisi di processi chimici, per quanto ovviamente gli obiettivi da perseguire risultino ben diversi.

Fino al 1940 le acque di fogna erano per la maggior parte generate dagli scarichi domestici. Da un punto di vista strettamente chimico l'acqua di fogna di origine domestica può essere considerata una soluzione acquosa debolmente alcalina, estremamente diluita, di sostanze organiche ed inorganiche diverse, contenenti altresì sostanze solide sospese di grandi e piccole dimensioni. Dopo il 1940 tuttavia il settore industriale ebbe una rapida crescita e con lui crebbe anche la percentuale di sostanze, dovute appunto all'evoluzione del processo industriale, che ogni anno si aggiungevano nei canali pubblici. Molte di queste componenti si trovano oggi nella maggior parte dei sistemi fognari occidentali; basti pensare ai metalli pesanti dovuti agli scarichi delle autovetture o ai gas generati dalle industrie che si depositano sul manto stradale e che vengono poi immessi nel sistema fognario durante gli eventi di pioggia.

Le numerose componenti generate dai vari processi industriali, sono difficoltose e soprattutto molto costose ai fini di una riqualificazione fatta con un convenzionale processo di trattamento delle acque reflue.

Una buona conoscenza della natura di un'acqua reflua è essenziale nelle operazioni di campionamento, analisi, trattamento e riuso della stessa per poterne incrementare le informazioni qualitative.

Un'acqua reflua può essere caratterizzata in termini di composizioni fisiche, chimiche e biologiche.

La più importante caratteristica fisica di un'acqua reflua è la sua composizione totale solida, la quale è composta da materia flottabile, materiale sedimentabile, materiale colloidale e materiale solubile. Altre importanti caratteristiche fisiche includono la distribuzione dimensionale delle particelle, la torbidità, il colore, la trasmittanza, la temperatura, la conduttività, la densità, il peso dell'unità di volume e il peso specifico. In seguito saranno discusse nel dettaglio alcune di queste importanti caratteristiche fisiche oggetto di analisi di laboratorio.

6.3.1 Costituenti non metallici inorganici

I costituenti chimici di un'acqua di fogna sono tipicamente classificati in organici ed inorganici. Questi ultimi includono i nutrienti, i costituenti non metallici, i metalli e i gas.

Le risorse inorganiche non metalliche e metalliche presenti in un'acqua di fogna, deriva:

- dalla concentrazione di fondo presente nelle acque di scarico delle civili abitazioni dovute proprio alle attività domestiche svolte nelle abitazioni stesse;
- dalle acque ad alto contenuto salino provenienti da pozzi privati ed agli scarichi industriali.

Sia le acque destinate all'uso domestico, sia le acque provenienti da siti industriali, contribuiscono in modo significativo all'incremento di contenuti minerali in un canale urbano.

Occasionalmente l'acqua aggiunta da falde e da pozzi privati, è utile per diluire la concentrazione di minerali presenti nell'acqua fognaria.

Da questa analisi preliminare risulta che la presenza di componenti inorganici in un'acqua reflua, può alterare ed influenzare la stessa al fine di uno specifico riutilizzo. Risulta perciò indispensabile analizzare i parametri inorganici più importanti quali ad esempio il pH, i cloruri, l'alcalinità, l'azoto, il fosforo,

La **concentrazione di ioni idrogeno (pH)** è un'importante parametro di qualità sia riguardo un'acqua naturale, sia riguardo un'acqua reflua. Il termine “concentrazione di ioni idrogeno”, è comunemente noto col nome di pH che è definito come il logaritmo negativo di tale concentrazione

$$\text{pH} = -\log_{10} [\text{H}^+]$$

Per la misura del pH viene di solito impiegato uno strumento detto pHmetro ma anche delle particolari cartine e soluzioni di indicatori, in grado di cambiare colore in corrispondenza di definiti valori di pH. Con quest'ultima metodologia, il valore del pH del campione viene misurato mediante la comparazione tra la tonalità di colore assunto dalla soluzione con una scala di tonalità di riferimento.

I **cloruri** rappresentano un parametro di importante rilevanza nella caratterizzazione qualitativa di un'acqua di fogna in quanto essi possono condizionare le possibilità di riutilizzo della stessa. La presenza dei cloruri nelle acque naturali è causata dal lisciviare di suoli o di rocce contenenti gli stessi con i quali l'acqua entra in contatto ed inoltre dalla presenza di fenomeni di intrusione salina tipici delle zone costiere. In aggiunta, anche gli scarichi di acque agricole, industriali e domestiche forniscono un ulteriore apporto di cloruri alle acque superficiali.

Infine l'infiltrazione nei canali fognari di acque sotterranee, può incrementare nel refluo la presenza di cloruri, nonché di solfati.

La presenza di **alcalinità** in un refluo è dovuta alla presenza in esso di idrossidi $[\text{OH}^-]$, carbonati $[\text{CO}_3^{2-}]$ e bicarbonati $[\text{HCO}_3^-]$ di elementi come il calcio, il magnesio, il sodio, il potassio e l'ammoniaca. Di questi i più comuni in un refluo sono il bicarbonato di magnesio ed il calcio ma anche composti quali i borati, i silicati e i fosfati, unitamente ad altre specie simili, possono contribuire all'alcalinità di un'acqua. Il fenomeno dell'alcalinità aiuta le a sviluppare un'azione tampone nei confronti di eventuali apporti di acidi e quindi ad eventuali cambiamenti di pH. Di norma le acque reflue sono alcaline e questa alcalinità è dovuta al contributo delle acque immagazzinate, delle acque sotterranee, e dei composti normalmente utilizzati nelle attività domestiche.

La determinazione dell'alcalinità, alk, viene condotta mediante titolazione di una soluzione acida di riferimento; i risultati della titolazione vengono espressi in mg $\text{CaCO}_3/\text{litro}$.

L'**azoto** rappresenta un fattore di fondamentale importanza per lo sviluppo e la crescita di microrganismi e di specie vegetali e animali; per questo motivo è comunemente definito come nutriente.

Esso è principalmente contenuto nei composti azotati di origine animale e vegetale, nel nitrato di sodio ovvero dall'azoto atmosferico. Si può comunque osservare che la fissazione dell'azoto rappresenta un processo di natura biologica e che i depositi naturali di NaNO_3 possono essere considerati relativamente modesti. Per questo motivo si evince che le sorgenti di origine biologica forniscono il contributo più rilevante alla presenza di azoto nel suolo e nelle acque.

La presenza dell'azoto nelle acque è manifestata principalmente dall' ammoniaca libera o ione ammonio, azoto gassoso, nitrito o nitrato. L'azoto totale comprende l'azoto organico, l'azoto ammoniacale, i nitriti e i nitrati.

La forma in cui questo elemento risulta presente nelle acque, ha assunto un fondamentale rilievo in merito al sempre più diffuso utilizzo di esso nei processi biologici per la depurazione delle acque.

Il **fosforo** come l'azoto è essenziale per la crescita di alghe e altri organismi biologici. In soluzione acquosa, il fosforo è generalmente presente come ortofosfato, polifosfato e fosfato organico. La riduzione dei quantitativi di fosforo che vengono immessi nei corpi idrici dagli scarichi di reflui industriali e domestici, ovvero dalle acque di ruscellamento superficiale, consente di controllare i fenomeni di abnorme crescita algale che possono condurre a condizioni di eutrofizzazione. I reflui civili possono contenere da 4 a 16 mg/l di fosforo.

La presenza o l'assenza di **ossigeno disciolto** determina le condizioni aerobiche e anaerobiche dell'attività biologica in seno alla corrente; la concentrazione dell'ossigeno disciolto condiziona, inoltre, la vita delle specie superiori (pesci crostacei) nei corpi idrici ricettori.

È definito "deficit di ossigeno" la differenza tra la concentrazione di saturazione dell'ossigeno e l'ossigeno effettivamente disciolto.

La concentrazione di saturazione dell'ossigeno dipende dalla temperatura T e dalla quota sul livello del mare.

6.3.1.1 Costituenti metallici

Tracce quantitative di molti metalli quali il cadmio (Cd), il cromo (Cr), il bronzo (Cu), il ferro (Fe), il piombo (Pb), il manganese (Mn), il mercurio (Hg), il nichel (Ni) e lo zinco (Zn), sono importanti costituenti di molte acque.

Molti di questi metalli sono inoltre classificati come inquinanti prioritari ma anche molti di essi sono necessari per la crescita dell'attività biologica e l'assenza di grandi quantitativi di essi può limitare per esempio la crescita delle alghe.

D'altro canto, è bene dire però che la presenza di eccessivi quantitativi di questi metalli interferisce con molti degli usi benefici di un'acqua a causa della loro elevata tossicità.

Tutti gli organismi viventi richiedono una ben determinata quantità degli elementi metallici sopra citati per supportare la loro crescita. Gli stessi però possono tuttavia dare origine a fenomeni di tossicità laddove risultino presenti in quantità superiori a certi limiti.

Le principali fonti di metalli pesanti nelle acque reflue includono gli scarichi domestici, le infiltrazioni di acque superficiali e profonde e gli scarichi industriali e commerciali. A titolo di esempio, si può ricordare che il cadmio, i cromati, il mercurio e il piombo sono di frequente presenti nei reflui di origine industriale, quali in particolare quelli generati dalla placcatura dei metalli.

I metodi per determinare la concentrazione di queste sostanze sono complessi.

I metalli sono determinati dall'assorbimento atomico di fiamma, dall'assorbimento atomico elettrotermico. Ci sono inoltre delle varie classi che definiscono i metalli come: disciolti, sospesi, totali e acidi estraibili.

6.3.1.2 Costituenti organici

I componenti organici sono normalmente costituiti dalla combinazione di atomi di carbonio, idrogeno, ossigeno e, in alcuni casi, anche azoto. Nelle acque reflue il materiale organico consiste di proteine (dal 40% al 60%), carboidrati (dal 25% al 50%) e da oli e grassi (dall'8% al 12%). Le acque reflue definite come "fresche", ovvero quelle rimaste all'interno del sistema di fognatura per un tempo relativamente breve, sono inoltre caratterizzate dalla presenza di urea, un componente organico che è contenuto principalmente nelle urine. Dal momento che la decomposizione dell'urea avviene rapidamente, tale composto non si ritrova se non nei reflui freschi. Oltre a

questi componenti, nelle acque reflue sono generalmente presenti un numero molto ampio di composti organici di sintesi, caratterizzati da molecole di complessità estremamente variabile. Nel corso degli anni sono state messe a punto diverse metodiche analitiche per la determinazione del contenuto di sostanza organica delle acque reflue. In generale, si può effettuare una distinzione tra le analisi che possono essere utilizzate per la misura della concentrazione complessiva di tutte le specie di natura organica che possiedono le medesime caratteristiche e che non possono essere determinate singolarmente, e le analisi che permettono di quantificare i singoli composti organici.

Perciò le analisi possono essere suddivise in quelle con l'attitudine di misurare le grosse porzioni di materiale organico presenti in concentrazione superiore a 1 mg/l e le analisi che permettono di misurare la sostanza organica in tracce, ovvero presente in concentrazione variabile nell'intervallo di valori compreso tra 10-12 e 100 mg/l.

Le sostanze organiche si dividono in biodegradabili e bioresistenti, a seconda che vengano o meno demolite da microrganismi.

I metodi attualmente utilizzati per la determinazione della sostanza organica presente nelle acque reflue in concentrazione superiore a 1 mg/l prevedono la misura della richiesta biochimica di ossigeno (Biochemical Oxygen Demand, BOD), della richiesta chimica di ossigeno (Chemical Oxygen Demand, COD), nonché del carbonio organico totale (Total Organic Carbon, TOC). Oltre a tali determinazioni di tipo empirico, è possibile calcolare la richiesta teorica di ossigeno (Theoretical Oxygen Demand, ThOD) sulla base della formula chimica della sostanza organica.

La domanda biochimica d'ossigeno (BOD), misura l'ossigeno necessario per l'ossidazione biologica della sostanza organica. Il completo svolgimento del BOD, il BOD totale appunto, richiede un tempo molto lungo, dell'ordine di 20 giorni circa, per cui è uso arrestare la misura di esso al quinto giorno ottenendo così il BOD₅. Poiché i cinque giorni richiesti dalla misura del BOD₅, costituiscono comunque un tempo piuttosto lungo, spesso si ricorre alla misura della domanda chimica di ossigeno, il COD, eseguita ossidando a caldo il liquame con un ossidante chimico, il bicromato di potassio, in ambiente fortemente acido. Tale misura richiede solo tre ore ma ha l'inconveniente di ossidare non solo la sostanza organica biodegradabile ma anche

quella bioresistente. Questo è il motivo per cui i valori del COD sono generalmente più elevati di quelli del BOD.

La misura del TOC, invece, è usata per determinare analiticamente il carbonio organico totale di un campione acquoso. Le metodologie usate per effettuare questa misura impiegano calore e ossigeno, radiazioni ultraviolette, ossidanti chimici o combinazione di questi per convertire il carbonio organico a biossido di carbonio, il quale viene successivamente determinato mediante un analizzatore a infrarossi o con altri metodi. L'applicazione della prova del TOC presenta il vantaggio di una durata piuttosto breve, dell'ordine dei 5-10 minuti.

Il TOC di un'acqua di rifiuto, può essere utilizzato come parametro indicatore del carico inquinante dell'acqua stessa.

Per quanto riguarda la richiesta teorica di ossigeno (ThOD) essa è applicabile quando la sostanza organica di origine animale o vegetale presente nelle acque reflue è generalmente costituita da carbonio, idrogeno, ossigeno e azoto. I composti chimici di tali elementi normalmente presenti nelle acque reflue sono rappresentati da carboidrati, proteine, oli e grassi, nonché dai prodotti della loro degradazione. È opportuno comunque utilizzare una formula chimica per ottenere il risultato di questa misura.

Tra le metodologie usate negli anni passati, è possibile trovare quelle per la determinazione dell'azoto totale, organico e ammoniacale e dell'ossigeno consumato. Tali misure, ad eccezione di quelle relative all'ossigeno consumato, sono ancora oggi utilizzate e forniscono una completa e precisa caratterizzazione delle acque.

Per la determinazione della sostanza organica in tracce (concentrazione compresa tra 10^{-12} e 10^{-3} mg/l) possono essere utilizzati metodi analitici quali la gas cromatografia e la spettrometria di massa.

6.3.2 Tecniche di prelievo e analisi di laboratorio

Il campionamento rappresenta il primo passo del processo analitico che porterà all'analisi delle acque reflue ed ai risultati connessi alle stesse analisi, la cui qualità è strettamente correlata a quella del campione prelevato. Per questo motivo, questa fase è estremamente complessa e delicata ed è di fondamentale importanza in quanto influenza i risultati di tutte le operazioni successive.

Il campionamento può definirsi come l'operazione di prelevamento della parte di una sostanza di dimensione, tale che, la misura del campione prelevato rappresenti, entro un limite definito e accettabile, le proprietà della sostanza nel suo insieme. In altre parole, il fine ultimo del campionamento ambientale è sempre quello di consentire la raccolta di porzioni rappresentative della matrice che si vuole sottoporre ad analisi.

La predisposizione delle campagne di campionamento delle acque reflue risulta finalizzata all'acquisizione delle seguenti informazioni:

- dati operativi sull'efficienza complessiva dell'impianto di trattamento delle acque reflue,
- dati relativi all'efficienza di una singola unità di trattamento o di un singolo processo di depurazione,
- dati per la valutazione di eventuali modifiche gestionali o di processo,
- dati richiesti per attestare la rispondenza rispetto ai limiti normativi.

Affinché i dati raccolti in una campagna di campionamento possano essere ritenuti congruenti con gli obiettivi della campagna stessa, essi dovranno essere:

- rappresentativi, ovvero dovranno rappresentare in modo adeguato le caratteristiche generali del refluo o del comparto idrico oggetto del campionamento;
- riproducibili, nel senso che l'applicazione delle medesime procedure di campionamento e analisi da parte di altri soggetti deve condurre all'ottenimento degli stessi risultati;
- certificabili, attraverso la predisposizione e la conservazione di una opportuna documentazione che certifichi le procedure di campionamento, e dalla quale risulti che i dati sperimentali ottenuti possiedono un determinato grado di precisione ed accuratezza;
- utili, nel senso che i dati raccolti devono effettivamente permettere il raggiungimento degli obiettivi specifici della campagna di monitoraggio

Affinché si possano utilizzare i dati ottenuti dall'analisi dei campioni di acque ai fini della gestione ovvero dell'implementazione di interventi di miglioramento degli impianti di trattamento, devono essere adottate, durante il campionamento, procedure che permettano l'effettivo prelievo di campioni rappresentativi.

Non esistono procedure universalmente applicabili, è necessario scegliere la procedura di campionamento in relazione alla situazione specifica. In particolare, si deve

ricorrere a procedure di campionamento sviluppate ad hoc in tutti quei casi per i quali le caratteristiche del refluo risultano particolarmente variabili.

Prima di effettuare una campagna di campionamento, è opportuno predisporre un protocollo dettagliato delle attività nonché un piano della qualità (Quality Assurance Project Plan, QAPP), noto come QA/QC (Quality Assurance, Quality Control).

Nel piano della qualità devono essere specificati almeno i seguenti punti

- Piano di campionamento. Numero dei punti di campionamento, numero e tipo dei campioni, intervalli di tempo ai quali si è effettuato il campionamento.
- Caratteristiche e dimensioni del campione. Campione istantaneo, campione medio, campione medio composito, campione medio continuo. Campioni per analisi specifiche (per esempio determinazione di metalli). Dimensione richiesta per il campione (volume).
- Etichettatura e conservazione del campione. Modalità di etichettatura e di sigillatura, registro delle annotazioni di campo, registrazione della sequenza di conservazione, moduli di richiesta delle analisi, consegna del campione al laboratorio di analisi, accettazione e catalogazione dei campioni, programmazione temporale delle analisi.
- Metodi di campionamento. Tecniche ed apparecchiature adottate (manuale, automatica, etc.)
- Conservazione del campione. Tipologia di contenitore (plastica o vetro), metodo di conservazione, periodo massimo di conservazione.
- Costituenti del campione. Lista dei parametri da determinare.
- Metodi analitici. Lista di procedure analitiche su campo e di laboratorio che devono essere applicate e limiti di rilevabilità di ogni singola procedura.

Gli studi disponibili mettono in evidenza che l'incertezza associata al campionamento può contribuire anche per il 30-50% all'incertezza associata al risultato analitico finale ed è di gran lunga più elevata rispetto all'incertezza associata alla fase analitica stessa (circa il 5%). Numerose fonti di incertezza possono influire sui risultati di analisi ambientali.

E importante tenere presente che nell'ambiente acquatico in generale i contaminanti tendono a distribuirsi tra la componente liquida e la componente solida sospesa (materiale in sospensione). Per convenzione, il materiale in sospensione è definito

come il materiale solido che è trattenuto da filtri con porosità di 0,45 µm, mentre il materiale disciolto è quello che passa attraverso la membrana filtrante. La distribuzione tra la fase liquida e la fase solida sospesa è fortemente dipendente:

- dal tipo di contaminante;
- dalle caratteristiche chimico-fisiche delle acque e dalle proprietà superficiali del particolato;
- dalle caratteristiche idrologiche delle acque in esame;
- dal tempo intercorso tra l'immissione del contaminante nelle acque ed il campionamento e/o la determinazione del contaminante stesso.

Un ulteriore fattore che può condizionare la qualità di una misura di un campione ambientale, è rappresentato dal fenomeno di “cross-contamination”. Con tale termine si intende il potenziale trasferimento di parte del materiale prelevato da un punto di campionamento ad un altro, nel caso in cui non venga accuratamente pulita l'apparecchiatura di campionamento tra un prelievo ed il successivo. È fondamentale pertanto introdurre nell'ambito del processo di campionamento una accurata procedura di decontaminazione delle apparecchiature.

I contenitori utilizzati per la raccolta e il trasporto dei campioni non devono alterare il valore di quei parametri di cui deve essere effettuata la determinazione, in particolare:

- non devono cedere o adsorbire sostanze, alterando la composizione del campione;
- devono essere resistenti ai vari costituenti presenti nel campione;
- devono garantire la perfetta tenuta, anche per i gas disciolti e per i composti volatili, ove questi siano oggetto di determinazioni analitiche.

I materiali più usati per i contenitori sono generalmente il vetro, la plastica ed altri materiali. Riguardo al vetro, che rimane il materiale da preferire, esistono in commercio diverse qualità che si differenziano per la composizione e per la resistenza agli agenti fisici e chimici. Tra questi i più indicati sono il vetro Pyrex (boro-silicato) e il Vycor (ad alto contenuto di silicio) che è di qualità migliore ma ha costi più elevati (Sansone et al. 1998).

Nel caso in cui non sia richiesta una particolare impermeabilità ai gas o nel caso in cui non vi siano interferenze dovute agli additivi organici (per esempio, plastificanti), si può ricorrere all'uso di materiale plastico che presenta il vantaggio di essere leggero, resistente all'urto ed economico. In questi casi, il polietilene presenta il vantaggio di

essere più resistente agli agenti chimici ed alle variazioni termiche e presenta inoltre una buona resistenza all'urto.

Sono anche segnalati contenitori costituiti da altro materiale polimerico come il policarbonato (soprattutto per campioni contenenti metalli), il teflon, il cloruro di polivinile e il polimetilpentene (TPX).

Il polietilene e il TPX sono, tra i materiali plastici impiegati, quelli che mediamente cedono meno impurezze e pertanto sono consigliabili quando è necessario determinare concentrazioni dell'ordine di 10^{-9} parti (m/m o m/v).

Particolare cura dovrà essere prestata nella scelta del metodo di campionamento al fine di eliminare o ridurre al minimo qualsiasi fonte di contaminazione da parte delle apparecchiature di campionamento. La contaminazione del campione da parte delle apparecchiature di campionamento può rappresentare una rilevante fonte di incertezza da associare al risultato analitico. Deve essere quindi valutata la capacità di assorbire o rilasciare aneliti da parte delle diverse componenti del sistema di campionamento (tubi, componenti in plastica o in metallo, ecc.).

Tabella 6.2 - Raccomandazioni per la conservazione di campioni acquosi (composti inorganici) tra il campionamento e l'analisi (APAT e IRSA-CNR, 2004)

Composto	Tipo di contenitore	Conservazione	Tempo massimo di conservazione
Acidità e alcalinità	Polietilene, vetro	Refrigerazione *	24 ore
Anidride carbonica	Polietilene, vetro		Analisi immediata
Azoto ammoniacale	Polietilene, vetro	Refrigerazione	24 ore
Azoto nitrico	Polietilene, vetro	Refrigerazione	48 ore
Azoto nitroso	Polietilene, vetro	Refrigerazione	Analisi prima possibile
Azoto totale	Polietilene, vetro	Refrigerazione	24 ore
Boro	Polietilene	Refrigerazione	1 settimana
Calcio	Polietilene, vetro	Refrigerazione	24 ore
Cianuri (totali)	Polietilene, vetro	Aggiunta di NaOH fino a pH>12, refrigerazione al buio	24 ore
Cloro	Polietilene, vetro	-	Analisi immediata
Cloruro	Polietilene, vetro	Refrigerazione	1 settimana
Conducibilità	Polietilene, vetro	-	Analisi immediata
Durezza	Polietilene, vetro	Refrigerazione	24 ore
Fluoruro	Polietilene	Refrigerazione	1 settimana
Fosfato inorganico	Polietilene, vetro	Refrigerazione	24 ore
Fosforo totale	Polietilene, vetro	Aggiunta di H ₂ SO ₄ fino a pH< 2 e refrigerazione	1 mese
Metalli disciolti	Polietilene, vetro	Filtrazione su filtri da 0,45 µm; aggiunta di HNO ₃ fino a pH<2	1 mese
Metalli totali**	Polietilene, vetro	Aggiunta di HNO ₃ fino a pH<2	1 mese
Cromo (VI)	Polietilene, vetro	Refrigerazione	24 ore
Mercurio	Polietilene, vetro	Aggiunta di HNO ₃ fino a pH<2, refrigerazione	1 mese
Ossigeno disciolto (elettrodo)			Misura "in situ", analisi immediata
Ossigeno disciolto (metodo di Winkler)	Vetro	Aggiunta di reattivi di Winkler sul posto	24 ore
pH	Polietilene, vetro	-	Analisi immediata
Potassio	Polietilene	Refrigerazione	1 settimana
Silice	Polietilene	Refrigerazione	1 settimana
Sodio	Polietilene	Refrigerazione	1 settimana
Solfato	Polietilene, vetro	Refrigerazione	1 mese
Solfito	Polietilene	Refrigerazione	24 ore
Solfuro	Polietilene, vetro	Refrigerazione, aggiunta di acetato di zinco; aggiunta di NaOH fino a pH>9	1 settimana
Torbidità	Polietilene, vetro	Refrigerazione al buio	24 ore

* Per refrigerazione si intende la conservazione del campione in frigorifero con controllo della temperatura.

** Per metallo totale si intende la somma del metallo disciolto e del metallo estraibile con acido nelle condizioni indicate

Esistono infine contenitori in metallo, per esempio acciaio inox, usati per alcuni campionamenti particolari, ma il loro impiego non è molto diffuso.

Tabella 6.3 - Raccomandazioni per la conservazione di campioni acquosi (composti organici) tra il campionamento e l'analisi (APAT e IRSA-CNR, 2004)

Composto	Tipo di contenitore	Conservazione	Tempo massimo di conservazione
Aldeidi	Vetro scuro	Refrigerazione*	24 ore
BOD	Polietilene, vetro	Refrigerazione	24 ore
COD	Polietilene, vetro	Refrigerazione. Aggiunta di H ₂ SO ₄ fino a pH < 2	Analisi immediata 1 settimana
Composti fenolici	Vetro	Refrigerazione, aggiunta di H ₂ SO ₄ fino a pH < 2	1 mese
Idrocarburi policiclici aromatici (PAH)	Vetro scuro	Refrigerazione	48 ore 40 giorni dopo l'estrazione
Oli e grassi		Aggiunta di HCl fino a pH < 2	1 mese
Pesticidi organoclorurati	Vetro	Refrigerazione, aggiunta del solvente estraente	7 giorni
Pesticidi organofosforati	Vetro	Refrigerazione, aggiunta del solvente estraente	24 ore
Policlorobifenili (PCB)	Vetro	Refrigerazione	7 giorni prima dell'estrazione; 40 giorni dopo l'estrazione
Solventi clorurati	Vetro	Refrigerazione, riempimento contenitore fino all'orlo	48 ore
Solventi organici aromatici	Vetro	Refrigerazione, riempimento contenitore fino all'orlo	48 ore
Tensioattivi	Polietilene, vetro	Refrigerazione Aggiunta di 1% (v/v)	24 ore

In linea generale il volume del campione dipende dalle determinazioni da eseguire e dal metodo di analisi impiegato. Si consiglia di prelevare in ogni caso quantità di campione in eccesso e di distribuirlo in più contenitori, in modo da premunirsi dalla possibilità di perdita del campione per eventuali incidenti ed avere la possibilità di compiere ulteriori accertamenti, se ritenuti in seguito necessari. Tale aspetto è fondamentale, ad esempio, nel settore delle analisi forensi. Qualora si renda necessario evitare il contatto del campione con l'aria o si debbano analizzare sostanze volatili, si consiglia di riempire il contenitore fino all'orlo. In quest'ultimo caso tale accortezza impedisce il trasferimento degli analiti nello spazio di testa e la loro perdita all'atto dell'apertura dei contenitori (Kieth, 1996).

L'analisi chimica può essere definita come quell'insieme di operazioni volte a mettere in evidenza gli elementi che costituiscono un composto o una miscela di composti. Generalmente essa viene distinta in analisi qualitativa e analisi quantitativa: la prima ha il solo scopo di identificare i componenti del campione da analizzare, la seconda si propone di determinare le proporzioni in cui tali componenti sono presenti.

Perché un fenomeno chimico possa essere utilizzato quale reazione analitica, devono essere soddisfatte tre condizioni: esso deve essere caratteristico (precipitazione, solubilizzazione, comparsa o scomparsa di un colore, svolgimento di un gas), specifico – legato cioè alla capacità di evidenziare una sola specie –, sensibile, cioè deve essere rilevabile anche per le quantità di sostanza che debbono essere determinate. La prima e la terza condizione sono più o meno spesso soddisfatte, la seconda invece, cioè la specificità, è relativamente rara.

Per rimediare a tale stato di cose si fa ricorso alle separazioni. Con tale operazione si intende l'utilizzazione di reattivi generali, che permettono di isolare un certo numero di elementi, comunemente detto "gruppo" prima di effettuare i saggi di identificazione.

Nel caso dell'analisi quantitativa è necessario conoscere anche con esattezza l'equazione stechiometrica e la composizione dei prodotti ottenuti.

L'analisi quantitativa comprende diversi metodi che possono essere distinti in tre categorie: metodi gravimetrici, metodi volumetrici, metodi chimico-fisici. Ad ogni metodo compete un particolare intervallo ottimale di concentrazione dell'elemento o della sostanza da analizzare. Pertanto la scelta di un metodo è anche funzione dell'ordine di grandezza della concentrazione dell'analita da determinare.

Teoricamente è possibile ricondurre qualunque concentrazione nell'ordine di grandezza desiderato mediante operazioni di concentrazione per evaporazione del solvente (il che in pratica non si fa mai) o di diluizione (comunemente impiegata).

Nell'analisi gravimetrica la sostanza da analizzare viene precipitata quantitativamente con un eccesso di reattivo di concentrazione sconosciuta o conosciuta soltanto approssimativamente e dopo filtrazione e lavaggio il precipitato viene pesato.

Nell'analisi volumetrica la sostanza da analizzare viene trattata con un volume misurato di reattivo avente una concentrazione perfettamente conosciuta e dal volume adoperato si calcola la quantità della sostanza che si vuole determinare.

I metodi chimico-fisici di analisi quantitativa si basano sulla misura di certe grandezze fisiche dal cui valore si può risalire alla concentrazione di quelle specie che sono caratterizzate da tali grandezze.

Nella campagna sperimentale effettuata sul canale Liguori sono state utilizzate bottiglie in PVC per alimenti a bocca larga di diverse volumetrie in relazione al tipo di analisi da effettuare:

- 500 ml per la determinazione dei solidi sospesi totali, del COD totale e del COD solubile;
- 250 ml per la determinazione delle curve granulometriche con il granulometro laser presente nell'Università della Florida (capitolo 7);
- 100 ml per la determinazione di pH e conducibilità.

Sostanzialmente la scelta delle volumetrie è stata effettuata tenendo in conto sia le prescrizioni degli standard di riferimento, sia l'eventualità di dovere ripetere la misura.

Le operazioni di campionamento sono state effettuate manualmente, calando nel collettore sei bottiglie, due per ogni tipologia, mediante l'uso di un braccio metallico munito di carrucola e relativi cavi di acciaio, alla cui estremità è agganciato un contenitore metallico realizzato su misura (figura 6.12).

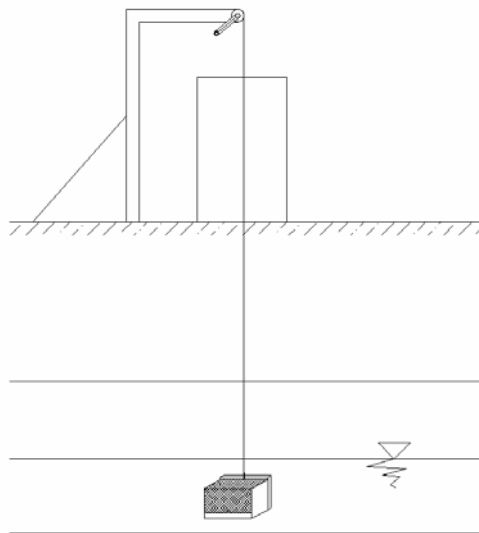


Figura 6.12 – Operazioni di prelievo manuale dei campioni in tempo di pioggia e rappresentazione schematica dell'apparato di prelievo

Detto “contenitore” consiste in una scatola in metallo appesantita su un lato da una piastra in acciaio in modo da favorire, raggiunto il fondo del canale, il ribaltamento orizzontale su un fianco per consentire il riempimento diretto delle bottiglie nel verso opposto alla corrente (figura 6.12).

L’intervallo temporale è stato nei primi campionamenti di tempo di pioggia pari a 15 minuti, quindi in fase di perfezionamento delle operazioni di campionamento è stato ridotto prima a 10 ed infine a 5 minuti.

La metodologia manuale di campionamento è stata preferita alla metodologia automatica, perchè assicura un maggior controllo delle operazioni, favorisce il prelievo in duplicato dei campioni e consente l’uso diretto delle bottiglie a bocca larga che evitano l’eventuale selezione (intrappolamento) di materiale operata dal tubicino di prelievo del campionatore, ma soprattutto perché annullano i problemi di “cross-contamination”, cioè del trasferimento di parte del materiale prelevato da un momento temporale ad uno successivo.

Di norma nell’utilizzare questi sistemi di campionamento il periodo di tempo che intercorre tra il campionamento e la successiva filtrazione del campione in laboratorio è di qualche ora. Durante questo periodo si può depositare sul fondo della bottiglia la frazione più pesante del particolato in sospensione. Per assicurare un campione omogeneo e rappresentativo delle acque in esame, si dovranno prendere precauzioni nell’aprire l’estremità della bottiglia.

Nel corso della ricerca sono stati prelevati campioni dal canale Liguori sia in tempo di pioggia sia in tempo asciutto con l’obiettivo di caratterizzare il comportamento del collettore nelle due condizioni specifiche di deflusso. Nella tabella seguente si riassumono i campionamenti effettuati.

Tabella 6.4 - Campionamenti effettuati nel corso dei lavori di ricerca

N	Data	Tempo	Numero di campioni (N)	Intervallo di campionamento (min)	Note
1	24-lug-06	Dry	3	30	
2	25-lug-06	Dry	5	15	
3	26-lug-06	Dry	5	15	
4	27-lug-06	Dry	5	15	
5	28-lug-06	Dry	5	15	
6	31-lug-06	Dry	5	15	
7	1-ago-06	Dry	5	15	
8	2-ago-06	Dry	5	15	
9	22-giu-07	Dry	8	5	in duplicato
10	23-giu-07	Dry	8	5	in duplicato
11	24-giu-07	Dry	8	5	in duplicato
12	25-giu-07	Dry	8	5	in duplicato
13	7-lug-06	Wet	7	10	
13	12-lug-06	Wet	7	15	
14	27-lug-06	Wet	7	15	
15	25-gen-07	Wet	6	5	in duplicato
16	15-feb-07	Wet	8	5	in duplicato
17	4-apr-07	Wet	8	15	in duplicato
18	14-apr-07	Wet	5	10	in duplicato
19	26-apr-07	Wet	7	10	in duplicato
20	27-apr-07	Wet	9	10	in duplicato
21	18-mag-07	Wet	8	10	in duplicato
22	18-set-07	Wet			in duplicato
23	28-set-07	Wet			in duplicato
24	11-ott-07	Wet			in duplicato

I parametri analizzati presso il laboratorio di analisi delle acque del dipartimento di Difesa del Suolo dell'Università della Calabria, sono stati i solidi sospesi totali (TSS) la domanda chimica di ossigeno (COD), il pH e la conducibilità. Gli strumenti utilizzati per le analisi sono stati una bilancia elettronica di precisione, un potenziometro (pHmetro), un conduttimetro, una muffola (per la disidratazione dei provini dei solidi sospesi) e uno spettrofotometro (visibile, UV, IR).

La bilancia è forse lo strumento più impiegato in laboratorio. Essa richiede la massima protezione e cura per garantire l'attendibilità dei dati sperimentali.

Sono molti, sul mercato, i tipi di bilancia disponibili in grado di soddisfare le più svariate esigenze. La bilancia più comune è quella del tipo "a singolo piatto" costituita da un valore del carico massimo compreso tra 80 a 200 g e risoluzione fra 0,01 e 1 mg. Il funzionamento di questa è meccanizzato al massimo su tutte le operazioni della pesata (caricamento dei pesi, lettura, azzeramento).

Anche nei modelli più tecnologici e moderni, la bilancia resta uno strumento particolarmente delicato e su di esso possono essere esercitate vibrazioni, variazioni di temperatura ed umidità, cattiva manutenzione che stravolgerebbero i risultati delle analisi. Si deve perciò ricorrere al massimo preservo di essa e a piccoli accorgimenti capaci di limitare i danni di queste possibili influenze.

È quindi opportuno che la bilancia si trovi in un locale diverso da quello del laboratorio, nel quale non vi sbalzi eccessivi di temperatura; deve essere collocata su di un piano che presenti l'assenza di vibrazioni e perfettamente in piano, regolando la perfetta planimetria del piano stesso mediante l'impiego di una livella a bolla.

Durante l'utilizzo, è opportuno verificare che tutte le sostanze utilizzate nella pesata non provochino danni all'interno o al piatto della bilancia, che deve essere sempre mantenuta pulita.



Figura 6.13 - Bilancia utilizzata in laboratorio

Il phmetro è lo strumento necessario alla misura del pH. Esso è costituito da due elettrodi, che immersi nella soluzione ci forniscono il valore di pH della soluzione stessa, e da un compensatore di temperatura.

I modelli commerciali di questo strumento sono caratterizzati da un'elevata stabilità e precisione della misura nonché dalla rapidità di riscaldamento della soluzione.

Nell'analisi di routine gli elettrodi impiegati sono quelli a vetro (indicatore di pH) e quello a calomelano (riferimento). Gli elettrodi a vetro commerciali, non possono essere utilizzati in soluzioni il cui pH sia superiore a 11 (errore alcalino) nè in soluzioni fortemente acide.

L'elettrodo a vetro, a causa del valore assai elevato della sua resistenza elettrica, richiede l'impiego di un potenziometro.

Esso presenta numerosi vantaggi rispetto agli altri elettrodi tra cui il vantaggio di non risentire della presenza, nella soluzione da analizzare, di sostanze ossidanti o riducenti e di fornire risultati precisi su un vasto campo di pH, dimostrandosi inefficiente soltanto in soluzioni molto acide o molte alcaline.

Esistono comunque in commercio elettrodi che non risentono dell'errore alcalino e possono quindi essere utilizzati fino a pH 14.

Nell'effettuare una qualsiasi misura dello pH, è bene far precedere la misura stessa da un adeguato tempo di ambientamento degli elettrodi nella soluzione in esame.

Alla fine di ogni esame, gli elettrodi devono essere ben lavati con acqua distillata e conservati in acqua distillata.

Nelle misure in ambiente non tamponato particolare attenzione va posta nell'agitazione della soluzione; inoltre nell'effettuare la misura si deve tener conto della maggiore lentezza di risposta rispetto a misure condotte in ambiente tamponato. Le stesse considerazioni valgono quando si passa da un tipo di ambiente ad un altro o dopo le operazioni di taratura.

L'operazione di taratura dello strumento, si esegue immergendo gli elettrodi in una soluzione tampone a pH noto, regolando il valore letto al valore del pH tampone, fissando il compensatore di temperatura, al valore della temperatura della soluzione in esame.

Il pH della soluzione di riferimento deve essere entro 2 unità rispetto al pH da misurare.

Per migliorare l'accuratezza della misura è opportuno che la taratura avvenga con almeno due soluzioni di riferimento i cui valori di pH definiscano un intervallo all'interno del quale cade il valore del pH incognito.



Figura 6.14 - pHmetro usato in laboratorio

Le soluzioni elettrolitiche conducono la corrente elettrica a causa del continuo movimento degli ioni sotto l'azione di un qualsiasi campo elettrico.

L'inverso della resistenza viene chiamato conduttanza e si misura in siemens, ma, per acque naturali, tenuto conto dei bassi valori rilevati, si preferisce ricorrere ai microsiemens.

Il passaggio della corrente elettrica attraverso una soluzione elettrolitica provoca delle alterazioni all'interno della soluzione stessa; così, per prevenire la polarizzazione, è opportuno lavorare con corrente alternata o con corrente pulsata.

Un conduttimetro è costituito dalla cella di misura a sua volta costituita da due elettrodi metallici platinati rigidamente supportati e paralleli, protetti da un tubo di vetro o di plastica forniti di accesso all'interno.

Particolare attenzione va posta all'isolamento dei tubi che portano la tensione agli elettrodi. Periodicamente è opportuno controllare che la platinatura degli elettrodi sia integra, che sugli elettrodi non si siano formati depositi di varia natura che ne modifichino la superficie, che essi non siano distorti o piegati con alterazioni delle condizioni di rigido parallelismo.

Tenuto conto dell'influenza della temperatura sulla conducibilità, le misure debbono essere eseguite a temperatura costante di 25°C (comunemente assunta come temperatura di riferimento. I principali problemi che si incorrono durante le misure conduttometriche, sono spesso imputabili alla non perfetta pulizia della cella.

La caratteristica elettrochimica della cella di misura è il "fattore di cella" (fattore di proporzionalità tra conduttività e conduttanza) espresso come rapporto fra la superficie elettrodica e la distanza fra i due elettrodi. Tale valore è una costante della

cella che bisogna conoscere per fornire i risultati di resistenza o conducibilità di una qualsiasi soluzione. Il fattore di cella viene determinato misurando la conducibilità di soluzioni a conducibilità nota; poiché esso può subire variazioni è opportuno che tale determinazione sia ripetuta periodicamente.



Figura 6.15 - Conduttimetro multiscala utilizzato in laboratorio

Di seguito si riporta una tabella di sintesi dei valori analizzati.

Tabella 6.5 – Sintesi delle analisi effettuate in laboratorio per i singoli parametri

Parametro	Unità di misura	Valore massimo	Valore medio	Valore minimo
TSS	mg/l	597	154	26
COD _T	mg/l	1024	243	42
COD _P	mg/l	898	179	11
COD _F	mg/l	136	64	20

Dove:

TSS: Concentrazione di solidi sospesi totali

COD_T: Concentrazione di domanda chimica di ossigeno del campione intero

COD_P: Concentrazione di domanda chimica di ossigeno della fase particolata

COD_F: Concentrazione di domanda chimica di ossigeno della fase filtrata (disciolta)

7. CARATTERIZZAZIONE DELLE PARTICELLE SOLIDE NELLE ACQUE DEL CANALE LIGUORI

7.1. Introduzione

Come è noto dalla letteratura del settore (Metcalf e Eddy, 2006; Artur e Ashley, 1998) le acque reflue sono caratterizzate dalla presenza di due fasi, quella liquida e quella solida. Proprio alla presenza della fase solida sono legate le caratteristiche inquinanti del miscuglio delle acque reflue.

In molti programmi di ricerca nel campo del drenaggio urbano l'attenzione è stata attirata dagli effetti deleteri dei fenomeni legati ai sedimenti in rete, ad esempio il rilascio di solidi e degli associati inquinanti nelle acque riceventi attraverso gli scaricatori di piena durante intensi eventi piovosi. In tale direzione molte ricerche di campo e di laboratorio sono state condotte per studiare i processi fisici del trasporto di sedimenti, e una migliore comprensione, non solo dei processi quantitativi ma anche qualitativi, delle proprietà dei solidi è necessaria per la descrizione della dinamica del trasporto di carichi di sostanze inquinanti e il contributo apportato dai sedimenti delle fognature (Ristenpart, 1995).

Crabtree (1988) ha studiato i diversi tipi di sedimenti presenti in fognature di tipo misto per stimarne le proprietà fisiche e chimiche in generale.

In questo studio le più significative fonti di inquinanti vennero riconosciute nei depositi dovuti prevalentemente a materiale minerale trovato sul fondo come graniglia, e ai depositi, di tipo mobile, costituiti in predominanza da 'fanghi' organici, spesso sovrapposti ai depositi del primo tipo. Crabtree (1988) riteneva che la sospensione dei depositi di tipo graniglia è quella responsabile degli elevati carichi inquinanti, in molti casi associati ad eventi estremi di pioggia. I sedimenti di tipo mobile li ha, invece, ritenuti i principali responsabili dei carichi di "First Flush". Verbanck et al. (1994), al contrario, hanno giudicato l'impatto sull'ambiente dovuto ai depositi di tipo graniglia essere generalmente il più basso. Sintetizzando i due risultati Ristenpart (1995) sottolineò che, in generale, l'impatto sull'ambiente dei sedimenti sembra essere influenzato dalle condizioni locali. Il contributo di entrambi i tipi di materiale sui carichi inquinanti dipende, per esempio, dalla quantità di materiale presente nel sistema fognario. Condizioni con sottili strati di materiale organico (tipo

mobile), ma grandi depositi di sedimento tipo graniglia, determinano situazioni tali che il contributo all'inquinamento di quest'ultimo non può essere sottovalutato, come è stato confermato in uno studio condotto da Ristenpart et al. (1995), che ha osservato un significativo aumento del carico inquinante non solo dopo la sospensione dei sedimenti tipo mobile, ma anche come conseguenza dell'erosione dei depositi di tipo graniglia.

7.2. *Suddivisione di solidi*

Per quanto premesso, ai fini del trattamento, si capisce che la più importante caratteristica fisica delle acque reflue è rappresentata dal contenuto di solidi. I solidi nella loro totalità comprendono le sostanze flottabili, le sostanze sedimentabili, le particelle colloidali nonché il materiale in soluzione.

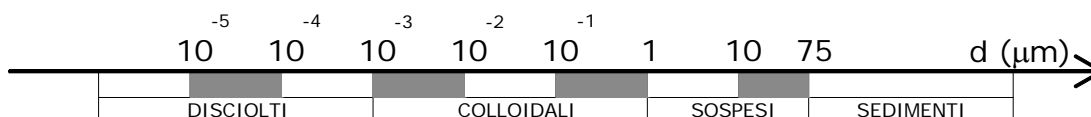


Figura 7.1 – Classificazione dei solidi

Al contenuto di solidi si ricollegano altre caratteristiche fisiche di rilievo quali ad esempio la distribuzione dimensionale delle particelle solide, la torbidità, la conducibilità elettrica e la densità.

I solidi presenti nelle acque reflue sono caratterizzati da una estrema eterogeneità delle dimensioni, che variano da quelle caratteristiche del materiale grossolano sino a quelle delle particelle colloidali (figura 7.1). Per questa loro specificità è importante ai fini della scelta del tipo di trattamento una loro classificazione. Nella fase di analisi e definizione dei solidi nelle acque reflue, il primo passaggio è l'allontanamento del materiale grossolano, per passare, poi, alla vera e propria caratterizzazione della sospensione con la determinazione dei solidi presenti nelle acque reflue. Per come indicato dai metodi APAT e IRSA-CNR (2004), in accordo agli Standard Methods (1998), i solidi presenti nelle acque reflue sono suddivisi come segue:

- Solidi totali (ST)
- Solidi totali volatili (STV)
- Solidi totali fissi (STF)
- Solidi sospesi totali (SST)

- Solidi sospesi volatili (SSV)
- Solidi sospesi fissi (SSF)
- Solidi filtrabili totali ($SF_{LT} = ST - SST$)
- Solidi filtrabili volatili (SF_{LV})
- Solidi filtrabili fissi (SF_{LF})
- Solidi sedimentabili

Nello specifico si definiscono:

Solidi totali (ST) il residuo secco ottenuto a seguito dell'evaporazione di un volume noto di campione di acqua ($T = 105 \pm 5 \text{ }^\circ\text{C}$).

Solidi totali volatili (STV) i solidi che volatilizzano a seguito del riscaldamento del campione di reflu, preventivamente essiccato, alla temperatura di $600 \text{ }^\circ\text{C}$.

Solidi totali fissi (STF) i solidi residui dopo la combustione del campione di reflu, preventivamente essiccato, alla temperatura di $600 \text{ }^\circ\text{C}$.

Solidi sospesi totali (SST) i solidi trattenuti da un filtro caratterizzato da una porosità specificata (figura 7.2) e vengono determinati dopo essiccamento a $T = 105 \text{ }^\circ\text{C}$ (di solito, nella determinazione dei SST si impiegano filtri con dimensione nominale dei pori pari a $0.45 \text{ }\mu\text{m}$).

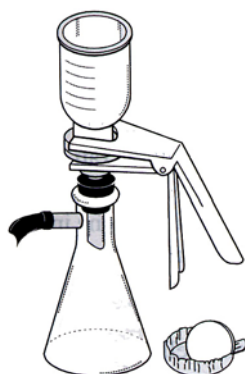


Figura 7.2 – Sistema di filtrazione utilizzato per la determinazione dei solidi sospesi totali

Solidi sospesi volatili (SSV) i solidi che volatilizzano a seguito della combustione dei SST alla temperatura di $600 \text{ }^\circ\text{C}$.

Solidi sospesi fissi (SSF) i solidi residui dopo la combustione dei SST alla temperatura di $600 \text{ }^\circ\text{C}$.

Solidi filtrabili totali (SF_{LT}) ($SF_{LT} = ST - SST$) i solidi che non vengono trattenuti nella filtrazione di un campione di refluo, effettuata con un filtro con porosità standard, e successivo essiccamento alla temperatura di 105 °C.

Solidi filtrabili volatili (SF_{LV}) i solidi che volatilizzano a seguito della combustione dei SF_{LT} alla temperatura di 600 °C.

Solidi filtrabili fissi (SF_{LF}) i solidi residui dopo la combustione dei SF_{LT} alla temperatura di 600 °C.

Solidi sedimentabili la porzione dei solidi sospesi in grado di sedimentare in un definito intervallo di tempo (la misura avviene mediante l'impiego di un cono graduato, detto cono Imhoff, caratterizzato da un volume pari a 1 litro, nel quale viene posto il campione di refluo. Dopo due ore, viene misurato il volume di solidi, espresso in ml, che si sono depositati sul fondo del cono).

In figura 7.3 si riporta a titolo di sintesi uno schema che rappresenta le relazioni tra i solidi in un campione di acqua reflua

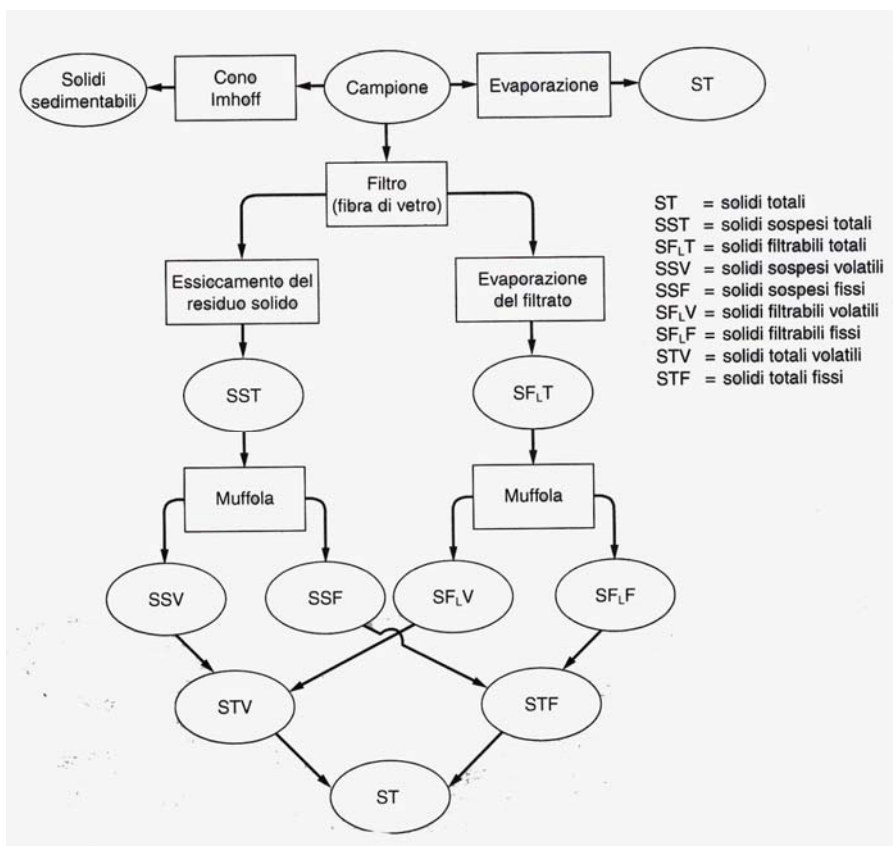


Figura 7.3 – Relazione tra i solidi in un campione d'acqua reflua (da Tchobanoglous e Schroeder, 1985)

La distinzione tra i **SST** e i **SF_LT** è funzione delle dimensioni dei pori del filtro utilizzato per la filtrazione. In particolare, ai fini delle determinazioni analitiche le diverse classificazioni esistenti prevedono l'impiego di filtri con aperture nominali dei pori variabili tra 0.45 µm e 2.0 µm. Per quanto sopra, affinché possano essere confrontati i risultati ottenuti da diverse determinazioni sperimentali, è evidente l'importanza di definire la metodologia per la misura della quantità di SST, che ovviamente aumenta al diminuire delle dimensioni delle aperture dei pori. Per uniformità con i risultati sperimentali della ricerca in Europa, nelle analisi di laboratorio presenti in questo lavoro di tesi si farà espresso riferimento ai metodi APAT e IRSA-CNR (2004), salvo diversa e specifica indicazione. È inoltre importante notare che di per sé la misura della concentrazione di SST non ha un significato assoluto. Oltre che dalla tipologia di filtro utilizzata, il risultato finale può essere influenzato anche dal volume del campione di refluo da sottoporre a filtrazione; è possibile, infatti, che lo strato di particelle solide depositatosi sulla superficie del filtro agisca esso stesso da superficie filtrante. In pratica, la presenza di tali fenomeni fa sì che il valore misurato di solidi sospesi totali risulti superiore al valore effettivo di questi. In oltre, in funzione delle caratteristiche del materiale particolato, le particelle più fini possono essere trattenute dalle particelle depositate sul filtro a seguito di fenomeni di adsorbimento. Infine bisogna evidenziare che la misura dei solidi sospesi non fornisce alcuna informazione relativamente alla distribuzione dimensionale di questi. A ogni modo, la determinazione dei SST rappresenta un'analisi di routine che viene utilizzata per valutare l'efficienza di trattamento. Inoltre, la concentrazione di solidi sospesi, unitamente alla misura di BOD e/o COD rappresenta un parametro universalmente adottato per verificare l'efficienza di un impianto di trattamento delle acque reflue attraverso il confronto con i limiti di concentrazione indicati dalla normativa.

Come già detto, si definiscono **filtrabili** (SF_LT) quei solidi che non vengono trattenuti nella filtrazione di un campione di refluo, effettuata con un filtro di porosità standard. Secondo i metodi analitici sulle acque (APAT e IRSA-CNR, 2004) le aperture nominali dei pori dei filtri devono risultare uguali a 0.45 µm, mentre negli Standard Methods (1998) le aperture nominali dei pori dei filtri devono risultare uguali a 2.0 µm. Le acque reflue contengono una porzione significativa di **solidi colloidali**, i quali

sono caratterizzati da dimensioni comprese tra 0.001 e 1.0 μm (Figura 7.1). Da quanto sopra esposto risulta che i **solidi filtrabili totali** (SF_{LT}) comprendono sia una porzione dei solidi colloidali che la totalità dei solidi disciolti totali. Il fatto che la determinazione dei solidi filtrabili totali non consente di distinguere tra i solidi colloidali e quelli disciolti ha generato confusione nell'analisi delle efficienze ottenute dagli impianti di trattamento e nella progettazione delle singole unità in essi presenti. In generale, i **solidi volatili** rappresentano una misura della sostanza organica, sebbene una porzione di questa possa risultare inerte rispetto alla combustione e allo stesso tempo alcuni solidi inorganici possano decomporsi alle alte temperature. Il rapporto tra la quantità di solidi volatili e fissi viene generalmente assunto come stima della sostanza presente nel refluo.

7.3. Distribuzione dimensionale delle particelle

Forse una delle più gravi limitazioni nella progettazione dei processi di trattamento è l'uso di equazioni di progettazione basate su parametri aggregati non specifici, ad esempio, la domanda biochimica di ossigeno (BOD) e il tenore di solidi in sospensione (SS), in cui i costituenti compresi nella misura sono sconosciuti. Anche i Solidi sospesi sono un parametro aggregato, infatti questa misura non ci dà informazioni sulla natura delle particelle e sulla loro distribuzione dimensionale. Pertanto nell'approfondire la comprensione e lo sviluppo dei processi utilizzati per il trattamento delle acque reflue, l'obiettivo di chi opera in questo settore è di andare oltre l'uso di parametri aggregati (Tchobanoglous, 1995). Lo studio della distribuzione delle particelle, unitamente alla misurazione per partizione, rappresenta un positivo passo in questa direzione.

La conoscenza delle dimensioni consente di verificare l'efficienza di alcune unità di trattamento, quali la sedimentazione, la filtrazione e la disinfezione. In particolare, dal momento che l'efficienza di disinfezione conseguibile mediante clorazione e radiazioni ultraviolette (UV) risulta fortemente influenzata dalla dimensione delle particelle solide presenti nel refluo, l'analisi di tale parametro ha assunto una rilevanza fondamentale anche in vista del crescente interesse verso il riutilizzo delle acque in agricoltura. D'altro canto, essendo la cinetica delle reazioni biologiche fortemente influenzata dalla dimensione delle particelle organiche biodegradabili, è evidente che la conoscenza di questo parametro risulta fondamentale anche ai fini del trattamento.

Diverse metodiche sono proposte per la stima delle dimensioni e distribuzione delle particelle solide presenti in un refluo. Tali metodi possono essere classificati in due categorie principali:

- metodi basati sull'osservazione e la misura;
- metodi basati sulla separazione e successiva analisi.

Tra i metodi più diffusamente impiegati ai fini della analisi delle dimensioni, si ritrovano:

- la filtrazione sequenziale;
- la conta elettronica delle particelle;
- l'osservazione diretta mediante microscopio.

Nei metodi di **filtrazione sequenziale**, il campione di refluo viene fatto fluire attraverso una serie di filtri caratterizzati da aperture dei pori circolari di diametro decrescente, come mostrato in figura 7.4.

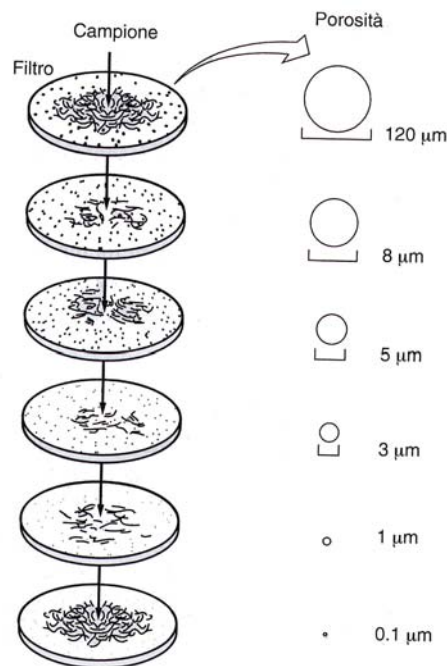


Figura 7.4 – Determinazione della distribuzione dimensionale delle particelle mediante filtrazione in serie con filtri a membrana (da Metcalf and Eddy, 2006)

Tipicamente, si utilizza la serie di filtri con le seguenti aperture: 12, 8, 5, 3, 1 e 0.1 µm, misurando la quantità di solidi trattenuti da ciascun filtro. Si deve osservare che analisi di questo tipo, pur consentendo l'acquisizione delle informazioni sulle caratteristiche dimensionali e sulla distribuzione dimensionale delle particelle, non

permettono di distinguere in merito alla natura di queste. Tale determinazione riveste comunque un ruolo fondamentale per la stima dell'efficienza di alcuni trattamenti specifici per la rimozione dei solidi totali residui, quali per esempio la microfiltrazione.

La **conta elettronica delle particelle** viene effettuata per diluizione di un campione di reflu e successivo passaggio di questo attraverso un orificio calibrato oppure davanti a un raggio laser. Nel loro moto di attraversamento dell'apertura, le particelle solide inducono una variazione della conducibilità del fluido nel quale sono immerse. Tale variazione è rapportata alle dimensioni di una sfera equivalente. Allo stesso modo, quando una particella passa di fronte a un raggio laser, l'intensità di questo diminuisce a causa della diffusione del raggio luminoso. Anche in questo caso, è possibile mettere in relazione la diminuzione di intensità del raggio e le dimensioni della particella che lo attraversa. Tale metodo permette di suddividere le particelle in diverse classi dimensionali (per esempio da 0.5 a 2, da 2 a 5 e da 5 a 20 μm). Successivamente, può essere calcolata la frazione in volume appartenente a ciascuna classe dimensionale.

La tecnica sfrutta il fenomeno della diffrazione di Fraunhofer di un'onda elettromagnetica coerente e monocromatica sul contorno delle particelle in sospensione in un liquido inerte. In generale la diffrazione può venire intuitivamente "letta" come una richiesta di continuità da parte del fronte d'onda che subisce una discontinuità dal bordo (o dai bordi) di un ostacolo. Il caso più semplice di diffrazione è quella detta di Fraunhofer (o da campo lontano) per distinguerlo dal caso molto più complesso della diffrazione di Fresnel (o da campo vicino). Una sorgente di luce puntiforme (o rettilinea) come il tratto diritto del filamento di una lampadina, visto da una distanza di un paio di metri, attraverso due lamette distanti tra loro mezzo decimo di millimetro, costituisce un tipico esempio di diffrazione di Fraunhofer (Okan, 2007). Come liquido inerte, in questo lavoro di tesi, è stato impiegato per le analisi delle sospensioni acqua distillata, nel caso di polveri ceramiche al fine d'inibire l'agglomerazione delle particelle è utilizzato l'alcool etilico assoluto.

Secondo il fenomeno della diffrazione di Fraunhofer quando un raggio collimato di luce monocromatica interagisce con una particella, sospesa nel liquido inerte e di dimensioni superiori a quelle della lunghezza d'onda della radiazione incidente, viene diffratto di un angolo la cui ampiezza è funzione delle dimensioni della particella

impattata: più piccola è la particella, più ampio è l'angolo di diffrazione. Se tutte le particelle sono sferiche e circa dello stesso diametro l'energia diffratta si distribuisce secondo il cosiddetto 'disco di Airy', ovvero ad una certa distanza si ha la formazione di una serie di circonferenze concentriche, il cui diametro è legato alla taglia delle particelle, ovvero più piccole sono le particelle, maggiore è il diametro della circonferenza di diffrazione. Questo fenomeno è evidenziato nella figura 7.5, che costituisce uno schema del funzionamento del granulometro laser tipo Malvern 3600D (figura 7.6).

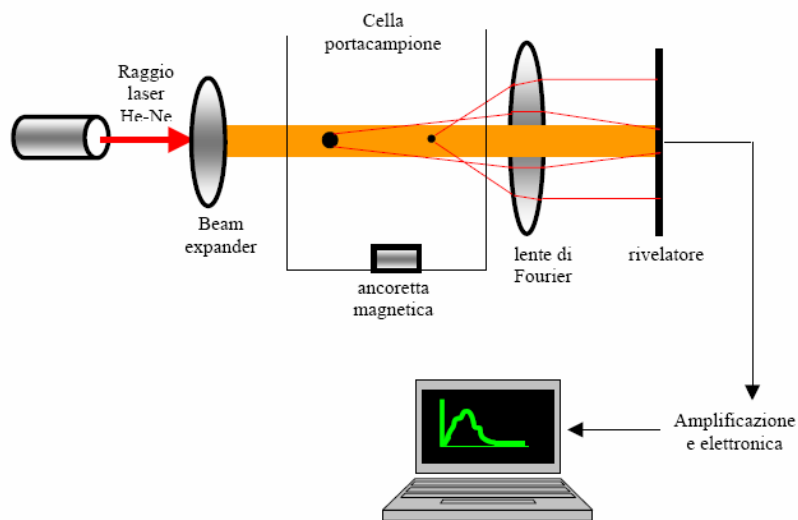


Figura 7.5 – Schema di funzionamento di un diffrattore laser tipo Malvern 3600D

In questo strumento un generatore di fascio laser a bassa potenza a gas elio-neon produce un raggio parallelo di luce monocromatica nel visibile $0.63\mu\text{m}$. Una serie di lenti permette di espandere il fascio (beam expander) che andrà ad investire una zona della cella porta-campione a facce parallele e trasparenti: questa è la zona di misura della sospensione che è tenuta in agitazione per mezzo di un'ancoretta magnetica e quindi le particelle continuano ad entrare ed uscire dalla zona considerata per il periodo di tempo della misura.



Figura 7.6- Esempio di diffrattore laser tipo Malvern 3600D

La luce incidente è diffratta in ogni istante dal campione, producendo uno spettro pattern di diffrazione che evolve, ma l'integrazione, in un opportuno periodo di tempo e sotto un flusso continuo di particelle attraverso l'area illuminata, diventa rappresentativa del sistema. Se il campione contiene una varietà di diametri, la distribuzione dimensionale delle particelle è ottenuta attraverso l'analisi della distribuzione di energia sui vari anelli di diffrazione formati.

La luce diffratta quindi, attraverso un sistema ottico a trasformata di Fourier, arriva su un rivelatore multiplo, costituito da varie cellule fotoelettriche. Quindi un amplificatore del segnale, un'interfaccia ed un computer per l'elaborazione dei dati raccolti completano il sistema e forniscono l'istogramma della distribuzione granulometrica della sospensione.

Il numero di particelle solide presenti in un refluò può essere determinato ponendo un campione di questo all'interno di un particolare alloggiamento e procedendo alla conta numerica delle singole particelle con **osservazioni al microscopio**. Per consentire la differenziazione dei diversi tipi di particelle, possono essere impiegati diversi tipi di coloranti. Tale metodo presenta in ogni caso notevoli difficoltà di applicazione, in particolare per analisi di routine, a causa dell'elevato numero di particelle presenti generalmente nelle acque reflue. In ogni caso, tale metodo può essere impiegato per fornire una valutazione qualitativa delle caratteristiche e delle dimensioni delle particelle.

L'analisi quantitativa può essere effettuata elaborando le informazioni ottenute attraverso l'impiego di un microscopio, mediante il metodo dell'analisi di immagine. Esso prevede che un piccolo volume di refluò venga posto su un vetrino da microscopio e che le diverse immagini di questo vengano acquisite da una videocamera interfacciata a un computer dotato di un opportuno software per l'elaborazione delle immagini. In generale il software è in grado di fornire

informazioni relative al valore medio, massimo e minimo del diametro delle particelle, al rapporto tra lunghezza e larghezza di queste, alla circonferenza, alla superficie, al volume, nonché al centroide della distribuzione delle diverse particelle presenti. Nonostante le potenzialità questo metodo trova ancora scarsa applicazione a causa dei costi delle apparecchiature e del software di elaborazione, ad oggi proibitivi per laboratori di analisi di modeste dimensioni.

L'**analisi di immagine** è una tecnologia particolarmente adatta all'analisi della dimensione e forma delle particelle poiché genera dati catturando direttamente le immagini di ogni particella. Ciò fornisce agli utilizzatori la possibilità di caratterizzare anche minime differenze di forma o dimensione con la massima sensibilità e risoluzione. Le immagini di ogni singola particella vengono archiviate offrendo una verifica visuale del dato e consentendo quindi di rilevare fenomeni quali agglomerazioni, rotture o presenza di particolato estraneo.

Nel campo del drenaggio urbano l'analisi dimensionale delle particelle solidi presenti nelle acque reflue ricopre un ruolo fondamentale, infatti è noto il significativo contributo di materiale in forma particolata prodotto nelle zone urbanizzate, in particolare dalle attività di trasporto (Pratt et al., 1987; Grottker, 1987). La sorgente primaria dei solidi in forma particolata è costituita dall'azione abrasiva dei veicoli sulle pavimentazioni stradali. Il materiale particolato proveniente dall'abrasione della pavimentazione è stato stimato pari al 40–50%, quello relativo all'abrasione dei pneumatici pari al 20–30% della massa totale (Kobriger and Geinopolos, 1984).

In relazione alla qualità e alle possibilità di trattamento delle acque reflue, la conoscenza del tenore di solidi presenti e la loro distribuzione dimensionale riveste notevole interesse. Importante è la funzione di regolazione dei processi di equilibrio della partizione (v. capitolo 5) e trasporto dei metalli pesanti e degli inquinanti organici affidata ai solidi (Sansalone et al, 2000). Ad esempio per le acque di lavaggio provenienti dalle autostrade il tempo di raggiungimento dell'equilibrio di partizione può essere significativamente lungo (>12 ore), di conseguenza risulta desiderabile, per garantire gli equilibri naturali nei corpi idrici recettori, rimuovere la materia solida dalla sospensione prima che questa vi si scarichi (Sansalone et al, 1998).

Ai fini del trattamento risulta interessante l'applicazione delle curve di distribuzione granulometrica fatta da Marsalek and Marsalek (1997) da cui risulta evidente, in

riferimento alla qualità delle acque, le caratteristiche granulometriche e il carico di materiale in forma particolata possano giocare un ruolo determinante nel trasporto dei costituenti e del relativo trattamento.

7.4. Le curve di distribuzione dimensionale delle particelle nel canale Liguori

Nel presente studio particolare attenzione è stata dedicata alla misura e caratterizzazione granulometrica della sospensione nelle acque reflue della rete di drenaggio di tipo misto del canale Liguori.

L'analisi della distribuzione dimensionale delle particelle è stata fatta in collaborazione con l'Università della Florida. Nello specifico alcuni, provini prelevati durante la campagna sperimentale dal canale Liguori, dopo essere stati addizionati con esametafosfato di sodio per inibire l'attività biologica della soluzione, sono stati spediti, in contenitori termici, presso il laboratorio d'Ingegneria Ambientale dell'Università della Florida, dove sono stati analizzati con un granulometro laser che sfrutta il principio della diffrazione per la stima delle particelle presenti in soluzione.

Con questa metodologia è stato possibile ottenere interessanti informazioni sulle caratteristiche delle particelle per 13 eventi campionati (tabella 7.1), n. 8 di tempo asciutto (dry) e n.5 di tempo bagnato (wet), in particolare in merito alla variazione di queste in funzione della portata per il singolo evento e in funzione delle diverse condizioni di deflusso (tempo asciutto e tempo bagnato).

Tabella 7.1 – Eventi campionati per le analisi di distribuzione granulometrica

N	Data	Tempo	Numero di campioni	Intervallo di campionamento
1	24-lug-06	Dry	3	30
2	25-lug-06	Dry	5	15
3	26-lug-06	Dry	5	15
4	27-lug-06	Dry	5	15
5	28-lug-06	Dry	5	15
6	31-lug-06	Dry	5	15
7	1-ago-06	Dry	5	15
8	2-ago-06	Dry	5	15
9	7-lug-06	Wet	7	10
10	27-lug-06	Wet	7	15
11	15-feb-07	Wet	8	5
12	4-apr-07	Wet	8	15
13	14-apr-07	Wet	5	10

A titolo d'esempio la figura 7.7 riporta l'evento osservato in condizioni di deflusso di tempo asciutto il 28 luglio del 2006. Nella parte alta della figura sono evidenti le curve di distribuzione con la relativa curva di densità di funzione misurate in corrispondenza di ogni prelievo.

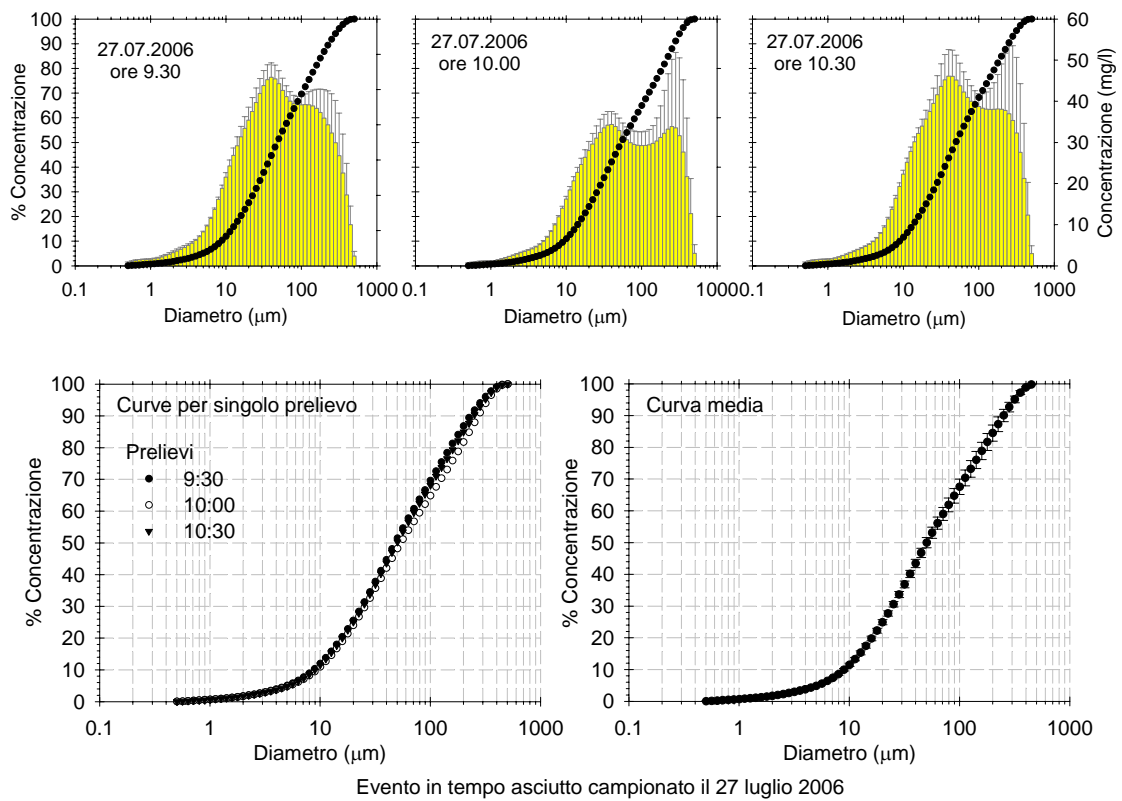


Figura 7.7 – Evento del 27 luglio 2006, campionato in condizioni di deflusso di tempo asciutto

In modo similare, ma con riferimento all'evento osservato in condizioni di deflusso di tempo bagnato il 15 febbraio 2007, in figura 4.8 si riportano le curve di distribuzione dimensionale e di densità di funzione delle particelle nella sospensione fluida del canale Liguori.

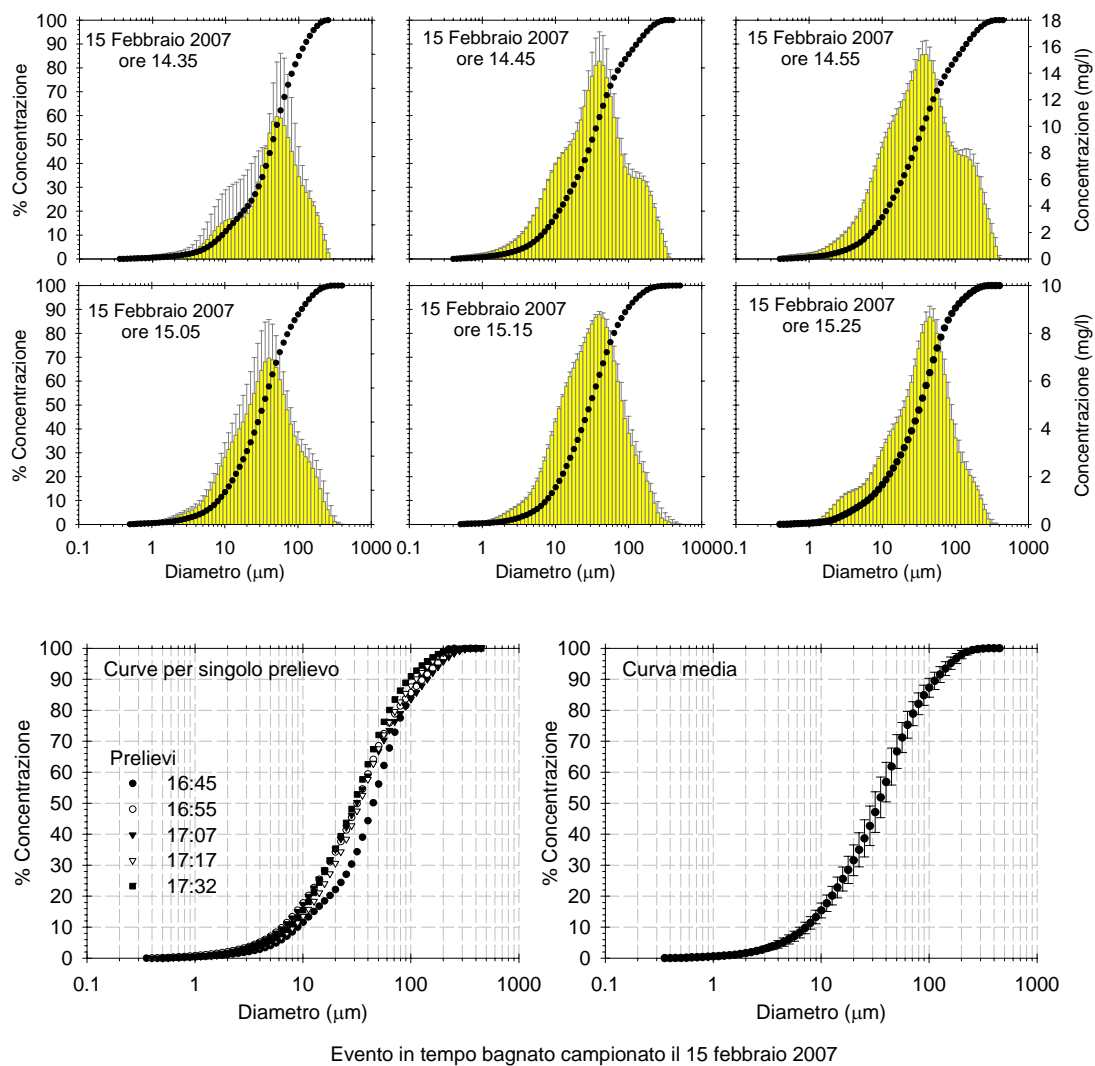


Figura 7.8 – Curve di distribuzione dimensionale delle particelle misurate per due eventi caratteristici delle condizioni di deflusso in tempo asciutto (27-7-06) e tempo bagnato (15-2-2007)

Le figure 7.7 e 7.8 evidenziano chiaramente che la distribuzione dimensionale delle particelle si mantiene costante sul singolo evento, sia in condizioni di deflusso di tempo asciutto (figura 7.7) sia di tempo bagnato (figura 7.8). In ambedue i casi si osserva lo stesso andamento per le curve misurate su ogni provino riferito allo stesso evento. Questa osservazione ci permette, dunque, di affermare che ogni evento è caratterizzato da un'unica curva di distribuzione dimensionale delle particelle e che la variazione della portata (in particolare nel caso delle condizioni di deflusso di tempo bagnato) non determina variazioni sensibili delle curve di distribuzione granulometrica. In particolare per gli eventi presi ad esempio, in figura 7.7 e 7.8 si

riporta la curva media, caratteristica dell'evento, con indicazione delle barre di deviazione standard per ogni punto misurato.

Caratterizzata la curva per ogni singolo evento, si è provveduto a confrontare le curve di distribuzione dimensionale di tutti gli eventi analizzati in funzione delle caratteristiche di deflusso. Disposte le curve di distribuzione dimensionale delle particelle caratteristiche di ogni evento su unico grafico (figura 7.9) si è osservato che le stesse si raggruppano su due andamenti principali, uno (tonalità del marrone in figura 7.9) caratteristico degli eventi osservati in condizioni di deflusso di tempo asciutto, l'altro (tonalità del verde in figura 7.9) caratteristico degli eventi osservati in condizioni di deflusso di tempo bagnato.

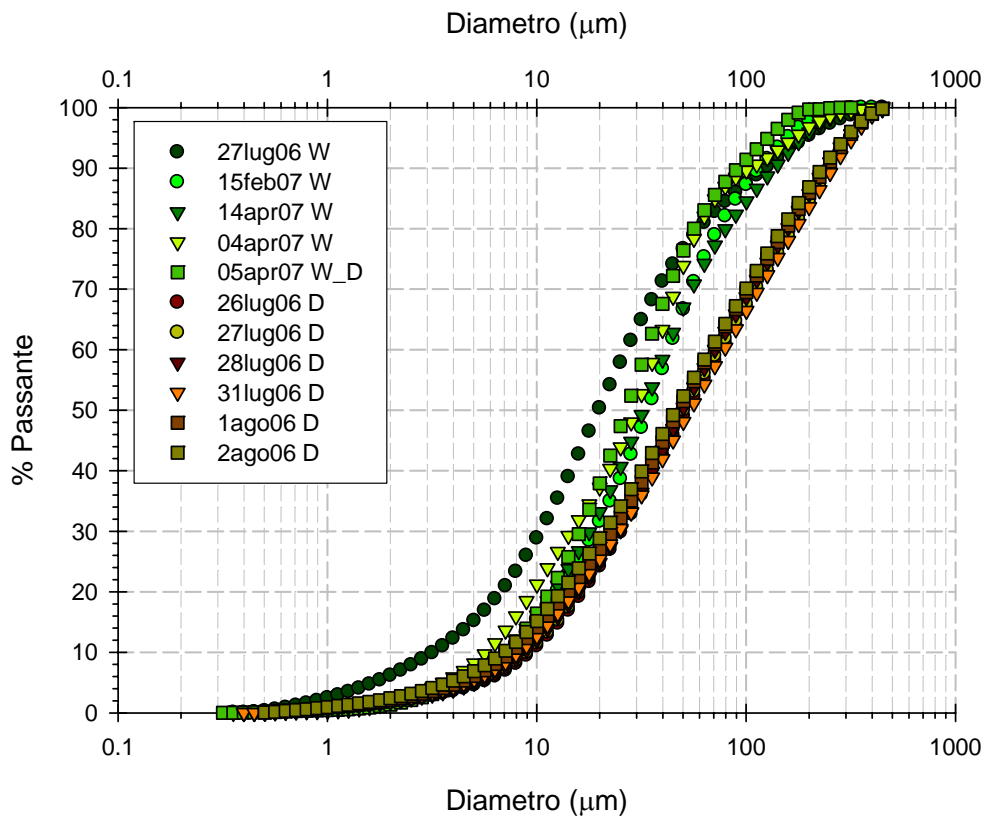


Figura 7.9 – Curve di distribuzione dimensionale di tutti gli eventi osservati

Il risultato di figura 7.9 appare di notevole interesse nel caratterizzare le curve di distribuzione in funzione delle condizioni di deflusso. E' infatti possibile definire una curva caratteristica delle condizioni di tempo bagnato ed una delle condizioni di tempo asciutto (figura 7.10)

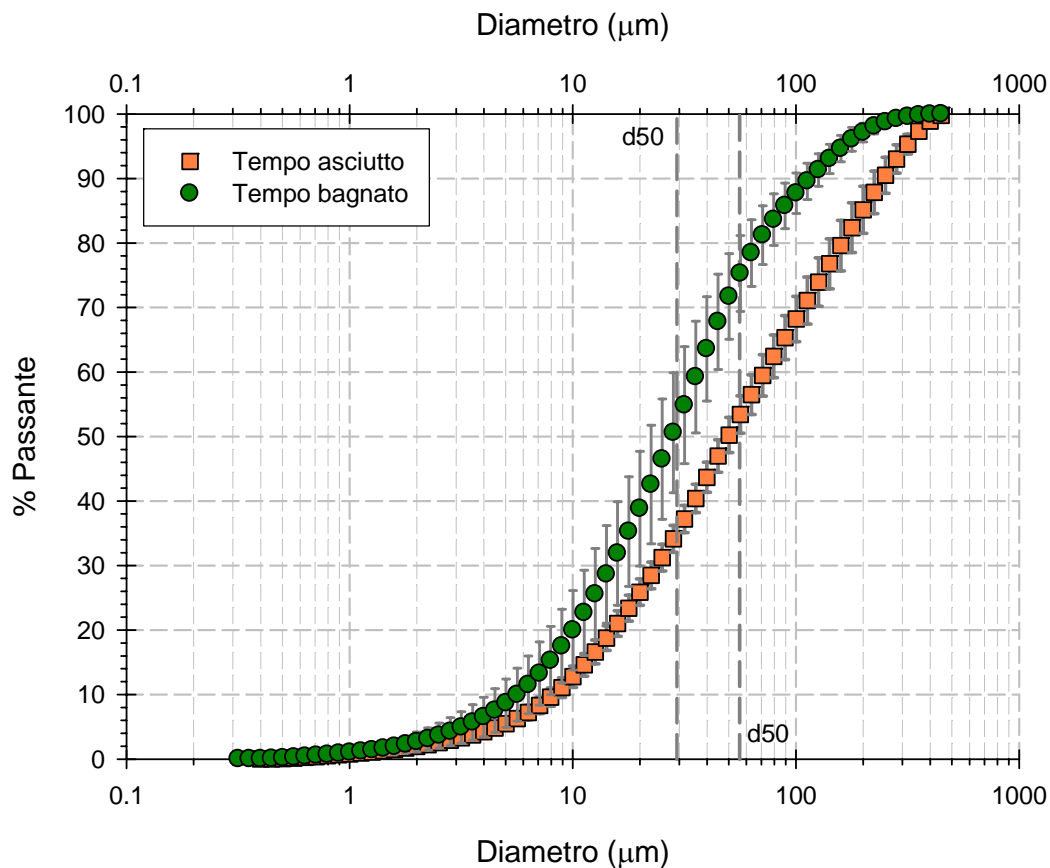


Figura 7.10 - Curve di distribuzione dimensionale delle particelle caratteristiche delle condizioni di deflusso

La figura 7.10 mostra per la curva di distribuzione dimensionale delle particelle in tempo asciutto una variazione standard minima rispetto alle curve osservate per ogni singolo evento, risulta simile ma, con una variazione standard leggermente più marcata in corrispondenza del diametro medio della distribuzione, il comportamento della curva caratteristica calcolata in condizioni di tempo bagnato.

La caratterizzazione delle curve di distribuzione dimensionale in funzione delle condizioni di deflusso permette di evidenziare che in condizioni di tempo bagnato il d_{50} delle particelle è più piccolo di quello osservato in condizioni di tempo asciutto, e in generale che la distribuzione risulta spostata verso i diametri più piccoli in condizioni di tempo bagnato rispetto alle condizioni di tempo asciutto. Questo comportamento verosimilmente è imputabile ad effetti di disaggregazione operati dalle forze idrodinamiche della corrente liquida, maggiori nel caso di correnti conseguenti ad eventi di pioggia, ovvero ad un accentuato fenomeno di flocculazione che si

verifica in condizioni di tempo asciutto sulle particelle presenti all'interno della sospensione.

7.4.1. Distribuzione Γ applicata alla distribuzione dimensionale delle particelle

Aver caratterizzato le curve di distribuzione granulometrica in funzione delle condizioni di deflusso apre importanti possibilità applicative di modelli numerici. Interessante a questo fine risulta associare alle distribuzioni osservate una distribuzione con relazione nota e funzione di pochi parametri.

Fra le diverse distribuzioni presenti in letteratura quella che meglio si è adattata alle curve da noi osservate è la distribuzione di tipo Γ .

La distribuzione Gamma, o distribuzione di Pearson del III tipo, è limitata inferiormente e illimitata superiormente e caratterizzata da due o tre parametri, a seconda che il limite inferiore coincida con zero oppure no (Maione e Moisello, 1993).

Questa distribuzione è detta Gamma perché dipende dalla funzione gamma, la quale data una costante $p \in (0, +\infty)$, è definita dall'integrale:

$$\Gamma(p) = \int_0^{+\infty} x^{p-1} e^{-x} dx$$

Che integrato per parti porge per $p > 1$

$$\Gamma(p) = \int_0^{+\infty} x^{p-1} e^{-x} dx = [x^{p-1} e^{-x}]_0^{+\infty} + (p-1) \int_0^{+\infty} x^{p-2} e^{-x} dx$$

$$\text{cioè } \Gamma(p) = (p-1)\Gamma(p-1)$$

Applicando successivamente la relazione precedente si ricava per intero l'espressione

$$\Gamma(p) = (p-1)(p-2)\dots\dots\dots(1) = (p-1)!$$

Nel caso della distribuzione dimensionale delle particelle essendo il limite inferiore uguale a zero, è stata utilizzata la distribuzione a due parametri.

In questo caso l'espressione che descrive la funzione di densità di probabilità di questa distribuzione è:

$$p(x; \alpha, \gamma) = \frac{\alpha^\gamma x^{\gamma-1} e^{-\alpha x}}{\Gamma(\gamma)}$$

Nella quale α e γ sono i due parametri caratteristici della distribuzione.

La funzione di probabilità è quindi rappresentata dall'espressione:

$$P(x; \alpha, \gamma) = \int_0^x \frac{\alpha^\gamma x^{\gamma-1} e^{-\alpha x}}{\Gamma(\gamma)} dx.$$

Quando il parametro γ è superiore a uno la moda della distribuzione gamma è fornita dall'espressione

$$\tilde{x} = \frac{\gamma - 1}{\alpha}$$

Quando il parametro γ diventa uguale a uno la distribuzione si riduce a una distribuzione esponenziale, caratterizzata dalla funzione di densità di probabilità

$$p(x; \alpha) = \alpha e^{-\alpha x}$$

E la moda coincide con il limite inferiore zero.

Quando, infine, il parametro γ diventa inferiore a uno la densità di probabilità tende a infinito al tendere di x a zero.

I due parametri α e γ possono essere espressi in funzione della media $\mu(x)$ e dello scarto quadratico medio $\sigma(x)$ per mezzo delle relazioni:

$$\alpha = \frac{\mu(x)}{\sigma^2(x)}$$

$$\gamma = \frac{\mu^2(x)}{\sigma^2(x)}$$

dalle quali appare chiaramente che entrambi i parametri crescono al crescere della media $\mu(x)$, mentre entrambi decrescono al crescere dello scarto quadratico medio $\sigma(x)$.

Da queste relazioni si ricava anche facilmente che al crescere del parametro γ sia la media $\mu(x)$ sia lo scarto quadratico medio $\sigma(x)$ crescono, mentre al contrario, al crescere del parametro α sia la media $\mu(x)$ sia lo scarto quadratico medio $\sigma(x)$ diminuiscono.

La funzione di probabilità $P(x)$, come sopra definita, è facilmente calcolabile con un comune elaboratore elettronico per mezzo di normali programmi di libreria (ad esempio MS-Excel). Questo approccio ci ha consentito di calcolare quindi, per ogni provino la relativa curva di distribuzione gamma, così come anche per ogni evento e per le curve caratteristiche delle condizioni di deflusso in tempo asciutto e tempo bagnato (figura 7.11).

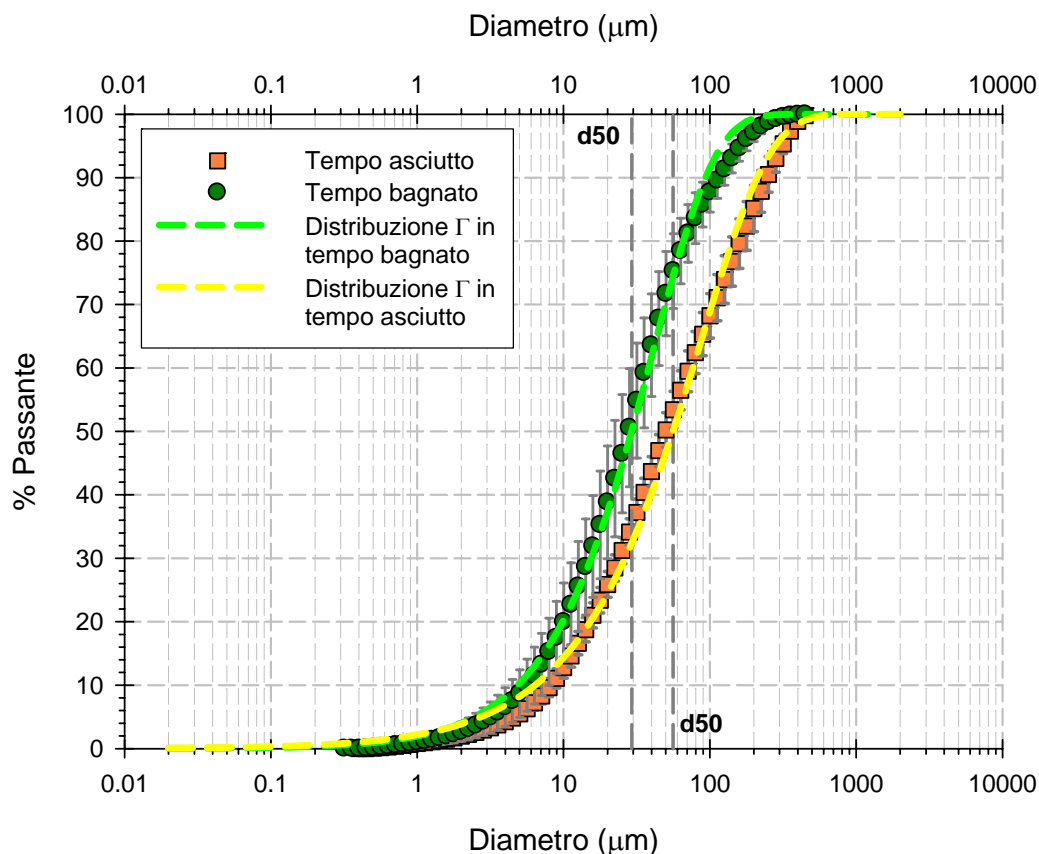


Figura 7.11- Stima delle curve di distribuzione dimensionale delle particelle caratteristiche delle condizioni di deflusso con la curva di distribuzione di tipo Γ

I risultati ottenuti evidenziano le importanti potenzialità della metodologia adottata, infatti con la caratterizzazione di soli due parametri, appunto α e γ , è possibile stimare la curva di distribuzione dimensionale delle particelle in acqua reflua caratteristica di una specifica condizione di deflusso, e poiché abbiamo già definito prima solo due distribuzioni caratteristiche delle condizioni di deflusso (tempo asciutto e tempo bagnato), con soli 4 parametri possiamo stimare in modo ottimale la distribuzione dimensionale delle particelle presenti all'interno della sospensione delle acque reflue di una rete di drenaggio di tipo misto.

Nel caso delle acque reflue del canale Liguori, relativamente ai campionamenti effettuati, in condizioni di deflusso caratteristiche del tempo asciutto sono state calcolati i seguenti valori dei parametri della distribuzione:

γ : 0.83
 α : 0.010

con un grado di correlazione R^2 pari a 99.81%, in corrispondenza dei quali si calcola un diametro d_{50} pari a 56 μm .

Parimenti in condizioni di deflusso caratteristiche del tempo bagnato sono stati calcolati i seguenti valori dei parametri della distribuzione:

γ : 1.07

α : 0.026

con un grado di correlazione R^2 pari a 99.89%, in corrispondenza dei quali si calcola un diametro d_{50} pari a 29,3 μm .

In conclusione questa parte della ricerca ha evidenziato condizioni caratteristiche, in termini di distribuzione delle particelle, per il canale Liguori. E' stato, infatti, possibile determinare due curve tipiche di distribuzione delle particelle, una caratteristica delle condizioni di tempo asciutto e una delle condizioni di tempo bagnato. Inoltre avendo caratterizzato le distribuzioni dimensionali delle particelle con una distribuzione di tipo Gamma, l'informazione completa sulle caratteristiche di distribuzione dimensionale delle particelle può essere sintetizzata nella conoscenza di soli due parametri e quindi facilmente utilizzabile in modelli matematici per la stima del trattamento e del trasporto d'inquinanti nel drenaggio urbano.

8 CARATTERISTICHE DEGLI INDICATORI DI QUALITÀ DELLE ACQUE DEL CANALE LIGUORI E IL LORO TRASPORTO IN RETE

8.1 Le caratteristiche qualitative e di partizione

E' ben documentato che il miglioramento dei processi degli impianti di trattamento delle acque reflue civili unitamente agli addizionali trattamenti delle portate sfioranti in tempo di pioggia dai sistemi di drenaggio di tipo misto può determinare significative riduzioni di carico inquinante sui corpi idrici recettori (Brzezinska and Zawilski, 2005).

Tuttavia è fondamentale la ricerca di soluzioni soddisfacenti per mitigare l'effetto dello scarico degli inquinanti. Nello specifico la complessità del problema è causata dalla variabilità degli sfiori (Piro et al, 2007a), intesa sia in termini di frequenza dell'evento, sia di concentrazione dei costituenti sia in termini di valori di portata.

Perciò un trattamento ottimizzato per il controllo degli sfiori deve prendere in considerazione la variabilità delle portate idrauliche e delle concentrazioni relativamente alle condizioni di tempo asciutto e di tempo bagnato e deve essere flessibile alle diverse e specifiche condizioni locali.

In tale contesto una preliminare selezione delle potenziali strategie di controllo e trattamento richiede l'analisi della distribuzione del carico inquinante e della partizione dello stesso (Zukovs and Marsalek, 2005). I parametri tipicamente analizzati, perché di significativo interesse nell'ambito dell'analisi dei carichi inquinanti del deflusso di dilavamento, sono i solidi presenti in sospensione e la domanda chimica d'ossigeno (COD) (Makepeace et al., 1995). In particolare, i solidi sospesi possono essere misurati in termini di Solidi sospesi totali (TSS) che rappresentano un buon indice per valutare l'inquinamento in tempo bagnato prodotto dallo scarico di portate pluviali nelle aree urbane (Sansalone et al., 1998).

In ragione di quanto premesso in questo lavoro di ricerca un obiettivo è stato quello di esaminare le relazioni fra le frazioni di COD e i TSS. Nello specifico sono state esaminate le caratteristiche di qualità delle acque reflue in condizioni di tempo asciutto e tempo di pioggia ed è stata analizzata la variabilità dell'indice di frazione

disciolta definito come $f_d = \text{COD}_d / \text{COD}_t$ inteso come importante indicatore per la scelta delle unità di trattamento ottimali.

Come è noto, convenzionalmente il trattamento delle acque reflue consiste in una combinazione di operazioni fisiche, biologiche e chimiche e processi per separare i solidi, convertire (generalmente per ossidazione) la materia organica e separare i nutrienti dalle acque reflue. Generalmente i processi di trattamento vengono distinti e classificati in trattamento primario, secondario (senza o con rimozione di nutrienti), e terziario. Nel trattamento primario solitamente si hanno le operazioni fisiche alle quali è assegnata la funzione di rimuovere i solidi organici ed inorganici con processi di sedimentazione e di flottazione. Nelle operazioni di trattamento secondario, sono usualmente utilizzati processi biologici (occasionalmente chimici) per convertire la maggior parte della materia organica (Metcalf e Eddy, 2006).

Il comportamento delle unità che si basano su operazioni fisiche e di quelle che si basano su processi biologici variano in funzione delle caratteristiche climatiche. In particolare, in tempo di pioggia il carico di solidi sospesi cresce, così come cresce la portata, in conseguenza dell'azione di lavaggio del materiale depositato sulla superficie del bacino nel tempo secco precedente (Rossi et al., 2005). In questo caso il sistema di drenaggio trasporta un'alta quantità di carico inorganico, la cui rimozione è generalmente assegnata ad unità di operazioni fisiche (trattamento primario). Contrariamente in condizioni di tempo asciutto il deflusso in rete è caratterizzato da alte concentrazioni di materiale organico, la cui conversione è generalmente affidata ad unità basate su processi biologici (trattamento secondario).

In questa ricerca il carico organico è stato stimato con la misura del COD ed il carico inorganico con la misura dei TSS.

Al fine di esaminare le differenze tra carico organico e inorganico sotto le diverse condizioni di tempo asciutto e bagnato, come già premesso al capitolo 3 sono stati condotti campionamenti nelle due rispettive condizioni di tempo.

La partizione del materiale organico presente in sospensione è stata eseguita suddividendolo in frazione particolata e in frazione disciolta.

Per fase disciolta si è definita la parte di materiale passante da un filtro a membrana con porosità pari $0.45 \mu\text{m}$, così come indicato dalle procedure IRSA-CNR

(www.irsa.cnr.it). Per frazione particolata si è definita la biomassa e l'altro materiale in forma particellare trattenuto dal filtro con porosità pari 0.45 µm.

I campioni così frazionati sono stati analizzati con riferimento alle procedure IRSA-CNR armonizzate ai protocolli dell'APHA. In particolare la concentrazione di solidi sospesi (TSS) è stata analizzata per ciascun campione in accordo al protocollo 2540D dell'APHA 1998. La concentrazione di COD, sia nella forma disciolta che in quella totale è stato determinato usando gli Standards methods 5220B by APHA 1998.

Prima di procedere alla precisazione del concetto di partizione è importante ricordare che le trasformazioni da fase a disciolta in fase particolata e viceversa, all'interno delle acque reflue avvengono in continuo, infatti fenomeni di idrolisi e fermentazione provocano la trasformazione della fase particolata in fase disciolta, mentre processi di crescita biologica e coalescenza provocano la conversione della parte disciolta in fase particolata (Warith et al, 1998). Infatti la partizione comprende specifici meccanismi di trasferimento di massa come l'assorbimento, lo scambio ionico, e di complessazione superficiale. Queste reazioni di partizione sono parzialmente non reversibili tra fase solida e fase solubile (Glenn et al., 2002).

La conoscenza delle cinetiche di partizione e le relative frazioni di fase disciolta (f_d) e fase particolata (f_p) inviata al trattamento sono di fondamentale importanza per i trattamenti locali dove il tempo di residenza sulla superficie urbana o nel sistema di drenaggio urbano sono inferiori ad alcune ore.

In questo contesto la concentrazione totale di un costituente (c_T) è la somma della concentrazione misurata nella fase disciolta (c_d) e della concentrazione misurata nella fase particolata (c_p), come di seguito analiticamente rappresentato:

$$c_T = c_d + c_p$$

Nel caso generale e nello specifico per il COD, la fase disciolta (f_d) e quella particolata (f_p) sono, rispettivamente, definite come:

$$f_d = \frac{c_d}{c_T} = \frac{m_d}{m_d + m_p} = \frac{COD_d}{COD_T}$$

e

$$f_p = \frac{c_p}{c_T} = \frac{m_p}{m_d + m_p} = \frac{COD_p}{COD_T}$$

dove m_d è la massa disciolta di COD (mg) e m_p è la massa riferita alla parte particolata di COD (mg).

In ragione di questa definizione un valore dell'indice $f_d > 0.5$, evidenzia che il COD è presente all'interno della sospensione principalmente in fase disciolta. La situazione opposta evidenzia di contro che il COD è presente principalmente nella fase particolata.

Al fine di analizzare solo le condizioni stazionarie di partizione in questo lavoro sono stati presi in considerazione solo i valori misurati in condizioni di equilibrio, cioè valori misurati per tempi maggiori di t_x in figure 8.1.

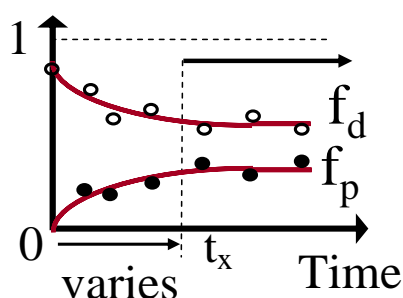


Figura 8.1 – Cinetica di partizione

La concentrazione relativa dei costituenti in fase disciolta non solo ha implicazioni significative per il trattamento e il trasporto degli inquinanti presenti nelle acque di deflusso, ma è anche indicativo della biodisponibilità dei costituenti nelle acque riceventi. Quando nella progettazione dei trattamenti consideriamo meccanismi di rimozione degli inquinanti di tipo primario, l'indice f_d è indicativo del meccanismo di controllo del trasporto dei costituenti e dei meccanismi che governano le relative distribuzioni della fase disciolta e della fase particolata (Sansalone et al., 2005).

Un totale di 20 osservazioni sono state caratterizzate durante il corso di questo studio. I risultati mostrano che le concentrazioni di COD variano da 97 a 503 mg/l, mentre le concentrazioni di TSS misurate per i singoli eventi osservati sono variabili da 69 a 325 mg/l. I valori misurati e le caratteristiche idrologiche associate di tutte le osservazioni sono state riassunte nella tabella 8.1. In particolare, i risultati evidenziano che le concentrazioni di TSS misurate in condizioni di tempo bagnato sono più elevate di quelle misurate in condizioni di tempo asciutto. In realtà, come ben documentato, in condizioni di tempo bagnato si provoca un aumento del flusso di COD e TSS dovuto

al lavaggio delle superfici impermeabili e dunque dei sedimenti accumulati durante il tempo asciutto all'interno della rete fognaria.

Tabella 8.1 - Caratteristiche idrologiche e concentrazioni di solidi e di materia organica misurata per ogni osservazione sperimentale sul bacino del canale Liguori

Campione	Condizioni di deflusso	Q_{max} (m^3/sec)	COD_t (mg/l)	COD_d (mg/l)	COD_p (mg/l)	TSS (mg/l)	fd
07/07/2006	Wet	0,5	253	95	158	124.6	0.377
12/07/2006	Wet	3,7	261	78	183	210.3	0.300
24/07/2006	Dry	0.4	285	109	176	95.3	0.382
25/07/2006	Dry	0.3	206	74	132	68.8	0.358
26/07/2006	Dry	0.3	225	74	151	107.6	0.328
27/07/2006	Dry	0.4	271	87	185	125.2	0.319
27/07/2006	Wet	6,6	197	58	139	148.0	0.295
28/07/2006	Dry	0.3	205	85	120	70.0	0.414
02/08/2006	Dry	0.3	211	65	146	81.2	0.310
25/01/2007	Wet	0.6	129	24	105	53.3	0.188
15/02/2007	Wet	1.2	249	43	207	195.6	0.171
04/04/2007	Wet	1.3	117	33	85	123.4	0.278
14/04/2007	Wet	0.5	379	76	304	399.5	0.199
26/04/2007	Wet	0.7	408	50	359	298.5	0.122
27/04/2007	Wet	0.5	251	52	199	208.1	0.208
18/05/2007	Wet	0.5	503	96	408	324.6	0.190
22/06/2007	Dry	0.3	154	52	102	39.4	0.338
23/06/2007	Dry	0.3	237	70	166	145.3	0.297
24/06/2007	Dry	0.3	59	29	30	31.5	0.493
25/06/2007	Dry	0.3	289	85	204	157.0	0.294

Interessanti correlazioni sono state trovate fra i parametri di qualità delle acque studiate. In particolare, la concentrazione di COD_t è stata messa in funzione della concentrazione TSS misurate per tutti i campionamenti, suddividendo evidenziando i punti misurati in condizioni di tempo asciutto da quelli misurati in condizioni di tempo bagnato per esaminarne le diverse caratteristiche (Piro et al, 2007c).

La figura 8.2 mostra alcuni risultati rilevanti. In primo luogo è evidente il diverso comportamento tra condizioni di tempo bagnato e condizioni di tempo asciutto, infatti è evidente che i punti relativi alle condizioni di tempo asciutto si concentrano tutti in un'area ristretta del piano TSS-COD, mentre quelli di tempo bagnato tendono a disporsi lungo una retta obliqua con coefficiente angolare inferiore ad uno confermando che i carichi inorganici in tempo bagnato risultano più elevati che in tempo asciutto, perchè generati in gran parte da componenti urbane.

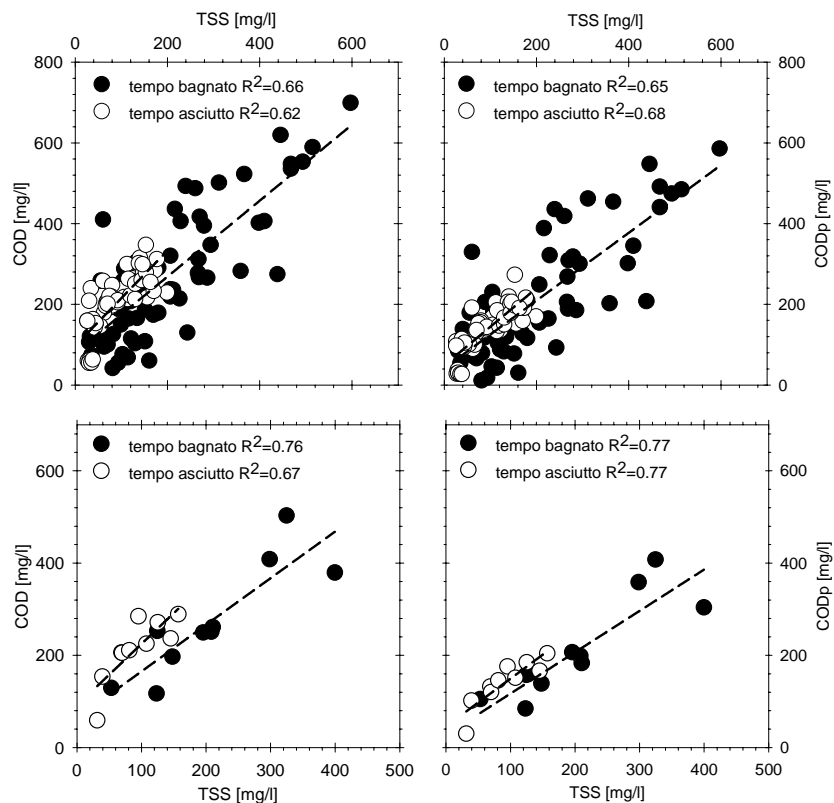


Figura 8.2 – Relazioni tra la concentrazione di TSS e le frazioni totale e particolata della concentrazione di COD, su ogni campione e sui valori medi di ogni evento

In secondo luogo, la migliore correlazione ottenuta tra la concentrazione di TSS e la concentrazione di COD_p evidenzia l'importanza di prendere in considerazione il COD_p come riferimento nella progettazione delle unità di trattamento basate su processi di tipo fisico.

Un'altra importante osservazione è possibile farla sull'indice di frazione disciolta f_d , perchè la sua variabilità può suggerire la scelta sulla forma di trattamento preferenziale o sulla serie delle unità di processo da adottare.

Come mostrato in tabella 8.1, la frazione disciolta di COD per tutti gli eventi si mantiene inferiore al valore di 0.5; nello specifico i valori di f_d osservati in condizioni di deflusso di tempo bagnato si mantengono approssimativamente intorno al valore di 0.3. Questo valore relativamente basso di frazione disciolta di COD indica che la massa organica si trova prevalentemente nella fase particolata della sospensione.

In aggiunta possiamo osservare nei grafici di figura 8.3, che l'indice di frazione disciolta f_d è stato riportato rispettivamente in funzione del singolo evento e del singolo campione senza distinguere le diverse condizioni di deflusso (grafici in alto) e

raggruppando i punti in relazione alle specifiche condizioni di deflusso (grafici in basso).

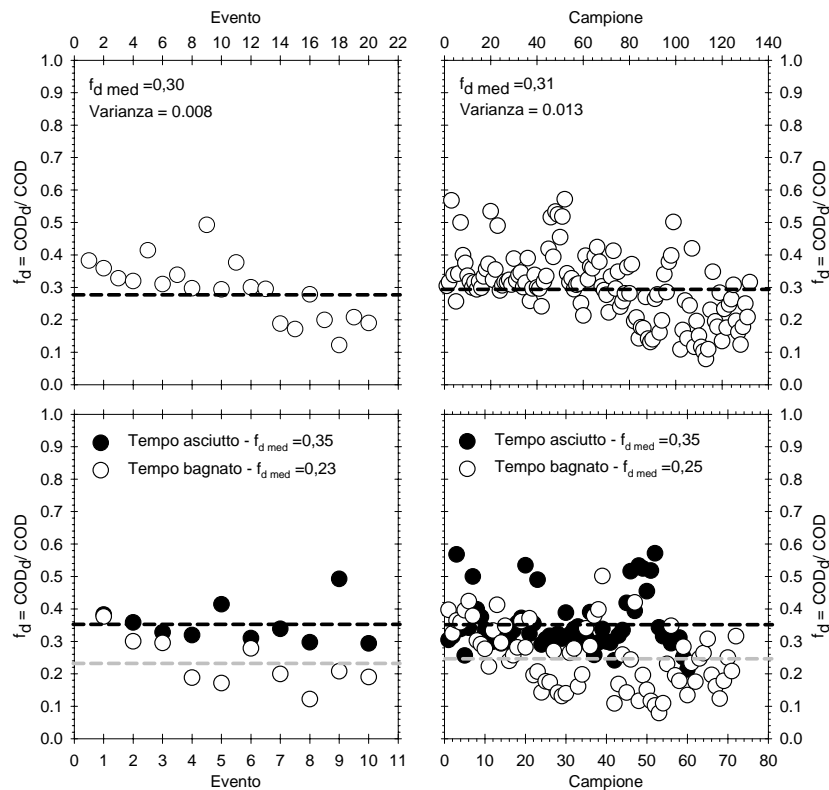


Figura 8.3 - Variabilità, frazione disciolta di COD, f_d , rispettivamente per ogni evento e per ogni campione, nel loro insieme e suddivisi per condizioni di deflusso

In tutti i casi l'analisi statistica ha rivelato valori di varianza molto bassi rispetto al valore medio di frazione disciolta f_d , nella tabella 8.2 si riassumono i valori.

Tabella 8.2 – Valori medi dell'indice di frazione disciolta di COD, misurati nelle diverse condizioni di deflusso

Condizioni di deflusso	Per evento		Per campione	
	$f_{d\ med}$	varianza	$f_{d\ med}$	varianza
Tutte	0,298	0,008	0,299	0,011
Tempo bagnato	0,233	0,006	0,251	0,010
Tempo asciutto	0,353	0,004	0,354	0,007

Lo studio condotto mostra che il valore f_d valutato per lo specifico sito sperimentale (canale Liguori) si mantiene sostanzialmente stabile al variare delle caratteristiche dell'evento, all'interno dell'intervallo 0.2-0.4.

Nello specifico si evidenzia che l'aumento di carico organico misurato in condizioni di tempo bagnato (figura 8.2) è imputabile essenzialmente alla fase particolata; si osserva, infatti, che la frazione in fase disciolta del COD raggiunge valori minimi

(circa 25%) in condizioni di tempo bagnato, diversamente raggiunge i valori massimi (circa 35%) in condizioni di tempo asciutto. Un'ulteriore informazione deducibile dai risultati ottenuti conferma che per gli eventi di tempo bagnato la variabilità delle f_d è maggiore, infatti, in tutti i casi pur misurando valori della varianza rispetto al valore medio ridotti, si sono sempre misurati valori di varianza più alti per le misure di tempo bagnato.

Questo tipo di analisi ha implicazioni fondamentali sulla selezione della strategia di controllo e trattamento delle acque reflue. Ad esempio, infatti, la fase particolata, che include anche la fase colloidale richiede tempi di residenza idraulica più lunghi rispetto alla fase disciolta.

In termini numerici i risultati ricavati dipendono dallo specifico bacino e dalla specifica rete di drenaggio, ma la metodologia usata e i risultati globali sono ragionevolmente trasferibili alle condizioni più generali. Ad esempio i risultati evidenziano valori più alti della frazione particolata f_p in condizioni di deflusso di tempo bagnato rispetto al tempo asciutto, confermando il processo di lavaggio delle superfici operato dagli eventi piovosi.

I risultati ottenuti hanno importanti implicazioni ai fini del progetto del sistema di trattamento in termini di sviluppo di strategie di controllo degli inquinanti organici e inorganici e di ottimizzazione delle singole unità di processo di trattamento. Nel caso dei risultati ottenuti la strategia di trattamento delle acque di pioggia del canale Liguori dovrebbe essere orientata all'adozione di unità di trattamento di tipo fisico. Le particelle potrebbero essere rimosse ricorrendo alla sedimentazione e alla chiarificazione. Infatti queste unità di trattamento avrebbero importanti risultati, oltre che sul contenimento dei carichi inorganici, anche sui carichi organici che come già evidenziato per il 70% sono veicolati nella fase particolata della sospensione.

8.2 Le caratteristiche del trasporto d'inquinanti

Abbiamo già visto nel precedente paragrafo, a conferma di quanto evidenziato già da altri autori (Chocat, 1997; Ashley et al., 2003), che gran parte del carico inquinante delle acque pluviali e miste può essere eliminato assieme ai solidi, in quanto presente sotto forma di particolato. La scelta e lo sviluppo di criteri di progetto per il trattamento delle acque può essere quindi indirizzato verso sistemi basati su processi di tipo fisico.

In tale contesto è importante studiare e approfondire, oltre alle caratteristiche chimiche e fisiche degli inquinanti, anche le dinamiche del trasporto degli stessi dalle correnti.

Mentre in condizioni di tempo asciutto il meccanismo di trasporto degli inquinanti è ben noto, in condizioni di deflusso di tempo bagnato, molti sono i fattori che influenzano la relazione tra questo e l'idrologia dell'evento. Questi fattori includono l'intensità delle precipitazioni, le ore precedenti di tempo secco (pdh), la geometria del bacino (estensione, forma, pendenze), la mobilità e le proprietà dei componenti, la durata del deflusso e le caratteristiche di distribuzione di deflusso.

A tale proposito s'inserisce la problematica esposta in precedenza relativa all'individuazione della porzione di evento da trattare ai fini della diminuzione del carico inquinante. In particolare la metodologia utilizzata per analizzare e definire la combinazione di questi diversi fattori è quella di "Mass Limited and Flow Limited" suggerita da Sansalone e Cristina (2004) e descritta in precedenza. In sintesi viene definito "flow limited" o evento limitato nella portata liquida, la condizione in cui la massa d'inquinante presente sulla superficie del bacino e all'interno della rete è tale da fornire un apporto costante al deflusso per l'intera durata dell'evento, in tali condizioni il flusso di massa diminuisce proporzionalmente alla portata liquida che in questo caso è appunto il fattore limitante del trasporto dell'inquinante. Diversamente quando la disponibilità di massa sulla superficie e all'interno della rete, in relazione alle caratteristiche ideologiche dell'evento di pioggia, diminuisce e/o si esaurisce prima della fine dell'evento, l'evento è definito "mass limited", o limitato nella massa, perché il fattore limitante nel trasporto dell'inquinante è proprio la diminuzione di massa. Il diverso comportamento tra Mass Limited e Flow Limited ha chiare implicazioni per il controllo in situ delle precipitazioni e del deflusso d'inquinanti. Ad esempio nel caso di evento Mass Limited, il comportamento dell'evento sarebbe quello già definito di "First Flush" e, dunque, potrebbe essere sufficiente solo la cattura e il trattamento della prima parte di volume defluito. Contrariamente per un evento Flow Limited, la proporzionalità fra volume defluito e massa trasportata, comporta la necessità di trattare tutto il volume in deflusso.

Nel presente lavoro gli eventi sono stati classificati con riferimento alla suesposta metodologia; in figura 8.4 sono riportati gli eventi osservati in condizioni di tempo asciutto e in figura 8.5 quelli osservati in condizioni di tempo bagnato.

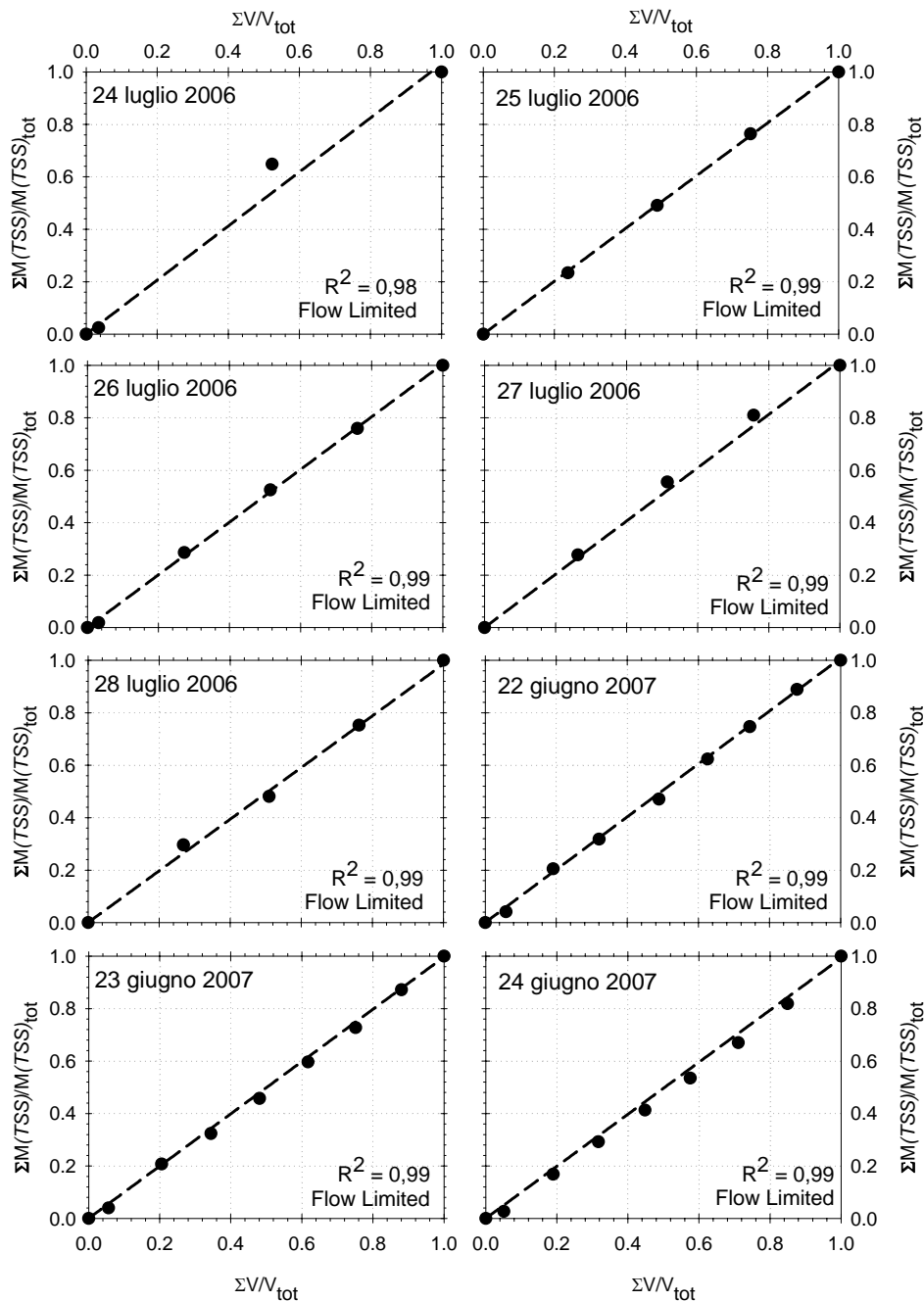


Figura 8.4 - Classificazione in Mass Limited e Flow Limited degli eventi osservati in condizioni di deflusso di tempo asciutto

Possiamo osservare che gli eventi misurati in condizioni di deflusso di tempo asciutto sono tutti classificati Flow Limited. Questo è un risultato che ci aspettavamo in relazione proprio alla definizione di Flow Limited e alle caratteristiche tipiche del deflusso di tempo asciutto. In queste condizioni, i fattori relativi all'idrologia e alla geometria del bacino urbano non entrano in gioco, infatti il deflusso è dovuto solo alla portata di base, poco variabile, e l'apporto di massa è frutto principalmente degli

scarichi civili mentre la risospensione del materiale di deposito nella rete di drenaggio può considerarsi praticamente nulla.

Più interessanti, in termini di variabilità, sono i risultati osservati per gli eventi di tempo bagnato. In queste condizioni su 8 eventi osservati (figura 8.5) 3 sono stati classificati Flow Limited e 5 Mass Limited.

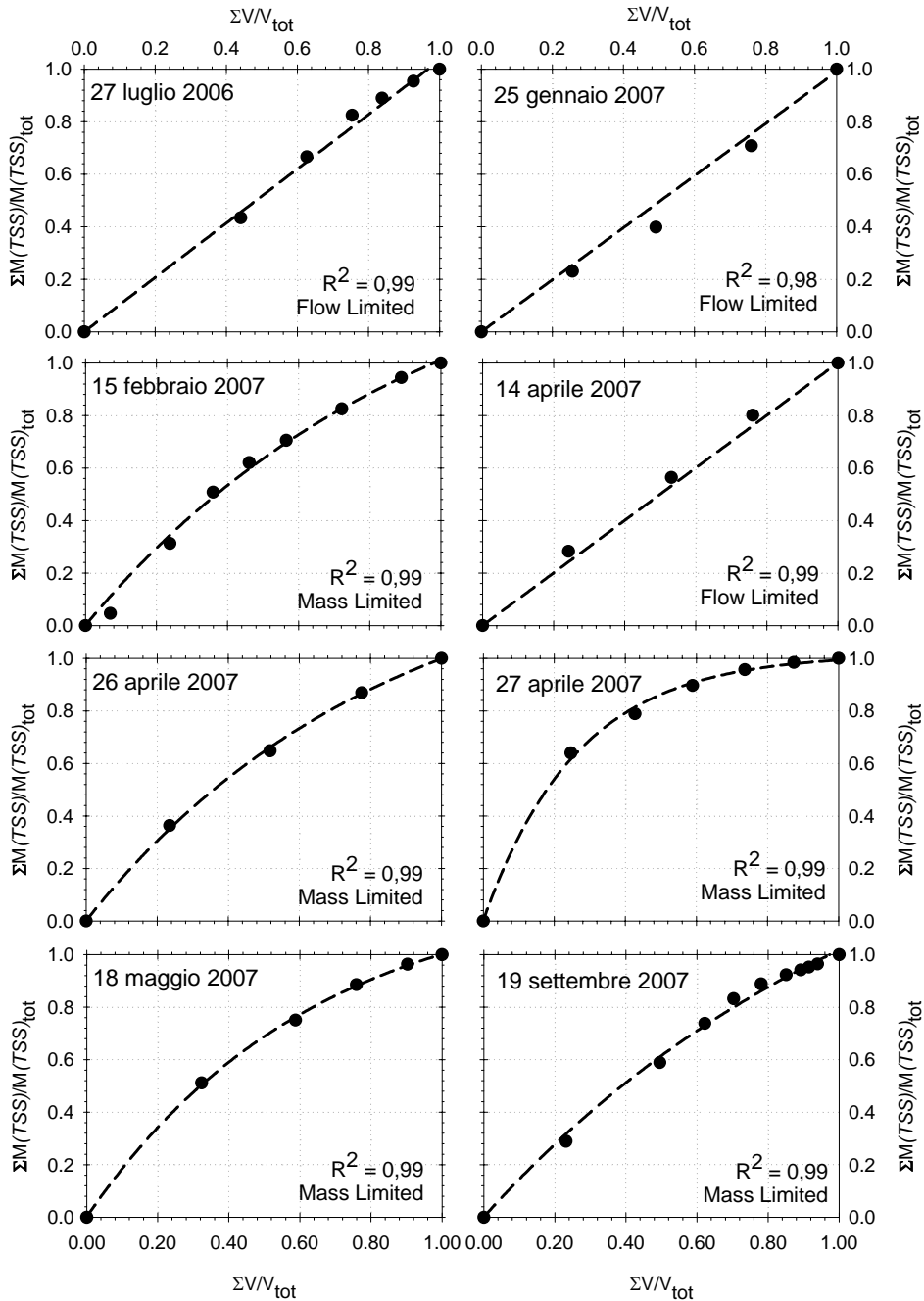


Figura 8.5 – Classificazione in Mass Limited e Flow Limited degli eventi osservati in condizioni di deflusso di tempo bagnato

Fra gli eventi Mass Limited caratteristico è l'evento osservato il 27 aprile 2007. Per questo evento risulta particolarmente accentuato il fenomeno di limitazione della massa, infatti si osserva che l'80% della massa risulta transitare in corrispondenza del 40% del volume. L'idrologia osservata per l'evento del 26 aprile 2007 è praticamente simile a quella del 27 aprile dello stesso anno, ma in questo caso l'evento è classificabile Mass Limited ma con curvatura molto contenuta (l'80% della massa transitata si misura in corrispondenza del 70% circa). La diversa risposta del bacino a due eventi con idrologia simile si spiega perché un evento è conseguente all'altro. Infatti la disponibilità di massa per l'evento del 27 aprile è evidentemente inferiore a quella del 26 aprile perché in parte già utilizzata dall'evento piovoso precedente.

Quest'analisi ha evidenziato e ribadito la variabilità di comportamento del bacino e della relativa rete di drenaggio quanto sottoposti ad eventi piovosi. Solo in un caso su dieci si è rilevata una chiara condizione di First Flush (evento del 27 aprile 2007), in tutti gli altri casi la combinazione dei diversi fattori, idrologici, temporali e geometrici, ha prodotto eventi per i quali risulta necessario trattare l'intero volume defluito. Allo stesso modo interessante, ai fini delle scelte progettuali sui tipi di trattamento, risulta l'informazione dedotta dall'analisi degli eventi consecutivi del 26 e 27 aprile 2007. Infatti ciò rivela, per gli eventi successivi al primo, l'accentuarsi del fenomeno del First Flush e dunque la possibilità di trattare solo una parte del volume in deflusso.

In definitiva la classificazione e l'analisi in eventi Flow e Mass Limited, indirizza a ricercare soluzioni che trattino l'intero volume in deflusso, con la possibilità di aumentare, all'occorrenza, i tempi di residenza idraulica, ricorrendo a tecniche di vuotamento controllato e trattando solo una parte del volume in deflusso degli eventi immediatamente successivi.

9 TRATTAMENTO IN UN SEDIMENTATORE CON FUNZIONAMENTO A FLUSSO A PISTONE: APPLICAZIONE ALLE ACQUE DEL CANALE LIGUORI

Dai precedenti capitoli emergono le seguenti notazioni:

- un'elevata variabilità di comportamento nel trasporto degli inquinanti, in tempo bagnato, rivelando la necessità di sottoporre a trattamento tutto il volume eccedente la portata convogliata agli impianti di depurazione, e pertanto destinata allo scarico nel corpo idrico recettore,
- le analisi di caratterizzazione delle acque del canale Liguori ha evidenziato che in media il 70% del carico organico è veicolato dalla fase particolata, e che in condizioni di deflusso di tempo bagnato questa quota si alza al 75% circa,
- la distribuzione dimensionale delle particelle caratteristica delle condizioni di deflusso di tempo bagnato (figura 7.11) rileva per le acque reflue del canale Liguori la quasi totalità di particelle con dimensione superiore a 1 μm e circa l'80% di dimensione superiore a 10 μm , e che, quindi classificabile fra i solidi sospesi (figura 9.1).

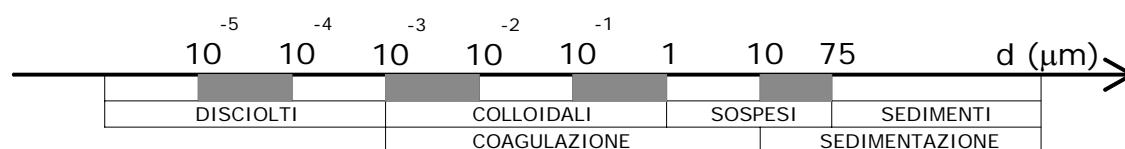


Figura 9.1 – Classificazione dei solidi e trattamento indicato per la rimozione

Quanto osservato nelle analisi sperimentali di caratterizzazione delle acque del canale Liguori suggerisce la necessità di procedere al trattamento delle acque di “overflow” la possibilità di ricorrere ad un trattamento di tipo fisico e di scegliere quale tecnica di separazione dei solidi sospesi il processo di sedimentazione.

La sedimentazione rappresenta la più importante operazione unitaria nel settore dell'Ingegneria Sanitaria-Ambientale (Sirini, 2002); infatti, la maggior parte dei processi di trattamento dei fluidi include quasi sempre questa tecnica di separazione e anche da un punto di vista storico la sedimentazione può ritenersi il primo trattamento utilizzato per la rimozione dei solidi contenuti nelle acque.

9.1.1 Stima analitica dell'efficienza di rimozione della sedimentazione

In relazione a quanto osservato nel presente lavoro di tesi è stato studiato il trattamento di sedimentazione libera. Le considerazioni analitiche già trattate nel capitolo 3, consentono di sviluppare interessanti criteri di dimensionamento delle unità di separazione di particelle contenute in un fluido. I risultati sono infatti applicabili direttamente al dimensionamento delle unità di rimozione del particolato solido.

Nello sviluppo di questa ricerca si è fatto riferimento a separatori a flusso longitudinale continuo. Senza togliere generalità al problema, si può dire che per fissate caratteristiche del fluido e della particella, la velocità limite di sedimentazione si può considerare una funzione del solo diametro, potendo scrivere:

$$v_p = v_p(d_p^\alpha)$$

Dove v_p è la velocità limite di sedimentazione [LT-1], d_p il diametro della particella [L], α parametro variabile in funzione del tipo di relazione adottata.

Ad esempio nel campo di applicazione della legge di Stokes, si avrebbe:

$$v_p = \frac{g(\rho_p - \rho_w)d_p^2}{18\mu}$$

Pertanto nota che sia la Curva di Distribuzione Dimensionale (CDD) delle particelle contenute del fluido da trattare, che fornisce per ogni valore del diametro la percentuale di particelle con diametro uguale o inferiore al diametro considerato, è possibile associare a questa la Curva di Velocità di Sedimentazione (CVS), come mostrato in figura 9.2.

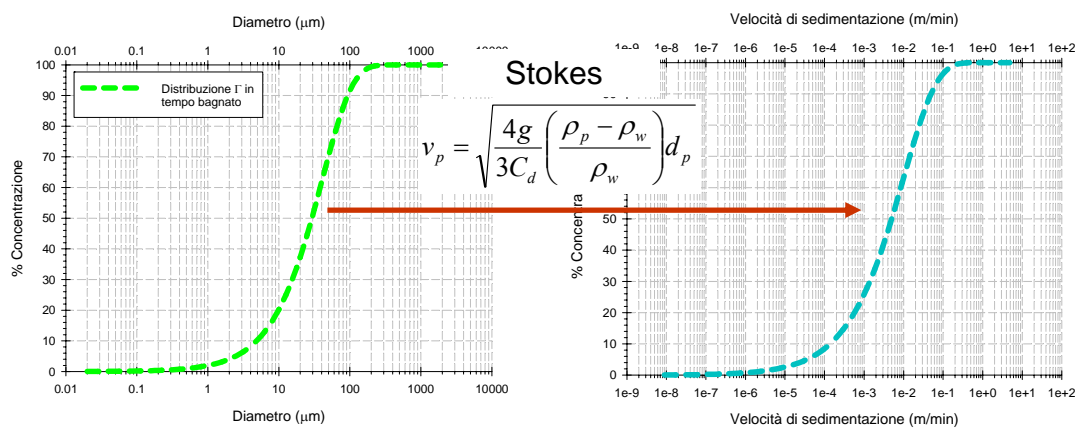


Figura 9.2 – Procedimento adottato di associazione fra la curva di velocità di sedimentazione e la curva di distribuzione dimensionale delle particelle

La curva di velocità di sedimentazione si ottiene dalla curva di distribuzione dimensionale delle particelle associando a ogni diametro, per condizioni al contorno fissate (temperatura, densità del fluido e delle particelle), il corrispondente valore della velocità limite di sedimentazione calcolata una espressione del tipo citata in precedenza. In tal modo la curva di velocità di sedimentazione consente di ricavare, per ogni assegnato valore della velocità di sedimentazione, e dunque per il corrispondente diametro, la percentuale di particelle che presentano velocità di sedimentazione uguale o inferiore al valore considerato. Adottando questa metodologia, per assegnate dimensioni del reattore, nota la portata influente è possibile determinare l'efficienza globale E di rimozione. Determinato, infatti, il valore della velocità di overflow v_0 , attraverso la curva di velocità di sedimentazione è possibile individuare la percentuale P_0 di particelle con velocità di sedimentazione inferiore o uguale a v_0 e, dunque, la quantità $(1-P_0)$ pari alla frazione di particelle completamente rimosse dal reattore. Per la restante frazione, atteso che per ogni diametro d è nota dalla curva di distribuzione dimensionale la percentuale ΔP di particelle aventi diametro nell'intorno di d , e che per tale percentuale la rimozione risulta nel rapporto $r_j = h(d_j)/H$, con H altezza del reattore, l'efficienza globale di rimozione sarà:

$$E = (1 - P_0) + \sum_j r_j \Delta P_j$$

Per quanto già evidenziato nei precedenti capitoli è stato possibile caratterizzare con buona approssimazione, per le specifiche condizioni di deflusso di tempo bagnato e di tempo asciutto, le curve di distribuzione dimensionale delle particelle con la distribuzione di tipo Gamma (figura 7.11); di conseguenza a quanto sopra richiamato è stato possibile determinare anche le curve caratteristiche delle velocità di sedimentazione in relazione a condizioni di tempo bagnato e di tempo asciutto. Pertanto assumendo la temperatura dell'acqua pari a 20°C, il peso specifico delle particelle pari a 1200 kg/m³, sono state calcolate le caratteristiche curve di velocità di sedimentazione del canale Liguori rispettivamente in condizioni bagnate e asciutte (figura 9.3).

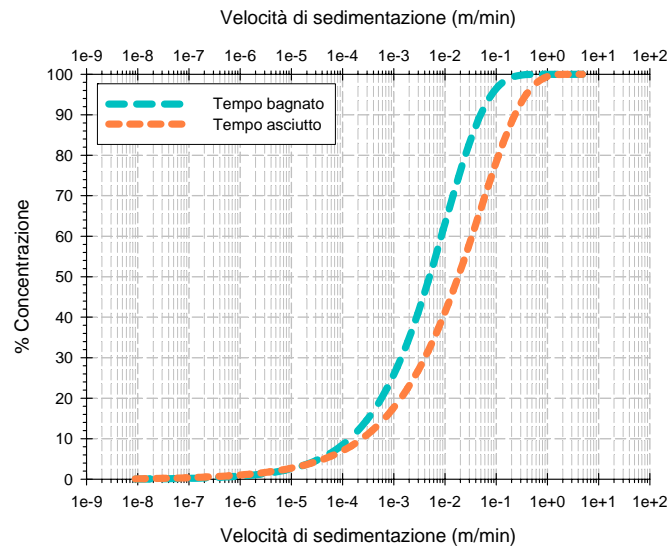


Figura 9.3 – Curve caratteristiche di velocità di sedimentazione per le diverse condizioni di deflusso (tempo asciutto e tempo bagnato)

9.1.2 Verifica sperimentale della stima dell'efficienza di rimozione

A fianco della trattazione analitica del trattamento di sedimentazione è stato ritenuto utile al fine di stimare la correttezza dell'ipotesi fatte ricavare la curva di velocità di sedimentazione anche per via sperimentale.

La prova sperimentale è stata realizzata con riferimento a una prova di tipo batch condotta in una colonna di sedimentazione realizzata presso il dipartimento di Difesa del Suolo “V. Marone” dell'Università della Calabria (figura 9.4).



Figura 9.4 – Installazione sperimentale per la misura in colonna di sedimentazione

Da un campione, pari a circa 300 l, prelevato direttamente dal canale Liguori, sono stati prelevati 60 litri e inseriti nella colonna fino a riempirla. Dopo aver provveduto ad idonea miscelazione, mediante insufflazione d'aria, per ottimizzare la dispersione delle particelle lungo tutta la colonna, è stata prima misurata la concentrazione iniziale di TSS della sospensione, e quindi sono stati prelevati campioni dai rubinetti ad intervalli regolari di 5 minuti per un totale di 10 volte.

I campioni sono stati quindi analizzati per la stima del tenore di TSS. La misura di TSS di ogni campione ha restituito l'informazione sulla concentrazione presente al tempo "i" alla quota del rubinetto "j"; la differenza fra questo valore e la concentrazione iniziale di TSS, ha fornito informazioni in merito al contenuto di solidi sospesi rimosso per sedimentazione alla quota "j" fino al tempo "i". Disponendo tutti i dati in merito al contenuto di TSS rimosso per le diverse coppie (i,j) del piano altezza, tempo è stato possibile determinare le curve di efficienza del sistema (figura 9.5).

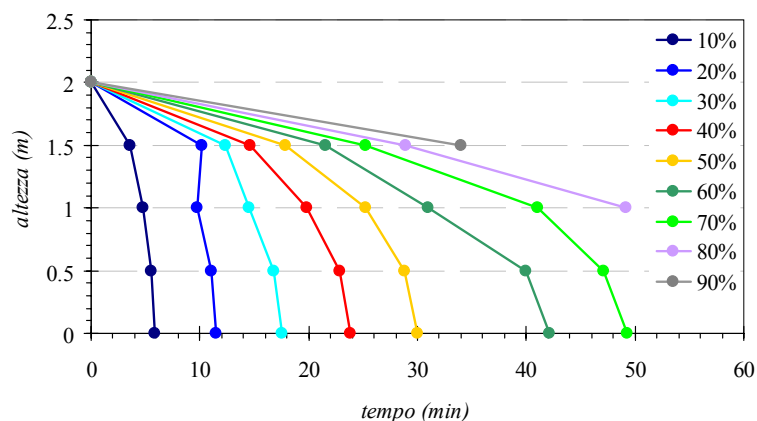


Figura 9.5 – Curve d'efficienza misurate sperimentalmente con la colonna di sedimentazione

Con riferimento ai risultati delle prove di sedimentazione in colonna di figura 9.5, si può notare che le curve a uguale efficienza di rimozione non sono caratterizzate da una pendenza costante, così come previsto dalla trattazione analitica nel processo di sedimentazione libera. Poiché la pendenza di tali curve rappresenta istante per istante la velocità di sedimentazione (dh/dt), la crescente pendenza che possiamo osservare nelle curve di figura 9.5, rivela l'esistenza di un processo di aumento delle dimensioni delle particelle, cioè un processo di aggregazione delle particelle, proprio della sedimentazione per flocculazione.

Per verificare l'attendibilità dell'applicazione della legge di Stokes, per la determinazione della curva di velocità di sedimentazione partendo dalle curve caratteristiche di distribuzione dimensionale delle particelle, si è provveduto a calcolare in funzione dei dati sperimentali la CVS e a confrontarla con quella ottenuta per via analitica (figura 9.6).

L'efficienza globale di rimozione riferita a un tempo di residenza idraulica θ è data dalla seguente relazione:

$$E = E(\theta) + \sum_i (E_i - E_{i+1}) \frac{h_{i,i+1}}{H}$$

Dove $E(\theta)$ è l'efficienza di rimozione della curva che interseca l'asse del tempo in θ , $h_{i,i+1}$ è la profondità del punto medio del segmento fra E_i e E_{i+1} , individuati dalla verticale passante per θ .

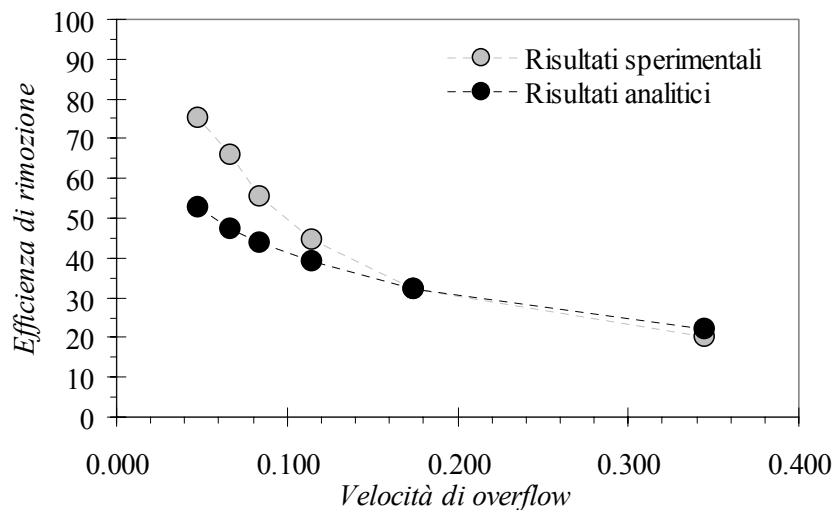


Figura 9.6 – Confronto fra efficienza di rimozione globale misurata sperimentalmente con prova su colonna e stimata con metodo analitico

I risultati presentati in figura 9.6 evidenziano che il modello, in relazione ai dati in ingresso, interpreta abbastanza bene i dati misurati sperimentalmente per velocità relativamente alte, di contro sottostima l'efficienza di rimozione per particelle piccole con diametri inferiori (ridotte velocità di sedimentazione). Quest'ultima considerazione, in effetti, era attesa in relazione ai risultati relativi alle prove su colonna, infatti, l'andamento osservato è tipico della sedimentazione per flocculazione, molto più evidente e rilevante sulle piccole particelle, che nel tempo

tendono ad aggregarsi e ad aumentare la velocità di sedimentazione (in figura 9.5 questo è evidenziato dall'accentuata concavità verso il basso delle curve di efficienza).

9.1.3 *Correzione del metodo analitico*

Lo studio dei dati riportati nel grafico di figura 9.6 ha evidenziato che la differenza tra l'efficienza totale di rimozione misurata sperimentalmente su colonna e quella misurata analiticamente decresce in modo esponenziale al crescere della velocità di overflow v_{of} fino ad annullarsi per velocità relativamente alti (figura 9.6).

In particolare, definendo il differenziale normalizzato δ_v come:

$$\delta_v = \frac{E_s - E_m}{v_{of}},$$

con E_s efficienza totale di rimozione misurata sperimentalmente, E_m efficienza totale di rimozione stimata analiticamente e v_{of} velocità di overflow fissata, è possibile ottenere una relazione, del tipo esponenziale decrescente a due parametri, con un'elevata correlazione ($R^2=99\%$) fra δ_v e v_{of} (figura 9.7).

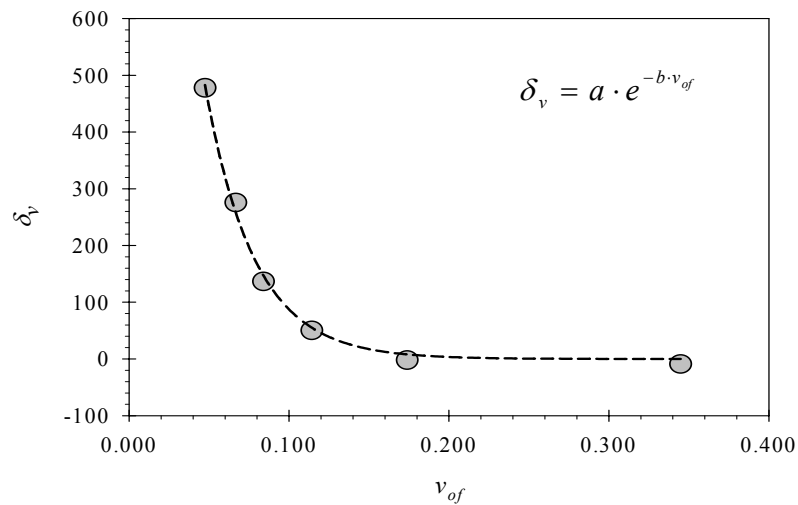


Figura 9.7 – Relazione fra la velocità di overflow v_{of} e il differenziale normalizzato δ_v

Determinati quindi i parametri a e b della relazione δ_v-v_{of} è possibile correggere il valore dell'efficienza globale stimato con il metodo analitico E_m ; infatti:

$$E_R = E_m + \delta_v \cdot v_{of},$$

che più in generale può scriversi:

$$E_R = E_m + v_{of} \cdot a \cdot e^{-b \cdot v_{of}}$$

Dove E_R è l'efficienza di rimozione totale analitica corretta.

Questa metodologia è stata applicata ai dati sperimentali con soddisfacenti risultati (figura 9.8).

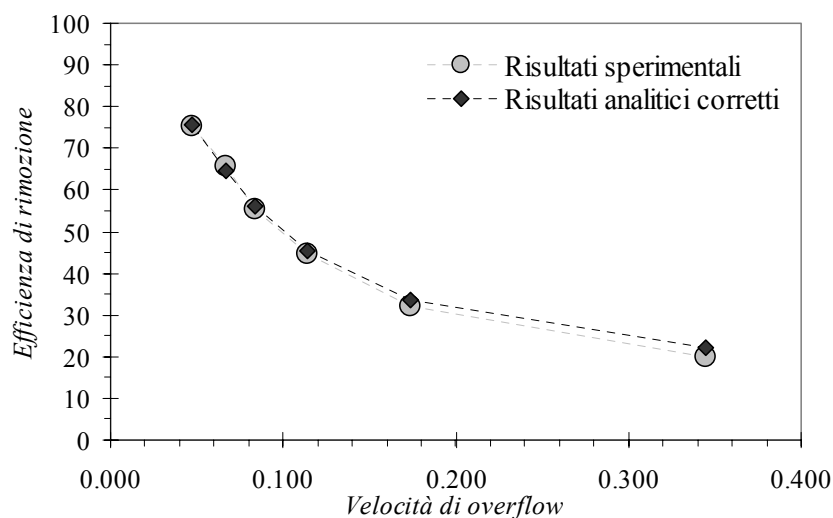


Figura 9.8 - Confronto fra efficienza di rimozione globale misurata sperimentalmente con prova su colonna e ed efficienza stimata con metodo analitico corretta

La figura 9.8 evidenzia chiaramente che la procedura di correzione adottata consente di adottare, per le condizioni locali del canale Liguori, la procedura analitica basata sulla sedimentazione libera delle particelle anche al caso della sedimentazione con flocculazione stimato valori di efficienza globale praticamente uguali a quelli misurati con prova di sedimentazione su colonna.

Ulteriori studi saranno volti ad approfondire i processi di flocculazione e l'applicabilità della metodologia di correzione anche ad altri bacini.

9.2 Simulazione di trattamento in un sedimentatore a flusso continuo a pistone

Allo scopo di evidenziare alcune delle potenzialità della ricerca sperimentale in termini di applicazioni e di supporto alla progettazione di manufatti di trattamento, i risultati e le deduzioni sono stati utilizzati nello sviluppo di un semplice codice di calcolo per la stima del pollutogramma in uscita da una vasca di sedimentazione con funzionamento di flusso a pistone.

Nello specifico il processo depurativo nella vasca di pioggia viene trattato con riferimento alla teoria della sedimentazione libera delle particelle, calibrata sul caso locale con la procedura esposta al precedente paragrafo 9.1.3, e per la risposta idraulica della vasca, intesa come distribuzione dei tempi di residenza idraulica, è stata

considerata la distribuzione normale dei tempi di residenza idraulica così come sperimentato e proposto su reattore con flusso a pistone reale da Levenspiel (Levenspiel, 1999).

Il codice proposto acquisisce, come dato in ingresso, il pollutogramma della massa entrante nella vasca $Me(t)$, il quale messo in relazione con la curva caratteristica di distribuzione dimensionale delle particelle (PSD o CDD) specifica della particolare condizione di deflusso (tempo bagnato o tempo asciutto), attraverso la legge di Stokes consente il calcolo della curva delle velocità di sedimentazione (CVS) e quindi l'efficienza di rimozione globale della sedimentazione (figura 9.9).

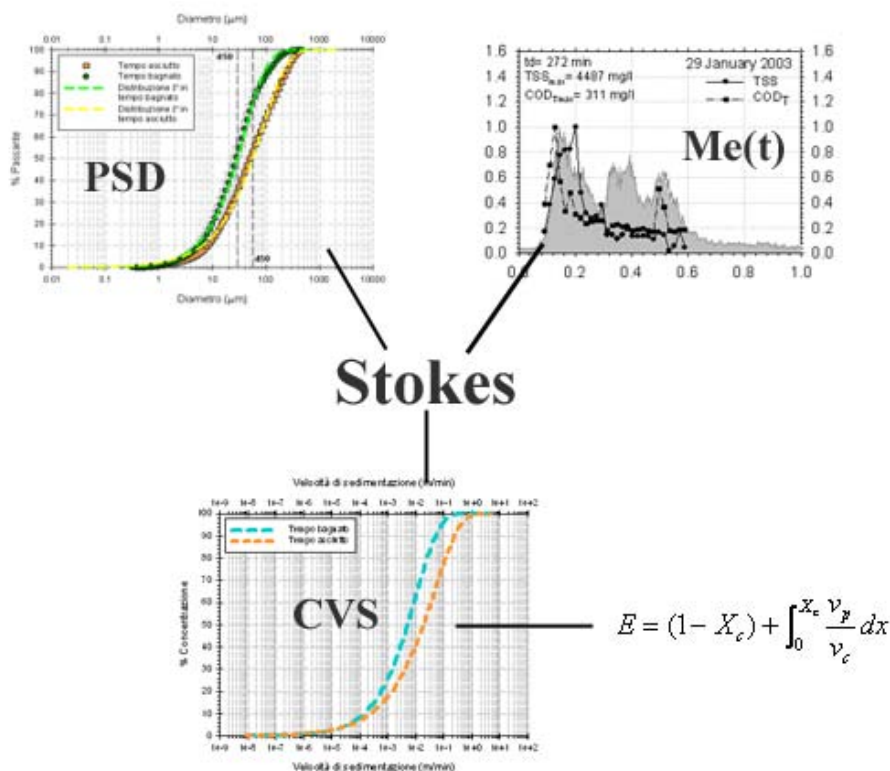


Figura 9.9 – Codice di calcolo - Fase di stima della reazione di sedimentazione

Allo scopo di simulare il comportamento idraulico del reattore reale è stato considerato il pollutogramma della massa passante $M_p(t)$, cioè quella depurata con la teoria della sedimentazione libera della quantità trattenuta. Infatti, sotto tali ipotesi, il reattore determinerà la modifica del segnale in ingresso $M_p(t)$, producendo una massa in uscita descritta dalla funzione $M_u(t)$. E' noto che all'istante generico t , la massa uscente dal reattore sarà costituita in generale da particelle caratterizzate da differenti tempi di residenza idraulica. La risposta idraulica del reattore ad un segnale impulsivo, descritta dalla curva di distribuzione dei tempi di residenza idraulica (RTD-Residence

Time Distribution), come premesso, è stata approssimata dalla distribuzione normale, assumendo come media il tempo teorico di residenza idraulica (V/Q) e come deviazione standard il coeff. di dispersione assiale d .

La curva di variazione nel tempo della massa passante $M_p(t)$ è stata, dunque, intesa come una successione di segnali impulsivi, e nell'ipotesi di sovrapposizione degli effetti la curva di variazione della massa uscente dalla vasca è stata calcolata con il procedimento della convoluzione (figura 9.10):

$$M_u(T) = \int_0^T M_p(T-t) * E(T) dt$$

dove $M_u(T)$ è la massa uscente al tempo T , $M_p(T-t)$ è la massa passante in ingresso al tempo $T-t$ ed $E(T)$ è la funzione differenziale della distribuzione dei tempi di residenza (Wörner et al., 2007).

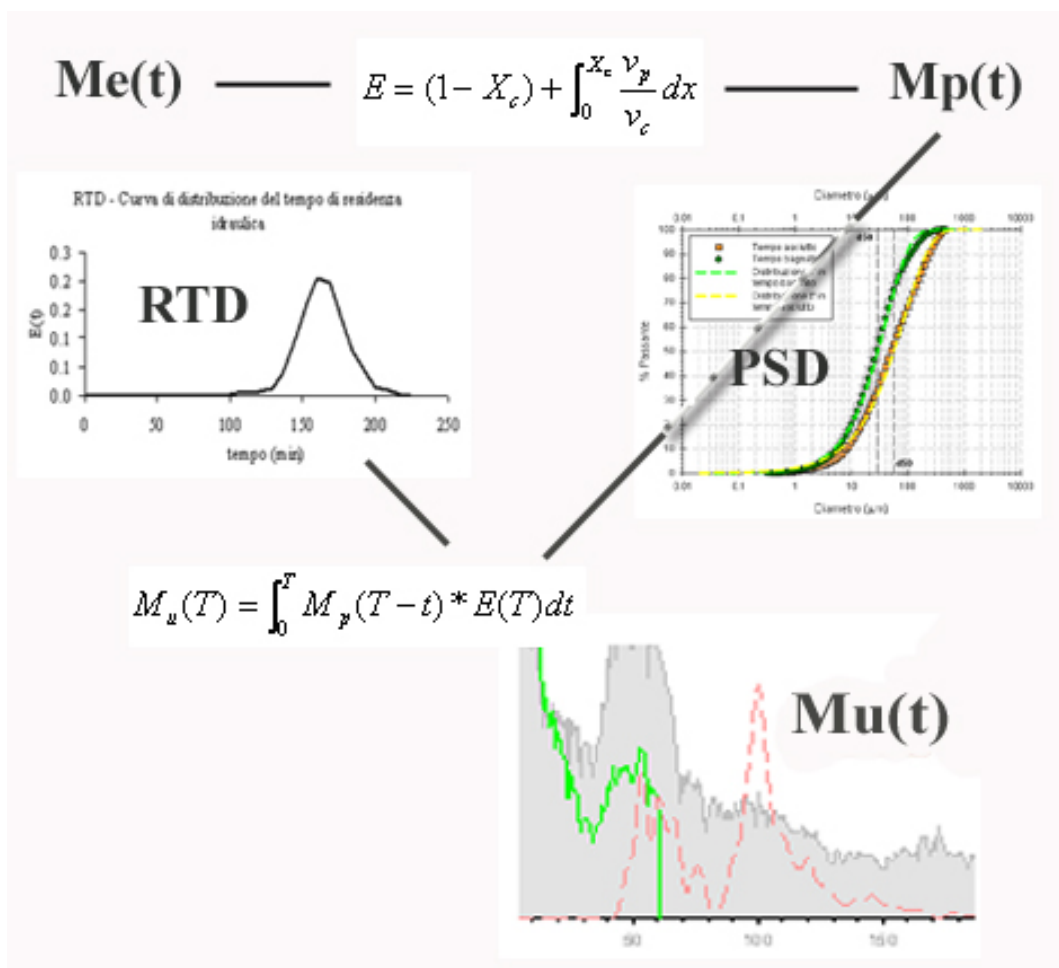


Figura 9.10 - Codice di calcolo - Fase di stima del pollutogramma in uscita dal reattore

La tecnica sopra esposta è stata applicata ad alcuni eventi osservati sperimentalmente ottenendo interessanti indicazioni sul comportamento della massa in uscita da un sedimentatore con funzionamento di flusso a pistone.

Di seguito si riportano in forma grafica i risultati della simulazione relativa all'evento del 12 febbraio 2007 utilizzando 4 diversi volumi della vasca (3.000 m^3 , 5.000 m^3 , 8.000 m^3 e 10.000 m^3).

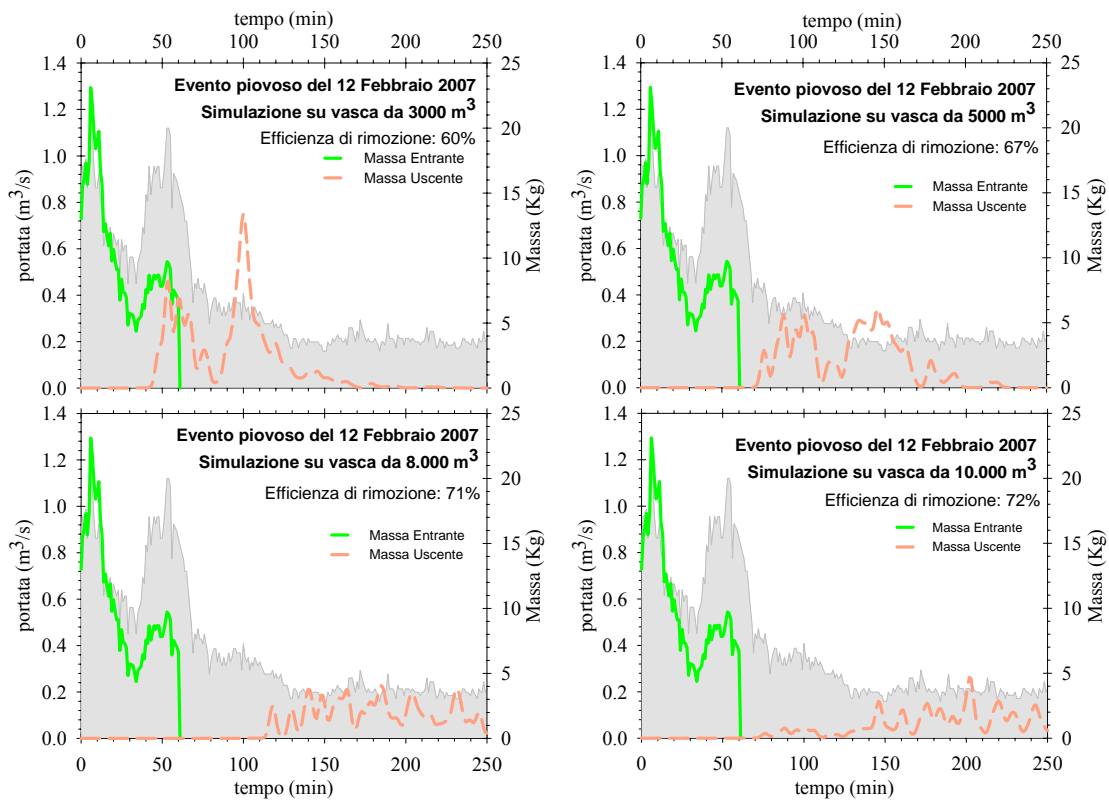


Figura 9.11 – Risultati della simulazione applicata all'evento del 12/02/2007 con vasche di diversa capacità

I risultati delle simulazioni presentate in figura 9.11, evidenziano l'importanza di affiancare alla stima dell'efficienza globale di rimozione della massa l'analisi della risposta idraulica del reattore. E' evidente dal confronto dei diagrammi in figura 9.11, che l'aumento delle dimensioni della vasca determina, come era ovvio aspettarsi, il miglioramento dell'efficienza di rimozione, ma anche la variazione delle leggi della massa in uscita. In particolare si osserva per i pollutogrammi della massa in uscita un graduale ritardo nel rilascio dei picchi di inquinante, in relazione all'aumento dei volumi, e una distribuzione del rilascio della massa in un tempo più lungo. Questo effetto di "laminazione" delle masse nel tempo è ovviamente una condizione

favorevole per ciò che si trova a valle (impianto di depurazione per reflui civili o corpo idrico recettore), risultando simile negli effetti ad un'azione di diluizione e di regolazione verso i valori più bassi della concentrazione d'inquinanti.

10 Conclusioni

Nel presente lavoro è stato proposto un approccio metodologico fondato su un'attenta campagna sperimentale di osservazioni pluvio-idrometriche e prelievi per l'analisi delle caratteristiche qualitative delle acque reflue.

Particolare attenzione è stata volta alla fase di campionamento, che può definirsi come l'operazione di prelevamento di una porzione d'acqua reflua in una quantità tale da rappresentare, entro un limite definito e accettabile, le proprietà dell'acqua reflua nel suo insieme. In tal senso è stata preferita alla metodologia di campionamento automatica quella manuale, perchè assicura un maggior controllo delle operazioni, favorisce il prelievo in duplicato dei campioni e limita i problemi di "cross-contamination", cioè del trasferimento di parte del materiale prelevato da un momento temporale ad uno successivo.

Le analisi di laboratorio sono state concentrate sulla stima dei due parametri ambientali principali: i solidi sospesi totali (TSS) e la domanda chimica d'ossigeno (COD), analizzate nelle sue diverse parti (totale, particolata e disciolta).

I risultati delle analisi hanno evidenziato, su tutti gli eventi, valori medi di TSS pari a circa 150 mg/l con punte massime di circa 600 mg/l; per il COD_T sono stati osservati valori medi pari a circa 250 mg/l, maggiormente concentrati nella fase particolata, che ha mostrato valori medi pari a 180 mg/l, rispetto a quella disciolta che rilevato valori medi intorno a 70 mg/l.

Nella consapevolezza che una delle più gravi limitazioni nella progettazione dei processi di trattamento è l'uso di equazioni basate su parametri aggregati non specifici, appunto TSS e COD, è stato ritenuto utile procedere anche allo studio della distribuzione dimensionale delle particelle presenti nelle acque reflue (PSD-Particle size distribution), che unitamente alla misurazioni per partizione, rappresenta un importante contributo alla comprensione e lo sviluppo dei processi utilizzati per il trattamento delle acque reflue. Infatti, la conoscenza delle dimensioni consente di verificare l'efficienza di alcune unità di trattamento, quali la sedimentazione, la filtrazione e la disinfezione.

Per i campioni prelevati sul canale Liguori, durante questo lavoro di ricerca, l'analisi della distribuzione dimensionale delle particelle è stata fatta in collaborazione con

l'Università della Florida. I risultati di queste analisi hanno chiaramente evidenziato che la distribuzione dimensionale delle particelle, con riferimento al singolo evento, si mantiene costante su tutti i provini. Questo comportamento è stato evidenziato per tutti gli eventi osservati, sia in condizioni di deflusso di tempo asciutto, dove la variazione standard si mantiene su valori molto piccoli, sia in condizioni di deflusso di tempo bagnato, in questo caso è stata misurata mediamente una variazione standard maggiore ma comunque contenuta sempre su valori piccoli. Questa osservazione consente di definire ed associare ad ogni singolo evento un'unica curva di distribuzione dimensionale delle particelle.

Ancora più interessante ai fini applicativi è risultata l'analisi delle curve di distribuzione in funzione delle condizioni di deflusso. I risultati di questo studio hanno, infatti, evidenziato l'esistenza di una curva caratteristica delle condizioni di deflusso in tempo bagnato e di una per le condizioni di tempo asciutto.

Questa parte della ricerca ha evidenziato condizioni caratteristiche, in termini di distribuzione delle particelle, per il canale Liguori. Avendo caratterizzato le distribuzioni dimensionali delle particelle con una distribuzione di tipo Gamma, l'informazione completa sulle caratteristiche di distribuzione dimensionale delle particelle è stata sintetizzata nella stima di soli due parametri e quindi facilmente utilizzabile in modelli matematici per la valutazione del trattamento e del trasporto d'inquinanti.

Di fianco alla caratterizzazione delle acque reflue in termini di distribuzione dimensionale, interessanti ai fini della scelta del processo di trattamento, sono stati i risultati dell'analisi per partizione dell'inquinamento organico. Come è noto, convenzionalmente il trattamento delle acque reflue consiste in una combinazione di operazioni fisiche, biologiche e chimiche e processi per separare i solidi, convertire (generalmente per ossidazione) la materia organica e separare i nutrienti dalle acque reflue. Nel trattamento primario solitamente si hanno le operazioni fisiche alle quali è assegnata la funzione di rimuovere i solidi organici ed inorganici con processi di sedimentazione e di flottazione.

Quando nella progettazione dei trattamenti consideriamo meccanismi di rimozione degli inquinanti di tipo primario, l'indice di frazione disciolta f_d è indicativo del meccanismo di controllo del trasporto dei costituenti e dei meccanismi che governano

le relative distribuzioni della fase disciolta e della fase particolata. La frazione disciolta di COD per tutti gli eventi si mantiene inferiore al valore di 0.5; nello specifico i valori di f_d osservati in condizioni di deflusso di tempo bagnato si mantengono approssimativamente intorno al valore di 0.3. Questi valori relativamente bassi di frazione disciolta di COD sono indice della presenza prevalente della massa organica nella fase particolata della sospensione, con ovvie implicazioni nella scelta del processo di trattamento che sarà orientata all'adozione di unità di trattamento di tipo fisico. Le particelle potrebbero essere rimosse ricorrendo alla sedimentazione e alla chiarificazione. Infatti queste unità di trattamento avrebbero importanti risultati, oltre che sul contenimento dei carichi inorganici, anche sui carichi organici che come già evidenziato per il 70% sono veicolati nella fase particolata della sospensione.

In tale contesto trova posto l'analisi delle dinamiche del trasporto degli inquinanti, fatta con riferimento alla classificazione "Mass Limited and Flow Limited" suggerita da Sansalone e Cristina (2004). Quest'analisi ha evidenziato e ribadito la variabilità di comportamento del bacino e della relativa rete di drenaggio quanto sottoposti ad eventi piovosi. Solo in un caso su dieci si è rilevata una chiara condizione di First Flush (evento del 27 aprile 2007), in tutti gli altri casi la combinazione dei diversi fattori, idrologici, temporali e geometrici, ha prodotto eventi per i quali risulta necessario trattare l'intero volume defluito.

Palesata l'esigenza di ricercare soluzioni che trattino l'intero volume in deflusso, nella parte finale della ricerca, è stato analizzato il comportamento di una vasca di sedimentazione ed è stata fatta una prima applicazione con riferimento a metodi di analisi di tipo semiempirico.

Nello specifico allo scopo di evidenziare alcune delle potenzialità della ricerca sperimentale è stato sviluppato un semplice codice di calcolo per la simulazione del comportamento di una vasca di sedimentazione con funzionamento di flusso a pistone, nel caso degli eventi di pioggia osservati.

Le simulazioni hanno evidenziato ulteriori informazioni interessanti ai fini della scelta del tipo di trattamento ed in particolare del dimensionamento della vasca di sedimentazione intesa come reattore. In particolare si è osservato che l'aumento delle dimensioni della vasca determina, come era ovvio aspettarsi, il miglioramento dell'efficienza di rimozione, ma anche la variazione delle leggi della massa in uscita.

In particolare sono stati osservati pollutogrammi della massa in uscita con graduale ritardo nel rilascio dei picchi di inquinante, in relazione all'aumento dei volumi, e una distribuzione del rilascio della massa in tempi più lunghi. Questo effetto di "laminazione" delle masse nel tempo è ovviamente una condizione favorevole per ciò che si trova a valle (impianto di depurazione per reflui civili o corpo idrico recettore), risultando simile negli effetti ad un'azione di diluizione e di regolazione verso i valori più bassi della concentrazione d'inquinanti.

In conclusione questo lavoro di ricerca conferma l'esigenza di approfondire le conoscenze nella caratterizzazione delle acque reflue da trattare e solo la conoscenza delle caratteristiche proprie delle acque nello specifico sito, potrà dare indicazioni sulla scelta del processo di trattamento e sul dimensionamento delle singole unità. Particolarmente interessanti sono stati i risultati relativi alla distribuzione dimensionale delle particelle, i quali evidenziano la possibilità di caratterizzare le curve in funzione delle condizioni di deflusso utilizzando una distribuzione a due parametri conosciuta, come quella Gamma.

I risultati delle simulazioni di comportamento del reattore, basati su un approccio di tipo semi-empirico, hanno dato risultati interessanti, sicuramente da un punto di vista qualitativo; ulteriori studi saranno, necessariamente, volti ad approfondire i processi di flocculazione per la definizione di procedure analitiche il più aderenti possibili alle condizioni reali di deflusso e, allo stesso fine, saranno necessarie simulazioni su modelli di fluidodinamica del tipo tridimensionale e la sperimentazione su modelli fisici per definire il comportamento idraulico del reattore.

Bibliografia

AA.VV., (2001). *Sistemi di Fognatura. Manuale di Progettazione*, ed. CSDU–HOEPLI, Milano.

Anderson B.C., Watt W. E., Marsalek J. (2002). *Critical issues for stormwater ponds: learning from a decade of research*. *Wat. Sci. Tech.*, 45(9), 277-283

APAT e IRSA-CNR (2004). *Metodi analitici per le acque. Rapporto APAT 2003*

Artina S., Bolognesi A., Liserra T., Maglionico M. (2005a). *Simulazione della rete fognaria della città di Bologna e dimensionamento di invasi per la mitigazione dell'impatto degli scaricatori di piena. La tutela idraulica e ambientale dei territori urbanizzati*, ed. BIOS, Cosenza.

Artina S., Bolognesi A., Liserra T., Maglionico M., Salmoiraghi G. (2005b). *Analisi sperimentale e simulazioni numeriche effettuate su una vasca di prima pioggia in area industriale sita ad Angola dell'Emilia (BO). La tutela idraulica e ambientale dei territori urbanizzati*, ed. BIOS, Cosenza.

Artur, S. and Ashley, R.M. (1998). *The influence of near bed solids transport on first foul flush in combined sewers*. *Wat. Sci. Tech.*, 37(1), 131-138

ASCE-WEF (1992). *Design and Construction of Urban Stormwater Management Systems*. ASCE-WEF, USA.

Ashley R.M., Sakrabani R., Hvited-Jacobsen T., Vollersen J. (2003). *Solids in Sewers. Near bed transport and the biodegradability of eroded solids*. XXX IAHR Congress, Thessaloniki, Greece.

Balkema A.J., A. P. Heinz, Ralf O., Fred J.D.L. (2002). *Indicators for the sustainability assessment of wastewater treatment systems*. *Urban Water* 4(2), 153-161

Barco O.J., Ciaponi C., Papiri S. (2004). *Inquinamento delle acque meteoriche di dilavamento. Il caso del bacino urbano residenziale di Cascina Scala (Pavia)*. 28° Convegno di Idraulica e Costruzioni Idrauliche, Trento, 7-10 settembre 2004, ed. BIOS, Cosenza.

Bertrand-Krajewski J.-L., Chebbo G., Saget A. (1998). *Distribution of pollutant mass vs volume in stormwater discharges and the first flush phenomenon*. *Wat. Res. Vol.*, 32 (8), 2341-2356

Bornatici L., Ciaponi C., Papiri S. (2003). *Control of urban runoff stormwater discharge to receiving water using off-line storage. Enhancing Urban Environment by Environmental Upgrading and Restoration*, NATO Advanced Research Workshop, Rome, November 5-8.

Bornatici L., Ciaponi C., Papiri S. (2004). *Sul controllo degli scarichi fognari nei corpi idrici ricettori in tempo di pioggia attuato mediante scaricatori di piena e vasche di prima pioggia*. 28° Convegno di Idraulica e Costruzioni Idrauliche, Trento, 7-10 settembre, ed. BIOS, Cosenza.

Brzezinska, A., Zawilski, M. (2005). *The effect of combined wet weather sewage quality on the biological treatment process : Case study of Lods. 10th International Conference on Urban Drainage, Copenhagen, Denmark, 21-26 August 2005*

Calomino F., Piro P., Carbone M., Palma G. (2005a), *Osservazioni su un grande collettore urbano e mitigazione dei carichi inquinanti derivanti da sversamento di acque miste: il caso del F. Crati a Cosenza. La tutela idraulica e ambientale dei territori urbanizzati, ed. BIOS, Cosenza.*

Calomino F., Piro P., Carbone M., Palma G. (2005b), *Vasche di pioggia con effetto di sedimentazione e vuotamento controllato. I° Convegno Nazionale di Idraulica Urbana - Acqua e Città, Sorrento, 28-30 settembre 2005.*

Calomino F., Piro P., Palma G. (2003a). *Combined sewer overflows into the Crati river (Cosenza, Italy) and retention storage sizing. Enhancing Urban Environment by Environmental Upgrading and Restoration, NATO Advanced Research Workshop, Rome, November 5-8.*

Calomino, F., Piro, P., Frega, F. e Palma G. (2003b). *Sversamento di acque miste in un corso d'acqua ricettore. Il caso del Canale Liguori a Cosenza. 24° Corso di Aggiornamento in "Tecniche per la Difesa dall'Inquinamento" 18-21 Giugno 2003 – Guardia P. (CS)*

Calomino, F., Galasso, L., Mordente, F., Piro, P., e Veltri, P. (2000). *Il bacino sperimentale del canale Liguori nella città di Cosenza – Osservazioni sperimentali nel periodo 1994-1997. Ed. Bios, Cosenza*

Capodaglio A. (2001). *Interazione tra fognature, impianti di trattamento e corpi idrici recettori. Dalle fognature alla tutela idraulica e ambientale del territorio - Atti della II Conferenza Nazionale sul Drenaggio Urbano. Palermo 10 - 12 maggio 2000, CSDU, Milano.*

Capodaglio A. (2003). *Improving sewage treatment plant performance in wet weather. Enhancing Urban Environment by Environmental Upgrading and Restoration, NATO Advanced Research Workshop, Rome, 5-8 November 2003 .*

Castelain, C., Berger, D., Legentilhomme, P., Mokrani, A., Peerhossaini, H. (2000). *Experimental and numerical characterisation of mixing in a steady spatially chaotic flow by means of residence time distribution measurements. Int. J. Heat Mass Transfer 43, 3687–3700.*

Chocat B. (1997). *Encyclopédie de l'Hydrologie Urbaine. Lavoisier TEC&DOC, Lavoisier – Paris.*

Ciaponi C., Papiri S., Todeschini S. (2005). *Qualità delle acque meteoriche di dilavamento dei siti sperimentali di Cascina Scala (Pavia) e Cremona. La tutela idraulica e ambientale dei territori urbanizzati, ed. BIOS, Cosenza.*

Crabtree, R.W. (1988). *A classification of combined sewer sediment types and characteristic. Water Research centre, Report ER324E.*

Crank, J. (1957). *The Mathematics of Diffusion, Oxford University Press, London*

Crites, R. e Tchobanoglous, G. (1998). *Small and decentralized wastewater management system, McGaw-Hill, New York*

- Deletic A. (1998). *The First Flush Load of Urban Surface Runoff*. *Water Research*, 32(8), 2462-2470
- Della Morte R., Del Giudice G., Rasulo G. (2005). *Efficienza ponderale degli scaricatori di piena muniti di bacino di calma. La tutela idraulica e ambientale dei territori urbanizzati*, ed. BIOS, Cosenza.
- Diaz-Fierros T. F., Puerta J., Suarez J., Diaz-Fierros V. F. (2002). *Contaminant loads of CSOs at the wastewater treatment plant of a city in NW Spain*. *Urban Water*, 4(3), 291-299
- Dierkes C., Benze W. , Wells J. (2002). *Sustainable Urban Drainage ad pollutant source control by infiltration*, *Stormwater Industry Association 2002 Regional Conference, Orange, NSW Exploding The Myths - Stormwater Driving The Water Cycle Balance*, 23-24 April 2002
- Dormoy T., Tisserand B, Herremans L. (1998). *Incidence des apports de temps de pluie sur les contraintes d'exploitation d'une usine de dépollution*. *3rd International Conference on sustainable techniques and strategies in urban water management, Lyon - France*
- Fair, G.M. e Geyer, J.C. (1955). *Water supply and waste-water disposal*, Wiley, New York.
- Freni G., Mannina G., Viviani G. (2005). *Modellazione dell'impatto dei deflussi urbani sui corpi idrici ricettori attraverso un approccio integrato. La tutela idraulica e ambientale dei territori urbanizzati*, ed. BIOS, Cosenza.
- Fujita S. (1998). *Toward "Zero Emissions" in urban drainage works*. *3rd International Conference on sustainable techniques and strategies in urban water management, Lyon - France*
- Geiger W.F. (1987). *Flushing Effects in Combined Sewer Systems*. *4th International Conference on Urban Storm Drainage, Lausanne, Switzerland*.
- Geldof G.D. and P.S.Tahre (2004). *The interaction between water and society. A new approach to sustainable stormwater management*. J.Marsalek et al Eds, *Enhancing urban environmental by environmental upgrading and restoration*, 381-394, Kluwer Academic Publisher, Dordrecht-Boston-London
- Glenn, D.W. and Sansalone, J.J. (2002). *Accretion and Partitioning of Heavy Metals Associated with Snow Exposed to Urban Traffic and Winter Storm Maintenance Activities*. *II. J. Envir. Engrg.*, 128(2), 167-185
- Greeley, S.A. (1938). *Sedimentation and digestion in the United States*. In: L.Pearse "Modern sewer disposal: anniversary book of the federation of sewage works association", Lancaster Press, New York
- Grottker, M. (1987). *Runoff Quality from a Street with Medium Traffic Loading*. *Sci. Total Environ.* 59, 457-466.
- Guercio R., Magini R., Pallavicini I. (2002). *Modellazione sperimentale e numerica di separatori idrodinamici per il trattamento delle acque di fognatura*. 28° Convegno di Idraulica e Costruzioni Idrauliche, Potenza, 16-19 settembre, ed BIOS, Cosenza.

- Gupta K., Saul A.J. (1996). *Specific relationships for the first flush load in combined sewer flows*. *Wat. Res.*, 30(5), 1244-1252
- Günther, M., Schneider, S., Wagner, J., Gorges, R., Henkel, T., Kielpinski, M., Albert, J., Bierbaum, R., Köhler, J.M. (2004). *Characterisation of residence time and residence time distribution in chip reactors with modular arrangements by integrated optical detection*. *Chem. Eng. J.* 101, 373–378.
- Kieth L.H. (1996). *Principles of Environmental Sampling*. ASC Professional Reference, American Chemical Society, Washington DC.
- Kobriger, N. P. and Geinopolos, A.: 1984, 'Sources and Migration of Highway Runoff Pollutants– Research Report', Volume III, Report, FHWA/RD-84/05, (PB86-227915) FHWA, U.S.Department of Transportation.
- Kowalski R., Reuber J., Shultze M. (1998). *Investigation and optimization of the performance of sewage detention tanks during CSO*. 3rd International Conference on sustainable techniques and strategies in urban water management, Lyon - France
- Levenspiel, O. (1999). *Chemical Reaction Engineering*, 3rd ed., John Wiley & Sons, New York
- Levenspiel, O., Lai, B.W., Chatlynne, C.Y., 1970. *Tracer curves and the residence-time distribution*. *Chem. Eng. Sci.* 25, 1611–1613.
- Levenspiel, O., Turner, J.C.R., 1970. *The interpretation of residence-time experiments*. *Chem. Eng. Sci.* 25, 1605–1609.
- Lloyd S.D., Wong T.H.F., Porter B. (2002). *The planning and construction of an urban stormwater management scheme*. *Wat. Sci. Tech.*, 45(7), 1-10
- Maione U. e Moisello U. (1993). *Elementi di statistica per l'idrologia*. La Goliardica Pavese, Pavia
- Makepeace, D., Smith, D., and Stanley, S. (1995). *Urban rainfall-runoff quality: Summary of contaminant data*. *Critical Reviews in Environmental Science and Technology*, 25(2), 93-139.
- Marsalek J., Anderson B.C., Watt W.E. (2002). *Suspended particulate in urban stormwater ponds: physical, chemical and toxicological characteristics*. 9th International Conference on Urban Drainage 'Global Solutions for Urban Drainage'
- Marsalek, J. and Marsalek, P. M.(1997). *Characteristics of sediments from a stormwater management pond*. *Wat. Sci. Tech.*, 36(8-9), 117-122
- Marsalek, J., Krishnappan. B.G. (2003). *Sediment settling in stormwater management ponds: current research and practice*. 30th Congress of the International Association for Hydraulic Engineering and Research (IAHR), Thessaloniki, Greece.
- McGhee, T.J. (1991). *Water supply and sewerage*, McGraw-Hill, New York
- Metcalf & Eddy (2006). *Ingegneria delle acque reflue*, McGraw-Hill, New York
- Mignosa P., Paoletti S., Passoni G. (1991). *Carichi effluenti dagli scaricatori di piena di fognature unitarie*. *Idrotecnica*,

Milano V., Pagliara S., Dellacasa F. (2004). *Runoff pollution removal by storage basins. 5th International Conference on sustainable techniques and strategies in urban water management, Lyon - France*

Nauman, E.B. (1981). *Residence time distributions and micromixing. Chem. Eng. Commun. 8, 53–131.*

O' Connor T. P., Field R. (2002a). *U.S. EPA CSO Capstone Report: control system optimization. 9th International Conference on Urban Drainage, Portland, OR, 08-13 September 2002*

O' Connor T. P., Field R. (2002b). *Control Strategy for Storm-Generated Sanitary-Sewer Overflows. 9th International Conference on Urban Drainage, Portland, OR, 08-13 September 2002*

O'Meara G. F. (2003). *Mosquitos associated with Stormwater Detention/retention areas, ENY627 Entomology and Nematology Department, Florida Cooperative Extension Service, Institute of Food and Agricultural Sciences, University of Florida, March 2003*

Okan E.K. (2007). *Diffraction, Fourier optics and imaging, Wiley & Sons Ltd, Hoboken, NJ*

Oliveri E., Viviani G., La Loggia G. (2001). *Comportamento ed efficienza delle vasche di pioggia. Dalle fognature alla tutela idraulica e ambientale del territorio, II Conferenza Nazionale sul Drenaggio Urbano. Palermo 10-12 maggio 2000, Milano,*

Peavy, H.S., Rowe, D.R., Tchobanoglous, G. (1985). *Environmental engineering, McGraw-Hill, New York*

Perdek J. M., Field R., Liao S. (1998). *Storage/Sedimentation facilities for control of storm and combined sewer overflows: design manual. United States Environmental Agency*

Perez-Sauvagnat I., Maytraud T., Piel C. (1998). *L'ouverture au public de bassins de retenue en site urbain: un pari difficile mais nécessaire. 3rd International Conference on sustainable techniques and strategies in urban water management, Lyon - France.*

Piro P. (2007). *Il bacino sperimentale urbano del Canale Liguori nella città di Cosenza. Osservazioni sperimentali quali-quantitative nel periodo 1995-2003. Ed. Bios, Cosenza*

Piro P. e Carbone M. (2006). *Idraulica urbana sostenibile nella gestione del territorio, Atti del Convegno IV Giornata di Studio Acque di prima Pioggia: Gestione delle Acque e Ambiente Urbano Sostenibile, 24 Novembre 2006*

Piro P. e Sole A. (2001). *Analisi di reti di drenaggio urbano mediante l'uso dei Gis. Applicazione al bacino urbano del Liguori. Ed. Bios, Cosenza*

Piro, P., Carbone, M., Garofalo, G. e Sansalone J. (2007a). *CSO detention considerations: a comparison between concentrating volumetric control and a distributed volumetric control system. 32nd Congress of IAHR – Harmonizing the Demands of Art and Nature in Hydraulics - 1-6 July 2007 – Venice - Italy*

Piro, P., Carbone, M. e Garofalo, G. (2007b). *Applicazione di scenari sostenibili per il controllo delle masse e dei volumi inquinanti in ambiente urbano. 28° Corso di*

Aggiornamento in “TECNICHE PER LA DIFESA DALL’INQUINAMENTO” (Guardia Piemontese, 20-23 giugno 2007).

Piro, P., Carbone, M., Garofalo, G. e Sansalone J. (2007c). CSO treatment strategy based on constituent index relationships in a highly urbanized catchment. *Wat. Sci. Tech.*, 56(12), in press

Pratt, C. J., Elliot, G. E. and Fulcher, G. A. (1987). Suspended Solids Discharge from Highway Gully Pots in Residential Catchments, *Sci. Tot. Environ.* 59, 355–364.

Ristenpart, E. (1995). Sediment properties and their changes in a sewer. *Wat. Sci. Tech.*, 31(7), 77-83.

Ristenpart, E., Ashley, R.M. and Uhl, M. (1995). Fluid sediment and particulate transport in combined sewers. *Wat. Sci. Tech.*, 31(7), 61-68.

Rossi, L., Fankhauser, R., Chèvre, N. (2005). Water quality for total suspended solids (TSS) in urban wet weather discharges. 10th International Conference on Urban Drainage, Copenhagen, Denmark, 21-26 August 2005

Saget A., Chebbo A., Desbordes M. (1995). Urban discharges during wet weather: what volumes have to be treated ?. 2nd International Conference on sustainable techniques and strategies in urban water management, Lyon - France

Salman, W., Angeli, P., Gavrilidis, A. (2005). Sample pulse broadening in Taylor flow microchannels for screening applications. *Chem. Eng. Technol.* 28, 509–514.

Sansalone, J. J., Cartledge, F. K. and Tribouillard, T. (2000). Equilibrium Partitioning of Heavy Metals as a Function of Urban Storm Water Sediment Granulometry – Implications for Eco-Treatment, International Association for Hydraulic Research, Conference Proceedings, Balkema Publishers, Capri, Italy, July.

Sansalone, J. J., Koran, J. M., Smithson, J. A. and Buchberger, S. G. (1998). Physical Characteristics of Urban Roadway Solids Transported during Rain Events. *J. Environ. Engin., American Society of Civil Engineers* 124(5), May, pp. 427–440.

Sansalone, J., Hird, J.P., Cartledge, F. K., Tittlebaum, M. E. (2005). Event-based stormwater quality and Quantity loadings from elevated urban infrastructure affected by transportation. *Water Environment Research*, 77(4), 348-365.

Sansalone, J.J and Cristina, C.M. (2004). First Flush Concepts for Suspended and Dissolved Solids in Small Impervious Watersheds. *ASCE J. of Environmental Engineering*, 130(11), 1301-1314.

Sansone U., Belli M., Riccardi M., Alonzi A., Jeran Z., Radojco J., Smodis B., Montanari M., Cavolo F. (1998). Adhesion of water-borne particulates on freshwater biota. *Sci.Total Environ.*, 219, 21-28.

Saul A.J. (2002). CSO: State of the Art Review. 9th International Conference on Urban Drainage, Portland, OR, 08-13 September 2002

Shaw, D.J. (1966). *Introduction to colloidal and surface chemistry*, Butterworth, London

Sigmund, C. (2005). *Teoria e pratica della depurazione delle acque reflue*, Dario Flaccovio Editore s.r.l., Palermo

Silvagni G., Prigiobbe V., Volpi F. (2002). Un sistema per ridurre l'impatto allo scarico delle acque pluviali. 28° Convegno di Idraulica e Costruzioni Idrauliche, Potenza, 16-19 settembre, ed BIOS, Cosenza.

Sirini, P. (2002). Ingegneria sanitaria-ambientale, McGraw-Hill, New York

Stahre P., Urbonas B. (1990). Stormwater Detention for Drainage, Water Quality and CSO Control. Prentice Hall, Englewood Cliffs, NJ.

Standard Method (1998). Standard methods for the examination of water and waste water. 20th ed., American Public Health Association, Washington, D.C.

Tchobanoglous, G. (1995). Environmental Engineering Forum. Journal of Environmental Engineering Division, ASCE, 121 (12), 844-845

Tchobanoglous, G. e Schroeder, E.D. (1985). Water Quality: Characteristics, Modelling, Modification, Addison-Wesley Publishing Company, Reading, MA.

Thornton R.C. and Saul A.J. (1987). Temporal variation of pollutants in two combined sewer systems. 4th International Conference on Urban Storm Drainage, Lausanne, Switzerland.

Thyn, J., Zitny, R. (2004). Radiotracer applications for the analysis of complex flow structure in industrial apparatuses. Nucl. Instr. Meth. B 213, 339–347.

Tyack N.J., Fenner R.A. (1998). Identification of flow regimes within a hydrodynamic separator. 3rd International Conference on sustainable techniques and strategies in urban water management, Lyon - France

U.S. EPA (1993). Combined Sewer Overflows Control Manual, Report EPA-625R-93-007.

Verbanck, M.A., Ashley, R.M. and Bachoc, A. (1994). International workshop on origin, occurrence and behaviour of sediments in sewer system: summary of conclusion. Wat. Res., 28(1), 187-194.

Wanielista M. P., Yousef, Y.A. (1993). Stormwater Management. J.Wiley and Sons, New York.

Warith, M.A., Kennedy, K., Reitsma, R. (1998). Use of sanitary sewers as wastewater pre-treatment system. Waste Management, 18(4), 235-247.

Wehner, J.F. e R.F. Wilhelm (1958). Boundary conditions of flow reactor. Chem. Eng. Sci., 6, 89

WMO (1983). Operational hydrology in the humid tropical regions. Hydrology of humid tropical regions, pp. 3-26. IAHS Publication No. 140.

Wong T.H.F., Fletcher T.D., Duncan H.P., Jenkins G.A. (2006): Modelling urban stormwater treatment-A unified approach, Ecological Engineering 27(1), 58-70

Wood J., Yang M., Rochfort Q., Chessie P., Marsalek J., Seto P., Kok S. (2004). Feasibility of stormwater treatment by conventional and lamellar settling with and without polymeric flocculant addition. 5th International Conference on sustainable techniques and strategies in urban water management, Lyon – France.

Wörner, M., Ghidersa, B., Onea, A. (2007). A model for the residence time distribution of bubble-train flow in a square mini-channel based on direct numerical simulation results. International Journal of Heat and Fluid Flow 28, 83–94

Zukovs, G. e Marsalek, J. (2005). Canada's CSO technologies manual-Framework for community action. 10th International Conference on Urban Drainage, Copenhagen, Denmark, 21-26 August 2005