

POLITECNICO DI MILANO
Scuola di Ingegneria Civile, Ambientale e Territoriale



**VASCHE DI PRIMA PIOGGIA DI TRANSITO IN
RETI PLUVIALI AL SERVIZIO DI BACINI
DISTINTI LUNGO IL COLLETTORE**

Relatore: *Prof. Umberto Sanfilippo*

Tesina di laurea di:
Daniele Perego 674655

Anno accademico 2012/2013

Ringraziamenti

ad Alice

e alla mia famiglia

Indice dei contenuti

VASCHE DI PRIMA PIOGGIA DI TRANSITO IN RETI PLUVIALI AL SERVIZIO DI BACINI DISTINTI LUNGO IL COLLETTORE.....	
RINGRAZIAMENTI	I
INDICE DEI CONTENUTI	II
INDICE DELLE FIGURE.....	IIV
INDICE DELLE TABELLE.....	V
INDICE DEI GRAFICI.....	VI
CAPITOLO 1 INTRODUZIONE.....	1
1.1 INTRODUZIONE.....	3
1.2 QUALITÀ DELLE ACQUE METEORICHE DI DILAVAMENTO	5
1.3 TIPOLOGIA DELLE VASCHE DI PRIMA PIOGGIA.....	6
1.3.1 Vasche in linea o fuori linea	7
1.3.2 Vasche di transito e di cattura	9
1.4 VASCHE DI PRIMA PIOGGIA IN BACINI DISTINTI.....	110
CAPITOLO 2 MODELLO NUMERICO DI SIMULAZIONE.....	15
2.1 ELEMENTI PUNTUALI: NODES E STORAGE	17
2.2 ELEMENTI LINEARI: CONDOTTE, SOGLIE, ORIFIZI	19
2.2.1 Condotte	19
2.2.2 Soglia	20
2.2.3 Orifice control.....	23
2.3 ELEMENTI SOTTOBACINI.....	25
2.4 MODELLO DI QUALITÀ DELLE ACQUE.....	27
2.4.1 Caratterizzazione delle superfici inquinate	27
2.4.2 Accumulo di inquinanti sulla superficie del bacino	30
2.4.3 Dilavamento superficiale.....	32
2.4.4 Modello di calcolo della qualità delle acque nella rete	35

2.5 SIMULAZIONE E ANALISI DEI RISULTATI	39
CAPITOLO 3 CASI DI STUDIO	43
3.1 SCHEMI DI RETE	45
3.2 DEFINIZIONE DEI BACINI IDROGRAFICI.....	47
3.3 DIMENSIONAMENTO DEI COLLETTORI NELLE DIVERSE RETI	48
3.4 DIMENSIONAMENTO DELLE VASCHE DI PRIMA PIOGGIA	53
3.5 SELEZIONI DEI PARAMETRI DI DEPOSITO E WASH-OFF	56
3.6 SERIE DEGLI EVENTI DI PIOGGIA CONSIDERATI	57
3.7 PARAMETRI DI SIMULAZIONE	58
3.8 SIMULAZIONI EFFETTUATE.....	60
CAPITOLO 4 ANALISI DEI RISULTATI	65
4.1 INFLUENZA DELLA DISTANZA L SU VOLUMI E MASSE SCARICATI	66
4.2 INFLUENZA DELLE AREE DEI BACINI.....	68
4.3 INFLUENZA DELLE DIVERSE CONFIGURAZIONI DI RETE.....	75
4.4 CONFRONTO TRA GLI APPROCCI <i>TOTALE</i> E <i>SINGOLO</i> PER LE VASCHE IN SERIE	78
4.5 INFLUENZA DEL RAPPORTO DI DILUIZIONE R	85
4.6 INFLUENZA DEL PARAMETRO <i>WASH</i>	90
CAPITOLO 5 CONCLUSIONI E SVILUPPI FUTURI.....	113
5.1 CONCLUSIONI	113
5.2 SVILUPPI FUTURI.....	116
BIBLIOGRAFIA	1175
APPENDICE A.....	120

Indice delle figure

Figura 1.1 - schemi impiantistici di vasche di prima pioggia in sistemi fognari unitari e separati: in linea a) e b), e fuori linea c) e d).	9
Figura 1.2 - (a) reti con vasche in parallelo; (b) reti con vasche in serie; (c) reti con vasca unica.	13
Figura 2.1 - esempio di rete visualizzata in InfoWorks	17
Figura 2.2 - visualizzazione di elementi lineari (vasca in linea)	19
Figura 2.3 - sezione longitudinale di una condotta di forma circolare	20
Figura 2.4 - schema del modello di deposito ed erosione dei sedimenti	28
Figura 2.5 - schema operativo del surface pollutant index	30
Figura 3.1 - tipologie di vasche in reti a doppio bacino. (a) vasche in parallelo; (b) vasche in serie; (c) vasca unica.	45
Figura 3.2 – vasca in linea	46
Figura 3.3 - reti modellate attraverso InfoWorks: (a) vasche in parallelo; (b) vasche in serie; (c) vasca unica	49
Figura 3.4 - schema vasca-orifizio-soglia	53
Figura 3.5 – serie di eventi considerati: anno 1985 staz. Milano via Monviso	58
Figura 4.1 - tipologie di rete considerate (a) vasche in parallelo (b) vasche in serie (c) vasca unica; <i>L</i> rappresenta la lunghezza del collettore che unisce le due immissioni di bacini A e B	66

Indice delle tabelle

Tabella 2.1 - valori di P_s tipici	29
Tabella 3.1 - parametri dei bacini	47
Tabella 3.2 - valori di diametro e lunghezza dei collettori utilizzati	52
Tabella 3.3 - valori della portata limite Q_u nei vari casi analizzati	53
Tabella 3.4 - parametri utilizzati per l'accumulo e il dilavamento delle superfici inquinate	57
Tabella 3.5 - parametri di simulazione	59
Tabella 3.6 - riepilogo delle simulazioni effettuate	59
Tabella 4.1 - aree dei bacini a seconda dello schema simulato	68
Tabella 4.2 - valori geometrici e di portata limite per le varie configurazioni simulate - $R=3$	69
Tabella 4.3 - valori geometrici e di portata limite per le varie configurazioni simulate - $R=5$	73
Tabella 4.4 - volumi delle vasche nel caso di vasche in serie	79

Indice dei grafici

Grafico 4.1 – influenza delle aree dei bacini sui volumi scaricati – $R=3$ – valori riferiti alla configurazione con aree uguali	70
Grafico 4.2 – influenza delle aree dei bacini sulle masse scaricate – $R=3$ - valori riferiti alla configurazione con aree uguali	70
Grafico 4.3 - influenza delle aree dei bacini sui volumi scaricati – $R=5$ - valori riferiti alla configurazione con aree uguali	73
Grafico 4.4 - influenza delle aree dei bacini sulle masse scaricate – $R=5$ - valori riferiti alla configurazione con aree uguali	74
Grafico 4.5 – influenza della configurazione della rete sui volumi scaricati – $R=3$ - valori riferiti alla configurazione di vasche in parallelo	75
Grafico 4.6 – influenza della configurazione della rete sulle masse scaricate – $R=3$ - valori riferiti alla configurazione di vasche in parallelo	76
Grafico 4.7 - influenza della configurazione della rete sui volumi scaricati – $R=5$ - valori riferiti alla configurazione di vasche in parallelo	77
Grafico 4.8 - influenza della configurazione della rete sulle masse scaricate – $R=5$ - valori riferiti alla configurazione di vasche in parallelo	77
Grafico 4.9 – influenza dell’approccio totale o singolo sui volumi scaricati – $R=3$ – valori assoluti	80
Grafico 4.10 - influenza dell’approccio totale o singolo sulle masse scaricate – $R=3$ - valori assoluti	80
Grafico 4.11 - influenza dell’approccio totale o singolo sui volumi scaricati – $R=5$ - valori assoluti	81
Grafico 4.12 - influenza dell’approccio totale o singolo sulle masse scaricate – $R=5$ - valori assoluti	82
Grafico 4.13 – andamento delle masse scaricate durante un evento di pioggia significativo – approccio singolo, vasca di monte	83
Grafico 4.14 - andamento delle masse scaricate durante un evento di pioggia significativo – approccio totale, vasca di monte	83
Grafico 4.15 - andamento delle masse scaricate durante un evento di pioggia significativo – approccio singolo, vasca di valle	84

Grafico 4.16 - andamento delle masse scaricate durante un evento di pioggia significativo – approccio totale, vasca di valle	84
Grafico 4.17 – influenza del rapporto di diluizione R sui volumi scaricati – valori assoluti	86
Grafico 4.18 - influenza del rapporto di diluizione R sulle masse scaricate – valori assoluti	86
Grafico 4.19 - influenza del rapporto di diluizione R sui volumi scaricati – valori riferiti al caso di aree uguali e vasche in parallelo – R=5	87
Grafico 4.20 - influenza del rapporto di diluizione R sulle masse scaricate – valori riferiti al caso di aree uguali e vasche in parallelo – R=5	88
Grafico 4.21 - influenza del rapporto di diluizione R sui volumi scaricati – valori riferiti al caso di aree uguali e vasche in parallelo – stessa R	89
Grafico 4.22 - influenza del rapporto di diluizione R sulle masse scaricate – valori riferiti al caso di aree uguali e vasche in parallelo – stessa R	89
Grafico 4.23 – andamento di portata solida e concentrazione a monte della vasca con evento di pioggia fittizio 12.7 mm/h – wash=1.0	91
Grafico 4.24 - andamento di portata solida e concentrazione a monte della vasca con evento di pioggia fittizio 12.7 mm/h – wash=1.5	92
Grafico 4.25 - andamento di portata solida e concentrazione a monte della vasca con evento di pioggia fittizio 12.7 mm/h – wash=2.0	92
Grafico 4.26 - andamento di portata solida e concentrazione a monte della vasca con evento di pioggia fittizio 38.1 mm/h – wash=1.0	93
Grafico 4.27 - andamento di portata solida e concentrazione a monte della vasca con evento di pioggia fittizio 38.1 mm/h – wash=1.5	93
Grafico 4.28 - andamento di portata solida e concentrazione a monte della vasca con evento di pioggia fittizio 38.1 mm/h – wash=2.0	94
Grafico 4.29 - andamento di portata solida e concentrazione a monte della vasca con evento di pioggia fittizio 25.4 mm/h – wash=1.0	94
Grafico 4.30 - andamento di portata solida e concentrazione a monte della vasca con evento di pioggia fittizio 25.4 mm/h – wash=1.5	95
Grafico 4.31 - andamento di portata solida e concentrazione a monte della vasca con evento di pioggia fittizio 25.4 mm/h – wash=2.0	95
Grafico 4.32 – valori di masse scaricate al variare di wash – intero anno 1985	96
Grafico 4.33 - andamento di portata solida e concentrazione a monte della vasca con evento di pioggia 1 – simulazione intero anno, wash=1.0	98
Grafico 4.34 - andamento di portata solida e concentrazione a monte della vasca con evento di pioggia 1 – simulazione intero anno, wash=1.5	98

Grafico 4.35 - andamento di portata solida e concentrazione a monte della vasca con evento di pioggia 1 – simulazione intero anno, wash=2.0	99
Grafico 4.36 - andamento di portata solida e concentrazione a monte della vasca con evento di pioggia 2 – simulazione intero anno, wash=1.0	100
Grafico 4.37 - andamento di portata solida e concentrazione a monte della vasca con evento di pioggia 2 – simulazione intero anno, wash=1.5	100
Grafico 4.38 – andamento di portata solida e concentrazione a monte della vasca con evento di pioggia 2 – simulazione intero anno, wash=2.0	101
Grafico 4.39 – andamento di portata solida e concentrazione a monte della vasca con evento di pioggia 3 – simulazione intero anno, wash=1.0	102
Grafico 4.40 - andamento di portata solida e concentrazione a monte della vasca con evento di pioggia 3 – simulazione intero anno, wash=1.5	102
Grafico 4.41 - andamento di portata solida e concentrazione a monte della vasca con evento di pioggia 3 – simulazione intero anno, wash=2.0	103
Grafico 4.42 - andamento di portata solida e concentrazione a monte della vasca con evento di pioggia 1 – simulazione singolo evento, wash=1.0	104
Grafico 4.43 - andamento di portata solida e concentrazione a monte della vasca con evento di pioggia 1 – simulazione singolo evento, wash=1.5	105
Grafico 4.44 - andamento di portata solida e concentrazione a monte della vasca con evento di pioggia 1 – simulazione singolo evento, wash=2.0	105
Grafico 4.45 - andamento di portata solida e concentrazione a monte della vasca con evento di pioggia 2– simulazione singolo evento, wash=1.0	106
Grafico 4.46 - andamento di portata solida e concentrazione a monte della vasca con evento di pioggia 2 – simulazione singolo evento, wash=1.5	107
Grafico 4.47 - andamento di portata solida e concentrazione a monte della vasca con evento di pioggia 2 – simulazione singolo evento, wash=2.0	107
Grafico 4.48 - andamento di portata solida e concentrazione a monte della vasca con evento di pioggia 3– simulazione singolo evento, wash=1.0	108
Grafico 4.49 - andamento di portata solida e concentrazione a monte della vasca con evento di pioggia 3– simulazione singolo evento, wash=1.5	109
Grafico 4.50 - andamento di portata solida e concentrazione a monte della vasca con evento di pioggia 3– simulazione singolo evento, wash=2.0	109

CAPITOLO 1

INTRODUZIONE

La seguente tesi illustra i principali risultati di studi e simulazioni relativi all'impiego di vasche di prima pioggia nel controllo degli scarichi fognari generati da eventi meteorici.

L'obiettivo è di confrontare e verificare l'efficienza di una o più vasche di prima pioggia di transito inserite in reti che convogliano le sole acque meteoriche, provenienti da due bacini distinti, in situazioni e condizioni variabili per geometria delle reti o per parametri idrologici. A parità di eventi meteorici infatti le simulazioni hanno interessato configurazioni di rete variabili, geometrie dei bacini e/o degli elementi della rete diverse caso per caso; inoltre si è poi passato al confronto dei risultati variando due parametri significativi quali il rapporto di diluizione R e, per quanto riguarda la qualità delle acque, il coefficiente *wash*. Lo scopo è quello di delineare comportamenti e risultati su un modello teorico, che possano essere utilizzati anche per casi reali che presentino simili caratteristiche.

Per gli studi effettuati si è fatto riferimento a tre configurazioni di rete differenti: *reti con vasche in parallelo*, *reti con vasche in serie* e *reti in serie con un'unica vasca a valle*. Si sono poi variati, oltre alla configurazione, anche altri parametri quali la distanza tra i due bacini (o meglio, tra le immissioni in un collettore di due rami di fognatura riferiti ad un singolo bacino), il rapporto di diluizione R , e le aree dei due bacini considerati.

Nella parte finale, per una sola configurazione di rete, si è passati all'analisi delle simulazioni al variare del parametro *wash*, che naturalmente ha influenza solo sulla qualità e non sulla quantità delle acque circolanti nella rete.

Lo studio è stato suddiviso in quattro parti: nella prima parte (capitolo 1) viene svolta un'analisi generale del problema dello scarico nei corpi idrici ricettori da parte delle reti fognarie di inquinanti e delle varie soluzioni presenti in letteratura per mitigare questo fenomeno.

Nella seconda parte (capitolo 2) viene descritto invece il modello numerico utilizzato per l'analisi del problema, in questo caso il modello informatico InfoWorks, e i parametri di inizializzazione delle simulazioni idrauliche/qualitative.

Nella terza parte invece (capitolo 3) vengono presentati in dettaglio i casi di studio, l'evento meteorico considerato e un riassunto di tutte le simulazioni effettuate.

Nell'ultima parte (capitolo 4 e 5) vengono proposti i commenti e le analisi dei risultati numerici ottenuti, con i dovuti confronti tra i vari casi analizzati.

1.1 Introduzione

Numerosi studi hanno dimostrato che le acque pluviali di dilavamento in aree urbanizzate sono molto contaminate, e possono avere un impatto negativo sulla qualità del corpo idrico ricettore, se conferite ad esso senza alcun trattamento.

Nei sistemi fognari separati, a causa di errate impostazioni progettuali, spesso le acque meteoriche vengono appunto scaricate direttamente nel ricettore senza alcun trattamento: ne risulta l'immissione di grandi quantità di inquinanti in corsi d'acqua spesso non adeguati a riceverli. Nei sistemi fognari misti la situazione non cambia molto: gli scaricatori di piena sono dimensionati per portare a depurazione una portata q_o multiplo (R , in genere compreso tra 2 e 5) della portata media in tempo asciutto q_{nm} , causando lo scarico diretto al ricettore di praticamente tutte le portate meteoriche al ricettore.

Più di una ricerca ha evidenziato che, ai fini del controllo ambientale, tale approccio è inadeguato: le portate meteoriche conferite alla depurazione secondo questi criteri sono troppo ridotte per garantire un'adeguata riduzione dei carichi inquinanti al ricettore ([18] *Mignosa P., Paoletti A., Passoni G*; [19] *Bornatici L., Ciaponi C., Papiri S.*; [21] *Papiri S.* e [2] *Artina S., Bolognesi A., Liserra T., Maglionico M*; oltre a [7] *Novotny V., Bannerman R., Baum K.*, [10] *Bujon G., Herremans L.* e [24] *Brombach H., Weiß G., Fuchs S.*). D'altra parte il solo aumento di q_o non sarebbe praticabile: le portate in ingresso agli impianti di depurazione sarebbero incompatibili con la loro capacità di trattamento.

La necessità è quindi quella di inviare al depuratore la maggiore quantità possibile di masse inquinanti veicolate dalle acque meteoriche di dilavamento al depuratore, senza aumentare le portate di norma addotte in tempo di pioggia agli impianti stessi. Una soluzione può essere quella di utilizzare appositi sistemi di invaso nei quali sia possibile accumulare le prime acque di pioggia, alle quali è normalmente associata una frazione importante della massa di inquinanti, anziché inviarle direttamente al ricettore. Le *vasche di prima pioggia* hanno appunto la funzione di

accumulare i deflussi con portata maggiore a q_0 fino al loro completo riempimento, per poi inviarli alla depurazione in un secondo momento con portate compatibili alle funzionalità dell'impianto.

Rispetto agli scaricatori di piena, a parità di volumi di acque meteoriche convogliate alla depurazione le vasche di prima pioggia consentono di intercettare proprio le acque caratterizzate da una maggiore concentrazione di inquinanti, come confermato da numerose ricerche sperimentali ([22] *Barco O.J., Ciaponi C., Papiri S.*).

Le vasche di prima pioggia rappresentano quindi un intervento strutturale molto efficace nell'ambito del controllo della qualità degli scarichi fognari in tempo di pioggia. Ad oggi tuttavia per questi manufatti non esistono consolidati criteri di progettazione che consentano di mettere in relazione l'entità dei parametri di dimensionamento con l'efficacia che si intende conseguire in termini di riduzione del carico inquinante scaricato, anche con riferimento alle specifiche caratteristiche dell'area servita.

Ulteriori elementi di incertezza riguardano l'incidenza, sull'efficacia delle vasche, esercitata dalle modalità del loro inserimento nell'ambito del sistema fognario. Infatti le complesse strutture urbane e le diverse disposizioni dei bacini scolanti rispetto alla rete, portano a dover progettare sistemi di vasche di prima pioggia diversi e più complessi rispetto al semplice caso bacino-vasca tipicamente considerato in letteratura.

In questa tesi si vuole appunto investigare sull'impatto migliorativo nei confronti dei ricettori di vasche di prima pioggia inserite in reti che raccolgono le acque meteoriche, provenienti da due bacini distinti e separati, lungo un unico collettore diretto al depuratore. Si effettueranno quindi simulazioni sull'effetto di una o più vasche poste in modo differente lungo il collettore in funzione della distanza tra le immissioni delle acque meteoriche in arrivo dai due bacini, delle dimensioni dei bacini, di alcuni parametri idraulici e di qualità.

1.2 Qualità delle acque meteoriche di dilavamento

L'inquinamento associato alle acque di scorrimento superficiale delle acque urbanizzate è ormai riconosciuto come una delle maggiori cause dell'alterazione della qualità dei corpi idrici ricettori ([23] e [24] *Fuchs S., Brombach H., Weiß G (2004)*). Nelle aree urbane, infatti, le acque meteoriche dilavano un miscuglio eterogeneo di sostanze disciolte, colloidali e sospese che comprendono metalli, composti organici e inorganici che si accumulano nel periodo di tempo secco. Durante gli eventi di pioggia le superfici asfaltate vengono dilavate e in fognatura vengono trasportate le sostanze inquinanti, in gran parte solidi sedimentabili.

Il fenomeno che determina il dilavamento ed il trasporto della maggior quantità di carichi inquinanti, operato dal primo volume di acqua ruscellata, è noto con il nome di *first flush*. Il carico inquinante, movimentato dai fenomeni di dilavamento, è influenzato dalla qualità dell'atmosfera, dall'uso del suolo urbano e dalle condizioni delle superfici stradali (maggiori concorrenti alle masse totali immesse in fognatura).

L'origine delle sostanze depositate sulle superfici delle aree antropizzate è quanto mai varia: attività domestiche quotidiane (discariche abusive, deposizioni fecali di animali, grassi, tensioattivi); attività collegate al traffico veicolare (idrocarburi, sottoprodotti della combustione di carburanti, metalli rilasciati in seguito a fenomeni di corrosione, usura degli pneumatici); attività riguardanti siti in costruzione (polveri, solidi sedimentabili derivanti da fenomeni erosivi); o ancora attività svolte in siti produttivi (demolizioni auto, distributori di carburante, autolavaggi).

Durante i periodi di tempo secco, quindi in assenza di precipitazioni, tali sostanze inquinanti si accumulano sulla superficie dei bacini di drenaggio; il fenomeno è attenuato solamente per effetto della rimozione naturale dovuta al traffico veicolare o al vento, oppure ancora dalla rimozione diretta operata dai mezzi di pulizia delle strade.

Tuttavia, la mancanza di una definizione univoca in termini quantitativi del fenomeno del *first flush* comporta un'oggettiva difficoltà nella caratterizzazione delle acque di prima pioggia, sulla base di parametri tecnicamente rappresentativi. La mancata caratterizzazione e determinazione dei volumi interessati da tale fenomeno rende particolarmente difficoltoso il corretto dimensionamento delle strutture atte a contenerli, come le vasche di prima pioggia.

Nell'ambito della gestione dei sistemi di drenaggio urbano l'interesse della ricerca si è pertanto indirizzato in primo luogo alla caratterizzazione delle acque di prima pioggia, e successivamente ai possibili interventi per mitigarne l'impatto sui corpi idrici ricettori.

In questo ambito negli ultimi decenni si sono susseguiti studi volti all'analisi dei processi di accumulo e trasporto di inquinanti dalle aree antropizzate alla rete di drenaggio, focalizzati sui primi istanti dell'evento meteorico, considerati maggiormente inquinanti.

Nella seguente tesi i parametri di accumulo e di dilavamento delle superfici drenanti sono modellati grazie al software di simulazione idraulica InfoWorks; la caratterizzazione dei bacini e le modalità di calcolo degli effetti dell'evento meteorico sul fenomeno del dilavamento (*wash off*) verranno approfondite nel capitolo 2.4.

1.3 Tipologia delle vasche di prima pioggia

Le vasche di prima pioggia sono classificate in base al loro inserimento nella rete fognaria (*in linea* o *fuori linea*), alle differenti modalità di alimentazione (*di transito* o *di cattura*) o di svuotamento (*in continuo* o *intermittente*).

Le vasche inoltre possono essere inserite in un contesto di rete *mista* o *separata*: in quest'ultima le acque meteoriche sono divise dagli scarichi civili. In [4] *Bornatici, Ciaponi, Papiri (2004)* e [24] *Brombach H., Weiß G., Fuchs S.* si sottolinea che ai fini del controllo dell'impatto qualitativo sul corpo idrico ricettore, contrariamente

all'opinione di vari addetti ai lavori, il sistema separato con scarico libero delle acque meteoriche ottiene prestazioni inferiori rispetto al sistema unitario con controllo attuato mediante semplici scaricatori di piena. Questo tipo di controllo, indipendentemente dal sistema fognario in cui è applicato, è comunque inadeguato per perseguire una significativa riduzione del carico inquinante scaricato in tempo di pioggia, a meno di non ricorrere a valori della portata di inizio sfioro decisamente elevati, nell'ordine di 10 volte la portata nera media nei sistemi unitari e nell'ordine di $5 \text{ l}/(\text{s ha}_{\text{imp}})$ nei sistemi pluviali. Queste portate, pur incompatibili con le tradizionali capacità di trattamento degli impianti di depurazione, spesso non creano problemi di compatibilità idraulica lungo la rete dove, quindi, si può ottenere un efficace controllo degli scarichi meteorici dimensionando opportunamente gli scaricatori di piena. Nella sezione finale della fognatura, in testa all'impianto di depurazione - dove è invece necessario limitare la portata in ingresso - solo l'impiego di vasche di prima pioggia consente una significativa riduzione degli indicatori di impatto (massa inquinante scaricata, numero annuo degli scarichi, concentrazione media e concentrazione massima degli inquinanti). Con questi presidi, l'impatto sul ricettore è pressoché identico tra sistemi unitari e separati dotati di attrezzature (scaricatori e vasche) analoghe; ne consegue che gli aspetti relativi ad una migliore tutela ambientale non possono costituire un argomento determinante nella scelta fra i due diversi sistemi fognari.

1.3.1 Vasche in linea o fuori linea

Indipendentemente dal tipo di sistema fognario, le vasche si dicono *in linea* quando l'invaso è realizzato direttamente in serie al collettore fognario: in pratica, tutta la portata transitante in fognatura passa anche dalla vasca. La capacità di vaso può essere ottenuta costruendo una vera e propria vasca oppure assegnando ad un tratto di collettore una sezione maggiorata rispetto a quella derivante dal normale

dimensionamento (supertubo). La portata in ingresso coincide sempre con la portata proveniente dal sistema a monte, mentre la portata in uscita è regolata da una bocca di efflusso (*bocca di controllo*), dimensionata in modo da limitare la portata al valore massimo q_u ammesso nel sistema di valle, sia esso costituito dal proseguimento della rete fognaria o da un impianto di depurazione. In corrispondenza del deflusso generato da un evento meteorico, la portata in arrivo da monte eccedente q_u viene temporaneamente invasata in vasca; una volta piena, l'acqua eccedente viene scaricata nel ricettore.

Le vasche si dicono invece *fuori linea* quando l'invaso è realizzato in derivazione rispetto alla rete fognaria, accoppiato ad un apposito manufatto partitore (scaricatore di piena). Lo scaricatore alimenta la vasca una volta che la portata in arrivo supera il valore limite di inizio sfioro q_u , sempre fissato in modo da essere compatibile con il sistema di valle. Il valore di q_0 è fissato con gli stessi criteri adottati per la definizione delle portate in uscita dalle vasche in linea. In corrispondenza del deflusso generato da un evento meteorico, la portata in arrivo da monte eccedente q_0 è convogliata e temporaneamente invasata in vasca e, una volta che questa sia completamente riempita, scaricata nel ricettore. Lo svuotamento della vasca, ai fini del conferimento alla depurazione dell'acqua di pioggia in essa invasata, può essere attuato con diverse modalità; in genere lo svuotamento viene attivato ad evento meteorico terminato, così che la portata di svuotamento non si sovrapponga, nella fognatura a valle, con la portata meteorica lasciata defluire dallo scaricatore. In **Figura 1.1** lo schema riassuntivo.

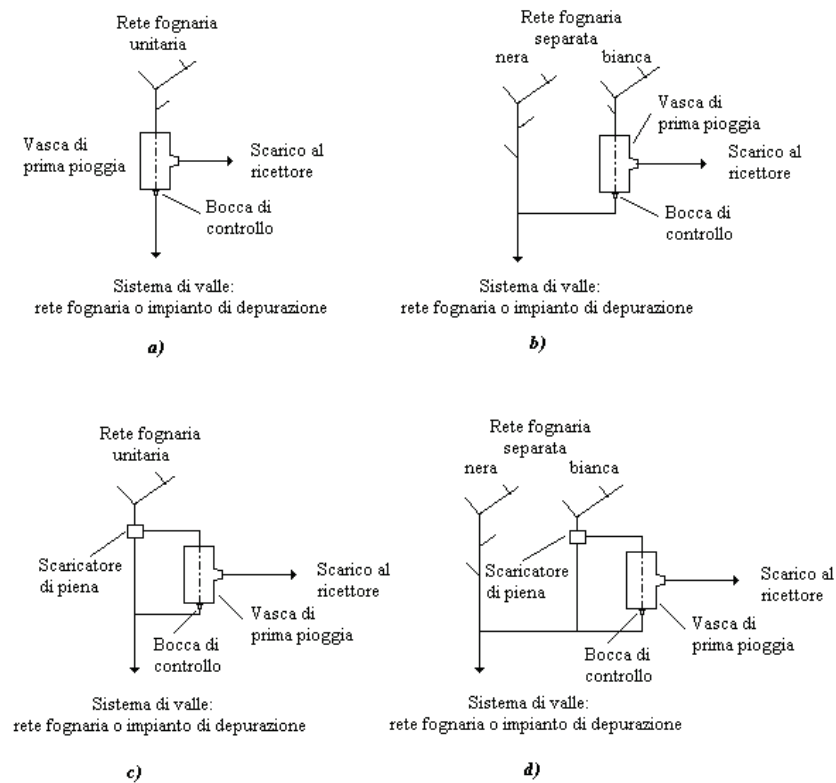


Figura 1.1 - schemi impiantistici di vasche di prima pioggia in sistemi fognari unitari e separati: in linea a) e b), e fuori linea c) e d).

Riguardo la scelta tra le configurazioni possibili, è ormai assodato che l'efficacia delle vasche in linea e di quelle fuori linea è, a parità di volume, sostanzialmente analoga.

1.3.2 Vasche di transito e di cattura

Il confronto fra i due schemi funzionali porta a riconoscere che in entrambi i casi l'azione di intercettazione delle acque di prima pioggia è sostanzialmente analoga: tutte le portate che eccedono il valore ammesso a valle sono temporaneamente accumulate nella vasca fino al suo completo riempimento. Ammettendo quindi per lo scaricatore di piena che alimenta la vasca fuori linea un funzionamento idraulico

ideale, uguale a quello della bocca di efflusso della vasca in linea, il volume di acqua meteorica accumulato nelle due vasche è lo stesso.

Tuttavia, a fronte di un comportamento analogo per quanto riguarda l'azione di intercettazione delle acque di prima pioggia, si possono avere significative differenze per quanto riguarda le caratteristiche qualitative delle acque conferite al trattamento e di quelle scaricate nel ricettore, dipendentemente dalle modalità con cui la vasca viene svuotata ai fini del conferimento alla depurazione delle acque raccolte e con cui, a riempimento avvenuto, le portate in eccesso sono scaricate nel ricettore.

Per quanto riguarda questo secondo aspetto, è possibile individuare due situazioni limite ([5] *Oliveri E., Viviani G., La Loggia G., 2001*).

Nella prima, che corrisponde allo schema delle così dette *vasche di cattura*, una volta che la vasca si è riempita le portate in eccesso rispetto a quelle ammesse a valle sono intercettate a monte della vasca e scaricate nel ricettore senza che possano miscelarsi con il volume già accumulato.

Nella seconda, le così dette *vasche di transito*, una volta che la vasca si è riempita le portate in eccesso rispetto a quelle ammesse a valle entrano comunque nella vasca, miscelandosi con l'acqua già accumulata e provocandone lo sfioro verso lo scarico. Nella sua connotazione limite, lo schema contempla che la portata in arrivo sia scaricata nel ricettore dopo aver attraversato la vasca (mediante uno sfioro localizzato nella sua sezione di valle) e che l'attraversamento della vasca in condizioni di turbolenza determini una miscelazione completa delle portate in arrivo con il volume già accumulato. In questa sede verranno prese in considerazione le sole vasche di transito.

1.4 Vasche di prima pioggia in bacini distinti

La classificazione vista nel paragrafo precedente non tiene conto però delle diverse tipologie progettuali riguardanti reti complesse, dove possono essere presenti più vasche collegate da un unico collettore a cui afferiscono più bacini, oppure la presenza di vasche molto grandi che recepiscono le acque meteoriche di bacini differenti, che si immettono a distanze diverse lungo il collettore che giungerà alla vasca.

In questa sede verranno analizzati sistemi di vasche in linea di transito, su tre tipologie di rete differenti studiate per la mitigazione delle masse scaricate al corpo idrico ricettore che possono essere riassunte come *reti con vasche in parallelo*, *in serie* o *vasca unica*.

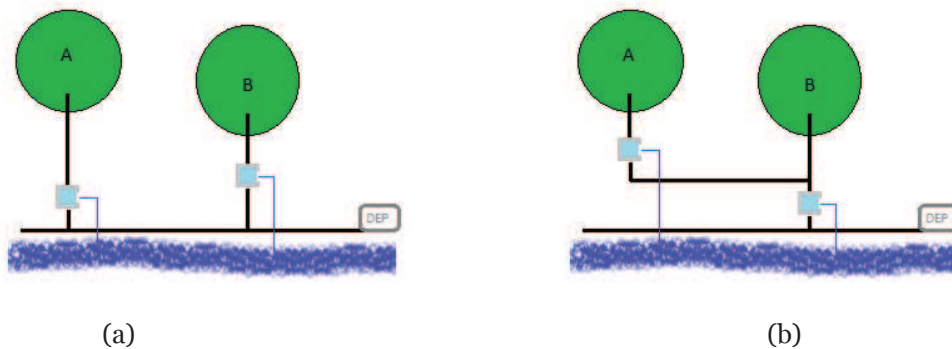
È noto infatti come spesso, soprattutto per bacini molto grandi oppure molto distanziati, si scelga di inserire nella rete ai fini visti precedentemente una o più vasche, collocate in modo tale da catturare e portare a depurazione una parte delle masse inquinanti provenienti da una parte o dalla totalità di più bacini.

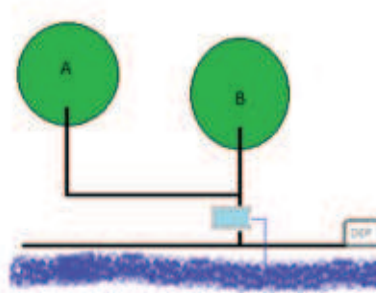
Con la definizione di *reti con vasche in parallelo* (**Figura 1.2 (a)**) si definiscono quei modelli di rete dove le vasche di prima pioggia sono poste subito a valle dei bacini a cui fanno riferimento, immettendo nel collettore che giungerà alla centrale di depurazione le portate q_u stabilite. Le due vasche risultano essere assolutamente indipendenti e del tutto assimilabili ai casi di studio convenzionali per la verifica delle vasche di prima pioggia che servono un unico bacino, situato subito a monte.

Le reti con *vasche in serie* (**Figura 1.2 (b)**) invece rappresentano una situazione più complessa ma spesso utilizzata, soprattutto in presenza di grossi bacini, le cui reti di fognatura convogliano le acque dividendo l'intero bacino in due o più bacini separati. Il sottobacino più a monte possiede come organo di mitigazione una vasca di prima pioggia riferita come volume e q_u al proprio bacino di riferimento; questa portata viene poi immessa attraverso un collettore di lunghezza variabile (parametro tra l'altro oggetto di indagine in questo lavoro) ad una seconda vasca

collegata a monte alla rete fognaria del secondo sottobacino. Il volume di questa vasca quindi sarà in relazione al bacino subito a monte, mentre la q_u sarà pari alla portata relativa a quella sopportabile dalla centrale di depurazione per l'intero bacino (formato dai due sottobacini) o, con un approccio alternativo che verrà analizzato, riferita al solo sottobacino di riferimento. La lunghezza del collettore fornirà una traslazione delle portate provenienti dalla vasca più a monte con un possibile effetto mitigativo sulla seconda vasca.

Le *reti con vasca unica* (**Figura 1.2 (c)**) rappresentano invece il caso in cui a valle di un grosso bacino o di più bacini in serie si sceglie di posizionare un'unica vasca di volume all'ettaro pari alla dimensione totale della superficie scolante formata dalla somma di tutti i sottobacini. Bacini differenti con reti fognarie proprie sono collegati tra loro da un collettore di lunghezza variabile che giungerà poi nella vasca, la quale permetterà di catturare le masse di inquinanti e permetterà il passaggio di una portata adeguata per il funzionamento del depuratore, analogamente alle precedenti configurazioni.





(c)

Figura 1.2 - (a) reti con vasche in parallelo; (b) reti con vasche in serie; (c) reti con vasca unica.

CAPITOLO 2

MODELLO NUMERICO DI SIMULAZIONE

L'analisi delle diverse capacità di mitigazione delle vasche di prima pioggia che verrà spiegata nei capitoli successivi è stata eseguita con l'aiuto di un modello informatico fisicamente basato: INFOWORKS. Il software, di cui si descriveranno in seguito le principali formule utilizzate, attraverso complessi algoritmi di calcolo è in grado di effettuare simulazioni idrauliche e di qualità di reti fognarie complesse.

Ciò avviene attraverso l'inserimento di elementi costituenti le reti, che si suddividono in puntuali, lineari e sottobacini. Per ogni elemento (in seguito la descrizione di quelli effettivamente utilizzati) si devono inserire i dati geometrici ed eventuali coefficienti necessari alle elaborazioni del software.

Oltre agli elementi fisici distinti come collettori, vasche, sfioratori, camerette, bacini e orifici, è indispensabile inserire l'evento o gli eventi di pioggia che si abbattono sui bacini. La lettura dei risultati, quindi, è conseguenza di tre step fondamentali: inserimento dei dati geometrici, inserimento dei dati di pioggia e set-up di simulazione. Quest'ultimo serve ad inserire la "risoluzione" della simulazione e a definire principalmente i tempi in cui avviene l'analisi.

Essendo il software molto sensibile ai dati inseriti, in genere per modellare nel modo più veritiero possibile le reti occorre effettuare un costante paragone delle portate ottenute con i relativi dati reali, estrapolati da campagne di misura. Non

essendo sempre possibile, si cerca di modellare la rete in modo da poter ottenere risultati paragonabili a quelli che si otterrebbero dalle misurazioni su reti reali.

Da un lato ciò può essere visto come una forte semplificazione dei fenomeni studiati, dall'altro tuttavia permette di poter ottenere modelli di rete semplici ma assolutamente descrittivi dei complessi meccanismi che avvengono in un modello che simula il comportamento idraulico in moto vario. Infatti è ben noto come ogni rete sia influenzata dalle proprie singolarità come cambi di pendenze, malfunzionamenti, reti in pressione, moto retrogrado; tutti elementi che il software è in grado di calcolare, ma che non donano un carattere generale ai risultati ottenuti.

Per tali ragioni, come specificato nel Capitolo 3, si è optato per la modellazione di reti semplici, ma rappresentative di quelle realmente esistenti.

Nel seguito vengono spiegati i modelli di calcolo dei principali elementi utilizzati all'interno della rete.

2.1 Elementi puntuali: nodes e storage

Gli elementi puntuali costituiscono la rappresentazione modellistica di punti di immissione di portata, camerette di giunzione tra due o più collettori, vasche e outfoull.

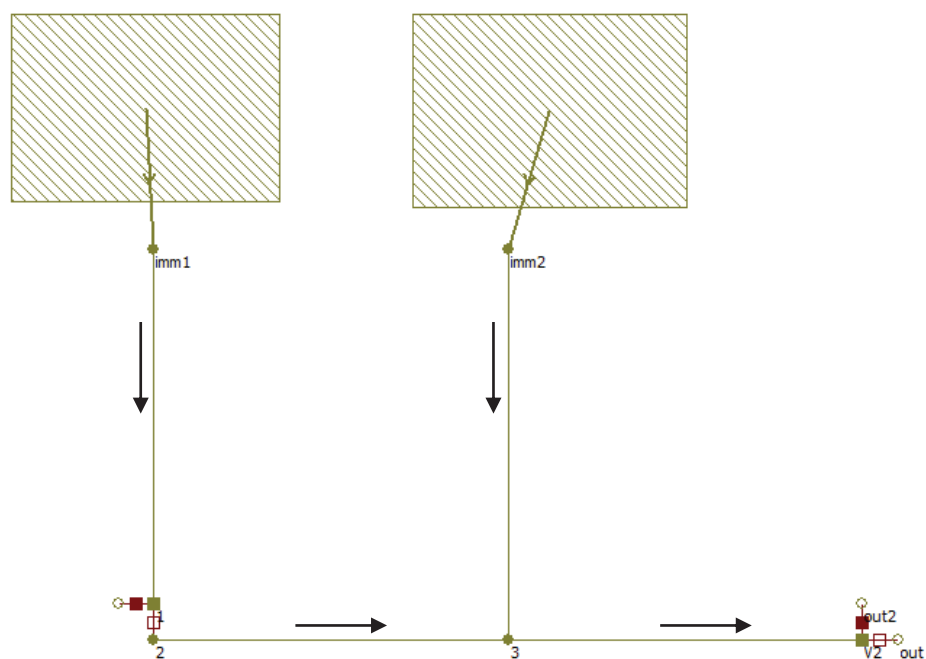


Figura 2.1 - esempio di rete visualizzata in InfoWorks

Nella **Figura 2.1** si possono distinguere *imm1* e *imm2*, che rappresentano i punti di immissione nella rete delle acque provenienti dai bacini; i nodi 2 e 3 rappresentano le camerette di giunzione tra più collettori. *V2* e *V1* rappresentano vasche di dimensione specifica e i pallini vuoti rappresentano i punti di outfoull, che possono

essere pensati come i punti di scarico della rete o immissioni a centrali di depurazione.

Ogni elemento *node* è caratterizzato da diverse informazioni:

- Altezza del suolo [m AD]
- Dimensioni geometriche della cameretta [m]
- Area della vasca a diverse quote (solo per elementi storage) [m²]
- Parametri di filtrazione

Nelle reti progettate l'altezza del suolo non incide nei calcoli di simulazione, dato che tutte le reti sono state progettate in modo che nessun collettore vada in pressione. In questo modo viene evitato qualsiasi fenomeno di esondazione nelle camerette e nella vasche e, per questa ragione, si sceglie un'altezza del suolo tale da garantire semplicemente il completo interrimento di tutta la rete.

La grandezza della cameretta viene posta tendente a zero, in modo tale che non si presenti accumulo di acqua; la dimensione delle vasche è definita mediante la variazione della superficie della vasca stessa, fissando l'altezza per tutte le vasche utilizzate (in pratica il volume delle vasche varia al solo variare della superficie).

Il software utilizza l'equazione differenziale della variazione del volume all'interno della vasca (2.1) unita all'equazione imposta della portata in uscita:

$$q_e - q_u = \frac{\partial V}{\partial t} \quad 2.1$$

Dove:

- q_e è la portata in entrata
- q_u è la portata in uscita (dipendente dalla configurazione di rete a valle)
- V è il volume della vasca

I parametri di filtrazione vengono definiti in modo da non presentare alcun fenomeno di filtrazione, in nessun nodo.

2.2 Elementi lineari: condotte, soglie, orifici

Gli elementi lineari costituiscono tutte le strutture in cui avviene scorrimento e quindi passaggio di portata. InfoWorks modella ogni elemento come nella seguente

Figura 2.2:

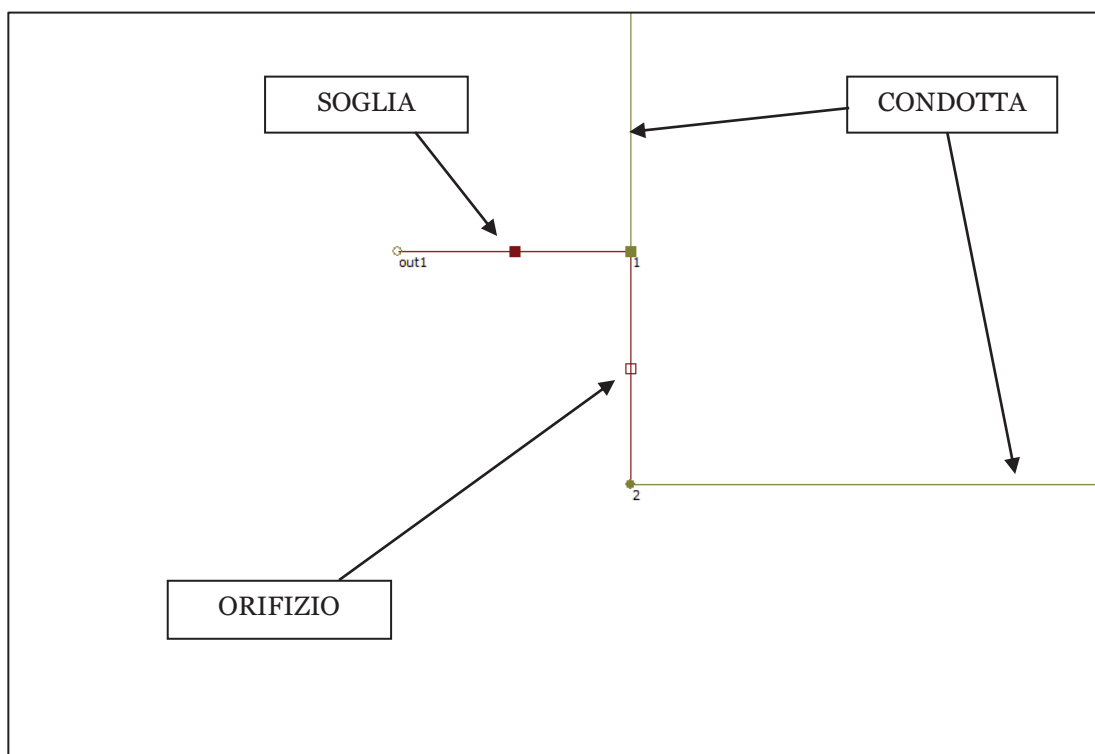


Figura 2.2 - visualizzazione di elementi lineari (vasca in linea)

2.2.1 Condotte

L'elemento *condotte* rappresenta la modellazione in InfoWorks di tubi o collettori presenti nella rete. Esso è definito dai due nodi di monte e valle, ai quali

corrispondono i due scorrimenti *UP* e *DOWN*. La condotta può avere sezione semplice (circolare in questo caso) o complessa e può essere chiusa o aperta.

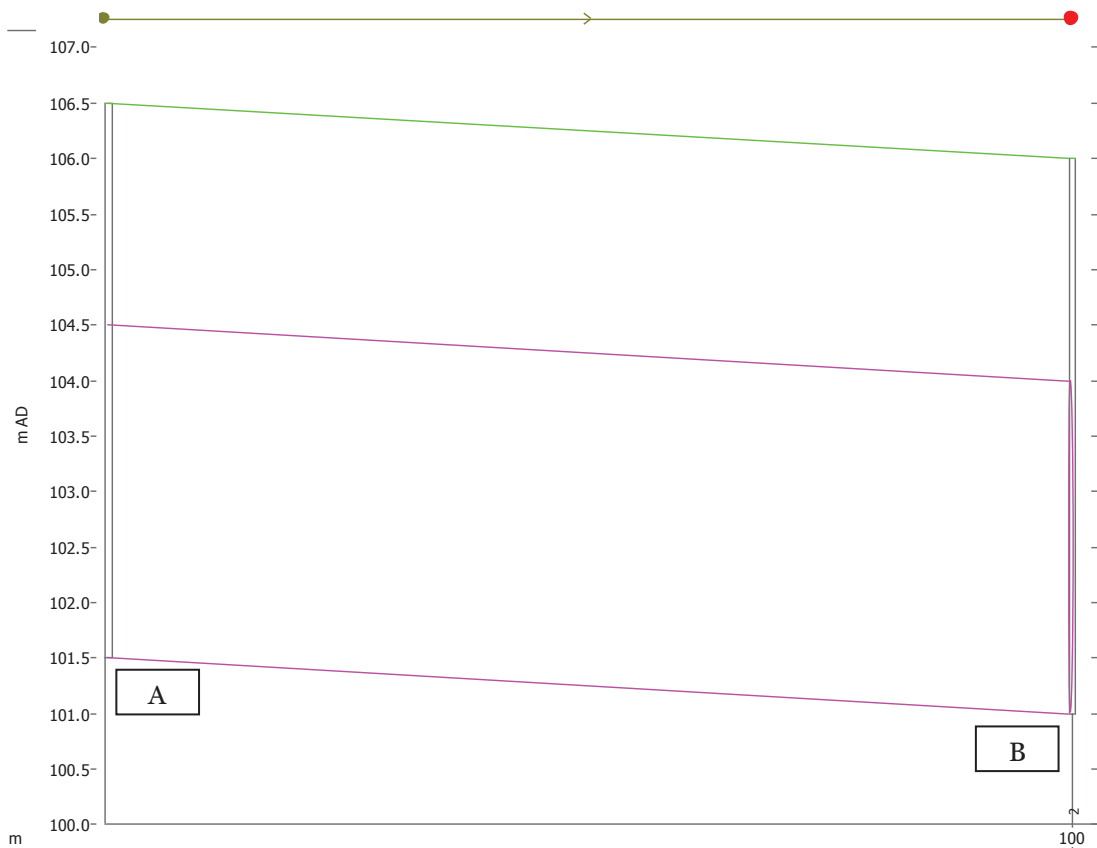


Figura 2.3 - sezione longitudinale di una condotta di forma circolare

In **Figura 2.3** si può notare nel punto A la quota di scorrimento *UP* e in B la quota di scorrimento *DOWN*; la linea verde rappresenta la quota del terreno. Per quanto riguarda sezioni semplici come quella circolare le caratteristiche da inserire sono le seguenti:

- Diametro della condotta [mm]
- Scorrimento *UP* e *DOWN* [m AD]
- Scabrezza di Manning

Le equazioni che governano il modello di simulazione sono le Equazioni di De Saint – Venant che corrispondono alle equazioni di conservazione della massa e dei momenti.

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \quad 2.2$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{Q^2}{A} \right) + gA \left(\cos\theta \frac{\partial y}{\partial x} - S_0 + \frac{Q|Q|}{K^2} \right) = 0 \quad 2.3$$

Dove:

- Q è la portata [m^3/s]
- A è l'area bagnata [m^2]
- g è l'accelerazione di gravità [m/s^2]
- θ l'inclinazione del letto rispetto all'orizzontale [degrees]
- S_0 rappresenta la pendenza del letto
- K è il coefficiente di trasporto

Il software inoltre è in grado di effettuare simulazioni sia per condotte a pelo libero (come nei casi in esame) sia per condotte in pressione; questo caso non è stato analizzato, come accennato in precedenza, avendo progettato le condotte in modo da avere riempimento massimo pari al 70% della sezione.

2.2.2 Soglia

La soglia è un elemento lineare con passaggio di portata per il quale vengono definite le seguenti caratteristiche:

- Tipologia di soglia: standard, altezza variabile, contratta ecc..
- Quota della cresta [m AD]
- Coefficienti di portata primario e secondario

Le reti costruite possiedono soglie di tipo standard, che si estendono lungo tutta la lunghezza del nodo di riferimento. La portata al di sopra della soglia viene calcolata attraverso due equazioni:

- *Free discharge (2.4)*: l'altezza del pelo libero in downstream rispetto alla soglia non influisce sull'altezza in upstream. Ciò accade quando il pelo libero downstream è più basso rispetto all'altezza della soglia stessa.
- *Drowned discharge (2.5)*: l'altezza del pelo libero in downstream influisce sull'altezza in upstream. Ciò accade quando l'altezza del pelo libero in downstream è superiore dell'altezza della soglia stessa.

Per soglie di tipo standard vengono utilizzate le equazioni di Kindsvater e Carter:

$$Q_0 = C_d \sqrt{g} B H_{up}^{3/2} \quad 2.4$$

$$Q = C_d \sqrt{g} B H_{up} (H_{up} - H_{dw})^{1/2} \quad 2.5$$

Dove:

- Q_0 è la portata libera (free discharge)

- Q è la portata influenzata dal battente downstream (drowned discharge)
- C_d il coefficiente di portata
- B è la lunghezza della soglia
- H_{up} il battente in upstream
- H_{dw} il battente in downstream

I valori limite di C_d possono variare tra 0.01 e 999. Viene utilizzato, laddove possibile, un coefficiente molto elevato per far sì che si crei un battente al di sopra della soglia il più piccolo possibile. Questo consente di poter modellare in modo del tutto teorico una soglia che scarica tutta la portata al di sopra dell'altezza della soglia corrispondente ad una portata data: nel caso di soglia posta in concomitanza di una vasca permette quindi di scaricare l'intero volume superiore al volume disponibile della vasca senza creare battente. Questo artificio semplifica di molto la progettazione standardizzando reti di tipo diverso.

2.2.3 Orifice control

L'*orifice control* permette il controllo della portata tra due nodi tale per cui essa non possa superare il valore preimpostato. Può essere immaginato come un foro (quindi di lunghezza trascurabile) che mette in relazione le portate tra due nodi di *UPSTREAM* e *DOWNSTREAM*. Viene definito attraverso le seguenti caratteristiche:

- Livello di scorrimento [m AD]
- Diametro [mm]
- Coefficienti di portata primari e secondari
- Portata limite passante dall'orifizio [m^3/s]

La portata limite rappresenta la massima portata passante all'interno dell'orifizio; tutti i volumi che non possono transitare vengono quindi accumulati a monte, nella vasca. In questo modo si garantisce lo scarico da parte dello sfioratore di tutta la portata in arrivo da monte eccedente quella limite.

L'equazione che determina il funzionamento dell'*orifice control* in condizione di free discharge (unica tipologia considerata nelle reti) è:

$$Q = C_d A_0 \sqrt{g} (D_0)^{1/2} \quad 2.6$$

Dove:

- Q è la portata transitante massima in funzione del diametro [m^3/s]
- C_d il coefficiente di portata
- A_0 l' area in sezione dell'orifizio [m^2]
- D_0 il diametro dell'orifizio [m]

Il limite massimo di C_d è 999. Imponendo un coefficiente molto elevato è possibile semplificare la progettazione, dato che la portata massima transitabile all'interno dell'orifizio risulta essere molto elevata rispetto a quella imposta. In questo modo l'influenza del diametro può risultare ininfluyente, rendendo la progettazione più semplice, senza dover per ogni vasca modificare la dimensione dell'orifizio.

2.3 Elementi Sottobacini

Gli elementi Sottobacini rappresentano i bacini scolanti presenti nella rete. Essi vengono definiti attraverso:

- Area totale [ha]
- Area di scolo [ha]
- Indice di uso suolo
- Popolazione
- Portate nere, industriali e parassite [m³/s]
- Pendenza media [m/m]

L'indice dell'uso suolo (*run-off surface index*) rappresenta la definizione delle diverse superfici presenti all'interno del bacino. In esso vengono scelti i modelli di run-off e le condizioni al contorno per ogni tipologia di superficie scolante. I tre parametri fondamentali che descrivono le diverse superfici sono:

- Perdita iniziale [mm]
- Volume di run-off
- Routing model

Le perdite iniziali rappresentano i volumi di pioggia persi sul suolo; per la ricerca effettuata il parametro è stato fissato a 1mm, che rappresenta la perdita minima impostabile in InfoWorks.

Il volume di run-off è definito da un coefficiente costante variabile tra 0 e 1, che rappresenta la percentuale di volume immesso in rete. Tale coefficiente è totalmente indipendente dal modello e dalle perdite iniziali scelte. Esso viene utilizzato per modellare, attraverso un taglio netto dei volumi immessi, le perdite

causate da un diverso tipo di pavimentazione o superficie scolante. L'utilizzo di questo parametro è consigliato per bacini con superfici totalmente impermeabili o permeabili là dove il deflusso non dipenda significativamente dalle condizioni antecedenti (perdite iniziali e modelli di scolo).

Il routing model definisce il modello di run-off. Si è scelto di utilizzare il *Wallingford Procedure Model*, secondo cui il deflusso viene calcolato modellando ogni bacino come due serbatoi uguali in serie in cui il coefficiente di riferimento dipende dalla densità di pioggia, dalla superficie e dalla pendenza media del bacino.

Consideriamo quindi per ogni tipo di superficie presente nel bacino due serbatoi applicati in serie, il cui deflusso viene calcolato attraverso un'equivalente relazione immagazzinamento-uscita:

$$S = k \cdot q \quad 2.7$$

Dove:

$$k = C_j^*{}^{-0.39} \quad 2.8$$

$$i^* = 0.5(1 + i_{10}) \quad 2.9$$

Dove i_{10} è l'intensità media di pioggia in uno step temporale di 10 minuti. La relazione che lega il valore C alle caratteristiche del bacino è la seguente:

$$C = 0.117 \cdot S - 0.13 \cdot A^{0.24} \quad 2.10$$

Dove:

- S è la pendenza [m/m]
- A l'area del bacino [m²]

La combinazione delle due equazioni dei serbatoi con l'equazione di continuità porta ad un'equazione differenziale ordinaria del secondo ordine:

$$k^2 \frac{\partial^2 q}{\partial t} + 2k \frac{\partial q}{\partial t} + q = i_n \quad 2.11$$

L'insieme delle equazioni 2.11, 2.7 e 2.10 determina gli idrogrammi in ingresso nella rete proveniente dai bacini di scolo.

2.4 Modello di qualità delle acque

InfoWorks, oltre a simulare il comportamento idraulico delle acque all'interno della rete, è in grado di modellare il deposito ed il trasporto di sedimenti e inquinanti lungo la rete.

Tale procedimento viene effettuato parallelamente alla simulazione idraulica. Infatti per ogni step di calcolo idraulico viene effettuato il calcolo del trasporto di inquinanti/sedimenti provenienti dai bacini e dalle acque nere.

Per effettuare ciò occorre caratterizzare le superfici dei sottobacini e definire i parametri di accrescimento e accumulo dei sedimenti sulle superfici stesse.

2.4.1 Caratterizzazione delle superfici inquinate

Nel modello InfoWorks il calcolo della crescita degli inquinanti sulla superficie e il successivo dilavamento e scolo nei pozzetti viene calcolato utilizzando il *Surface Pollutant Model*. Tale modello tratta i sedimenti, e gli inquinanti ad essi adesi, separatamente dagli inquinanti disciolti.

I primi crescono sulla superficie del bacino durante i periodi di tempo secco, ovvero il periodo di tempo che intercorre fra due distinti eventi meteorici. Nel corso di una pioggia tali sedimenti vengono dilavati dalla superficie ed entrano nel sistema di drenaggio: questo processo viene indicato come *Washoff Model*.

Anche gli inquinanti disciolti aumentano nei pozzetti durante i periodi di tempo secco, e vengono in seguito riportati in sospensione nella rete dal deflusso causato da un evento di pioggia: questo processo viene indicato come *Gully Pot Model*.

I due tipi di inquinanti vengono modellati in modo assolutamente indipendente da InfoWorks. Nell'immagine in **Figura 2.4** è possibile vedere schematizzati i due processi del *Surface Pollutant Model*.

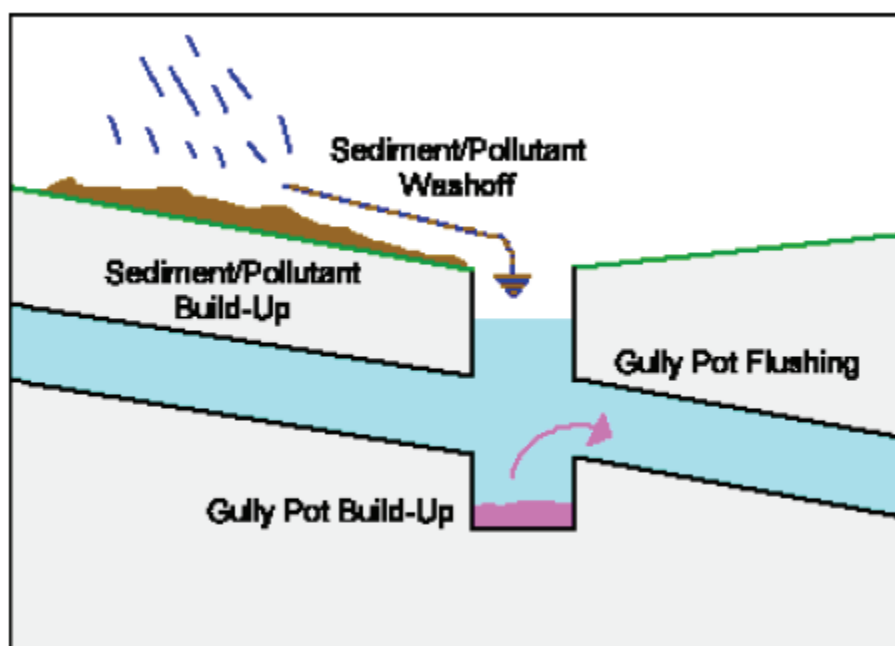


Figura 2.4 - schema del modello di deposito ed erosione dei sedimenti

Il modello ha la capacità di modellare nove differenti inquinanti e la modellazione di essi è di tipo conservativo. Ciò comporta che:

- gli inquinanti non interagiscono tra di loro
- un inquinante legato ad un sedimento non può legarsi ad un inquinante disciolto e viceversa
- un inquinante legato ad un tipo di sedimento non può legarsi a sedimenti di tipo diverso
- la simulazione degli inquinanti avviene solo in conseguenza del trasporto
- un inquinante non può crescere o essere dilavato ad oltranza

Tra le caratteristiche del bacino viene definito un *Pollution Index*. Esso richiama le diverse proprietà di qualità dell'acqua, riferita alla superficie di un bacino.

Ogni *Pollution Index* è definito attraverso i seguenti parametri:

- *Pollution Index ID*
- differenti equazioni per ogni inquinante legato ai sedimenti
- differenti equazioni per ogni inquinante disciolto
- un fattore di crescita per i sedimenti della superficie
- il volume dei pozzetti

La **Figura 2.5** mostra lo schema operativo del *Surface Pollutant Model* durante una simulazione.

Per ogni superficie è dunque possibile stabilire la quantità di sedimenti (e di inquinanti) presenti prima dell'evento meteorico, la loro capacità di accumulo in tempo secco e la capacità della pioggia di dilavare la superficie stessa, trasportando le masse all'interno della rete.

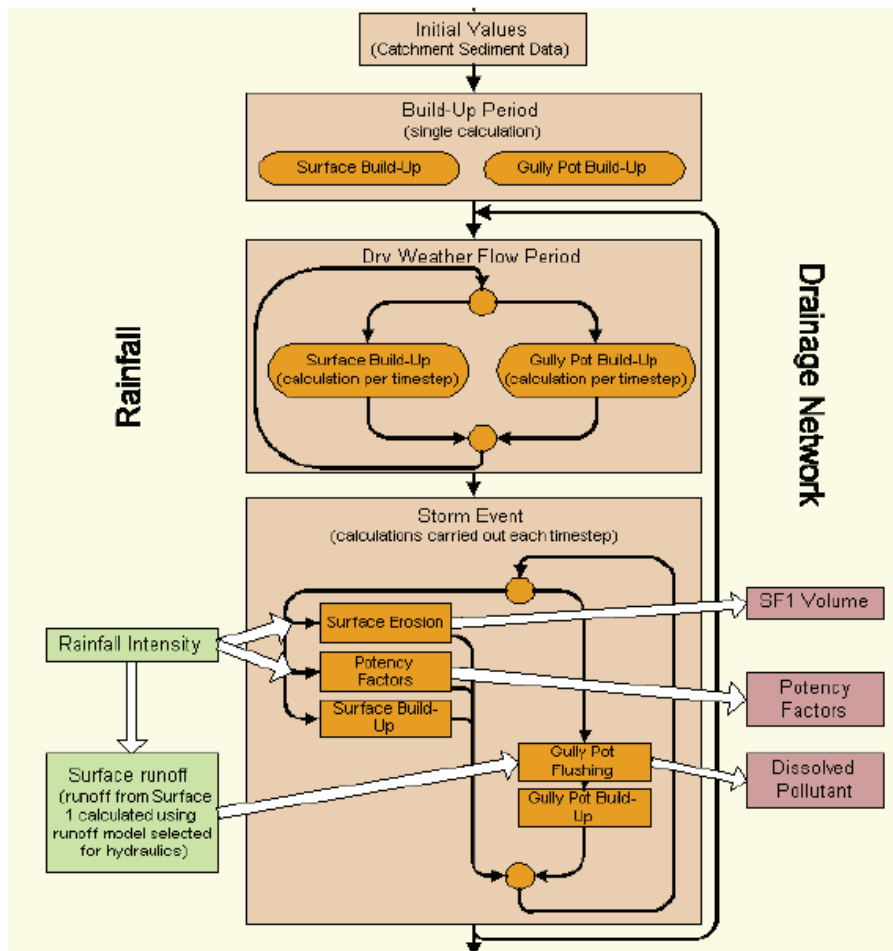


Figura 2.5 - schema operativo del surface pollutant index

2.4.2 Accumulo di inquinanti sulla superficie del bacino

L'equazione di crescita degli inquinanti si basa sull'ipotesi che il tasso di accumulo di un inquinante, su una superficie pulita, sia lineare, ma al crescere della massa sulla superficie il tasso di crescita diminuisca esponenzialmente. L'equazione si presenta nella forma:

$$\frac{dM}{dt} = P_S - K_1 \cdot M \quad 2.12$$

Dove:

- M è la massa presente per unità di superficie [kg/ha]
- P_s è il fattore di crescita (*Buildup Factor*), spesso noto anche come *accu* [kg/ha giorno]
- K_1 è il fattore di decadimento (*Decay Factor*) [giorno⁻¹]

In **Tabella 2.1** vengono riportati valori caratteristici di P_s .

L'equazione porta ad un valore massimo asintotico che non può mai essere superato, pari a P_s/K_1 [kg/ha].

Land Use	Surface Buildup Factor (kg/ha/day)	Origin
Residential (dense)	25	French Calibration
Residential	6	French Calibration
Town Centre (commercial)	25	US Calibration (EPA)
Industrial	35	US Calibration (EPA)
Mixed Suburban	6	French Calibration

Tabella 2.1 - valori di P_s tipici

Nel corso di una simulazione l'erosione e la crescita dei sedimenti vengono calcolate simultaneamente, per ogni passo temporale. Infatti durante un evento meteorico la massa presente sulla superficie dipende anche dal tasso di erosione e, per questo termine, l'equazione di crescita è risolta usando un'approssimazione di Eulero.

La massa di sedimenti al termine di ogni passo temporale è data dalla differenza tra la massa calcolata in assenza di erosione (al primo step) e la massa di sedimenti erosi.

In InfoWorks l'equazione utilizzata per determinare la massa di sedimenti al termine di un periodo secco e/o al termine di un passo temporale è ottenuta integrando l'equazione:

$$M_0 = M_d \cdot e^{-K_1 \cdot NJ} + \frac{P_s}{K_1} (1 - e^{-K_1 \cdot NJ}) \quad 2.13$$

Dove:

- M_0 è la massa di sedimenti al termine del periodo di calcolo [Kg/ha]
- M_d è la massa di sedimenti presente inizialmente [kg/ha]
- P_s è il fattore di crescita (*Buildup Factor*) noto anche come *accu* [kg/ha giorno]
- K_1 è il fattore di decadimento (*Decay Factor*) [giorno⁻¹]
- NJ è la durata del tempo secco o del passo temporale [giorni]

2.4.3 Dilavamento superficiale

Grande importanza in questo lavoro assume l'influenza generata dal dilavamento superficiale sul fenomeno di drenaggio. Infatti il processo di dilavamento non è di facile interpretazione empirica e comporta una non trascurabile componente di condizionamento per il processo nella sua interezza.

In InfoWorks si assume che il flusso di inquinante all'ingresso in rete di ciascun bacino sia proporzionale alla quantità di inquinanti disciolti o in sospensione nel deflusso. Vengono sistematicamente calcolati:

- la quantità di sedimenti erosi dalla superficie e tenuti in sospensione del deflusso causato dalla pioggia;
- la quantità di sedimenti entranti nella rete di drenaggio usando il modello del serbatoio lineare;
- la quantità di ogni inquinante legato ai sedimenti entrante in rete.

La massa di sedimenti erosi dal bacino è funzione dell'intensità di pioggia e della massa presente sulla superficie, come evidenziato dalla relazione seguente:

$$\frac{dM_e}{dt} = K_a \cdot M(t) - f(t) \quad 2.14$$

Dove:

- M_e è la massa di inquinante disciolto o in sospensione [kg/ha]
- $M(t)$ è la massa di inquinante depositata sulla superficie [kg/ha]
- K_a è il fattore di erosione legato all'intensità di pioggia [l/s]
- $f(t)$ è la portata inquinante [kg/ha·s]

Il fattore di erosione è a sua volta espresso dall'equazione:

$$K_a = C_1 \cdot i(t)^{C_2} + C_3 \cdot i(t) \quad 2.15$$

Dove:

- C_1 è un coefficiente amplificativo
- C_2 è un coefficiente adimensionale
- C_3 è un coefficiente adimensionale di riduzione
- $i(t)$ = intensità di pioggia netta [m/s]

In particolare in letteratura si può trovare C_2 espresso come *wash* e C_1 come *arra* in una formulazione di K_a equivalente:

$$K_a = arra \cdot i(t)^{wash} \quad 2.16$$

C_2 e *wash*, coefficienti adimensionali, corrispondono; C_1 invece, dipendendo sia da *arra* che da *wash* deve essere inserito in InfoWorks utilizzando la relazione 2.17 che segue, che rende il parametro adimensionale:

$$C_1 = \frac{141732.3^{wash}}{3600} arra \quad 2.17$$

La massa di inquinante disciolto o in sospensione è infine espressa dalla relazione:

$$M_e(t) = K \cdot f(t) \quad 2.18$$

Con K coefficiente del serbatoio lineare.

La massa entrante in rete degli inquinanti legati ai sedimenti viene calcolata utilizzando un *potency factor* (K_{pn}). Il *potency factor* dipende dall'intensità di pioggia e lega la massa di sedimenti alla massa di inquinante; viene calcolato tramite la relazione:

$$K_{pn} = C_1 \cdot (IMPK - C_2)^{C_3} + C_4 \quad 2.19$$

Dove:

- $IMPK$ è l'intensità massima di pioggia per un periodo di 5 minuti [mm/h]
- i vari C_i sono coefficienti amplificativi, come visto in precedenza.

La massa di inquinante legata ai sedimenti dilavati è data da:

$$f_n(t) = K_{pn}(i) \cdot f_m(t) \quad 2.20$$

Dove:

- $f_n(t)$ è la massa di inquinante per unità di superficie e di tempo [kg/ha·s]
- $F_m(t)$ è la massa solida per unità di superficie e di tempo [kg/ha·s]
- K_{pn} è il *potency factor*

2.4.4 Modello di calcolo della qualità delle acque nella rete

Una volta accumulati e dilavati i sedimenti all'interno delle superfici dei bacini, il software è in grado di calcolare il trasporto solido e di inquinanti all'interno della rete fognaria. Tale processo avviene mediante due modelli di calcolo, più quello relativo alla sedimentazione: il modello di rete, il modello delle condotte e, appunto, il modello erosione/sedimentazione, strettamente correlato a quello delle condotte.

Modello della rete

Il modello di rete valuta la concentrazione degli inquinanti disciolti e dei sedimenti sospesi ai nodi. L'equazione al nodo è quella della conservazione della massa. Gli inquinanti in ingresso sono dati dalle acque di dilavamento superficiale, dalle acque nere, da eventuali altre acque inquinate in ingresso (come ad esempio di provenienza industriale o parassite, che con gli altri due tipi di acque compongono le così dette risorse esterne). Sono da considerare anche quegli apporti idrici provenienti dai condotti afferenti al nodo stesso.

$$\frac{dM_j}{dt} = \sum_i Q_i \cdot c_i + \frac{dM_{sj}}{dt} - \sum_0 Q_0 \cdot c_0 \quad 2.21$$

Dove:

- M_j è la massa di sedimenti sospesi o inquinanti disciolti al nodo j-esimo [kg]
- Q_i è la portata entrante al nodo dal condotto i-esimo [m^3/s]
- c_i è la concentrazione di inquinante nella portata entrante al nodo j-esimo da condotto i-esimo [kg/m^3]
- M_{sj} è la massa di inquinante entrante al nodo j-esimo da risorse esterne [kg]
- Q_0 è la portata uscente dal nodo j-esimo al condotto 0 [m^3/s]
- c_0 è la concentrazione di inquinante nella portata uscente dal nodo j-esimo al condotto 0 [kg/m^3]

Si assume, per semplicità, che non avvenga sedimentazione al nodo, e gli inquinanti disciolti e i solidi sospesi entranti siano ben mescolati al nodo a causa della turbolenza, secondo l'equazione:

$$M_j = c_j V_j \quad 2.22$$

Dove:

- c_j è la concentrazione al nodo j-esimo [kg/m^3]
- V_j è il volume d'acqua al nodo j-esimo [m^3]

Ciò permette di dire che: $c_0 = c_j$

Il metodo pesato sul tempo descritto da Johnson e Ries è utilizzato per discretizzare l'equazione di conservazione della massa per ogni nodo.

$$\frac{c_j^{n+1}V_j^{n+1} - c_j^nV_j^n}{\Delta t} = g \left(\sum_i Q_i^{n+1} c_i^{n+1} - \sum_0 Q_0^{n+1} c_0^{n+1} + \frac{dM_{sj}^{n+1}}{dt} \right) + (1-g) \left(\sum_i Q_i^n c_i^n - \sum_0 Q_0^n c_0^n + \frac{dM_{sj}^n}{dt} \right) \quad 2.23$$

Dove:

$0 < \vartheta < 1$ è un parametro di peso.

Un valore di $\vartheta > 0.5$ è necessario per la stabilità. Il massimo livello di precisione è dato da $\vartheta = 0.5$, ma la soluzione può essere oscillatoria.

Modello del condotto

Il modello del condotto è utilizzato per calcolare il trasporto dei sedimenti sospesi e degli inquinanti disciolti, nonché l'erosione e sedimentazione dei sedimenti nei condotti. Per ogni time-step il processo di trasporto e quello di sedimentazione/erosione vengono risolti separatamente.

Si assume che:

- il flusso nei condotti sia mono-dimensionale;
- i solidi sospesi e gli inquinanti disciolti siano trasportati lungo il condotto con velocità pari a quella media locale del flusso;
- la concentrazione dei sedimenti sospesi e degli inquinanti disciolti sia completamente miscelata attraverso la sezione del condotto;
- la dispersione dei solidi sospesi e degli inquinanti disciolti lungo il condotto sia trascurabile;
- il depositarsi dei sedimenti sospesi non influenzi la parte idraulica e dipenda da una determinata velocità.

L'equazione che regola il trasporto dei sedimenti sospesi e degli inquinanti disciolti è basata sulla conservazione della massa:

$$\frac{dc}{dt} + u \cdot \frac{dc}{dx} = 0 \quad 2.24$$

Dove:

- c è la concentrazione di inquinante [kg/m^3]
- u è la velocità del flusso [m/s]
- t è il tempo [s]
- x è la coordinata spaziale [m]

La condizione al contorno a monte è calcolata dal modello di rete, mentre la capacità di trasporto del flusso è calcolata per mezzo di uno dei tre modelli di erosione/sospensione presenti in InfoWorks.

L'equazione di advezione è risolta per ogni condotto utilizzando lo schema *Holly-Preissmann*, un metodo semi-lagrangiano. La soluzione dell'equazione di advezione viene considerata costante

$$\frac{Dc}{Dt} = 0 \quad 2.25$$

lungo la traiettoria x

$$\frac{dx}{dt} = u \quad 2.26$$

L'equazione differenziale è risolta con la regola del punto medio:

$$X^n = X^{n+1} - \Delta t \cdot u^{n+\frac{1}{2}} \cdot X \left(t^{n+\frac{1}{2}} \right) \quad 2.27$$

con le velocità all'istante temporale medio calcolate mediando le due velocità agli istanti temporali più recenti, e la posizione all'istante temporale medio calcolata per iterazione; ciò comporta un metodo che è del secondo ordine rispetto al tempo.

Dal momento che la posizione in fondo alla traiettoria all'istante temporale noto precedente, X^n , generalmente non coincide con un punto computazionale, il valore in questione è calcolato per iterazione. La soluzione generata da questo schema è stabile e non sono necessarie restrizioni sulla lunghezza del passo temporale.

Erosione e deposito dei sedimenti

InfoWorks, come detto, supporta tre differenti modelli per il calcolo erosione/deposito nei tubi:

- Ackers White Model
- Velikanov Model
- Kul Model

Sono state assunte le seguenti ipotesi:

- i sedimenti sospesi sono ben miscelati;
- l'erosione è istantanea;
- le forze di coesione sono ignorate;
- il valore massimo d'altezza dei sedimenti non può superare l'80% della dimensione della tubazione;
- il deposito dei sedimenti è regolato da una determinata velocità.

Per questo studio si è optato per il modello di Ackers White; il calcolo del deposito/erosione avviene al termine di ogni passo temporale del modello di qualità delle acque dopo il calcolo dell'equazione di advezione.

Ad ogni punto di calcolo lungo il condotto viene calcolata una capacità di trasporto adimensionale C_v , che rappresenta la massima concentrazione che può essere portata dal flusso.

$$C_v = J \left(\frac{W_e R}{A} \right)^\alpha \cdot \left(\frac{d_{50}}{R} \right)^\beta \cdot \lambda_c^r \left[\frac{|u|}{\sqrt{g(s-1)R}} - K \lambda_c^r \left(\frac{d_{50}}{R} \right)^\varepsilon \right]^m \quad 2.28$$

Dove:

- R è il raggio idraulico [m]
- W_e è la larghezza effettiva del condotto [m]
- A è l'area trasversale del flusso [m²]
- u è la velocità locale del flusso [m/s]
- s è il peso specifico del sedimento [kg/m³]
- g è l'accelerazione di gravità [m/s²]
- d_{50} è la dimensione media del sedimento [m]

La capacità di trasporto adimensionale è convertita a concentrazione massima tramite:

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

Se la concentrazione effettiva è superiore a quella massima il sedimento in eccesso viene depositato. Se la concentrazione effettiva è minore di quella massima il fondo viene eroso fino a che le due concentrazioni non siano uguali ($C_{max} = C_{eff}$).

Per semplicità viene assunto che l'erosione sia istantanea mentre il tasso di sedimentazione dipende dalla velocità di deposito del sedimento (InfoWorks User Guide).

2.5 Simulazione e analisi dei risultati

Una volta introdotti i dati geometrici e impostate tutte le condizioni iniziali della rete è possibile effettuare le simulazioni idrauliche e di qualità della rete.

Tali simulazioni sono gestite da un'interfaccia grafica nella quale è possibile inserire i riferimenti alla rete in esame e l'evento meteorico che si desidera studiare sulla rete stessa; dopo di che occorre definire le condizioni di simulazione impostando i seguenti dati:

- Time step di simulazione idraulica
- Time step di output dei risultati
- Inizio della simulazione
- Durata della simulazione
- Impostazione del time step sulla simulazione di qualità
- Scelta del tempo di build up

Il time step di simulazione rappresenta la risoluzione dei passi temporali utilizzati per il calcolo idraulico. Più il time step è piccolo, maggiore sarà l'accuratezza dei dati. Può essere scelto anche un time step diverso per le sole simulazioni di qualità, più alto di quello idraulico, per ridurre l'onere di calcolo; la precisione dei risultati tuttavia risulta più bassa.

Il tempo necessario al software per completare la simulazione dipende principalmente da tre fattori: la complessità della rete, la durata della simulazione e il time step scelto. In questo lavoro si è scelto di operare, come si vedrà in seguito, con un tempo di simulazione pari ad un anno solare. Per questa ragione il tempo di calcolo del software risulta piuttosto elevato, nonostante la semplicità della rete.

Di fondamentale importanza risulta essere anche la scelta del time step di output, che rappresenta la risoluzione dei risultati grafici e tabellari.

InfoWorks è in grado di fornire per ogni istante di calcolo tutti i valori necessari per l'analisi di svariati fenomeni: portata volumetrica, portata di massa, concentrazione di sedimenti, velocità, altezza del pelo libero, volumi transitanti in un arco temporale, masse totali ecc..

In modo automatico il software è in grado, quindi, di calcolare gli integrali nel tempo di portata volumetrica e di portata di massa, permettendo di ridurre i tempi di analisi dei risultati tabellari. Infatti risulta essere assolutamente più intuitivo ed utile ai fini del lavoro svolto osservare i dati totali di volume e di massa in posizioni opportune.

Inoltre è possibile costruire, attraverso l'interfaccia *Graph*, grafici differenti e anche molto complessi per poter mettere in relazione dati anche diversi su di un unico piano.

Una corretta e completa simulazione - e quindi i dati per le successive analisi - deriva da un'accurata scelta dei dati in input.

Per inizializzare il software è necessario introdurre un gran numero di dati, spesso di difficile acquisizione (basti pensare a tutti gli elementi idrologici dei bacini, come le perdite iniziali o la permeabilità di sistemi urbani complessi). Per questa ragione è possibile inserire nel software i risultati di analisi reali, da confrontare poi con le analisi in simulazione, in modo da poter aggiustare le condizioni iniziali e avvicinarsi quindi il più possibile alla realtà. Nel caso di un lavoro di ricerca, come quello effettuato, non avendo a disposizione dati reali per il confronto è necessario impostare i dati di input attraverso formulazioni il più generali possibili, in modo da ottenere risultati di carattere generale, facilmente trasportabili nella realtà.

CAPITOLO 3

CASI DI STUDIO

Le reti di fognatura sono per antonomasia molto complesse e diversificate. I parametri in gioco sono molti, spesso di difficile reperibilità o definizione. Basti pensare ai parametri idrologici o a quelli delle diverse superfici urbane, che variano da luogo a luogo in base al tipo di terreno, al tessuto urbano presente in una determinata area o alle opere preesistenti. In aggiunta vengono poi i problemi progettuali locali, causa di reti sempre diverse per pendenze, diametri, manufatti e materiali impiegati.

Diventa quindi fondamentale, attraverso l'esperienza e l'analisi di modalità progettuali differenti, tracciare linee guida per identificare quali siano i principali metodi usati in ambito urbano nella costruzione di vasche di prima pioggia su sistemi a doppio bacino come quelli visti nel primo capitolo.

Una volta definite le tipologie di rete da analizzare occorre costruire un modello informatico semplice, ma ben rappresentativo del problema in esame.

Tale modello di rete dovrà essere costruito attraverso una serie di considerazioni atte a simulare in modo universale ogni tipologia di rete, anche complessa, attraverso una rete semplice ma coerente con le problematiche reali. Per fare ciò occorre formulare delle ipotesi di partenza dalle quali non si può prescindere lungo l'analisi. Tale passaggio risulta fondamentale per poter ridurre le incognite di base, variandone solo alcune per poter studiare il fenomeno analizzato. In questo studio i

parametri che verranno fatti variare sono la distanza tra le immissioni di due bacini differenti e il coefficiente di diluizione R per il calcolo della portata limite, nonché le dimensioni relative dei bacini afferenti.

La modellazione quindi si sviluppa su tre aree progettuali: modellazione dei bacini idrografici, modellazione della rete di fognatura con manufatti e vasche, modello di calcolo idraulico e di qualità. Per quanto riguarda la modellazione di calcolo si è scelto di utilizzare il modello informatico fisicamente basato (InfoWorks) ampiamente analizzato nel Capitolo 2.

3.1 Schemi di rete

Nella tesi si analizzano reti pluviali separate, dove la pioggia caduta sulla superficie del bacino viene raccolta separatamente dalle cosiddette acque nere (scarichi civili, industriali ecc..). Una parte dell'acqua raccolta viene portata a depurazione, mentre il restante volume viene scaricato in corsi d'acqua che transitano presso il bacino di riferimento. Allo scopo di ridurre tale scarico vengono utilizzate delle vasche, definite come *vasche di prima pioggia*, che migliorano l'efficienza della rete, accumulando volumi e scaricando un minor quantitativo di inquinamento nel ricettore, ritardando l'invio dell'acqua a depurazione. Quando i bacini sono molto grandi, oppure sono disposti in modo tale da poter collegare le diverse reti di fognatura con dei collettori, vengono utilizzate tendenzialmente tre tipologie di rete, come in **Figura 3.1**, che servono porzioni di un singolo bacino o bacini differenti.

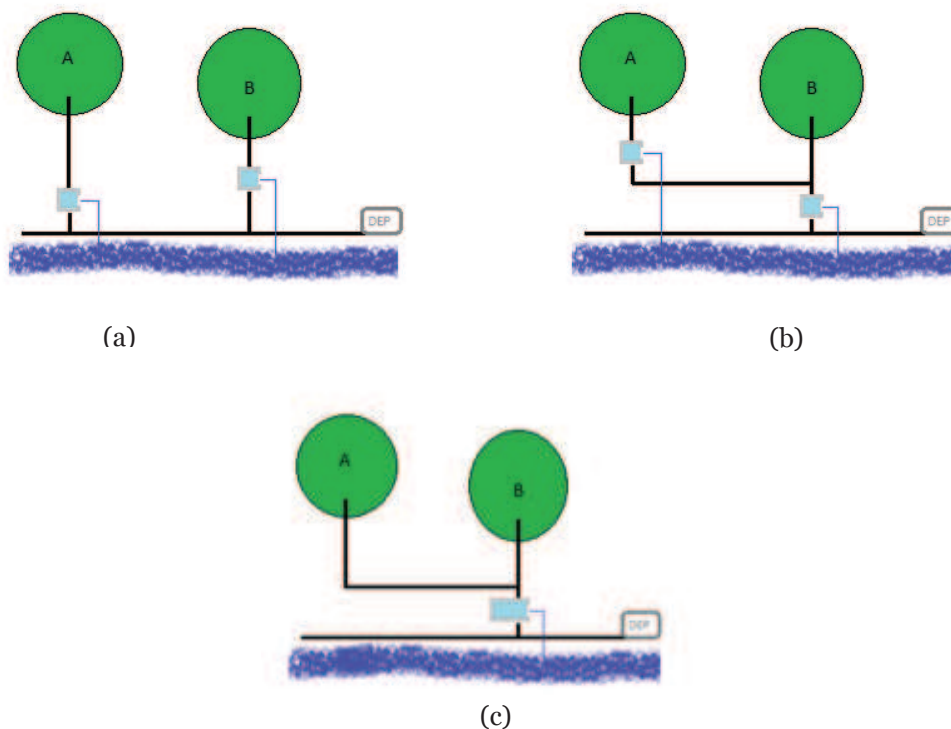


Figura 3.1 - tipologie di vasche in reti a doppio bacino. (a) vasche in parallelo; (b) vasche in serie; (c) vasca unica.

Le tre tipologie di rete che si delineano sono le seguenti:

- Reti a due bacini con vasche parallele (**Figura 3.1 (a)**): ogni vasca serve un proprio bacino di riferimento, non c'è interferenza tra le due. La grandezza della vasca viene definita in base alla grandezza del bacino di riferimento.
- Reti a due bacini con vasche in serie (**Figura 3.1 (b)**): la prima vasca serve il bacino A, mentre la seconda serve il bacino B e la portata in uscita dalla prima vasca. Per la grandezza delle vasche e la portata in uscita si sono considerati due scenari: nel primo caso la portata in uscita dalla seconda vasca è legata alla somma dei due bacini afferenti, e così il volume della vasca, nel secondo caso invece è legata al solo bacino di riferimento. In entrambi i casi, naturalmente, la portata in uscita dalla prima vasca è funzione solo del bacino di riferimento.
- Reti a due bacini con vasca unica (**Figura 3.1 (c)**): entrambi i bacini afferiscono all'unica vasca presente; dimensioni e portata in uscita dipendono dalla somma dei due bacini afferenti.

Tutte le configurazioni considerano vasche di transito in linea, come in **Figura 3.2** .
Nei paragrafi successivi vengono descritti i parametri attraverso i quali sono stati definiti i bacini, le vasche e le condotte .

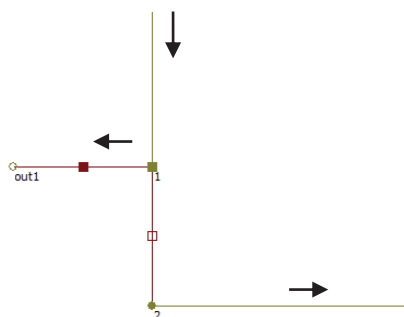


Figura 3.2 – vasca in linea

3.2 Definizione dei bacini idrografici

I bacini sono modellati nella conformazione più semplice possibile. Non essendo possibile, a causa di forme, dimensioni e livelli di urbanizzazione molto differenti seguire delle linee guida medie che rappresentino dei bacini reali, si è scelto di utilizzare due bacini di eguali caratteristiche (tranne le dimensioni); in questo modo si può analizzare il problema nella sua forma più semplice.

Di seguito vengono riassunti i parametri utilizzati per la rappresentazione dei bacini:

Aree dei bacini	100 ha	150 ha	50 ha
Area impermeabile	100 ha	150 ha	50 ha
Area contribuente	100 ha	150 ha	50 ha
Inclinazione	0 m/m	0 m/m	0 m/m
Perdite iniziali	0.001 m	0.001 m	0.001 m
Coefficiente di Run-off	1	1	1

Tabella 3.1 - *parametri dei bacini*

Come si può vedere, i bacini sono stati definiti totalmente impermeabili.

Viene scelto di utilizzare bacini di queste dimensioni e non un bacino di grandezza unitaria per ottenere un maggior dettaglio dei risultati. Infatti il software impone un limite di calcolo per le portate di 1 l/s (0.001 m³/s): simulando con bacini di piccola dimensione si rischia di avere delle portate troppo vicine a questo limite, portando poi a dei risultati approssimati sui volumi, e quindi sui risultati finali.

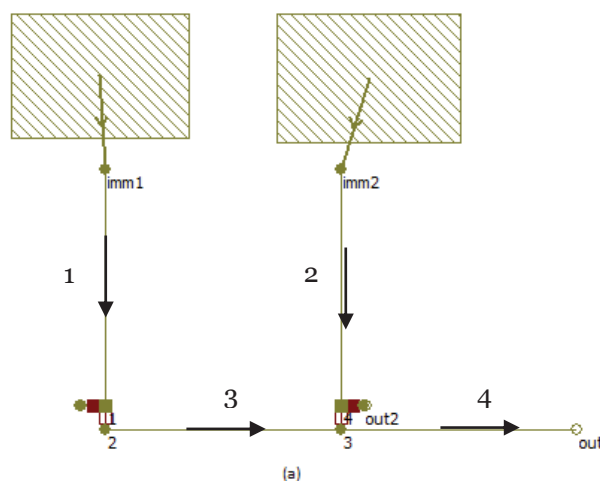
3.3 Dimensionamento dei collettori nelle diverse reti

Per fare sì che i dati delle simulazioni (in particolare quelli relativi agli scarichi al ricettore) siano confrontabili al variare dei parametri scelti, i dati geometrici delle reti sono stati posti il più possibile simili, e calcolati in modo da rispettare alcuni parametri.

Innanzitutto si è verificato che, con gli idrogrammi in uscita dai vari bacini, il riempimento dei condotti non fosse mai superiore al 70% dell'altezza del condotto stesso; inoltre il riempimento delle vasche non deve influenzare il moto dell'acqua in arrivo da monte.

In **Figura 3.3** sono rappresentate le 3 tipologie di reti modellate. Lo schema riporta il caso dei bacini di uguali dimensioni, ma non cambia nel caso di bacini di dimensioni diverse tra loro – naturalmente cambieranno i valori dei vari parametri dimensionali. Il collettore numero 3 identifica il ramo di traslazione delle portate: la sua lunghezza L è uno dei parametri variato nel corso delle simulazioni.

È chiaro che nel caso (a) di vasche in parallelo la lunghezza del ramo 3 è assolutamente ininfluente sugli scarichi al ricettore, mentre avrà influenza negli altri due casi. Il dimensionamento è analogo a quello degli altri condotti; la lunghezza invece è stata posta pari a 100 e 1'000 m, per ogni caso considerato.



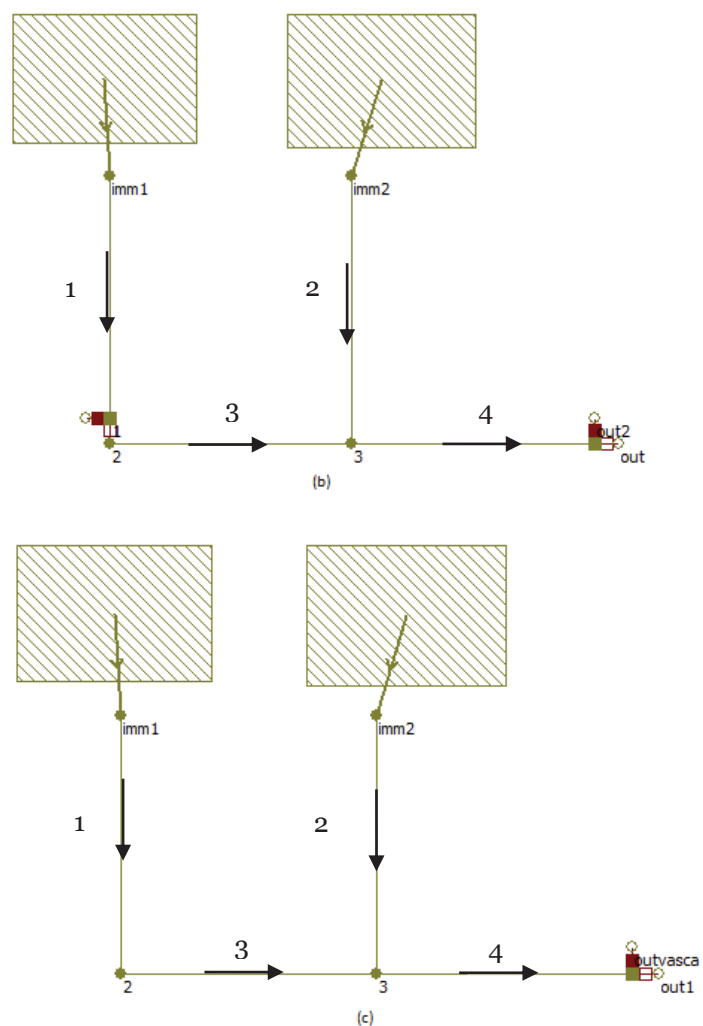


Figura 3.3 - reti modellate mediante InfoWorks: (a) vasche in parallelo; (b) vasche in serie; (c) vasca unica

Il ramo 4 è un breve tratto di traslazione dei volumi alla seconda vasca (b, vasche in serie) o all'unica vasca del sistema (c, vasca unica); anche questo è calcolato per avere un riempimento massimo che non superi il 70% dell'altezza del condotto. A differenza del ramo 3, la cui lunghezza è tra i parametri variabili di studio, la lunghezza dei rami 1, 2 e 4 è fissata a 100 m. In questo modo si cerca di limitare al minimo i fenomeni di laminazione delle portate (e rispettive masse e concentrazioni di sedimenti trasportati), con scarsa influenza sull'idrogramma a valle di ogni collettore.

La pendenza dei collettori è stata mantenuta pari al 5‰, come verificato in altri lavori (Cima).

Previa verifica, gli stessi parametri sono stati mantenuti anche per le simulazioni effettuate con R pari a 4 e 5.

Di seguito vengono riassunti in

Tabella 3.2 tutti i dati dei collettori utilizzati.

	Diametro (mm)	Lunghezza (m)	Pendenza (m/m)
vasche in parallelo (a)			
 Aree uguali			
1	3000	100	0.005
2	3000	100	0.005
3	-	-	-
4	-	-	-
Vasche in parallelo (a)			
 Area maggiore a monte			
1	3500	100	0.005
2	2500	100	0.005
3	-	-	-
4	-	-	-
Vasche in parallelo (a)			
 Area maggiore a valle			
1	2500	100	0.005
2	3500	100	0.005
3	-	-	-
4	-	-	-
Vasche in serie (b)			
 Aree uguali			
1	3000	100	0.005
2	3000	100	0.005
3	500	100-1000	0.005
4	3000	100	0.005
Vasche in serie (b)			
 Area maggiore a monte			
1	3500	100	0.005
2	2500	100	0.005
3	500	100-1000	0.005
4	2500	100	0.005
Vasche in serie (b)			
 Area maggiore a valle			

1	2500	100	0.005
2	3500	100	0.005
3	500	100-1000	0.005
4	3500	100	0.005
Vasca unica (c) Aree uguali			
1	3000	100	0.005
2	3000	100	0.005
3	3000	100-1000	0.005
4	4000	100	0.005
Vasca unica (c) Area maggiore a monte			
1	3500	100	0.005
2	3000	100	0.005
3	3500	100-1000	0.005
4	4000	100	0.005
Vasca unica (c) Area maggiore a valle			
1	3000	100	0.005
2	3500	100	0.005
3	3000	100-1000	0.005
4	4000	100	0.005

Tabella 3.2 - *valori di diametro e lunghezza dei collettori utilizzati*

3.4 Dimensionamento delle vasche di prima pioggia

Nel dimensionamento delle vasche ci si è basati sul principio che la vasca non deve causare rigurgito a monte di essa quando è totalmente piena e lo scarico non deve influire sul moto delle portate in arrivo da monte.

Il sistema vasca (storage)-orifizio-soglia (vedi capitolo 2) permette di semplificare la rappresentazione del funzionamento della vasca, creando vasche il cui battente massimo risulta essere lo stesso per qualsiasi volume, attraverso degli artifici: l'altezza della soglia di sfioro è infatti fissata ad 1 m in tutte le vasche, con una relazione diretta tra la superficie della vasca (in pianta) e la superficie del bacino corrispondente.

In **Figura 3.4** - *schema vasca-orifizio-soglia* lo schema del sistema utilizzato:

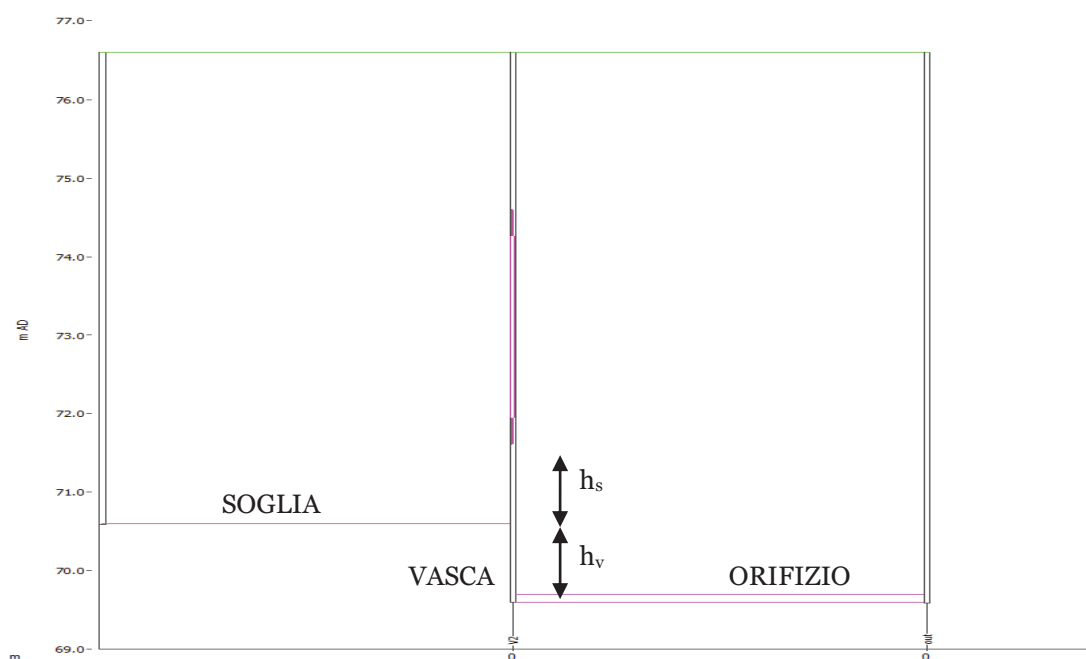


Figura 3.4 - *schema vasca-orifizio-soglia*

L'altezza h_s rappresenta la distanza tra lo scorrimento del collettore in arrivo da monte e l'altezza di sfioro. Tale altezza è stata posta in modo che il battente al disopra della soglia non vada a superare il livello di scorrimento nel collettore;

questa è stata posta, come detto, pari a 1 m. Ad ogni modo l'imposizione di un coefficiente di portata sulla soglia molto grande (vedi capitolo 2.2.2) permette di creare comunque un battente molto piccolo.

L'altezza della vasca h_v è stata posta pari ad 1 m per tutte le tipologie delle vasche, sempre per consentire un comportamento confrontabile tra le varie configurazioni, a prescindere dalle dimensioni delle vasche coinvolte. La portata in uscita dalla vasca è determinata solamente dall'orifizio, quindi imposta minore o al più uguale alla portata limite Q_u , e non dipende dal battente idrico. In questo modo si ottiene accumulo di volume in vasca solo nel momento in cui la portata in ingresso risulti essere superiore a Q_u . Per la determinazione della portata limite si veda il prossimo paragrafo. Fissata l'altezza della vasca, il volume della stessa si ottiene moltiplicando appunto l'altezza per la superficie della vasca, posta nelle simulazioni effettuate a 50 m²/ha. Di seguito i volumi delle vasche a seconda dei bacini corrispondenti:

Aree dei bacini	100 ha	150 ha	50 ha
Volume vasca	5000 m ³	7500 m ³	2500 m ³

Bisogna tuttavia tenere presente che il volume della vasca di valle in alcuni casi è determinato dalla somma dei bacini ad esso afferenti, e non solo dal bacino di corrispondenza: è il caso della configurazione con vasca unica e delle vasche in serie nell'approccio *totale*, in cui la vasca di valle è dimensionata sulla somma dei due bacini.

Calcolo della portata limite Q_u

La portata limite definisce quel volume di acqua portato a depurazione; in mancanza di dati più precisi si può assumere una formulazione generale, derivata

dalla dotazione idrica moltiplicata per il numero di abitanti e per il rapporto di diluizione R (3.1).

$$Q_u = R \frac{\text{dotazione idrica} \times Ab}{86400} \quad 3.1$$

La dotazione idrica è fissata a 300 l/s Ab e il numero di abitanti teorico pari a 100 Ab/ha; R è uno dei parametri considerati variabili nelle simulazioni: i valori assunti dal parametro sono 3, 4 e 5.

Pertanto il valore di Q_u è legato, oltre che al valore di R , anche all'area del bacino afferente; di seguito i valori riepilogati, espressi in l/s:

	$R = 3$	$R = 4$	$R = 5$
Bacino 100 ha	100	140	175
Bacino 150 ha	150	210	262.5
Bacino 50 ha	50	70	87.5

Tabella 3.3 - valori della portata limite Q_u nei vari casi analizzati

Anche in questo caso, così come per la determinazione dei volumi delle vasche, occorre tenere in considerazione quei casi (vasche in serie e approccio *totale*) in cui la vasca di valle sia condizionata non dal solo bacino di valle, ma da entrambi: saranno quindi risultato della somma dei valori riferiti ai singoli bacini.

Approcci per lo schema di vasche in serie

Nel caso dei sistemi con vasche in serie si sono considerati, per tutte le simulazioni effettuate, due diversi approcci nella definizione delle caratteristiche della vasca di valle.

Nel primo approccio, definito *TOTALE*, il volume della vasca di valle, e così anche il valore della portata limite Qu , sono definiti a partire dal totale delle aree afferenti al sistema, ossia dalla somma dei due bacini. Nel secondo invece, definito *SINGOLO*, la vasca di valle è determinata dal solo bacino di valle, indipendentemente dal bacino di monte.

Il primo approccio è stato considerato perché già presente in lavori precedenti (Cima), per cui si voleva dare un senso di continuità e coerenza con questi. Il secondo approccio invece può risultare utile nel caso il numero di bacini sia superiore a due: il primo approccio infatti sarebbe piuttosto complicato, nonché più oneroso dal punto di vista dei volumi necessari.

3.5 Selezioni dei parametri di deposito e wash-off

Come si è visto nei capitoli 2.4.2 e 2.4.3 i parametri per determinare la qualità finale degli scarichi attraverso le simulazioni di calcolo sono quelli relativi al deposito di sedimenti e del relativo wash off. In questa sede si è scelto di operare attraverso valori medi di ogni parametro.

Per quanto riguarda il fenomeno di deposito, viene ricordata la formulazione empirica di accumulo:

$$M_0 = M_d \cdot e^{-K_1 \cdot NJ} + \frac{P_s}{K_1} (1 - e^{-K_1 \cdot NJ}) \quad 3.2$$

Dove:

- M_0 è la massa di sedimenti al termine del periodo di calcolo (Kg/ha)
- M_d è la massa di sedimenti presente inizialmente (kg/ha)
- P_s è il fattore di crescita Buildup Factor spesso noto anche come *accu* (kg/ha giorno)
- K_1 è il fattore di decadimento Decay Factor spesso noto come *Disp* (giorno⁻¹)

-
- NJ è la durata del tempo di secco o del passo temporale (giorni)

In questo modello il rapporto P_s/K_1 rappresenta il valore massimo verso cui tende la massa accumulabile sul bacino, nell'ipotesi che l'accumulo stesso sia asintoticamente limitato dall'azione erosiva esercitata dal vento, dal traffico e dalla degradazione biologica e biochimica.

Di fondamentale importanza è la taratura dei parametri, poiché anche in letteratura si trovano indicazioni alquanto generiche sui possibili valori da riferire al bacino in esame: ad esempio alcune indagini sperimentali hanno stabilito che il coefficiente di accumulo P_s è funzione del tipo di urbanizzazione:

- zone residenziali altamente abitate: 10÷25 kg/(ha·giorno)
- zone residenziali scarsamente abitate: 5÷6 kg/(ha·giorno)
- zone commerciali: 15 kg/(ha·giorno)
- zone industriali: 35 kg/(ha·giorno)

Nel modello si è deciso di optare per un valore di P_s pari a 25 Kg/(ha· giorno), corrispondente a un valore di accumulo di zone residenziali altamente abitate.

Per quanto concerne il parametro K_1 (coefficiente di scomparsa) [7] e [8] *Novotny et al.* (1978; 1985) hanno valutato che su alcuni bacini americani esso varia tra 0.2 giorno⁻¹ e 0.4 giorno⁻¹, mentre da sperimentazioni francesi tale coefficiente è stato stimato in 0.08 giorno⁻¹ ([9] e [10] *Bujon*, 1988). In questo caso si è scelto di operare con un valore medio di tale coefficiente pari a 0.2 giorno⁻¹. Per quanto riguarda invece il parametro NJ , ovvero il tempo di accumulo iniziale nel tempo secco, si è scelto di operare con un tempo di build-up pari a 16 giorni (384 ore). Tale tempo è stato scelto in quanto nella serie di eventi meteorici dell'anno 1985, il primo evento ha data 16 gennaio 1985 e si suppone che sia stato il primo evento registrato quell'anno: il tempo secco di accumulo è quindi pari ad almeno 16 giorni. Il

dilavamento operato invece dagli eventi meteorici, come visto precedentemente, viene operato da una legge empirica di tipo esponenziale:

$$K_a = C_1 \cdot i(t)^{C_2} + C_3 \cdot i(t) \quad 3.3$$

Dove:

- C_1 è un coefficiente amplificativo detto anche *arra*
- C_2 è un coefficiente adimensionale detto anche *wash*
- C_3 è un coefficiente adimensionale di riduzione
- $i(t)$ = intensità di pioggia netta (m/s)

del tutto simile alla formulazione:

$$K_a = arra \cdot i(t)^{wash} \quad 3.4$$

In letteratura anglosassone per materiali di tipo sedimentabile (Ammon, 1979) vengono definiti i parametri *arra* e *wash* attraverso i seguenti range di valori:

- $Arra = 2,9, 6,1$ e $9,3$ pollici^{-wash}·ora^(wash-1)
- $wash = 0,5, 1, 1,5$ e 2

si sceglie di operare con valori medi sia di *arra* che di *wash*, rispettivamente con valori di 6 pollici^{-wash}·ora^(wash-1) e 1,5.

Nella parte finale del lavoro, e solo per una determinata configurazione (vasche in parallelo, $R=5$), si è studiata anche la variazione del parametro *wash*, considerando i valori 1, 1.5 e 2.

Per inserire il parametro *arra* come parametro C_1 occorre effettuare la trasformazione

$$C_1 = \frac{141732.3^{wash}}{3600} arra$$

3-5

Nella tabella di seguito vengono riassunti i valori utilizzati:

Accu (P _s)	25 kg/ha·giorno
Disp (K ₁)	0.2 giorno ⁻¹
NJ	384 ore
C ₁ (Arra)	90413 m ^{-wash} ·s ^(wash - 1)
wash (C ₂)	1.5
C ₁ (Arra)	240 m ^{-wash} ·s ^(wash - 1)
wash (C ₂)	1
C ₁ (Arra)	34038076 m ^{-wash} ·s ^(wash - 1)
wash (C ₂)	2

Tabella 3.4 - *parametri utilizzati per l'accumulo e il dilavamento delle superfici inquinate*

3.6 Serie degli eventi di pioggia considerati

Tutte le simulazioni sono state effettuate utilizzando la serie di eventi reali registrati nell'anno 1985 dalla stazione di via Monviso a Milano. Quest'anno presenta eventi considerati ben rappresentativi del regime pluviale medio annuo della zona di Milano.

Di seguito viene rappresentata schematicamente l'intera serie di eventi nell'arco dell'anno 1985:

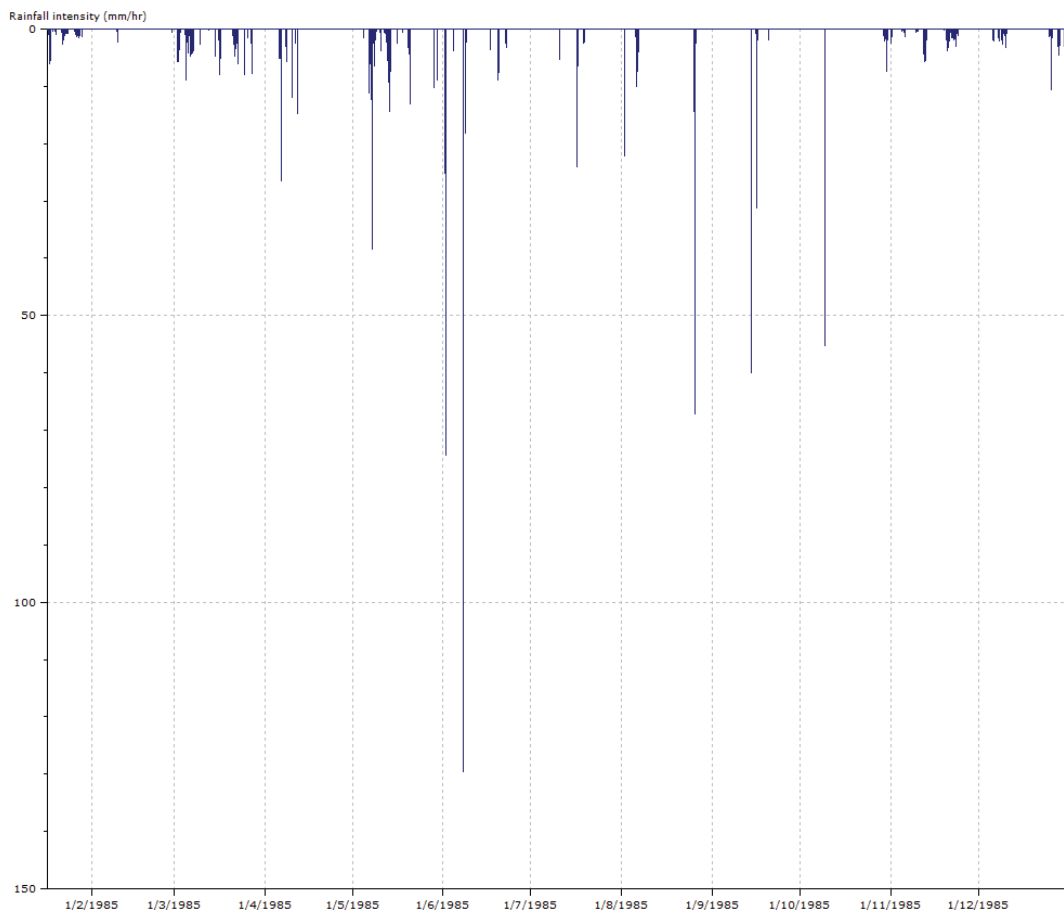


Figura 3.5 – serie di eventi considerati: anno 1985 staz. Milano via Monviso

Solo nel caso della variazione del parametro *wash* si sono inizialmente utilizzati tre eventi di pioggia fittizi, per valutare la bontà del modello indipendentemente dagli eventi meteorici possibili. I tre eventi avevano durata di 5 minuti e intensità variabile rispettivamente di 12.7, 25.4 e 38.1 mm/h.

3.7 Parametri di simulazione

I parametri di simulazione sono le condizioni, stabilite a priori, in cui avvengono le simulazioni di calcolo. I principali sono:

- Time-step di simulazione
- Time-step di output

-
- Durata della simulazione
 - Time-step di simulazione di qualità

Per ogni simulazione si sono utilizzati i seguenti parametri:

Time-step di simulazione	60 secondi
Time-step di output	300 secondi
Durata della simulazione	1 anno
Time-step di simulazione di qualità	60 secondi

Tabella 3.5 - *parametri di simulazione*

Si sceglie un time-step di simulazione tale da ottenere una scansione ragionevolmente estesa della serie storica di eventi considerata, vista al paragrafo precedente. Il time-step di output rappresenta invece il delta temporale con il quale vengono visualizzati i dati grafici e tabellari. Impostando un valore di 300 secondi non si hanno sensibili variazioni sui risultati ottenuti rispetto a intervalli più brevi, e contemporaneamente si riduce il tempo di visualizzazione dei risultati, altrimenti molto elevato.

Per quanto riguarda lo step temporale riguardante la simulazione di qualità, InfoWorks offre l'opportunità di diminuire la definizione dei risultati, aumentando il passo temporale di calcolo, per diminuire il tempo necessario al completamento della simulazione; si è scelto tuttavia di impostare lo stesso time-step della simulazione idraulica per garantire la miglior definizione possibile dei risultati.

La durata della simulazione è impostata ad un anno, esattamente come la serie dei dati di pioggia scelta. Solo per alcune simulazioni realizzate per lo studio della variazione del parametro *wash* si sono considerate durate temporali più limitate, atte ad isolare singoli eventi di pioggia dagli eventi precedenti: durate dell'ordine di una decina di ore, comunque estrapolate dalla serie di eventi registrati nel 1985.

Anche per gli eventi fittizi si è naturalmente selezionata una durata delle simulazioni di qualche ora, dato che gli eventi avevano una durata di appena 5 minuti. Tutti gli altri parametri (time-step di calcolo) sono rimasti invariati.

3.8 Simulazioni effettuate

Nella tabella seguente vengono riassunte tutte le simulazioni effettuate. Vengono anche evidenziate le principali caratteristiche di ogni simulazione, sia geometriche che legate ai parametri di qualità.

La voce *schema rete* indica appunto il posizionamento delle vasche, come già visto: in parallelo, in serie o con vasca unica. Le aree dei bacini afferenti, espresse in ettari, si riferiscono rispettivamente al bacino di monte e a quello di valle; come si può notare, per tutte le configurazioni si è optato per tre diverse situazioni legate alle aree dei bacini: nel primo caso le aree afferenti sono uguali, nel secondo l'area di monte è maggiore rispetto a quella di valle, nel terzo le aree sono invertite, con quella di monte minore di quella di valle. In tutti e tre i casi comunque la somma delle aree è sempre la stessa, per rendere confrontabili tra loro i modelli costruiti. L è la lunghezza del tratto congiungente i due rami della rete. Il diverso approccio relativo alla portata limite - e alla grandezza della vasca - a valle (colonna *Approccio Qu*) si riferisce alle sole reti con le vasche poste in serie, come spiegato nel paragrafo 3.4 - *Approcci per lo schema di vasche in serie*: in breve, l'approccio *totale* considera per il calcolo del volume della vasca e della portata limite associata la somma delle aree dei bacini afferenti al sistema, mentre l'approccio *singolo* riferisce ogni vasca al proprio bacino di riferimento, indipendentemente dal posizionamento relativo dei bacini e/o dalle loro dimensioni. I parametri di diluizione R e *wash* sono quelli variati nel corso dello studio: come si può notare, *wash* è stato valutato per una sola configurazione (reti in parallelo con aree dei bacini uguali) e con un solo valore di R pari a 5.

Infine, nella colonna *evento* si può vedere la serie di eventi simulata: nella maggior parte dei casi è la serie registrata sull'intero anno 1985 in continuo; in alcuni casi con la variabile *wash* si sono considerati eventi singoli, fittizi o estrapolati dalla serie di eventi del 1985, come già illustrato nel paragrafo precedente.

n.	schema rete	aree bacini monte-valle [ha]	L [m]	R	wash	Approccio <i>Qu</i>	evento
1	PARALLELO	100-100	100	3	1.5		1985
2	PARALLELO	100-100	1'000	3	1.5		1985
3	PARALLELO	150-50	100	3	1.5		1985
4	PARALLELO	50-150	100	3	1.5		1985
5	UNICA	100-100	100	3	1.5		1985
6	UNICA	100-100	1'000	3	1.5		1985
7	UNICA	150-50	100	3	1.5		1985
8	UNICA	150-50	1'000	3	1.5		1985
9	UNICA	50-150	100	3	1.5		1985
10	UNICA	50-150	1'000	3	1.5		1985
11	SERIE	100-100	100	3	1.5	TOTALE	1985
12	SERIE	100-100	100	3	1.5	SINGOLO	1985
13	SERIE	100-100	1'000	3	1.5	TOTALE	1985
14	SERIE	100-100	1'000	3	1.5	SINGOLO	1985
15	SERIE	150-50	100	3	1.5	TOTALE	1985
16	SERIE	150-50	100	3	1.5	SINGOLO	1985
17	SERIE	150-50	1'000	3	1.5	TOTALE	1985
18	SERIE	150-50	1'000	3	1.5	SINGOLO	1985
19	SERIE	50-150	100	3	1.5	TOTALE	1985

20	SERIE	50-150	100	3	1.5	SINGOLO	1985
21	SERIE	50-150	1'000	3	1.5	TOTALE	1985
22	SERIE	50-150	1'000	3	1.5	SINGOLO	1985
23	PARALLELO	100-100	100	5	1.5		1985
24	PARALLELO	150-50	100	5	1.5		1985
25	PARALLELO	50-150	100	5	1.5		1985
26	UNICA	100-100	100	5	1.5		1985
27	UNICA	100-100	1'000	5	1.5		1985
28	UNICA	150-50	100	5	1.5		1985
29	UNICA	150-50	1'000	5	1.5		1985
30	UNICA	50-150	100	5	1.5		1985
31	UNICA	50-150	1'000	5	1.5		1985
32	SERIE	100-100	100	5	1.5	TOTALE	1985
33	SERIE	100-100	100	5	1.5	SINGOLO	1985
34	SERIE	100-100	1'000	5	1.5	TOTALE	1985
35	SERIE	100-100	1'000	5	1.5	SINGOLO	1985
36	SERIE	150-50	100	5	1.5	TOTALE	1985
37	SERIE	150-50	100	5	1.5	SINGOLO	1985
38	SERIE	150-50	1'000	5	1.5	TOTALE	1985
39	SERIE	150-50	1'000	5	1.5	SINGOLO	1985
40	SERIE	50-150	100	5	1.5	TOTALE	1985
41	SERIE	50-150	100	5	1.5	SINGOLO	1985
42	SERIE	50-150	1'000	5	1.5	TOTALE	1985
43	SERIE	50-150	1'000	5	1.5	SINGOLO	1985
44	SERIE	100-100	100	4	1.5	SINGOLO	1985
45	SERIE	100-100	1'000	4	1.5	SINGOLO	1985
46	SERIE	150-50	100	4	1.5	SINGOLO	1985

47	SERIE	150-50	1'000	4	1.5	SINGOLO	1985
48	SERIE	50-150	100	4	1.5	SINGOLO	1985
49	SERIE	50-150	1'000	4	1.5	SINGOLO	1985
50	PARALLELO	100-100	100	5	1.5		evento fittizio 1
51	PARALLELO	100-100	100	5	1.5		evento fittizio 2
52	PARALLELO	100-100	100	5	1.5		evento fittizio 3
53	PARALLELO	100-100	100	5	2.0		evento fittizio 1
54	PARALLELO	100-100	100	5	2.0		evento fittizio 2
55	PARALLELO	100-100	100	5	2.0		evento fittizio 3
56	PARALLELO	100-100	100	5	1.0		evento fittizio 1
57	PARALLELO	100-100	100	5	1.0		evento fittizio 2
58	PARALLELO	100-100	100	5	1.0		evento fittizio 3
59	PARALLELO	100-100	100	5	1.5		1985
60	PARALLELO	100-100	100	5	2.0		1985
61	PARALLELO	100-100	100	5	1.0		1985
62	PARALLELO	100-100	100	5	1.5		1985 - evento 1
63	PARALLELO	100-100	100	5	1.5		1985 - evento 2

64	PARALLELO	100-100	100	5	1.5		1985 - evento 3
65	PARALLELO	100-100	100	5	2.0		1985 - evento 1
66	PARALLELO	100-100	100	5	2.0		1985 - evento 2
67	PARALLELO	100-100	100	5	2.0		1985 - evento 3
68	PARALLELO	100-100	100	5	1.0		1985 - evento 1
69	PARALLELO	100-100	100	5	1.0		1985 - evento 2
70	PARALLELO	100-100	100	5	1.0		1985 - evento 3

Tabella 3.6 – *riepilogo delle simulazioni effettuate*

CAPITOLO 4

ANALISI DEI RISULTATI

In questo capitolo si analizzano i risultati ottenuti nelle varie simulazioni, confrontando tra di loro di volta in volta le varie configurazioni; i valori presi in considerazione saranno i volumi scaricati e le masse scaricate totali, ossia quei volumi e masse che, invece che andare a depurazione, vengono appunto scaricati al ricettore senza trattamento.

I criteri di confronto su cui si è lavorato sono i seguenti: influenza della distanza tra i bacini lungo il collettore principale; influenza della configurazione della rete (vasche in parallelo, in serie o vasca unica); influenza del coefficiente di diluizione R ; il tutto sempre analizzando volumi e masse scaricati al ricettore.

Infine si è introdotto uno studio della variazione del parametro *wash*, limitata però ad una sola configurazione di rete: vasche in parallelo e bacini di uguali dimensioni, con rapporto di diluizione R pari a 5.

4.1 Influenza della distanza L su volumi e masse scaricati

Prendendo in considerazione i modelli di rete visti in precedenza (vasche in parallelo, in serie o vasca unica), come da figura, si sono confrontati i volumi e le masse scaricati al ricevitore variando il parametro L , ossia la distanza delle immissioni sul collettore principale dei due bacini afferenti, assegnandogli il valore prima di 100 e poi di 1.000 m. I valori sono derivati dalle simulazioni effettuate sull'intero anno 1985.

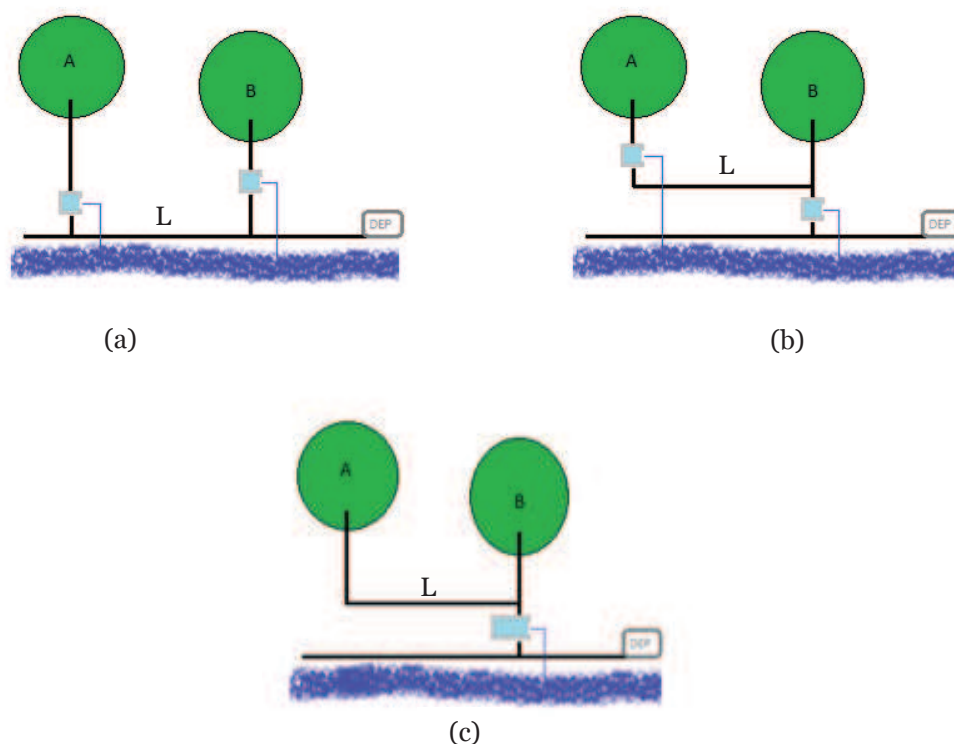


Figura 4.1 - tipologie di rete considerate (a) vasche in parallelo (b) vasche in serie (c) vasca unica; L rappresenta la lunghezza del collettore che unisce le due immissioni dai bacini A e B

Come è facile intuire, nel caso di vasche in parallelo (a) la lunghezza L è assolutamente influente su volumi e masse scaricate, dato che ogni sottorete (sistema bacino/vasca) è completamente indipendente.

L'influenza del parametro L è invece percepibile nel caso di vasca unica e di vasche in serie; per queste configurazioni si sono confrontate tutte le differenti situazioni delle aree dei bacini: uguali, area maggiore a monte, area maggiore a valle. Per le vasche in serie si sono considerati anche i due diversi approcci per il calcolo della portata limite, *totale* e *singolo*; in questa configurazione (vasche in serie) la variazione dei valori è da imputare solamente alla vasca posta a valle: quella a monte è indipendente dalla lunghezza del collettore.

In tutti i casi si può constatare che all'aumento della lunghezza L si assiste ad una diminuzione dei volumi scaricati, così come delle masse scaricate (nei soli casi di vasca unica con aree dei bacini uguali o con area maggiore a monte si ha un lieve aumento delle masse scaricate, sempre a fronte di volumi inferiori); in ogni caso questa variazione è davvero minima: l'ordine di grandezza delle variazioni è dell'1 ‰, davvero troppo piccolo per decretare un'influenza importante del parametro sui risultati ottenibili.

Lo stesso confronto a parità di condizioni (eccetto la lunghezza L) si è effettuato anche con il coefficiente di diluizione R pari a 5, invece che 3 come in precedenza. Anche in questa situazione il comportamento rilevato è lo stesso, e le variazioni misurate hanno un ordine di grandezza del 2 ‰, quindi ancora molto limitato.

I risultati ottenuti avvalorano le conclusioni ottenute in altri lavori (Cima), che sottolineavano come l'influenza della distanza L su volumi e masse scaricate fosse limitatissima, e quasi nulla per distanze fino a 1.000 m, per configurazioni caratterizzate da aree dei bacini identiche. Come si può vedere, anche nel caso di aree dei bacini non uguali la situazione non cambia, e il comportamento generale rimane lo stesso.

I valori numerici ottenuti dalle simulazioni possono essere consultati nell'appendice A.

4.2 Influenza della aree dei bacini

Come detto, le varie configurazioni del sistema di vasche (in parallelo, in serie o unica) sono state implementate con diversi valori delle aree dei bacini afferenti: aree uguali, aree diverse, di cui la maggiore a monte, e aree diverse “invertite”, ossia con l’area maggiore a valle. Per semplicità nelle varie simulazioni queste tre situazioni sono indicate rispettivamente con AU, AD e AD INV. Di seguito il riepilogo dei valori utilizzati:

schema aree	Area A [ha]	Area B [ha]
AU	100	100
AD	150	50
AD INV	50	150

Tabella 4.1 – aree dei bacini a seconda dello schema simulato

Come si può notare, la somma delle aree dei bacini afferenti non cambia: questo rende possibile il confronto delle varie configurazioni tra di loro, nei valori totali di volumi e aree scaricate dalle due vasche.

Nel caso in cui il coefficiente di diluizione R sia pari a 3 si sono calcolati i volumi delle vasche e le portate limite per ogni configurazione; i valori sono riportati in tabella:

schema rete	Area A [ha]	Area B [ha]	V_A [m ³]	V_B [m ³]	q_{limA} [l/s]	q_{limB} [l/s]
PARALLELO AU	100	100	5.000	5.000	100	100
PARALLELO AD	150	50	7.500	2.500	150	50
PARALLELO AD INV	50	150	2.500	7.500	50	150
UNICA AU	100	100	10.000	-	200	-
UNICA AD	150	50	10.000	-	200	-
UNICA AD INV	50	150	10.000	-	200	-

SERIE AU TOTALE	100	100	5.000	10.000	100	200
SERIE AU SINGOLO	100	100	5.000	5.000	100	100
SERIE AD TOTALE	150	50	7.500	10.000	150	200
SERIE AD SINGOLO	150	50	7.500	2.500	150	50
SERIE AD INV TOTALE	50	150	2.500	10.000	50	200
SERIE AD INV SINGOLO	150	50	2.500	7.500	50	150

Tabella 4.2 – valori geometrici e di portata limite per le varie configurazioni simulate –
R=3

Si ricorda che, nel caso di vasche in serie, nell'approccio *totale* il volume della vasca di valle e il valore della portata limite in uscita dipendono dalla somma dei due bacini afferenti, mentre nell'approccio *singolo* tali valori sono legati esclusivamente al bacino di valle, indipendentemente da tutto il resto.

I risultati riportati sono riferiti alle configurazioni in cui la lunghezza L è pari a 100 m: come si è visto nel paragrafo precedente l'influenza del parametro L sui risultati è pressoché trascurabile, pertanto i valori rilevati nel caso di L pari a 1.000 m sono del tutto assimilabili a quelli qui riportati.

Per il confronto dei valori ottenuti dalla simulazione si è considerato come riferimento per ogni configurazione (PARALLELO, SERIE, UNICA) il valore ottenuto con le aree dei bacini uguali: in questo modo si evidenzia la differenza introdotta con le aree dei bacini differenti tra loro. I valori, come detto, sono i totali cumulati di volumi e masse scaricati al ricettore nell'arco di tutto l'anno simulato. Di seguito i grafici ottenuti:

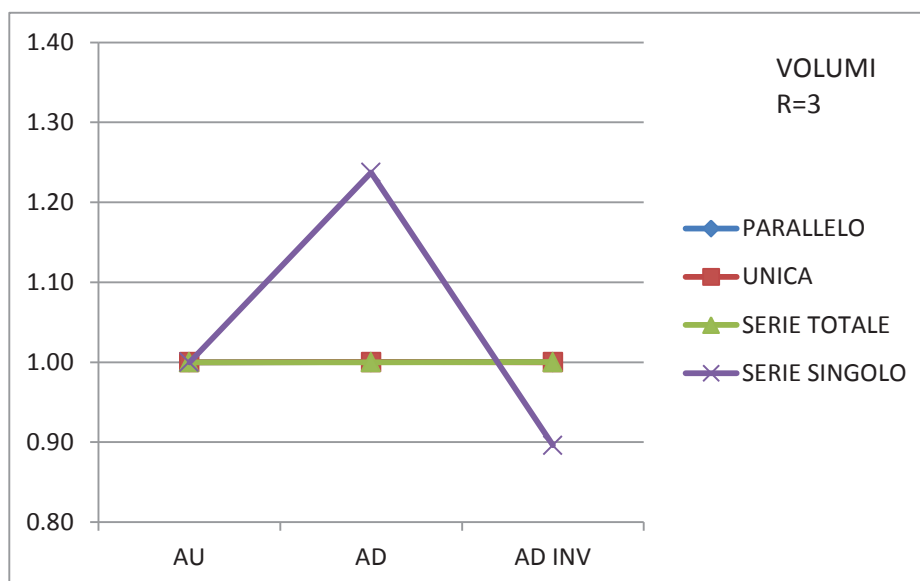


Grafico 4.1 – influenza delle aree dei bacini sui volumi scaricati - $R=3$ – valori riferiti alla configurazione con aree uguali

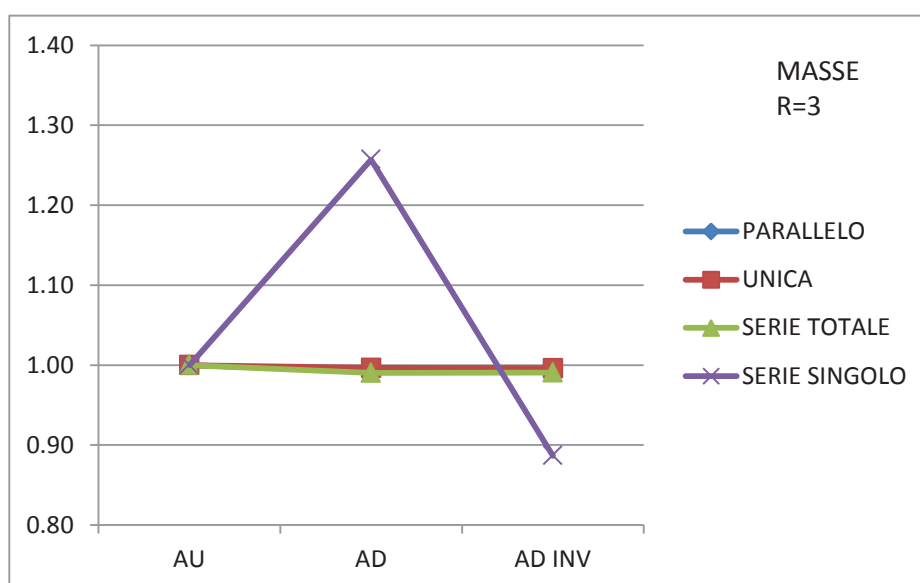


Grafico 4.2 – influenza delle aree dei bacini sulle masse scaricate - $R=3$ - valori riferiti alla configurazione con aree uguali

A parità di configurazione quindi si può constatare che la variazione sulla superficie dei bacini afferenti porta a scostamenti molto ridotti, confrontati con la configurazione più semplice (aree dei bacini uguali). Nel caso di vasche in parallelo

si può concludere che, essendo ogni vasca tarata sul bacino corrispondente ed essendo i due sistemi bacino-vasca di fatto indipendenti, i volumi e le masse scaricate si mantengono su valori simili nella loro totalità: ogni variazione sull'area del bacino porta ad una conseguente variazione dei parametri che regolano dimensionamento e funzionamento della vasca, con una variazione quasi lineare dei risultati ottenuti.

Anche nel caso di vasca unica la situazione non subisce variazioni di rilievo: la vasca infatti è tarata sulla somma delle superfici dei due bacini afferenti, e questo valore resta invariato in tutte e tre le situazioni analizzate. Le (minime) variazioni registrate sono dovute alle diverse tempistiche di riempimento e svuotamento della vasca, per cui rispetto alla situazione di aree uguali si ha un leggero peggioramento dei dati ottenuti.

Un discorso simile si può fare analizzando la situazione di vasche in serie modellate secondo l'approccio *totale*. In questo caso infatti la vasca di valle, comunque tarata sul totale dei bacini afferenti, riesce ad "assorbire" le variazioni conseguenti alla diversa conformazione dei bacini stessi: in pratica, sia che la vasca di monte sia piccola o grande (e di conseguenza il bacino di valle sia rispettivamente grande o piccolo), la vasca di valle riesce a gestire meglio i volumi in arrivo, consentendo lo scarico di volumi e masse in quantità quasi identiche al variare delle superfici di riferimento. Tuttavia questo risultato ha un prezzo: infatti questa configurazione necessita sempre di due vasche, di cui almeno la seconda molto grande; si pensi tra l'altro al caso in cui il bacino più grande sia a monte: le due vasche saranno molto grandi e i risultati ottenuti non saranno sensibilmente migliori. Questa configurazione in pratica richiede che la vasca di valle sia sempre pari alla vasca unica utilizzata nel caso precedente (vasca unica), in serie ad un'altra vasca, più o meno grande; il tutto però senza apportare benefici evidenti.

L'unica configurazione in cui, al variare delle aree dei bacini, si avvertono delle variazioni è quello di vasche in serie modellate con l'approccio *singolo*, ovvero ogni vasca è configurata a partire dal proprio bacino di riferimento. In questo caso, sia

per quanto riguarda i volumi che le masse scaricate, le quantità subiscono delle variazioni sensibili al variare delle superfici afferenti. Si vede chiaramente come, nel caso l'area maggiore sia a monte, si assista ad un evidente peggioramento della situazione (oltre il 20% in più, per volumi e masse). Avendo presente la configurazione in oggetto, è chiaro che la vasca a valle, più piccola, non riesce a gestire tutte le portate in arrivo dal proprio bacino e dalla vasca di monte, che vengono quindi scaricate direttamente al ricettore in misura maggiore rispetto agli altri casi. Si ricordi inoltre che la stessa portata limite in uscita dalla vasca – da ogni vasca – è calcolata in riferimento al proprio bacino di riferimento: questo schema pertanto presenta un vero e proprio “imbuto” per tutto il sistema nella vasca di valle, che essendo anche più piccola viene riempita in un tempo minore.

D'altra parte un risultato positivo (diminuzione di circa il 10%, sia per volumi che per masse scaricate) si rileva nel caso l'area maggiore sia a valle: la seconda vasca si trova a dover gestire i volumi provenienti dal proprio bacino e i volumi – limitati, questa volta – provenienti dalla vasca di monte, portando ad un risultato complessivamente migliore, se confrontato con le altre due situazioni. Il dato assoluto naturalmente non potrà essere migliore rispetto alle altre configurazioni (si vedano i paragrafi successivi), ma può dare in ogni caso delle indicazioni interessanti qualora non si abbia la possibilità di realizzare vasche molto grandi, come richiesto invece da altre configurazioni.

Per completezza si riportano gli stessi grafici ottenuti però con simulazioni realizzate con il coefficiente di diluizione R pari a 5 (in tabella i valori utilizzati):

schema rete	Area A [ha]	Area B [ha]	V_A [m ³]	V_B [m ³]	q_{limA} [l/s]	q_{limB} [l/s]
PARALLELO AU	100	100	5.000	5.000	175	175
PARALLELO AD	150	50	7.500	2.500	262.5	87.5
PARALLELO AD INV	50	150	2.500	7.500	87.5	262.5
UNICA AU	100	100	10.000	-	350	-

UNICA AD	150	50	10.000	-	350	-
UNICA AD INV	50	150	10.000	-	350	-
SERIE AU TOTALE	100	100	5.000	10.000	175	350
SERIE AU SINGOLO	100	100	5.000	5.000	175	175
SERIE AD TOTALE	150	50	7.500	10.000	262.5	350
SERIE AD SINGOLO	150	50	7.500	2.500	262.5	87.5
SERIE AD INV TOTALE	50	150	2.500	10.000	87.5	350
SERIE AD INV SINGOLO	150	50	2.500	7.500	87.5	150

Tabella 4.3 – valori geometrici e di portata limite per le varie configurazioni simulate – $R=5$

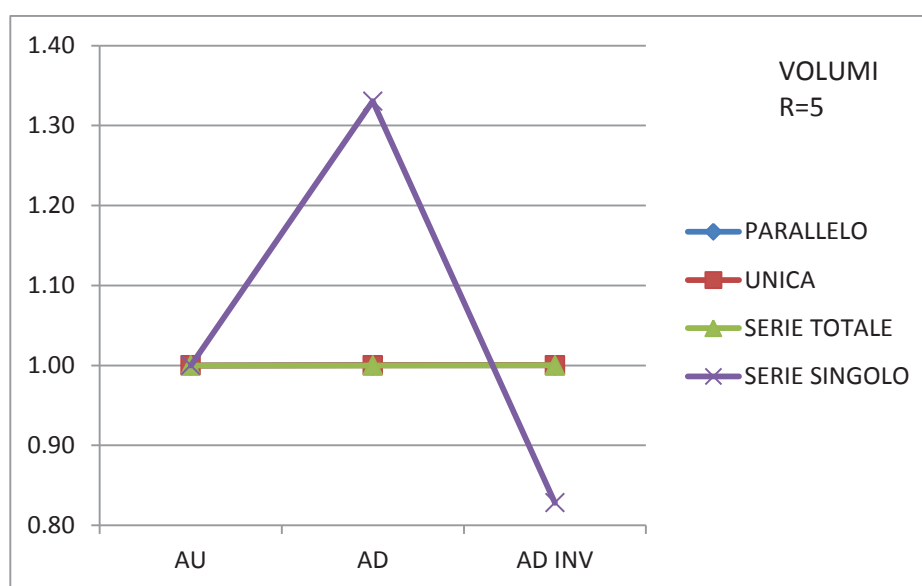


Grafico 4.3 – influenza delle aree dei bacini sui volumi scaricati - $R=5$ - valori riferiti alla configurazione con aree uguali

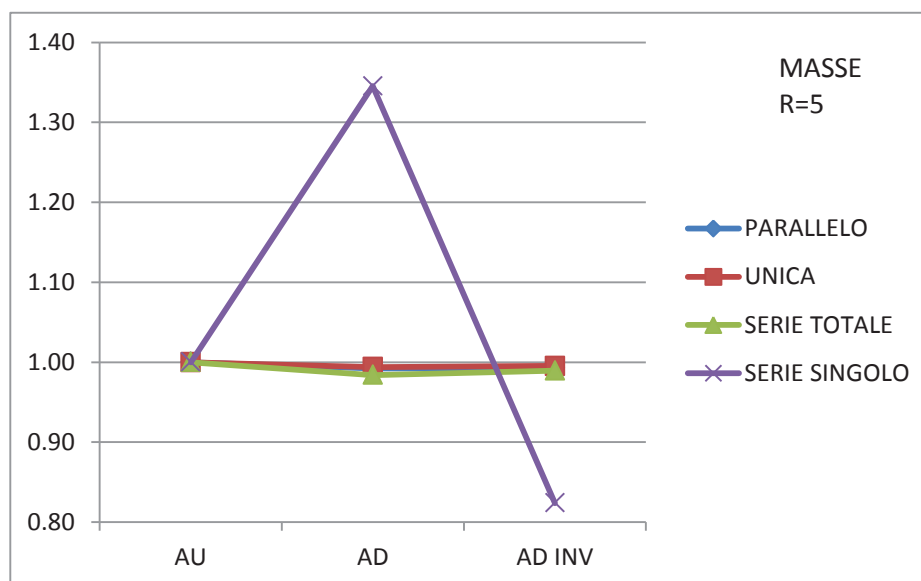


Grafico 4.4 – influenza delle aree dei bacini sulle masse scaricate - $R=5$ - valori riferiti alla configurazione con aree uguali

Come si può notare il comportamento rimane del tutto analogo alle analisi effettuate per R pari a 3; le differenze rilevate sono leggermente più marcate, ma l'andamento generale non varia, e le uniche differenze sensibili rimangono per la configurazione con vasche in serie nell'approccio *singolo*.

I dati rilevati in conclusione indicano che, a parità di configurazione, la dimensione relativa dei bacini non ha particolari conseguenze su volumi e masse scaricate, ad esclusione appunto della configurazione con vasche in serie e approccio *singolo*: in questo caso se il bacino più grande è a valle possiamo attenderci un risultato migliore rispetto al caso in cui il bacino più grande sia a monte.

4.3 Influenza delle diverse configurazioni di rete

Sempre prendendo in esame le simulazioni considerate al paragrafo precedente è possibile valutare l'influenza su volumi e masse scaricate delle varie configurazioni utilizzate per le vasche, a parità questa volta di aree dei bacini di riferimento; per la definizione dei valori di portate limite e volumi delle vasche si rimanda quindi alle tabelle già riportate nel paragrafo 4.2.

Nel confronto dei valori ottenuti si è presa come riferimento la configurazione più semplice, ossia quella di vasche in parallelo, in ognuna delle tre configurazioni dei bacini (in pratica tutte le configurazioni con aree uguali fanno riferimento a PARALLELO AU, quelle con area maggiore a monte fanno riferimento a PARALLELO AD e quelle con area maggiore a valle fanno riferimento a PARALLELO AD INV); i grafici sotto riportati mostrano lo scostamento dei valori totali di volumi e masse scaricati dalle due vasche (o dalla vasca, nel caso di vasca singola) nel corso dell'intero anno simulato. Tutti i risultati fanno riferimento a simulazioni effettuate con un valore del parametro di diluizione pari a 3.

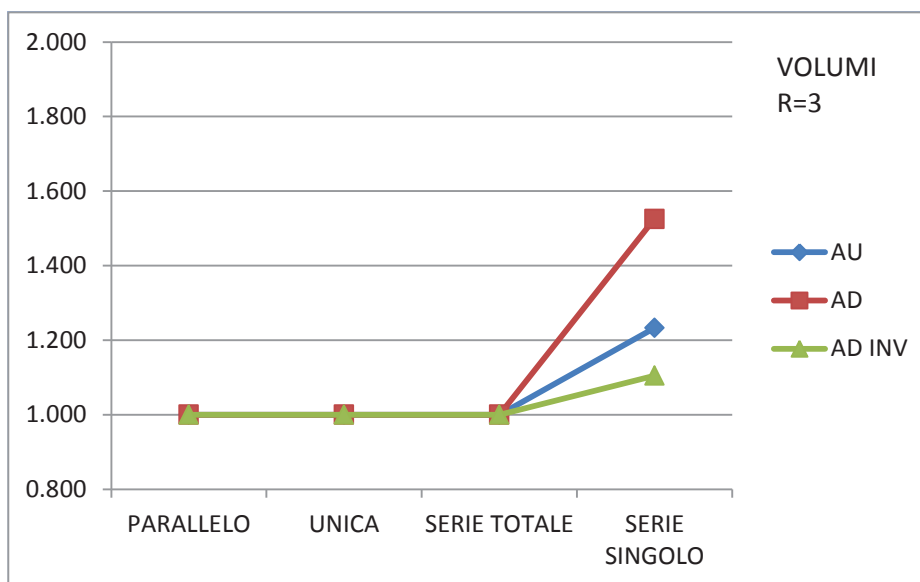


Grafico 4.5 – influenza della configurazione della rete sui volumi scaricati - R=3 - valori riferiti alla configurazione di vasche in parallelo

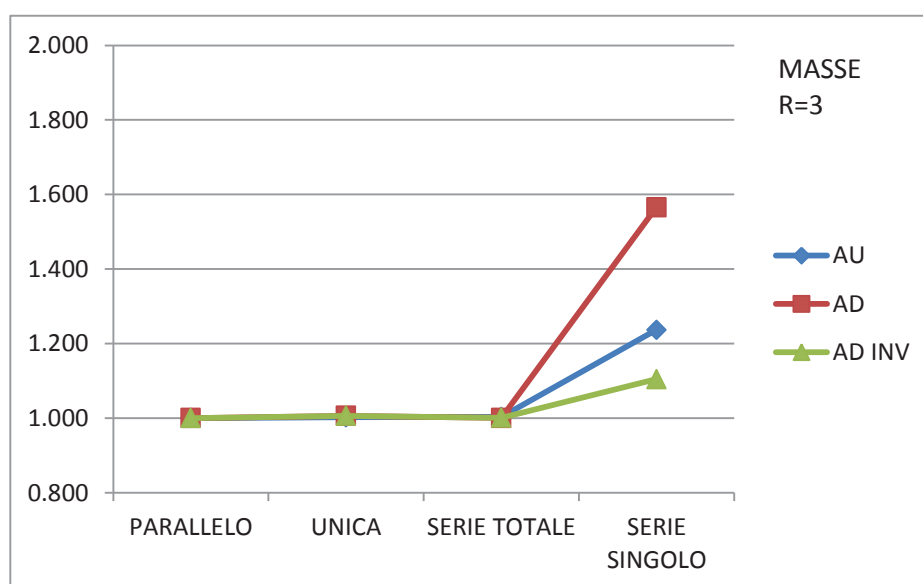


Grafico 4.6 – influenza della configurazione della rete sulle masse scaricate - $R=3$ - valori riferiti alla configurazione di vasche in parallelo

Dall'analisi dei grafici appare subito evidente che, così come nell'analisi precedente, l'unico caso che porti a delle variazioni sensibili è quello di vasche in serie con approccio *singolo*. Per le tre differenti situazioni delle superfici dei bacini studiate infatti la variazione di configurazione non introduce particolari variazioni se, rispetto al caso di vasche in parallelo, si introducono sistemi con vasca unica o con vasche in serie con approccio *totale*. Il caso di vasche in serie con approccio *singolo* invece porta in tutti i casi un peggioramento della situazione, ossia un aumento di volumi e masse scaricati al ricettore senza trattamento. Il motivo è riconducibile a quanto detto in precedenza: rispetto agli altri casi le vasche sono in generale più piccole, o devono gestire maggiori quantità di acqua proveniente dai bacini. Come si può notare dal grafico infatti la situazione peggiora man mano che ci si allontana dalle altre configurazioni: nel caso di area maggiore a valle infatti, in cui la vasca di valle è più grande, i valori si scostano di poco rispetto alle altre configurazioni. Viceversa nel caso in cui l'area maggiore sia a monte la vasca di valle è più piccola, e non riesce a gestire in maniera efficace le portate in arrivo dal bacino e dalla vasca di monte. In questo caso gli scostamenti dal caso più semplice di vasche in parallelo

possono essere importanti: in un anno volumi e masse scaricati possono essere oltre una volta e mezzo rispetto agli altri casi.

Di seguito si riportano i grafici ottenuti per le simulazioni effettuate con il coefficiente di diluizione pari a 5:

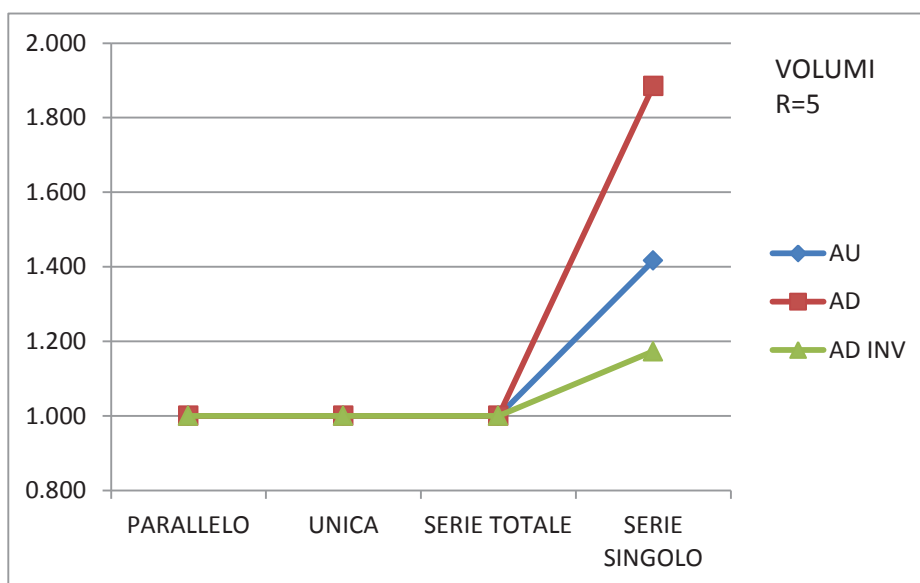


Grafico 4.7 – influenza della configurazione della rete sui volumi scaricati - $R=5$ - valori riferiti alla configurazione di vasche in parallelo

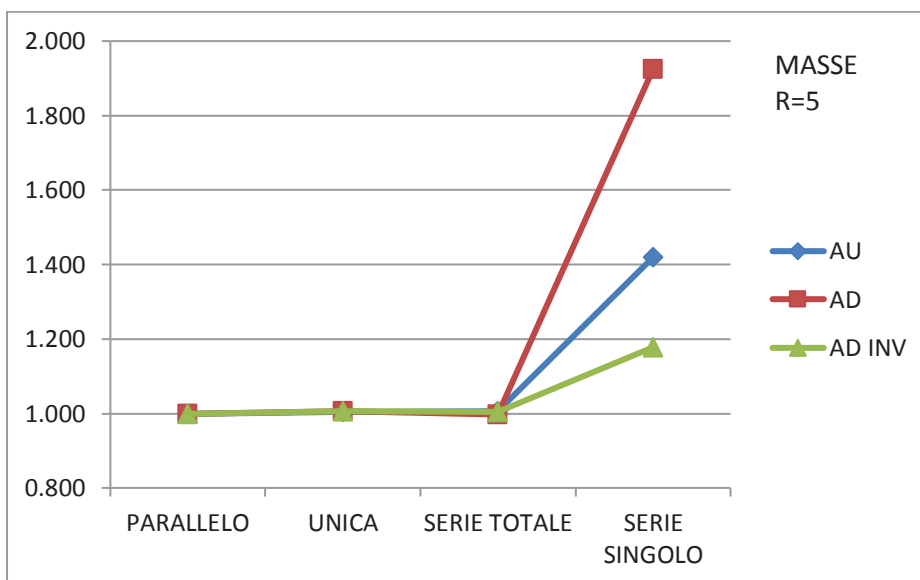


Grafico 4.8 – influenza della configurazione della rete sulle masse scaricate - $R=5$ - valori riferiti alla configurazione di vasche in parallelo

Come prima, l'andamento dei grafici rimane simile al variare di R , ma i valori vengono accentuati: nel caso peggiore preso in esame (vasche in serie con approccio *singolo*, area maggiore a monte) i valori di volumi e masse scaricati sono quasi doppi al confronto di quelli ottenuti per la configurazione di riferimento, con vasche in parallelo.

Si può concludere dunque che la configurazione di vasche in serie con approccio singolo è da limitare il più possibile, e preferibilmente da evitare qualora l'area del bacino di monte sia più grande di quella a valle.

4.4 Confronto tra gli approcci *totale* e *singolo* per le vasche in serie

Come già emerso nei paragrafi precedenti, nel caso di vasche in serie la differenza di approccio porta a risultati decisamente diversi. Ricordiamo che nell'approccio *totale* la vasca di monte è parametrata a partire dal solo bacino di monte, mentre la vasca di valle tiene in considerazione la somma dei bacini afferenti al sistema; con l'approccio *singolo* invece i parametri di ogni vasca dipendono solamente dal bacino di riferimento.

Nella tabella si riportano i valori dei volumi richiesti per le varie vasche a seconda della situazione:

schema rete	Area A [ha]	Area B [ha]	V _A [m ³]	V _B [m ³]	V _{TOT} [m ³]
SERIE AU TOTALE	100	100	5.000	10.000	15.000
SERIE AU SINGOLO	100	100	5.000	5.000	10.000
SERIE AD TOTALE	150	50	7.500	10.000	17.500
SERIE AD SINGOLO	150	50	7.500	2.500	10.000
SERIE AD INV TOTALE	50	150	2.500	10.000	12.500
SERIE AD INV SINGOLO	150	50	2.500	7.500	10.000

Tabella 4.4 – volumi delle vasche nel caso di vasche in serie

È evidente come l'approccio *totale* richieda volumi sempre maggiori: in tutti i casi infatti la vasca di valle è grande quanto la somma delle vasche con l'approccio *singolo*. Chiaramente la maggiore capacità delle vasche consente un miglioramento della situazione per quanto riguarda volumi e masse scaricate al ricevitore; tuttavia è bene valutare di volta in volta l'effettiva utilità di realizzare vasche molto grandi, dato che in alcuni casi potrebbe non essere conveniente.

I grafici seguenti riportano i valori assoluti di volumi e masse scaricate al ricevitore nel corso di tutto l'anno, confrontando appunto i due diversi approcci:

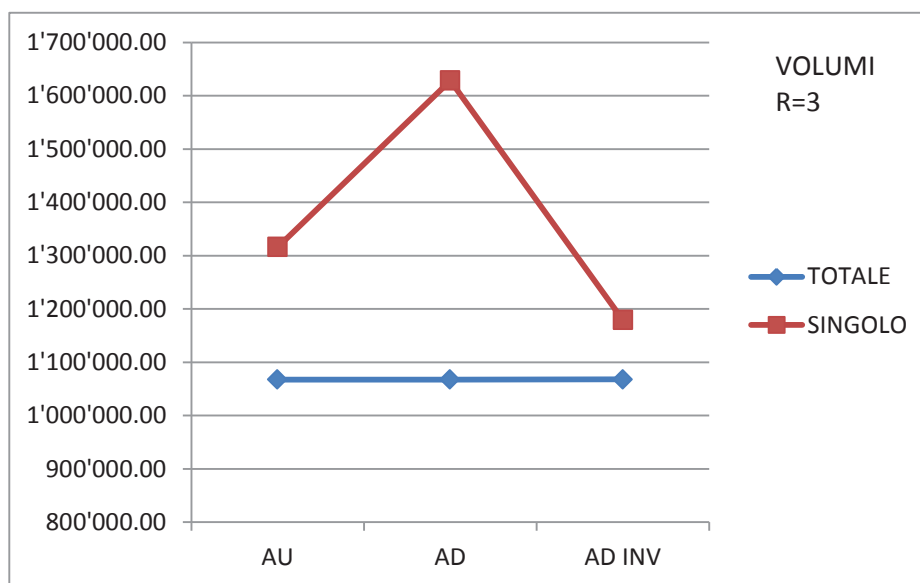


Grafico 4.9 – influenza dell’approccio totale o singolo sui volumi scaricati – R=3 – valori assoluti

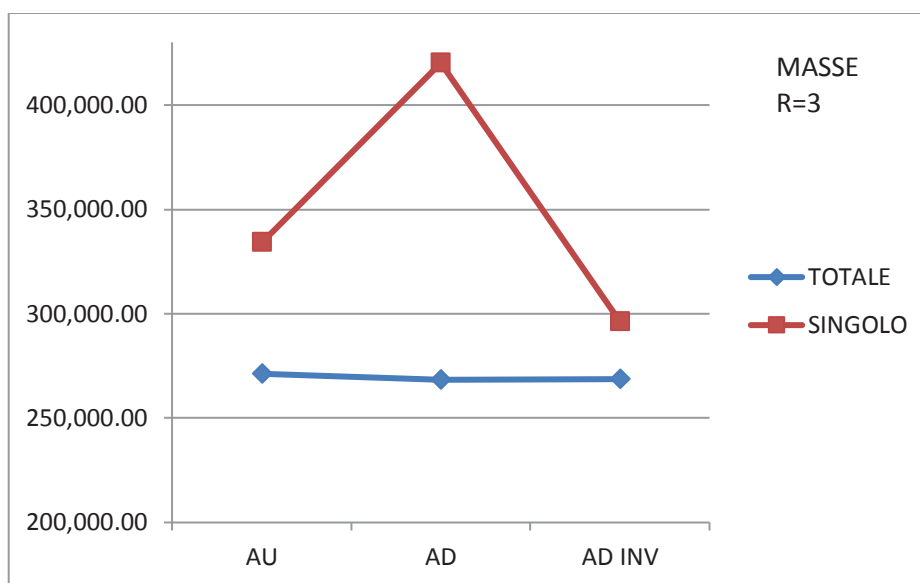


Grafico 4.10 – influenza dell’approccio totale o singolo sulle masse scaricate – R=3 - valori assoluti

Si può subito vedere come nel caso dell’approccio *totale* i risultati siano di poco variabili, nonostante le somme dei volumi delle vasche siano piuttosto diversi tra loro nei tre casi; il risultato tra l’altro era già emerso nei precedenti paragrafi. L’approccio *singolo* invece, come visto prima, presenta una certa variabilità a

seconda delle aree dei bacini. Nel confronto con l'approccio *totale* i risultati sono sempre peggiori, e il divario aumenta con l'aumentare della differenza dei volumi delle vasche utilizzate. Ma se nel caso di area del bacino maggiore a monte l'approccio *singolo* porta a volumi e masse maggiori di oltre il 50% rispetto all'approccio *totale*, nel caso inverso, con area maggiore a valle, l'aumento è limitato a circa il 10%.

Questo divario aumenta sensibilmente nel caso il coefficiente di diluizione considerato sia pari a 5:

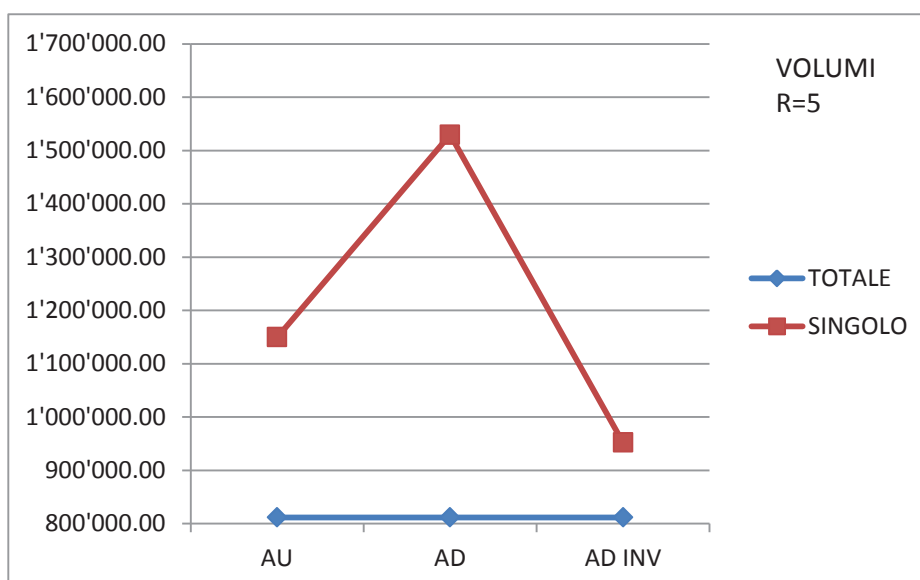


Grafico 4.11 – influenza dell'approccio totale o singolo sui volumi scaricati – $R=5$ – valori assoluti

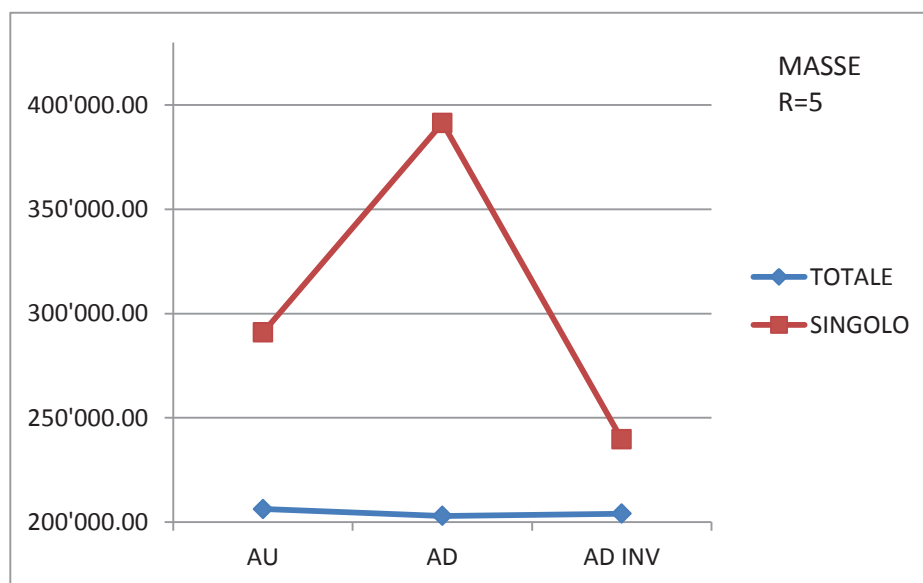


Grafico 4.12 – influenza dell’approccio totale o singolo sulle masse scaricate – $R=5$ - valori assoluti

Pur diminuendo i valori assoluti (una maggiore quantità di acqua infatti è portata a depurazione), le differenze tra i due approcci si fanno decisamente più accentuate, con volumi e masse scaricati al ricettore quasi doppi nel caso di bacino più grande a monte.

La situazione può essere anche valutata graficamente isolando un singolo evento di pioggia e riportando su un grafico l’andamento dei valori di masse scaricate e concentrazione dei sedimenti nel tempo. Di seguito si riporta come esempio un evento piuttosto significativo, con picco di pioggia all’inizio dell’evento stesso; i primi due grafici si riferiscono allo scarico della vasca di monte, nei due diversi approcci *singolo* e *totale*, per vasche in serie e aree dei bacini uguali tra loro, con rapporto di diluizione R pari a 5:

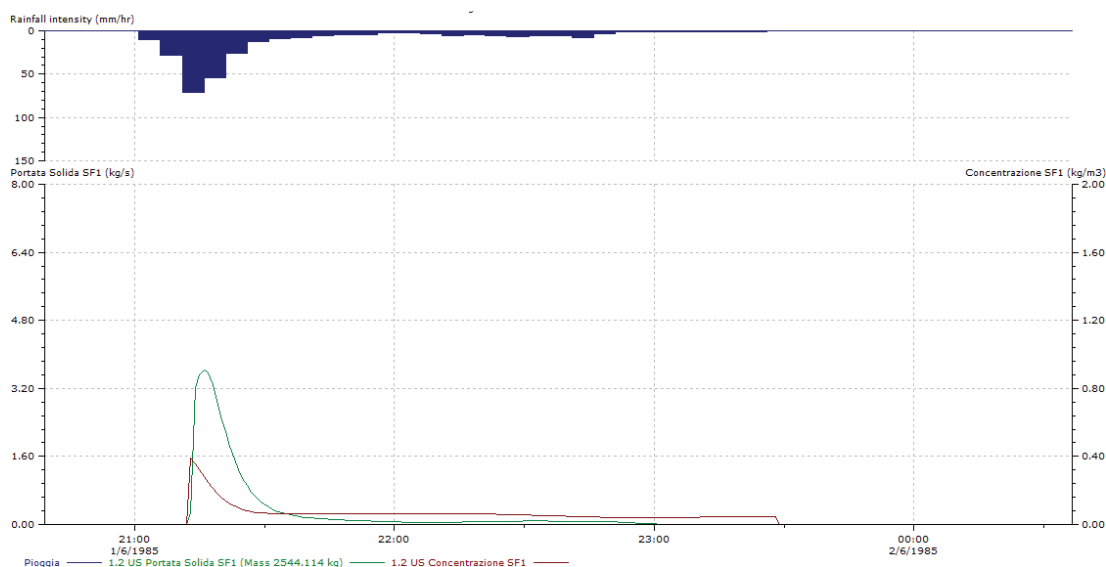


Grafico 4.13 – andamento delle masse scaricate durante un evento di pioggia significativo – approccio singolo, vasca di monte

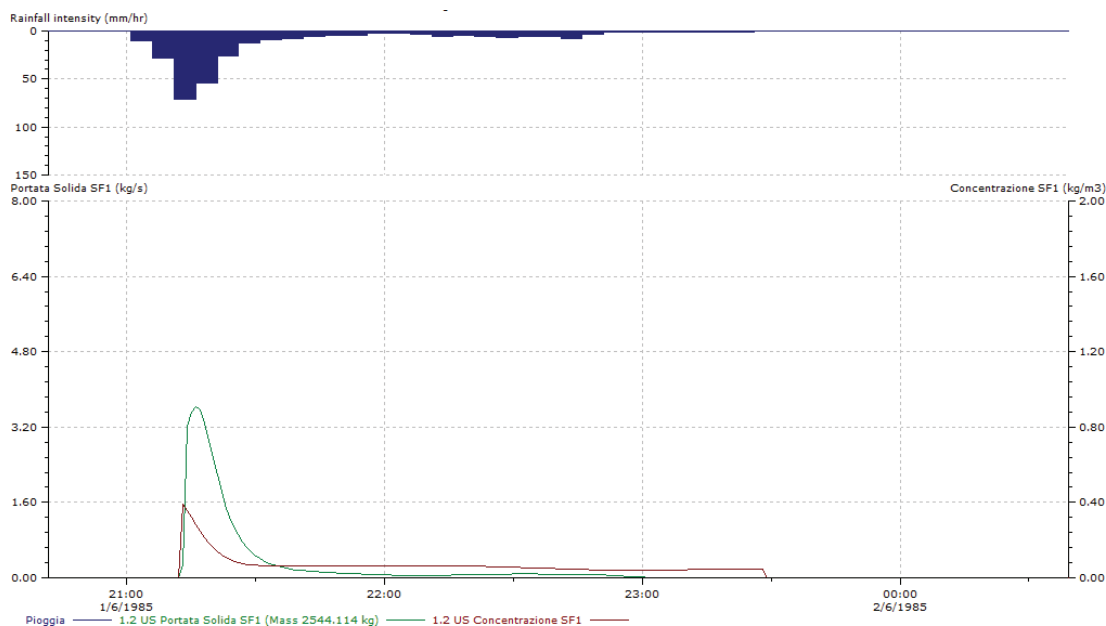


Grafico 4.14 – andamento delle masse scaricate durante un evento di pioggia significativo – approccio totale, vasca di monte

I grafici sono pressoché sovrapponibili: le vasche sono grandi uguali e il funzionamento è identico. Le variazioni si avranno per le vasche di valle, di caratteristiche diverse:

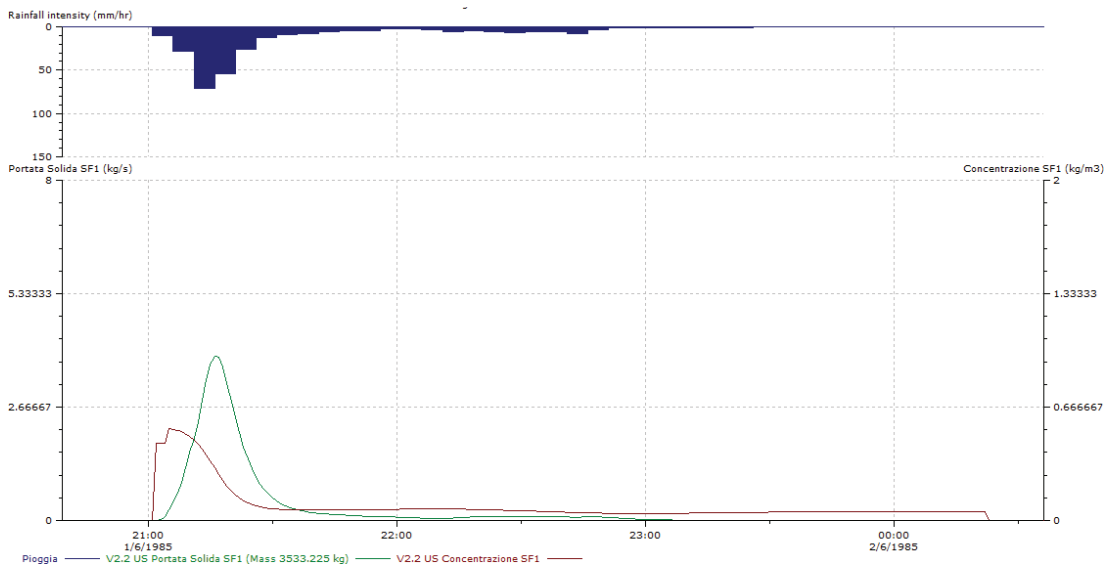


Grafico 4.15 – andamento delle masse scaricate durante un evento di pioggia significativo
– approccio singolo, vasca di valle

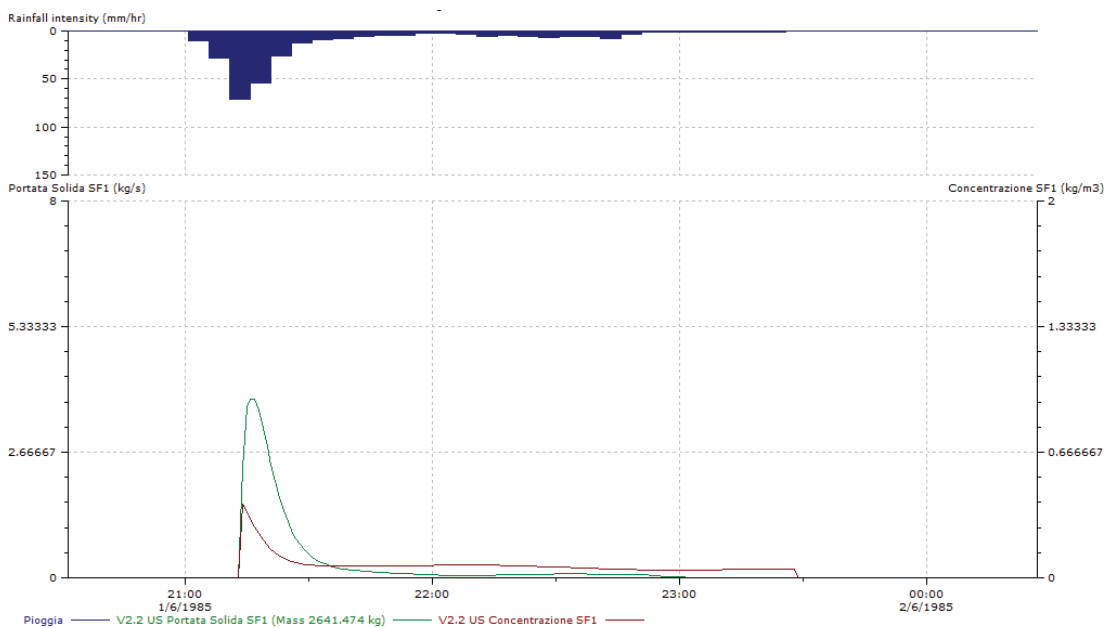


Grafico 4.16 – andamento delle masse scaricate durante un evento di pioggia
significativo – approccio totale, vasca di valle

Il primo grafico riporta l'andamento nel caso dell'approccio *singolo*: pur non avendo picchi di portata solida molto diversi, in questo caso la curva sottende un'area evidentemente più ampia, indice di una maggiore massa scaricata; anche

l'estensione temporale dello scarico è maggiore, confrontata con quella dell'approccio *totale*. Non da ultimo, anche i valori di concentrazione delle sostanze sospese sono decisamente più alti nel caso di approccio *singolo*, e permangono per un tempo più lungo. Se queste variazioni sono già evidenti in un singolo caso, la somma di tutti gli eventi verificatisi in un anno porta ai dati riportati in precedenza. Questi dati non fanno altro che rafforzare quanto emerso nel paragrafo precedente: la configurazione di vasche in serie con approccio *singolo* è da evitare se non necessaria, a maggior ragione qualora l'area del bacino a monte sia maggiore di quella del bacino di valle. Nel caso contrario di area maggiore a valle è bene essere consapevoli che la situazione di sicuro subirà un peggioramento rispetto alle altre configurazioni, anche se non grave quanto nel caso precedente.

4.5 Influenza del rapporto di diluizione R

Come detto, tutte le configurazioni sono state analizzate con due diversi coefficienti di diluizione, ovvero 3 e 5. Per un'analisi dell'influenza di questo parametro si sono effettuate alcune simulazioni anche con R pari a 4, per ricavare un andamento significativo dato da almeno tre valori differenti. Queste simulazioni si sono realizzate su un unico modello, ovvero quello in configurazione di vasche in serie con approccio *singolo*. Questi valori sono stati poi confrontati con la configurazione più semplice, ovvero quella con vasche in parallelo e aree dei bacini uguali tra di loro; naturalmente anche questa configurazione è stata valutata per tutti e tre i valori di R .

I grafici seguenti riportano i valori assoluti di volumi e masse scaricati al ricettore per le diverse configurazioni:

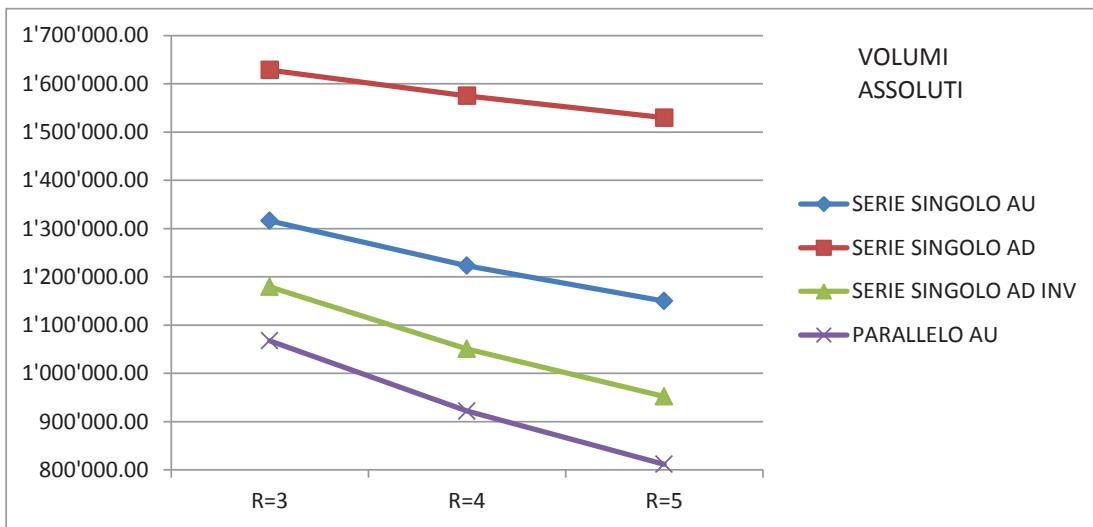


Grafico 4.17 – influenza del rapporto di diluizione R sui volumi scaricati – valori assoluti

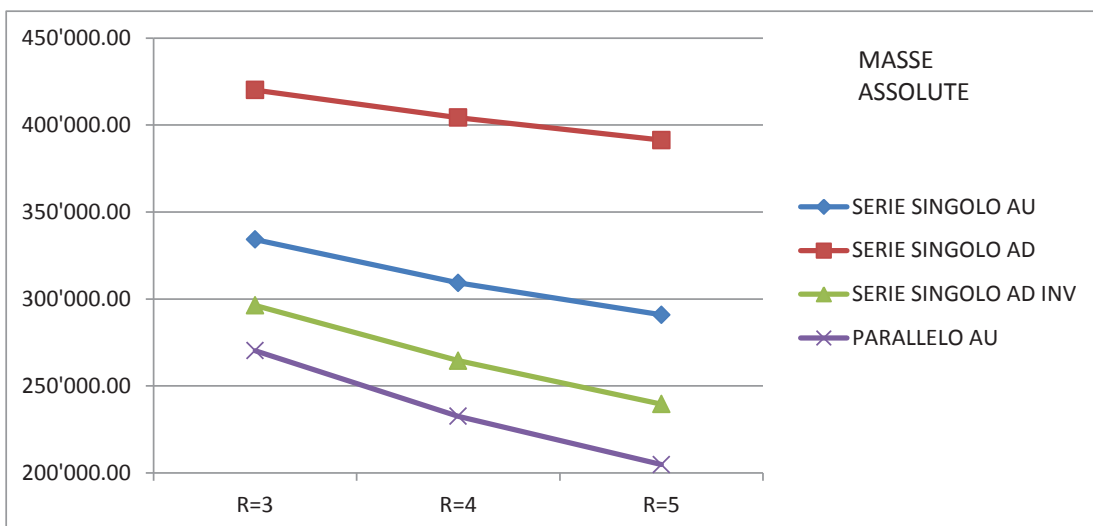


Grafico 4.18 – influenza del rapporto di diluizione R sulle masse scaricate – valori assoluti

In tutti i casi si assiste, all'aumentare del rapporto di diluizione, ad una diminuzione dei valori di volumi e masse scaricate. Ricordando la formulazione della portata limite:

$$Q_u = R \frac{\text{dotazione idrica} \times Ab}{86400} \quad 4.1$$

è evidente che l'aumento di R porta ad un aumento della portata limite, e cioè di quella portata che dalle vasche viene convogliata al depuratore.

L'influenza della variazione di R risulta più evidente però analizzando le variazioni relative tra le varie configurazioni: nei grafici seguenti si riportano i dati prendendo a riferimento la configurazione più semplice, di vasche in parallelo e aree dei bacini uguali, per R pari a 5.

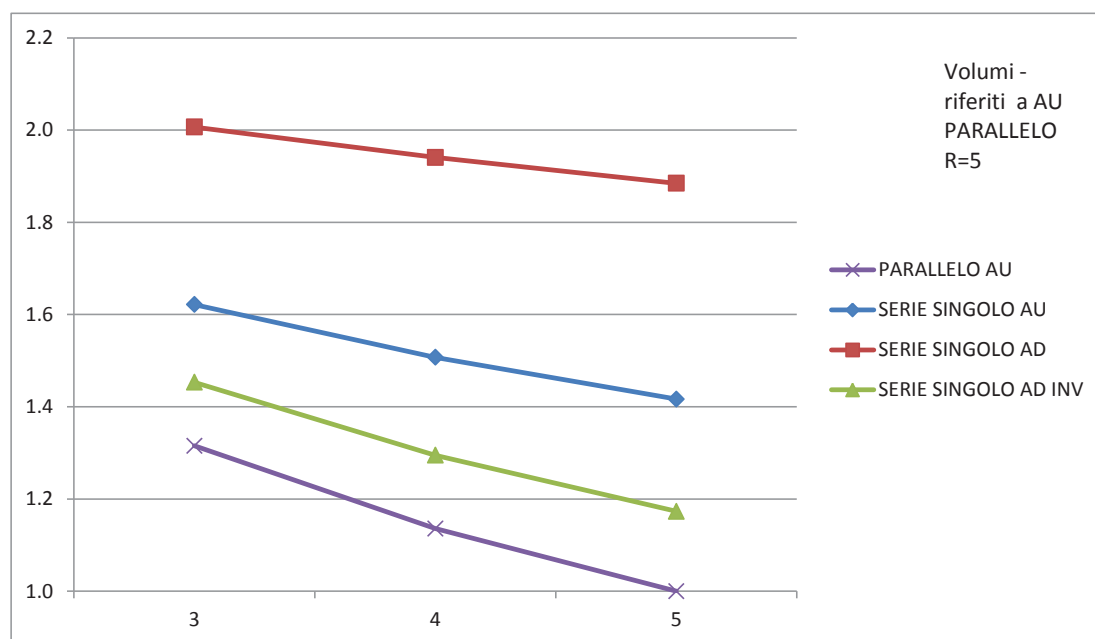


Grafico 4.19 – influenza del rapporto di diluizione R sui volumi scaricati – valori riferiti al caso di aree uguali e vasche in parallelo – $R=5$

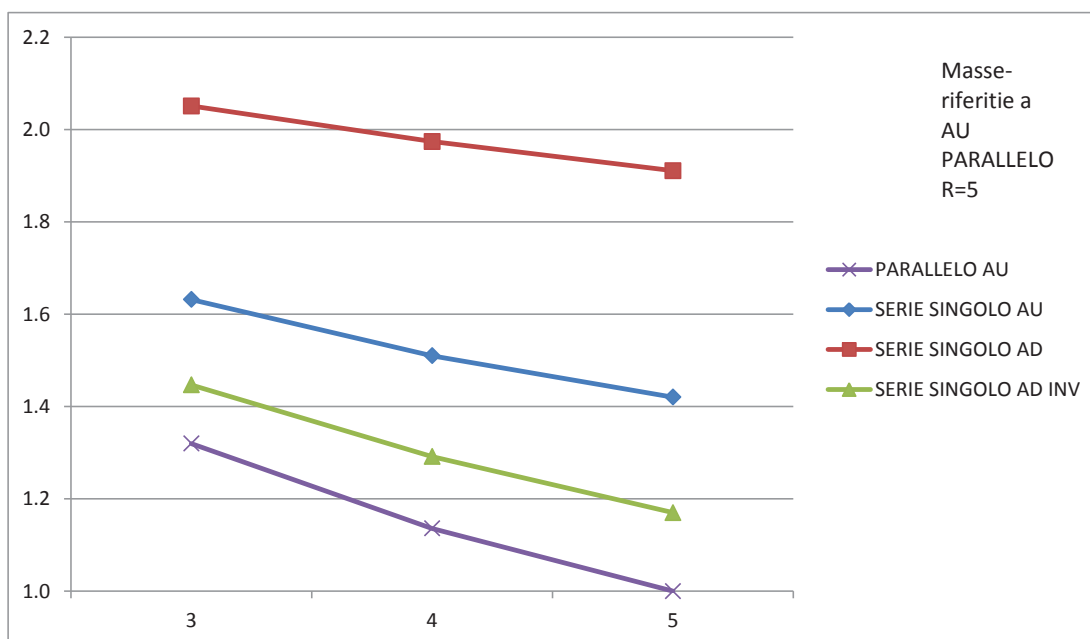


Grafico 4.20 – influenza del rapporto di diluizione R sulle masse scaricate – valori riferiti al caso di aree uguali e vasche in parallelo – $R=5$

Oltre ad un peggioramento dei valori rilevati riscontrato con il diminuire di R , dai grafici emerge di nuovo quanto rilevato in precedenza per la configurazione di vasche in parallelo con approccio singolo: i dati sono più vicini ai valori di riferimento qualora l'area del bacino di valle sia più grande di quella di monte, e peggiorano nel caso opposto, quando l'area del bacino di monte è maggiore (ricordiamo che la somma delle aree dei due bacini è costante per tutte le simulazioni).

Questa variazione dovuta alla diversa conformazione dei bacini può essere vista anche analizzando i valori di volumi e masse scaricati rapportati alla configurazione di vasche in parallelo con la stesso rapporto di diluizione R , invece che al solo caso di vasche in parallelo con R pari a 5. I grafici seguenti illustrano questi rapporti:

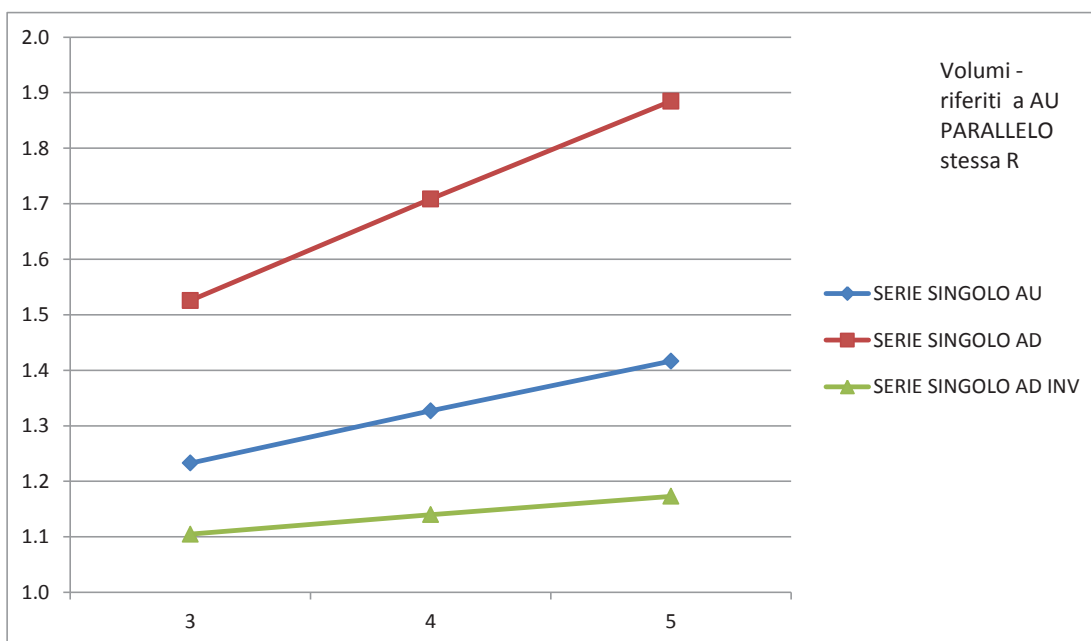


Grafico 4.21 – influenza del rapporto di diluizione R sui volumi scaricati – valori riferiti al caso di aree uguali e vasche in parallelo – stessa R

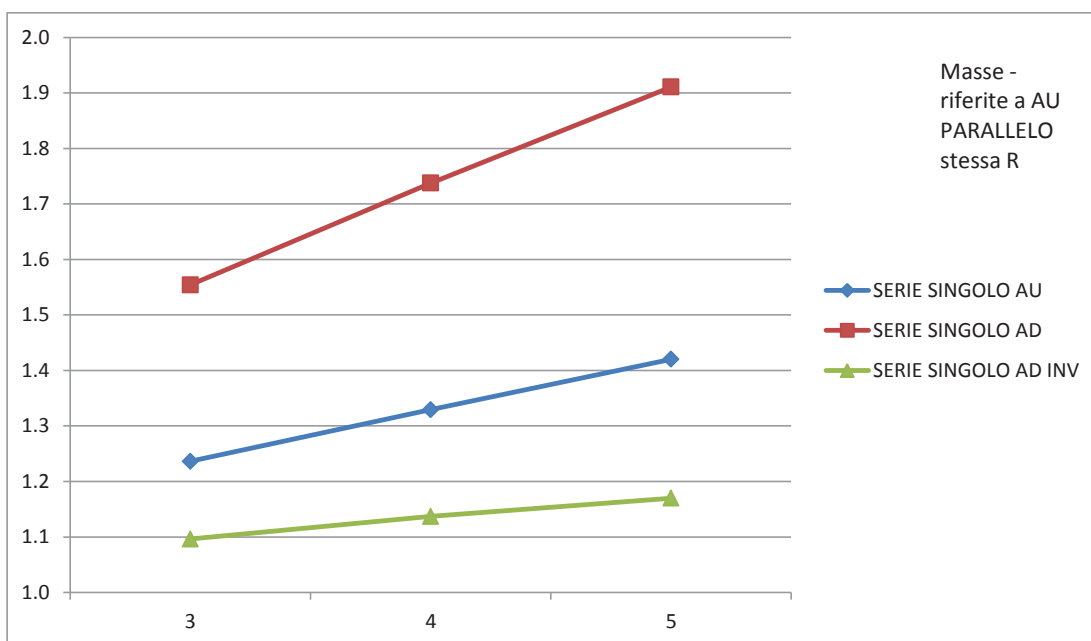


Grafico 4.22 – influenza del rapporto di diluizione R sulle masse scaricate – valori riferiti al caso di aree uguali e vasche in parallelo – stessa R

I grafici mostrano appunto che i valori peggiorano man mano che il rapporto area bacino di monte/area bacino di valle aumenta, come già rilevato; inoltre mostrano

che il divario tra la configurazione di riferimento e quelle con vasche in serie aumenta all'aumentare di R .

In conclusione, all'aumentare del rapporto di diluizione R i valori assoluti di volumi e masse scaricati direttamente al ricettore senza trattamento diminuiscono per tutte le configurazioni. È bene però ricordare anche che le differenze tra le varie configurazioni si fanno via via più marcate all'aumentare di R : scegliere la configurazione ottimale nel caso si stia utilizzando un rapporto R alto può senz'altro portare a dei benefici.

4.6 Influenza del parametro *wash*

Come visto nei capitoli precedenti, il parametro *wash* influenza l'erosione operata dalle acque meteoriche sul terreno, secondo la formula:

$$K_a = arra \cdot i(t)^{wash} \quad 4.2$$

In InfoWorks i valori devono essere introdotti nei parametri di erosione superficiale come C_2 (*wash*) e, dopo una conversione dimensionale, C_1 (*arra*).

In letteratura il coefficiente *wash* può assumere un range di valori compresi tra 0.5 e 2; per le simulazioni analizzate finora il valore è stato sempre mantenuto pari a 1.5, dato che si voleva studiare l'influenza di altri parametri. In quest'ultima parte invece si è fatto variare questo parametro, prendendo in considerazione una sola configurazione di rete, ovvero quella con vasche in parallelo e aree dei bacini uguali tra loro, con rapporto di diluizione R pari a 5; questa configurazione, tra l'altro, è stata utilizzata anche come riferimento per una serie di analisi, come si è visto.

Il parametro *wash* ha effetto unicamente sulla quantità di solidi che vengono erosi dalle superfici del bacino e quindi messi in sospensione ed immessi in rete, mentre i volumi d'acqua non vengono in alcun modo influenzati dal parametro. Pertanto le valutazioni sono state fatte sulle masse scaricate al ricettore e non mandate alla depurazione, dato che appunto i volumi restano sempre gli stessi.

Innanzitutto si è valutata la bontà del modello, realizzando delle simulazioni con eventi di pioggia fittizi. I tre eventi creati, della durata di 5 minuti, hanno tre diverse intensità: 12.7, 25.4 e 38.1 mm/h.

Di seguito i grafici ottenuti dalle varie simulazioni: riportano l'andamento della portata solida e della concentrazione nella sezione immediatamente precedente la vasca, in modo da poter valutare le variazioni attese senza l'influenza di manufatti o altro che possano distorcere i risultati.

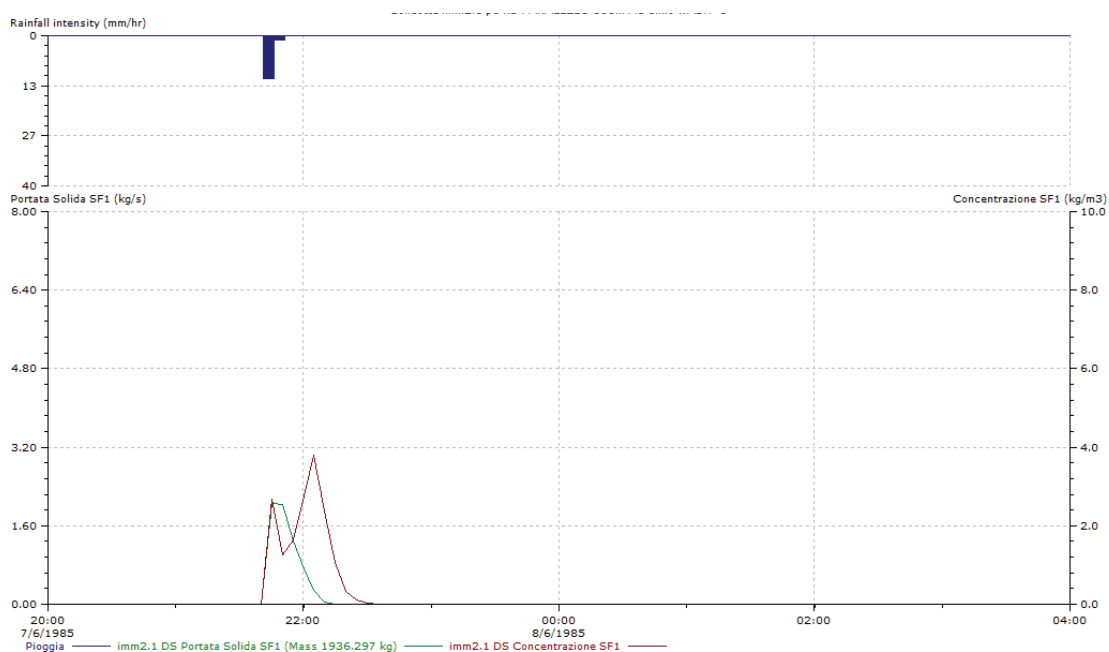


Grafico 4.23 – andamento di portata solida e concentrazione a monte della vasca con evento di pioggia fittizio 12.7 mm/h – wash=1.0

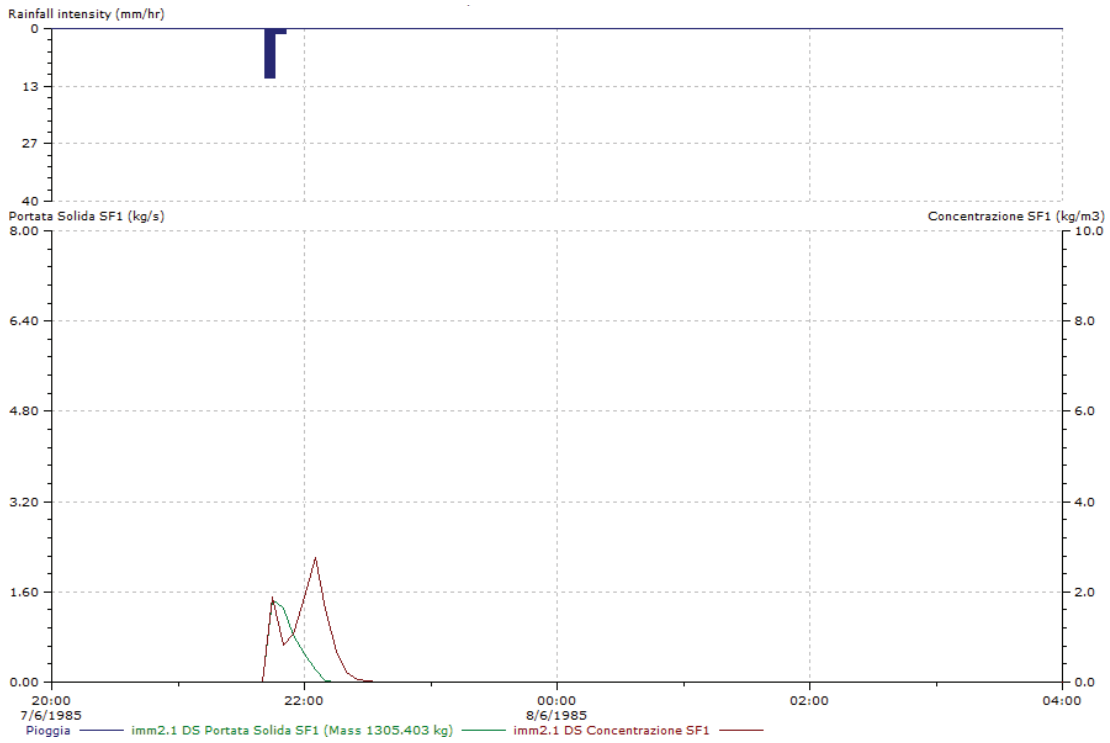


Grafico 4.24 – andamento di portata solida e concentrazione a monte della vasca con evento di pioggia fittizio 12.7 mm/h – wash=1.5

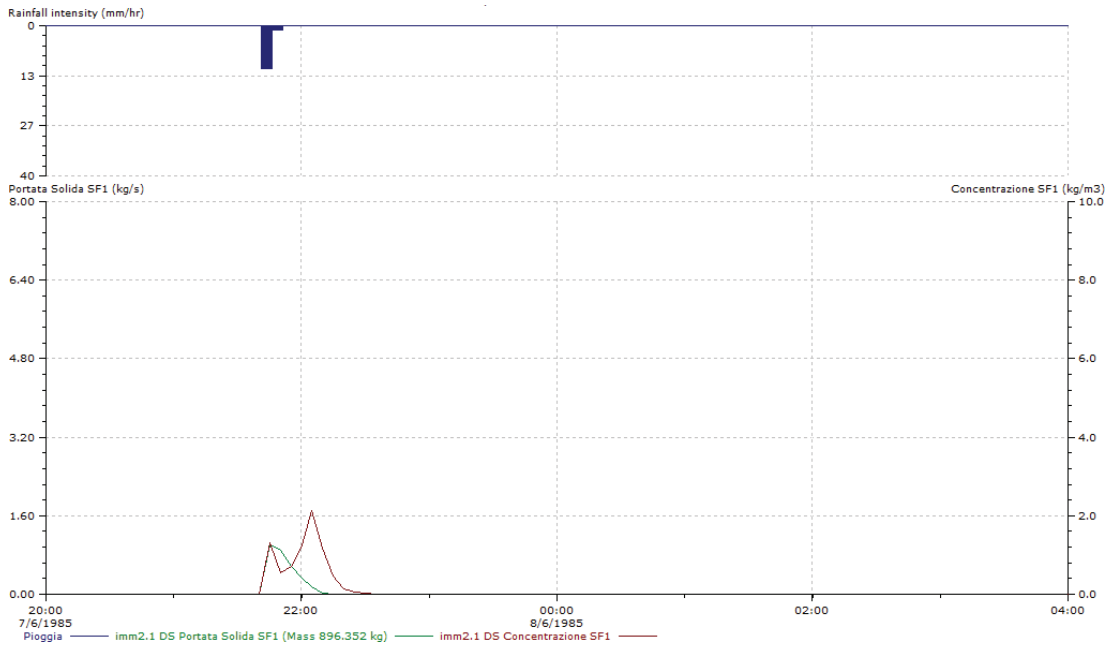


Grafico 4.25 – andamento di portata solida e concentrazione a monte della vasca con evento di pioggia fittizio 12.7 mm/h – wash=2.0

Nel caso di pioggia debole, all'aumentare di *wash* si assiste all'attenuazione dei valori di portata solida e concentrazione associati, come previsto.

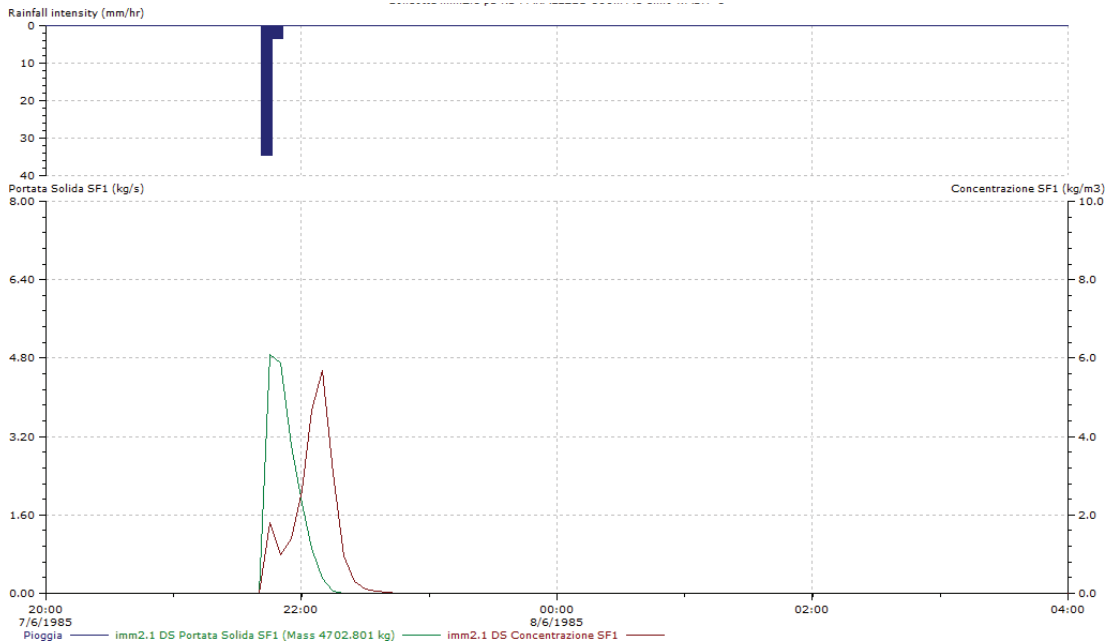


Grafico 4.26 – andamento di portata solida e concentrazione a monte della vasca con evento di pioggia fittizio 38.1 mm/h – wash=1.0

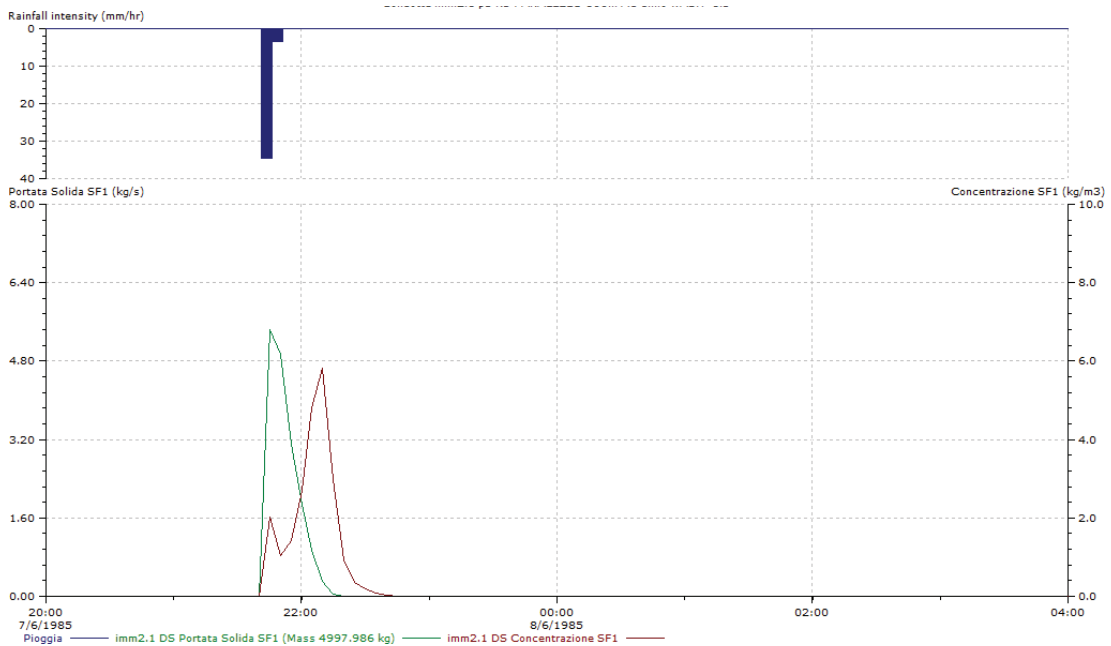


Grafico 4.27 – andamento di portata solida e concentrazione a monte della vasca con evento di pioggia fittizio 38.1 mm/h – wash=1.5

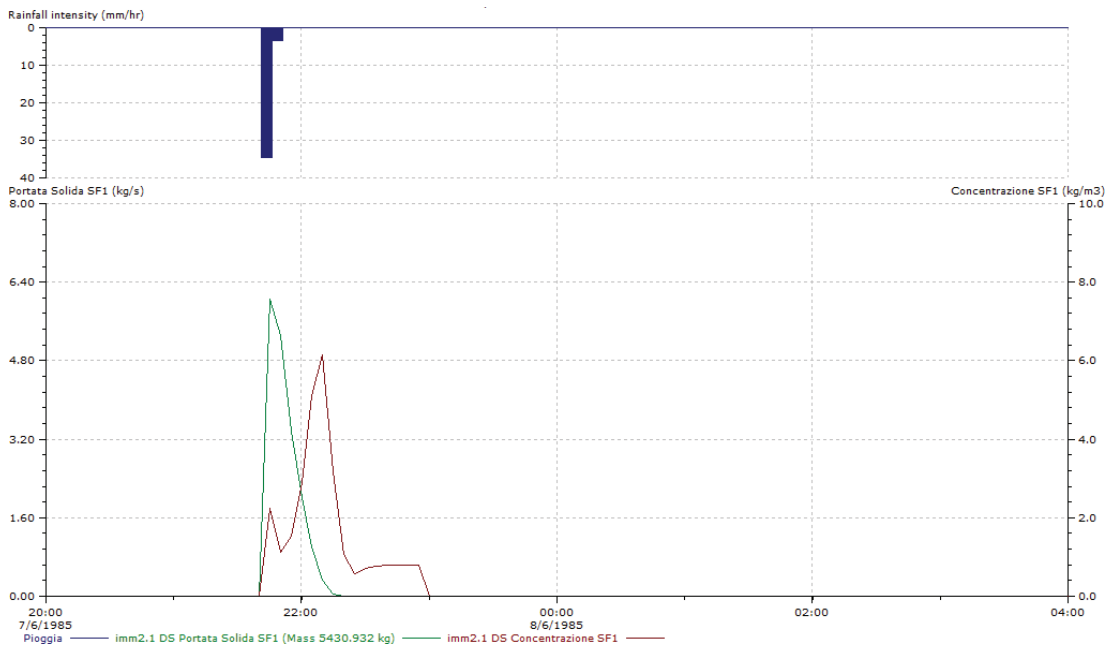


Grafico 4.28 – andamento di portata solida e concentrazione a monte della vasca con evento di pioggia fittizio 38.1 mm/h – wash=2.0

Al contrario, qualora la pioggia sia intensa si assiste ad un aumento dei valori registrati all'aumentare del valore di wash. Anche in questo caso il modello risponde adeguatamente alla teoria.

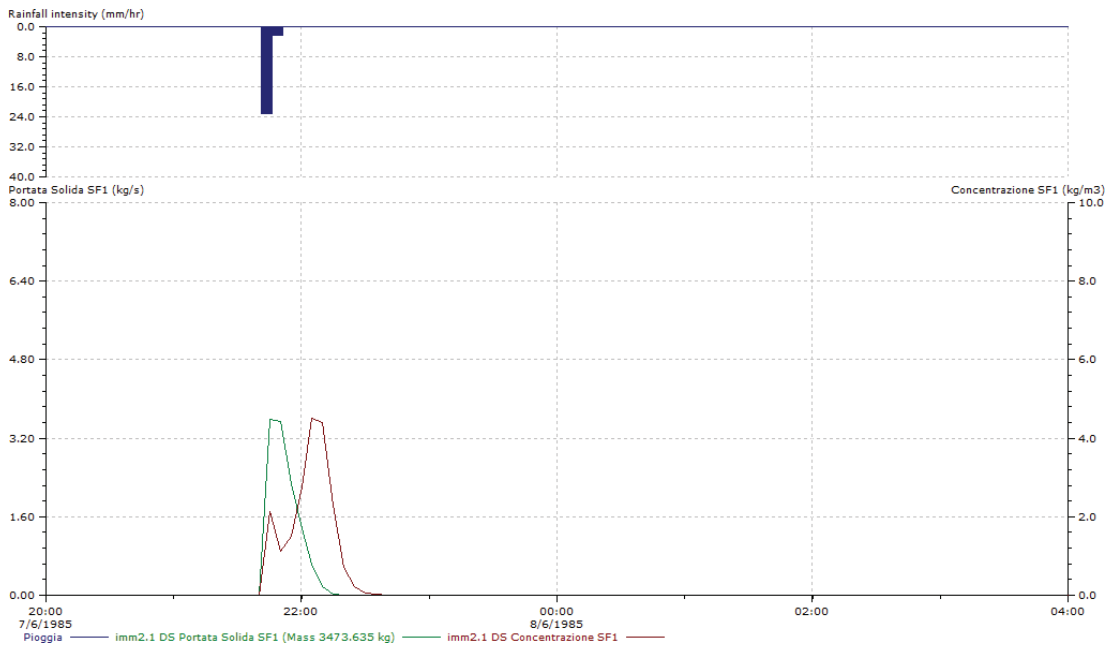


Grafico 4.29 – andamento di portata solida e concentrazione a monte della vasca con evento di pioggia fittizio 25.4 mm/h – wash=1.0

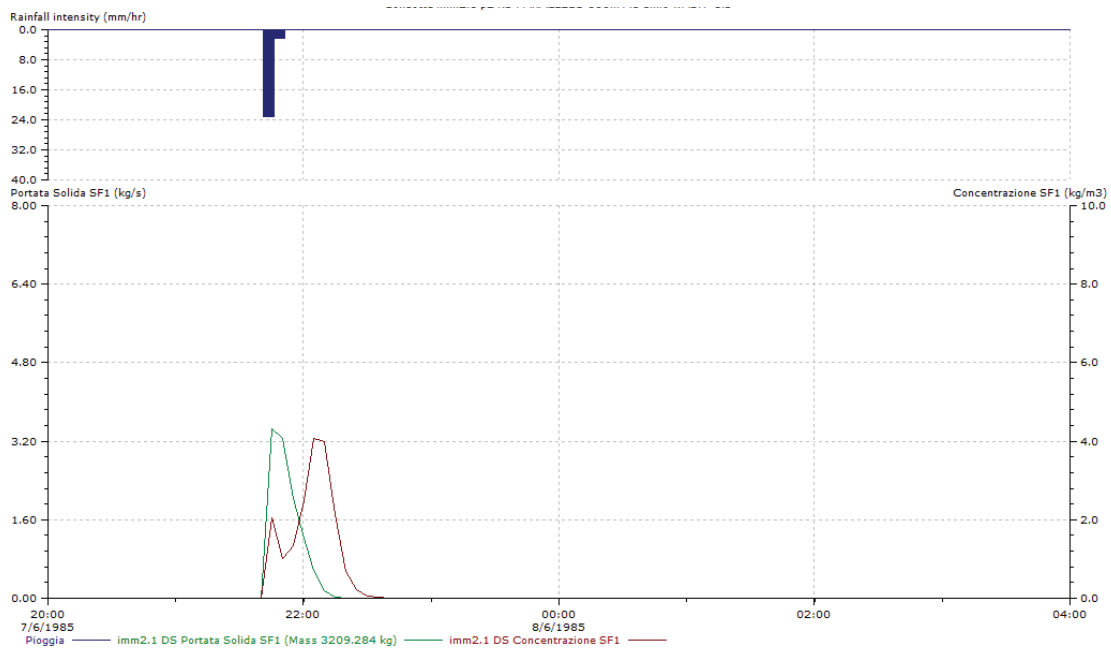


Grafico 4.30 – andamento di portata solida e concentrazione a monte della vasca con evento di pioggia fittizio 25.4 mm/h – wash=1.5

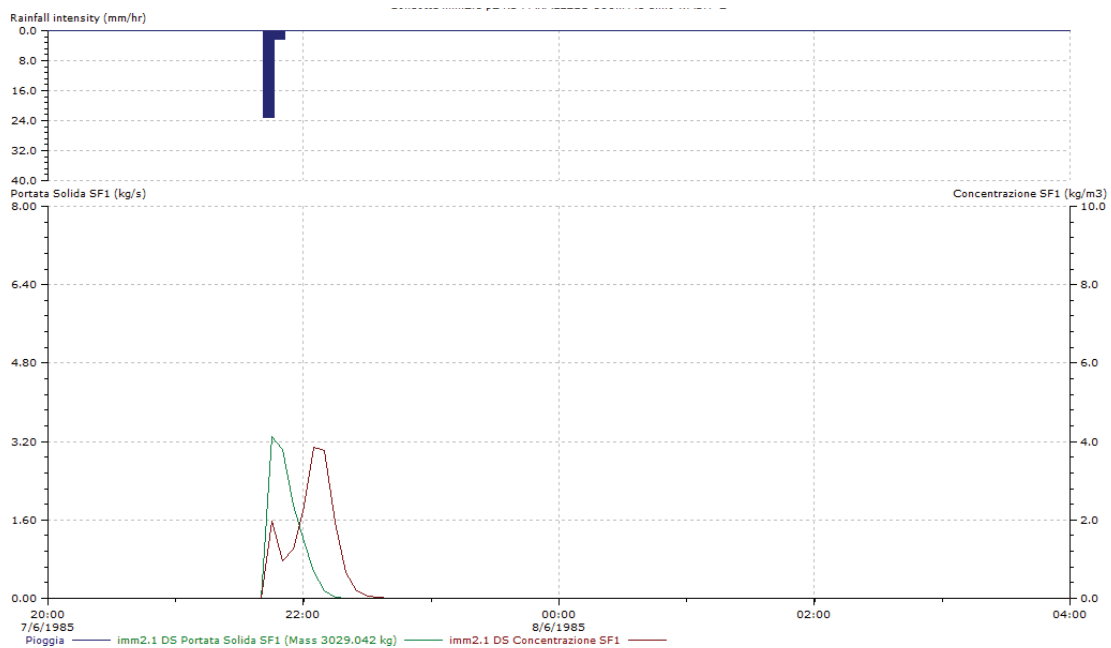


Grafico 4.31 – andamento di portata solida e concentrazione a monte della vasca con evento di pioggia fittizio 25.4 mm/h – wash=2.0

Il caso di pioggia pari a 25.4 mm invece è stato appositamente valutato, dato che è il valore limite (equivalente ad 1 pollice) che condiziona l'influenza del parametro

wash: per valori di pioggia inferiori infatti un *wash* alto tende ad attenuare il fenomeno, abbassando i valori di portata solida trasportati; per valori superiori invece *wash* tende ad amplificare il fenomeno di dilavamento superficiale, e i valori registrati sono più alti. Dai grafici si può vedere dunque che per un'intensità di pioggia pari a quella "di riferimento", il comportamento al variare di *wash* non subisce variazioni significative, confermando ancora una volta la validità del modello implementato.

Verificato il corretto funzionamento del modello, si è quindi introdotta nelle simulazioni la serie di eventi registrati nell'arco di tutto l'anno 1985, per tre diversi valori di *wash*: 1.0, 1.5 e 2.0. A questo punto, come fatto nelle analisi precedenti, si sono estrapolati i valori delle masse scaricate dagli sfioratori delle vasche. I dati cumulati durante tutto il periodo, espressi in kg, sono riportati nel grafico seguente:

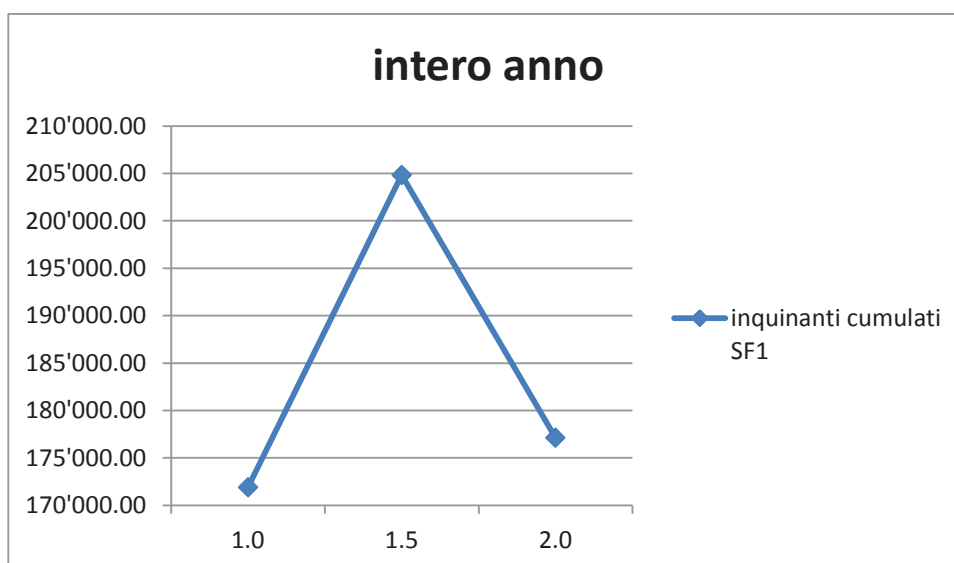


Grafico 4.32 – valori di masse scaricate al variare di *wash* – intero anno 1985

Dai dati ottenuti, nonché osservando il grafico, non appare tuttavia un andamento ben definito dei valori al variare di *wash*. Il motivo di questo andamento poco "definito" è con tutta probabilità da ricercare nella grande varietà di eventi meteorici registrati durante un intero anno: il parametro *wash* condiziona la

quantità di sedimenti raccolti dal bacino anche in funzione dell'intensità di pioggia in quell'istante, come visto per esempio nel caso degli eventi fittizi, e nel corso dell'anno gli eventi accaduti hanno caratteristiche molto diverse, con eventi durati molte ore o pochi minuti, più o meno intensi, con picchi situati all'inizio, alla fine o nel mezzo dell'evento, e così via. Il fatto di avere preso in considerazione la somma di tutti gli eventi di tutto l'anno potrebbe aver "annullato" l'effetto del singolo parametro, omogeneizzando troppo i valori cumulati.

Si è proceduto allora alla valutazione di alcuni eventi significativi verificatisi nel corso dell'anno esaminato, per verificare quanto emerso in precedenza. I tre eventi analizzati hanno caratteristiche differenti tra loro:

- Evento 01/06/1985: composto in effetti da due eventi distinti a breve distanza di tempo, di intensità media; il secondo presenta un picco iniziale importante, paragonato al resto dell'evento.
- Evento 07/06/1985: evento molto breve e molto intenso, presenta un picco di intensità notevole.
- Evento 06/08/1985: evento prolungato nel tempo ma di debole intensità, senza picchi di rilievo.

Di seguito i grafici ricavati dalle simulazioni effettuate su tutto l'anno, da cui si sono estratti gli eventi indicati; i dati sono valutati nella condotta a monte della vasca, dato che a questo punto è più interessante valutare l'andamento qualitativo della portata solida piuttosto che valutare i valori assoluti scaricati al ricettore. Il parametro *wash* assume ancora i tre valori 1.0, 1.5 e 2.0.

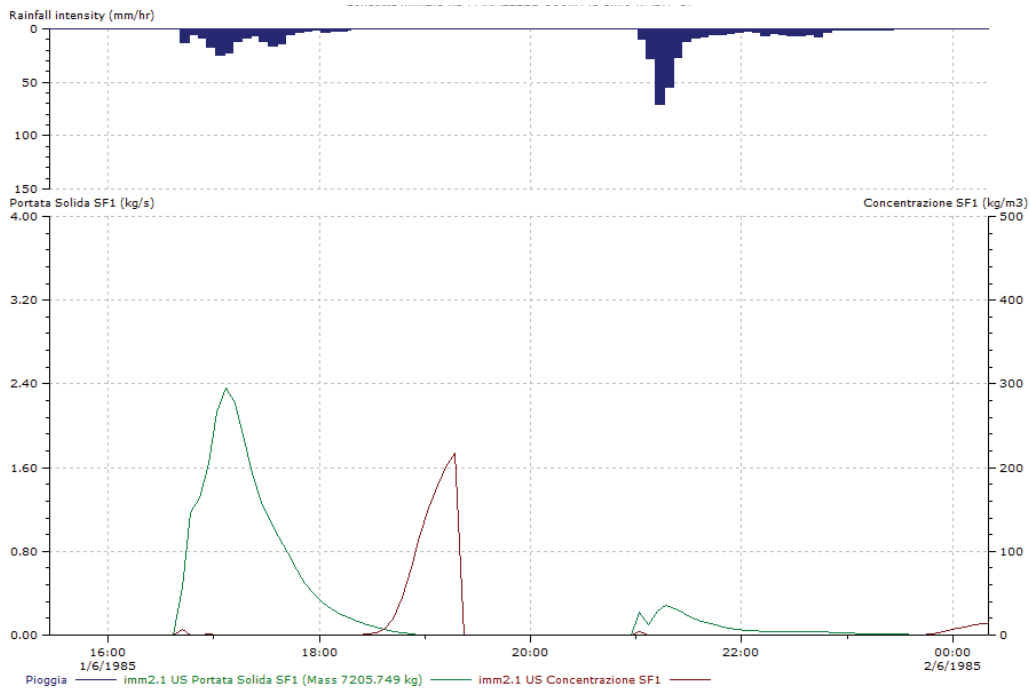


Grafico 4.33 – andamento di portata solida e concentrazione a monte della vasca con evento di pioggia 1 – simulazione intero anno, wash=1.0

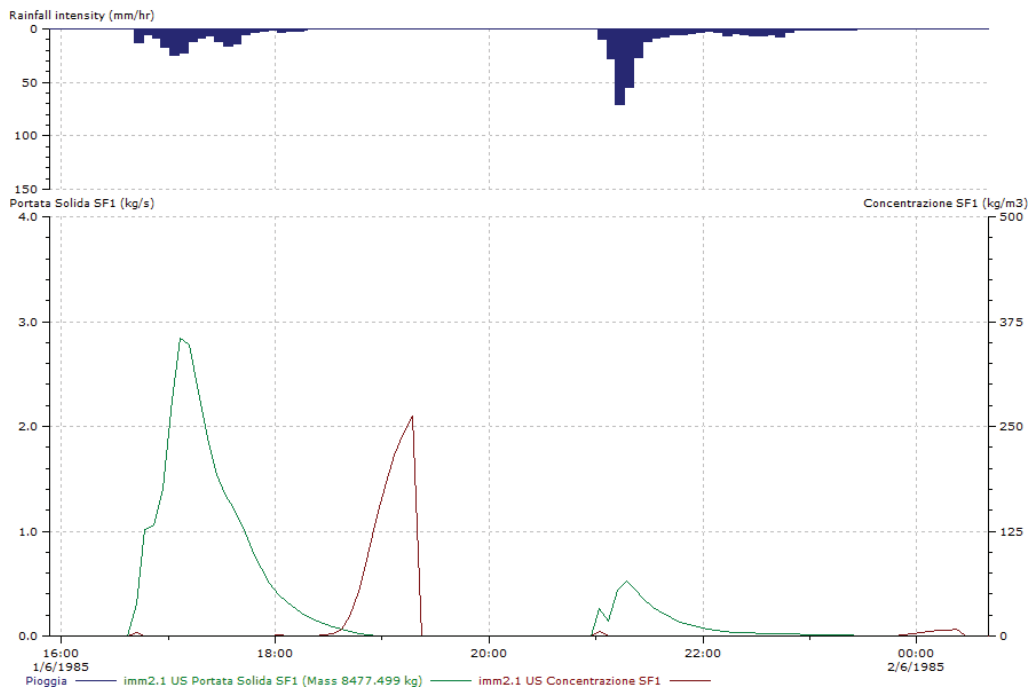


Grafico 4.34 – andamento di portata solida e concentrazione a monte della vasca con evento di pioggia 1 – simulazione intero anno, wash=1.5

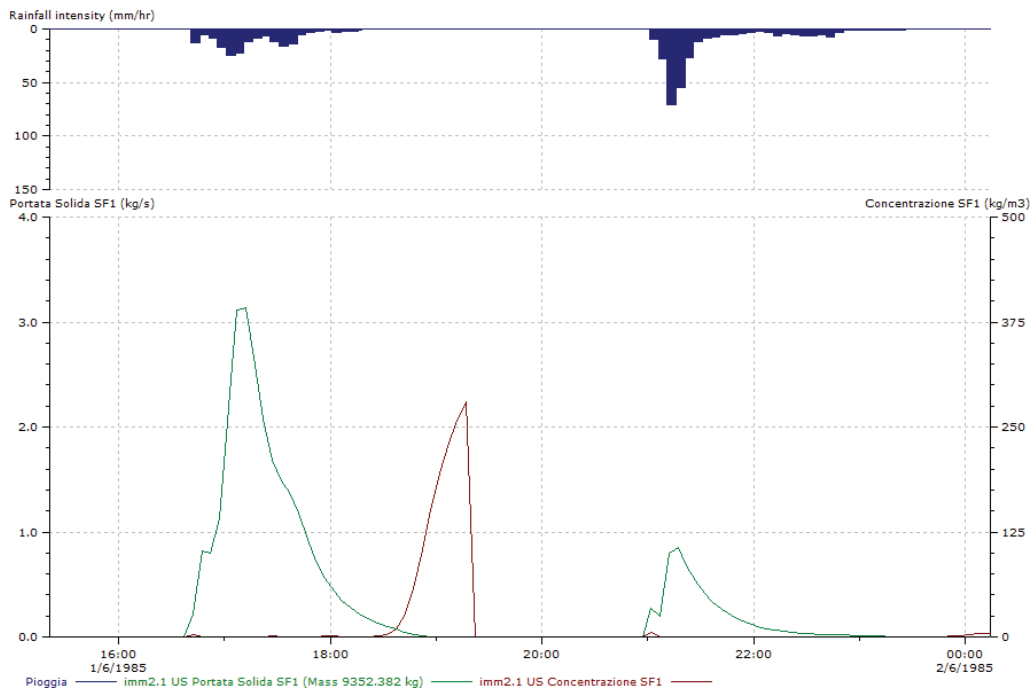


Grafico 4.35 – andamento di portata solida e concentrazione a monte della vasca con evento di pioggia 1 – simulazione intero anno, wash=2.0

Si può facilmente notare come all'aumentare di *wash* corrisponde un aumento dei picchi registrati della portata solida transitante, come è lecito aspettarsi. Oltre i picchi, in questo caso anche il valore assoluto della portata solida transitante cresce al crescere di *wash* (portata che, ricordiamo, è quella in ingresso alla vasca, e non in uscita dallo sfioratore).

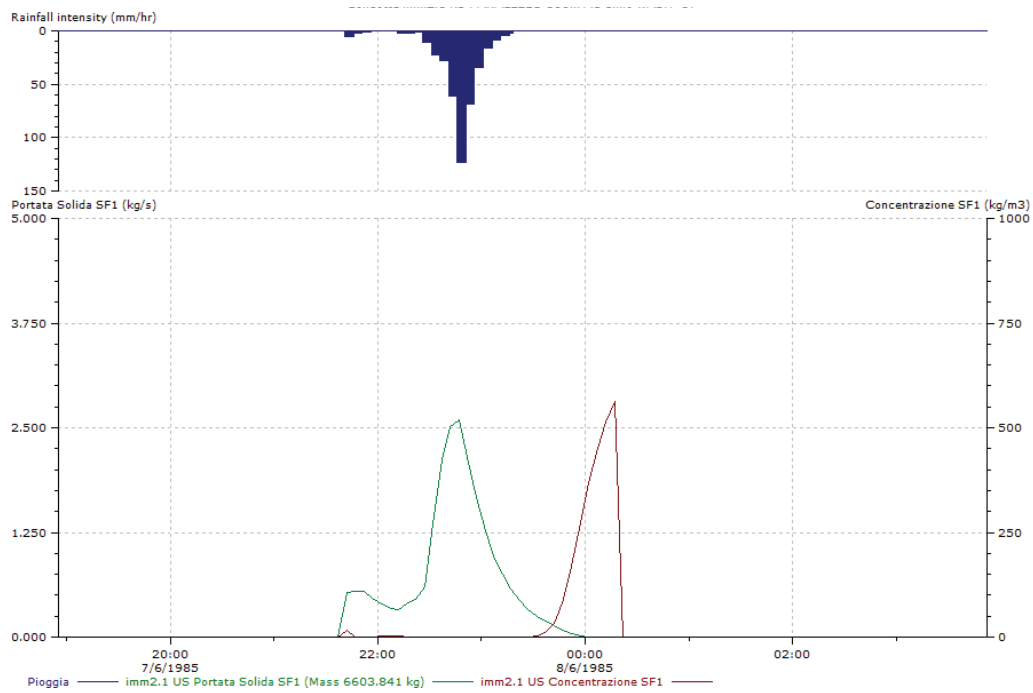


Grafico 4.36 – andamento di portata solida e concentrazione a monte della vasca con evento di pioggia 2 – simulazione intero anno, wash=1.0

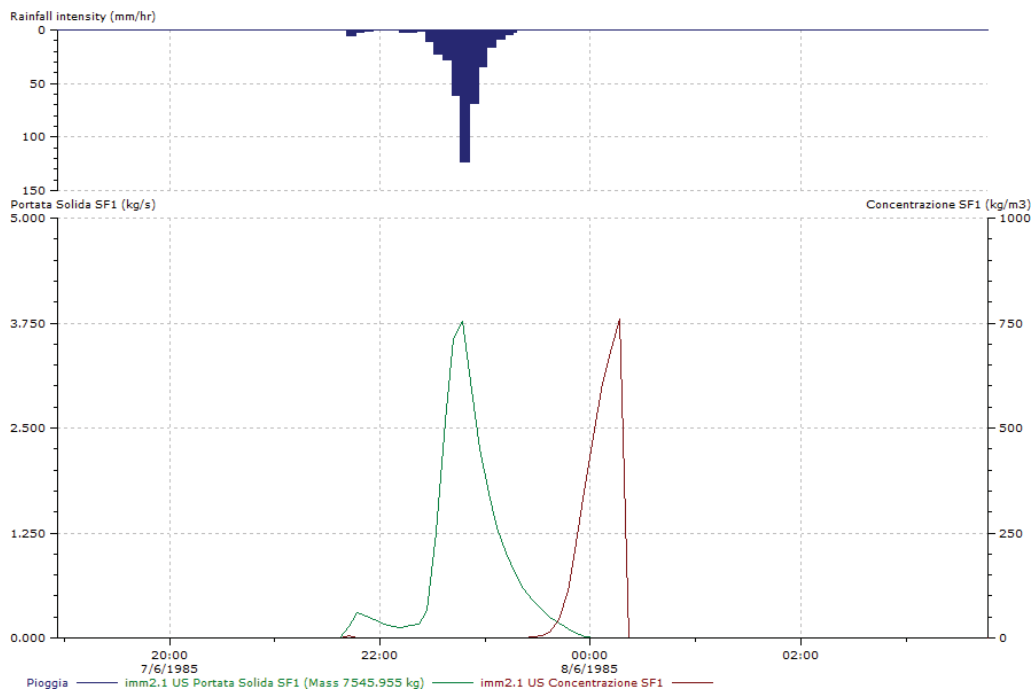


Grafico 4.37 – andamento di portata solida e concentrazione a monte della vasca con evento di pioggia 2 – simulazione intero anno, wash=1.5

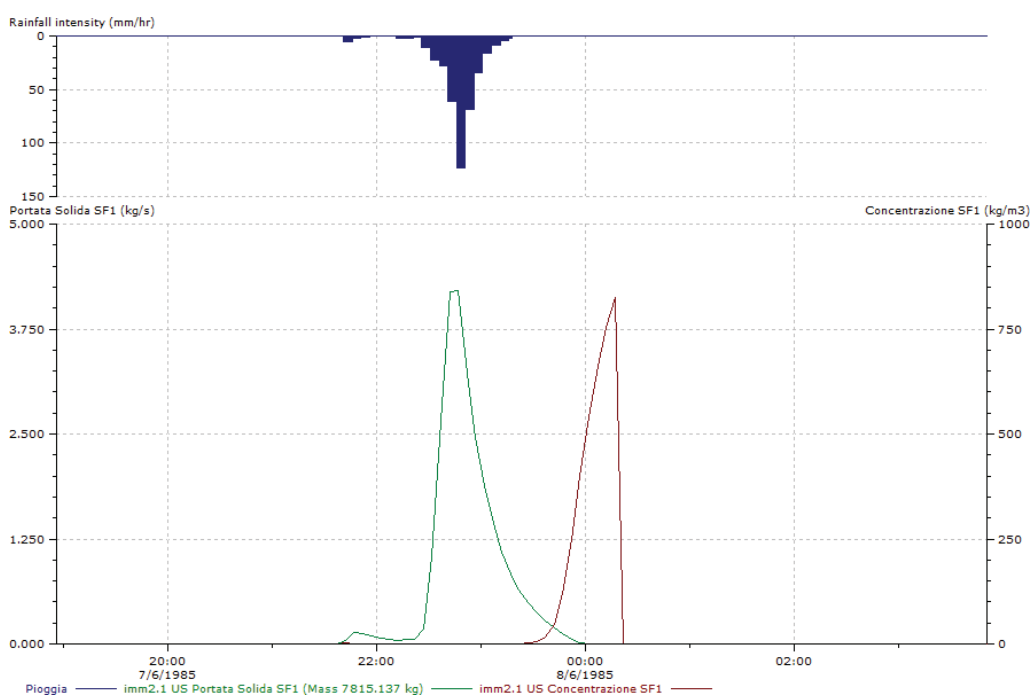


Grafico 4.38 – andamento di portata solida e concentrazione a monte della vasca con evento di pioggia 2 – simulazione intero anno, wash=2.0

Il comportamento è assolutamente evidente nel caso del secondo evento: l'aumento di *wash* in presenza di una pioggia così breve e intensa porta ad un aumento sensibile della portata solida e della sua concentrazione in transito nella rete, non solo nei valori massimi registrati ma anche nel totale di massa solida trasportata. Il comportamento opposto, dovuto a piogge di piccola intensità, si può già vedere nella primissima fase dell'evento: il "gradino" che si presenta per *wash* pari a 1.0 si assottiglia e perde importanza man mano che *wash* aumenta. È il caso comunque del terzo evento analizzato, i cui grafici sono riportati di seguito:

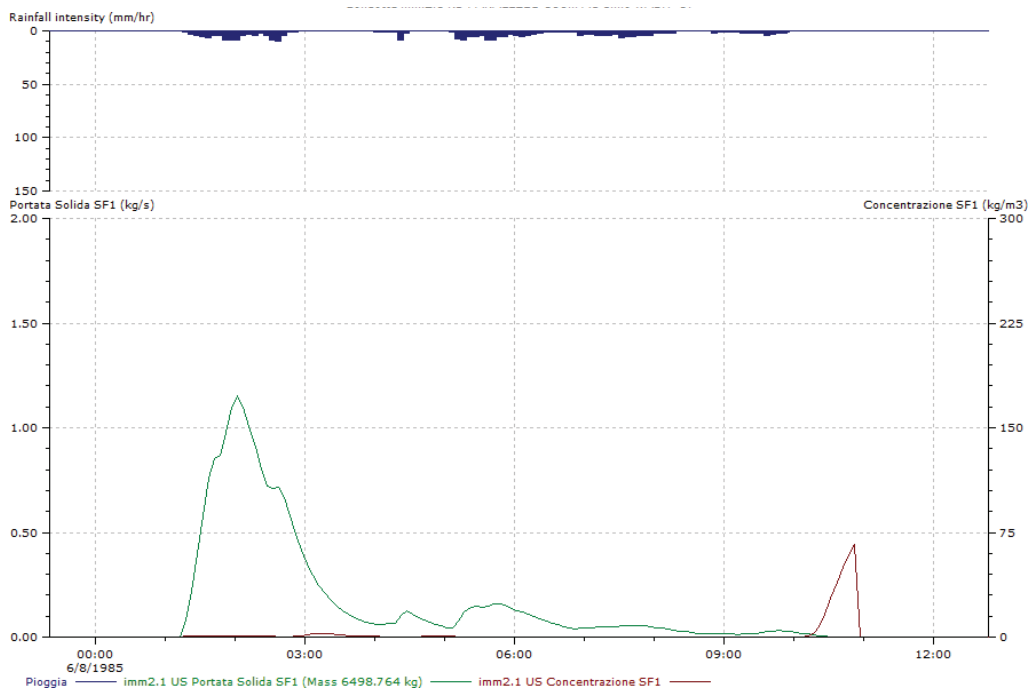


Grafico 4.39 – andamento di portata solida e concentrazione a monte della vasca con evento di pioggia 3 – simulazione intero anno, wash=1.0

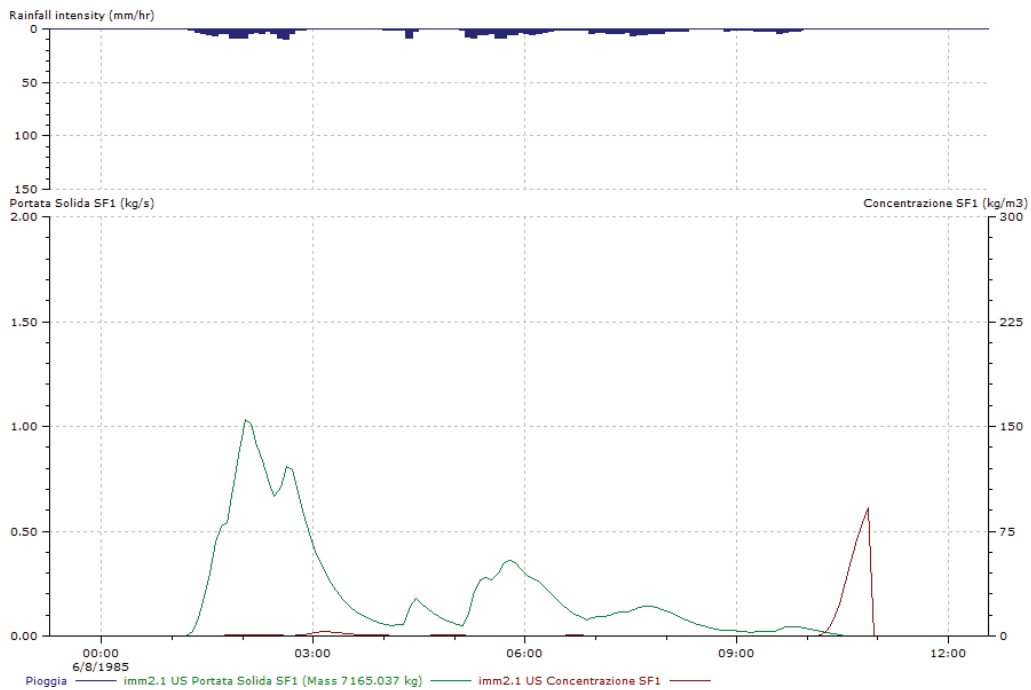


Grafico 4.40 – andamento di portata solida e concentrazione a monte della vasca con evento di pioggia 3 – simulazione intero anno, wash=1.5

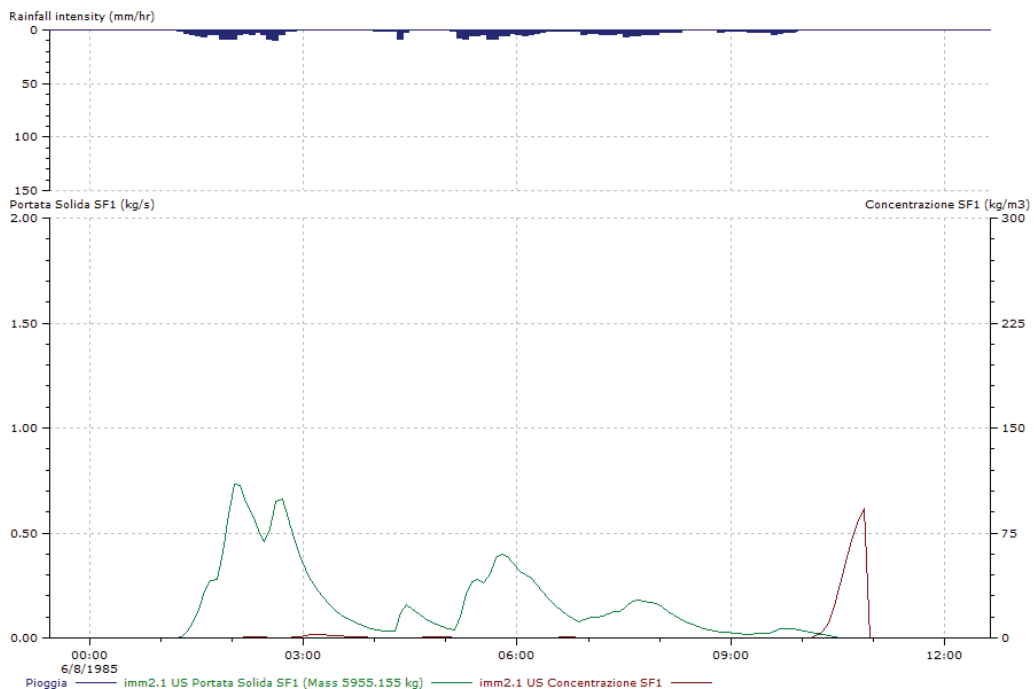


Grafico 4.41 – andamento di portata solida e concentrazione a monte della vasca con evento di pioggia 3 – simulazione intero anno, wash=2.0

In questo caso nella fase iniziale dell'evento, di bassa intensità, un aumento di *wash* porta ad una diminuzione del picco registrato di portata solida; l'inverso tuttavia accade nella parte centrale dell'evento, nella quale il picco invece aumenta. Anche per il valore assoluto della portata solida non c'è un andamento ben preciso al variare di *wash*: il valore minimo si registra per *wash* pari a 2.0, ma il massimo non è per *wash* pari a 1.0, ma per *wash* uguale a 1.5.

I dati ottenuti, in particolare per quest'ultimo evento, tendono a confermare quanto ipotizzato prima, nell'analisi dei valori cumulati su tutto l'anno: la grande variabilità degli eventi che si possono verificare nell'arco di un intero anno possono influire pesantemente sulle reti, rendendo imprevedibile a priori il comportamento complessivo delle simulazioni al variare del parametro *wash*.

Per verificare l'influenza dei diversi tipi di eventi piovosi si è effettuata un'ultima analisi, una serie di simulazioni alle medesime condizioni di quelle precedenti (gli stessi tre eventi definiti, parametro *wash* variabile) ma isolando il tempo di

simulazione al solo arco temporale interessato dall'evento stesso, e non più estrapolato dalla simulazione della durata di un anno. I risultati, sempre divisi per evento, sono riportati nei grafici seguenti.

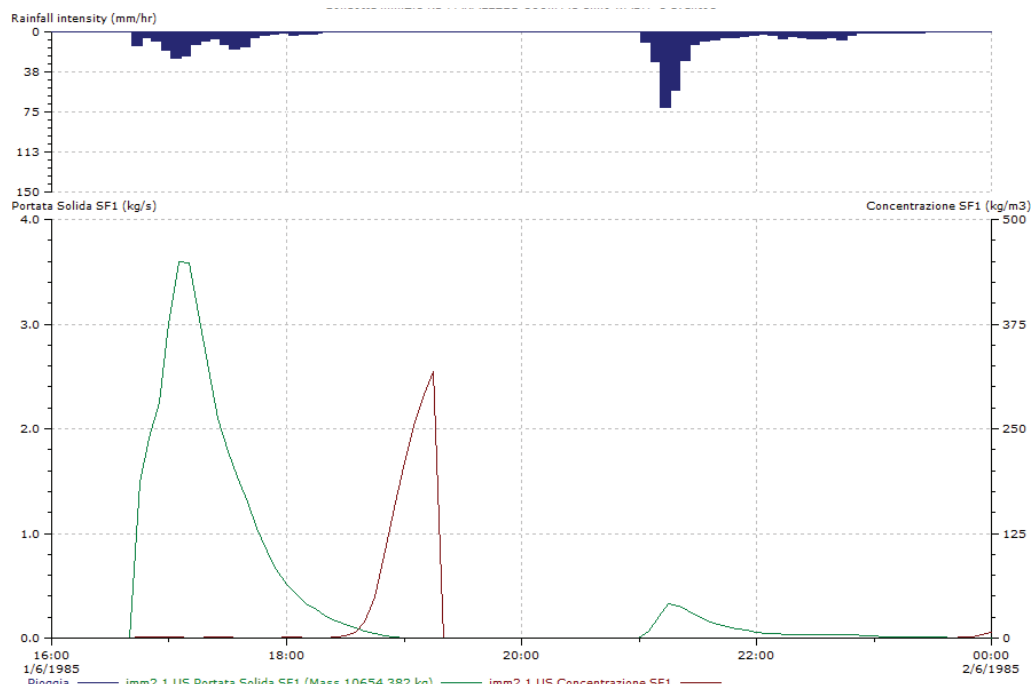


Grafico 4.42 – andamento di portata solida e concentrazione a monte della vasca con evento di pioggia 1 – simulazione singolo evento, wash=1.0

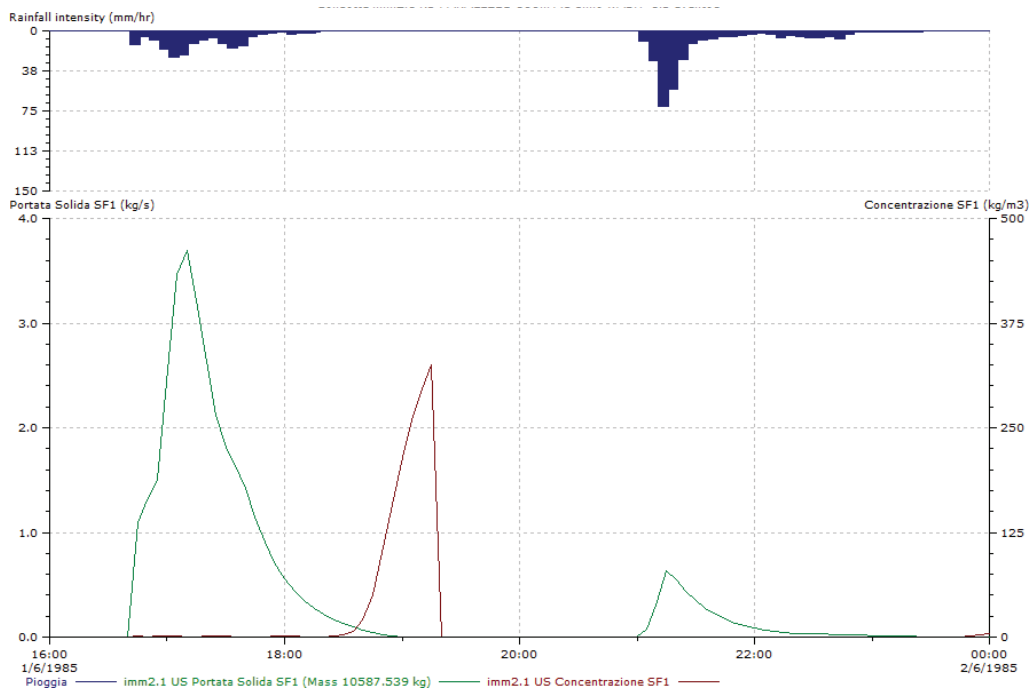


Grafico 4.43 – andamento di portata solida e concentrazione a monte della vasca con evento di pioggia 1 – simulazione singolo evento, wash=1.5

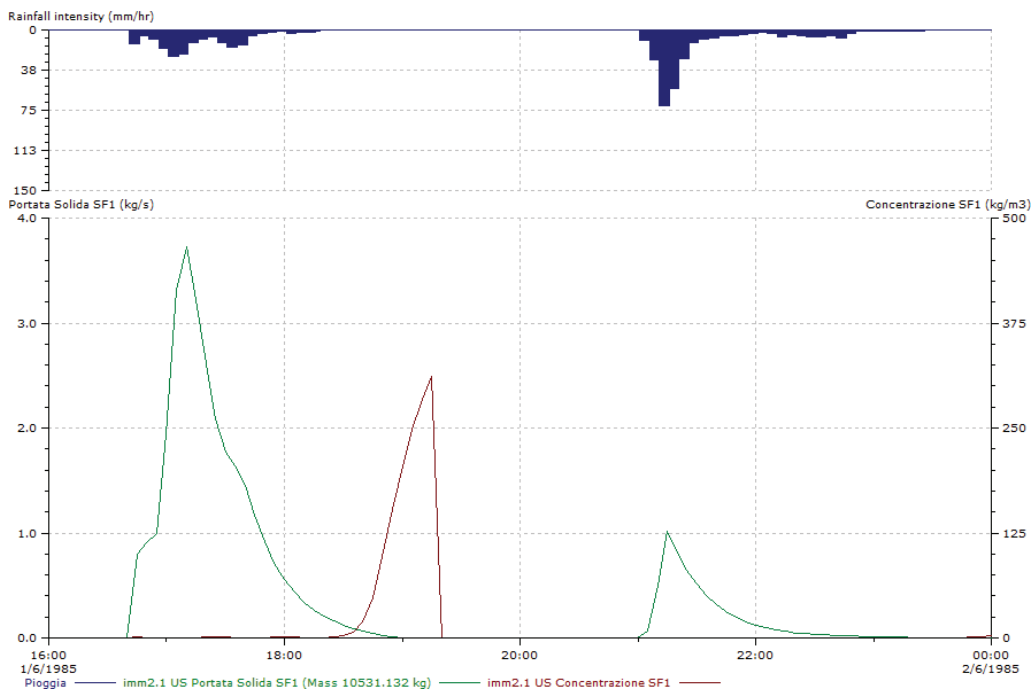


Grafico 4.44 – andamento di portata solida e concentrazione a monte della vasca con evento di pioggia 1 – simulazione singolo evento, wash=2.0

Come prima, i valori di picco crescono al crescere di *wash*. Cambiano invece i valori di masse transitanti: al contrario di prima, i valori restano praticamente identici (anzi, in lieve diminuzione) al crescere di *wash*.

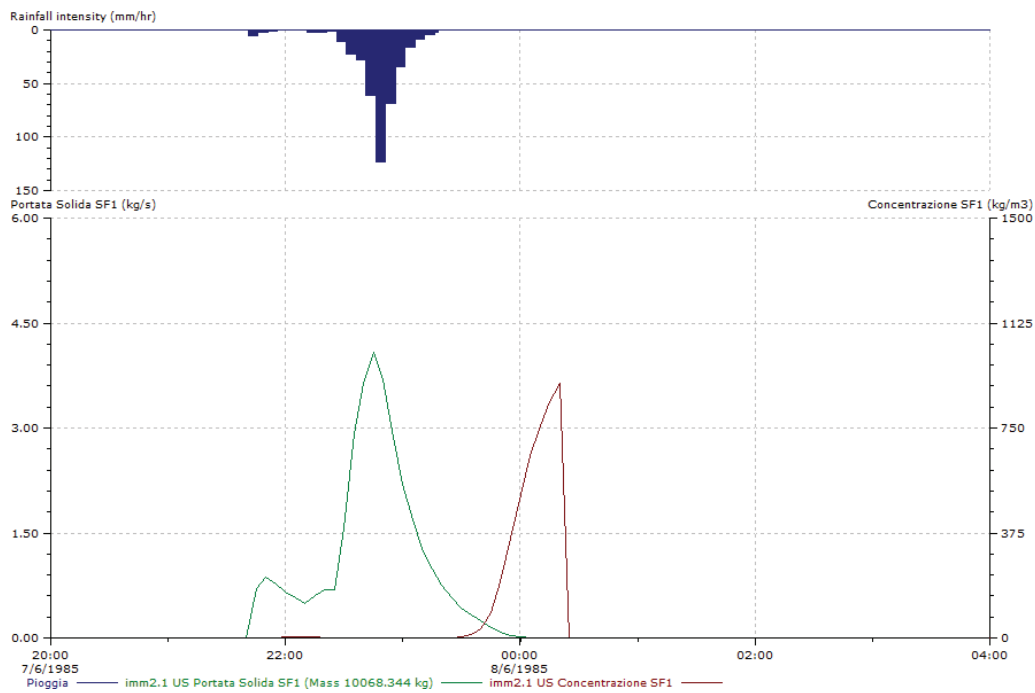


Grafico 4.45 – andamento di portata solida e concentrazione a monte della vasca con evento di pioggia 2 – simulazione singolo evento, *wash*=1.0

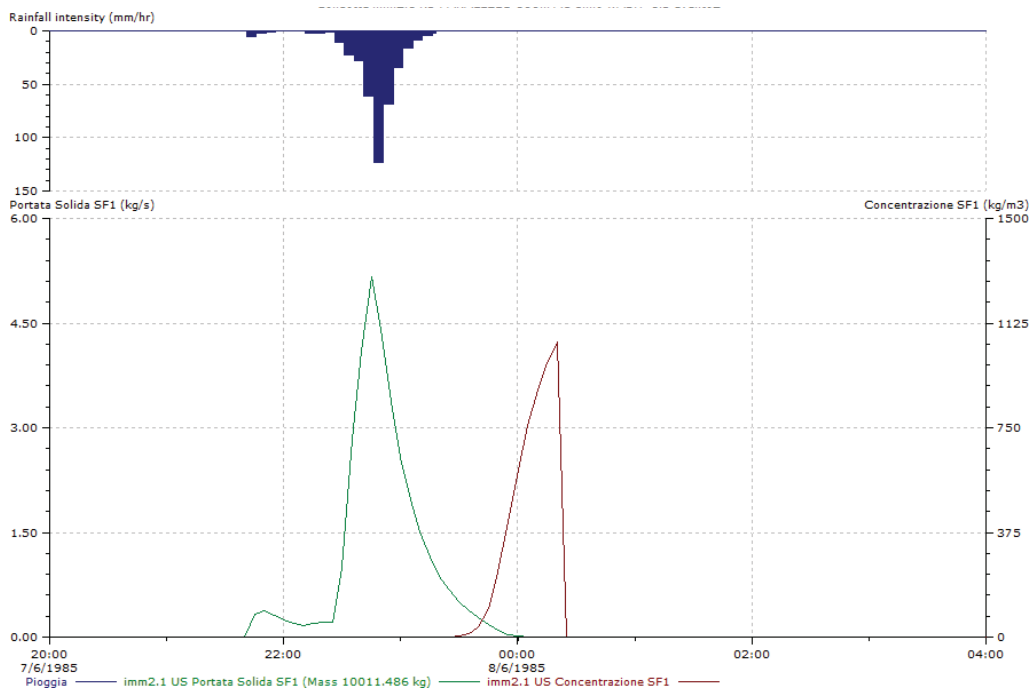


Grafico 4.46 – andamento di portata solida e concentrazione a monte della vasca con evento di pioggia 2 – simulazione singolo evento, wash=1,5

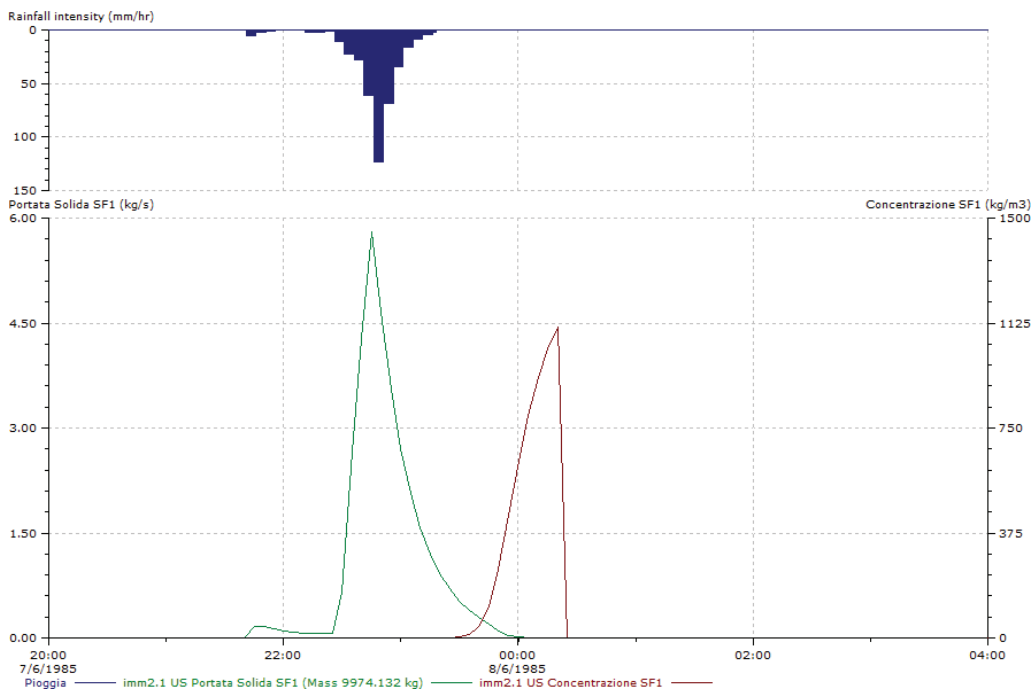


Grafico 4.47 – andamento di portata solida e concentrazione a monte della vasca con evento di pioggia 2 – simulazione singolo evento, wash=2,0

Anche per il secondo evento il comportamento qualitativo segue l'andamento evidenziato nell'analisi effettuata sull'intero anno, con i valori di picco sempre maggiori al crescere di *wash*. I valori assoluti tuttavia non aumentano, anzi diminuiscono leggermente al crescere di *wash*: lo stesso comportamento riscontrato nell'analisi dell'evento precedente.

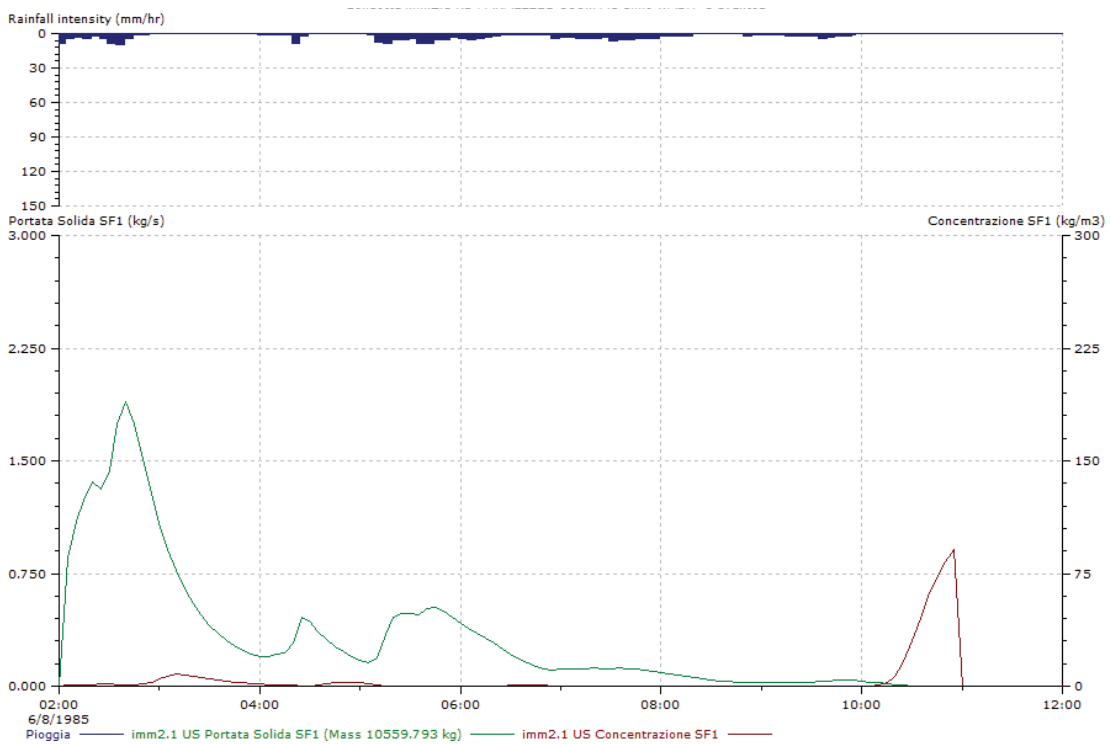


Grafico 4.48 – andamento di portata solida e concentrazione a monte della vasca con evento di pioggia 3 – simulazione singolo evento, *wash*=1.0

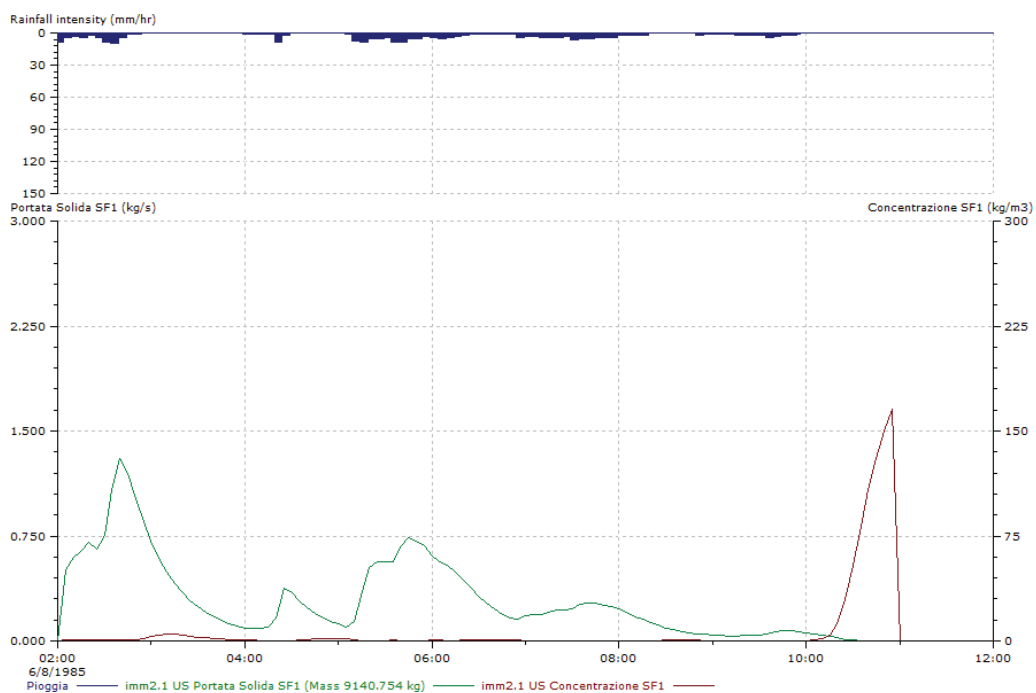


Grafico 4.49 – andamento di portata solida e concentrazione a monte della vasca con evento di pioggia 3 – simulazione singolo evento, wash=1,5

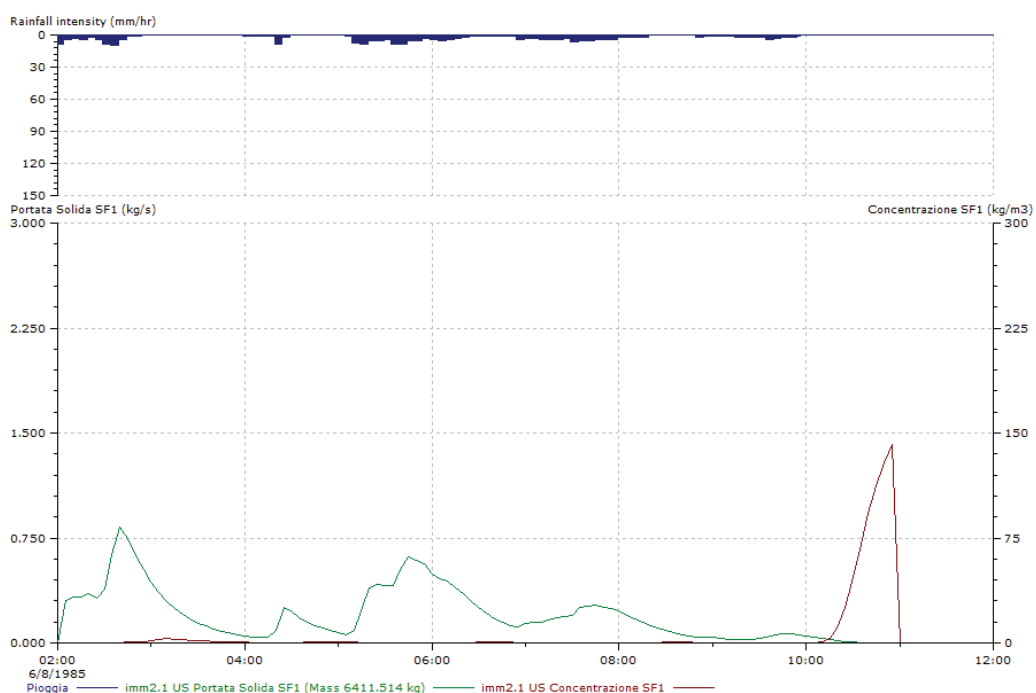


Grafico 4.50 – andamento di portata solida e concentrazione a monte della vasca con evento di pioggia 3 – simulazione singolo evento, wash=2,0

Nell'ultimo evento analizzato, quello con pioggia prolungata ma poco intensa, il comportamento qualitativo è piuttosto diverso rispetto allo stesso evento estrapolato dall'intero anno. Il picco iniziale tende a diminuire quando *wash* aumenta, così come il picco centrale tende ad aumentare; le somiglianze tuttavia finiscono qui, dato che la forma dei grafici è decisamente diversa, e la massa cumulata transitante diminuisce sensibilmente al crescere di *wash*.

Il confronto quindi tra lo stesso evento preso singolarmente ed estrapolato da una simulazione complessiva mette ancora più in evidenza il fatto che la situazione, al variare di *wash*, è difficilmente prevedibile: l'andamento delle portate solide infatti non è dipendente solo dalla tipologia di precipitazione in atto, ma anche dagli eventi che hanno preceduto la singola pioggia considerata, pur se non immediatamente precedenti. Se la differenza è già sensibile sui singoli eventi di pioggia, e se prevedere il comportamento del modello è possibile solamente in rari casi di piogge con determinate caratteristiche, se ne conclude che una previsione del comportamento globale (riferito a periodi di mesi o anni) e generico (valido per modelli con altre caratteristiche) è impossibile, nonché rischiosa. La dipendenza dei risultati dal tipo di eventi piovosi e dalla loro influenza reciproca è troppa per delineare un comportamento sensato in ogni situazione.

CAPITOLO 5

CONCLUSIONI E SVILUPPI FUTURI

5.1 Conclusioni

Questo lavoro di tesi si è basato sulla simulazione dell'efficienza di vasche di prima pioggia disposte in diversi schemi di rete e che raccolgono le acque pluviali provenienti da due bacini distinti e di superfici diverse, ma con uguali parametri di deposito e dilavamento.

In queste diverse condizioni si sono analizzati alcuni aspetti significativi del problema: l'effetto della distanza tra i bacini, l'influenza delle superfici dei bacini, l'influenza della configurazione di rete e l'influenza del coefficiente limite di riduzione R .

Come già rilevato in studi precedenti ([25] *Cima M.(2011)*) l'influenza della distanza tra i bacini è di fatto ininfluenza sulla riduzione dei volumi e delle masse scaricate, indipendentemente dagli altri parametri (superfici dei bacini, disposizione delle vasche, ecc.); pertanto è un parametro che in fase di progetto può essere non considerato per la riduzione delle masse scaricate al ricettore.

Le differenti superfici dei bacini non sortiscono particolari effetti su volumi e masse scaricate: a parità di area complessiva tra i due bacini i valori non subiscono variazioni sensibili se il bacino di area maggiore è posto a monte o a valle. Discorso a sé merita tuttavia lo schema con vasche in serie: se nell'approccio *totale* i valori

rilevati si mantengono al livello delle configurazioni di vasche in parallelo o di vasca unica (pur se con un incremento dei volumi delle vasche, dato che la sola vasca di valle è progettata a partire dalla somma dei due bacini afferenti), nell'approccio *singolo* la situazione peggiora man mano che l'area di valle diventa piccola rispetto a quella di monte. La soluzione può essere accettabile nel caso di bacino piccolo a monte (questa configurazione infatti, a differenza dell'approccio *totale*, non comporta aumenti di volumetrie per le vasche), ma diventa problematica nel caso il bacino di monte sia molto più grande di quello di valle, dato che la seconda vasca, progettata solo sul proprio bacino, non è in grado di gestire efficientemente le portate in arrivo dalla vasca di monte.

L'influenza del parametro R , che determina la portata limite in uscita dalle vasche, e quindi portata a depurazione, è stata analizzata su una sola configurazione (vasche in serie). L'andamento dei risultati rispecchia quanto ci si poteva attendere, almeno a livello qualitativo, per quanto già noto sia in letteratura che a livello teorico: all'aumentare di R diminuiscono volumi e masse scaricati al ricettore, quindi si ha un beneficio per il corso d'acqua, che riceve minori inquinanti. Per contro si ha un incremento delle portate destinate alla depurazione (il coefficiente R agisce appunto sulla portata limite in uscita dalla vasca e destinata al trattamento), di cui è bene tenere conto in fase di progettazione. Interessante è invece notare che il divario tra i dati misurati nelle diverse configurazioni geometriche si fa più evidente all'aumentare di R , seppur i valori assoluti rilevati siano, come appunto ci si aspetta, più bassi. Ne segue che, se in fase di progetto viene scelto – o imposto – un valore di R alto, la scelta della configurazione ottimale diventa ancora più importante, se lo scopo è quello di minimizzare l'impatto al ricettore.

Nel caso di vasche in serie anche la scelta dell'approccio con cui dimensionare le vasche e la portata limite si rivela fondamentale. Ricordiamo i due diversi approcci: nel primo, denominato *totale*, il dimensionamento della vasca di valle – e della relativa portata limite – è fatto sul *totale* delle aree dei bacini costituenti il sistema; nell'altro, *singolo*, ogni vasca è dimensionata rispetto all'area del *singolo* bacino

subito a monte. I due approcci considerati presentano differenze significative, come è facile immaginare: nel caso di approccio *singolo* i volumi delle vasche sono sempre minori rispetto a quelli dell'altro approccio, pertanto una quantità sempre maggiore di volumi – e di masse – verrà scaricata al ricettore. Le differenze sono più accentuate al crescere del parametro di diluizione R , pur se in presenza di valori assoluti minori; inoltre la situazione è peggiore se il bacino di monte presenta un'estensione maggiore rispetto a quello di valle, e migliora man mano che il rapporto tra le aree si inverte, a favore del bacino di valle. Dunque se l'approccio *singolo* è tendenzialmente da evitare nel caso di bacino a monte più grande di quello a valle, nel caso opposto (bacino di valle di estensione maggiore) sarebbe opportuno valutare la convenienza dell'approccio *totale*, che richiede in ogni caso un maggiore impiego di volumi per le vasche, ma che in questa situazione non porta un beneficio determinante.

L'analisi della situazione al variare del parametro *wash*, che ricordiamo è stata sviluppata su una sola configurazione di rete, ha condotto a risultati non omogenei. Il comportamento atteso è riscontrabile, in caso di eventi reali, in corrispondenza di tipologie di pioggia ben definite: piogge di breve durata con picchi pronunciati, per esempio. I dati invece ottenuti per eventi più articolati (piogge di lunga durata e intensità variabile, oppure eventi distinti ma molto ravvicinati nel tempo) non seguono un andamento ben preciso; peraltro in questi casi non è neanche possibile prevedere un certo comportamento a livello teorico, e la simulazione resta l'unica soluzione percorribile. Nel caso di eventi articolati, come effettivamente accade spesso nella realtà, dunque l'andamento registrato delle masse scaricate sembra non dipendere in maniera prevedibile dal valore assunto da *wash*, come invece può accadere nel caso di eventi più semplici e ben caratterizzati. Le simulazioni confrontate hanno evidenziato anche una spiccata influenza sui dati registrati dagli eventi precedenti e/o dalle condizioni iniziali o al contorno. Queste influenze, già riscontrabili peraltro nelle simulazioni di singoli eventi estrapolati dall'intera serie registrata, vengono estese di conseguenza ai dati relativi all'intero anno: gli eventi

con pattern non costante o le sequenze di eventi a breve distanza temporale superano di gran lunga quelli più “semplici” e ben caratterizzati, rendendo impossibile prevedere il comportamento generale del sistema al variare del parametro *wash* per tempi di simulazione molto lunghi.

5.2 Sviluppi futuri

Il lavoro svolto può essere ampliato o approfondito in diversi modi.

Innanzitutto potrebbe essere interessante valutare le stesse configurazioni utilizzate (vasche in parallelo, in serie o vasca unica) ma con vasche di cattura e non di transito: un sistema che regoli le acque in ingresso alle vasche potrebbe migliorare l'efficienza del sistema; è da valutare se il miglioramento è sensibile oppure se si ottiene solo in alcune configurazioni.

Interessante potrà essere valutare sistemi composti da un numero maggiore di bacini distinti, prima con aree comparabili e poi di dimensioni differenti: introdurre ulteriori elementi renderebbe più complessa l'analisi, ma i risultati potrebbero essere interessanti, specie nel caso di vasche in serie. Le possibili configurazioni diventerebbero molte e molto differenti tra loro, magari avvicinandosi di più a casi reali.

Inoltre si potrebbe continuare lo studio dell'influenza dei parametri di qualità *wash* e *accu*, estendendo lo studio ad altre configurazioni o anche ad altri periodi di simulazione, per confermare o correggere le osservazioni emerse finora.

Di particolare interesse sarebbe anche il confronto con i dati ricavati da analisi su sistemi reali, di cui vengano monitorate le misure di pioggia, portata e qualità dell'acqua: oltre a validare la bontà degli studi effettuati a livello generale, potrebbe contribuire ad una migliore taratura dei modelli e quindi ad un grado di precisione più alto nelle previsioni basate su questi.

BIBLIOGRAFIA

- Paoletti, Sanfilippo, Innocenti* – Propagazione di inquinanti in corsi d'acqua naturali a valle di scarichi continui o intermittenti in moto permanente e in moto vario, "La tutela idraulica ed ambientale dei territori urbanizzati" Atti dei seminari di Parma (5-6 febbraio 2004) e Cosenza (13-15 dicembre 2004); Edito a cura del CSDU (2005). [1]
- Artina S., Bolognesi A., Liserra T., Maglionico M.* - Simulazione della rete fognaria della città di Bologna e dimensionamento di invasi per la mitigazione dell'impatto degli scaricatori di piena; "La tutela idraulica ed ambientale dei territori urbanizzati" Atti dei seminari di Parma (5-6 febbraio 2004) e Cosenza (13-15 dicembre 2004); Edito a cura del CSDU (2005). [2]
- S.Papiri, S. Todeschini* – Capture stormwater storage tanks in a storm sewer system. Articolo, Acqua e città 2011-4° Convegno Nazionale di Idraulica Urbana – Venezia, 21-24 giugno 2011 [3]
- L.Bornatici, C. Ciaponi, S. Papiri* - Le vasche di prima pioggia nel controllo della qualità degli scarichi fognari generati da eventi meteorici, Atti dei seminari. Parma (5-6 febbraio 2004) e Cosenza (13-15 dicembre 2004) [4]
- Oliveri E., Viviani G., La Loggia G* - Comportamento ed efficienza delle vasche di pioggia, Dalle fognature alla tutela idraulica e ambientale del territorio, Atti della II Conferenza Nazionale sul Drenaggio Urbano, 10-12 maggio 2000, Palermo (Italia), La Loggia (a cura di), pp. 279-290, CSDU, Milano, 2001 [5]
- A.Paoletti, P. Piro, U. Sanfilippo* – tutela idraulica e ambientale dei territori urbanizzati, Atti dei seminari di parma (5/6 febbraio 2004) e cosenza (13/14 dicembre 2004) [6]
- Novotny V., Bannerman R., Baum K.* (1985), "Estimating nonpoint pollution from small urban watersheds", Journal of Water Pollution Control Federation, vol. 57, n. 4, Washington D.C. [7]
- Novotny V., Goodrich-Mahoney J.* (1978), "Comparative assessment of pollution loadings from non point sources in urban land use", Prog. Water Tech., n. 10. [8]

- Bujon G.* (1988), "Prevision des débits et des flux polluants transités par les réseaux d'égouts par temps de pluie. Le modele FLUPOL", *La Houille Blanche*, n. 1. [9]
- Bujon G., Herremans L.* (1990), "FLUPOL modèle de prévision des débits et des flux polluants en réseaux d'assainissement par temps de pluie: calage et validation", *La Houille Blanche*, n. 2. [10]
- Artina S., Maglionico M.* - Dimensionamento di vasche di prima pioggia secondo criteri di "stream standard", Dalle fognature alla tutela idraulica e ambientale del territorio, Atti della II Conferenza Nazionale sul Drenaggio Urbano, 10-12 maggio 2000, Palermo (Italia), La Loggia G (a cura di), pp. 129-138, CSDU, Milano, 2001 [11]
- D. Citrini, G. Nosedà* – IDRAULICA, seconda edizione, casa editrice Ambrosiana [12]
- A. Paoletti, C. Passoni, U. Sanfilippo* - Indicatori per la valutazione del peso ambientale di sistemi di scaricatori di piena e di vasche di prima pioggia, ACQUA E CITTÀ - II CONVEGNO NAZIONALE DI IDRAULICA URBANA *Chia (CA)*, 25-28 settembre 2007 [13]
- A. Paoletti* - Sistemi di Fognature e Drenaggi, Ed. CUSL, Milano, 2002 [14]
- G. Becciu, A. Paoletti, U. Sanfilippo, R. Begnis* - Eventi meteorici critici per la qualità delle acque di drenaggio urbano, II Conferenza Nazionale sul Drenaggio Urbano *Palermo*, 10-12 maggio 2000 [15]
- C. Buscarnera* - Analisi multivariata dell'impatto ambientale degli scaricatori di piena di una rete di fognatura unitaria, tesi di laurea Politecnico di Milano 2010 [16]
- A. Bartoli* – simulazione qualitativa-quantitativa della rete fognaria della città di Modena e dimensionamento di invasi per la mitigazione dell'impatto degli scaricatori di piena, tesi di laurea Università degli studi di Bologna 2007 [17]
- Mignosa P., Paoletti A., Passoni G.*- Carichi effluenti dagli scaricatori di piena di fognature unitarie, *Idrotecnica*, n. 3, pp. 231-246, 1991. [18]
- Bornatici L., Ciaponi C., Papiri S.* - Sul controllo degli scarichi fognari nei corpi idrici ricettori in tempo di pioggia attuato mediante scaricatori di piena e vasche di prima pioggia, Atti del XXIX Convegno di Idraulica e Costruzioni Idrauliche, 7-10 settembre 2004, Trento (Italia), pp. 37-44, Editoriale Bios sas, Cosenza, 2004 [19]
- A. Gallina* – user guide of INFOWORKS [20]

Papiri S - Gli scaricatori di piena nelle fognature miste alla luce dei risultati di una simulazione continua quali-quantitativa delle acque meteoriche nel bacino urbano sperimentale di Cascina Scala (Pavia), Dalle fognature alla tutela idraulica e ambientale del territorio, Atti della II Conferenza Nazionale sul Drenaggio Urbano, 10-12 maggio 2000, Palermo (Italia), La Loggia (a cura di), pp. 49-60, CSDU, Milano, 2001. [21]

Barco O.J., Ciaponi C., Papiri S. - Inquinamento delle acque meteoriche di dilavamento. Il caso del bacino urbano residenziale di Cascina Scala (Pavia), Atti del XXIX Convegno di Idraulica e Costruzioni Idrauliche, 7-10 settembre 2004, Trento (Italia), pp. 21-29, Editoriale Bios sas, Cosenza, 2004. [22]

Fuchs S., Brombach H., Weiß G. (2004). New database on urban runoff pollution. Atti del Convegno "Novatech 2004", 5th International Conference, Lyon, France, 6-10 June 2004. [23]

Brombach H., Weiß G., Fuchs S. (2004), Combined or separate sewer systems? A critical comparison using a new database on urban runoff pollution. Atti del Convegno "Novatech 2004", 5th International Conference, Lyon, France, 6-10 June 2004. [24]

Cima M., Vasche di prima pioggia di transito o di cattura in reti pluviali al servizio di bacini distinti lung oil collettore, tesi di laurea.Politecnico di Milano 2011 [25]

APPENDICE A

Vengono riportati in seguito i risultati numerici degli scarichi volumetrici e di massa per ogni tipologia di rete e vasca in funzione della distanza:

R = 3													
nome simulazione	schema vasche	approccio	area bacini			portata limite		volumi cumulati			inquinanti cumulati SF1		
			A [ha]	B [ha]	L [m]	Qu ₁ [l/s]	Qu ₂ [l/s]	out1 [m ³]	out2 [m ³]	out tot [m ³]	out1 [kg]	out2 [kg]	out tot [kg]
PARALLELO AU anno	PARALLELO		100	100		100	100	533'740.88	533'740.88	1'067'481.76	135'148.01	135'148.01	270'296.03
PARALLELO AD anno	PARALLELO		150	50		150	50	800'705.81	266'917.56	1'067'623.37	68'272.72	200'061.44	268'334.15
PARALLELO AD INV anno	PARALLELO		50	150		50	150	266'917.56	800'705.81	1'067'623.37	200'061.44	68'272.72	268'334.15
UNICA 100m AU anno	UNICA		100	100	100	200		1'067'535.63		1'067'535.63	270'897.40		270'897.40
UNICA 100m AD anno	UNICA		150	50	100	200		1'067'611.88		1'067'611.88	269'963.03		269'963.03
UNICA 100m AD INV anno	UNICA		50	150	100	200		1'067'560.75		1'067'560.75	269'884.91		269'884.91
UNICA 1000m AU anno	UNICA		100	100	1000	200		1'066'104.00		1'066'104.00	271'537.83		271'537.83
UNICA 1000m AD anno	UNICA		150	50	1000	200		1'066'343.50		1'066'343.50	270'578.04		270'578.04
UNICA 1000m AD INV anno	UNICA		50	150	1000	200		1'066'545.25		1'066'545.25	269'525.47		269'525.47
SERIE 100m AU CIMA anno	SERIE	TOTALE	100	100	100	100	200	533'776.69	533'821.31	1'067'598.00	135'154.90	135'977.41	271'132.31
SERIE 100m AU NEW anno	SERIE	SINGOLO	100	100	100	100	100	533'770.19	782'373.94	1'316'144.13	135'141.64	199'050.76	334'192.40
SERIE 100m AD CIMA anno	SERIE	TOTALE	150	50	100	150	200	800'705.81	266'886.00	1'067'591.81	200'062.72	68'406.47	268'469.19
SERIE 100m AD NEW anno	SERIE	SINGOLO	150	50	100	150	50	800'698.38	827'796.75	1'628'495.13	200'042.81	220'032.56	420'075.37
SERIE 100m AD INV CIMA anno	SERIE	TOTALE	50	150	100	50	200	266'917.50	800'769.50	1'067'687.00	68'280.63	200'273.81	268'554.44
SERIE 100m AD INV NEW anno	SERIE	SINGOLO	50	150	100	50	150	266'915.88	912'386.81	1'179'302.69	68'287.85	228'030.32	296'318.17
SERIE 1000m AU CIMA anno	SERIE	TOTALE	100	100	1000	100	200	533'772.50	532'678.69	1'066'451.19	135'148.94	135'631.44	270'780.39
SERIE 1000m AU NEW anno	SERIE	SINGOLO	100	100	1000	100	100	533'776.25	780'505.63	1'314'281.88	135'154.73	198'491.64	333'646.37
SERIE 1000m AD CIMA anno	SERIE	TOTALE	150	50	1000	150	200	800'699.44	265'827.06	1'066'526.50	200'063.93	68'141.73	268'205.65
SERIE 1000m AD NEW anno	SERIE	SINGOLO	150	50	1000	150	50	800'705.94	826'139.44	1'626'845.38	200'061.96	219'563.29	419'625.25
SERIE 1000m AD INV CIMA anno	SERIE	TOTALE	50	150	1000	50	200	266'916.91	799'919.63	1'066'836.54	68'280.71	200'019.54	268'300.25
SERIE 1000m AD INV NEW anno	SERIE	SINGOLO	50	150	1000	50	150	266'927.69	911'314.88	1'178'242.57	68'293.56	227'711.94	296'005.50

R = 4													
nome simulazione	schema vasche	approccio	area bacini			portata limite		volumi cumulati			inquinanti cumulati SF1		
			A [ha]	B [ha]	L [m]	Qu ₁ [l/s]	Qu ₂ [l/s]	out1 [m ³]	out2 [m ³]	out tot [m ³]	out1 [kg]	out2 [kg]	out tot [kg]
PARALLELO AU anno	PARALLELO		100	100		140	140	460'908.28	460'908.28	921'816.56	116'321.43	116'321.43	232'642.86
PARALLELO AD anno	PARALLELO		150	50						0.00			0.00
PARALLELO AD INV anno	PARALLELO		50	150						0.00			0.00
UNICA 100m AU anno	UNICA		100	100	100					0.00			0.00
UNICA 100m AD anno	UNICA		150	50	100					0.00			0.00
UNICA 100m AD INV anno	UNICA		50	150	100					0.00			0.00
UNICA 1000m AU anno	UNICA		100	100	1000					0.00			0.00
UNICA 1000m AD anno	UNICA		150	50	1000					0.00			0.00
UNICA 1000m AD INV anno	UNICA		50	150	1000					0.00			0.00
SERIE 100m AU CIMA anno	SERIE	TOTALE	100	100	100					0.00			0.00
SERIE 100m AU NEW anno	SERIE	SINGOLO	100	100	100	140	140	460'846.06	762'335.81	1'223'181.87	116'446.05	192'800.07	309'246.12
SERIE 100m AD CIMA anno	SERIE	TOTALE	150	50	100					0.00			0.00
SERIE 100m AD NEW anno	SERIE	SINGOLO	150	50	100	210	70	691'322.19	883'711.88	1'575'034.07	172'040.91	232'224.69	404'265.60
SERIE 100m AD INV CIMA anno	SERIE	TOTALE	50	150	100					0.00			0.00
SERIE 100m AD INV NEW anno	SERIE	SINGOLO	50	150	100	70	210	230'450.42	820'392.81	1'050'843.23	58'993.60	205'523.70	264'517.30
SERIE 1000m AU CIMA anno	SERIE	TOTALE	100	100	1000					0.00			0.00
SERIE 1000m AU NEW anno	SERIE	SINGOLO	100	100	1000	140	140	460'846.56	760'189.94	1'221'036.50	116'444.60	192'171.18	308'615.78
SERIE 1000m AD CIMA anno	SERIE	TOTALE	150	50	1000					0.00			0.00
SERIE 1000m AD NEW anno	SERIE	SINGOLO	150	50	1000	210	70	691'321.00	881'776.50	1'573'097.50	172'050.09	232'151.66	404'201.75
SERIE 1000m AD INV CIMA anno	SERIE	TOTALE	50	150	1000					0.00			0.00
SERIE 1000m AD INV NEW anno	SERIE	SINGOLO	50	150	1000	70	210	230'450.44	819'279.75	1'049'730.19	58'993.78	205'172.33	264'166.11

Appendice A

						R = 5							
nome simulazione	schema vasche	approccio	area bacini			portata limite		volumi cumulati			inquinanti cumulati SF1		
			A [ha]	B [ha]	L [m]	Qu ₁ [l/s]	Qu ₂ [l/s]	out1 [m ³]	out2 [m ³]	out tot [m ³]	out1 [kg]	out2 [kg]	out tot [kg]
PARALLELO AU anno	PARALLELO		100	100		175	175	405'816.53	405'816.53	811'633.06	102'414.71	102'414.71	204'829.42
PARALLELO AD anno	PARALLELO		150	50		262.5	87.5	608'147.94	203'563.77	811'711.71	151'119.35	52'165.14	203'284.49
PARALLELO AD INV anno	PARALLELO		50	150		87.5	262.5	203'563.77	608'147.94	811'711.71	52'165.14	151'119.35	203'284.49
UNICA 100m AU anno	UNICA		100	100	100	350		811'530.75		811'530.75	205'647.74		205'647.74
UNICA 100m AD anno	UNICA		150	50	100	350		811'653.69		811'653.69	204'420.50		204'420.50
UNICA 100m AD INV anno	UNICA		50	150	100	350		811'629.50		811'629.50	204'678.60		204'678.60
UNICA 1000m AU anno	UNICA		100	100	1000	350		809'709.63		809'709.63	206'093.08		206'093.08
UNICA 1000m AD anno	UNICA		150	50	1000	350		809'934.90		809'934.90	205'058.04		205'058.04
UNICA 1000m AD INV anno	UNICA		50	150	1000	350		810'333.40		810'333.40	204'118.59		204'118.59
SERIE 100m AU CIMA anno	SERIE	TOTALE	100	100	100	175	350	405'763.25	405'810.31	811'573.56	102'560.31	103'697.95	206'258.26
SERIE 100m AU NEW anno	SERIE	SINGOLO	100	100	100	175	175	405'767.41	743'924.94	1'149'692.35	102'560.54	188'343.58	290'904.12
SERIE 100m AD CIMA anno	SERIE	TOTALE	150	50	100	262.5	350	608'756.44	202'821.05	811'577.49	151'268.72	51'689.68	202'958.40
SERIE 100m AD NEW anno	SERIE	SINGOLO	150	50	100	262.5	87.5	608'756.25	920'917.25	1'529'673.50	151'268.32	240'080.66	391'348.98
SERIE 100m AD INV CIMA anno	SERIE	TOTALE	50	150	100	87.5	350	202'903.42	608'727.63	811'631.05	52'031.53	152'035.07	204'066.60
SERIE 100m AD INV NEW anno	SERIE	SINGOLO	50	150	100	87.5	262.5	202'905.20	749'209.63	952'114.83	52'037.14	187'605.98	239'643.12
SERIE 1000m AU CIMA anno	SERIE	TOTALE	100	100	1000	175	350	405'759.16	404'342.41	810'101.57	102'561.60	103'325.95	205'887.55
SERIE 1000m AU NEW anno	SERIE	SINGOLO	100	100	1000	175	175	405'765.94	741'501.31	1'147'267.25	102'559.61	187'639.37	290'198.98
SERIE 1000m AD CIMA anno	SERIE	TOTALE	150	50	1000	262.5	350	608'939.44	200'620.42	809'559.86	151'357.53	51'299.03	202'656.56
SERIE 1000m AD NEW anno	SERIE	SINGOLO	150	50	1000	262.5	87.5	608'933.31	918'413.25	1'527'346.56	151'352.52	240'151.87	391'504.39
SERIE 1000m AD INV CIMA anno	SERIE	TOTALE	50	150	1000	87.5	350	202'905.55	607'772.06	810'677.61	52'037.24	151'749.47	203'786.71
SERIE 1000m AD INV NEW anno	SERIE	SINGOLO	50	150	1000	87.5	262.5	202'905.23	748'028.63	950'933.86	52'037.16	187'244.67	239'281.83