



UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI PADOVA

Dipartimento di Ingegneria Civile, Edile ed Ambientale

Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Civile

TESI DI LAUREA

**MODELLAZIONE IDROLOGICA
DEL BACINO IDROGRAFICO
DEL FIUME ASTICO**

Relatore: Ch.mo Prof. Ing. Andrea Rinaldo

Correlatore: Ing. Giulia Passadore

Laureando: Francesco Trentin

ANNO ACCADEMICO 2012-2013

Sommario

La tesi sviluppa un modello idrologico originale per la simulazione della formazione di eventi di piena per il bacino idrografico del fiume Astico chiuso a Ponte Pilo. Tale modello si prefigge di valutare i processi di trasformazione afflussi-deflussi in relazione alle caratteristiche geomorfologiche del terreno. Un modello idrologico di piena affidabile, legato alle caratteristiche morfologiche e fisiche di un sistema idrografico, è uno strumento determinante per la previsione di eventi di piena grazie alla capacità di predire il comportamento del sistema in diverse condizioni relative allo stato iniziale del bacino o modifiche d'uso del territorio e alle caratteristiche dell'evento meteorologico interessato. Lo sviluppo di modelli geomorfologici per la previsione e la prevenzione degli eventi di piena sta assumendo un ruolo di fondamentale rilevanza a causa dei recenti eventi alluvionali che hanno colpito il Veneto e che hanno fatto emergere i problemi relativi alla difesa idraulica del territorio e alla mitigazione del rischio idrogeologico.

Tra gli strumenti di indagine adoperati vi è, a partire da adatti modelli digitali del terreno, l'estrazione della rete idrografica del bacino come substrato per una formulazione del trasporto per tempi di residenza. Il modello geomorfologico utilizzato nel presente lavoro ha permesso quindi di determinare la risposta idrologica del bacino a partire dalle sue caratteristiche morfologiche.

Per verificare l'efficienza del modello implementato, si sono confrontate le portate modellate con le portate registrate in diversi eventi d'interesse. I risultati ottenuti evidenziano la corretta valutazione dei colmi, in termini di tempo e valore di portata, e della fase di recessione. I risultati mostrano inoltre che i volumi defluiti modellati sono dello stesso ordine di grandezza dei volumi defluiti registrati.

Indice

1	Il bacino idrografico del fiume Astico	1
1.1	Inquadramento territoriale	1
1.2	Inquadramento geomorfologico	4
1.2.1	Il settore intravallivo	6
1.2.2	Il settore di pianura	7
1.3	Censimento delle concessioni di derivazione	8
1.3.1	Schema idraulico del fiume Astico compreso tra la diga di Leda e Lugo di Vicenza	8
1.4	Bacino dell’Astico chiuso a Ponte Pilo	13
2	Analisi idrologica dei dati	17
2.1	Dati idrologici	17
2.2	Analisi delle portate a Ponte Pilo	24
2.3	Analisi dei dati per ogni singolo evento	32
2.3.1	Analisi dei dati dell’evento 2002	32
2.3.2	Analisi dei dati dell’evento 2003	34
2.3.3	Analisi dei dati dell’evento 2004	36
2.3.4	Analisi dei dati dell’evento 2007	38
2.3.5	Analisi dei dati dell’evento 2008	40
2.3.6	Analisi dei dati dell’evento 2009	42
2.3.7	Analisi dei dati dell’evento del maggio 2010	44
2.3.8	Analisi dei dati dell’evento del novembre-dicembre 2010	46
2.3.9	Analisi dei dati dell’evento del dicembre 2010	48

2.3.10	Analisi dei dati dell'evento 2011	48
3	Estrazione della rete idrografica	53
3.1	Analisi geomorfologica	53
3.1.1	Pit Removal	54
3.1.2	D8 Flow Directions	55
3.1.3	D8 Contributing Area	55
3.1.4	D_{∞} Flow Directions	56
3.1.5	D_{∞} Contributing Area	57
3.1.6	Grid Network	57
3.2	Individuazione dei siti canalizzati	58
3.2.1	Soglia sull'area drenata	62
3.2.2	Soglia sul prodotto fra area cumulata e quadrato della pendenza	64
3.3	Identificazione della rete di flusso e dei sottobacini	65
4	Tecniche d'interpolazione geostatistica	69
4.1	Il Kriging	70
4.1.1	Il Kriging nel campo omogeneo	72
4.1.2	Il Kriging nel campo non omogeneo	75
4.1.3	Distribuzione delle precipitazioni nello spazio e nel tempo	78
5	Modelli matematici	81
5.1	I modelli di risposta idrologica	81
5.1.1	Separazione dei contributi di deflusso	82
5.1.2	L'idrogramma unitario istantaneo	86
5.1.3	Il modello geomorfologico	87
6	Applicazione del modello di risposta idrologica al bacino del Fiume Astico	101
6.1	Estrazione della rete e suddivisione in sottobacini	102

6.2	Riassegnazione dei codici dei sottobacini	102
6.3	Determinazione dello spessore dello strato collaborante	104
6.4	Determinazione della conducibilità idraulica	111
6.5	Analisi dei dati pluviometrici	114
6.6	Analisi di sensibilità e calibrazione del modello	120
6.6.1	I Parametri	120
6.6.2	Parametri caratteristici di ogni sottobacino	123
6.6.3	Analisi di sensibilità	126
6.6.4	Calibrazione e validazione del modello	144
6.6.5	Valutazione della natura carsica del bacino del torrente Assa168	
6.6.6	Analisi dei risultati	186
	Conclusioni	193
	Bibliografia	195
	Appendice A	199

Elenco delle figure

1.1	<i>Bacino del fiume Astico chiuso a Bolzano Vicentino (Contratto di fiume per l'Astico-Tesina, 2011).</i>	2
1.2	<i>Schema idrogeologico dell'Alta e Media pianura veneta (Altissimo et al., 1999).</i>	5
1.3	<i>Inquadramento geografico della centrale idroelettrica di Bessè.</i>	9
1.4	<i>Schema idraulico della centrale idroelettrica di Bessè (Misure di portata del fiume Astico tra Meda e Bolzano Vicentino, 2010).</i> . . .	10
1.5	<i>Inquadramento geografico delle centrali di Rozzola e di Calvene.</i> . . .	10
1.6	<i>Schema idraulico delle centrali di Rozzola e di Calvene (Misure di portata del fiume Astico tra Meda e Bolzano Vicentino, 2010).</i> . . .	11
1.7	<i>Schema idraulico delle centrali di Maglio e di Serra (Misure di portata del fiume Astico tra Meda e Bolzano Vicentino, 2010).</i> . . .	12
1.8	<i>Inquadramento geografico delle centrali di Maglio e di Serra.</i>	12
1.9	<i>Rappresentazione del bacino dell'Astico chiuso a Ponte Pilo e delle sezioni di interesse.</i>	14
1.10	<i>Rappresentazione del bacino montano del fiume Astico suddiviso nei quattro macrobacini principali.</i>	15
2.1	<i>Stazioni di misura utilizzate per l'evento del novembre-dicembre 2002. Per tale evento il numero di stazioni utilizzate è pari a 20.</i> . . .	19
2.2	<i>Stazioni di misura utilizzate per gli eventi del novembre-dicembre 2003 e dell'ottobre-novembre 2004. Per tali eventi il numero di stazioni utilizzate è pari a 21.</i>	20

2.3	<i>Stazioni di misura utilizzate per gli eventi del novembre-dicembre 2007, del novembre 2008, dell'aprile-maggio 2009 e del marzo 2011. Per tali eventi il numero di stazioni utilizzate è pari a 18.</i>	21
2.4	<i>Stazioni di misura utilizzate per l'evento del maggio 2010, del novembre-dicembre 2010 e del dicembre 2010. Per tali eventi il numero di stazioni utilizzate è pari a 17.</i>	22
2.5	<i>Andamento delle portate a Ponte Pilo nei periodi 2002-2006 e 2007-2012. Per ciascun evento di piena considerato si sono segnati il mese in cui è avvenuto l'evento e il valore di picco raggiunto.</i>	25
2.6	<i>Curva di durata delle portate a Ponte Pilo per l'anno 2002.</i>	27
2.7	<i>Curva di durata delle portate a Ponte Pilo per l'anno 2003.</i>	27
2.8	<i>Curva di durata delle portate a Ponte Pilo per l'anno 2004.</i>	28
2.9	<i>Curva di durata delle portate a Ponte Pilo per l'anno 2005.</i>	28
2.10	<i>Curva di durata delle portate a Ponte Pilo per l'anno 2006.</i>	29
2.11	<i>Curva di durata delle portate a Ponte Pilo per l'anno 2007.</i>	29
2.12	<i>Curva di durata delle portate a Ponte Pilo per l'anno 2008.</i>	30
2.13	<i>Curva di durata delle portate a Ponte Pilo per l'anno 2009.</i>	30
2.14	<i>Curva di durata delle portate a Ponte Pilo per l'anno 2010.</i>	31
2.15	<i>Curva di durata delle portate a Ponte Pilo per l'anno 2011.</i>	31
2.16	<i>Evoluzione temporale delle precipitazioni medie sul bacino e andamento delle portate nelle stazioni di Ponte Pilo, Astico a Pedescala e Posina a Stancari durante l'evento del 2002.</i>	33
2.17	<i>Evoluzione temporale delle precipitazioni medie sul bacino e andamento delle portate nelle stazioni di Ponte Pilo, Astico a Pedescala e Posina a Stancari durante l'evento del 2003.</i>	35
2.18	<i>Evoluzione temporale delle precipitazioni medie sul bacino e andamento delle portate nelle stazioni di Ponte Pilo, Astico a Pedescala e Posina a Stancari durante l'evento del 2004.</i>	37
2.19	<i>Evoluzione temporale delle precipitazioni medie sul bacino e andamento delle portate nelle stazioni di Ponte Pilo, Astico a Pedescala e Posina a Stancari durante l'evento del 2007.</i>	39

2.20	<i>Evoluzione temporale delle precipitazioni medie sul bacino e andamento delle portate nelle stazioni di Ponte Pilo, Astico a Pedescala e Posina a Stancari durante l'evento del 2008.</i>	41
2.21	<i>Evoluzione temporale delle precipitazioni medie sul bacino e andamento delle portate nelle stazioni di Ponte Pilo, Astico a Pedescala e Posina a Stancari durante l'evento del 2009.</i>	43
2.22	<i>Evoluzione temporale delle precipitazioni medie sul bacino e andamento delle portate nelle stazioni di Ponte Pilo, Astico a Pedescala e Posina a Stancari durante l'evento del maggio 2010.</i>	45
2.23	<i>Evoluzione temporale delle precipitazioni medie sul bacino e andamento delle portate nelle stazioni di Ponte Pilo, Astico a Pedescala e Posina a Stancari durante l'evento del novembre-dicembre 2010.</i>	47
2.24	<i>Evoluzione temporale delle precipitazioni medie sul bacino e andamento delle portate nelle stazioni di Ponte Pilo, Astico a Pedescala e Posina a Stancari durante l'evento del dicembre 2010.</i>	49
2.25	<i>Evoluzione temporale delle precipitazioni medie sul bacino e andamento delle portate nelle stazioni di Ponte Pilo, Astico a Pedescala e Posina a Stancari durante l'evento del 2011.</i>	51
3.1	<i>Rappresentazione dello schema ad otto direzioni di drenaggio.</i>	55
3.2	<i>Rappresentazione dello schema ad infinite direzioni di drenaggio.</i>	56
3.3	<i>Estrazione della rete con un valore di treshold pari a 100.</i>	59
3.4	<i>Estrazione della rete con un valore di treshold pari a 800.</i>	59
3.5	<i>Estrazione della rete con un valore di treshold pari a 1200.</i>	60
3.6	<i>Estrazione della rete con un valore di treshold pari a 2200.</i>	60
3.7	<i>Estrazione della rete con un valore di treshold pari a 4000.</i>	61
3.8	<i>Estrazione della rete con un valore di treshold pari a 6000.</i>	61
5.1	<i>Schema del volume di controllo utilizzato nella formulazione del modello di separazione dei contributi di deflusso.</i>	85
5.2	<i>Schematizzazione della traiettoria di una particella di massa m.</i>	88

5.3	<i>Identificazione dei percorsi accessibili ad una particella d'acqua in un generico bacino idrografico.</i>	92
6.1	<i>Estrazione del reticolo idrografico: rete estratta con 53 sottobacini.</i>	103
6.2	<i>Confronto tra la rete estratta con densità di drenaggio pari a $0,308 \text{ km}^{-1}$ e l'idrografia di riferimento (da shapefile).</i>	104
6.3	<i>Rappresentazione dei sottobacini appartenenti al bacino dell'Astico.</i>	105
6.4	<i>Rappresentazione del bacino dell'Astico secondo le tre diverse tipologie di aree: aree concave, aree piatte e aree convesse.</i>	106
6.5	<i>Rappresentazione del bacino dell'Astico secondo le quattro diverse tipologie di aree: aree concave, aree piatte, aree convesse e aree impermeabili.</i>	107
6.6	<i>Rappresentazione delle curvature delle sole aree convesse A_{CD} del bacino dell'Astico. I valori segnati indicano il valore della curvatura media delle sole aree convesse A_{CD} in ciascun sottobacino. .</i>	109
6.7	<i>Rappresentazione della funzione lineare che lega lo spessore dello strato collaborante delle aree convesse Z_{CD} con la curvatura media delle aree convesse $Curv_{CD}$. Si è utilizzato per lo spessore dello strato collaborante un valore di input pari a $Z_r = 1000 \text{ mm}$. . . .</i>	110
6.8	<i>Rappresentazione delle diverse classi di tipo di suolo all'interno del bacino dell'Astico.</i>	112
6.9	<i>Distribuzione spaziale delle piogge cumulate: evento del 2002. . . .</i>	115
6.10	<i>Distribuzione spaziale delle piogge cumulate: evento del 2003. . . .</i>	115
6.11	<i>Distribuzione spaziale delle piogge cumulate: evento del 2004. . . .</i>	116
6.12	<i>Distribuzione spaziale delle piogge cumulate: evento del 2007. . . .</i>	116
6.13	<i>Distribuzione spaziale delle piogge cumulate: evento del 2008. . . .</i>	117
6.14	<i>Distribuzione spaziale delle piogge cumulate: evento del 2009. . . .</i>	117
6.15	<i>Distribuzione spaziale delle piogge cumulate: evento del maggio 2010.</i>	118
6.16	<i>Distribuzione spaziale delle piogge cumulate: evento del novembre-dicembre 2010.</i>	118

6.17	<i>Distribuzione spaziale delle piogge cumulate: evento del dicembre 2010.</i>	119
6.18	<i>Distribuzione spaziale delle piogge cumulate: evento del 2011.</i>	119
6.19	<i>Mappa tematica dell'uso del suolo del bacino del Fiume Astico.</i>	122
6.20	<i>Rappresentazione dei diversi valori di spessore collaborante. Il valore di partenza è $Z_r = 1000$ mm.</i>	124
6.21	<i>Rappresentazione dei diversi valori di conducibilità idraulica. Il valore di partenza è $K_c = 25$ mm/h.</i>	125
6.22	<i>Risposta idrologica del modello al variare di K_c (conducibilità idraulica a saturazione).</i>	127
6.23	<i>Portata superficiale al variare del parametro K_c (conducibilità idraulica a saturazione).</i>	127
6.24	<i>Portata subsuperficiale al variare del parametro K_c (conducibilità idraulica a saturazione).</i>	128
6.25	<i>Portata profonda al variare del parametro K_c (conducibilità idraulica a saturazione).</i>	128
6.26	<i>Risposta idrologica del modello al variare del parametro Z_r (spessore di suolo collaborante).</i>	130
6.27	<i>Portata superficiale al variare del parametro Z_r (spessore di suolo collaborante).</i>	130
6.28	<i>Portata subsuperficiale al variare del parametro Z_r (spessore di suolo collaborante).</i>	131
6.29	<i>Risposta idrologica del modello al variare del parametro a (celerità di propagazione dell'onda).</i>	133
6.30	<i>Risposta idrologica del modello al variare del parametro α (coefficiente di ripartizione tra i percorsi subsuperficiali e profondi).</i>	133
6.31	<i>Risposta idrologica del modello al variare del parametro c (esponente di Clapp-Hornberger).</i>	134
6.32	<i>Portata superficiale al variare del parametro c (esponente di Clapp-Hornberger).</i>	134

6.33	<i>Portata subsuperficiale al variare del parametro c (esponente di Clapp-Hornberger).</i>	135
6.34	<i>Portata profonda al variare del parametro c (esponente di Clapp-Hornberger).</i>	135
6.35	<i>Risposta idrologica del modello al variare dell'esponente b che lega le aree sature al contenuto d'acqua.</i>	137
6.36	<i>Portata superficiale al variare dell'esponente b che lega le aree sature al contenuto d'acqua.</i>	137
6.37	<i>Risposta idrologica del modello al variare del parametro s_0 (contenuto d'acqua medio del suolo all'inizio dell'evento di precipitazione).</i>	138
6.38	<i>Risposta idrologica del modello al variare del parametro t_{urb} (tempo medio di residenza urbano).</i>	140
6.39	<i>Portata superficiale al variare del parametro t_{urb} (tempo medio di residenza urbano).</i>	140
6.40	<i>Risposta idrologica del modello al variare del parametro t_{sup} (tempo medio di residenza superficiale).</i>	141
6.41	<i>Portata superficiale al variare del parametro t_{sup} (tempo medio di residenza superficiale).</i>	141
6.42	<i>Risposta idrologica del modello al variare del parametro t_{sub} (tempo medio di residenza subsuperficiale).</i>	142
6.43	<i>Portata subsuperficiale al variare del parametro t_{sub} (tempo medio di residenza subsuperficiale).</i>	142
6.44	<i>Risposta idrologica del modello al variare del parametro t_{prof} (tempo medio di residenza profondo).</i>	143
6.45	<i>Portata profonda al variare del parametro t_{prof} (tempo medio di residenza profondo).</i>	143
6.46	<i>Contributi cumulati di deflusso urbano, superficiale, sub-superficiale e profondo alla portata durante l'evento del dicembre 2010.</i>	148
6.47	<i>Contributi di deflusso urbano, superficiale, sub-superficiale e profondo alla portata durante l'evento del dicembre 2010.</i>	148

6.48	<i>Evoluzione temporale delle precipitazioni medie sul bacino e della portata (osservata e modellata) alla sezione di Ponte Pilo durante l'evento del dicembre 2010.</i>	149
6.49	<i>Contributi cumulati di deflusso urbano, superficiale, sub-superficiale e profondo alla portata alla sezione di Ponte Pilo durante l'evento del 2003.</i>	150
6.50	<i>Contributi di deflusso urbano, superficiale, sub-superficiale e profondo alla portata alla sezione di Ponte Pilo durante l'evento del 2003.</i>	150
6.51	<i>Evoluzione temporale delle precipitazioni medie sul bacino e della portata (osservata e modellata) alla sezione di Ponte Pilo durante l'evento del 2003.</i>	151
6.52	<i>Contributi cumulati di deflusso urbano, superficiale, sub-superficiale e profondo alla portata durante l'evento del 2007.</i>	152
6.53	<i>Contributi di deflusso urbano, superficiale, sub-superficiale e profondo alla portata durante l'evento del 2007.</i>	152
6.54	<i>Evoluzione temporale delle precipitazioni medie sul bacino e della portata (osservata e modellata) alla sezione di Ponte Pilo durante l'evento del 2007.</i>	153
6.55	<i>Contributi cumulati di deflusso urbano, superficiale, sub-superficiale e profondo alla portata durante l'evento del 2008.</i>	154
6.56	<i>Contributi di deflusso urbano, superficiale, sub-superficiale e profondo alla portata durante l'evento del 2008.</i>	154
6.57	<i>Evoluzione temporale delle precipitazioni medie sul bacino e della portata (osservata e modellata) alla sezione di Ponte Pilo durante l'evento del 2008.</i>	155
6.58	<i>Contributi cumulati di deflusso urbano, superficiale, sub-superficiale e profondo alla portata durante l'evento del 2009.</i>	156
6.59	<i>Contributi di deflusso urbano, superficiale, sub-superficiale e profondo alla portata durante l'evento del 2009.</i>	156

6.60	<i>Evoluzione temporale delle precipitazioni medie sul bacino e della portata (osservata e modellata) alla sezione di Ponte Pilo durante l'evento del 2009.</i>	157
6.61	<i>Contributi cumulati di deflusso urbano, superficiale, sub-superficiale e profondo alla portata durante l'evento del 2002.</i>	158
6.62	<i>Contributi di deflusso urbano, superficiale, sub-superficiale e profondo alla portata durante l'evento del 2002.</i>	158
6.63	<i>Evoluzione temporale delle precipitazioni medie sul bacino e della portata (osservata e modellata) alla sezione di Ponte Pilo durante l'evento del 2002.</i>	159
6.64	<i>Contributi cumulati di deflusso urbano, superficiale, sub-superficiale e profondo alla portata durante l'evento del 2004.</i>	160
6.65	<i>Contributi di deflusso urbano, superficiale, sub-superficiale e profondo alla portata durante l'evento del 2004.</i>	160
6.66	<i>Evoluzione temporale delle precipitazioni medie sul bacino e della portata (osservata e modellata) alla sezione di Ponte Pilo durante l'evento del 2004.</i>	161
6.67	<i>Contributi cumulati di deflusso urbano, superficiale, sub-superficiale e profondo alla portata durante l'evento del maggio 2010.</i>	162
6.68	<i>Contributi di deflusso urbano, superficiale, sub-superficiale e profondo alla portata durante l'evento del maggio 2010.</i>	162
6.69	<i>Evoluzione temporale delle precipitazioni medie sul bacino e della portata (osservata e modellata) alla sezione di Ponte Pilo durante l'evento del maggio 2010.</i>	163
6.70	<i>Contributi cumulati di deflusso urbano, superficiale, sub-superficiale e profondo alla portata durante l'evento del novembre-dicembre 2010.</i>	164
6.71	<i>Contributi di deflusso urbano, superficiale, sub-superficiale e profondo alla portata durante l'evento del novembre-dicembre 2010.</i>	164
6.72	<i>Evoluzione temporale delle precipitazioni medie sul bacino e della portata (osservata e modellata) alla sezione di Ponte Pilo durante l'evento del novembre-dicembre 2010.</i>	165

6.73	<i>Contributi cumulati di deflusso urbano, superficiale, sub-superficiale e profondo alla portata durante l'evento del 2011.</i>	166
6.74	<i>Contributi di deflusso urbano, superficiale, sub-superficiale e profondo alla portata durante l'evento del 2011.</i>	166
6.75	<i>Evoluzione temporale delle precipitazioni medie sul bacino e della portata (osservata e modellata) alla sezione di Ponte Pilo durante l'evento del 2011.</i>	167
6.76	<i>Contributi cumulati di deflusso urbano, superficiale, sub-superficiale e profondo alla portata durante l'evento del dicembre 2010.</i>	170
6.77	<i>Contributi cumulati di deflusso urbano, superficiale, sub-superficiale e profondo alla portata durante l'evento del dicembre 2010 considerando l'effetto delle zone carsiche.</i>	170
6.78	<i>Contributi cumulati di deflusso urbano, superficiale, sub-superficiale e profondo alla portata durante l'evento del 2003.</i>	171
6.79	<i>Contributi cumulati di deflusso urbano, superficiale, sub-superficiale e profondo alla portata durante l'evento del 2003 considerando l'effetto delle zone carsiche.</i>	171
6.80	<i>Contributi cumulati di deflusso urbano, superficiale, sub-superficiale e profondo alla portata durante l'evento del 2007.</i>	172
6.81	<i>Contributi cumulati di deflusso urbano, superficiale, sub-superficiale e profondo alla portata durante l'evento del 2007 considerando l'effetto delle zone carsiche.</i>	172
6.82	<i>Contributi cumulati di deflusso urbano, superficiale, sub-superficiale e profondo alla portata durante l'evento del 2008.</i>	173
6.83	<i>Contributi cumulati di deflusso urbano, superficiale, sub-superficiale e profondo alla portata durante l'evento del 2008 considerando l'effetto delle zone carsiche.</i>	173
6.84	<i>Contributi cumulati di deflusso urbano, superficiale, sub-superficiale e profondo alla portata durante l'evento del 2009.</i>	174

- 6.85 *Contributi cumulati di deflusso urbano, superficiale, sub-superficiale e profondo alla portata durante l'evento del 2009 considerando l'effetto delle zone carsiche. 174*
- 6.86 *Contributi cumulati di deflusso urbano, superficiale, sub-superficiale e profondo alla portata durante l'evento del 2002 con il set di parametri originale [$s_0 = 0,01$; $h_{prof} = 10$ mm; $t_{prof} = 350$ h]. . . 177*
- 6.87 *Contributi cumulati di deflusso urbano, superficiale, sub-superficiale e profondo alla portata durante l'evento del 2002 con il set di parametri modificato [$s_0 = 0,01$; $h_{prof} = 2$ mm; $t_{prof} = 900$ h]. . . 177*
- 6.88 *Contributi cumulati di deflusso urbano, superficiale, sub-superficiale e profondo alla portata durante l'evento del 2004 con il set di parametri originale [$s_0 = 0,15$; $h_{prof} = 10$ mm; $t_{prof} = 350$ h]. . . 178*
- 6.89 *Contributi cumulati di deflusso urbano, superficiale, sub-superficiale e profondo alla portata durante l'evento del 2004 con il set di parametri modificato [$s_0 = 0,25$; $h_{prof} = 2$ mm; $t_{prof} = 900$ h]. . . 178*
- 6.90 *Contributi cumulati di deflusso urbano, superficiale, sub-superficiale e profondo alla portata durante l'evento del maggio 2010 con il set di parametri originale [$s_0 = 0,1$; $h_{prof} = 10$ mm; $t_{prof} = 350$ h]. . . 179*
- 6.91 *Contributi cumulati di deflusso urbano, superficiale, sub-superficiale e profondo alla portata durante l'evento del maggio 2010 con il set di parametri modificato [$s_0 = 0,1$; $h_{prof} = 2$ mm; $t_{prof} = 900$ h]. . . 179*
- 6.92 *Contributi cumulati di deflusso urbano, superficiale, sub-superficiale e profondo alla portata durante l'evento del novembre 2010 con il set di parametri originale [$s_0 = 0,25$; $h_{prof} = 10$ mm; $t_{prof} = 350$ h]. 180*
- 6.93 *Contributi cumulati di deflusso urbano, superficiale, sub-superficiale e profondo alla portata durante l'evento del novembre 2010 con il set di parametri modificato [$s_0 = 0,25$; $h_{prof} = 2$ mm; $t_{prof} = 900$ h]. 180*

6.94	<i>Contributi cumulati di deflusso urbano, superficiale, sub-superficiale e profondo alla portata durante l'evento del 2011 con il set di parametri originale [$s_0 = 0,45$; $h_{prof} = 10$ mm; $t_{prof} = 350$ h]. . .</i>	181
6.95	<i>Contributi cumulati di deflusso urbano, superficiale, sub-superficiale e profondo alla portata durante l'evento del 2011 con il set di parametri modificato [$s_0 = 0,3$; $h_{prof} = 5$ mm; $t_{prof} = 900$ h]. . .</i>	181
6.96	<i>Contributi cumulati di deflusso urbano, superficiale, sub-superficiale e profondo alla portata durante l'evento del dicembre 2010 con il set di parametri modificato.</i>	183
6.97	<i>Contributi cumulati di deflusso urbano, superficiale, sub-superficiale e profondo alla portata durante l'evento del 2003 con il set di parametri modificato.</i>	183
6.98	<i>Contributi cumulati di deflusso urbano, superficiale, sub-superficiale e profondo alla portata durante l'evento del 2007 con il set di parametri modificato.</i>	184
6.99	<i>Contributi cumulati di deflusso urbano, superficiale, sub-superficiale e profondo alla portata durante l'evento del 2008 con il set di parametri modificato.</i>	184
6.100	<i>Contributi cumulati di deflusso urbano, superficiale, sub-superficiale e profondo alla portata durante l'evento del 2009 con il set di parametri modificato.</i>	185

Elenco delle tabelle

1.1	<i>Aree e percentuali relative dei quattro macrobacini.</i>	15
2.1	<i>Eventi considerati nel presente studio e dati utilizzati.</i>	18
2.2	<i>Coordinate Gauss Boaga e quota altimetrica delle stazioni utilizzate.</i>	23
2.3	<i>Volumi defluiti e percentuali relative nelle diverse sezioni durante l'evento del 2002.</i>	34
2.4	<i>Volumi defluiti e percentuali relative nelle diverse sezioni durante l'evento del 2003.</i>	36
2.5	<i>Volumi defluiti e percentuali relative nelle diverse sezioni durante l'evento del 2004.</i>	38
2.6	<i>Volumi defluiti e percentuali relative nelle diverse sezioni durante l'evento del 2007.</i>	40
2.7	<i>Volumi defluiti e percentuali relative nelle diverse sezioni durante l'evento del 2008.</i>	42
2.8	<i>Volumi defluiti e percentuali relative nelle diverse sezioni durante l'evento del 2009.</i>	44
2.9	<i>Volumi defluiti e percentuali relative nelle diverse sezioni durante l'evento maggio 2010.</i>	46
2.10	<i>Volumi defluiti e percentuali relative nelle diverse sezioni durante l'evento del novembre-dicembre 2010.</i>	48
2.11	<i>Volumi defluiti e percentuali relative nelle diverse sezioni durante l'evento del dicembre 2010.</i>	50

2.12	<i>Volumi defluiti e percentuali relative nelle diverse sezioni durante l'evento del 2011.</i>	50
3.1	<i>Valori della lunghezza totale della rete e della densità di drenaggio per ciascun valore di soglia.</i>	62
6.1	<i>Superfici e relative percentuali delle quattro diverse tipologie di aree del bacino del Fiume Astico: aree concave, aree piatte, aree convesse e aree impermeabili.</i>	108
6.2	<i>Spessore dello strato collaborante delle quattro diverse tipologie di aree del bacino del Fiume Astico: aree concave, aree piatte, aree convesse e aree impermeabili.</i>	111
6.3	<i>Valori di area, percentuale relativa e conducibilità idraulica per ciascuna classe di tipo di suolo.</i>	113
6.4	<i>Aree e relative percentuali di uso del suolo nel bacino montano del Fiume Astico.</i>	122
6.5	<i>Set di parametri ottenuti dalla calibrazione sulla base dell'evento del dicembre 2010.</i>	145
6.6	<i>Condizioni iniziali di contenuto d'acqua nel suolo s_0 per i diversi eventi.</i>	145
6.7	<i>Condizioni iniziali di contenuto d'acqua nel suolo s_0 per i diversi eventi.</i>	146
6.8	<i>Condizioni iniziali di contenuto d'acqua nel suolo s_0 per i diversi eventi considerando una diversa conducibilità idraulica nelle zone carsiche.</i>	168
6.9	<i>Valori di contenuto d'acqua nel suolo s_0, livello iniziale nel serbatoio profondo h_{prof} e tempo medio di residenza profondo t_{prof} per gli eventi del 2002, del 2004, del maggio 2010, del novembre-dicembre 2010 e del 2011.</i>	175
6.10	<i>Valori di contenuto d'acqua nel suolo s_0, livello iniziale nel serbatoio profondo h_{prof} e tempo medio di residenza profondo t_{prof} per i diversi eventi.</i>	182

6.11	<i>Valori dei volumi defluiti e dei picchi di piena con relativi errori nei diversi casi trattati durante l'evento del dicembre 2010.</i>	187
6.12	<i>Valori dei volumi defluiti e dei picchi di piena con relativi errori nei diversi casi trattati durante l'evento del 2003.</i>	187
6.13	<i>Valori dei volumi defluiti e dei picchi di piena con relativi errori nei diversi casi trattati durante l'evento del 2007.</i>	187
6.14	<i>Valori dei volumi defluiti e dei picchi di piena con relativi errori nei diversi casi trattati durante l'evento del 2008.</i>	188
6.15	<i>Valori dei volumi defluiti e dei picchi di piena con relativi errori nei diversi casi trattati durante l'evento del 2009.</i>	188
6.16	<i>Valori dei volumi defluiti e dei picchi di piena con relativi errori nei diversi casi trattati durante l'evento del 2002.</i>	189
6.17	<i>Valori dei volumi defluiti e dei picchi di piena con relativi errori nei diversi casi trattati durante l'evento del 2004.</i>	190
6.18	<i>Valori dei volumi defluiti e dei picchi di piena con relativi errori nei diversi casi trattati durante l'evento del maggio 2010.</i>	190
6.19	<i>Valori dei volumi defluiti e dei picchi di piena con relativi errori nei diversi casi trattati durante l'evento del novembre-dicembre 2010.</i>	190
6.20	<i>Valori dei volumi defluiti e dei picchi di piena con relativi errori nei diversi casi trattati durante l'evento del 2011.</i>	191

Capitolo 1

Il bacino idrografico del fiume Astico

1.1 Inquadramento territoriale

Il fiume Astico nasce nel territorio comunale di Folgaria, nella provincia autonoma di Trento, ad una quota di 1441 m *s.l.m.m.* fra il Monte Sommo Alto ed il Monte Plaut. Il suo bacino imbrifero con chiusura a Bolzano Vicentino ricopre una superficie complessiva di circa 740 km^2 compresi in buona parte all'interno della Provincia di Vicenza e in misura minore in quella Autonoma di Trento.

Nel suo tratto iniziale si dirige per circa 7 *km* verso Nord e Nord-Est sino alle Buse, presso Lavarone. Da qui volge il suo corso verso Sud-Est passando da Lastebasse e Casotto, ricevendo sulla destra i torrenti Val Civetta, Val Roa e Val Longa, che scendono dal versante settentrionale del massiccio di Campomolon, ed in sinistra il Rio Torto che scende dall'Altipiano di Lavarone. In località Casotto il corso d'acqua riceve il contributo del torrente Torra che scende dal Basson di Sopra e, dirigendosi verso Sud, discende a Pedescala, dopo aver ricevuto in destra il torrente Valpegara e in sinistra i torrenti Val dei Mori e Val Rigoglioso. A Pedescala confluisce in sinistra l'importante torrente Assa che raccoglie i contributi di un vasto bacino imbrifero. Il Torrente Assa nasce a Passo Vezzena

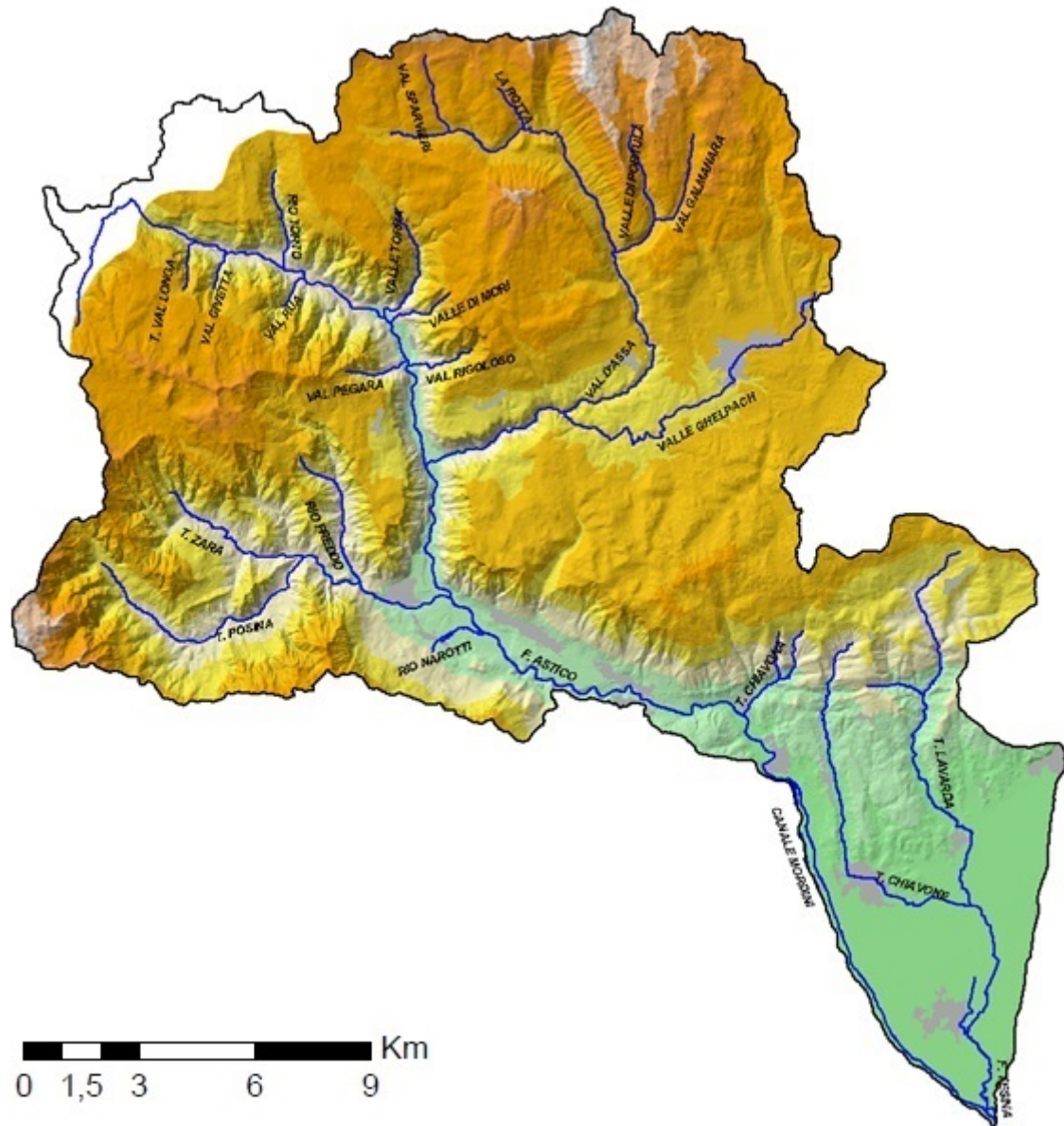


Figura 1.1: *Bacino del fiume Astico chiuso a Bolzano Vicentino (Contratto di fiume per l'Astico-Tesina, 2011).*

a quota 1400 m *s.l.m.m.*, scende con direzione ponente-levante fino a Ghertele da dove piega a Sud fino a Roana; esso riceve le acque dell'Altopiano dei Sette Comuni. Nel primo tratto il Torrente Assa riceve, in sinistra, i contributi dei torrenti Val Sparvieri e Val La Rotta che scendono dai massicci del Vezzena e del Manderiolo. I torrenti tributari di destra convogliano le acque delle pendici settentrionali del Verena. Prima di Roana confluisce alla Val d'Assa il torrente Portule, che col suo affluente Galmarara scarica le acque dei versanti meridionali del Monte Pallone e Cima Dodici. A valle di Roana il torrente, profondamente incassato, piega ancora con ampia curva in direzione Sud-Ovest e riceve, in sinistra, il Ghelpach, il quale proviene dalle pendici del Monte Longara e del Monte Nos e passa da Gallio ad Asiago. Dopo Pedescala, l'Astico procede il suo corso in direzione meridiana sino a Seghe di Velo, dove le sue portate si arricchiscono dei contributi idrici del Posina, importante affluente che scende col nome iniziale di Val del Lovo dal Monte Borcoletta, riceve a sua volta gli affluenti Zara e Rio Freddo in sinistra, ed attraversa la cittadina di Arsiero prima di scaricarsi nel fiume principale. Da Seghe di Velo l'Astico, con direzione Nord-Ovest, Sud-Est passa per Meda e si dirige con sviluppo tortuoso verso il suo sbocco in pianura passando da Piovene Rocchette, Caltrano, Calvene e Lugo. In questo tratto l'Astico, riceve in destra il Rivo Narotti ed in sinistra la Val Chiavona. In località Lupia l'Astico riceve in sinistra il fiume Tesina e assume il nome dell'affluente. Il Tesina è un corso di risorgiva originato ed alimentato da polle perenni che sgorgano a monte di Sandrigo. Esso scende da quest'ultima località in direzione da Nord a Sud e riceve gli apporti dei Torrenti Laverda e Chiavone che recapitano acque montane dei massicci del Monte Bertiaga e del Monte Frolla. Dopo la confluenza con l'Astico il Tesina prosegue in direzione sud fino ad immettersi in sinistra del fiume Bacchiglione. Dalla sorgente a Sarcedo (Alto-Medio Astico), il fiume Astico attraversa i confini amministrativi di svariati comuni, in successione: Folgaria, Lavarone (entrambi in Trentino), Lastebasse, Pedemonte, Valdastico, Cogollo del Cengio, Velo d'Astico, Piovene Rocchette, Caltrano, Chiuppano, Calvene, Lugo di Vicenza, Zugliano, Fara Vicentina, Sarcedo e Breganze (tutti in provincia di Vicenza).

1.2 Inquadramento geomorfologico

Da un punto di vista morfologico l'Astico assume caratteristiche diverse lungo il proprio percorso, in funzione delle caratteristiche del territorio. Nella parte alta, da Lastebasse a Pedescala il fiume ha caratteristiche tipiche di un torrente alpino con un alveo largo e in alcuni tratti piuttosto sinuoso che può dividersi in rami in cui permane comunque un filone principale di corrente; in questo tratto la pendenza media risulta essere mediamente marcata, con abbondanza di substrati grossolani, dagli accumuli di ciottoli e ghiaia della parte più bassa, alla presenza, a tratti massiccia, di sassi e grandi massi, abbondanti nella parte più alta. In prossimità di Arsiero, in concomitanza con l'uscita dalla Val d'Astico, il corso d'acqua tende ad assumere caratteristiche leggermente diverse con un alveo più largo e una pendenza media leggermente inferiore al tratto superiore; qui il substrato dominante è a granulometria intermedia con abbondanza di ciottoli e sassi, caratteristica che permane per tutto il tratto che si estende fino a Lugo. Dopo la confluenza con il Tesina il corso d'acqua cambia rapidamente aspetto assumendo una morfologia tipica del fiume di pianura, con scarsa pendenza, lunghi tratti a flusso uniforme e predominanza di substrato sottile con abbondanza di sabbia e ghiaia. Dal punto di vista geologico nella prima parte del suo percorso il fiume Astico presenta un ambiente prettamente alpino/dolomitico per poi giungere in una zona caratterizzata da sedimenti alluvionali e ghiaie di varia natura. Il tratto Trentino/Alto Veneto si ritrova incuneato in una valle alpina ed è costituito principalmente da calcari e dolomie incarsiti. Varie sorgenti affiorano ai piedi del rilievo carsico; il fiume Astico è inoltre interessato parzialmente dall'acquifero carsico dell'Altopiano dei Sette Comuni, il quale risulta formato da rocce dolomitiche e calcaree. La parte del torrente da Seghe di Arsiero verso valle, invece, è caratterizzata da una litologia più tipica della pianura veneta, con la presenza di depositi alluvionali e morenici di pezzatura ghiaiosa e ciottolosa. In quest'area il sottosuolo contiene abbondantissime risorse idriche di buona qualità, appartenenti al grande sistema idrogeologico della Pianura Veneta (alta e media pianura). Dal punto di visto idrogeologico, le alluvioni ghiaiose del fiume

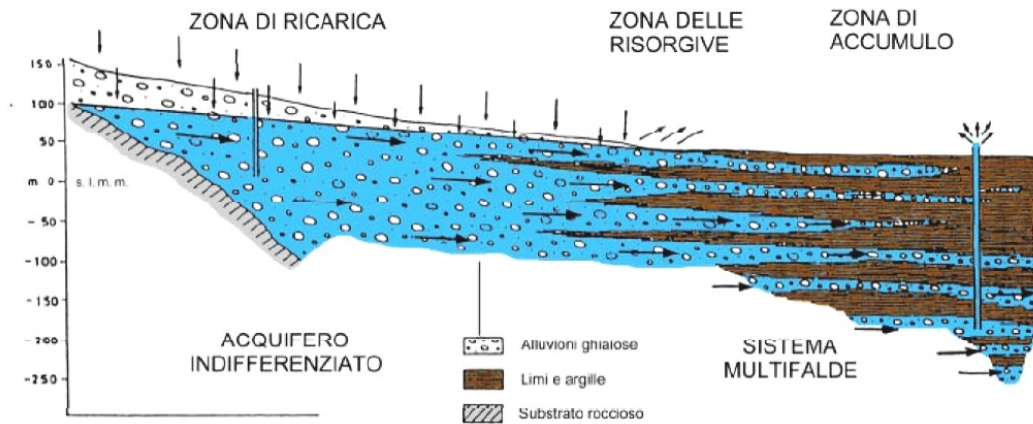


Figura 1.2: *Schema idrogeologico dell'Alta e Media pianura veneta (Altissimo et al., 1999).*

Astico, insieme a quelle di Leogra e Brenta costituiscono un potente serbatoio ad elevata permeabilità dove alloggia un'abbondante falda di tipo freatico a nord, e ricche falde in pressione a sud. È inoltre presente, al limite tra alta e media pianura (vedi figura 1.2), un'importante risorgiva, determinata dall'affioramento della falda freatica, che crea una serie di attive polle nelle zone di Dueville, Sandrigo, Caldogeno (fascia delle risorgive).

L'origine della conformazione fisica del territorio con la formazione della Val d'Astico va individuata nei complessi processi geomorfologici avvenuti nel corso dell'ultima era glaciale. Osservando in generale l'andamento della rete idrografica nei rilievi che si affacciano nell'Alta Pianura Vicentina, appare evidente il rapporto di stretta interdipendenza che esiste tra i lineamenti tettonici principali e lo sviluppo delle valli che ospitano i corsi d'acqua più importanti. Questo tipo di correlazione, particolarmente chiara nel caso dell'Astico che scorre nel tratto vallivo studiato, esiste anche nella pianura dove lo stesso corso d'acqua, libero di defluire, è stato attratto dalle linee di massima pendenza generate dalle dislocazioni e deformazioni tettoniche. La Val d'Astico risulta infatti intensamente modellata dall'azione dei ghiacciai come manifesta sia la morfologia della valle caratterizzata da fianchi ripidi raccordanti un fondo largo e pianeggiante

alluvionale (valle a U) e sia i numerosi apparati morenici presenti. I rapporti tra corso d'acqua e falda sono spesso caratterizzati in pianura e soprattutto nel tratto intravallivo da un complicato equilibrio idrodinamico, dove processi di dispersione si alternano e, a volte, si sovrappongono a processi di ricarica. Nel tratto intravallivo l'Astico presenta comportamenti ambivalenti legati ai diversi domini idrogeologici attraversati. Nel suo deflusso verso valle il Torrente Astico attraversa due diversi domini idrogeologici:

- il settore intravallivo dalla diga di Leda a Breganze, dominato da rilievi dolomitici-calcarei e calcareo-marnosi dell'era mesozoica e da rocce sedimentarie e vulcaniche dell'era terziaria ricoperti nel fondovalle da depositi gravitativi di versante, depositi fluvio-glaciali e fluviali quaternari;
- il settore di pianura da Breganze fino alla linea delle risorgive, caratterizzato da depositi alluvionali quaternari.

1.2.1 Il settore intravallivo

La circolazione idrica sotterranea dell'intero sistema idrogeologico intravallivo è caratterizzata dallo stretto rapporto di dipendenza esistente tra il fiume e la falda freatica di fondovalle. In questa zona la circolazione idrica sotterranea si concentra lungo le lenti di materiale di granulometria più grossolana (sabbie e ghiaie) caratterizzate da una maggiore permeabilità. In tutto il tratto intravallivo l'Astico riceve una notevole alimentazione a carattere discontinuo e puntuale soprattutto a ridosso dell'altopiano di Asiago. L'Astico a sua volta disperde parte della propria portata ogni qualvolta incontra delle formazioni permeabili il cui livello di saturazione è inferiore al livello idrometrico del fiume. Il settore intravallivo dalla diga di Leda a Caltrano è caratterizzato da ripidi rilievi costituiti da calcari e dolomie a bassa porosità e ad elevata permeabilità che favoriscono il deflusso sotterraneo. Ne deriva la quasi assenza di fenomeni erosivi superficiali poiché l'acqua defluisce per vie sotterranee. Da Piovene a Caltrano il versante sinistro della valle viene a mancare e l'Astico scorre ancora più a est in una

profonda gola. In questo tratto d'alveo sono prevalenti i processi di dispersione causati dalla natura molto permeabile dei depositi attraversati e dalla presenza del paleoalveo dell'Astico, il quale costituisce un'asse privilegiato di drenaggio. Il tratto successivo da Caltrano fino a Calvene è costituito invece da rocce cretacee, intercalate da formazioni argillose e marnose. Il tratto terminale fino a Breganze-Sarcedo si sviluppa infine all'interno di basse colline di litologia principalmente vulcanica, costituite da basalti di colata, da calcari e da depositi alluvionali più recenti. In tutto il settore intravallivo i depositi recenti dell'alveo e delle zone di esondazione dell'Astico sono costituiti da materiali sciolti poco addensati in prevalenza granulari grossolani: si tratta di ghiaie, ciottoli e blocchi con scarsa matrice sabbiosa.

1.2.2 Il settore di pianura

In prossimità di Breganze il fiume Astico inizia a scorrere nell'Alta Pianura Vicentina, dominio dell'acquifero indifferenziato. Dal punto di vista idrogeologico l'area di pianura in cui scorre il fiume Astico appartiene all'importante zona definita di ricarica degli acquiferi. Quest'area è composta da grandi volumi di materiali ghiaiosi alluvionali, molto permeabili ($K=10^{-3}-10^{-4}$ m/s), i quali costituiscono il serbatoio delle acque sotterranee. Più a sud, l'acquifero si differenzia in una struttura a più orizzonti sovrapposti consentendo l'esistenza di un sistema artesiano multifalda. La presenza di questa serie di falde sovrastanti può essere interpretata come il prolungamento a più livelli della grande falda indifferenziata esistente a monte. Il limite fra i due assetti idrogeologici (che coincide con il confine meridionale del territorio esaminato) è determinato approssimativamente dalla fascia delle risorgive. Il fenomeno che dà luogo all'allineamento di queste risorgive è dovuto alla rastremazione progressiva e all'esaurimento delle ghiaie del livello più superficiale; questi livelli, una volta sostituiti alle ghiaie, costringono la falda libera ad emergere nei punti topograficamente più depressi, originando appunto le risorgive. Queste tipiche sorgenti di pianura, alimentate dalla falda freatica, interessano una fascia continua con andamento E-W.

1.3 Censimento delle concessioni di derivazione

Il fiume Astico è caratterizzato da una notevole complessità sia dal punto di vista idrologico sia per quanto concerne la presenza di numerose utilizzazioni in grado di modificarne sensibilmente il regime. È interessante quindi fornire un inquadramento generale delle derivazioni censite che ricadono lungo il tratto di fiume oggetto di studio. Nel seguito si riporta una descrizione dell'asta principale del fiume Astico con un dettaglio relativo alle interconnessioni del sistema idrologico naturale con la rete idraulica artificiale di utilizzazione della risorsa idrica. Si indicano in particolare le derivazioni/restituzioni presenti nel tratto di fiume Astico compreso tra la diga di Leda e Lugo di Vicenza e si riportano a livello grafico lo schema idraulico e un inquadramento geografico di ciascuna delle concessioni presenti.

1.3.1 Schema idraulico del fiume Astico compreso tra la diga di Leda e Lugo di Vicenza

Diga di Leda – Centrale Idroelettrica di Bessè

Circa un chilometro a monte del paese di Piovene Rocchette si trova la diga di Leda (figura 1.3). In fregio alla diga, in sponda destra, è ubicata l'opera di presa del canale di derivazione a servizio della centrale di Bessè (figura 1.4). La quota della soglia di derivazione è posta a 227 m *s.l.m.m.*; a 230 m *s.l.m.m.* è posta la quota di sfioro della diga alla quale corrisponde il valore massimo di derivazione pari a 10 m^3/s . La portata derivata e scaricata dalla Centrale viene stimata tramite la curva di produzione dell'impianto. Presso Ponte Pilo, circa 1,5 km a valle, si trova una stazione idrometrica di proprietà di Eusebio Energia (gestore della centrale idroelettrica sopracitata) atta al monitoraggio delle portate in condizioni di morbida o piena. Da Ponte Pilo l'Astico scorre per quasi 2 km fino alla località di Bessè, dove si trova lo scarico della omonima centrale idroelettrica alimentata dalla diga di Leda. Viene rilasciata in alveo la totalità dell'acqua derivata alla diga e utilizzata per la produzione di energia

elettrica alla centrale di Bessè, salvo quella che potrebbe giungere in Astico dal troppo pieno della vasca di carico, mediante un canale ubicato poco a monte del canale di scarico in caso di blocco delle macchine.

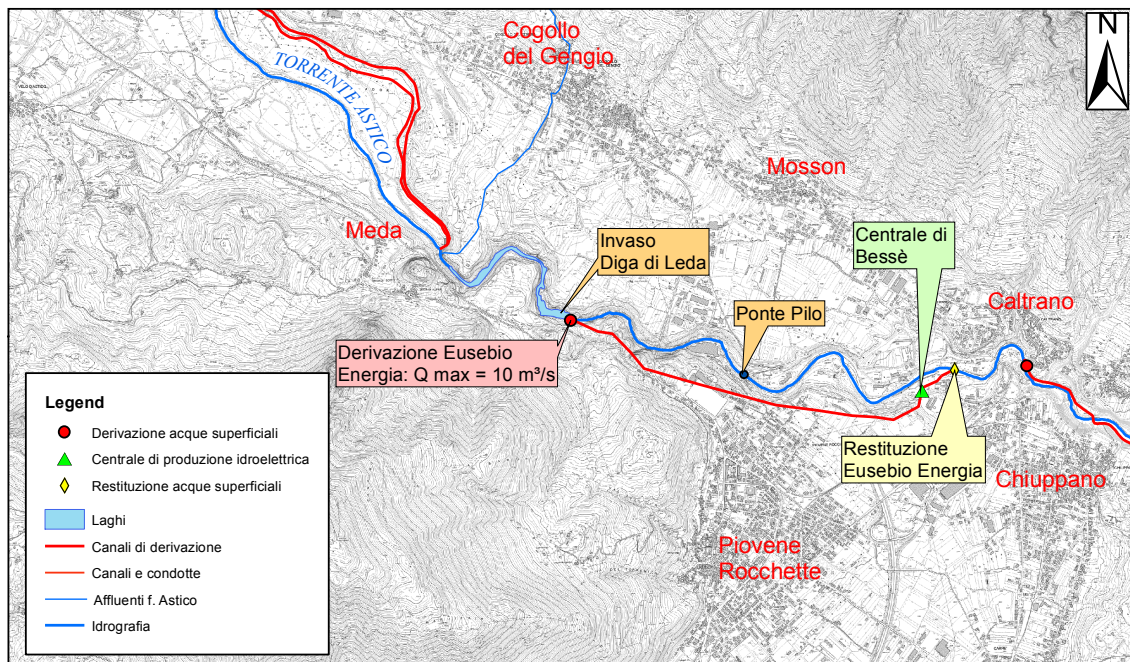


Figura 1.3: *Inquadramento geografico della centrale idroelettrica di Bessè.*

Centrali Idroelettriche di Rozzola e di Calvene

A partire dallo scarico della centrale di Bessè e per meno di un chilometro, fino a Caltrano, l'Astico presenta un deflusso che in regime di magra è determinato dalla produzione della centrale. Qualche centinaio di metri a valle, tramite una traversa ed un'opera di derivazione in sinistra idrografica, viene captata una portata massima pari a $10 \text{ m}^3/\text{s}$ (figura 1.5). Si tratta di una derivazione di carattere idroelettrico che convoglia le acque alla centrale di Rozzola e successivamente alla centrale di Calvene, gestite da Idroelettrica Astico (figura 1.6). Per portate inferiori a $10 \text{ m}^3/\text{s}$ il rilascio a valle della traversa è legato praticamente alle sole infiltrazioni al di sotto e attraverso l'opera di sbarramento.

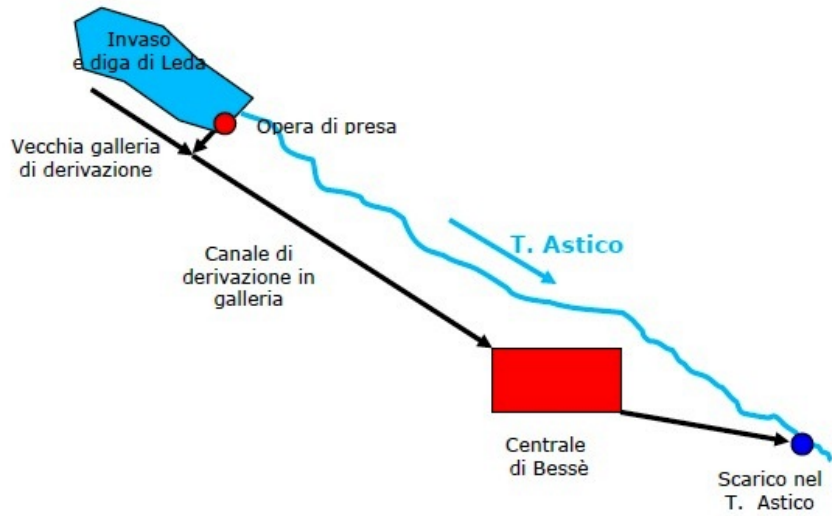


Figura 1.4: Schema idraulico della centrale idroelettrica di Bessè (Misure di portata del fiume Astico tra Meda e Bolzano Vicentino, 2010).

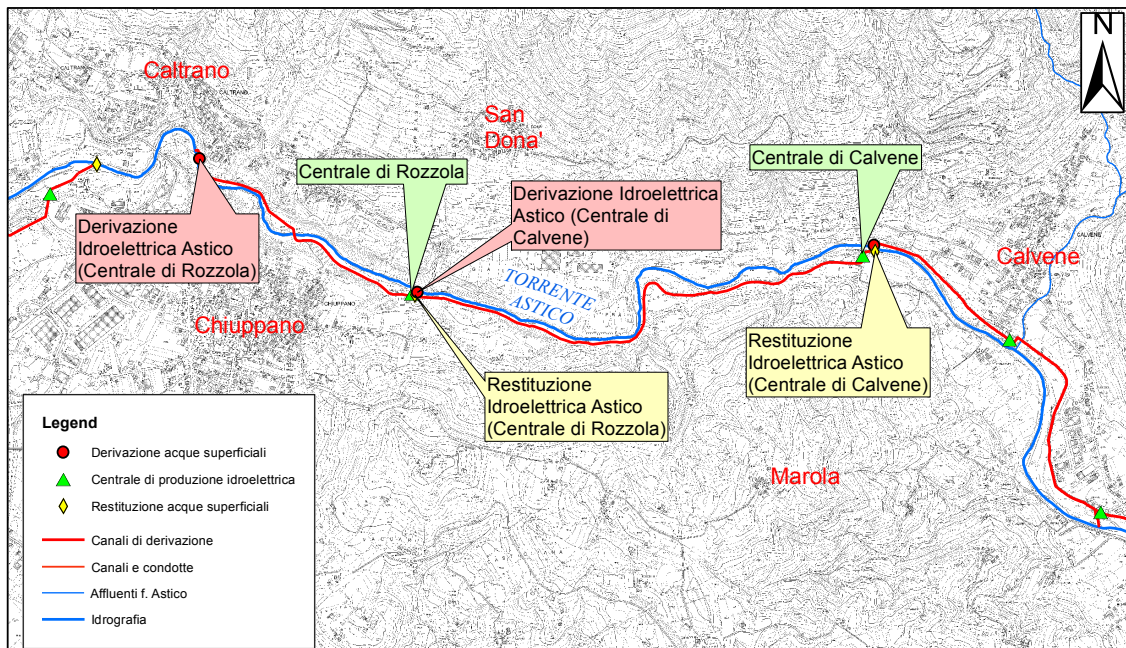


Figura 1.5: Inquadramento geografico delle centrali di Rozzola e di Calvene.

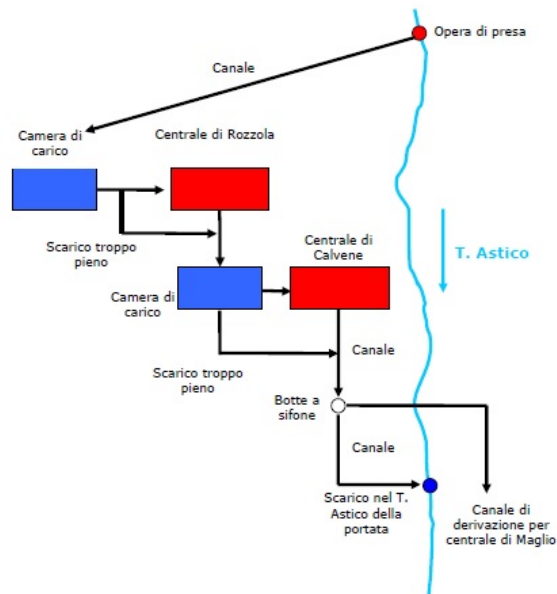


Figura 1.6: *Schema idraulico delle centrali di Rozzola e di Calvene (Misure di portata del fiume Astico tra Meda e Bolzano Vicentino, 2010).*

Centrali Idroelettriche di Maglio e Serra

Il fiume Astico prosegue il suo percorso per circa 4 km, dalla derivazione di Caltrano, fino all'opera idraulica subito a valle della centrale idroelettrica di Calvene, con una portata che in condizioni di magra risulta alquanto esigua. La centrale di Calvene rilascia parte della sua produzione in alveo in corrispondenza di una botte a sifone che convoglia la restante parte dell'acqua in sponda sinistra per l'alimentazione delle centrali idroelettriche di Maglio e Serra, gestite da Astico Energia (figura 1.7). Proseguendo verso valle il fiume Astico raggiunge l'abitato di Lugo di Vicenza dove, a monte del Ponte degli Alpini avviene lo scarico della Centrale Serra, ultima delle quattro centrali idroelettriche in cascata (figura 1.8). A valle del Ponte degli Alpini l'alveo dell'Astico non è soggetto a derivazioni per circa 500 m, fino alla presa della Cartiera di Burgo che ne utilizza una parte per il ciclo produttivo, con rilascio subito a monte della stazione idrometrica ARPAV di Lugo di Vicenza e delle opere di presa del Canale Mordini.

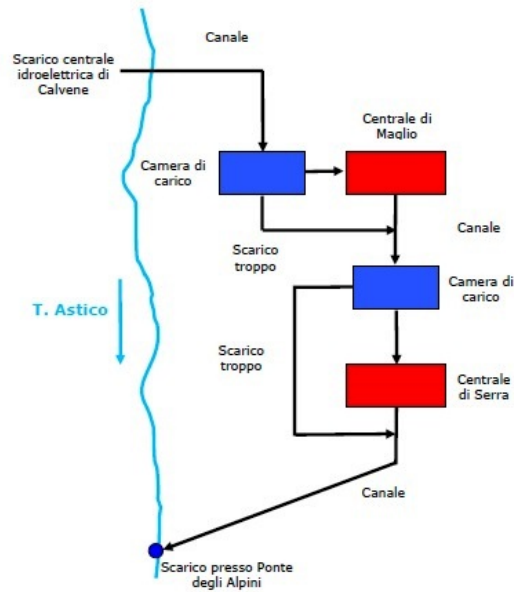


Figura 1.7: Schema idraulico delle centrali di Maglio e di Serra (Misure di portata del fiume Astico tra Meda e Bolzano Vicentino, 2010).

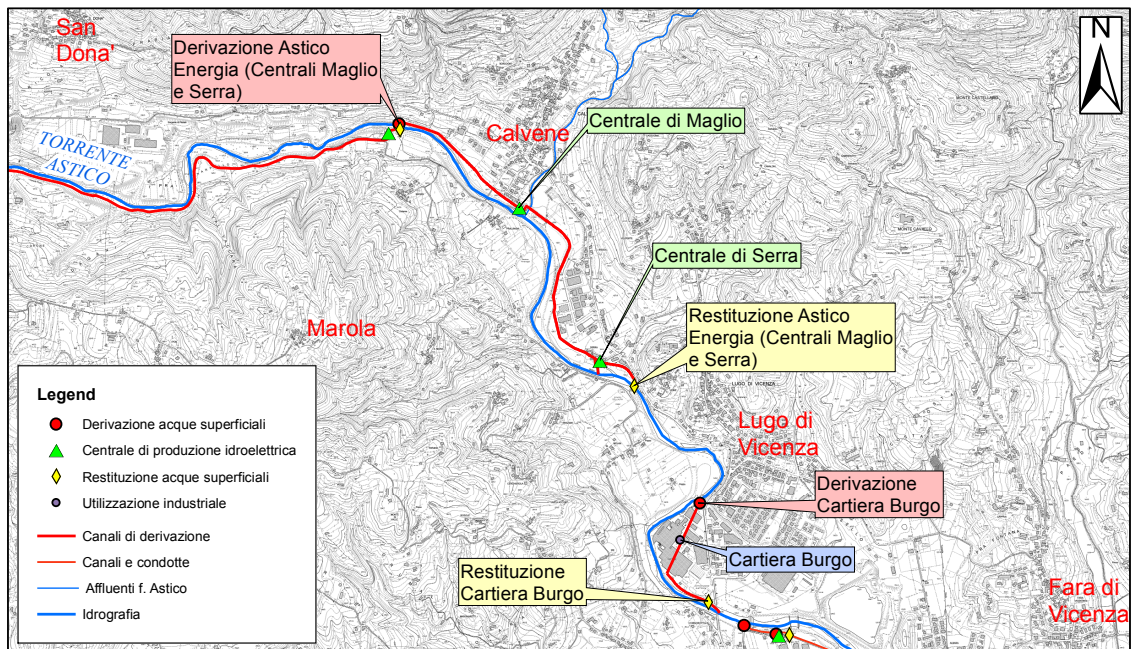


Figura 1.8: Inquadramento geografico delle centrali di Maglio e di Serra.

1.4 Bacino dell'Astico chiuso a Ponte Pilo

In questo lavoro si tratterà la parte montana del bacino del fiume Astico; il bacino è stato chiuso alla sezione di Ponte Pilo dato che si userà questa sezione per la calibrazione del modello, infatti in essa sono presenti i valori dei livelli idrometrici e delle portate forniti da Eusebio Energia e quindi sarà possibile eseguire un confronto tra le portate registrate e quelle modellate. Il bacino dell'Astico chiuso a Ponte Pilo si estende per una superficie pari a circa 545 km^2 . Altre due sezioni di interesse sono quelle relative alle stazioni idrometriche del Posina a Stancari e dell'Astico in località Pedescala, dove sono disponibili i valori dei livelli idrometrici e delle portate nel periodo d'interesse (figura 1.9). Tali valori sono stati forniti da ARPAV (Agenzia Regionale per la Prevenzione e Protezione Ambientale del Veneto). Il bacino montano dell'Astico si può suddividere in 4 macrobacini (figura 1.10):

- bacino del Posina: con sezione di chiusura a Stancari; è caratterizzato da piovosità e deflussi elevati;
- bacino dell'Alto Astico: con sezione di chiusura a Pedescala; in quest'area la dispersione sotterranea è compensata da numerosi fenomeni sorgentizi che garantiscono la continuità delle portate in alveo;
- bacino dell'Assa: con sezione di chiusura sul torrente Assa a monte della confluenza tra il torrente e il fiume Astico; è interessato per quasi tutta la sua estensione da imponenti fenomeni di carsismo;
- bacino del basso Astico: con sezione di chiusura a Ponte Pilo.

Si sono valutate quindi le aree dei macrobacini sottesi dalle due stazioni idrometriche e l'area afferente al torrente Assa (tabella 1.1). Il bacino sotteso dalla stazione di misura dell'Astico a Pedescala si estende per un totale di 138 km^2 pari al 25,3% dell'intera superficie del bacino montano, mentre il bacino sotteso dalla stazione di misura del Posina a Stancari si estende per un totale di 116 km^2 pari

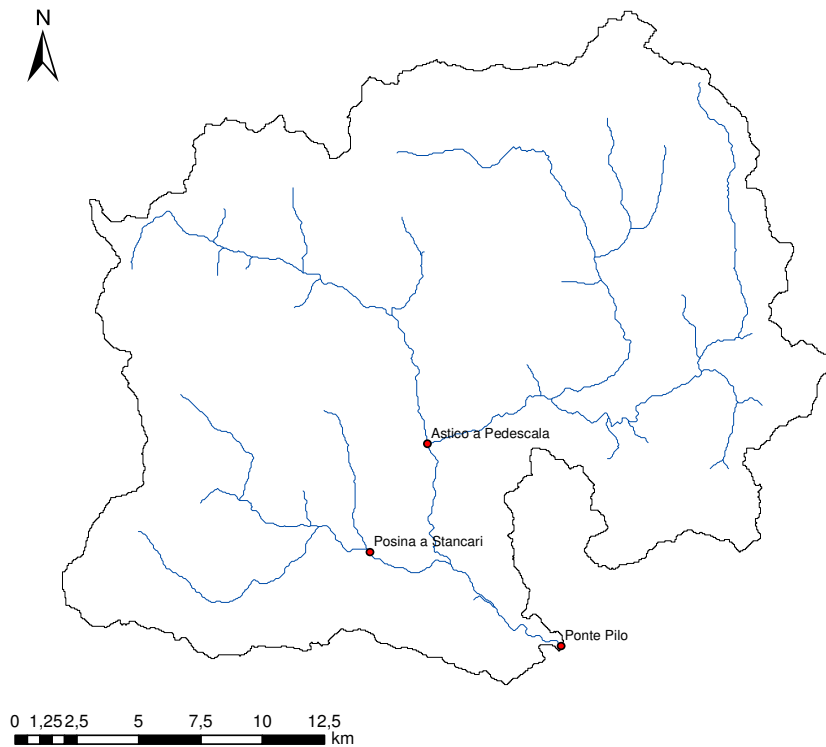


Figura 1.9: *Rappresentazione del bacino dell'Astico chiuso a Ponte Pilo e delle sezioni di interesse.*

al 21,3% dell'intera superficie del bacino. Le informazioni a disposizione, seppur limitate a due sole stazioni di rilevamento, risultano essere rappresentative delle condizioni di deflusso nel tratto considerato: il particolare assetto geologico del bacino e la distribuzione spaziale delle precipitazioni evidenziano come i due bacini monitorati dalle stazioni di misura poste alla chiusura condizionino in modo determinante il regime idrologico dell'intero bacino montano del fiume Astico. D'altro canto, il bacino del torrente Assa che da solo si estende per circa 242 km^2 , pari al 44,3% dell'intera superficie del bacino montano è interessato in quasi tutta la sua estensione da imponenti fenomeni di carsismo che rendono del tutto marginale il contributo di deflusso ordinario verso l'Astico ad eccezione di importanti eventi di piena.

Bacino	Area [km^2]	Percentuale Area [%]
Basso Astico	49,46	9,07
Posina	116,14	21,30
Alto Astico	138,05	25,31
Assa	241,70	44,32
Totale	545,35	100

Tabella 1.1: Aree e percentuali relative dei quattro macrobacini.

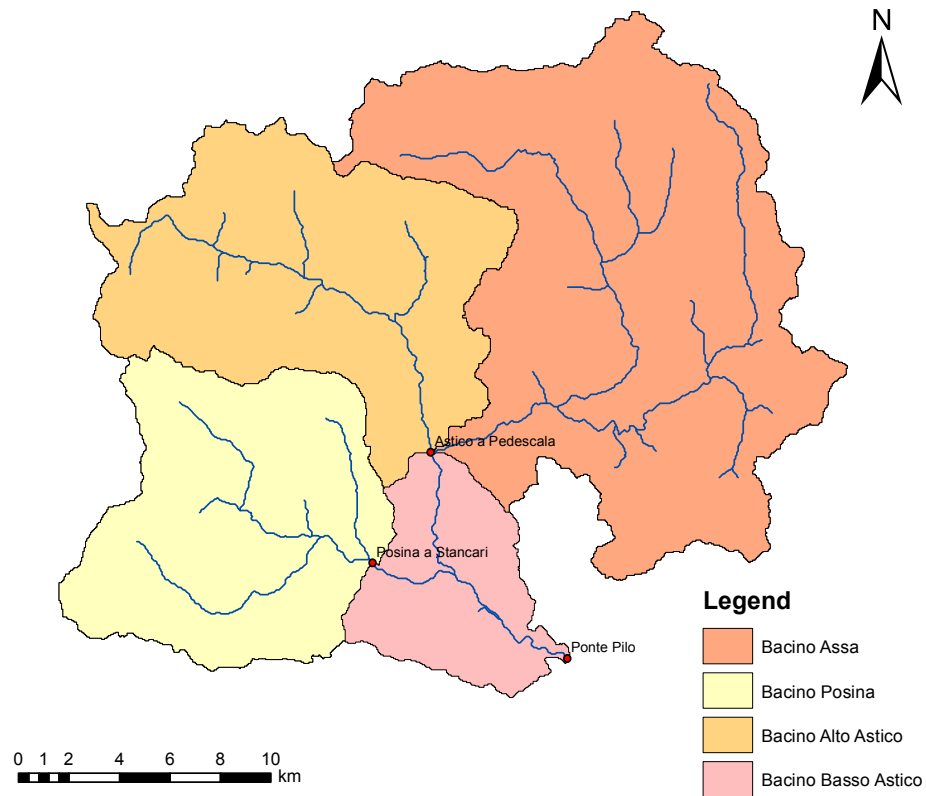


Figura 1.10: Rappresentazione del bacino montano del fiume Astico suddiviso nei quattro macrobacini principali.

Capitolo 2

Analisi idrologica dei dati

2.1 Dati idrologici

La calibrazione e la validazione di un modello di trasformazione afflussi/deflussi richiede la disponibilità di una adeguata base di dati di portata e precipitazione. I dati idrologici qui utilizzati utilizzati per la calibrazione e la validazione del modello possono essere riassunti nel modo seguente:

- registrazioni a scansione temporale oraria delle precipitazioni misurate dai pluviografi posizionati all'interno o in vicinanza del bacino dell'Astico. Si sono considerate le tracce registrate nei dieci giorni precedenti e nel giorno successivo agli eventi di piena esaminati; i suddetti dati di precipitazione sono stati forniti da ARPAV (Agenzia Regionale per la Prevenzione e Protezione Ambientale del Veneto) per quanto riguarda le stazioni appartenenti alla regione Veneto e dal sito *www.meteotrentino.it* per quanto riguarda le stazioni appartenenti alla regione Trentino - Alto Adige.
- registrazioni di altezza idrometrica e di portata durante gli eventi considerati, con scansione temporale oraria, nella sezione di chiusura del bacino a Ponte Pilo e nelle sezioni intermedie Astico a Pedescala e Posina a Stancari; le registrazioni delle portate a Ponte Pilo sono state fornite da Eusebio

Energia (gestore della centrale idroelettrica di Bessè), mentre le registrazioni delle portate ad Astico a Pedescala e a Posina a Stancari sono state fornite da ARPAV.

Gli eventi utilizzati per la calibrazione e validazione del modello idrologico, per i quali sono stati reperiti i dati di precipitazione e di portata, sono riportati nella tabella 2.1; le mappe riportate nel seguito indicano le stazioni pluviometriche utilizzate nei diversi eventi (figure 2.1, 2.2, 2.3, 2.4). Le stazioni utilizzate sono state scelte in maniera tale da riuscire a descrivere con un adeguato grado di accuratezza la distribuzione spaziale della precipitazione sull'intero bacino. Il numero di stazioni è variabile nei diversi eventi: in alcune di esse infatti mancavano i dati relativi a qualche anno, in quanto nel periodo di interesse alcune stazioni sono state dismesse. La parte settentrionale del bacino oggetto di studio si trova in Trentino Alto Adige e alcune stazioni scelte si trovano in questa regione [per tali stazioni si è eseguita un'operazione di cambio di coordinate: le coordinate originali delle stazioni in Trentino erano nel sistema di riferimento UTM WGS 1984 e per renderle coerenti con le stazioni appartenenti alla regione Veneto si sono trasformate in coordinate Gauss Boaga](vedi Tabella 2.2).

Anno	Data colmo di piena	Portata [m^3/s]	Intervallo dati
2002	26 novembre, ore 18	416,04	15/11 ore 00 - 14/12 ore 23
2003	28 novembre, ore 6	343,31	26/11 ore 00 - 08/12 ore 23
2004	1 novembre, ore 13	287,35	27/10 ore 00 - 07/11 ore 23
2007	24 novembre, ore 20	241,5	23/11 ore 00 - 01/12 ore 23
2008	5 novembre, ore 2	348,06	03/11 ore 17 - 12/11 ore 23
2009	28 aprile, ore 8	382	27/04 ore 00 - 18/05 ore 23
2010	4 maggio, ore 20	193,06	02/05 ore 00 - 18/05 ore 07
2010	16 novembre, ore 15	332,11	02/11 ore 10 - 05/12 ore 23
2010	24 dicembre, ore 6	345,7	19/12 ore 00 - 31/12 ore 23
2011	16 marzo, ore 16	210,51	15/03 ore 00 - 31/03 ore 23

Tabella 2.1: *Eventi considerati nel presente studio e dati utilizzati.*

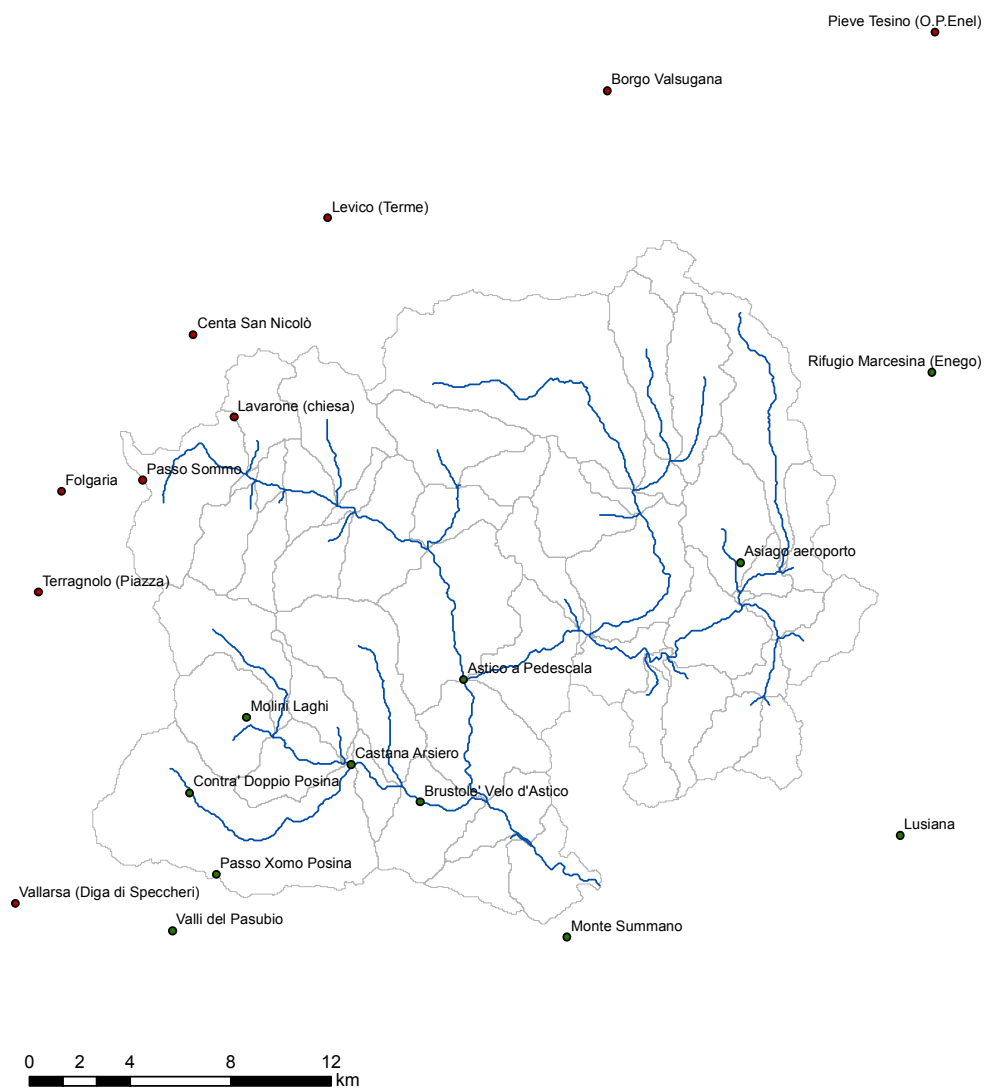


Figura 2.1: Stazioni di misura utilizzate per l'evento del novembre-dicembre 2002. Per tale evento il numero di stazioni utilizzate è pari a 20.

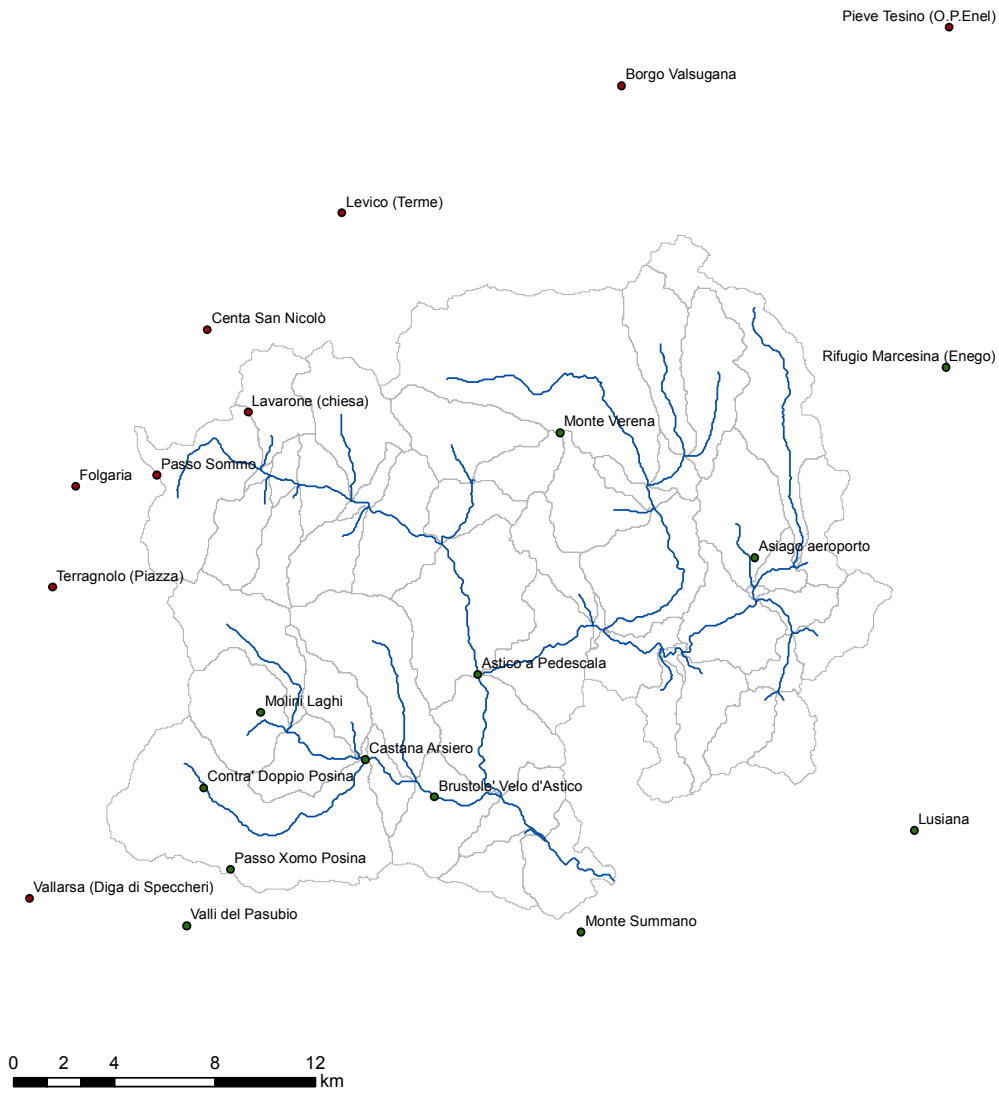


Figura 2.2: Stazioni di misura utilizzate per gli eventi del novembre-dicembre 2003 e dell'ottobre-novembre 2004. Per tali eventi il numero di stazioni utilizzate è pari a 21.



Figura 2.3: Stazioni di misura utilizzate per gli eventi del novembre-dicembre 2007, del novembre 2008, dell'aprile-maggio 2009 e del marzo 2011. Per tali eventi il numero di stazioni utilizzate è pari a 18.

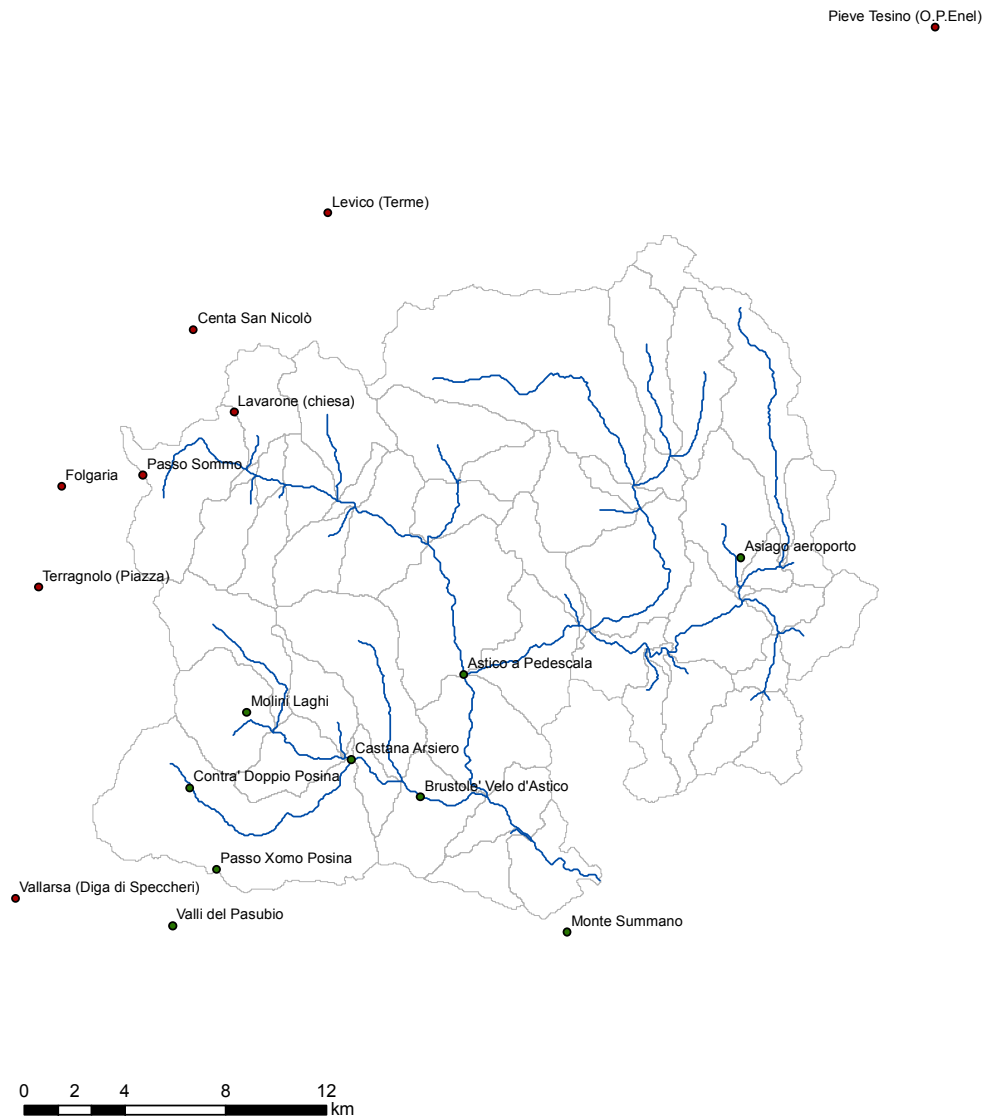


Figura 2.4: Stazioni di misura utilizzate per l'evento del maggio 2010, del novembre-dicembre 2010 e del dicembre 2010. Per tali eventi il numero di stazioni utilizzate è pari a 17.

Nome	X (G.B.)	Y (G.B.)	Quota (m s.l.m.m.)
Asiago Aeroporto	1694869	5084184	1010
Astico Pedescala	1683840	5079537	308
Brustole Velo d'Astico	1682121	5074661	328
Castana Arsiero	1679369	5076164	430
Contrà Doppio Posina	1672938	5075022	725
Lusiana	1701210	5073345	772
Molini Laghi	1675208	5078024	597
Monte Summano	1687964	5069297	619
Monte Verena	1687119	5089158	1990
Passo Xomo Posina	1674012	5071777	1056
Rifugio Marcesina (Enego)	1702486	5091759	1337
Valli del Pasubio	1672265	5069542	600
Borgo Valsugana	1689572	5102951	385
Centa S. Nicolò	1673094	5093255	805
Folgaria	1667853	5087016	1121
Lavarone (Chiesa)	1674705	5089977	1155
Levico (Terme)	1678447	5097900	502
Passo Sommo	1671079	5087476	1360
Pieve Tesino (O.P.Enel)	1702607	5105286	785
Telve	1691643	5103578	410
Terragnolo (Piazza)	1666925	5083013	800
Vallarsa (Diga Speccheri)	1666011	5070636	875

Tabella 2.2: *Coordinate Gauss Boaga e quota altimetrica delle stazioni utilizzate.*

2.2 Analisi delle portate a Ponte Pilo

Per individuare gli eventi di piena da considerare nel presente studio si sono osservate le portate registrate nella sezione di chiusura a Ponte Pilo. In corrispondenza di questa sezione è presente una stazione di misura dei livelli idrometrici dotata di scala di deflusso valida in condizioni di morbida/piena. Tale stazione è di proprietà di Eusebio Energia e viene utilizzata per le valutazioni inerenti la sicurezza idraulica del tratto a valle della diga di Leda. Il valore massimo di derivazione della Centrale Idroelettrica di Bessè risulta pari a $10 \text{ m}^3/\text{s}$; nell'analisi delle portate a Ponte Pilo si è considerato quindi un contributo aggiuntivo pari a $10 \text{ m}^3/\text{s}$ rispetto al valore registrato, infatti durante gli eventi di piena la centrale deriverà certamente questa quantità.

Il periodo di interesse è compreso tra gli anni 2002 e 2012; dall'anno 2002 le portate sono registrate direttamente alla sezione di Ponte Pilo anche se esse possono essere comunque soggette ad errori di misura, dovuti probabilmente alla diversa finalità della stazione. Tale stazione idrometrica infatti ha come obiettivo principale la determinazione del deflusso minimo vitale. Si è deciso di considerare eventi di durata diversa tra loro e con portate di picco diverse in modo da valutare se il modello geomorfologico descrive in maniera adeguata diverse tipologie di evento. Si sono scelti come eventi di piena significativi quelli che raggiungevano un picco di piena maggiore di $250 \text{ m}^3/\text{s}$; il numero di tali eventi è pari a sette. In aggiunta a questi si sono individuati tre eventi con picchi più bassi con l'obiettivo di osservare la diversa risposta del modello.

Nei grafici in figura 2.5 si osserva l'andamento delle portate registrate a Ponte Pilo nel periodo compreso tra gli anni 2002 e 2012; per la nostra analisi sono stati esclusi gli eventi accaduti nell'anno 2012 in quanto non si avevano a disposizione i dati di precipitazione relativi a quell'anno e quindi non era possibile eseguire un confronto con la portata modellata. Inoltre si può osservare come negli anni 2005-2006 non siano presenti eventi di piena significativi.

Nell'analisi delle portate è interessante stabilire per quanti giorni, nel corso del periodo considerato, una prefissata portata è stata eguagliata oppure superata.

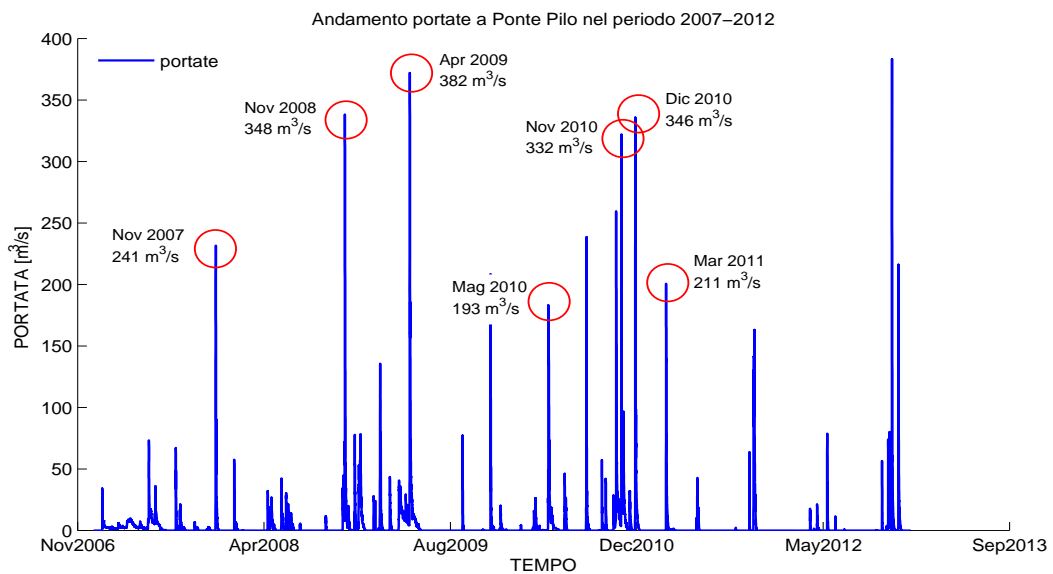
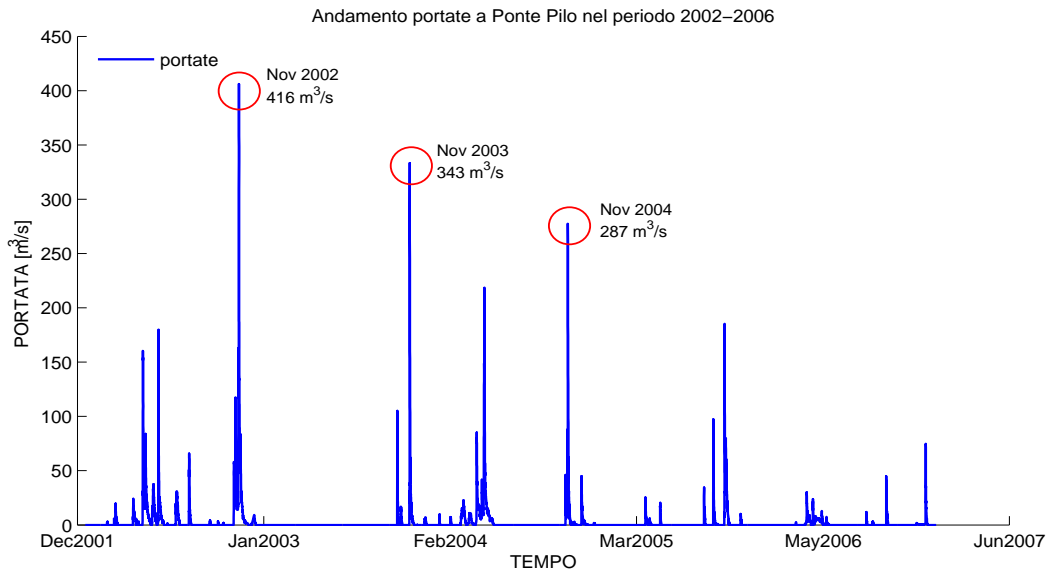


Figura 2.5: Andamento delle portate a Ponte Pilo nei periodi 2002-2006 e 2007-2012. Per ciascun evento di piena considerato si sono segnati il mese in cui è avvenuto l'evento e il valore di picco raggiunto.

Per fare questo genere di valutazioni una delle rappresentazioni più significative è fornita dalla curva di durata; essa si ottiene ordinando i valori di portata relativi ad un dato periodo di osservazione in ordine decrescente. Le portate sono ordinate secondo una variabile che esprime la permanenza e quindi la durata di un assegnato valore di portata: in termini pratici è possibile stabilire per quanti giorni una data portata sia stata eguagliata o superata. La curva di durata ha andamento monotono decrescente. Assunto l'anno come intervallo di riferimento il valore minimo della portata, ovvero il valore della portata eguagliata o superata durante tutti i giorni dell'anno, è detto portata permanente (Q_{365}); il valore di portata eguagliata o superata per metà dei giorni dell'anno è detta invece portata semipermanente (Q_{183}). Di seguito si rappresentano le curve di durata relative al fiume Astico valutate alla sezione di chiusura presso Ponte Pilo. L'esame delle curve di durata fornisce una prima idea sul tipo di regime idrometrico che caratterizza il corso d'acqua. Se la curva di durata discende molto rapidamente dal valore massimo a quello minimo, come nel caso del fiume Astico, l'alveo è caratterizzato da piene rapide e periodi di magra molto lunghi, mentre se i valori decrescono gradualmente il regime idrografico è, in genere, molto più regolare.

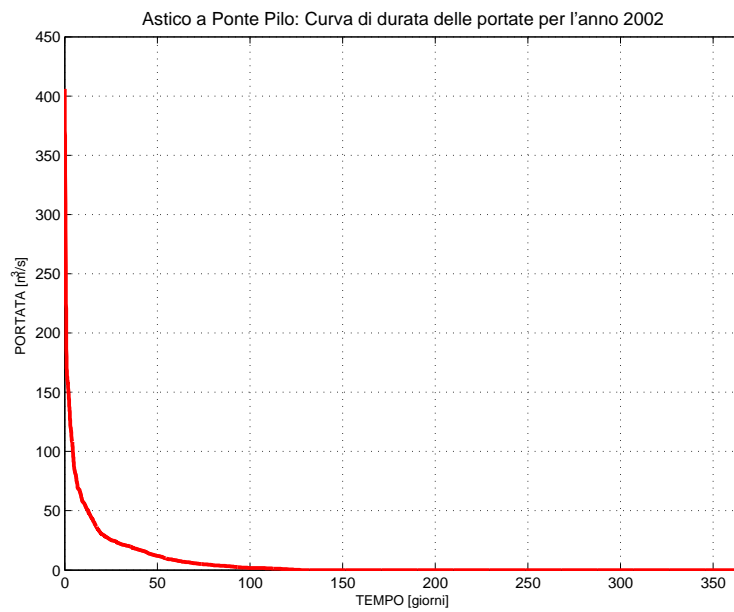


Figura 2.6: *Curva di durata delle portate a Ponte Pilo per l'anno 2002.*

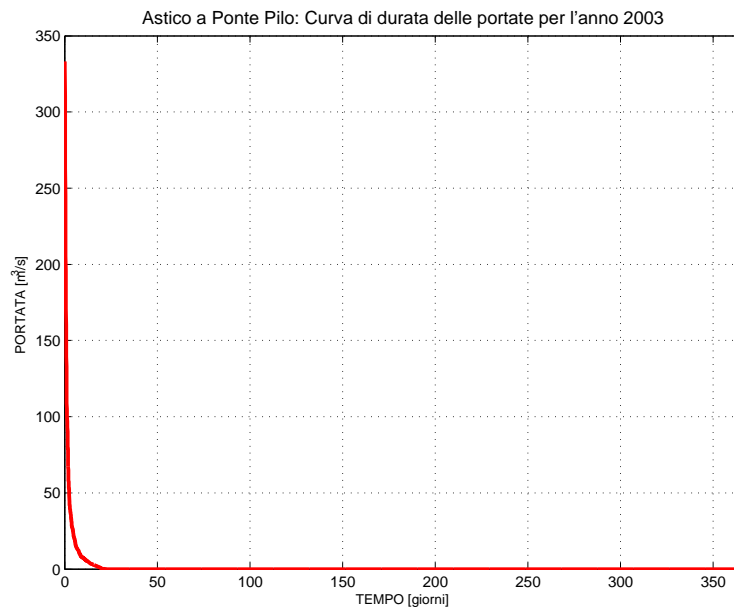


Figura 2.7: *Curva di durata delle portate a Ponte Pilo per l'anno 2003.*

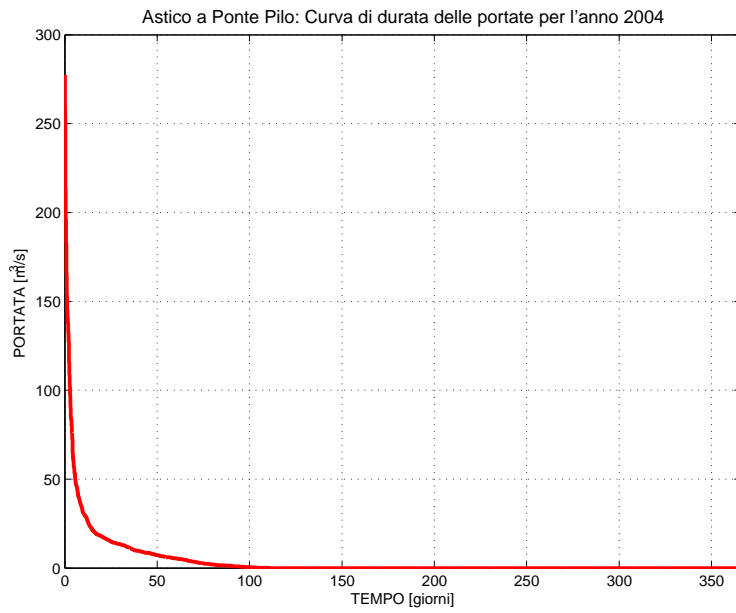


Figura 2.8: *Curva di durata delle portate a Ponte Pilo per l'anno 2004.*

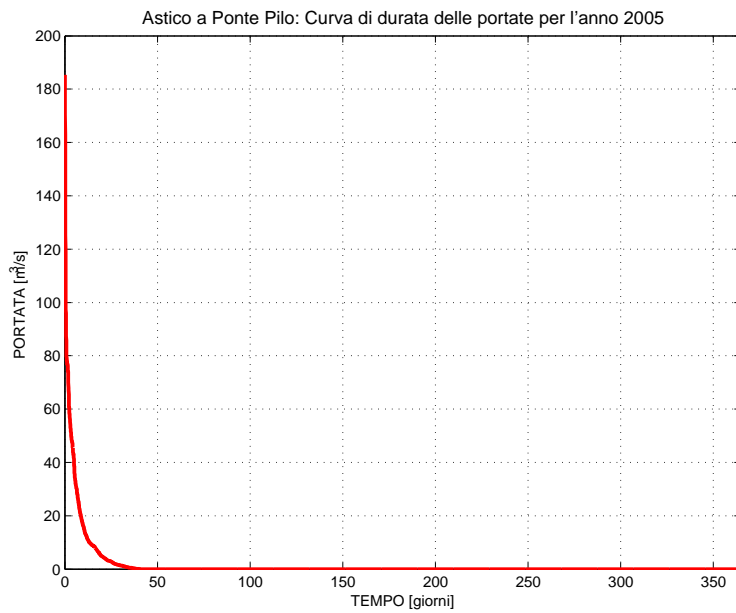


Figura 2.9: *Curva di durata delle portate a Ponte Pilo per l'anno 2005.*

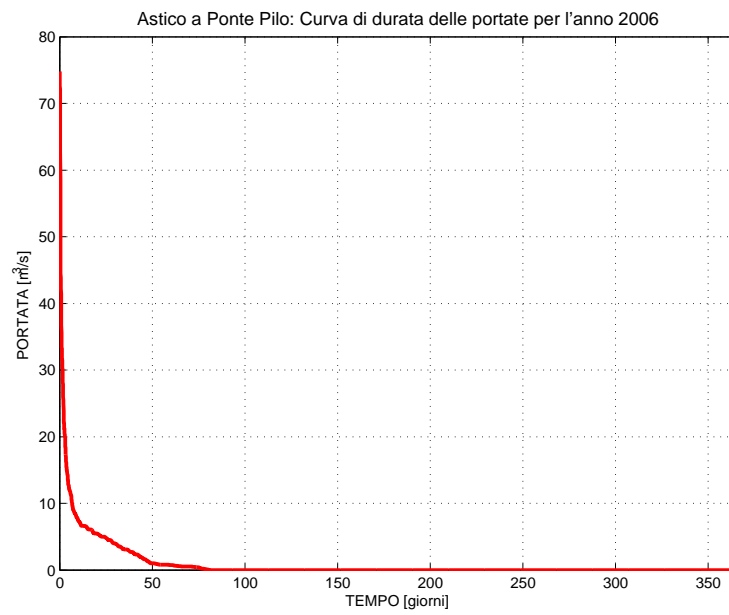


Figura 2.10: *Curva di durata delle portate a Ponte Pilo per l'anno 2006.*

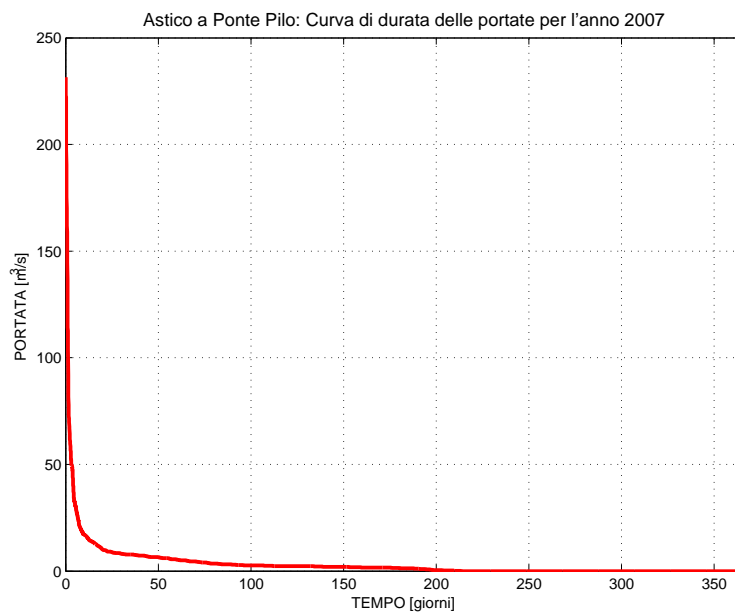


Figura 2.11: *Curva di durata delle portate a Ponte Pilo per l'anno 2007.*

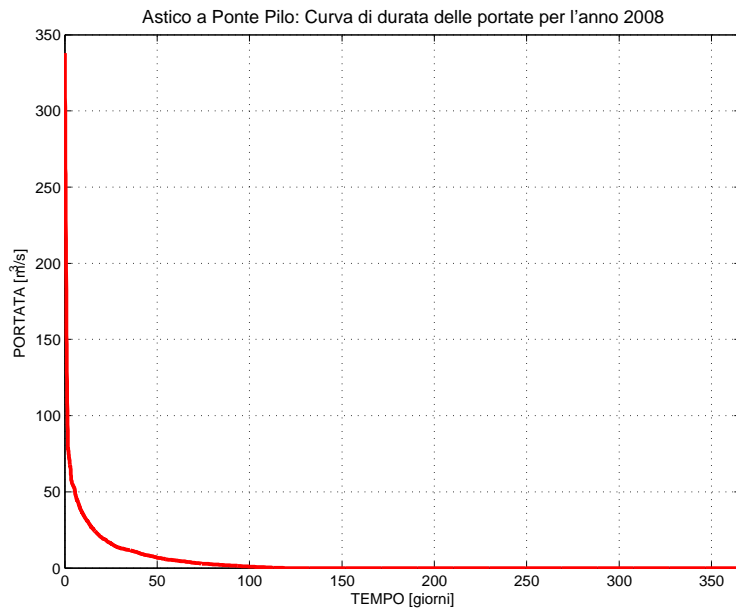


Figura 2.12: *Curva di durata delle portate a Ponte Pilo per l'anno 2008.*

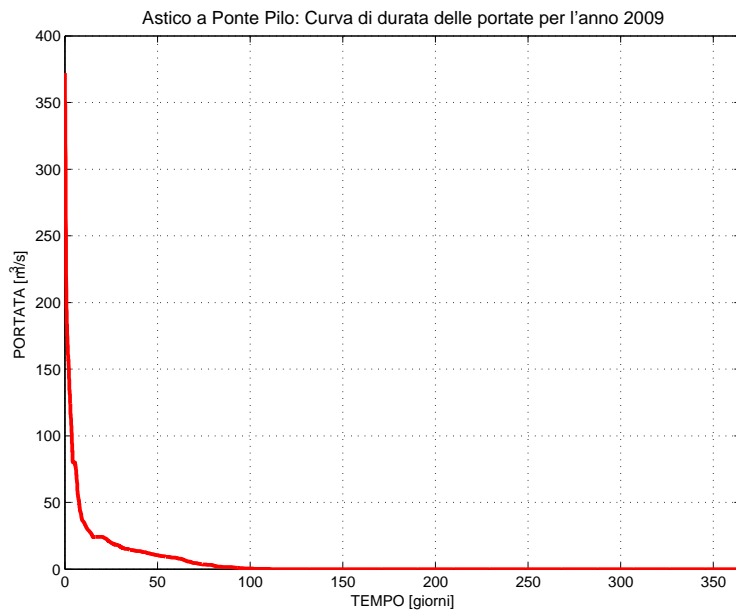


Figura 2.13: *Curva di durata delle portate a Ponte Pilo per l'anno 2009.*

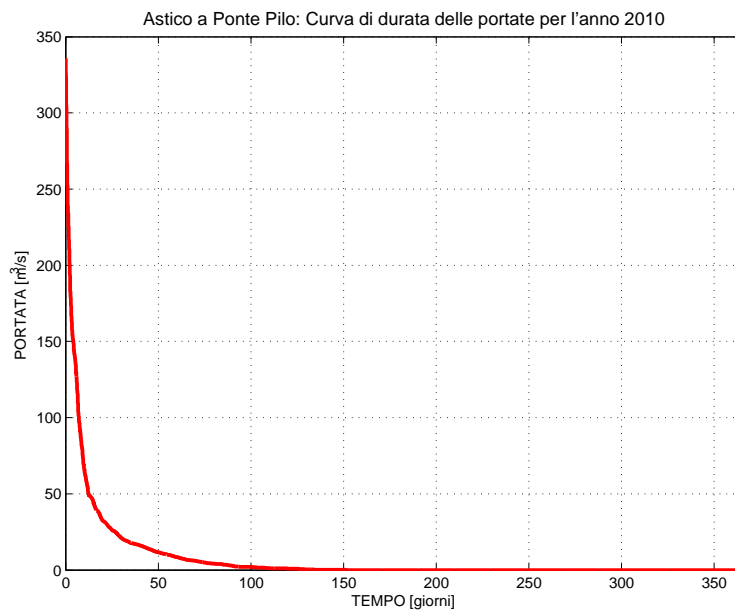


Figura 2.14: *Curva di durata delle portate a Ponte Pilo per l'anno 2010.*

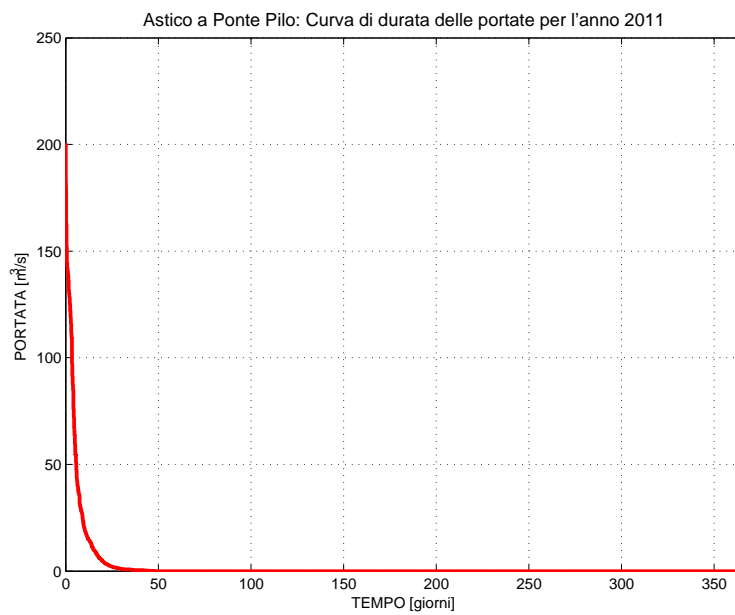


Figura 2.15: *Curva di durata delle portate a Ponte Pilo per l'anno 2011.*

2.3 Analisi dei dati per ogni singolo evento

Per ogni evento è interessante eseguire un'analisi dei dati per capire in modo più approfondito la tipologia di evento che si andrà studiare. Di seguito quindi si mostrerà per ciascun evento il volume di precipitazione caduto sul bacino e inoltre si osserveranno le portate registrate nella sezione di chiusura a Ponte Pilo e nelle sezione intermedie di Astico Pedescala e Posina Stancari per valutare le percentuali di volume defluito nelle sezione intermedie in relazione al volume defluito alla sezione di chiusura.

2.3.1 Analisi dei dati dell'evento 2002

L'evento del 2002 si sviluppa a partire dal 15 novembre e termina il 14 dicembre; tra tutti gli eventi analizzati esso rappresenta l'evento di durata maggiore e dove si verifica il valore del picco di piena maggiore, pari a $416 \text{ m}^3/\text{s}$ che avviene il 26 novembre alle ore 18. La precipitazione totale caduta durante l'evento è pari a 493 mm e il volume caduto sul bacino di studio è di 270 milioni di m^3 . Per calcolare la quantità di acqua caduta nel bacino si è considerata l'altezza media di pioggia caduta sul bacino in ogni istante temporale; si sono quindi sommate le altezze medie per tutta la durata dell'evento e infine si è moltiplicato per la superficie del bacino, ottenendo così il volume d'acqua caduto. Si possono fare delle considerazioni sul volume d'acqua defluito nelle diverse sezioni caratteristiche; come già accennato in precedenza le sezioni utili per un confronto sono la sezione di chiusura del bacino a Ponte Pilo e le sezioni intermedie in corrispondenza alle stazioni idrometriche di Astico a Pedescala e di Posina a Stancari. In generale quindi si è analizzato l'andamento delle portate nelle tre sezioni e si è calcolato il volume defluito in ciascuna sezione, in modo da valutare il contributo dei macrobacini relativi alle due sezioni intermedie sul volume defluito nella sezione di chiusura. Il volume totale defluito a Ponte Pilo è di 130 milioni di m^3 , pari alla metà del volume caduto sul bacino durante l'evento; nella sezione di Astico a Pedescala il volume defluito è di 9 milioni di m^3 , pari al 6,5 % del volume totale, mentre nella sezione di Posina a Stancari il volume defluito è di

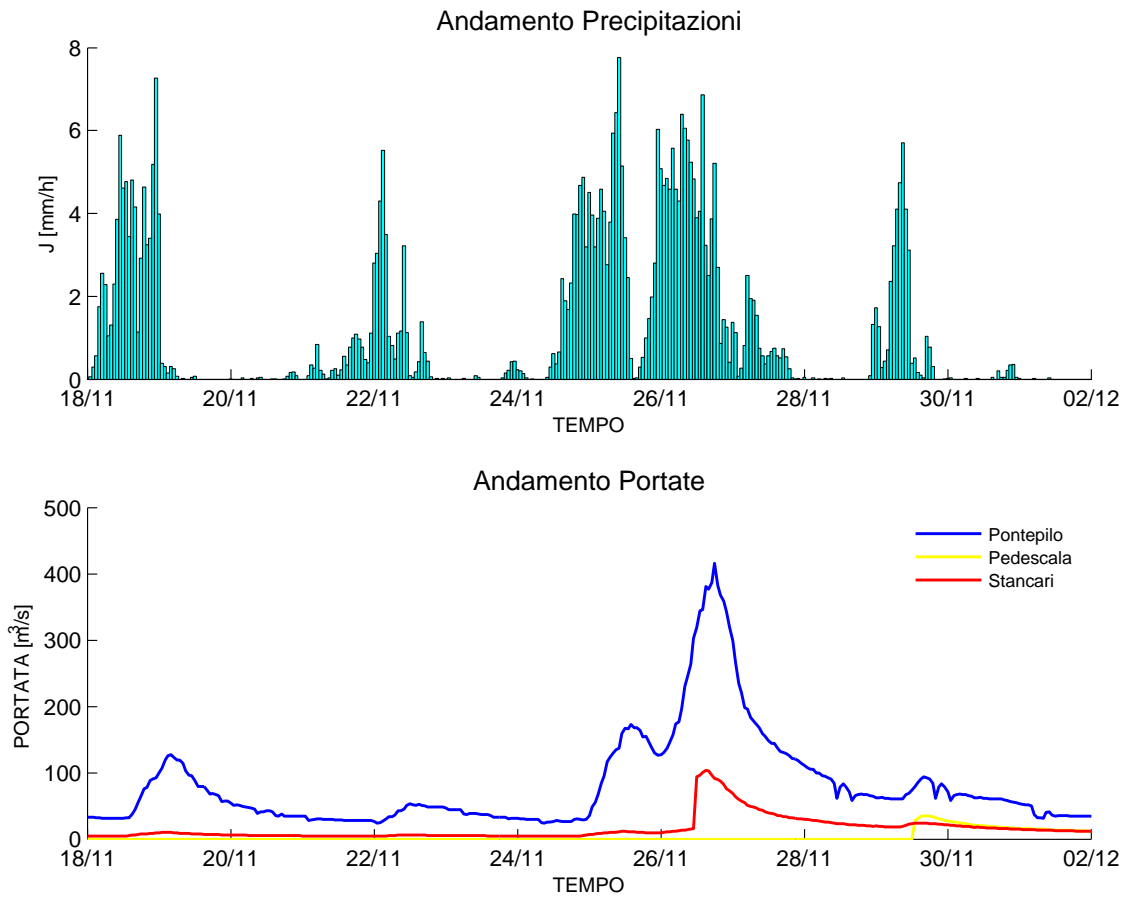


Figura 2.16: *Evoluzione temporale delle precipitazioni medie sul bacino e andamento delle portate nelle stazioni di Ponte Pilo, Astico a Pedescala e Posina a Stancari durante l'evento del 2002.*

28 milioni di m^3 , pari al 21,8 % del volume totale (vedi tabella 2.3). La percentuale di volume defluito ad Astico a Pedescala è molto bassa e ciò è dovuto al fatto che nella prima parte dell'evento (fino al giorno 29 novembre) non si hanno portate registrate in questa stazione. Questo evento, essendo di durata molto lunga, ha un andamento discontinuo in cui si individuano altri picchi di portata oltre a quello principale e come è possibile osservare dal grafico 2.16 l'andamento delle portate riproduce in maniera soddisfacente l'andamento delle precipitazioni, ovvero i picchi delle portate corrispondono agli istanti in cui c'è maggiore precipitazione.

Stazione	Volume defluito [m^3]	Percentuale Volume [%]
Astico a Pedescala	8.450.676	6,54
Posina a Stancari	28.096.596	21,75
Ponte Pilo	129.176.064	100

Tabella 2.3: *Volumi defluiti e percentuali relative nelle diverse sezioni durante l'evento del 2002.*

2.3.2 Analisi dei dati dell'evento 2003

L'evento del 2003 si sviluppa a partire dal 26 novembre e termina l'8 dicembre; la durata dell'evento è di 13 giorni e il valore di picco della portata è pari a $343 m^3/s$ e avviene il 28 novembre alle ore 6. La precipitazione totale caduta durante l'evento è pari a $170 mm$ e il volume caduto sul bacino di studio è di 93 milioni di m^3 . Analizzando l'andamento delle portate registrate si possono fare delle considerazioni sul volume d'acqua defluito nelle diverse sezioni caratteristiche. Il volume totale defluito a Ponte Pilo è di 46 milioni di m^3 , pari alla metà del volume caduto sul bacino durante l'evento; nella sezione di Astico a Pedescala il volume defluito è di circa 13 milioni di m^3 , pari al 29,3% del volume totale, mentre nella sezione di Posina a Stancari il volume defluito è di circa 9 milioni di m^3 , pari al 20,6% del volume totale (vedi tabella 2.4). I volumi defluiti ad Astico a Pedescala e a Posina Stancari contribuiscono per quasi il 50% al volume totale defluito a

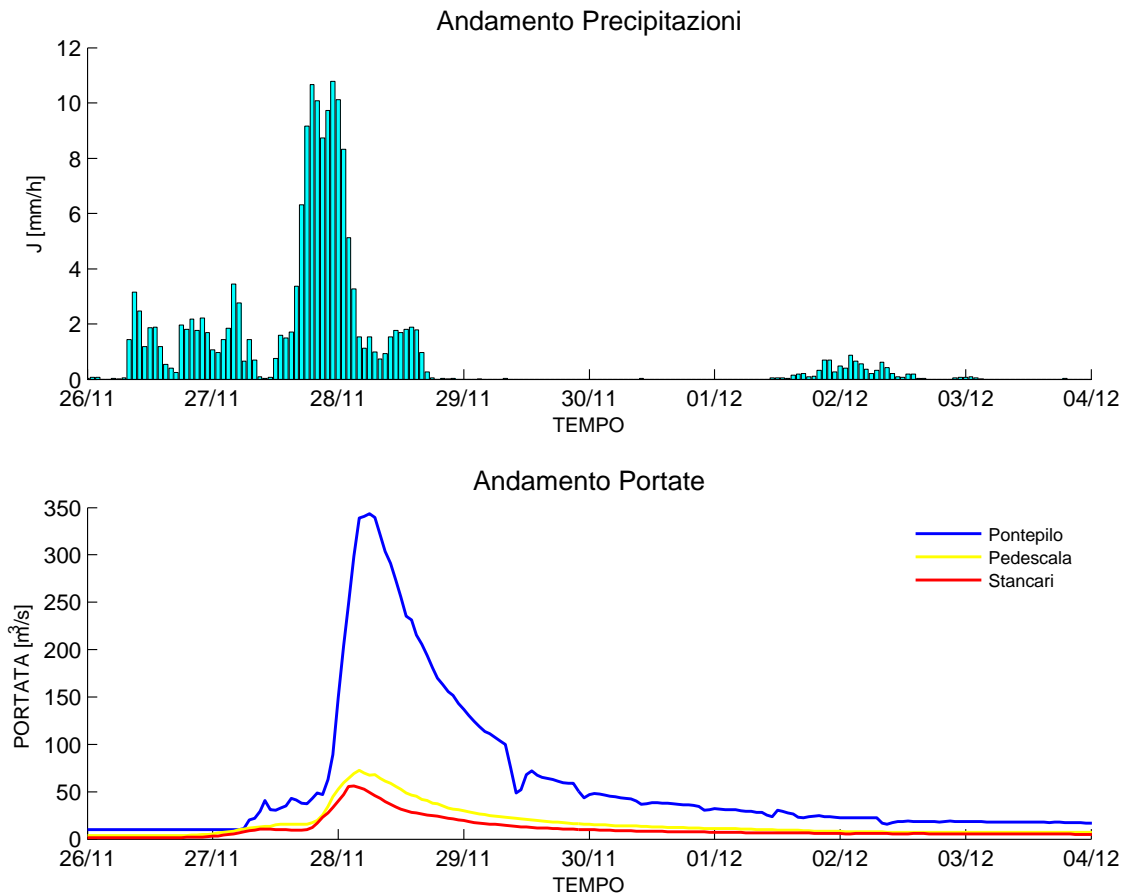


Figura 2.17: *Evoluzione temporale delle precipitazioni medie sul bacino e andamento delle portate nelle stazioni di Ponte Pilo, Astico a Pedescala e Posina a Stancari durante l'evento del 2003.*

Ponte Pilo; il restante volume sarà dovuto al torrente Assa di cui però non è possibile calcolare il volume relativo. Questo evento presenta un picco principale e come è possibile osservare dal grafico 2.17 l'andamento delle portate riproduce in maniera soddisfacente l'andamento delle precipitazioni, ovvero i picchi delle portate corrispondono agli istanti in cui c'è maggiore precipitazione.

Stazione	Volume defluito [m^3]	Percentuale Volume [%]
Astico a Pedescala	13.335.462	29,26
Posina a Stancari	9.380.340	20,58
Ponte Pilo	45.572.292	100

Tabella 2.4: Volumi defluiti e percentuali relative nelle diverse sezioni durante l'evento del 2003.

2.3.3 Analisi dei dati dell'evento 2004

L'evento del 2004 si sviluppa a partire dal 27 ottobre e termina il 7 novembre; la durata dell'evento è di 12 giorni e il valore di picco della portata è pari a $287 m^3/s$ e avviene l'1 novembre alle ore 13. La precipitazione totale caduta durante l'evento è pari a $190 mm$ e il volume caduto sul bacino di studio è di circa 104 milioni di m^3 .

Analizzando l'andamento delle portate registrate si possono fare delle considerazioni sul volume d'acqua defluito nelle diverse sezioni caratteristiche. Il volume totale defluito a Ponte Pilo è di 47 milioni di m^3 , pari al 45% del volume caduto sul bacino durante l'evento; nella sezione di Astico a Pedescala il volume defluito è di 21 milioni di m^3 , pari al 43,5% del volume totale, mentre nella sezione di Posina a Stancari il volume defluito è di 8 milioni di m^3 , pari al 16,4% del volume totale (vedi tabella 2.5). I volumi defluiti ad Astico a Pedescala e a Posina Stancari contribuiscono per quasi il 60% al volume totale defluito a Ponte Pilo; il restante volume sarà dovuto al torrente Assa di cui però non è possibile calcolare il volume relativo. Questo evento, soprattutto nella parte iniziale, presenta un andamento discontinuo con dei picchi dell'ordine dei $50-100 m^3/s$

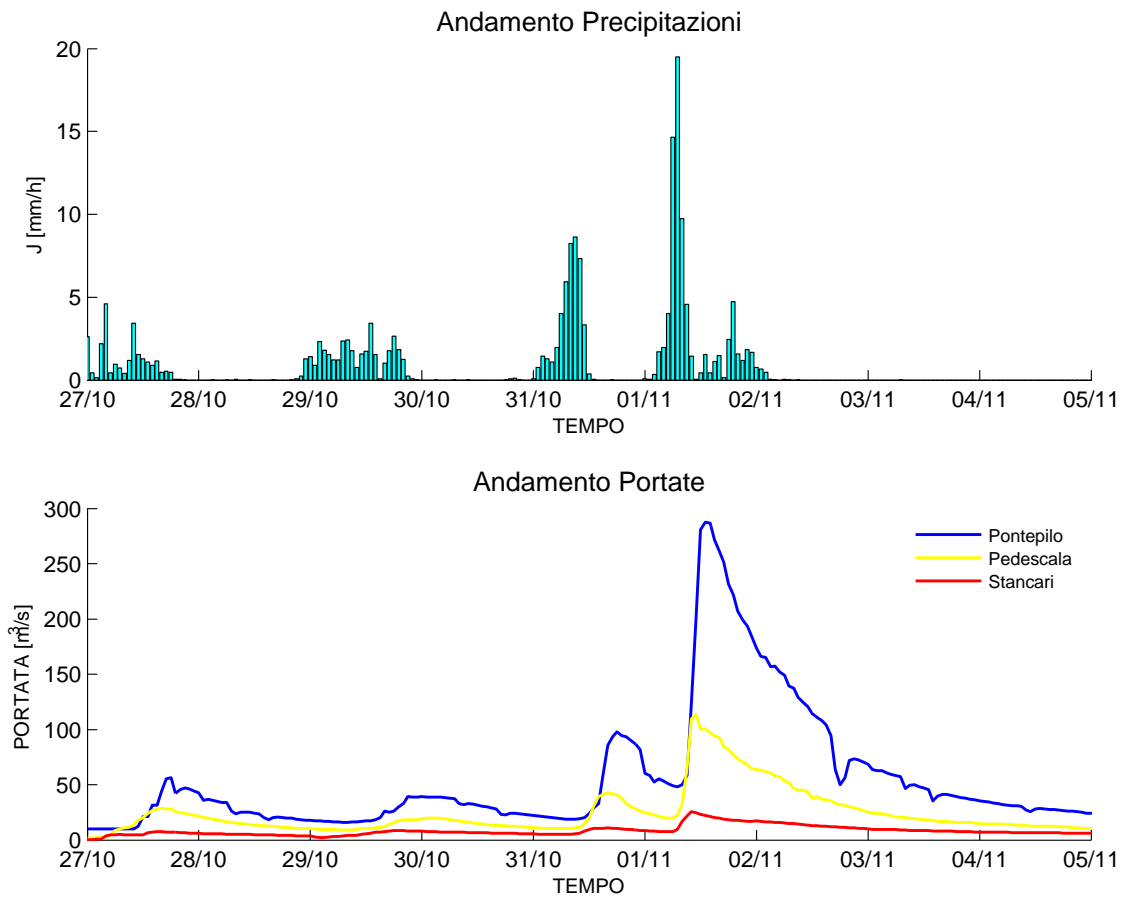


Figura 2.18: *Evoluzione temporale delle precipitazioni medie sul bacino e andamento delle portate nelle stazioni di Ponte Pilo, Astico a Pedescala e Posina a Stancari durante l'evento del 2004.*

che precedono il picco principale; come si può riscontrare dal grafico 2.18 i picchi delle portate a Ponte Pilo corrispondono agli istanti in cui la precipitazione è più intensa. Inoltre si osserva come l'andamento delle portate nelle due sezioni intermedie riproduce in maniera soddisfacente l'andamento delle portate nella sezione di chiusura.

Stazione	Volume defluito [m^3]	Percentuale Volume [%]
Astico a Pedescala	20.604.996	43,46
Posina a Stancari	7.732.332	16,38
Ponte Pilo	47.215.818	100

Tabella 2.5: Volumi defluiti e percentuali relative nelle diverse sezioni durante l'evento del 2004.

2.3.4 Analisi dei dati dell'evento 2007

L'evento del 2007 si sviluppa a partire dal 23 novembre e termina l'1 dicembre; la durata dell'evento è di 9 giorni e il valore di picco della portata è pari a $241 m^3/s$ e avviene il 24 novembre alle ore 20. La precipitazione totale caduta durante l'evento è pari a $173 mm$ e il volume caduto sul bacino di studio è di 95 milioni di m^3 .

In questo caso nella sezione di Posina a Stancari non sono presenti i dati nel periodo d'interesse e quindi non è possibile eseguire un confronto. Il volume totale defluito a Ponte Pilo è di 38 milioni di m^3 , pari al 40 % del volume caduto sul bacino durante l'evento; nella sezione di Astico a Pedescala il volume defluito è di 13 milioni di m^3 , pari al 34,9% del volume totale (vedi tabella 2.6). In questo caso risulta difficile fare delle considerazioni sui volumi defluiti in quanto non si hanno tutti i dati a disposizione. Questo evento presenta un picco principale e come si può osservare dal grafico 2.19 il picco della portata avviene nel periodo in cui le precipitazioni sono più intense, ovvero nella parte iniziale dell'evento considerato.

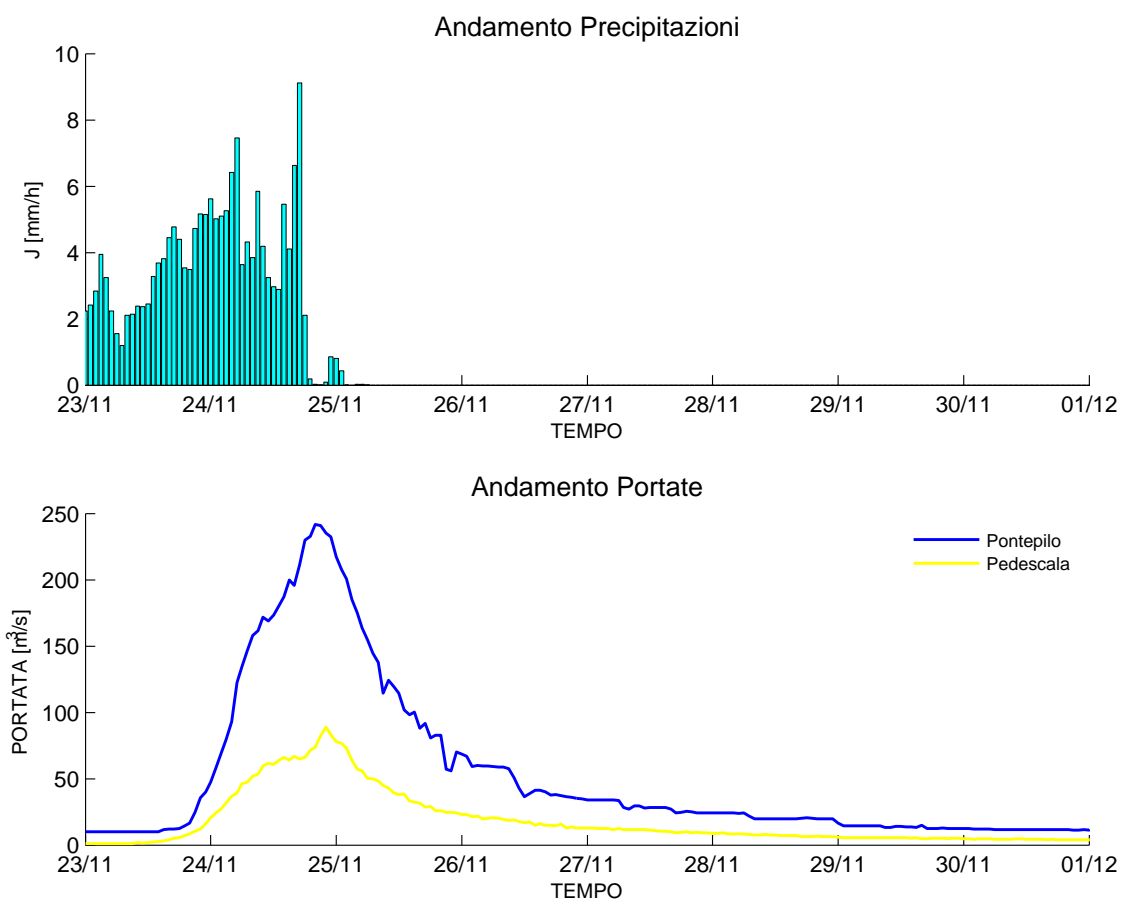


Figura 2.19: *Evoluzione temporale delle precipitazioni medie sul bacino e andamento delle portate nelle stazioni di Ponte Pilo, Astico a Pedescala e Posina a Stancari durante l'evento del 2007.*

Stazione	Volume defluito [m^3]	Percentuale Volume [%]
Astico a Pedescala	13.161.546	34,9
Posina a Stancari	/	/
Ponte Pilo	37.710.288	100

Tabella 2.6: Volumi defluiti e percentuali relative nelle diverse sezioni durante l'evento del 2007.

2.3.5 Analisi dei dati dell'evento 2008

L'evento del 2008 si sviluppa a partire dal 3 novembre e termina il 12 novembre; la durata dell'evento è di 9 giorni e il valore di picco della portata è pari a $348 m^3/s$ e avviene il 5 novembre alle ore 2. La precipitazione totale caduta durante l'evento è pari a $171 mm$ e il volume caduto sul bacino di studio è di 95 milioni di m^3 . Analizzando l'andamento delle portate registrate si possono fare delle considerazioni sul volume d'acqua defluito nelle diverse sezioni caratteristiche. Il volume totale defluito a Ponte Pilo è di 50 milioni di m^3 , pari a più della metà del volume caduto sul bacino durante l'evento; nella sezione di Astico a Pedescala il volume defluito è di 19 milioni di m^3 , pari al 37,6% del volume totale, mentre nella sezione di Posina a Stancari il volume defluito è di 14 milioni di m^3 , pari al 26,7% del volume totale (vedi tabella 2.7). I volumi defluiti ad Astico a Pedescala e a Posina Stancari contribuiscono quindi per quasi il 65% al volume totale defluito a Ponte Pilo; il restante volume sarà dovuto al torrente Assa di cui però non è possibile calcolare il volume relativo. Questo evento presenta un picco principale e un picco dell'ordine degli $80 m^3/s$ che precede quello principale; come è possibile osservare dal grafico 2.20 i picchi delle portate a Ponte Pilo corrispondono agli istanti in cui la precipitazione è più intensa. Inoltre è evidente come l'andamento delle portate nelle due sezioni intermedie riproduca in maniera soddisfacente l'andamento delle portate nella sezione di chiusura.

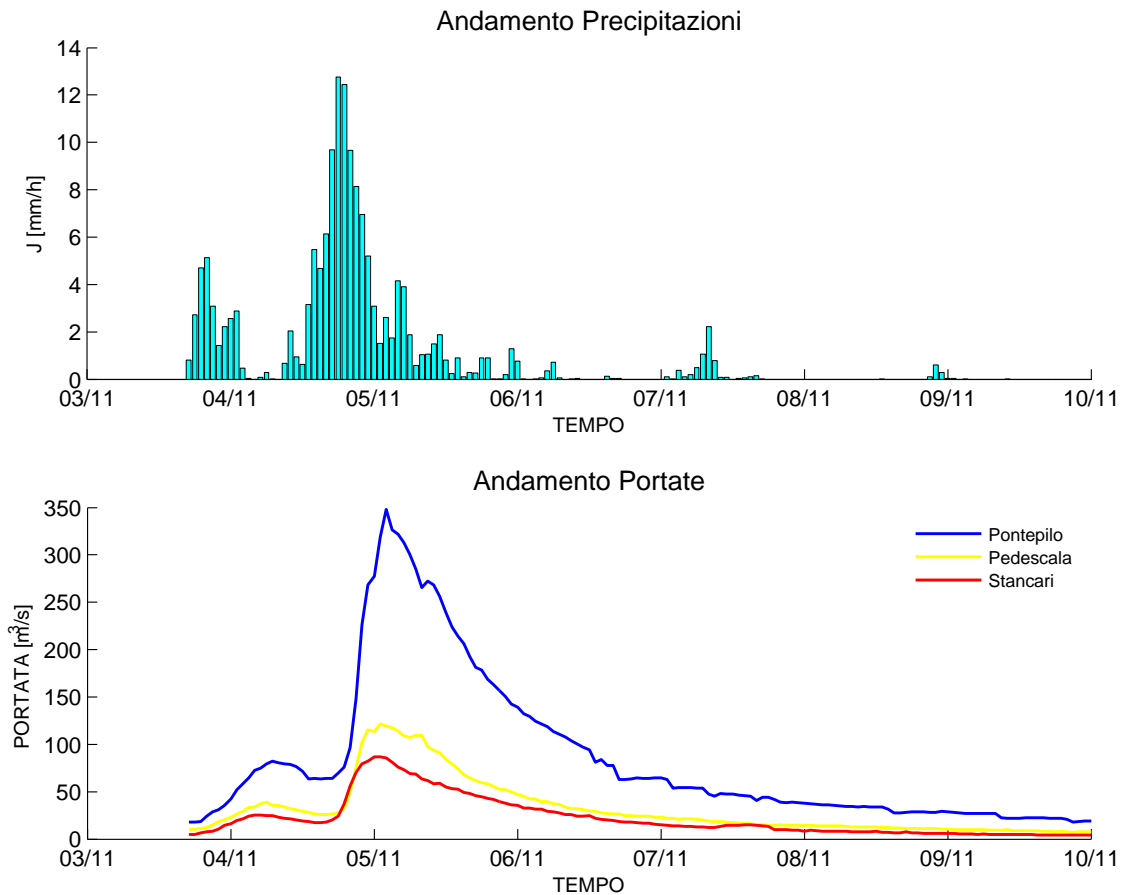


Figura 2.20: *Evoluzione temporale delle precipitazioni medie sul bacino e andamento delle portate nelle stazioni di Ponte Pilo, Astico a Pedescala e Posina a Stancari durante l'evento del 2008.*

Stazione	Volume defluito [m^3]	Percentuale Volume [%]
Astico a Pedescala	18.728.046	37,55
Posina a Stancari	13.338.576	26,74
Ponte Pilo	49.875.750	100

Tabella 2.7: Volumi defluiti e percentuali relative nelle diverse sezioni durante l'evento del 2008.

2.3.6 Analisi dei dati dell'evento 2009

L'evento del 2009 si sviluppa a partire dal 27 aprile e termina il 18 maggio; la durata dell'evento è di 22 giorni e il valore di picco della portata è pari a $382 m^3/s$ e avviene il 28 aprile alle ore 8. La precipitazione totale caduta durante l'evento è pari a $196 mm$ e il volume caduto sul bacino di studio è di 107 milioni di m^3 . Analizzando l'andamento delle portate registrate si possono fare delle considerazioni sul volume d'acqua defluito nelle diverse sezioni caratteristiche. Il volume totale defluito a Ponte Pilo è di 90 milioni di m^3 , pari a quasi l'85% del volume caduto sul bacino durante l'evento; nella sezione di Astico a Pedescala il volume defluito è di 35 milioni di m^3 , pari al 39,2% del volume totale, mentre nella sezione di Posina a Stancari il volume defluito è di 25 milioni di m^3 , pari al 28,1% del volume totale (vedi tabella 2.8). I volumi defluiti ad Astico a Pedescala e a Posina Stancari contribuiscono per il 67,3% al volume totale defluito a Ponte Pilo; il restante volume sarà dovuto al torrente Assa di cui però non è possibile calcolare il volume relativo. Questo evento presenta un picco principale e come è possibile osservare dal grafico 2.21 i picchi delle portate corrispondono agli istanti in cui c'è maggiore precipitazione. È evidente inoltre come le precipitazioni siano concentrate nel periodo iniziale dell'evento ed è possibile notare come l'andamento delle portate nelle due sezioni intermedie riproduce in maniera soddisfacente l'andamento delle portate nella sezione di chiusura.

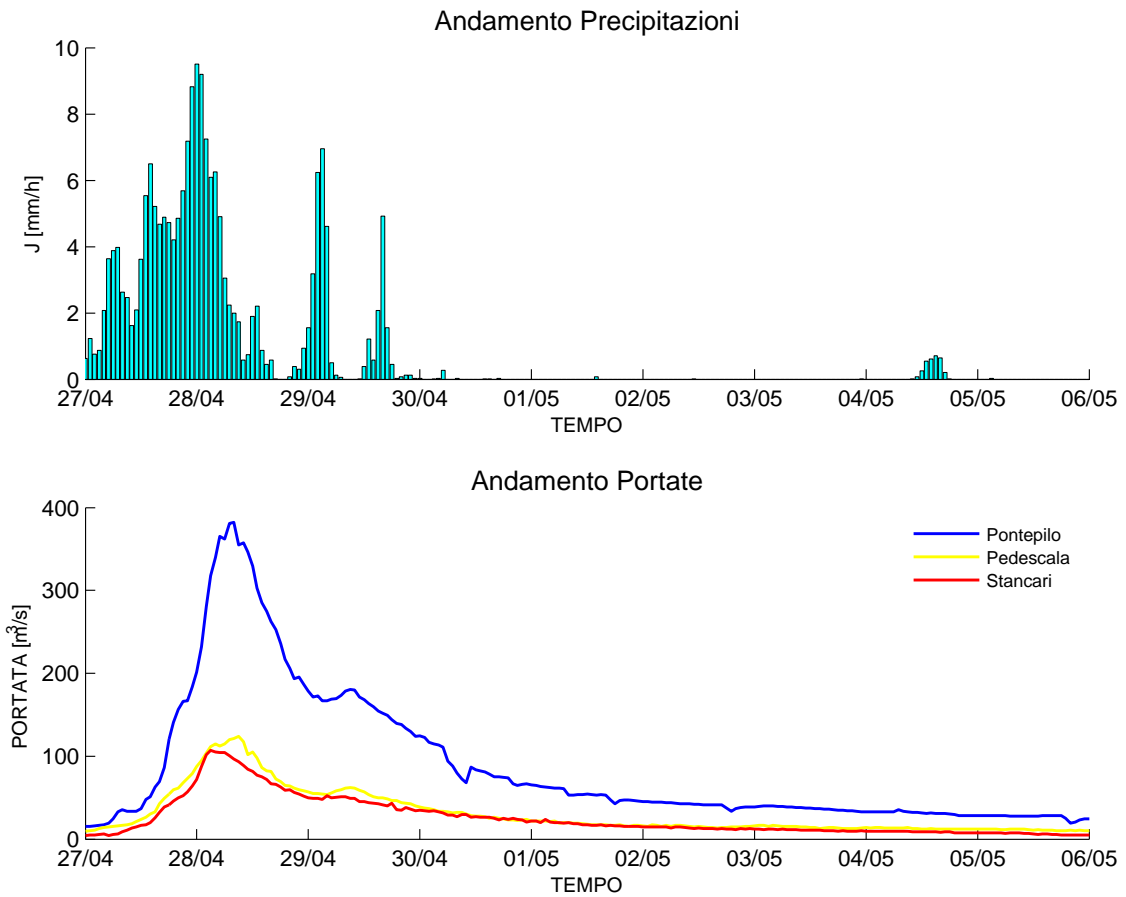


Figura 2.21: *Evoluzione temporale delle precipitazioni medie sul bacino e andamento delle portate nelle stazioni di Ponte Pilo, Astico a Pedescala e Posina a Stancari durante l'evento del 2009.*

Stazione	Volume defluito [m^3]	Percentuale Volume [%]
Astico a Pedescala	34.985.574	39,23
Posina a Stancari	25.079.274	28,12
Ponte Pilo	89.189.604	100

Tabella 2.8: Volumi defluiti e percentuali relative nelle diverse sezioni durante l'evento del 2009.

2.3.7 Analisi dei dati dell'evento del maggio 2010

L'evento del maggio 2010 si sviluppa a partire dal 2 maggio e termina il 18 maggio; la durata dell'evento è di 16 giorni ed esso rappresenta l'evento dove si verifica il valore del picco di piena minore, pari a $193 m^3/s$ che avviene il 4 maggio alle ore 20. La precipitazione totale caduta durante l'evento è pari a $263 mm$ e il volume caduto sul bacino di studio è di 145 milioni di m^3 . Analizzando l'andamento delle portate registrate si possono fare delle considerazioni sul volume d'acqua defluito nelle diverse sezioni caratteristiche. Il volume totale defluito a Ponte Pilo è di 60 milioni di m^3 , pari a circa il 40% del volume caduto sul bacino durante l'evento; nella sezione di Astico a Pedescala il volume defluito è di 24 milioni di m^3 , pari al 40,3% del volume totale, mentre nella sezione di Posina a Stancari il volume defluito è di 19 milioni di m^3 , pari al 31,2% del volume totale (vedi tabella 2.9). I volumi defluiti ad Astico a Pedescala e a Posina Stancari contribuiscono quindi per il 71,5% al volume totale defluito a Ponte Pilo; il restante volume sarà dovuto al torrente Assa di cui però non è possibile calcolare il volume relativo. Questo evento presenta un picco principale, a cui segue un ulteriore picco dell'ordine dei $160 m^3/s$; dal grafico 2.22 si può osservare come i picchi delle portate corrispondano agli istanti in cui le precipitazioni sono più intense. L'andamento delle portate nelle due sezioni intermedie riproduce inoltre in maniera soddisfacente l'andamento delle portate nella sezione di chiusura, in particolare anche in esse sono presenti i due picchi consecutivi.

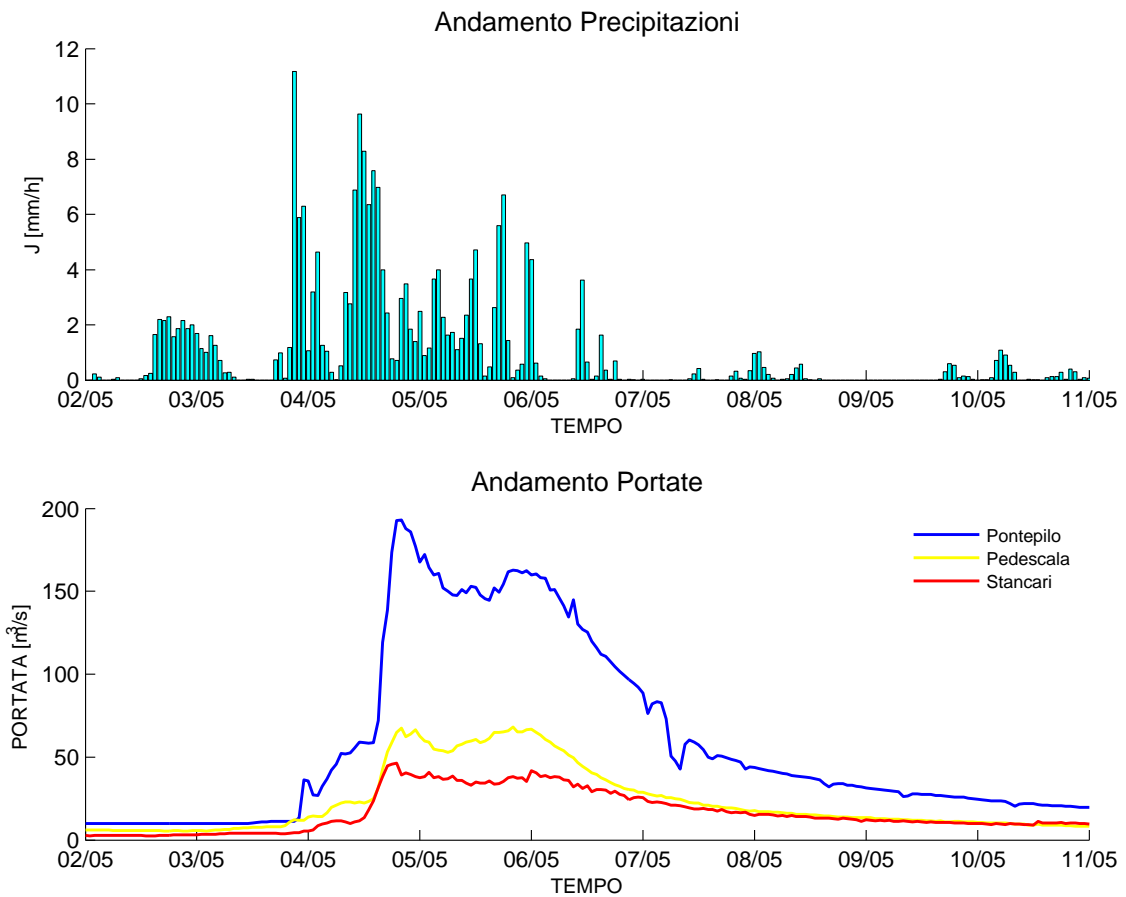


Figura 2.22: *Evoluzione temporale delle precipitazioni medie sul bacino e andamento delle portate nelle stazioni di Ponte Pilo, Astico a Pedescala e Posina a Stancari durante l'evento del maggio 2010.*

Stazione	Volume defluito [m^3]	Percentuale Volume [%]
Astico a Pedescala	24.045.606	40,30
Posina a Stancari	18.633.528	31,23
Ponte Pilo	59.666.616	100

Tabella 2.9: Volumi defluiti e percentuali relative nelle diverse sezioni durante l'evento maggio 2010.

2.3.8 Analisi dei dati dell'evento del novembre-dicembre 2010

L'evento del novembre-dicembre 2010 si sviluppa a partire dal 2 novembre e termina il 5 dicembre; la durata dell'evento è di 33 giorni e il valore di picco della portata è pari a $332 m^3/s$ e avviene il 16 novembre alle ore 15. La precipitazione totale caduta durante l'evento è pari a $362 mm$ e il volume caduto sul bacino di studio è di 200 milioni di m^3 . Analizzando l'andamento delle portate registrate si possono fare delle considerazioni sul volume d'acqua defluito nelle diverse sezioni caratteristiche. Il volume totale defluito a Ponte Pilo è di 126 milioni di m^3 , pari a circa il 65% del volume caduto sul bacino durante l'evento; nella sezione di Astico a Pedescala il volume defluito è di 43 milioni di m^3 , pari al 34,2% del volume totale, mentre nella sezione di Posina a Stancari il volume defluito è di 50 milioni di m^3 , pari al 39,6% del volume totale (vedi tabella 2.10). Questo evento è l'unico tra quelli analizzati in cui il volume defluito a Posina Stancari risulta essere prevalente rispetto a quello defluito ad Astico a Pedescala. Tali volumi contribuiscono per quasi il 75% al volume totale defluito a Ponte Pilo; il restante volume sarà dovuto al torrente Assa di cui però non è possibile calcolare il volume relativo. Oltre al picco principale questo evento presenta un secondo picco con valore di portata inferiore pari a $102 m^3/s$ che è avvenuto il 22 novembre. Come è possibile osservare dal grafico 2.23 l'andamento delle portate nelle due sezioni intermedie riproduce in maniera soddisfacente l'andamento delle portate nella sezione di chiusura e inoltre i picchi delle portate corrispondono agli istanti in cui le precipitazioni sono più intense.

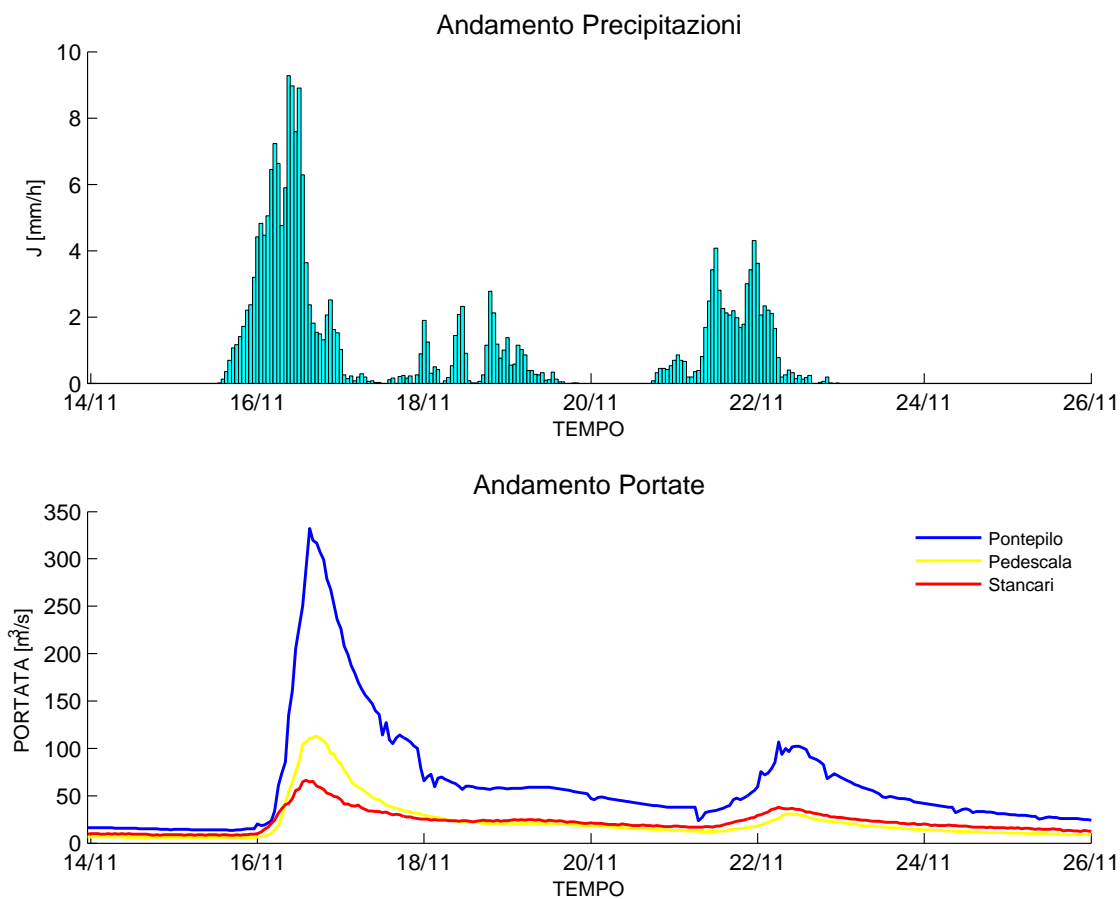


Figura 2.23: *Evoluzione temporale delle precipitazioni medie sul bacino e andamento delle portate nelle stazioni di Ponte Pilo, Astico a Pedescala e Posina a Stancari durante l'evento del novembre-dicembre 2010.*

Stazione	Volume defluito [m^3]	Percentuale Volume [%]
Astico a Pedescala	43.274.700	34,24
Posina a Stancari	50.064.030	39,61
Ponte Pilo	126.380.016	100

Tabella 2.10: *Volumi defluiti e percentuali relative nelle diverse sezioni durante l'evento del novembre-dicembre 2010.*

2.3.9 Analisi dei dati dell'evento del dicembre 2010

L'evento del dicembre 2010 si sviluppa a partire dal 19 dicembre e termina il 31 dicembre; la durata dell'evento è di 13 giorni e il valore di picco della portata è pari a $346 m^3/s$ e avviene il 24 dicembre alle ore 6. La precipitazione totale caduta durante l'evento è pari a $180 mm$ e il volume caduto sul bacino di studio è di 100 milioni di m^3 . Analizzando l'andamento delle portate registrate si possono fare delle considerazioni sul volume d'acqua defluito nelle diverse sezioni caratteristiche. Il volume totale defluito a Ponte Pilo è di 60 milioni di m^3 , pari al 60% del volume caduto sul bacino durante l'evento; nella sezione di Astico a Pedescala il volume defluito è di circa 20 milioni di m^3 , pari al 33,7% del volume totale, mentre nella sezione di Posina a Stancari il volume defluito è di 18 milioni di m^3 , pari al 30,4% del volume totale (vedi tabella 2.11). I volumi defluiti ad Astico a Pedescala e a Posina Stancari contribuiscono quindi per quasi il 65% al volume totale defluito a Ponte Pilo; il restante volume sarà dovuto al torrente Assa di cui però non è possibile calcolare il volume relativo. Questo evento presenta un picco principale e come è si può osservare dal grafico 2.24 le precipitazioni sono concentrate nel periodo iniziale fino al 26 dicembre; tale periodo in cui la precipitazione risulta più intensa coincide con il periodo in cui si presenta il picco di portata.

2.3.10 Analisi dei dati dell'evento 2011

L'evento del 2011 si sviluppa a partire dal 15 marzo e termina il 31 marzo; la durata dell'evento è di 17 giorni e il valore di picco della portata è pari a 211

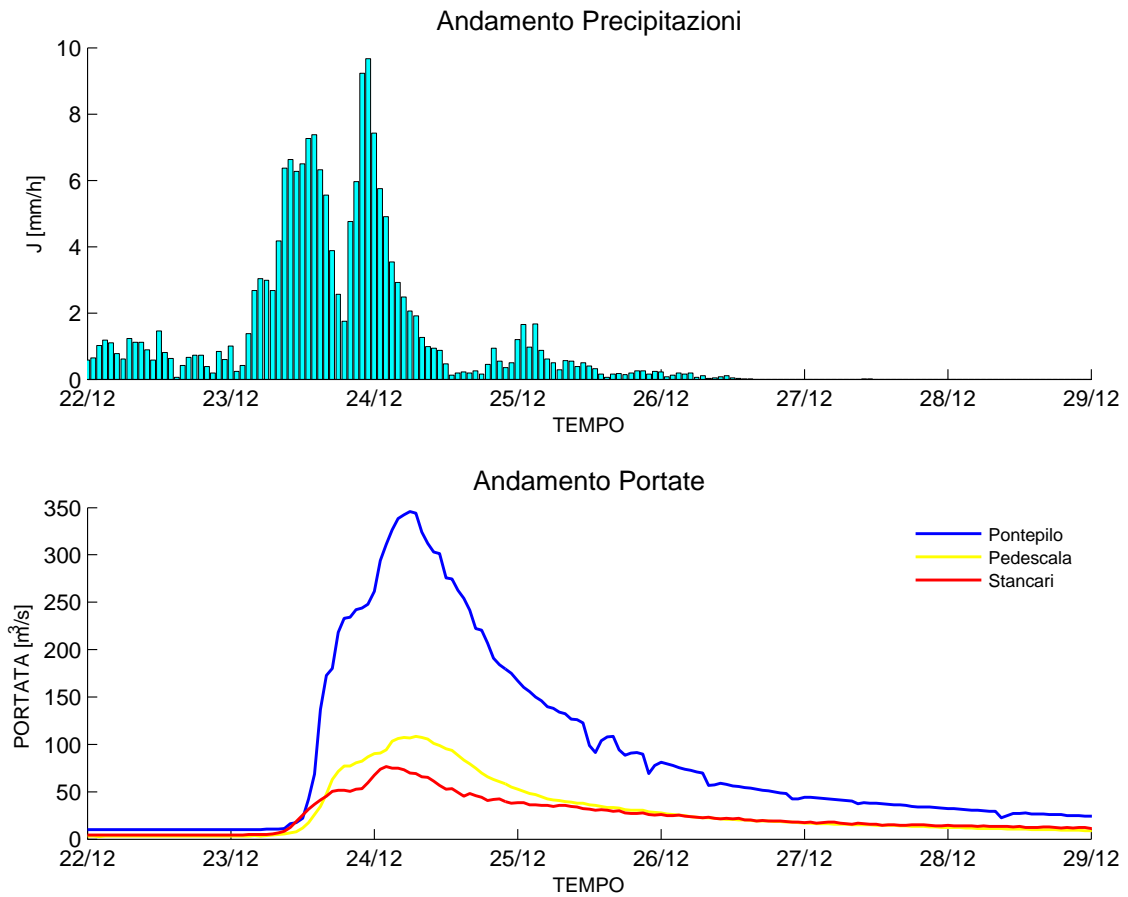


Figura 2.24: *Evoluzione temporale delle precipitazioni medie sul bacino e andamento delle portate nelle stazioni di Ponte Pilo, Astico a Pedescala e Posina a Stancari durante l'evento del dicembre 2010.*

Stazione	Volume defluito [m^3]	Percentuale Volume [%]
Astico a Pedescala	20.324.610	33,72
Posina a Stancari	18.293.364	30,35
Ponte Pilo	60.280.938	100

Tabella 2.11: *Volumi defluiti e percentuali relative nelle diverse sezioni durante l'evento del dicembre 2010.*

m^3/s e avviene il 16 marzo alle ore 16. La precipitazione totale caduta durante l'evento è pari a 122 mm e il volume caduto sul bacino di studio è di 67 milioni di m^3 . Analizzando l'andamento delle portate registrate si possono fare delle considerazioni sul volume d'acqua defluito nelle diverse sezioni caratteristiche. Il volume totale defluito a Ponte Pilo è di 40 milioni di m^3 , pari a quasi il 60% del volume caduto sul bacino durante l'evento; nella sezione di Astico a Pedescala il volume defluito è di 17 milioni di m^3 , pari al 42,4% del volume totale, mentre nella sezione di Posina a Stancari il volume defluito è di 15 milioni di m^3 , pari al 37,9% del volume totale (vedi tabella 2.12). I volumi defluiti ad Astico a Pedescala e a Posina Stancari contribuiscono per circa l'80% al volume totale defluito a Ponte Pilo; il restante volume sarà dovuto al torrente Assa di cui però non è possibile calcolare il volume relativo. Questo evento è uno dei tre eventi scelti con portate di picco minori; dal grafico 2.25 si osserva come l'andamento delle portate riproduca in maniera soddisfacente l'andamento delle precipitazioni, ovvero i picchi delle portate corrispondono agli istanti in cui la precipitazione è più intensa.

Stazione	Volume defluito [m^3]	Percentuale Volume [%]
Astico a Pedescala	16.850.502	42,44
Posina a Stancari	15.057.090	37,92
Ponte Pilo	39.705.372	100

Tabella 2.12: *Volumi defluiti e percentuali relative nelle diverse sezioni durante l'evento del 2011.*

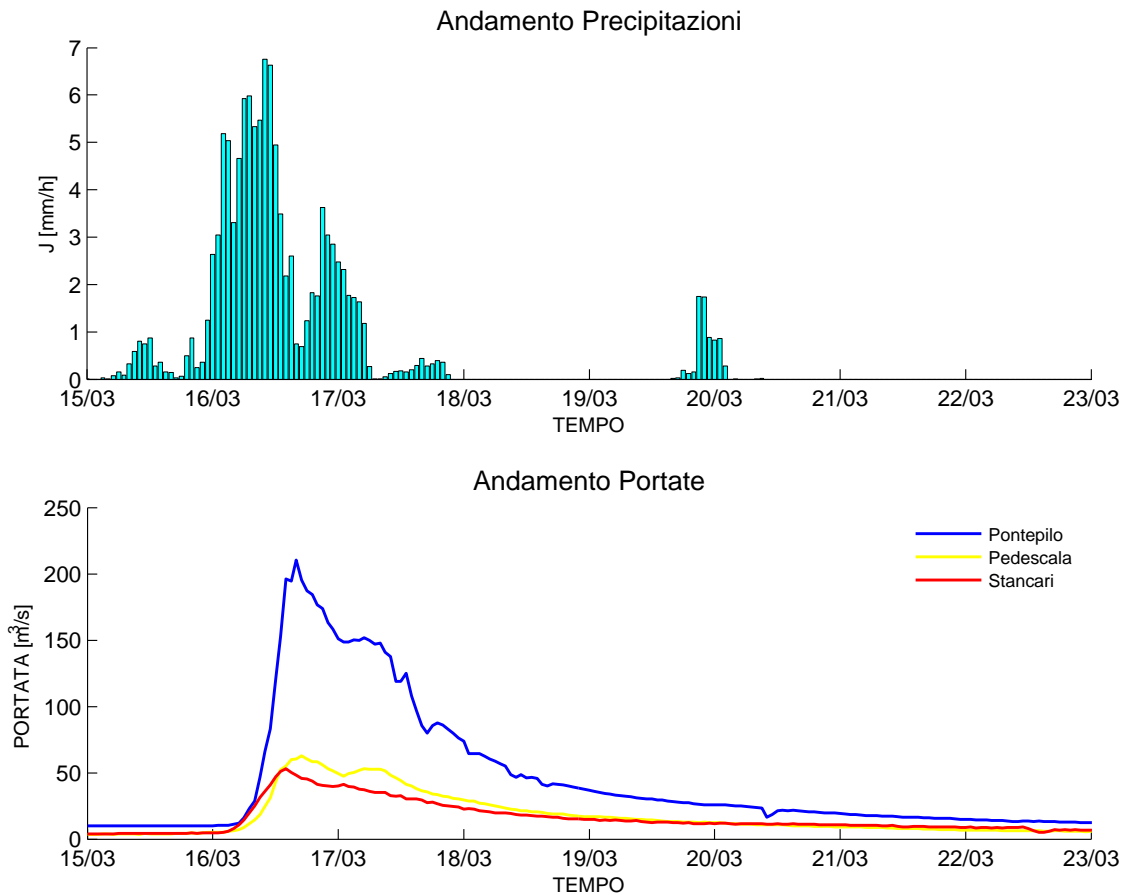


Figura 2.25: *Evoluzione temporale delle precipitazioni medie sul bacino e andamento delle portate nelle stazioni di Ponte Pilo, Astico a Pedescala e Posina a Stancari durante l'evento del 2011.*

Capitolo 3

Estrazione della rete idrografica

3.1 Analisi geomorfologica

Attualmente per eseguire l'estrazione della rete idrografica si usano le mappe digitali del terreno (DTM, Digital Terrain Map) che rendono possibile l'analisi obiettiva delle proprietà geomorfologiche in bacini anche di grande estensione (e.g. [22]). Le rappresentazioni digitali delle reti idrografiche che le mappe digitali consentono di ottenere sono inoltre di centrale interesse nei modelli idrologici distribuiti o semi-distribuiti in quanto contengono molte informazioni utili sulle modalità secondo cui il flusso idrologico si organizza e trasferisce massa ed energia verso la sezione di chiusura di un bacino.

Le mappe digitali del terreno sono immagini digitali del terreno che consentono di rappresentare in modo discreto la topografia di un terreno attraverso l'individuazione delle elevazioni della superficie terrestre in corrispondenza dei nodi di una griglia omogenea bidimensionale. Nel caso presente, per il bacino del Fiume Astico chiuso a Ponte Pilo è stato utilizzato un DTM a 50 m, discretizzato in una matrice di 544 X 625 elementi. In bacini montani, nei quali i gradienti topografici svolgono un ruolo predominante nel determinare la direzione dei flussi in transito, una mappa digitale delle elevazioni permette un'adeguata caratterizzazione spaziale di molte proprietà geomorfologiche, come ad esempio la pendenza, le direzioni di drenaggio, la curvatura e l'area drenata da ogni singola cella.

Per l'estrazione della rete si è utilizzato il tool TauDEM (Terrain Analysis Using Digital Elevation Models, versione 5.1 [23]) in Arcgis che permette di estrarre la rete a partire dalle mappe digitali del terreno. Una volta caricato il DTM (discretizzato con elementi di lato pari a 50 m) si eseguono gli algoritmi del TauDEM; la prima operazione consiste nel rimuovere i pixel che hanno una quota più bassa rispetto a quelle di tutti i pixel circostanti (Pits), assegnando al pixel interessato una quota pari a quella più bassa tra i pixel adiacenti. Il passo successivo nella procedura di determinazione della rete di canali consiste nell'assegnare la direzione di drenaggio che compete ad ogni pixel del bacino, in base alla direzione di massima pendenza. Le direzioni di drenaggio si possono valutare secondo due approcci distinti in base ad algoritmi a direzione singola (D8) (figura 3.1) o Multipla (Dinf) (figura 3.2)([20]), a seconda che si assuma che una cella possa drenare solo verso una delle otto celle adiacenti oppure che il flusso proveniente da una cella si possa ripartire verso più celle adiacenti. Successivamente, si procede al calcolo dell'area drenata da ciascun pixel (ossia quella porzione di area del bacino che contribuisce al deflusso che attraversa il pixel considerato): si calcola la quantità di flusso che confluisce su ogni singola cella, derivante dalla somma delle celle vicine; ogni cella infatti versa sulla cella a valle il proprio contributo sommato al contributo che le singole celle vicine le apportano. Ora si andranno a descrivere più approfonditamente i diversi algoritmi del TauDEM.

3.1.1 Pit Removal

L'algoritmo *Pit Remove* permette di individuare e rimuovere quelle celle aventi altezze anomale all'interno del DTM e le porta allo stesso valore di elevazione delle celle presenti sul loro bordo. Spesso all'interno di un DTM esistono dei siti caratterizzati da una quota più bassa rispetto a quelle di tutti i pixel circostanti, per i quali quindi non è possibile determinare una direzione di drenaggio; essi sono considerati dall'algoritmo come dei punti che interferiscono nel percorso del flusso dell'acqua lungo il DTM, così vengono rimossi modificando la loro quota

e riportandola ad un livello coerente con tale flusso.

3.1.2 D8 Flow Directions

L'algoritmo *D8 Flow Directions* crea due griglie: la prima contiene la direzione di flusso di ogni cella, calcolata con la direzione di massima pendenza. Si considera ogni singolo pixel e si osserva quale tra gli 8 pixel circostanti fornisce la massima pendenza, considerando la quota del pixel e le quote dei pixel adiacenti nelle 4 direzioni cardinali e nelle 4 direzioni diagonali. La codifica della direzione del flusso è rappresentata numericamente con una serie finita di valori interi: 1=Est, 2=Nord Est, 3=Nord, 4=Nord-Ovest, 5=Ovest, 6=Sud-Ovest, 7=Sud, 8=Sud-Est (figura 3.1). La seconda griglia contiene la pendenza calcolata nella direzione della discesa massima ed è restituita come distanza percorsa dal salto, utilizzando la tangente dell'angolo.

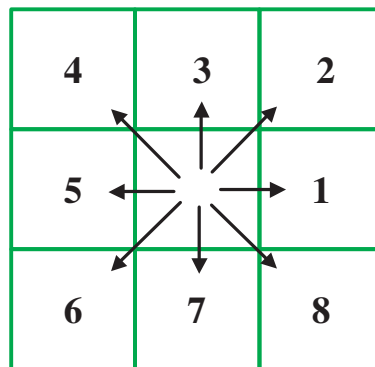


Figura 3.1: *Rappresentazione dello schema ad otto direzioni di drenaggio.*

3.1.3 D8 Contributing Area

L'algoritmo *D8 Contributing Area* calcola la quantità di flusso che confluisce su ogni singolo pixel del nostro modello; calcola una griglia di aree contribuenti utilizzando il modello di direzione del flusso unico D8. Il contributo di ogni pixel della griglia sui pixel a valle interessati è unitario. L'area contribuyente per

ogni pixel della griglia è valutata come il suo contributo unitario a cui si somma il contributo da parte dei pixel vicini di monte che drenano in esso secondo il modello di flusso D8. Quindi ogni pixel versa sul pixel a valle il proprio contributo unitario sommato al contributo che altri singoli pixel vicini apportano ad esso.

3.1.4 D_{∞} Flow Directions

Similmente all'algoritmo *D8 Flow Directions* l'algoritmo *D_{∞} Flow Directions* restituisce la pendenza e la relativa direzione del flusso idrologico per ciascuna cella, ma in questo caso tali parametri vengono calcolati tenendo conto dell'angolo della direzione del flusso calcolato lungo la pendenza maggiore, misurato in radianti ed in senso antiorario a partire dalla direzione Est. La direzione del flusso è definita come la pendenza più ripida verso il basso su facce triangolari planari su una griglia blocco centrata. La codifica relativa alla direzione del flusso può assumere quindi valori in radianti decimali e positivi interni all'intervallo $0 \div 2\pi$ (figura 3.2). Il flusso risultante in una griglia viene quindi generalmen-

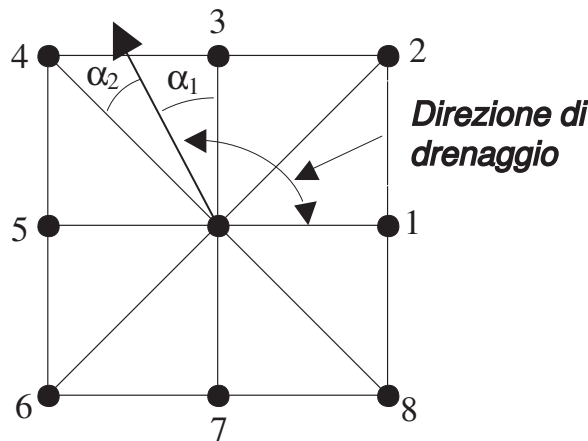


Figura 3.2: *Rappresentazione dello schema ad infinite direzioni di drenaggio.*

te interpretato come proporzionato tra le due celle adiacenti che definiscono la faccia triangolare con la più ripida pendenza. Anche in questo caso la pendenza

è calcolata nella direzione della discesa massima ed è restituita come distanza percorsa dal salto, utilizzando la tangente dell'angolo.

3.1.5 D_{∞} Contributing Area

Similmente all'algoritmo *D8 Contributing Area* l'algoritmo *D_{∞} Contributing Area* calcola la quantità di flusso che confluisce su ogni singolo pixel del nostro modello; calcola le aree contribuenti utilizzando il modello di direzione del flusso multiplo D-Infinity. Il contributo di ogni singolo pixel sui pixel a valle interessati è pari alla lunghezza del pixel. Ogni pixel versa sul pixel a valle il proprio contributo sommato al contributo che i singoli pixel vicini apportano ad esso in relazione e proporzione all'angolo di flusso: per particolari angoli intermedi alle 8 direzioni principali il flusso viene distribuito non ad una singola ma a due diverse celle a valle, in percentuali proporzionali alla vicinanza della direzione del flusso alle due direzioni dirette tra il centro della cella a monte e le due celle a valle. L'area contribuyente per ogni pixel della griglia è valutata come il proprio contributo a cui si somma il contributo da parte dei pixel vicini di monte che hanno qualche frazione drenante in esso secondo il modello di flusso D-Infinity.

3.1.6 Grid Network

L'algoritmo *Grid Network* crea tre griglie che contengono per ogni cella della griglia:

- il numero di ordine di Strahler;
- il percorso più lungo;
- il percorso totale.

Questi valori derivano dalla rete definita dal modello di flusso D8. L'ordine di Strahler definisce l'ordine di ogni tratto d'asta fluviale in relazione alla gerarchia dei tributari; il metodo si fonda sulle seguenti regole:

- le sorgenti hanno numero di ordine di Strahler pari ad uno;

- il ramo generato dalla confluenza di due rami di ordine diverso assume l'ordine del maggiore;
- il ramo generato dalla confluenza di due rami di ordine uguale assume l'ordine originale incrementato di uno;
- quando più di due rami si uniscono, il ramo generato assume l'ordine più elevato dei rami in entrata oppure il secondo ordine più grande aumentato di uno.

Il percorso più lungo rappresenta la lunghezza del percorso di flusso dalla cella più lontana che drena in ciascuna cella, ovvero restituisce per ogni cella il valore relativo alla lunghezza del percorso seguito dal flusso che parte dalla cella affluente più lontana.

Il percorso totale rappresenta invece per ogni cella il valore della lunghezza del percorso prodotto dall'intera rete di flussi del bacino sotteso dalla cella considerata; ovvero rappresenta la somma delle lunghezze dei percorsi seguiti da ogni flusso che, partendo da ciascuna cella appartenente al relativo bacino a monte, affluiscono nella cella per cui è calcolato il valore. Le lunghezze descritte sono misurate tra i centri dei pixel tenendo conto delle dimensioni dei pixel e se la direzione è adiacente o diagonale.

3.2 Individuazione dei siti canalizzati

L'individuazione dei siti canalizzati appartenenti alla regione studiata è ottenuta tramite l'imposizione di soglie topografiche, che sono proporzionali alle portate minime in corrispondenza delle quali si ha l'incisione del sedimento. La corretta determinazione della rete canalizzata svolge un ruolo importante nella caratterizzazione idrologica di un bacino montano: la struttura di drenaggio determina infatti l'imprinting geomorfologico della risposta idrologica del corso d'acqua, e modula in maniera decisiva anche gli effetti macroscopici dovuti alla presenza di pattern caratteristici di pioggia oppure legati alle diverse dinamiche di propagazione tipiche dei versanti e dei canali (e.g. [5]).

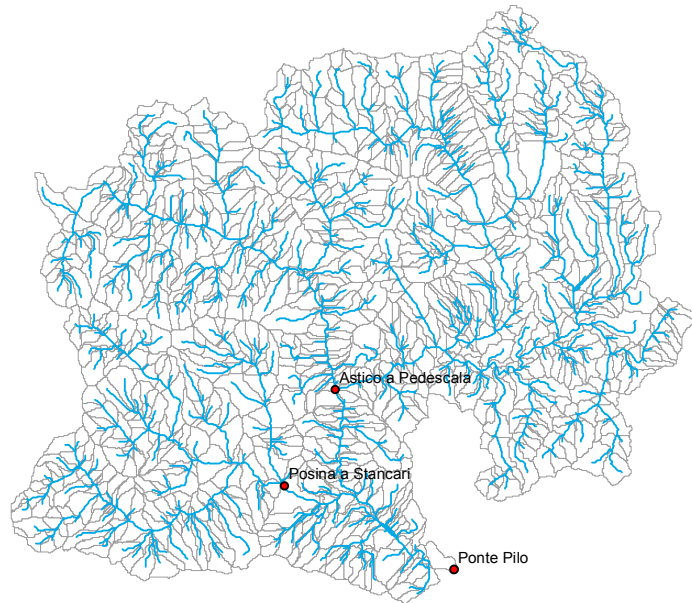


Figura 3.3: Estrazione della rete con un valore di treshold pari a 100.

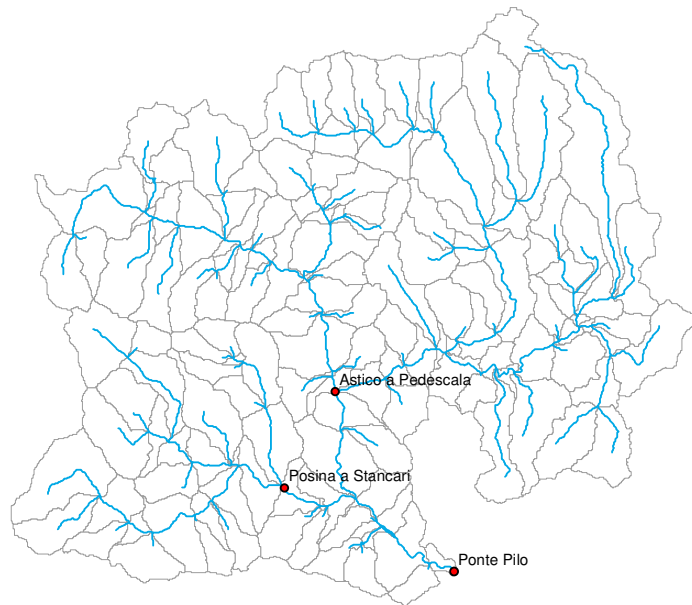


Figura 3.4: Estrazione della rete con un valore di treshold pari a 800.

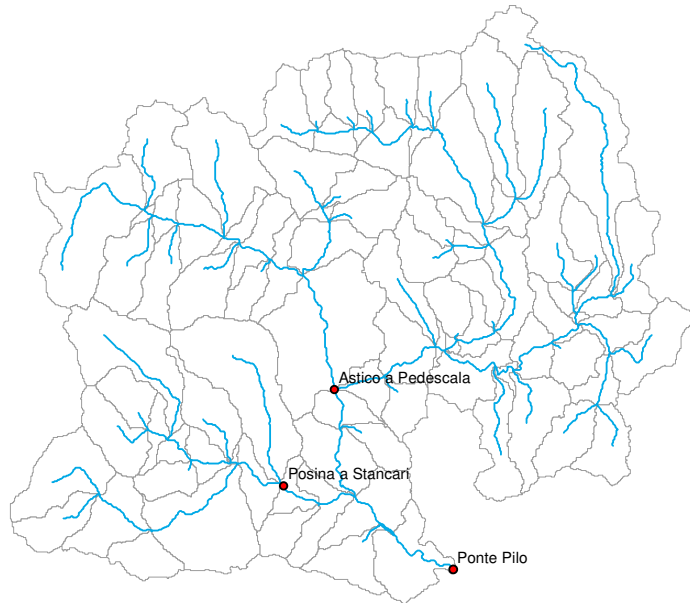


Figura 3.5: Estrazione della rete con un valore di treshold pari a 1200.

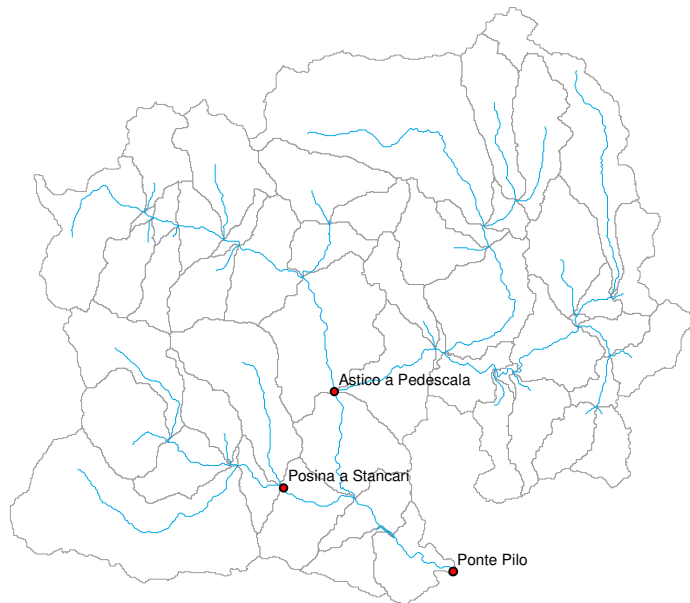


Figura 3.6: Estrazione della rete con un valore di treshold pari a 2200.

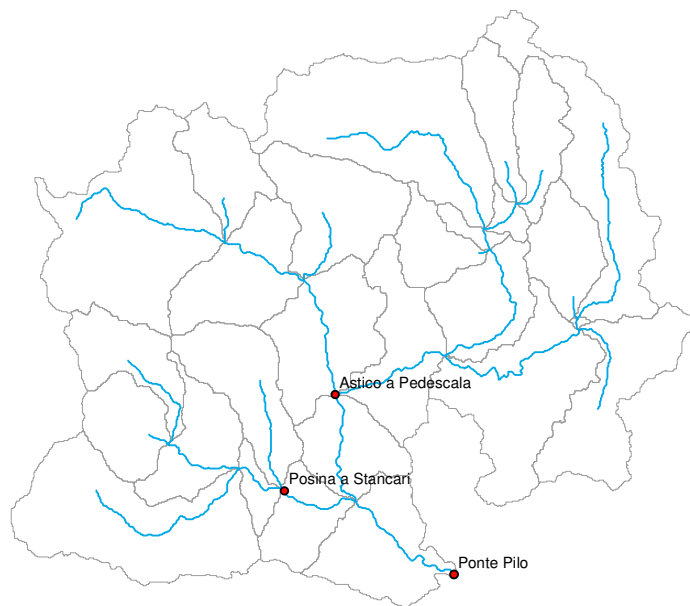


Figura 3.7: Estrazione della rete con un valore di treshold pari a 4000.

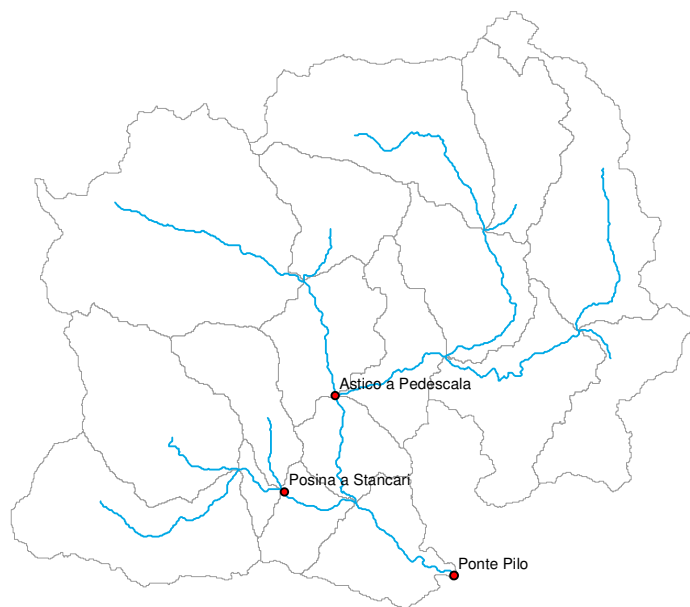


Figura 3.8: Estrazione della rete con un valore di treshold pari a 6000.

L'individuazione dei pixel canalizzati all'interno della mappa è avvenuta tramite un criterio geomorfologico basato sulla soglia sull'area drenata. Il metodo è stato verificato variando il valore della soglia di canalizzazione (vedi figure 3.4, 3.5, 3.6, 3.7, 3.8), in modo da ottenere reticoli idrografici caratterizzati da diverse densità di drenaggio (i.e. il reciproco della distanza media da percorrere all'interno del bacino seguendo le direzioni di drenaggio prima di incontrare il primo pixel canalizzato, vedi tabella 3.1). Note le lunghezze L_i dei collettori costituenti la rete idrografica e l'area totale S del bacino sotteso dalla sezione considerata si è ricavata la densità di drenaggio d_d mediante la seguente relazione ([7]):

$$d_d = \frac{\sum L_i}{S} \quad (3.1)$$

Valore soglia	Lunghezza totale rete [km]	Densità di drenaggio [km ⁻¹]
100	708,60	1,299
800	273,59	0,502
1200	225,45	0,413
2200	168,23	0,308
4000	132,37	0,243
6000	105,36	0,193

Tabella 3.1: Valori della lunghezza totale della rete e della densità di drenaggio per ciascun valore di soglia.

In questo lavoro di tesi si è deciso di usare una soglia sull'area drenata perché si è osservato che la descrizione delle rete idrografica tramite tale criterio avesse un buon grado di accuratezza; il principale motivo di ciò è dovuto al fatto che si sta trattando un bacino montano.

3.2.1 Soglia sull'area drenata

Inizialmente è stata imposta una soglia per la canalizzazione sulla sola area cumulata, classificando cioè come canalizzati quei pixel per cui il valore dell'area

drenata A_i ecceda una soglia fissata A_s :

$$A_i \geq A_s \quad (3.2)$$

Questo metodo si fonda sull'ipotesi che le strutture permanenti di drenaggio si formino nelle zone di un bacino dove il flusso maggiormente si concentra. Solitamente la soglia A_s si sceglie cercando di approssimare al meglio le reti idrografiche riportate nella cartografia ufficiale, sebbene essa sia generalmente 'povera' e trascuri molti canali di primo ordine.

In linea generale, osserviamo che al crescere della densità di drenaggio aumenta la precisione con cui vengono individuate le strutture permanenti di drenaggio presenti nel territorio. Al di sotto di un certo valore di soglia, tuttavia, la rete estratta si infittisce fino a comprendere anche strutture di drenaggio temporanee (e.g. rivoli) caratterizzate da proprietà dinamiche chiaramente distinte da quelle dei veri e propri canali. È inoltre evidente come, ai fini della determinazione della risposta globale del bacino, il prezzo da pagare in termini computazionali per ottenere il massimo dettaglio possibile sia del tutto inadeguato rispetto ai vantaggi che una simile operazione comporterebbe: già per densità di drenaggio superiori a $0,4 \text{ km}^{-1}$ il numero di canali della rete diventa dell'ordine di 10^3 unità, allungando i tempi di calcolo della risposta idrologica in modo sensibile. Nella scelta della soglia di canalizzazione più opportuna è importante considerare il legame tra le caratteristiche geomorfologiche del sito in esame ed i processi di concentrazione del flusso, se si vuole conferire a tale soglia un più preciso significato fisico. Quando si assuma che la 'testa' del canale possa essere individuata sulla base della mole di materiale trasportato dal flusso, appare adeguato porre una soglia sull'area cumulata; secondo questa impostazione, il depositarsi del trasporto solido nei versanti darebbe luogo a profili *convessi*, mentre nei canali produrrebbe profili *concavi* (e.g. [9]). La testa dei canali coinciderebbe quindi con il punto di transizione tra forme *concave* e *convexe* della topografia (e.g. [21]). Si sono eseguite diverse prove di estrazione della rete variando il valore di soglia; la soglia definitiva scelta risulta pari a 2200 pixel, ovvero pari a un'area di $5,5 \text{ km}^2$. In generale si osserva come al diminuire del valore di soglia la densità di

drenaggio aumenti. Il criterio basato sulla sola area cumulata risulta più adatto ad individuare il passaggio da versante a valle che non il punto di transizione tra versanti e canali.

3.2.2 Soglia sul prodotto fra area cumulata e quadrato della pendenza

Un'altro modo per definire il passaggio fra versanti e canali è quello basato sulla relazione tra area drenata e pendenza, in grado quindi di discriminare gli stati versante da quelli canale sulla base delle differenze nei processi di incisione che hanno luogo (secondo l'ipotesi che il canale inizi dopo che una certa zona è stata erosa oltre un assegnato limite). Questa metodologia di estrazione è basata sull'imposizione di soglie topografiche che coinvolgano tanto l'area cumulata quanto la pendenza, ed è in grado quindi di riprodurre la disuniformità spaziale delle densità di drenaggio tipica dei bacini reali. Con tale criterio di estrazione ([11]) risultano canalizzati quei siti per i quali il prodotto fra l'area drenata A_i e la potenza k -sima della pendenza locale ∇z_i ecceda un certo valore di soglia S :

$$A_i \nabla z_i^k \geq S \quad (3.3)$$

Questo criterio rende conto di come i fenomeni di canalizzazione siano, a parità di flusso, favoriti dalla presenza di zone ad elevata pendenza. Nel considerare una soglia che tenga conto anche della pendenza locale del sito allo studio, si assume che il meccanismo dominante sia l'erosione, ossia che la testa del canale si verifichi in corrispondenza di un cambiamento nei processi di trasporto. È stato infatti dimostrato (e.g. [8]) che al di sotto di una certa area critica i meccanismi di trasporto dipendono solo dalla pendenza, mentre al di sopra di tale soglia diventa limitante la portata. Il criterio basato sull'imposizione di una soglia sul prodotto area-pendenza, è stato validato anche sperimentalmente in numerosi bacini (e.g. [12]), per i quali è stato dimostrato come i punti di inizio dei canali siano caratterizzati da un valore costante del prodotto fra area cumulata e quadrato della pendenza.

Generalmente le reti di drenaggio estratte mediante l'applicazione di una soglia sul prodotto area-pendenza risultano caratterizzate da densità di drenaggio decrescenti da monte verso valle, per via della naturale diminuzione delle pendenze in gioco nelle zone più prossime alla sezione di chiusura del bacino, rendendo conto pertanto delle disomogeneità spaziali delle reti naturali. Si noti infine che il valore prescelto dell'esponente k nell'equazione (3.3) è solitamente assunto pari a 2, cosicché la quantità a primo membro nell'equazione (3.3) possa essere proporzionale al quadrato dello sforzo tangenziale al fondo prodotto dal flusso in transito (e.g. [13]).

3.3 Identificazione della rete di flusso e dei sottobacini

Si è giunti quindi all'individuazione dei pixel canalizzati ottenendo una griglia che indica con il codice 1 i pixel canalizzati e quindi la presenza di flusso e con il codice 0 i pixel non canalizzati e quindi l'assenza di flusso. Successivamente si implementa l'algoritmo *Stream Reach and Watershed* ottenendo una rappresentazione della rete idrografica e dei sottobacini generata dall'analisi delle informazioni prodotte dagli algoritmi precedenti. In particolare tale algoritmo genera in output:

- *Output Stream Order Grid*: una griglia con valori dei pixel appartenenti alla rete di flusso ordinati secondo l'ordine di Strahler (vedi paragrafo 3.1.6);
- *Output Network Connectivity Tree*: file che descrive la connettività topologica della rete;
- *Output Network Coordinates*: file che contiene le coordinate e gli attributi dei punti lungo la rete di flusso;
- *Output Stream Reach Shapefile*: è uno shapefile che fornisce i collegamenti in una rete di flusso; rappresenta l'intera rete idrografica del bacino considerato;

- *Output Watershed Grid*: griglia che fornisce la rappresentazione dei singoli sottobacini in relazione a ciascun tratto della rete idrografica.

È interessante osservare in particolare i file *Output Network Connectivity Tree* e *Output Network Coordinates* che poi saranno inseriti come dati di input nel modello geomorfologico. Il file *Network Connectivity Tree* contiene nelle diverse colonne:

- colonna 1: numero che identifica ciascun collegamento della rete;
- colonna 2: numero che identifica il punto iniziale del tratto nel file *Network Coordinates*;
- colonna 3: numero che identifica il punto finale del tratto nel file *Network Coordinates*;
- colonna 4: indica il numero di collegamento del tratto successivo (a valle); se uguale a -1 indica che non è presente alcun tratto a valle, ovvero indica un tratto terminale della rete;
- colonne 5 e 6: indicano i numeri di collegamento dei tratti precedenti (a monte); se uguale a -1 indica che non sono presenti tratti a monte, ovvero indica un tratto iniziale della rete;
- colonna 7: ordine di Strahler del tratto considerato;
- colonna 8: indica il punto di monitoraggio identificatore dell'estremità a valle del collegamento; se uguale a -1 indica che l'estremità a valle non è un punto di monitoraggio;
- colonna 9: indica il numero di tratti sorgenti a monte del tratto considerato; se uguale a 1 indica che è un tratto sorgente.

Invece il file *Network Coordinates* contiene nelle diverse colonne per ciascun pixel canalizzato:

- colonna 1: coordinata X;
- colonna 2: coordinata Y;
- colonna 3: distanza, lungo il canale, dalla sezione di chiusura;
- colonna 4: elevazione;
- colonna 5: area contribuyente.

A partire quindi dalle mappe digitali del terreno e utilizzando gli algoritmi del TauDEM si è estratta la rete idrografica del bacino considerato; in questo modo si è riusciti ad estrapolare informazioni su alcune proprietà geomorfologiche, come ad esempio la pendenza, le direzioni di drenaggio, la curvatura e l'area drenata da ogni singola cella ed è stato inoltre possibile ottenere una descrizione dettagliata della rete idrografica e dei diversi sottobacini afferenti a ciascun tratto della rete.

Capitolo 4

Tecniche d'interpolazione geostatistica

In molti problemi di interesse idrologico nasce la necessità di stimare il valore assunto in un punto da una grandezza variabile nello spazio, sulla base dei valori osservati in altri punti dello spazio. Le tecniche di interpolazione geostatistica permettono, a partire da un campione di dati distribuiti sul dominio di interpolazione, la stima di una certa variabile in punti in cui essa non è nota a priori. Un'operazione importante nella valutazione di un modello di risposta idrologica è la determinazione della precipitazione che incide sul bacino nelle sue diverse parti sulla base di misure pluviografiche di tipo puntuale. La precipitazione è un fenomeno che presenta una grande variabilità sia spaziale che temporale e quindi nei modelli di previsione dei deflussi è necessario descrivere con precisione i campi di pioggia a partire dalle misure registrate nelle stazioni pluviometriche sparse nel territorio. Per realizzare una descrizione dei campi di precipitazione il più dettagliata possibile sia nello spazio che nel tempo è necessario avere un numero sufficiente di punti di misura a scala temporale adeguata. Nel caso in cui il bacino idrografico abbia dimensione confrontabile con le dimensioni caratteristiche dei fronti perturbativi, è possibile ritenere l'evento di precipitazione costante nello spazio; se, invece, la dimensione del bacino è maggiore di quella dell'evento di pioggia, risulta inaccettabile l'assunzione di una precipitazione spazialmente

omogenea. La tecnica di interpolazione usata nel presente studio è quella del Kriging, di cui si fornisce un'approfondita descrizione.

4.1 Il Kriging

Il Kriging rappresenta un efficace mezzo di interpolazione statistica dei dati di pioggia misurati, essendo uno strumento di stima lineare ed ottimale (privo di errore sistematico). Esso permette, a partire da una serie di dati osservati in diverse stazioni di misura, di calcolare il più probabile valore di precipitazione in un punto generico. Ripetendo il calcolo per i centri di ogni cella di una griglia regolare, è possibile determinare la distribuzione della pioggia nello spazio.

Si assume che la precipitazione al suolo $z(\bar{x})$ sia una funzione delle coordinate spaziali \bar{x} che costituisce la realizzazione di un campo aleatorio. Tale funzione non è nota in tutti i punti della regione ma deve essere ricostruita a partire dalle misure disponibili e da considerazioni legate alla natura del fenomeno fisico che è alla sua origine. Per questo motivo la funzione $z(\bar{x})$ viene considerata una tra le infinite possibili realizzazioni generabili da un campo aleatorio. Per descrivere in maniera sperimentalmente accessibile tale funzione aleatoria continua si utilizzano solitamente i suoi momenti fino al secondo ordine:

- la *media*

$$\mu = E(z) = \int_{-\infty}^{+\infty} z \cdot d[F(z)] = \int_{-\infty}^{+\infty} z \cdot f(z) \cdot dz \quad (4.1)$$

- la *varianza*

$$\sigma_z^2 = E[(z - \mu)^2] = \int_{-\infty}^{+\infty} (z - \mu)^2 \cdot d(F(z)) = \int_{-\infty}^{+\infty} (z - \mu)^2 \cdot f(z) \cdot dz \quad (4.2)$$

- il *variogramma*

$$\begin{aligned} \gamma(\bar{x}, \bar{h}) &= 1/2 \sigma^2 [Z(\bar{x} + \bar{h}) - Z(\bar{h})] = \\ &= 1/2 E \left\{ [Z(\bar{x} + \bar{h}) - Z(\bar{x})] - E[Z(\bar{x} + \bar{h}) - Z(\bar{x})] \right\}^2 \end{aligned} \quad (4.3)$$

dove \bar{x} rappresenta il vettore coordinate di un punto generico dello spazio e $\bar{x} + \bar{h}$ il vettore coordinate di un punto che dista \bar{h} da \bar{x} ;

- l' autocovarianza

$$C(\bar{x}, \bar{h}) = E\{[Z(\bar{x} + \bar{h}) - \mu] \cdot [Z(\bar{x}) - \mu]\}. \quad (4.4)$$

Tra le ultime due grandezze, nell'ipotesi che sia definita la varianza $\sigma^2(\bar{x})$, esiste una relazione, che può essere ricavata partendo dalla definizione di variogramma, sviluppandone il quadrato e sfruttando le proprietà di linearità dell'operatore valore atteso:

$$2\gamma(\bar{x}, \bar{h}) = \sigma^2(\bar{x}, \bar{h}) + \sigma^2(\bar{x}) - 2C(\bar{x}, \bar{h}) \quad (4.5)$$

Per rendere trattabile il problema dell'interpolazione spaziale si assumono valere due proprietà statistiche:

- *omogeneità* (o *stazionarietà*): in un campo omogeneo e stazionario le proprietà statistiche del campo stesso non variano nello spazio e nel tempo;
- *ergodicità*: le realizzazioni disponibili sono rappresentative dell'intera popolazione in esame, cioè possiedono le stesse proprietà statistiche dell'insieme di tutte le possibili realizzazioni.

In particolare, la stazionarietà del secondo ordine implica le seguenti proprietà:

$$\begin{aligned} E[z(\bar{x})] &= \mu \\ C(\bar{x}, \bar{h}) &= C(\bar{h}) \\ \gamma(\bar{x}, \bar{h}) &= \gamma(\bar{h}) \end{aligned}$$

Si noti come, nel caso di campo omogeneo, l'equazione (4.5) si possa scrivere:

$$\gamma(\bar{h}) = \sigma^2(z) - C_z(h) \quad (4.6)$$

Al tendere di h ad infinito, la covarianza tende ad annullarsi e quindi il variogramma tende alla varianza; mentre al tendere di h a 0, anche il variogramma tende a 0. Questo significa che, il valore assunto dalla variabile aleatoria in un

punto dello spazio è tanto più correlato al valore assunto in un altro punto quanto minore è la distanza che separa i due punti. Quindi il variogramma fornisce una misura del grado di correlazione del campo: meno il campo è correlato e più rapidamente il variogramma si avvicina al suo valore massimo, cioè alla varianza. Nel caso del campo delle precipitazioni si approssima usualmente l'andamento del variogramma al crescere della distanza tramite una legge esponenziale:

$$\gamma_h(r) = \sigma_h^2[1 - e^{-Z}] \quad Z = \sqrt{\left(\frac{r_x}{I}\right)^2 + \left(\frac{r_y}{I}\right)^2} \quad (4.7)$$

dove r_x e r_y rappresentano le componenti secondo gli assi coordinati della distanza fra i due punti rispetto ai quali il variogramma è calcolato, $\sigma^2(h)$ è la varianza della variabile aleatoria h , I è una grandezza chiamata *scala integrale* di h , che rappresenta la distanza alla quale il campo aleatorio cessa di essere correlato.

4.1.1 Il Kriging nel campo omogeneo

Si consideri una variabile aleatoria $z(x,y)$ appartenente ad un campo omogeneo (Eq. 4.6), di cui sia noto il valore misurato in alcuni punti di un determinato dominio, e si voglia stimare z in un generico punto di coordinate (x_0, y_0) . Una stima ottimale $\hat{z}(x_0, y_0)$ è definita dalle condizioni: i) assenza di errore sistematico (i.e. errore medio nullo) e ii) varianza dell'errore minima:

$$\begin{aligned} E(\hat{z}_0 - z_0) &= 0 \\ \text{var}(\hat{z}_0 - z_0) &= \min \end{aligned} \quad (4.8)$$

Il Kriging si limita a considerare le possibili stime lineari del tipo:

$$\hat{z} = \sum \lambda_{i0} \cdot z_i \quad (4.9)$$

dove $z_i(x_i, y_i)$ sono i valori di z in n Sostituendo l'espressione (4.9) nella prima delle (4.8) e sfruttando la linearità dell'operatore valore atteso, si ottiene una prima condizione per la stima ottimale:

$$E[\hat{z}_0 - z_0] = E\left[\sum \lambda_{i0} z_i - z_0\right] = \mu - \mu = 0 \quad (4.10)$$

La seconda condizione, introducendo la definizione di varianza e sfruttando la relazione appena ricavata (Eq. 4.10), risulta

$$\text{var}(\hat{z}_0 - z_0) = E[(\hat{z}_0 - z_0) - E(\hat{z}_0 - z_0)]^2 = E[(\hat{z}_0 - z_0)^2] = \min \quad (4.11)$$

Al fine di semplificare la trattazione è opportuno trasformare il campo originario in un campo a media nulla, definendo la variabile $Y(x, y)$: $[Y(x, y) = z(x, y) - \mu]$, in modo da ridurre il problema ad una stima lineare:

$$\hat{Y}_0 = \sum \lambda_i \cdot Y_i \quad (4.12)$$

L'equazione (4.11) diventa quindi:

$$\text{var}(\hat{z}_0 - z_0) = \text{var}(\hat{Y}_0 - Y_0) = E[(\hat{Y}_0 - Y_0)^2] \quad (4.13)$$

Sviluppando il quadrato e sfruttando la proprietà di linearità del valore atteso, si ottiene:

$$E[(\hat{Y}_0 - Y_0)^2] = \sum_i \sum_j \lambda_{0i} \lambda_{0j} E[Y_i Y_j] + \sigma_Y^2 - 2 \sum_i \lambda_{0i} E[Y_0 Y_i] \quad (4.14)$$

dove $E[(Y_i Y_k)]$ rappresenta l'autocovarianza della variabile aleatoria $Y(x, y)$, valutata nei punti (x_i, y_i) e (x_k, y_k) :

$$E[(Y_i Y_k)] = C[(x_i, y_i) - (x_k, y_k)] = C(\bar{r}_{ik}) \quad (4.15)$$

avendo posto $\sum \lambda_{0i} C(\bar{r}_{ik}) = C(\bar{r}_{0k})$ e $\bar{r}_{ik} = (x_i - x_k)$, $\bar{r}_{0k} = (x_0 - x_k)$.

Sostituendo l'equazione (4.15) nella (4.14) si ottiene l'espressione finale per la funzione obiettivo:

$$\text{var}(\hat{Y}_0 - Y_0) = \sum_i \sum_j \lambda_{0i} \lambda_{0j} C(\bar{r}_{ij}) + \sigma_Y^2 - 2 \sum \lambda_{0i} C(\bar{r}_{0i}) \quad (4.16)$$

Si tratta ora di determinare i valori dei parametri λ che minimizzano tale funzione:

$$\frac{\partial[\text{var}(\hat{Y}_0 - Y_0)]}{\partial \lambda_{k0}} = 0 \quad k = 1, 2, \dots, n \quad (4.17)$$

La soluzione delle (4.17) è data dal seguente sistema lineare, scritto in forma matriciale:

$$\tilde{C}\bar{\lambda} = \bar{C}_0 \quad (4.18)$$

da cui si possono ricavare i valori dei parametri $\bar{\lambda} = \tilde{C}^{-1} \cdot \bar{C}_0$, dove

- \tilde{C} è la matrice delle covarianze, in cui il generico elemento \tilde{C}_{ij} rappresenta l'autocovarianza della variabile aleatoria fra punti che distano tra loro r_{ij} , cioè $C(\bar{r}_{ij})$:

$$\tilde{C} = \begin{bmatrix} C_{11} & C_{12} & \dots & C_{1n} \\ C_{21} & C_{22} & \dots & C_{2n} \\ \dots & \dots & \dots & \dots \\ C_{n1} & \dots & \dots & C_{nn} \end{bmatrix};$$

- \bar{C}_0 è il vettore il cui generico elemento C_{0i} rappresenta l'autocovarianza della variabile aleatoria valutata nel punto (x_0, y_0) per tutte le n osservazioni.

Risolvendo il sistema lineare si determinano quindi i pesi λ_{0i} che inseriti nell'Equazione (4.9) permettono il calcolo di \hat{z}_0 . In corrispondenza della soluzione del sistema lineare la funzione obiettivo (Equazione 4.14) presenta un minimo:

$$\sum \lambda_{0i} C(\bar{r}_{ik}) = C(\bar{r}_{0k})$$

Quindi:

$$[var(\hat{Y}_0 - Y_0)]_{MIN} = \sigma_Y^2 - \sum \lambda_i C(\bar{r}_{0i}) \quad (4.19)$$

da cui si deduce infine che la varianza dell'errore è più piccola della varianza della variabile. Quanto più il campo è correlato, tanto più grande è $C(\bar{r}_{0i})$ e tanto minore è l'errore che viene commesso nella stima.

4.1.2 Il Kriging nel campo non omogeneo

Si consideri un dominio nello spazio, per semplicità quadrato, di lato L in cui sia possibile definire le grandezze

$$m_z = \frac{1}{L^2} \int_{L \times L} z(\bar{x}) d\bar{x} \quad (4.20)$$

$$s^2(z) = \frac{1}{L^2} \int_{L \times L} [z(\bar{x}) - m_z]^2 d\bar{x} \quad (4.21)$$

Mentre, in generale, al tendere di L ad infinito m_z tende alla media, non in tutti i campi di variabili aleatorie, al tendere di L ad infinito, la $s^2(z)$ tende asintoticamente ad un valore finito pari alla varianza. In alcuni casi, infatti, intervengono delle eterogeneità tali per cui la $s^2(z)$ tende ad infinito. Questo implica la non esistenza della varianza. Per lavorare in campi non omogenei si presenta quindi la necessità di utilizzare uno strumento più generale (i.e. l'autocovarianza). Al fine di poter applicare ugualmente le tecniche di Kriging per interpolare i dati osservati, si introduce l'*ipotesi intrinseca*, assumendo che il campo degli incrementi sia omogeneo:

$$\begin{aligned} E[z(\bar{x} + \bar{h}) - z(\bar{x})] &= \mu_\Delta(\bar{h}) \\ var[z(\bar{x} + \bar{h}) - z(\bar{x})] &= 2\gamma(\bar{x}, \bar{h}) = 2\gamma(\bar{h}) \end{aligned} \quad (4.22)$$

La funzione variogramma, γ , è una generalizzazione della funzione di autocovarianza, in quanto, a differenza di quest'ultima, il variogramma esiste anche quando la varianza non è finita. La formulazione del Kriging nell'ipotesi intrinseca risulta essere analoga a quella del caso omogeneo:

$$\begin{aligned} E(\hat{z}_0) &= \mu \\ var(\hat{z}_0 - z_0) &= \min \end{aligned} \quad (4.23)$$

Sviluppando la prima delle (4.23), si ottiene

$$E\left(\sum_i^n \lambda_{i0} z_i\right) = \sum_i^n \lambda_{i0} E(z_i) = \mu \sum_i^n \lambda_{i0} \quad (4.24)$$

da cui

$$\sum_i^n \lambda_{i0} = 1 \quad (4.25)$$

In questo modo si ottiene un vincolo in più rispetto al caso stazionario, che potrà essere usato per la determinazione della soluzione. Dalla seconda delle (4.23), si ottiene

$$E \left[\sum_i^n (\lambda_{i0} z_i - z_0)^2 \right] = \min \quad (4.26)$$

Il variogramma fornisce informazioni sulla correlazione dei diversi valori del campo. Nell'ipotesi in cui la varianza, σ_z^2 , esista, si può valutare la relazione tra covarianza e variogramma:

$$\gamma(\bar{r}) = \frac{1}{2} E[z^2(\bar{x} + \bar{r}) + z^2(\bar{x}) - 2z(\bar{x} + \bar{r})z(\bar{x})] \quad (4.27)$$

Nel caso di stazionarietà del secondo ordine $E[z(\bar{x})] = \mu = \text{cost}$, sfruttando la proprietà di linearità del valore atteso, è possibile scrivere l'uguaglianza:

$$\sigma_z^2 = E[(z(\bar{x} + \bar{r}) - \mu)^2] = E[z^2(\bar{x} + \bar{r})] - \mu^2 \quad (4.28)$$

Sostituendo l'equazione (4.28) nella (4.27), si ottiene:

$$\gamma(\bar{r}) = (\sigma_z^2 + \mu^2) - E[z(\bar{x} + \bar{r}) \cdot z(\bar{x})]; \quad (4.29)$$

Ricordando la definizione di covarianza:

$$C(\bar{r}) = E[z(\bar{x} + \bar{r}) \cdot z(\bar{x})] - \mu^2 \quad (4.30)$$

Sviluppando il prodotto a secondo termine dell'equazione (4.30), ed utilizzando le proprietà di linearità del valore atteso E, si perviene alla seguente espressione:

$$\gamma(\bar{r}) = \sigma_z^2 - C(\bar{r}) \quad (4.31)$$

in cui si nota come il variogramma contenga informazioni sulla correlazione del campo, anche nel caso in cui la varianza non esista, e σ_z^2 e $C(\bar{r})$ perdano di significato. Nel caso non stazionario, in cui il variogramma non sia asintotico ad un valore finito, il problema può essere ugualmente risolto richiamando l'ipotesi intrinseca:

$$\begin{aligned} E[z(\bar{x})] &= \mu \\ \gamma(\bar{r}) &= 1/2 E \left[(z(\bar{x} + \bar{r}) - z(\bar{x}))^2 \right] \end{aligned} \quad (4.32)$$

Si deve ora minimizzare la (4.26). Sviluppando il quadrato come prodotto di due sommatorie si ottiene:

$$E[(\hat{z}_0 - z_0)^2] = E\left[\left(\sum_i \lambda_{0i}(z_i - z_0)\right) \cdot \left(\sum_j \lambda_{0j}(z_j - z_0)\right)\right] \quad (4.33)$$

Aggiungendo e sottraendo z_0 nell'Equazione (4.27) si ottiene:

$$\gamma(\bar{r}_{ij}) = \frac{1}{2}E[(z_i - z_j)^2] = \frac{1}{2}E[((z_i - z_0) - (z_j - z_0))^2] \quad (4.34)$$

Sviluppando questo quadrato, sostituendo nella (4.33) e applicando il vincolo espresso dall'equazione (4.25) si ricava:

$$E[(\hat{z}_0 - z_0)^2] = 2 \sum_i \lambda_{i0} \gamma(\bar{r}_{i0}) - \sum_i \sum_j \lambda_{i0} \lambda_{0j} \gamma(\bar{r}_{ij}) \quad (4.35)$$

L'espressione ottenuta ha una forma molto simile a quella del caso omogeneo (i.e. equazione (4.14)), con la differenza che qui si ha un caso di *minimizzazione vincolata*. Per determinare la soluzione si utilizza il metodo dei moltiplicatori di Lagrange, ovvero si costruisce una nuova funzione obiettivo in cui sia presente quella di partenza, imponendo il vincolo sui pesi. Il problema diventa, allora, ricercare la seguente condizione:

$$\min \left\{ \frac{1}{2}E[(\hat{z}_0 - z_0)^2] - \alpha \left(\sum \lambda_{i0} - 1 \right) \right\} \quad (4.36)$$

a cui imporre il vincolo:

$$\sum_i^n \lambda_{i0} = 1.$$

Derivando l'Equazione (4.36), rispetto a λ_{i0} e α , si ottengono le seguenti condizioni:

$$\begin{cases} \frac{\partial f}{\partial \lambda_{0k}} = \gamma(\bar{r}_{0k}) - \sum \lambda_{i0} \gamma(\bar{r}_{ik}) - \alpha = 0 & k = 1, 2, \dots, n \\ \frac{\partial f}{\partial \alpha} = \sum \lambda_i - 1 = 0 \end{cases} \quad (4.37)$$

La soluzione del problema diviene

$$\begin{cases} \gamma(\bar{r}_{k0}) = \sum \lambda_{0i} \gamma(\bar{r}_{ik}) + \alpha = 0 \\ \sum \lambda_i = 1 \end{cases}$$

Scrivendo il sistema in forma compatta:

$$\begin{cases} \bar{\gamma}_0 = \tilde{\Gamma} \bar{\lambda} + \alpha \\ \sum \lambda_i = 1 \end{cases}$$

dove

$$\bar{\lambda} = [\lambda_1, \lambda_2, \dots, \lambda_n, \alpha] \quad \bar{\gamma}_0 = [\gamma_{10}, \gamma_{20}, \dots, \gamma_{n0}, \alpha]$$

$$\tilde{\Gamma} = \begin{bmatrix} \gamma(r_{11}) & \dots & \gamma(r_{1n}) & 1 \\ \gamma(r_{21}) & \dots & \gamma(r_{2n}) & 1 \\ \dots & \dots & \dots & \dots \\ 1 & \dots & 1 & 0 \end{bmatrix}$$

si ottiene una rappresentazione della soluzione generale del problema di interpolazione spaziale di dati misurati in campi aleatori, valida quindi anche nel caso di campo omogeneo.

4.1.3 Distribuzione delle precipitazioni nello spazio e nel tempo

Per ciascun evento di piena osservato, in corrispondenza del quale si dispone di misure puntuali di precipitazione si è determinata la distribuzione delle precipitazioni nello spazio e nel tempo a partire dalle misure dei pluviografi. Questa operazione è stata effettuata in due fasi :

1. calcolo del variogramma sperimentale e delle proprietà statistiche del campo di pioggia (Varianza e scala integrale);

2. determinazione della distribuzione spaziale della pioggia attraverso l'interpolazione delle misure, effettuata utilizzando l'interpolatore geostatistico Kriging.

Per ogni evento si è calcolato il variogramma della variabile aleatoria h , l'altezza di precipitazione misurata nell'intervallo temporale di riferimento. Il variogramma è stato ottenuto come media dei variogrammi calcolati in ognuno degli intervalli temporali considerati. Il variogramma sperimentale è stato poi interpolato mediante la seguente legge esponenziale:

$$\gamma_h(r) = \sigma_h^2[1 - e^{-Z}] \quad Z = \sqrt{\left(\frac{r_x}{I}\right)^2 + \left(\frac{r_y}{I}\right)^2} \quad (4.38)$$

nella quale r_x e r_y rappresentano le componenti secondo gli assi coordinati della distanza fra i due punti rispetto ai quali il variogramma è calcolato, I è la scala integrale di h e σ_h^2 è la varianza della variabile aleatoria h . Questo modo di operare implica a priori un'ipotesi di stazionarietà nello spazio e nel tempo delle caratteristiche delle precipitazioni. La stima dei parametri del modello, $\sigma^2(h)$ e I , è stata ottenuta mediante il metodo dei minimi quadrati. Nell'ipotesi di stazionarietà del campo di pioggia la macroscale I dipende solamente dalla distanza r_i tra i due punti rispetto ai quali il variogramma è calcolato; indicando con $\gamma_i(r_i)$ la serie dei variogrammi sperimentali l'equazione (4.38) si può scrivere nel modo seguente:

$$\gamma_i(r_i) = \sigma^2[1 - e^{-r_i/I}] \quad (4.39)$$

dove, per non appesantire la notazione, si è ommesso il pedice h . Si tratta di determinare i valori dei parametri che meglio approssimano la serie sperimentale ovvero di determinare i valori dei parametri che rendono minimo l'errore quadratico Φ definito come:

$$\Phi = \sum_{i=1}^n [\gamma_i(r_i) - \sigma^2[1 - e^{-r_i/I}]]^2 \quad (4.40)$$

dove n è il numero di dati sperimentali. Imponendo la condizione di minimo:

$$\frac{\partial \Phi}{\partial \sigma^2} = \frac{\partial \Phi}{\partial I} = 0 \quad (4.41)$$

si ottiene il seguente sistema:

$$\sigma^2 = \frac{\sum_{i=1}^n \gamma_i(r_i)(1 - e^{-r_i/I})}{\sum_{i=1}^n (1 - e^{-r_i/I})^2}$$

$$\sum_{i=1}^n \gamma_i(r_i)r_i e^{-r_i/I} - \sigma^2 \sum_{i=1}^n (r_i)e^{-r_i/I}(1 - e^{-r_i/I}) = 0 \quad (4.42)$$

Risolvendo la seconda equazione delle (4.42) per tentativi (e.g. mediante il metodo della bisezione), si ricava il valore della scala integrale I , che, sostituito nella prima, permette di determinare σ^2 .

Una volta stimate le proprietà statistiche, attraverso l'interpolatore geostatistico Kriging, a partire dalle osservazioni puntuali registrate in corrispondenza delle stazioni pluviografiche sparse sul territorio, si determina la distribuzione spaziale della pioggia, in corrispondenza ad una maglia con risoluzione 50 m comprendente l'intero bacino.

Capitolo 5

Modelli matematici

5.1 I modelli di risposta idrologica

La risposta idrologica di un bacino è il risultato di complessi processi fisici e biologici (e.g. l'evapotraspirazione). Tali processi vanno spesso valutati a scale spaziali relativamente ampie per determinare la risposta di un bacino ad un evento meteorico.

I principali processi che determinano la risposta idrologica di un bacino idrografico possono essere enumerati come segue:

1. processi di infiltrazione e separazione dei deflussi alla superficie e all'interno del suolo come risultato dell'interazione tra l'intensità della precipitazione e le dinamiche del contenuto d'acqua del suolo;
2. le diverse componenti del deflusso, superficiale, sub-superficiale e profondo si muovono all'interno dei versanti (o al di sopra di essi) fino a raggiungere la rete canalizzata;
3. il trasporto all'interno dei canali della rete di drenaggio e l'interazione fra i diversi contributi idrologici originati dalle diverse porzioni del bacino danno luogo alla formazione della portata.

Il modello utilizzato in questo studio è concentrato nei parametri ma distribuito nella descrizione dei processi, poichè utilizza informazioni ottenute dai modelli digitali del terreno, da interpolazioni geostatistiche delle osservazioni puntuali di pioggia e da tecniche di telerilevamento delle caratteristiche dell'uso del suolo. I meccanismi di infiltrazione e separazione dei diversi contributi che concorreranno alla formazione del deflusso complessivo sono descritti attraverso un approccio che trae ispirazione dal Topmodel ([4]), il quale permette di descrivere con un modello semplice e basato sulle caratteristiche topografiche i meccanismi di produzione di deflusso superficiale, subsuperficiale e profondo. I processi di trasporto, illustrati nei paragrafi successivi, sono invece descritti utilizzando un approccio stocastico Lagrangiano basato sulle distribuzioni dei tempi di residenza dell'acqua all'interno del bacino. Il metodo trova il suo fondamento nella teoria geomorfologica della risposta idrologica per cui le distribuzioni dei tempi di residenza nei possibili percorsi all'interno del sistema sono legate all'idrogramma unitario istantaneo del bacino (e.g. [19]).

5.1.1 Separazione dei contributi di deflusso

La descrizione dei meccanismi di infiltrazione e redistribuzione dell'acqua alla superficie del suolo utilizzati all'interno del modello idrologico sviluppato, come precedentemente accennato, trae ispirazione dalla formulazione del TOPMODEL ([4]). A partire dalla descrizione delle caratteristiche topografiche del bacino prodotta dal DTM è possibile calcolare, per ciascun sottobacino la percentuale di aree sature. L'individuazione delle aree sature, che si dimostrano essere strettamente connesse ai pixel canale, consente di assumere che la pioggia che cade su di esse concorra tutta alla formazione di deflusso superficiale, mentre la precipitazione che cade su terreno non saturo si infiltra completamente. La portata superficiale viene dunque calcolata esclusivamente attraverso un meccanismo di Dunne, secondo il quale il suolo è caratterizzato da un volume finito. Terminato il volume disponibile per l'invaso della precipitazione il suolo si satura e la precipitazione è convertita in deflusso superficiale. Le zone sature del bacino

sono anche quelle che danno luogo alla produzione di portata subsuperficiale, mentre il deflusso profondo è costituito dai contributi di percolazione provenienti dalle aree insature del bacino; i contributi provenienti dalle aree sature vengono trascurati, poichè in queste zone è dominante il flusso laterale che determina la formazione di portata subsuperficiale.

Nella valutazione del deflusso superficiale si tiene conto di un contributo, denominato urbano, legato esclusivamente alle aree impermeabili. Tali deflussi, insieme al subsuperficiale e al profondo, vengono definiti tramite l'introduzione di serbatoi lineari. I volumi d'acqua contenuti nei diversi serbatoi vengono calcolati risolvendo i seguenti bilanci:

- deflusso superficiale:

$$\frac{dV_{sup}}{dt} = P \cdot (A_{sat}) - Q_{sup} \quad (5.1)$$

dove A_{sat} indica le aree sature e Q_{sup} viene espresso attraverso la convoluzione:

$$Q_{sup} = K_{sup} \cdot V_{sup} \quad (5.2)$$

dove K_{sup} è il coefficiente di propagazione del deflusso superficiale.

- deflusso urbano:

$$\frac{dV_{urb}}{dt} = P \cdot (A_{urb}) - Q_{urb} \quad (5.3)$$

dove A_{urb} indica le aree impermeabili e Q_{urb} viene espresso attraverso la convoluzione:

$$Q_{urb} = K_{urb} \cdot V_{urb} \quad (5.4)$$

dove K_{urb} è il coefficiente di propagazione del deflusso urbano.

- deflusso subsuperficiale:

$$\frac{dV_{sub}}{dt} = L_{sub} - Q_{sub} \quad (5.5)$$

dove L_{sub} indica il flusso d'acqua in uscita dal volume di controllo e Q_{sub} viene espresso attraverso la convoluzione:

$$Q_{sub} = K_{sub} \cdot V_{sub} \quad (5.6)$$

dove K_{sub} è il coefficiente di propagazione del deflusso subsuperficiale.

- deflusso profondo:

$$\frac{dV_{prof}}{dt} = L_{prof} - Q_{prof} \quad (5.7)$$

dove L_{prof} indica il flusso d'acqua in uscita dal volume di controllo e Q_{prof} viene espresso attraverso la convoluzione:

$$Q_{prof} = K_{prof} \cdot V_{prof} \quad (5.8)$$

dove K_{prof} è il coefficiente di propagazione del deflusso profondo.

Per poter risolvere l'equazione (5.1) è necessario conoscere la variazione dell'area satura A_{sat} di ciascun sottobacino in funzione del contenuto medio d'acqua s . L'area satura è definita tramite la seguente relazione:

$$A_{sat} = s^b \cdot (A_{sc}) + A_{cu} \quad (5.9)$$

Il termine A_{sc} indica l'area dello strato collaborante coincidente con l'area del bilancio di ogni singolo sottobacino:

$$A_{sc} = AA - A_{urb} - A_{cu} \quad (5.10)$$

dove AA e A_{cu} indicano rispettivamente le aree totali e le aree concave.

Della precipitazione caduta sul bacino di studio, si ha una frazione che concorre alla formazione del deflusso superficiale relativa alle aree urbane e sature e una frazione che contribuisce ad innescare il deflusso subsuperficiale e profondo. Quest'ultima si ricava dalla relazione:

$$I = P \cdot \left(1 - \frac{A_{sat} + A_{urb}}{AA}\right) \quad (5.11)$$

Dunque, il bilancio del contenuto d'acqua del suolo all'interno di un volume di controllo corrispondente alla strato di suolo collaborante (Figura 5.1) si esprime:

$$\frac{dV_{sc}}{dt} = I - L - ET \quad (5.12)$$

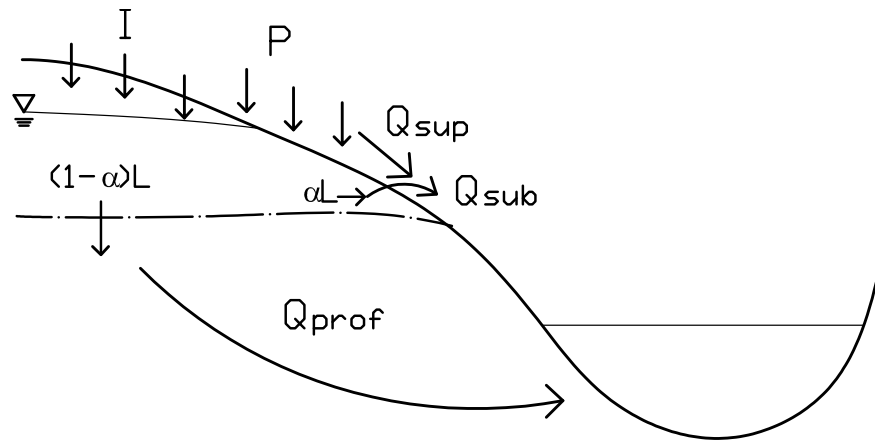


Figura 5.1: Schema del volume di controllo utilizzato nella formulazione del modello di separazione dei contributi di deflusso.

Dove il volume V_{sc} è definito:

$$V_{sc} = A_{sc} \cdot n \cdot Z \cdot s \quad (5.13)$$

I termini n e Z indicano rispettivamente la porosità del suolo e lo spessore dello strato collaborante di ciascun sottobacino. Il flusso d'acqua in uscita dal volume di controllo è:

$$L = K_0 s^c \quad (5.14)$$

dove K_0 rappresenta la conducibilità idraulica a saturazione e c è il coefficiente di Clapp e Hornberger ([6]).

Il flusso d'acqua in uscita si suddivide nelle due componenti subsuperficiale e profonda:

$$L_{sub} = \alpha \cdot L \cdot A_{sc} \quad (5.15)$$

$$L_{prof} = (1 - \alpha) \cdot L \cdot A_{sc} \quad (5.16)$$

indicando con α il parametro di calibrazione che determina la ripartizione tra i percorsi subsuperficiale e profondo del flusso d'acqua.

5.1.2 L'idrogramma unitario istantaneo

Il problema della trasformazione degli afflussi di precipitazione ad un bacino idrologico nei deflussi alla sua sezione di chiusura, si traduce nella ricerca di un operatore $F(\theta, t, \tau)$ che effettui la trasformazione:

$$Q(t) = F(\theta, t, \tau)[j(\tau)]$$

Il tempo τ è calcolato rispetto all'inizio dell'evento corrente $j(\tau)$. Il tempo θ viene computato da un'origine lontana del tempo e, quindi, tiene conto della 'storia' del bacino, precedente all'evento attuale. Il tempo t è un tempo cronologico che considera la dipendenza dei processi idrologici dal periodo considerato (potendosi pensare, cioè, di distinguere, ad esempio, tra estate ed inverno). L'approccio scelto tiene in considerazione la dipendenza della risposta idrologica sia dagli eventi precedenti, sia dal tempo cronologico. I processi di trasporto all'interno di un bacino idrologico possono essere infatti assunti sostanzialmente costanti rispetto alla 'storia idrologica' del sistema e rispetto alla stagione; la variabilità delle caratteristiche delle superfici, invece, dipende dal loro stato di umidità e risulta pesantemente influenzata da questi due fattori.

La teoria dell'idrogramma unitario istantaneo si fonda su due ipotesi: l'invarianza e la linearità del processo che trasforma i deflussi efficaci in portate. L'invarianza dell'operatore comporta che la risposta idrologica del bacino sia indipendente dal tempo: cioè che essa dipenda solo dall'intensità dell'impulso senza riguardo al momento nel quale esso sia prodotto, i.e. lo stesso impulso deve dare sempre la stessa risposta. La linearità impone che, date le intensità di precipitazione efficace $j_{eff}^{(1)}(\tau)$, $j_{eff}^{(2)}(\tau)$ e le relative risposte idrologiche del bacino $Q_1(t)$, $Q_2(t)$, la risposta ad una precipitazione del tipo:

$$j_{eff}(\tau) = \alpha_1 j_{eff}^{(1)}(\tau) + \alpha_2 j_{eff}^{(2)}(\tau), \quad (5.17)$$

sia:

$$Q(t) = \alpha_1 Q_1(t) + \alpha_2 Q_2(t). \quad (5.18)$$

Un modo del tutto generale di rappresentare la risposta di un bacino, nell'ipotesi di linearità, fa capo alla definizione della risposta impulsiva del sistema. È questa la risposta del bacino (i.e. l'idrogramma di piena) corrispondente ad un volume di pioggia unitario iniettato istantaneamente nel sistema ed uniformemente nello spazio. Tale risposta impulsiva $u(t)$ è detta idrogramma unitario istantaneo. Si sostituisce, così, ad una distribuzione discreta di j , una continua; si può dimostrare che la risposta $Q(t)$ ($[L^3/T]$) prodotta da una precipitazione efficace $j(t)$ ($[L/T]$) su di un bacino di superficie S ($[L^2]$) può essere espressa mediante la:

$$Q(t) = S \int_0^t j(\tau) u(t - \tau) d\tau, \quad (5.19)$$

dove con $j(t)$ si intende un'intensità mediata sull'area del bacino, assumendo che la scala caratteristica dei fronti di perturbazione sia molto più grande della scala del bacino stesso. La formulazione che si basa sull'idrogramma unitario istantaneo può dare luogo ad una quantità di modelli diversi; le differenze dipendono dalla forma attribuita alla funzione $u(t)$.

5.1.3 Il modello geomorfologico

Il modello utilizzato nel presente lavoro appartiene alla classe di modelli descritti in precedenza, ed è il modello geomorfologico: tale modello consente di determinare la risposta idrologica di un bacino a partire dalle sue caratteristiche morfologiche. Il modello geomorfologico si fonda sulla considerazione che il tempo necessario ad una goccia d'acqua, iniettata in un punto generico del bacino, per giungere alla sezione di controllo, è legato al cammino percorso e quindi alla morfologia della rete di drenaggio. La molteplicità delle situazioni che caratterizzano le vicende delle gocce d'acqua all'interno di un bacino rende inverosimile una trattazione deterministica del problema e richiede il ricorso ad un'impostazione probabilistica. Devono quindi essere specificate le grandezze probabilistiche associate a ciascun possibile cammino della goccia d'acqua individuato dallo studio cartografico della morfologia del bacino in esame. A questo

proposito vale la pena notare come la scala utilizzata abbia una grande influenza sulle caratteristiche attribuite al bacino. Per tale ragione la scala deve essere scelta sulla base delle dimensioni del bacino considerato, richiedendosi, generalmente, una definizione più precisa della rete per i bacini di dimensioni inferiori. Lo studio delle distribuzioni dei tempi di residenza è lo strumento adatto a trattare i complessi processi coinvolti nella risposta idrologica a scala di bacino. Tale complessità deriva dal fatto che i mezzi fisici in cui hanno luogo i processi di trasformazione afflussi/deflussi costituiscono un insieme di formazioni naturali eterogenee. In base a questa eterogeneità, è accettato che i modelli deterministici siano troppo grossolani per descrivere i processi idrologici (e.g. [16]). Si consideri una particella in moto all'interno di un volume di controllo, soggetta ad un moto convettivo di natura idrologica; tale particella possiede una traiettoria che, al tempo $t \neq 0$ sia solo parzialmente nota, ovvero, sia nota con una certa probabilità.

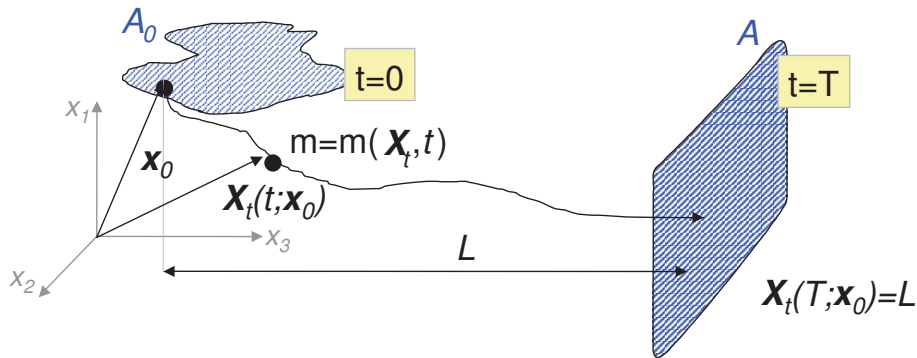


Figura 5.2: Schematizzazione della traiettoria di una particella di massa m .

Sia $m(\mathbf{x}_0, t_0)$ la massa iniziale di una particella d'acqua iniettata al tempo t_0 nella posizione iniziale $\mathbf{X}_0(t_0) = \mathbf{x}_0$ (si veda la Figura 5.2); ogni traiettoria è definita dalle coordinate lagrangiane:

$$\mathbf{X}(t) = \mathbf{X}(t; \mathbf{x}_0, t_0) = \mathbf{x}_0 + \int_0^t \mathbf{u}(\mathbf{X}(\tau), \tau) d\tau \quad (5.20)$$

dove $\mathbf{u}(\mathbf{X}, t)$ rappresenta il vettore velocità. Si noti come la notazione (cfr. equazione 5.20) sottolinei il carattere lagrangiano dell'analisi in cui tutte le pro-

prietà dipendono dalla traiettoria della particella. La distribuzione spaziale della concentrazione nel volume di controllo ν è data da (Taylor, 1921):

$$C(\mathbf{x}, t; \mathbf{x}_0, t_0) = \frac{m}{\phi} \cdot \delta(\mathbf{x} - \mathbf{X}(t; \mathbf{x}_0, t_0)) \quad (5.21)$$

dove:

- i) ϕ è la porosità del terreno, ovvero la porzione attiva del volume di trasporto;
- ii) $\int_{\nu} C \phi d\mathbf{x} = m$;
- iii) $\delta()$ è la funzione Delta di Dirac.

La distribuzione δ è definita, semplicemente, da due proprietà integrali:

$$\int_{-\infty}^{\infty} d\mathbf{x} \delta(\mathbf{x}) = 1 \quad (5.22)$$

$$\int_{-\infty}^{\infty} f(\mathbf{x}) \delta(\mathbf{x} - \mathbf{x}_0) d\mathbf{x} = f(\mathbf{x}_0) \quad (5.23)$$

L'equazione (5.21) indica che la concentrazione è diversa da zero solo nel punto in cui si trova la particella (i.e. sulla sua traiettoria). È da notare come il sistema sopra descritto debba essere generalizzato al fine di essere applicato alla teoria della risposta idrologica, la quale è tipicamente caratterizzata da vaste aree di iniezione e da pronunciate variabilità temporali.

I processi idrologici definiscono l'evoluzione nel tempo e nello spazio della traiettoria della particella, $\mathbf{X}(t; \mathbf{x}_0, t_0)$, la quale è trattata come una variabile aleatoria, caratterizzata dalla distribuzione di probabilità degli spostamenti $g(\mathbf{x}, t)$; quindi $g(\mathbf{x}, t)d\mathbf{X}$ è la probabilità che la particella si trovi, al tempo t , nell'intorno di un generico punto \mathbf{x} . La media d'insieme sulle n possibili realizzazioni (i.e. percorsi delle particelle), diverse a causa della natura strutturalmente non ripetitiva dei sistemi naturali, porta alla relazione (e.g. Dagan, 1989; Taylor, 1921):

$$\langle C(\mathbf{x}, t) \rangle = \int_{-\infty}^{\infty} \frac{m(\mathbf{X}, t)}{\phi} \cdot \delta(\mathbf{x} - \mathbf{X}) g(\mathbf{X}, t) d\mathbf{X} \quad (5.24)$$

Il caso particolare di soluto passivo, ovvero di un soluto la cui massa si conserva nel tempo e nello spazio, risulta significativo per lo studio dei processi di trasporto rilevanti alla risposta idrologica a scala di bacino. Nell'ipotesi di essere di soluto passivo si può porre $m(\mathbf{x}, t) \approx m$, ed assumere che la materia trasportata non influenzi il campo di moto. L'integrazione dell'equazione (5.24) (e.g. Taylor, 1921) porta alla:

$$\langle C(\mathbf{x}, t) \rangle = \frac{m}{\phi} g(\mathbf{x}, t) \quad (5.25)$$

nella quale la media d'insieme della concentrazione è proporzionale alla densità di probabilità degli spostamenti delle particelle.

Un'importante connessione tra il metodo lagrangiano descritto ed un approccio euleriano consiste nella determinazione di una relazione tra la densità di probabilità degli spostamenti delle particelle, $g(\mathbf{x}, t)$, e la distribuzione dei tempi di residenza in una sezione di controllo coincidente con la sezione di chiusura del bacino; tale sezione viene rappresentata come una barriera assorbente attraverso cui ogni particella iniettata nel volume di controllo, ν , debba transitare in un tempo finito, τ , con probabilità pari ad uno. Il tempo di primo passaggio, τ , o tempo di residenza, è definito come l'intervallo di tempo tra l'iniezione della particella ed il transito di essa attraverso la sezione di controllo.

L'incertezza che caratterizza la traiettoria \mathbf{X} implica che il tempo di arrivo τ sia una variabile aleatoria caratterizzata da una probabilità di non superamento $P(\tau < t) = P(t; \mathbf{x}_0, t_0)$. Il collegamento tra gli approcci euleriano e lagrangiano è definito dalla seguente relazione:

$$P(\tau < t) = 1 - P(\tau > t) = 1 - \int_{\nu} g(\mathbf{x}, t; \mathbf{x}_0, t_0) d\mathbf{x} \quad (5.26)$$

Infatti $\int_{\nu} g(\mathbf{x}, t; \mathbf{x}_0, t_0) d\mathbf{x}$ rappresenta la probabilità che la particella si trovi all'interno del volume di controllo al tempo t , ossia che il tempo di residenza sia maggiore di t .

Sostituendo la (5.25) nella (5.26), si ottiene la fondamentale relazione:

$$P(\tau > t) = \frac{\phi}{m} \int_{\nu} \langle C(\mathbf{x}, t) \rangle d\mathbf{x} = \frac{\langle M(t) \rangle}{m}$$

dove $\langle M(t) \rangle$ è la media d'insieme della massa presente nel volume di controllo al tempo t , mentre m rappresenta la massa totale iniettata. Derivando ambo i membri e ricordando che $f(t)$ è la densità di probabilità dei tempi di residenza, si ottiene, per un'iniezione di massa unitaria:

$$f(t) = \frac{dP(\tau < t)}{dt} = -\frac{dP(\tau > t)}{dt} = -\frac{1}{m} \frac{d \langle M(t) \rangle}{dt} \quad (5.27)$$

Per intervalli di tempo successivi all'iniezione, il bilancio di massa all'interno del volume di controllo impone che:

$$\frac{d \langle M \rangle}{dt} = -Q(t) \quad (5.28)$$

dove $Q(t)$ è la portata di massa in uscita dal volume di controllo, ν . Da quest'ultima osservazione e dalla (5.27), si ottiene:

$$f(t) = \frac{Q(t)}{m} \quad (5.29)$$

La densità di probabilità dei tempi di residenza coincide, quindi, con la portata di massa in uscita dal volume di controllo a seguito di una iniezione istantanea di massa unitaria m ; il significato fisico risulta evidente: nell'idrologia superficiale, quando l'input è la pioggia efficace unitaria, la densità di probabilità dei tempi di residenza risulta essere l'idrogramma unitario istantaneo. La determinazione di $f(t)$ si riconduce all'identificazione della distribuzione di probabilità relativa ai diversi percorsi disponibili alle particelle che cadano sulla superficie del bacino. Per fare questo si individuano, all'interno del bacino, degli stati, dalla cui composizione si ottengono tutti i percorsi possibili attraverso i quali le particelle d'acqua devono transitare. Indicato con Ω l'ordine del bacino, si definisce c_i , $1 \leq i \leq \Omega$, lo stato *canale* i secondo la numerazione di Strahler; si definisce v_i , $1 \leq i \leq \Omega$, lo stato *versante* del bacino che drena nel canale i . Si assume ([18]) che le particelle si trovino, inizialmente, negli stati *versante*. Di conseguenza le particelle, inizialmente poste in una delle regioni v_i , si trovano a dover seguire le seguenti regole:

- a) l'unica transizione fuori da uno stato v_i permessa è del tipo $v_i \rightarrow c_i$, $1 \leq i \leq \Omega$;
- b) l'unica transizione fuori da uno stato c_i permessa è del tipo $c_i \rightarrow c_j$ con $j \geq i$, $i = 1, 2, \dots, \Omega$;
- c) lo stato $c_{\Omega+1}$ definisce la sezione di chiusura del bacino idrografico (i.e. la barriera assorbente).

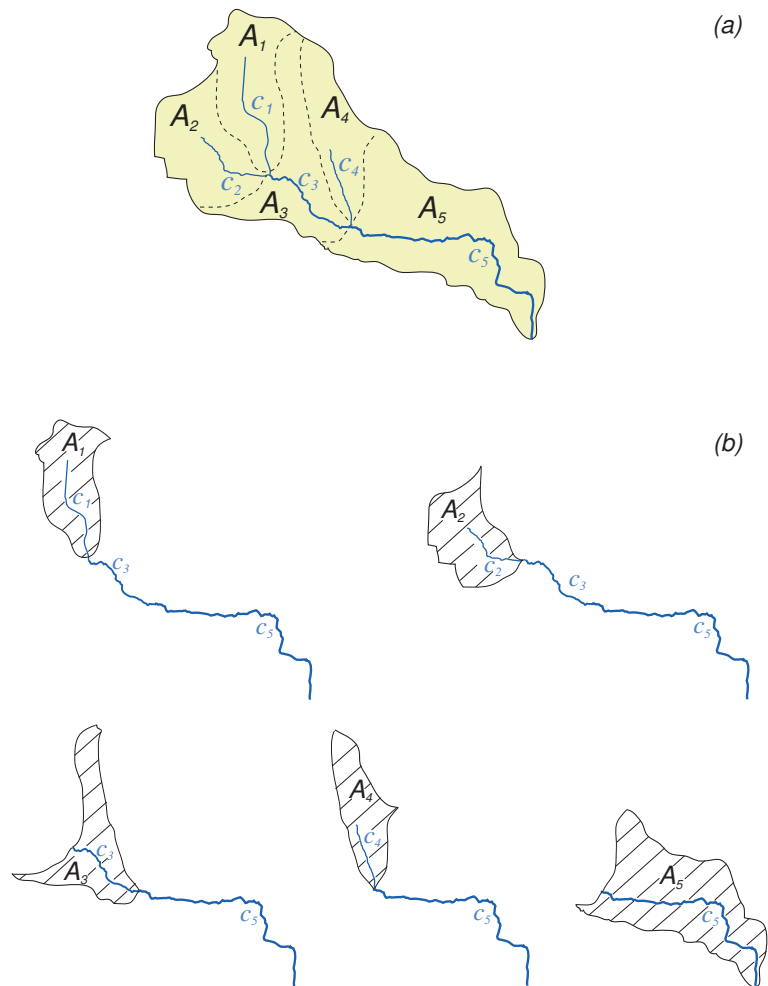


Figura 5.3: *Identificazione dei percorsi accessibili ad una particella d'acqua in un generico bacino idrografico.*

Tali regole definiscono un insieme, Γ , di percorsi, γ , che una particella potrebbe seguire nel suo percorso fino alla sezione di chiusura (e.g. 5.3). Ogni particella d'acqua passerà un certo tempo, T_x , in ogni singolo stato che attraversa; tale tempo è una variabile aleatoria caratterizzata da una densità di probabilità $f_x(t)$. Nell'ipotesi di indipendenza statistica dei tempi di residenza all'interno di due stati differenti, si ha che il tempo di residenza complessivo all'interno del generico percorso γ_i , è dato da:

$$T_\gamma = T_{x_1} + T_{x_2} + \dots + T_{x_k} \quad (5.30)$$

con $x_1, \dots, x_k \in (v_1, \dots, v_\Omega, c_1, \dots, c_\Omega)$. Dall'indipendenza statistica della variabile aleatoria T_{x_i} risulta che la densità di probabilità della somma dei tempi di residenza, T_γ , è la convoluzione delle singole densità di probabilità:

$$f_\gamma(t) = f_{x_1} * \dots * f_{x_k} \quad (5.31)$$

dove l'asterisco indica il termine di convoluzione.

La distribuzione della densità dei tempi di residenza $f(t)$ alla sezione di chiusura di un sistema la cui massa iniziale sia distribuita sull'intero dominio (e.g. [18]; [10]) è data da:

$$f(t) = \sum_{\gamma \in \Gamma} p(\gamma) f_\gamma(t) \quad (5.32)$$

dove $p(\gamma)$ rappresenta la probabilità che una particella si trovi a seguire il generico percorso $\gamma = \{x_1, \dots, x_k\}$; tale probabilità, nel caso di precipitazione uniforme, è data dal rapporto tra l'area afferente al percorso γ e l'area totale. L'equazione (5.32) mostra come, durante il processo di trasporto, l'impulso di precipitazione subisca una dispersione legata all'eterogeneità dei possibili percorsi delle particelle (i.e. dispersione geomorfologica, e.g. [16]). La questione dei tempi di residenza nello stato *versante* impone alcune considerazioni con riferimento sia ai processi di trasporto della massa sia al fatto che la velocità delle particelle aumenti di almeno un ordine di grandezza una volta che l'acqua abbia raggiunto

gli stati *canale*. Al fine di determinare i tempi di residenza fuori rete si introduce una densità di probabilità di tipo esponenziale:

$$f_{h_i}(t) = \lambda_{h_i} e^{-\lambda_{h_i} t} \quad (5.33)$$

dove con h_i si indica l' i -esimo stato fuori rete, e

$$\lambda_{h_i} = \frac{1}{2D \cdot V_h},$$

dove D è la densità di drenaggio locale e V_h è una caratteristica scala di velocità nei versanti.

Il trasporto di massa con dispersione

La componente geomorfologica non è l'unica sorgente di dispersione presente nel sistema; esiste infatti una componente dispersiva idrodinamica agente nei singoli tratti dei corsi d'acqua legata alle fluttuazioni turbolente di velocità.

Per rendere conto di tali fenomeni e quantificarli si consideri il moto del fluido in un generico tratto di corso d'acqua di lunghezza L . Il campo di moto $\mathbf{u}(\mathbf{x}, t)$ all'interno del tratto al tempo t può essere scomposto in due termini: una componente media $\langle \mathbf{u} \rangle = E[\mathbf{u}(\mathbf{x}, t)]$ ed una fluttuante $\mathbf{u}'(\mathbf{x}, t)$:

$$\mathbf{u}(\mathbf{x}, t) = \langle \mathbf{u} \rangle + \mathbf{u}'(\mathbf{x}, t) \quad (5.34)$$

Integrando l'equazione (5.34) è possibile esprimere la posizione $\mathbf{x}(t)$ della particella, al tempo t :

$$\mathbf{X}(t) = \langle \mathbf{X} \rangle + \mathbf{X}'(t; \mathbf{X}_0, t_0) + \mathbf{X}_B(t)$$

dove

$$\langle \mathbf{X} \rangle = \langle \mathbf{u} \rangle t$$

$$\mathbf{X}'(t) = \int_0^t \mathbf{u}'(\mathbf{x}(\tau), \tau) d\tau$$

e \mathbf{x}_o è la posizione della particella al tempo $t = 0$; il termine $\mathbf{X}_B(t)$ definisce una componente isotropica e browniana del moto, la quale viene matematicamente definita da $\langle \mathbf{X}_B \rangle = 0$, media nulla, e varianza pari a $\langle \mathbf{X}_B^2 \rangle = 2D_B t$, con D_B coefficiente di diffusione.

Al fine di caratterizzare la densità di probabilità degli spostamenti $g(\mathbf{x}, t)$, si utilizza il modello di Fokker-Planck:

$$\frac{\partial g(\mathbf{x}, t)}{\partial t} + \sum_i \langle u \rangle_i \frac{\partial g(\mathbf{x}, t)}{\partial x_i} = \sum_i \sum_j D_{ij}(t) \frac{\partial^2 g(\mathbf{x}, t)}{\partial x_i \partial x_j} \quad (5.35)$$

dove $D_{ij}(t)$ è il tensore di dispersione. La funzione $g(\mathbf{x}, t)$ caratterizza la probabilità che la traiettoria di una particella sia in \mathbf{x} , al tempo t ; la probabilità massima è data dalla traiettoria media $\langle X \rangle_i = \langle u \rangle_i t$. Il termine $\sum_i \langle u \rangle_i \frac{\partial g(\mathbf{x}, t)}{\partial x_i}$ tende a spostare la probabilità massima lungo la traiettoria media, mentre il secondo membro dell'uguaglianza considera la probabilità di avere degli scostamenti dalla traiettoria media, dovuti alle fluttuazioni turbolente della velocità. È da notare che, matematicamente, il termine diffusivo è generalmente anisotropo e dipendente dal tempo (poichè è legato alla struttura eterogenea dei campi convettivi), ma indipendente dallo spazio (e.g. [19]), in contrasto con i modelli di tipo Fickiano.

Si vogliono, ora, tradurre le equazioni di fondamento idrodinamico che descrivono la dipendenza spazio-temporale della profondità $y(x, t)$ del moto, in equazioni che determinano la forma della densità di probabilità $g(x, t)$. Si consideri, pertanto, l'equazione di De Saint-Venant:

$$\frac{\partial E}{\partial x} = \frac{\partial}{\partial x} \left(\alpha \frac{v^2}{2g} + \frac{P}{\gamma} + h \right) = -\frac{\beta}{g} \frac{\partial V}{\partial t} - j \quad (5.36)$$

dove v è la velocità media nella sezione, P la pressione in un generico punto al suo interno e h la quota di tale punto rispetto ad un piano di riferimento. Si noti che:

$$\frac{P}{\gamma} + h = y + z$$

dove y è appunto la profondità del moto, mentre z è la quota del fondo rispetto al piano di riferimento. Ponendo α , il coefficiente di Coriolis, pari ad 1, come

usuale i problemi fluviali (e.g. Rodriguez-Iturbe e Rinaldo, 1997) l'equazione (5.36) diviene:

$$\frac{1}{g}V\frac{\partial V}{\partial x} + \frac{\partial y}{\partial x} + \frac{\partial z}{\partial x} = -\frac{1}{g}\frac{\partial V}{\partial t} - j \quad (5.37)$$

ovvero:

$$\frac{1}{g}V\frac{\partial V}{\partial x} + \frac{\partial y}{\partial x} = -\frac{1}{g}\frac{\partial V}{\partial t} + i_f - j \quad (5.38)$$

dove $i_f = -\partial z/\partial x$ è la pendenza del fondo.

A questa equazione si aggiunga l'equazione di continuità per una corrente lineare:

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial t} = 0 \quad (5.39)$$

Il sistema di equazioni dato dalla (5.38) e dalla (5.39) permette di risolvere la propagazione di un'onda di piena.

Se si ipotizza una successione di moti permanenti ($\partial V/\partial t = 0$) e, se si trascurano le accelerazioni locali ($\partial V/\partial x = 0$), si ottiene il modello dell'onda parabolica:

$$j = i_f - \frac{\partial y}{\partial x} \quad (5.40)$$

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial t} = 0 \quad (5.41)$$

È questa una buona approssimazione quando le onde non sono molto ripide e dunque ben sia adatta allo studio della propagazione di un'onda di piena in un corso d'acqua.

Supponiamo ora, per semplicità di calcolo, che il canale sia rettangolare, cioè che valga: $A = By$. Le equazioni che reggono il moto sono dunque:

$$j = i_f - \frac{\partial y}{\partial x} \quad (5.42)$$

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + B\frac{\partial y}{\partial t} = 0 \quad (5.43)$$

Assumendo valide le formule di moto permanente si ha:

$$Q = CA^\gamma j^{1/2} = CA^\gamma \left(i_f - \frac{\partial y}{\partial x} \right) \quad (5.44)$$

dove $\gamma = 3/2$.

La derivata spaziale della portata è dunque:

$$\frac{\partial Q}{\partial x} = \frac{\partial Q}{\partial A} \frac{\partial A}{\partial x} + \frac{\partial Q}{\partial j} \frac{\partial j}{\partial x} = \frac{\partial Q}{\partial A} B \frac{\partial y}{\partial x} - \frac{\partial Q}{\partial j} \frac{\partial^2 y}{\partial x^2} \quad (5.45)$$

nella cui formulazione si è sfruttata la (5.42) per esprimere la derivata spaziale di j . Utilizzando la (5.45), la (5.43) può ora essere riscritta:

$$\frac{\partial y}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial A} \frac{\partial y}{\partial x} = \frac{1}{B} \frac{\partial Q}{\partial j} \frac{\partial^2 y}{\partial x^2} \quad (5.46)$$

Si utilizzi ora la (5.44) per esprimere le derivate di Q rispetto ad A e j :

$$\begin{aligned} \frac{\partial Q}{\partial A} &= C\gamma A^{\gamma-1} j^{1/2} = \frac{3}{2}V = a \\ \frac{1}{B} \frac{\partial Q}{\partial j} &= \frac{A}{B\gamma j} C\gamma A^{\gamma-1} \frac{1}{2} j^{1/2} = \frac{ay}{3\sqrt{i_f - \frac{\partial y}{\partial x}}} \cong \frac{ay_0}{3i_f} = D_H \end{aligned} \quad (5.47)$$

Il parametro a si definisce celerità di propagazione dell'onda di piena, mentre D_H rappresenta il coefficiente di dispersione idrodinamica.

La (5.46) diviene quindi:

$$\frac{\partial y}{\partial t} + a \frac{\partial y}{\partial x} = D_H \frac{\partial^2 y}{\partial x^2} \quad (5.48)$$

che è un'equazione del tipo dispersione-diffusione (dispersione idrodinamica espressa da D_H) con una componente di natura convettiva (celerità di propagazione a); tale equazione è del tipo della (5.35). Infatti si può dimostrare che, nelle ipotesi descritte, valga la proporzionalità $y(x, t) \propto g(x, t)$ ¹.

¹Indicata con x la coordinata intrinseca, parallela in ogni sezione alla velocità media $\langle \mathbf{u} \rangle$, sia $g(x, t)$ la probabilità che la particella rilasciata in x_0 in $t = 0$ si trovi in $(x, x + dx)$ al tempo t . La probabilità che al tempo t la particella si trovi ancora all'interno del ramo considerato è $P[T \geq t] = \int_0^L g(x, t) dx$, ovvero $P[T \leq t] = 1 - \int_0^L g(x, t) dx$. La densità di probabilità del tempo di residenza nel tratto considerato è dunque $f(t) = -\frac{d}{dt} \int_0^L g(x, t) dx$, e ricordando che $f(t) = u(t) = -\frac{dV}{dt}$, si ha $\frac{dV}{dt} = \frac{d}{dt} \int_0^L g(x, t) dx$, ovvero $V = \int_0^L g(x, t) dx$. Se il canale è prismatico si ha d'altra parte $V = \int_0^L y(x, t) dx$, da cui $y(x, t) \propto g(x, t)$, c.v.d.

Senza perdita di generalità si può semplificare la (5.48) introducendo la nuova variabile indipendente $s = x - at$. La (5.48) diviene così:

$$\frac{\partial y}{\partial t} = D_H \frac{\partial^2 y}{\partial s^2} \quad (5.49)$$

Moltiplicando la (5.49) per s^2 e integrando tra $-\infty$ e $+\infty$, si ottiene:

$$\int_{-\infty}^{+\infty} s^2 \frac{\partial y}{\partial t} ds = \int_{-\infty}^{+\infty} D_H s^2 \frac{\partial^2 y}{\partial s^2} ds = D_H \left[s^2 \frac{\partial y}{\partial s} - 2sy \right] + 2D_H \int_{-\infty}^{+\infty} y ds \quad (5.50)$$

Se:

$$\lim_{s \rightarrow \pm\infty} s^2 \frac{\partial y}{\partial s} = 0$$

e:

$$\lim_{s \rightarrow \pm\infty} sy = 0$$

allora la (5.50) può essere riscritta:

$$\frac{\partial}{\partial t} \int_{-\infty}^{+\infty} s^2 y ds = 2D_H \int_{-\infty}^{+\infty} y ds \quad (5.51)$$

Si noti che, assumendo come riferimento di coordinate il baricentro di $y(s)$, la varianza di $y(s)$ è definita:

$$\sigma^2(t) = \frac{\int_{-\infty}^{+\infty} s^2 y ds}{\int_{-\infty}^{+\infty} y ds} \quad (5.52)$$

La varianza costituisce una misura di quanto 'dispersa' sia la massa rispetto al baricentro della distribuzione. La (5.51) fornisce allora:

$$\frac{d\sigma^2}{dt} = 2D_H \quad (5.53)$$

nella quale si è tenuto conto del fatto che

$$\frac{\partial}{\partial t} \int_{-\infty}^{+\infty} y ds = \frac{\partial M}{\partial t} = 0$$

poichè la massa totale M deve conservarsi.

La (5.53) porge allora:

$$\sigma^2(t) \propto 2D_H t \quad (5.54)$$

Questa relazione indica che la varianza di $y(s)$ cresce linearmente nel tempo e proporzionalmente al coefficiente di dispersione. È questa una proprietà generale dell'equazione della dispersione (5.48).

L'idrogramma unitario istantaneo geomorfologico

Dalla relazione $f(t) = -d/dt \int_V g(\mathbf{x}, t) d\mathbf{x}$ e risolvendo la (5.35) con le opportune condizioni al contorno, si ottiene la densità di probabilità dei tempi di residenza. Le appropriate condizioni al contorno per risolvere la (5.35) sono le seguenti:

i) $g(x, 0) = 0$ per $x \neq 0$; per $x = 0$ vale:

$$| \langle u \rangle g(x, t) - D_L \frac{\partial g}{\partial x} |_{x=0} = \delta(t) \quad (5.55)$$

ii) barriera assorbente per $x = L$, per cui $g(L, t) = 0$.

Al fine di ottenere una soluzione forma chiusa è utile introdurre la trasformata di Laplace:

$$\hat{f}(s) = \int_0^\infty f(t) e^{-st} dt$$

Mentre la sua inversa è:

$$f(t) = \int_0^\infty \hat{f}(s) e^{st} ds$$

La trasformata di Laplace gode della proprietà seguente:

$$(f \hat{*} g)(s) = \hat{f}(s) \hat{g}(s)$$

La soluzione risulta, quindi:

$$f_x(t) = \frac{L(\gamma)}{(4\pi D_H t^3)^{1/2}} \exp \left\{ \left(-\frac{(L - at)^2}{4 D_H t} \right) \right\}, \quad (5.56)$$

Dal sistema di equazioni composto dalla (5.32) e dalla (5.56) si ottiene la soluzione, per una rete di canalizzazioni:

$$f(t) = \frac{1}{(4\pi D_H)^{1/2}} \sum_{\gamma \in \Gamma} p(\gamma) L(\gamma) * t^{-3/2} \exp \left\{ \left(-\frac{(L(\gamma) - at)^2}{4 D_H t} \right) \right\}, \quad (5.57)$$

dove $L(\gamma)$ è la lunghezza del percorso γ .

Capitolo 6

Applicazione del modello di risposta idrologica al bacino del Fiume Astico

Il modello di risposta idrologica è costituito da due distinti moduli:

1. un modulo per il calcolo della distribuzione spazio-temporale delle precipitazioni a partire dalle osservazioni puntuali disponibili;
2. un modulo che procede alla separazione dei volumi affluiti nei diversi termini di deflusso superficiale, subsuperficiale e profondo e che effettua la convoluzione dei diversi contributi con gli appropriati idrogrammi unitari istantanei.

Si riportano nel seguito la caratterizzazione della struttura della rete ottenuta da DTM e la risultante suddivisione in sottobacini, componenti essenziali del modello idrologico geomorfologico sviluppato. Si riporta, inoltre, una sommaria illustrazione della distribuzione della precipitazione negli eventi meteorici utilizzati nella calibrazione e validazione del modello. Infine, si esegue un'analisi di sensibilità del modello rispetto ai principali parametri e si illustra la calibrazione definitiva del modello stesso e delle sue performance.

6.1 Estrazione della rete e suddivisione in sottobacini

La rete di drenaggio del bacino del Fiume Astico (Figura 6.1), ottenuta attraverso l'analisi geomorfologica delle carte digitali del terreno (DTM con pixel di 50 m) è costituita da 53 sottobacini, con il bacino più piccolo di superficie pari a 0,22 km² e quello più grande pari a 50,32 km². Il bacino dell'Astico chiuso a Ponte Pilo si estende per una superficie totale pari a circa 545 km². L'estrazione è stata ottenuta ponendo una soglia sull'area cumulata pari a 2200 pixel, ovvero pari a 5,5 km² ottenendo una densità di drenaggio pari a 0,308 km⁻¹. La dimensione dei sottobacini risulta fondamentale per la corretta definizione dei parametri del modello idrologico, assunti uniformi all'interno degli stessi sottobacini, considerati come unità morfologiche elementari. La soglia sull'area cumulata è stata identificata dopo diverse prove in modo che la rete estratta riproducesse in maniera soddisfacente l'idrografia reale disponibile in formato shapefile (Figura 6.2); si osserva come in alcune zone la rete idrografica estratta sia più dettagliata dell'idrografia di riferimento, mentre in altre zone la rete estratta non riesce a individuare dei tratti della rete idrografica di riferimento. Si è quindi cercato di giungere a una soluzione che riuscisse a descrivere al meglio la rete idrografica ricordando comunque che l'idrografia di riferimento può essere soggetta ad errori di valutazione.

6.2 Riassegnazione dei codici dei sottobacini

Come visto nel paragrafo 3.3, dall'estrazione della rete si ottiene in output il file *Output Network Connectivity Tree* che descrive la connettività topologica della rete; questo file per essere usato nel modello geomorfologico deve essere modificato, infatti il codice gestisce file in cui la numerazione dei singoli tratti della rete è crescente da 0 a 52 (si sta considerando un'estrazione della rete con 53 sottobacini), mentre il TauDEM produce in output un file che ha la numerazione

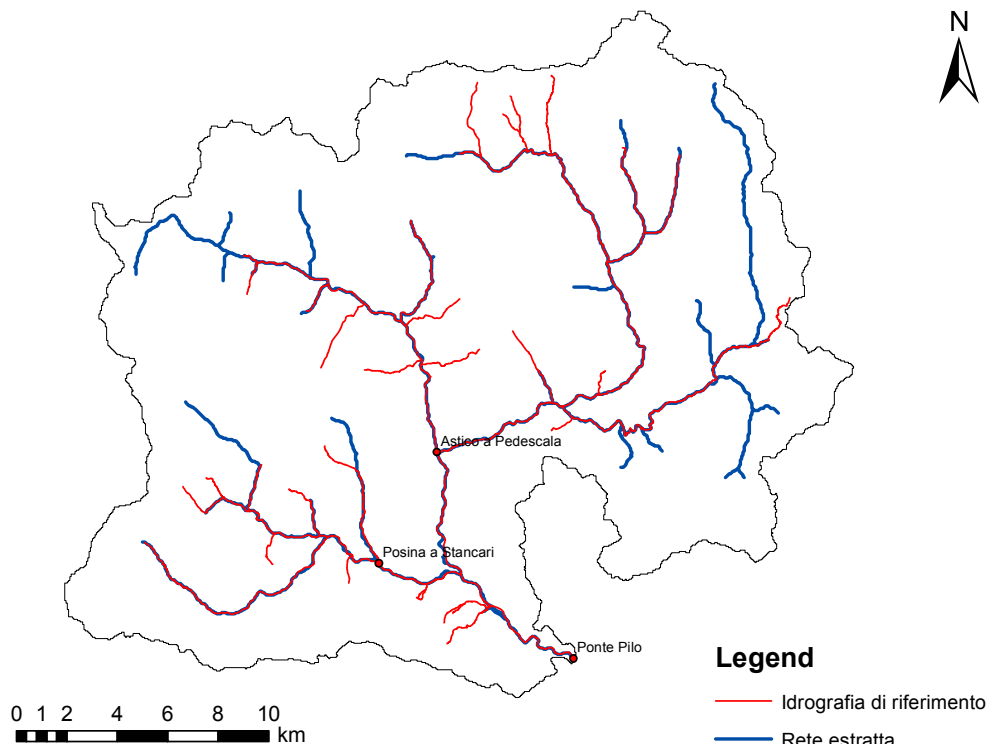


Figura 6.2: *Confronto tra la rete estratta con densità di drenaggio pari a $0,308 \text{ km}^{-1}$ e l'idrografia di riferimento (da shapefile).*

6.3 Determinazione dello spessore dello strato collaborante

La separazione dei volumi affluiti nei diversi termini di deflusso superficiale, sub-superficiale e profondo è di fondamentale importanza nella descrizione della risposta idrologica di un bacino; per cercare di ottenere una buona descrizione dei diversi termini di deflusso si è eseguita un'accurata caratterizzazione delle eterogeneità dei suoli, in particolare per quanto riguarda le differenze dello spessore di suolo collaborante ai fini idrologici nelle diverse zone del bacino. Si considera quindi che lo spessore dello strato collaborante è variabile all'interno del bacino a seconda della curvatura del terreno presente. Per riuscire a valutare la diversità

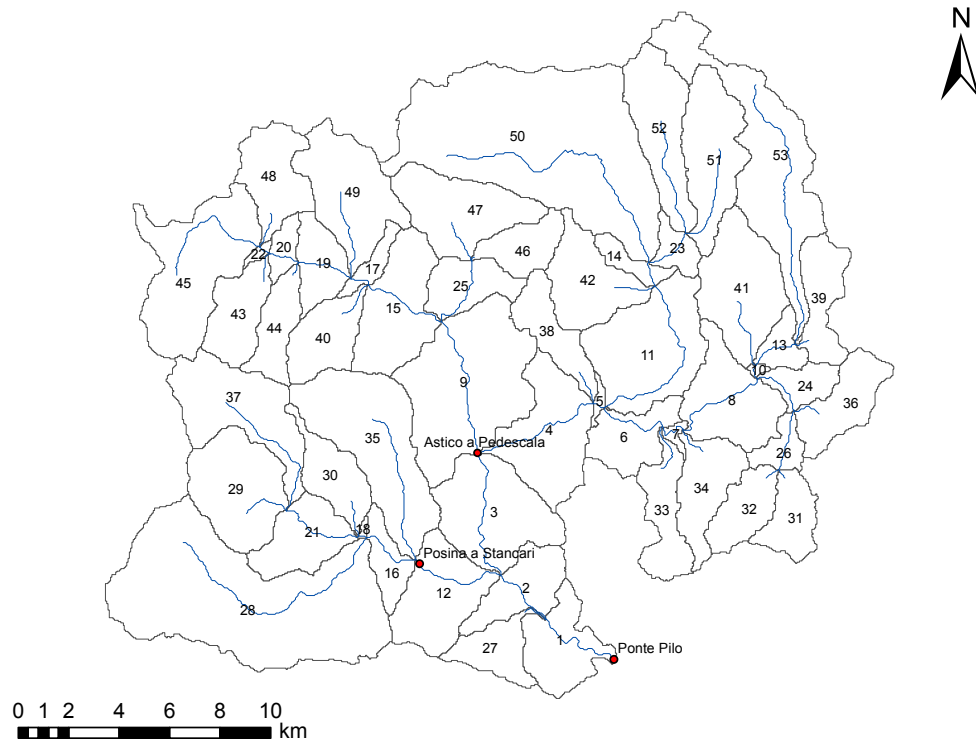


Figura 6.3: *Rappresentazione dei sottobacini appartenenti al bacino dell’Astico.*

dello spessore collaborante si è eseguita un’analisi riguardante le curvature del terreno del bacino dell’Astico. Si ricorda che in Arcgis la curvatura negativa indica le aree concave e viceversa la curvatura positiva le aree convesse. Inizialmente si sono eseguite 10 operazioni di filtraggio del Dem originale in modo da ottenere un Dem più smussato e da ridurre l’importanza delle celle anomale (asperità locali). Sulla base del Dem filtrato 10 volte si è valutata la curvatura del terreno interessato e si è quindi suddiviso l’intero territorio in tre classi (Figura 6.4) imponendo diversi valori di soglia sulla curvatura:

- $\nabla^2 z < -0,2$: per valori di curvatura minori di questo limite si hanno le aree concave, che saranno indicate con A_{CV} (fondovalle);
- $-0,2 < \nabla^2 z < 0,02$: a questo intervallo appartengono le aree che hanno curvatura nulla, ovvero le aree piatte che si indicheranno con A_{CN} ;

- $\nabla^2 z > 0,02$: per valori di curvatura maggiori di tale limite si hanno le aree convesse, che saranno indicate con A_{CD} (spartiacque).

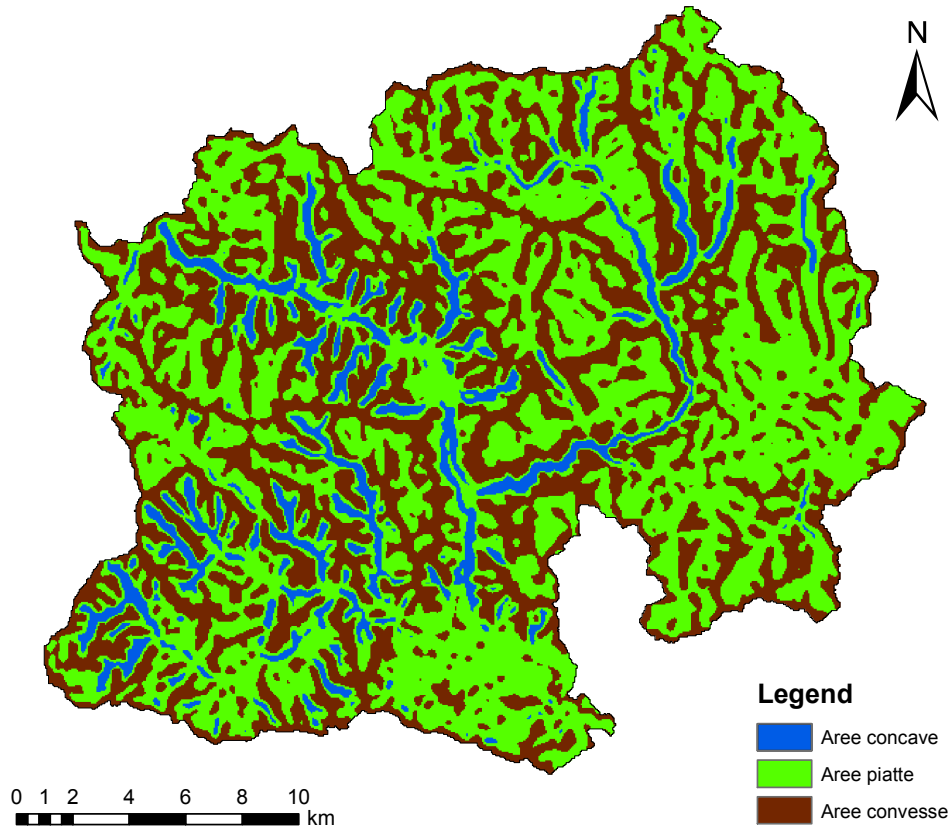


Figura 6.4: *Rappresentazione del bacino dell'Astico secondo le tre diverse tipologie di aree: aree concave, aree piatte e aree convesse.*

Successivamente si deve considerare il diverso contributo che offrono al deflusso le zone occupate da terreno impermeabile; alle tre classi viste sopra quindi se ne aggiunge una quarta che indica le aree impermeabili presenti nel bacino oggetto di studio (Figura 6.5). Si andranno quindi a considerare tra le aree concave, le aree piatte e le aree convesse quelle che sono occupate da aree impermeabili indipendentemente dal tipo di curvatura che presentano. È interessante osservare come le aree concave occupano la zona relativa al fondovalle alluvio-

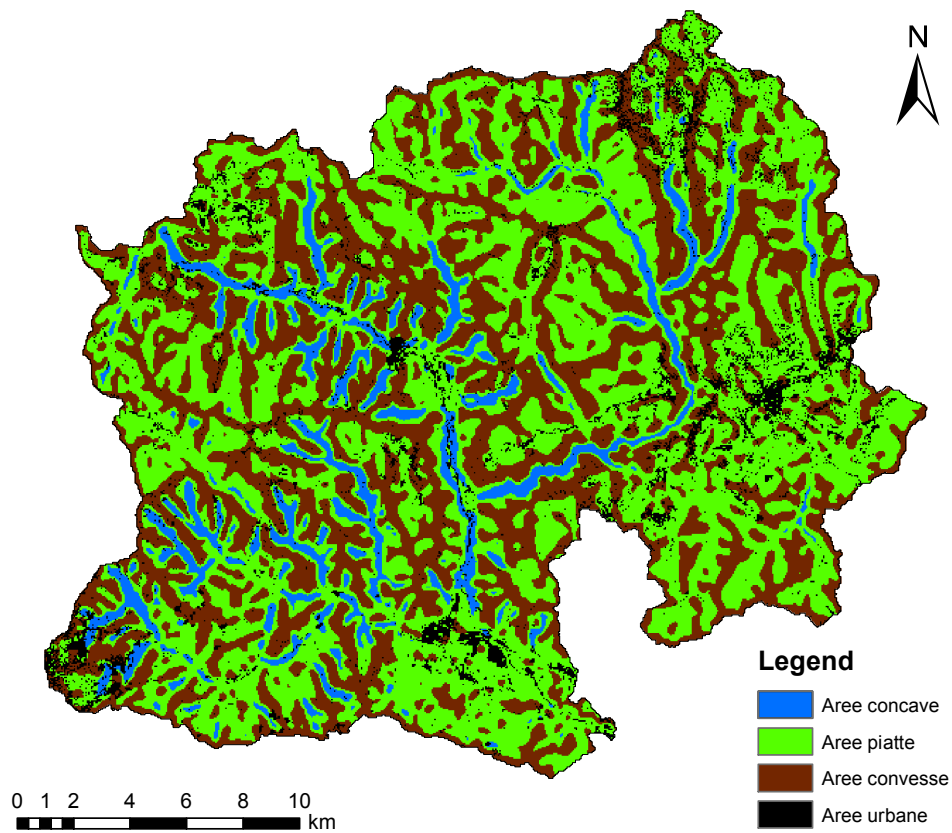


Figura 6.5: *Rappresentazione del bacino dell'Astico secondo le quattro diverse tipologie di aree: aree concave, aree piatte, aree convesse e aree impermeabili.*

nale, mentre le aree convesse occupano la zona relativa agli spartiacque, ovvero i confini di ciascun sottobacino. Si osserva come nel territorio interessato siano prevalenti le aree piatte A_{CN} e le aree convesse A_{CD} che occupano rispettivamente il 48% e il 39% dell'intera superficie del bacino. Al contrario le aree concave A_{CU} e le aree urbane A_{URB} occupano una porzione di territorio più limitata, pari rispettivamente al 7% e al 6% dell'intera superficie del bacino (vedi tabella 6.1).

A seconda della diversa curvatura si assegnerà un diverso valore dello strato collaborante Z_r ; in particolare nelle aree concave A_{CU} e nelle aree urbane A_{URB} si assegna uno spessore collaborante nullo, dato che in queste zone l'acqua che cade si trasforma totalmente in deflusso superficiale. Nelle zone piatte A_{CN} si assegna

Tipo di area	Area [Km^2]	Percentuale Area [%]
Aree concave A_{CU}	40,6	7,4
Aree piatte A_{CN}	261,3	47,9
Aree convesse A_{CD}	211,3	38,8
Aree urbane A_{URB}	32,1	5,9

Tabella 6.1: *Superfici e relative percentuali delle quattro diverse tipologie di aree del bacino del Fiume Astico: aree concave, aree piatte, aree convesse e aree impermeabili.*

invece uno spessore collaborante costante e pari al valore di Z_r , che si introduce nei parametri di input (Tabella 6.2). Per quanto riguarda le aree convesse A_{CD} la procedura risulta più elaborata: si deve innanzitutto calcolare la curvatura media di ogni sottobacino nelle sole aree convesse e successivamente assegnare a ciascun sottobacino un valore dello spessore collaborante relativo a tali aree. Si sono quindi isolate le aree convesse A_{CD} appartenenti al bacino e si è calcolata la curvatura media che risulta essere compresa nell'intervallo 0,03 – 0,211 (Figura 6.6); a seconda della diversa convessità che presenta il terreno varierà il volume d'acqua invasabile a causa del diverso spessore dello strato collaborante. Per tenere conto di tale differenziazione si assegna il valore dello spessore relativo alle sole aree convesse del singolo sottobacino mediante una funzione lineare dipendente proprio dalla curvatura media calcolata:

$$Z_{CD}(i) = \frac{1}{0,2} \cdot Z_r \cdot (0,2 - Curv_{CD}(i)) \quad (6.1)$$

dove:

- $Z_{CD}(i)$ è lo spessore dello strato collaborante delle sole aree convesse A_{CD} nel sottobacino i -esimo;
- Z_r è un parametro di taratura;
- $Curv_{CD}(i)$ è il valore della curvatura media nelle sole aree convesse relativa al sottobacino i -esimo.

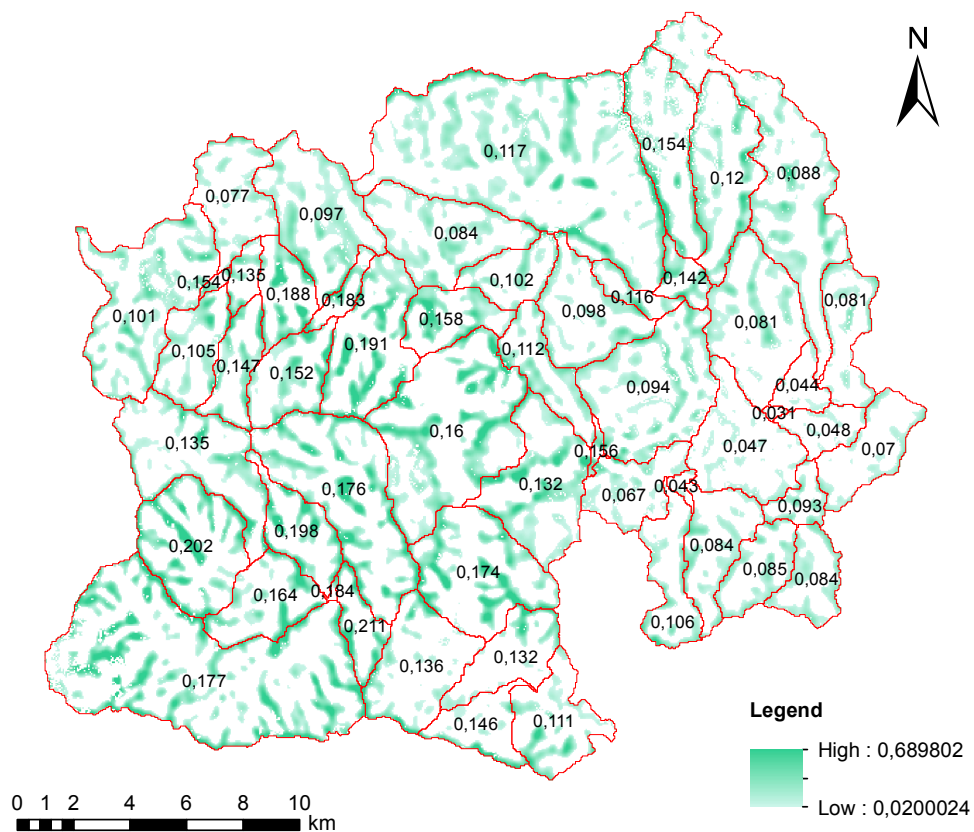


Figura 6.6: *Rappresentazione delle curvature delle sole aree convesse A_{CD} del bacino dell'Astico. I valori segnati indicano il valore della curvatura media delle sole aree convesse A_{CD} in ciascun sottobacino.*

Tale funzione lineare è limitata superiormente se $Curv_{CD} = 0$ ed è pari a $Z_{CD} = Z_r$; è limitata inferiormente se $Curv_{CD} = 0,2$ ed è pari a $Z_{CD} = 0$ (Figura 6.7). In questo caso si è utilizzato per lo spessore dello strato collaborante un valore di input pari a $Z_r = 1000 \text{ mm}$. La relazione (6.1) permette quindi, a partire da un unico valore di input dello spessore collaborante Z_r , di attribuire ad ogni singolo sottobacino un valore diverso dello spessore collaborante relativo alle sole aree convesse Z_{CD} , dipendente dalla curvatura media delle sole aree convesse presenti nel sottobacino.

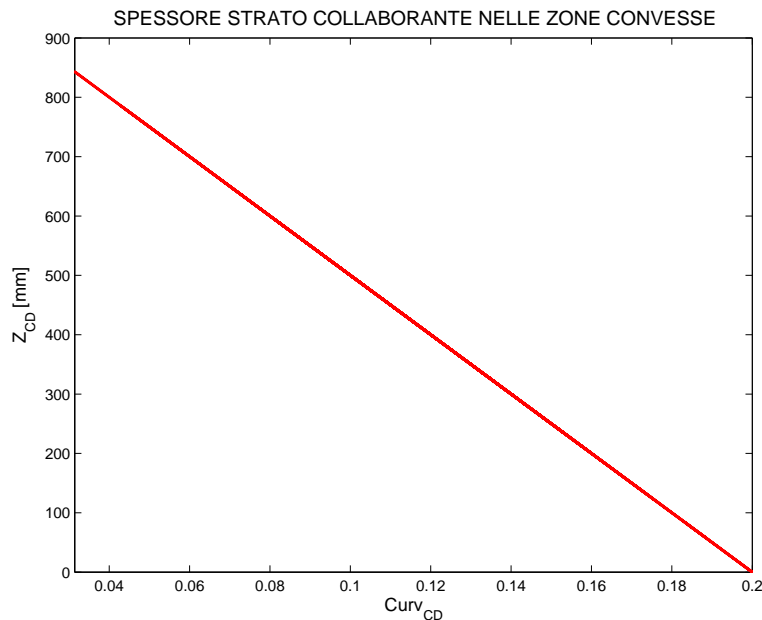


Figura 6.7: *Rappresentazione della funzione lineare che lega lo spessore dello strato collaborante delle aree convesse Z_{CD} con la curvatura media delle aree convesse $Curv_{CD}$. Si è utilizzato per lo spessore dello strato collaborante un valore di input pari a $Z_r = 1000 \text{ mm}$.*

Infine per valutare lo spessore medio (Z) dello strato collaborante in ogni sottobacino si esegue una media pesata tra lo spessore Z_r relativo alle aree piatte A_{CN} e lo spessore Z_{CD} relativo alle aree convesse A_{CD} :

Tipo di area	$Z[\text{mm}]$
Aree concave A_{CU}	0
Aree piatte A_{CN}	Z_r
Aree convesse A_{CD}	$0 \div Z_r$
Aree urbane A_{URB}	0

Tabella 6.2: Spessore dello strato collaborante delle quattro diverse tipologie di aree del bacino del Fiume Astico: aree concave, aree piatte, aree convesse e aree impermeabili.

$$Z(i) = \frac{Z_r \cdot A_{CN} + Z_{CD}(i) \cdot A_{CD}}{A_{CN} + A_{CD}} \quad (6.2)$$

Quindi per ogni sottobacino si può ottenere un valore medio dello strato collaborante che dipende dal tipo di curvatura caratteristica del sottobacino. In questo modo si riescono a valutare in maniera più accurata i diversi contributi dovuti al deflusso superficiale, al deflusso subsuperficiale e al deflusso profondo.

6.4 Determinazione della conducibilità idraulica

Un ulteriore parametro che influenza notevolmente la separazione nei diversi contributi dei deflussi è la conducibilità idraulica; tale parametro dipende dalla natura del terreno e, dunque, dalla caratterizzazione geo-pedologica dello stesso ([14]). Per l'applicazione del metodo di separazione dei deflussi si individuano all'interno del bacino quattro zone omogenee dal punto di vista pedo-morfologico (Figura 6.8), ciascuna caratterizzata da un valore tipico di conducibilità, come riportato nella Tabella 6.3 ([24]). Le diverse classi di tipo di suolo sono:

- SM-SI: a tale classe appartengono le zone con versanti rettilinei molto pendenti e costituite prevalentemente da rocce dolomitiche;
- VB: tale classe identifica la zona del fondovalle alluvionale;

- SA-PD-LB: a tale classe appartengono i rilievi prealpini costituiti prevalentemente da rocce calcaree;
- AA: questa classe individua l'alta pianura, anche se come già detto nel bacino interessato occupa una superficie esigua rispetto a quella totale.

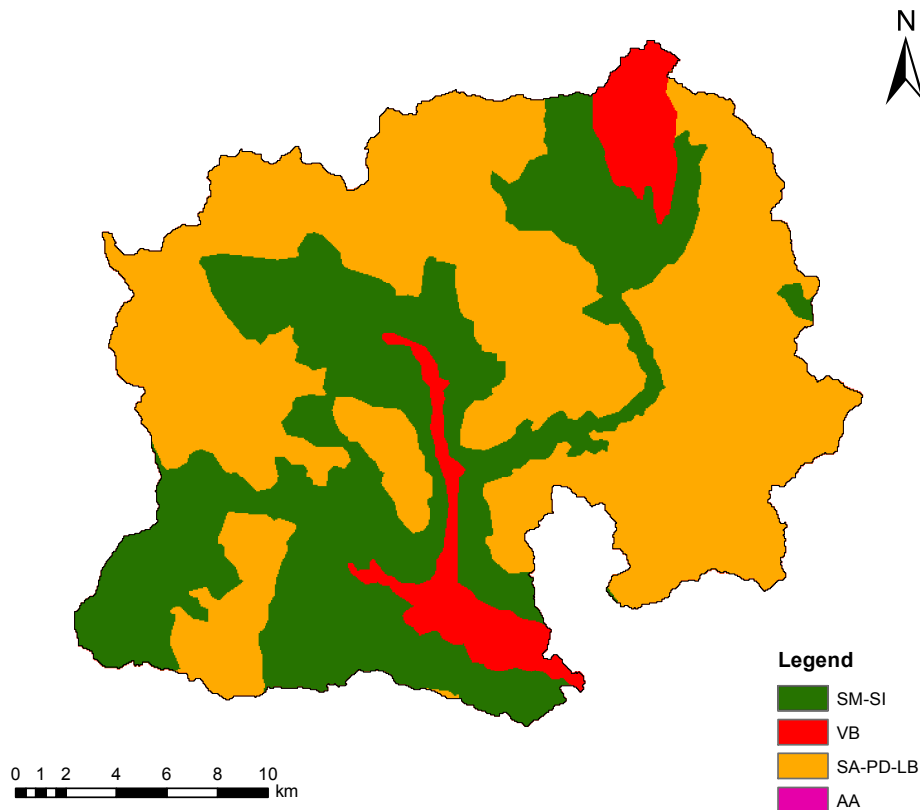


Figura 6.8: *Rappresentazione delle diverse classi di tipo di suolo all'interno del bacino dell'Astico.*

In virtù di tali considerazioni si assume un valore di conducibilità per l'n-esimo sottobacino calcolato come:

$$(K_0)_n = K_c \cdot \sum_{i=1}^N \frac{p_i \cdot k_i}{k_{med}} \quad (6.3)$$

dove

- K_c è un parametro di taratura;
- p_i è la frazione di area dell' i -esimo sottobacino ricadente nella i -esima zona;
- k_i è la conducibilità idraulica attribuita alla i -esima zona;
- k_{med} è la conducibilità idraulica media all'interno del bacino;
- N è il numero di zone pedologiche (in questo caso $N = 4$).

Si sono valutate all'interno di ogni sottobacino le aree occupate da ciascuna classe di tipo di suolo e le relative percentuali rispetto all'area totale del sottobacino; ciascuna percentuale si è poi moltiplicata per il valore di conducibilità idraulica attribuita alla classe del tipo di suolo e si è diviso per la conducibilità idraulica media all'interno del bacino. La sommatoria rappresenta quindi il peso per ogni sottobacino da assegnare all'unico valore K_c di taratura. Questo peso moltiplicato per la conducibilità idraulica del terreno a saturazione K_c (parametro unico) fornisce la conducibilità idraulica per ciascun sottobacino. La relazione (6.3) permette quindi, a partire da un unico valore di input della conducibilità idraulica del terreno a saturazione K_c , di attribuire ad ogni singolo sottobacino un valore specifico della conducibilità idraulica K_0 dipendente dal tipo di suolo presente nel sottobacino stesso. Si osserva come in realtà le classi presenti all'interno del bacino siano tre, perchè la classe AA occupa un'area modesta rispetto all'area totale e quindi ricopre un ruolo marginale nella determinazione della conducibilità idraulica. In tal modo si è ottenuto una rappresentazione parsimoniosa

Classe	Area classe (km^2)	%	k (mm/h)	k (m/s)
SM-SI	199,79	36,64	3,60	10^{-6}
VB	37,05	6,79	360	10^{-4}
SA-PD-LB	308,51	56,57	36	10^{-5}
AA	0	0	2880	$8 \cdot 10^{-4}$

Tabella 6.3: Valori di area, percentuale relativa e conducibilità idraulica per ciascuna classe di tipo di suolo.

del parametro di conducibilità idraulica basata su informazioni distribuite sulle condizioni pedo-morfologiche del bacino.

6.5 Analisi dei dati pluviometrici

L'accurata determinazione della distribuzione spazio-temporale delle precipitazioni è di fondamentale importanza per la modellazione della risposta idrologica del bacino del Fiume Astico. Le distribuzioni spaziali della pioggia sono ottenute, a partire dai valori osservati nelle stazioni di misura disponibili, attraverso le tecniche di interpolazione geostatistica descritte nel paragrafo 4.1. Dalla Figura 6.9 alla Figura 6.18 si riportano le rappresentazioni spaziali delle precipitazioni cumulate per gli eventi di piena considerati nelle procedure di calibrazione e validazione descritte nel seguito.

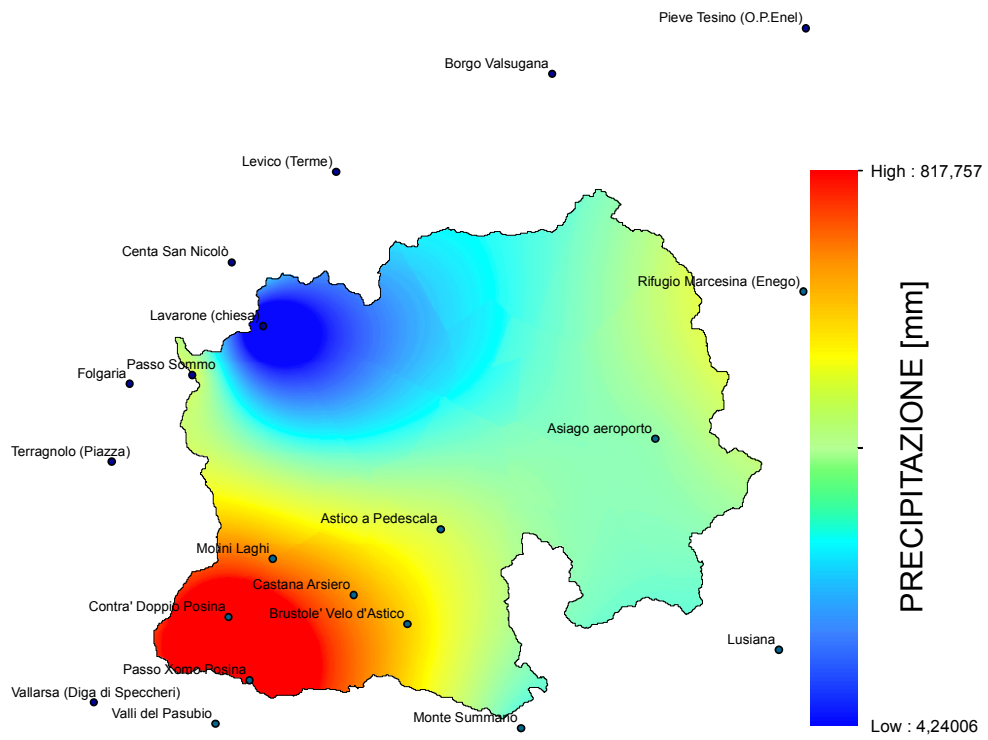


Figura 6.9: *Distribuzione spaziale delle piogge cumulate: evento del 2002.*

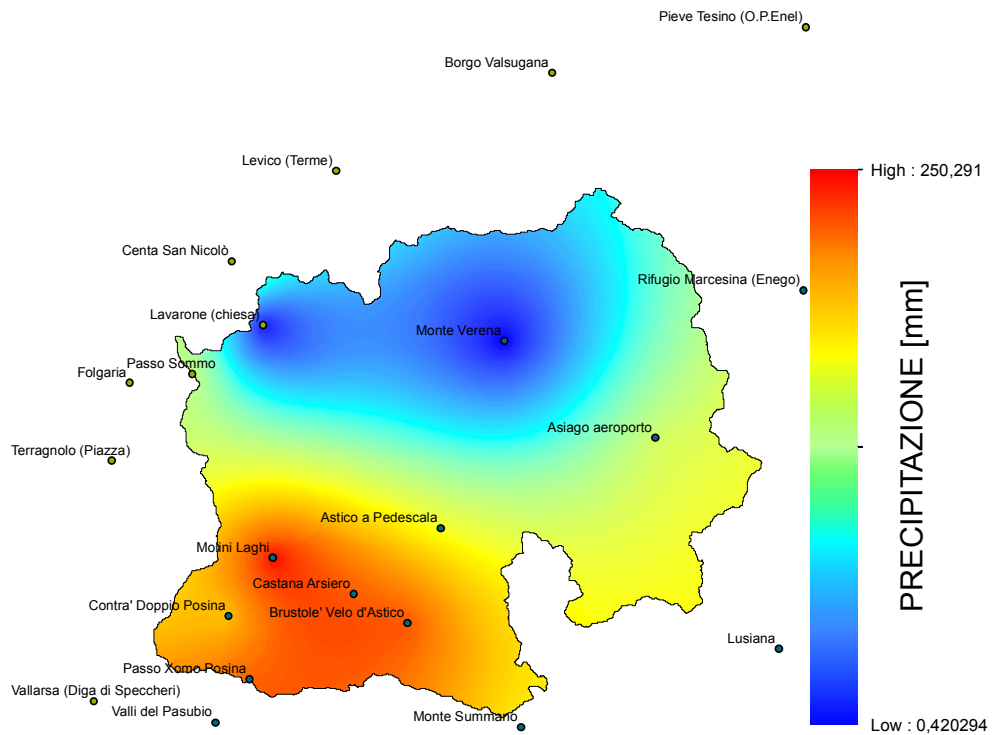


Figura 6.10: *Distribuzione spaziale delle piogge cumulate: evento del 2003.*

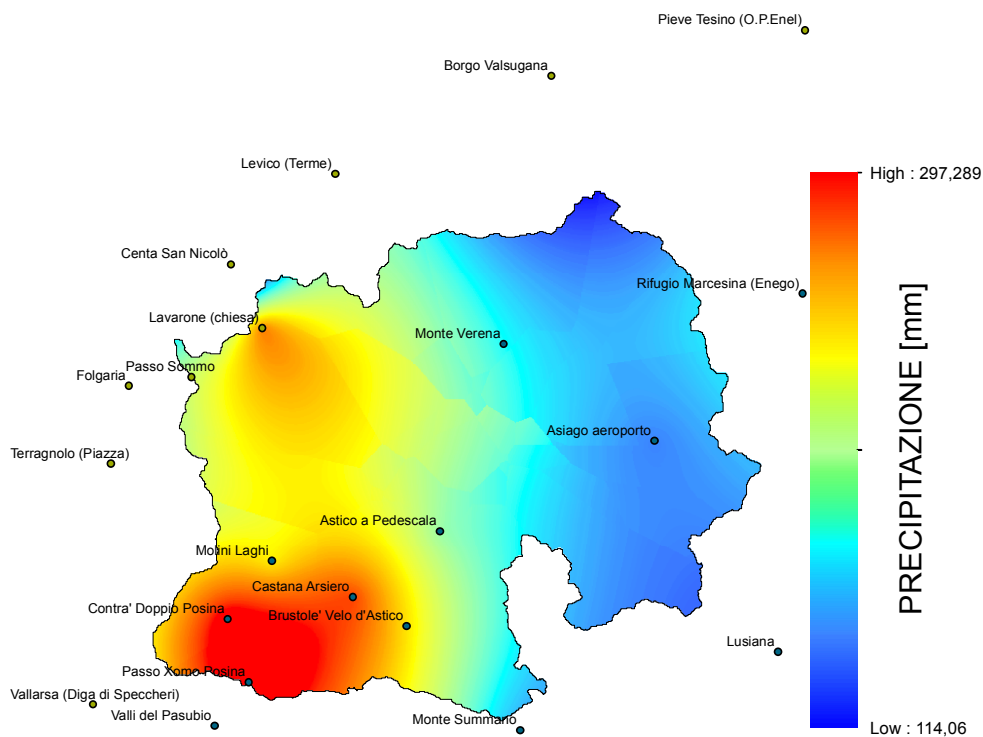


Figura 6.11: *Distribuzione spaziale delle piogge cumulate: evento del 2004.*

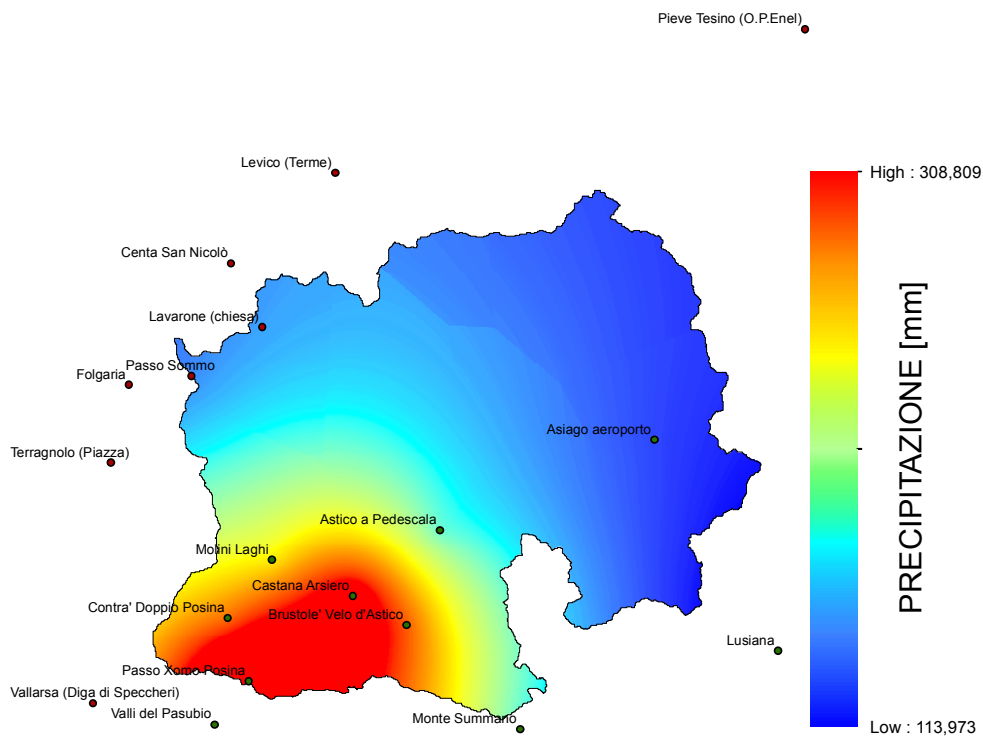


Figura 6.12: *Distribuzione spaziale delle piogge cumulate: evento del 2007.*

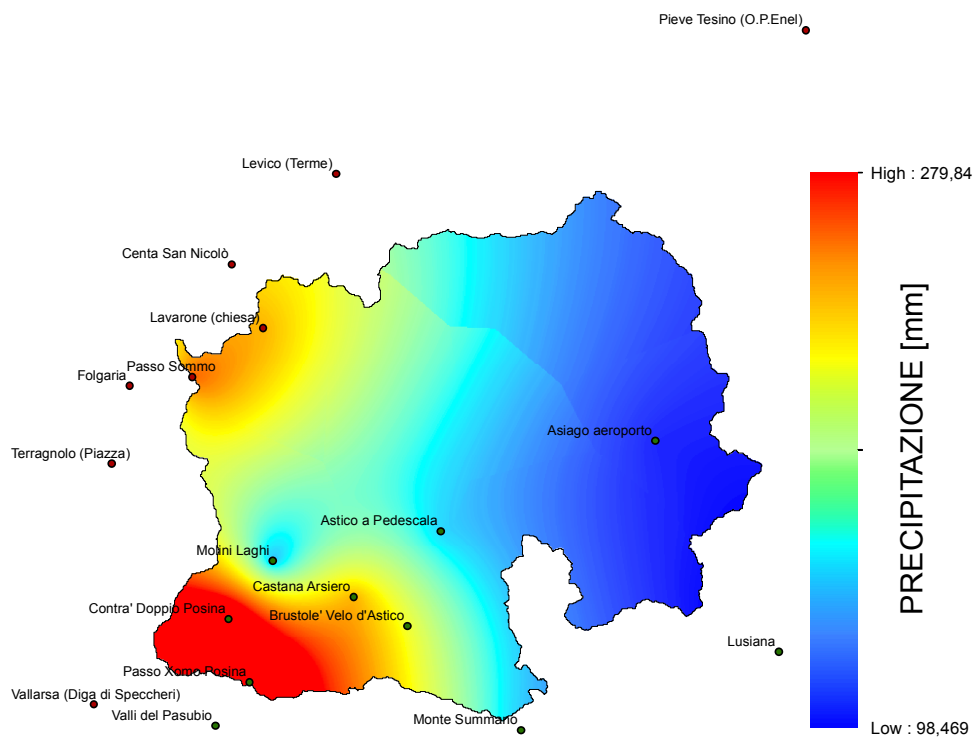


Figura 6.13: Distribuzione spaziale delle piogge cumulate: evento del 2008.

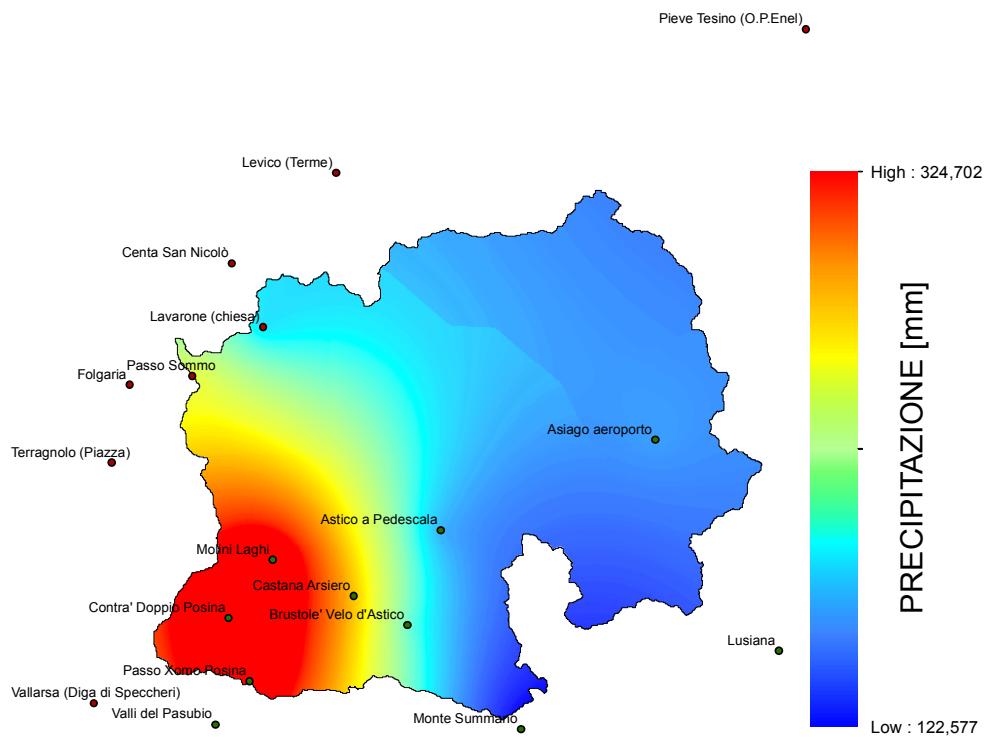


Figura 6.14: Distribuzione spaziale delle piogge cumulate: evento del 2009.

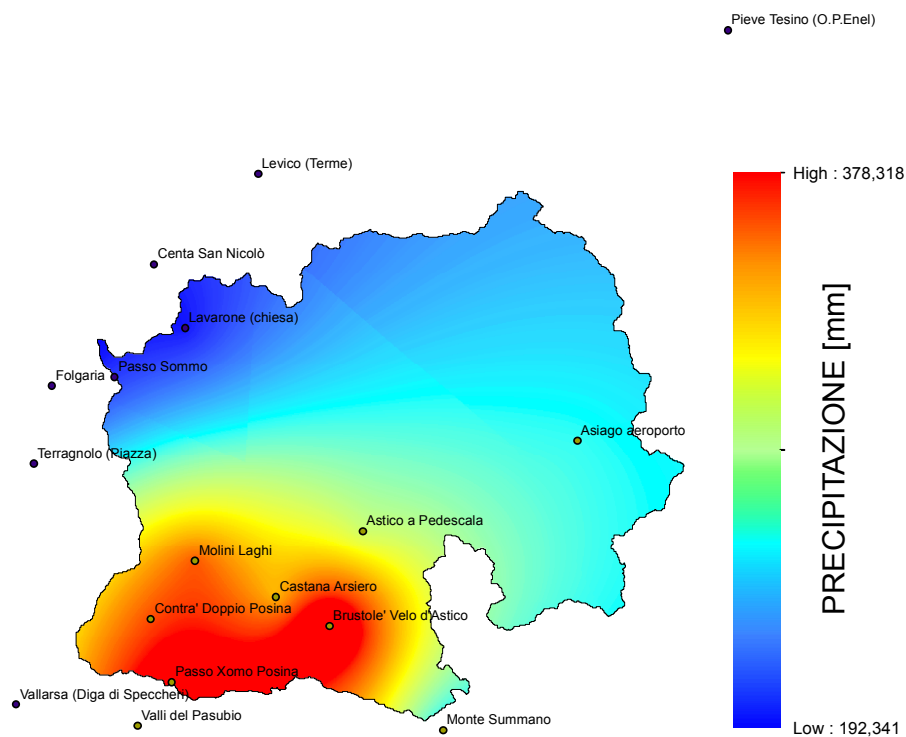


Figura 6.15: *Distribuzione spaziale delle piogge cumulate: evento del maggio 2010.*

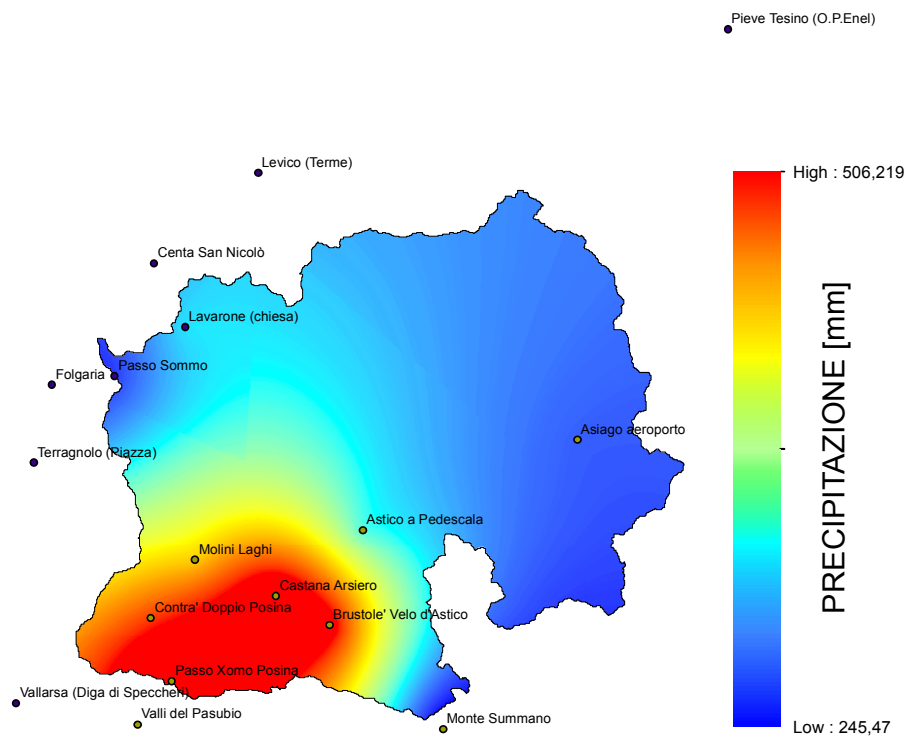


Figura 6.16: *Distribuzione spaziale delle piogge cumulate: evento del novembre-dicembre 2010.*

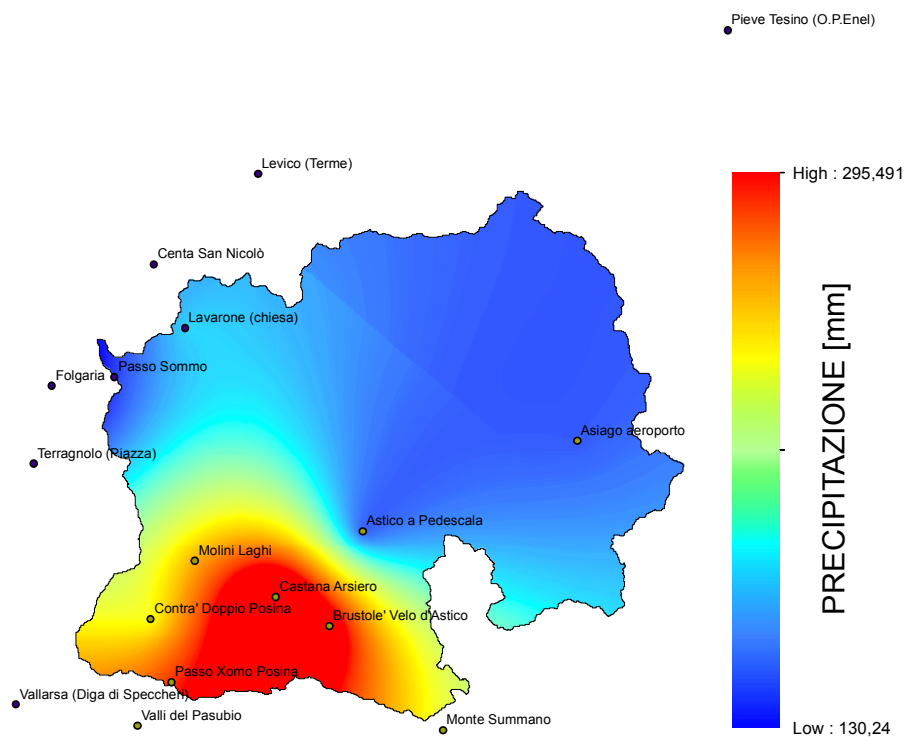


Figura 6.17: Distribuzione spaziale delle piogge cumulate: evento del dicembre 2010.

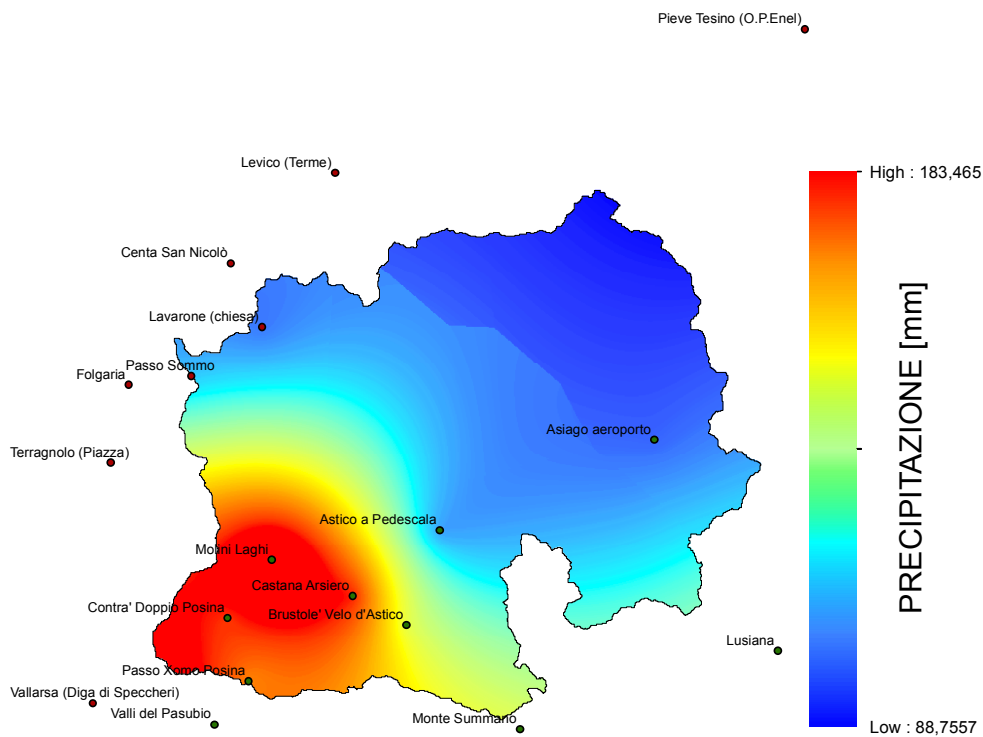


Figura 6.18: Distribuzione spaziale delle piogge cumulate: evento del 2011.

6.6 Analisi di sensibilità e calibrazione del modello

6.6.1 I Parametri

Il modello sviluppato (Capitolo 5) si basa sui seguenti parametri:

- conducibilità idraulica del terreno in condizioni di saturazione, K_c [mm/h];
- coefficiente di ripartizione, α , dell'infiltrazione tra i percorsi subsuperficiale e profondo;
- spessore dello strato collaborante, Z_r ;
- esponente di Clapp-Hornberger, c ([6]), che consente di esprimere il termine di percolazione come funzione non lineare del contenuto d'acqua;
- contenuto d'acqua medio del suolo all'inizio dell'evento di precipitazione (s_0);
- esponente b che relaziona il contenuto d'acqua del suolo con la percentuale di aree sature (b);
- celerità di propagazione dell'onda di piena a , calcolata tramite la seguente legge empirica:

$$a = \frac{3}{2} \cdot v$$

dove v rappresenta la velocità del corso d'acqua;

- tempo medio di residenza urbano t_{urb} ;
- tempo medio di residenza superficiale t_{sup} ;
- tempo medio di residenza subsuperficiale t_{sub} ;
- tempo medio di residenza profondo t_{prof} ;
- livello iniziale nel serbatoio profondo h_{prof} ;

- porosità n ;
- coefficiente di dispersione idrodinamica D_h .

Si nota come il contenuto d'acqua medio all'inizio di un evento s_0 e il livello iniziale nel serbatoio profondo h_{prof} non rappresentano delle proprietà intrinseche del sistema. Tali parametri potranno quindi variare da evento a evento. Sono stati considerati uniformi, e non soggetti ad alcuna taratura, i seguenti parametri:

- porosità n ;
- coefficiente di dispersione idrodinamica D_h :

$$D_h = \frac{y \cdot a}{3i_f} \quad (6.4)$$

essendo i_f la pendenza dell'alveo e y il tirante d'acqua;

- celerità di propagazione dell'onda di piena a .

Tali parametri sono stati fissati in dipendenza dalle caratteristiche pedologiche e topografiche del terreno e dell'alveo.

È interessante inquadrare i diversi usi del suolo all'interno del bacino considerato. Le informazioni sull'uso del suolo nel bacino sono ottenute da informazioni telerilevate, attraverso metodologie di classificazione. A partire da tale mappa di uso del suolo è possibile raggruppare le diverse tipologie di uso del suolo in alcune classi omogenee dal punto di vista idrologico; nel caso studiato le classi di uso del suolo presenti sono quattro: agricolo, bosco, impermeabile e prato (Figura 6.19). Le classi agricolo e prato si potrebbero unire perchè hanno un comportamento simile dal punto di vista idrologico. Le aree occupate e le percentuali relative alle diversi classi presenti nel bacino dell'Astico sono riportate in Tabella 6.4.

Si osserva come il bacino del fiume Astico chiuso a Ponte Pilo sia occupato prevalentemente da bosco, che occupa circa il 70% dell'intera superficie. Al contrario la superficie impermeabile occupa solamente il 5% dell'intera superficie e quindi ricopre un ruolo di relativa importanza nella determinazione dei deflussi. Infine le classi agricolo e prato occupano una superficie pari al 25% di quella totale.

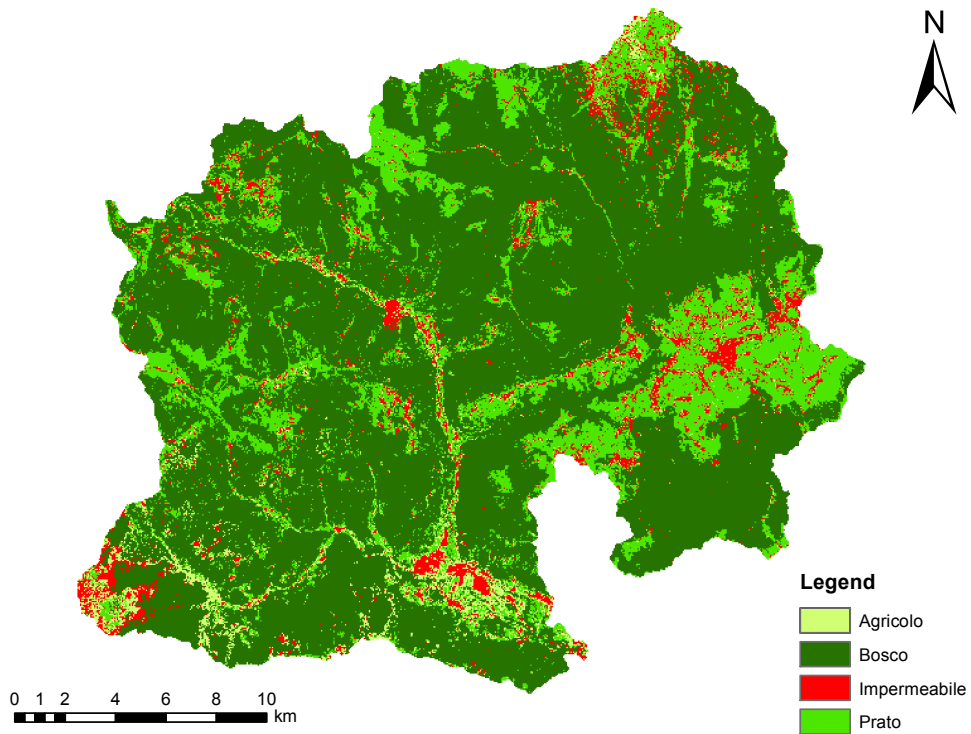


Figura 6.19: *Mapa tematica dell'uso del suolo del bacino del Fiume Astico.*

Classe d'uso	Area [Km^2]	Percentuale Area [%]
Agricolo	19,37	3,55
Bosco	382,71	70,18
Impermeabile	32,09	5,88
Prato	111,19	20,39

Tabella 6.4: *Aree e relative percentuali di uso del suolo nel bacino montano del Fiume Astico.*

6.6.2 Parametri caratteristici di ogni sottobacino

Nei paragrafi precedenti si sono descritti i parametri usati nel modello geomorfologico e in particolare si è approfondita la modalità di calcolo dello spessore dello strato collaborante Z_r e della conducibilità idraulica K_c . Questi due parametri sono fondamentali nella determinazione dei diversi contributi dovuti al deflusso superficiale, al deflusso subsuperficiale e al deflusso profondo. Si ricorda che ad ogni sottobacino appartenente al bacino montano dell'Astico è stato assegnato un valore caratteristico dello spessore dello strato collaborante e di conducibilità idraulica. Nel modello si ha quindi un unico parametro di input relativo allo spessore dello strato collaborante, indicato con Z_r e successivamente, tramite la relazione (6.2), si assegna a ciascun sottobacino un valore specifico dello spessore di strato collaborante indicato con Z . Quindi il parametro Z_r è unico (modificabile in fase di taratura) mentre i valori di Z sono pari al numero di sottobacini presenti. Allo stesso modo nel modello si ha un unico parametro di input relativo alla conducibilità idraulica, indicata con K_c e successivamente, tramite la relazione (6.3), si assegna a ciascun sottobacino un valore specifico della conducibilità idraulica indicata con K_0 . Quindi il parametro K_c è unico (modificabile in fase di taratura) mentre i valori di K_0 sono pari al numero di sottobacini presenti.

Imponendo come valore di partenza per lo spessore dello strato collaborante $Z_r = 1000 \text{ mm}$ (che potrà essere modificato in fase di taratura) si osserva che lo Z presenta valori mediamente maggiori nelle zone relative al macrobacino del Basso Astico e al macrobacino dell'Assa (paragrafo 1.4), mentre nei macrobacini dell'Alto Astico e del Posina lo spessore Z presenta valori mediamente minori. La variazione di tale parametro determina un diverso comportamento del bacino: le zone caratterizzate da valori di Z minori avranno una risposta alle precipitazioni più rapida dato che il volume d'acqua invasabile nel terreno sarà minore e quindi si tenderà a raggiungere più frequentemente la saturazione del terreno. Le zone caratterizzate da valori di Z maggiori invece avranno una risposta alle precipitazioni più lenta dato che il volume d'acqua invasabile nel terreno sarà maggiore e quindi si impiegherà maggior tempo a raggiungere la saturazione del

terreno.

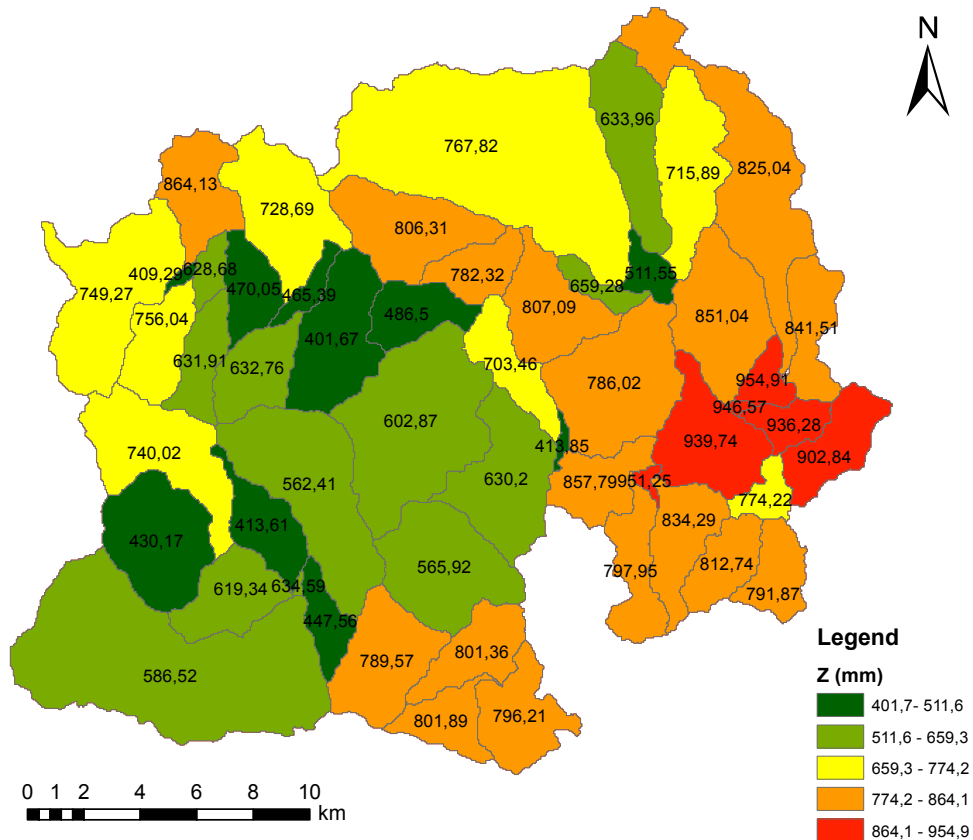


Figura 6.20: *Rappresentazione dei diversi valori di spessore collaborante. Il valore di partenza è $Z_r = 1000$ mm.*

Imponendo come valore di partenza per la conducibilità idraulica $K_c = 25$ mm/h (che potrà essere modificato in fase di taratura) si osserva che K_0 presenta valori mediamente maggiori nelle zone relative al macrobacino del Basso Astico e alla parte Nord - Est del macrobacino dell'Assa; mentre nella parte restante del macrobacino dell'Assa e nei macrobacini dell'Alto Astico e del Posina la conducibilità K_0 presenta valori mediamente minori. La variazione di tale parametro determina un diverso comportamento del bacino: le zone caratterizzate da valori di K_0 maggiori sono quelle più permeabili, dove l'acqua quindi può infiltrarsi con

maggiore facilità. Le zone caratterizzate da valori di K_0 minori invece sono quelle meno permeabili, dove l'acqua quindi presenta maggiori difficoltà ad infiltrarsi.

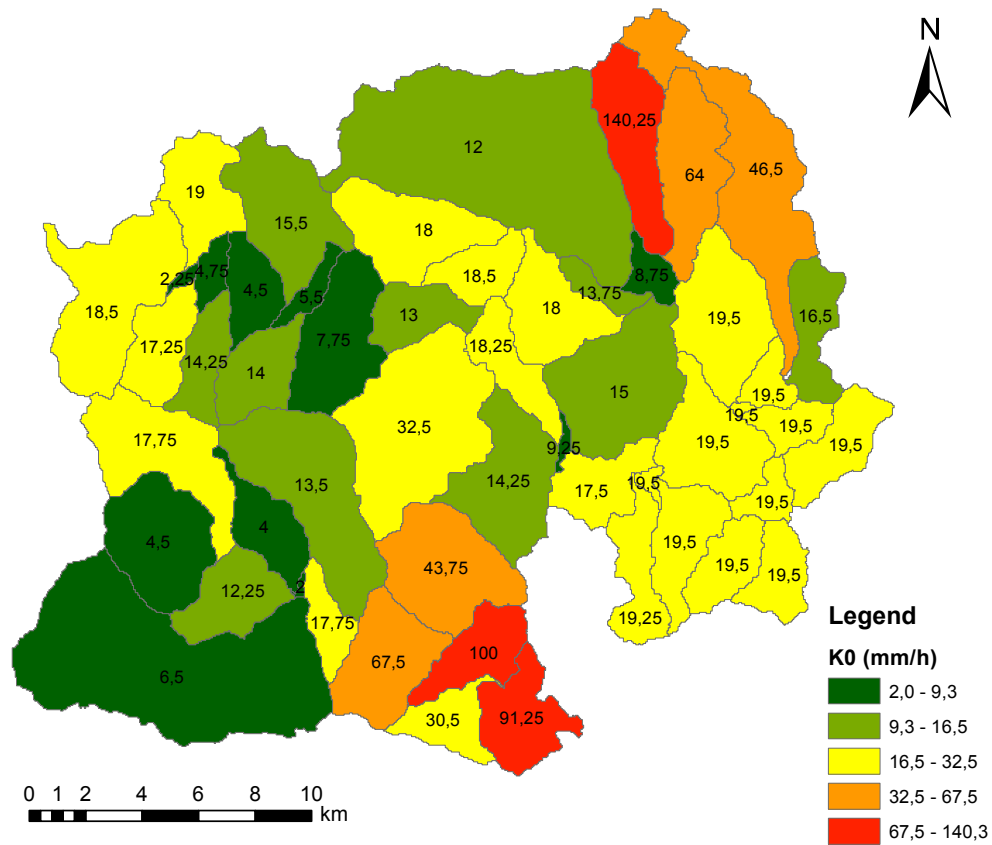


Figura 6.21: Rappresentazione dei diversi valori di conducibilità idraulica. Il valore di partenza è $K_c = 25$ mm/h.

6.6.3 Analisi di sensibilità

Per comprendere le variazioni della risposta idrologica del bacino al variare dei diversi parametri si è eseguita un'analisi di sensibilità del modello idrologico; tale analisi faciliterà la successiva calibrazione del modello. Si riportano nel seguito delle considerazioni in merito all'analisi di sensibilità svolta. In questa analisi la portata superficiale comprende il deflusso relativo alle aree sature e il deflusso relativo alle aree urbane.

La variazione della conducibilità idraulica a saturazione, K_c , modifica la risposta del modello significativamente perchè comporta la variazione della distribuzione del deflusso tra i contributi superficiale, subsuperficiale e profondo. Per valori di K_c maggiori la portata superficiale tende a diminuire (Figura 6.23), poichè aumenta la velocità con cui viene ricaricato il serbatoio profondo e il serbatoio subsuperficiale. Valori di K_c più bassi determinano una più rapida recessione della piena. L'esempio preso in considerazione (Figura 6.22) mostra come al diminuire di K_c si verifica un picco di piena maggiore, poichè, se il bacino viene sollecitato da nuove piogge, il maggior contenuto d'acqua nel suolo, conseguente il lento svuotamento del terreno, determina una portata maggiore. Il deflusso profondo invece aumenta per valori di K_c maggiori (Figura 6.25).

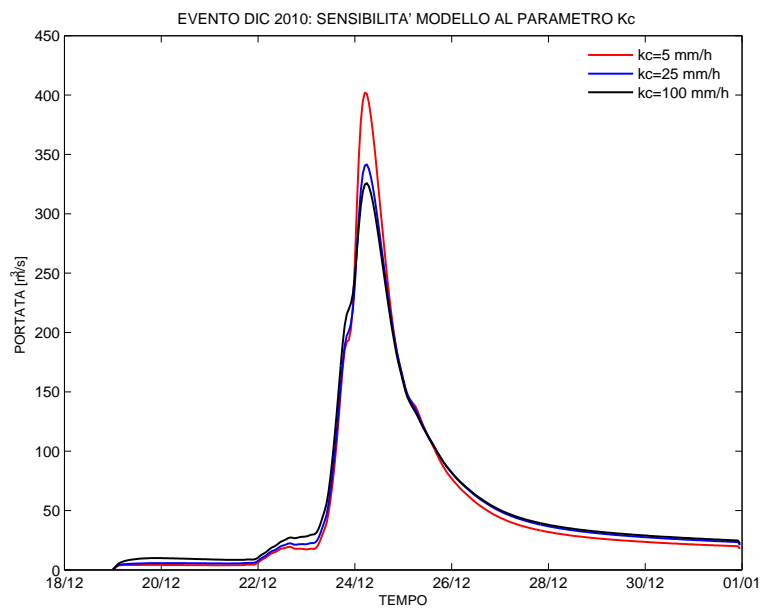


Figura 6.22: Risposta idrologica del modello al variare di K_c (conducibilità idraulica a saturazione).

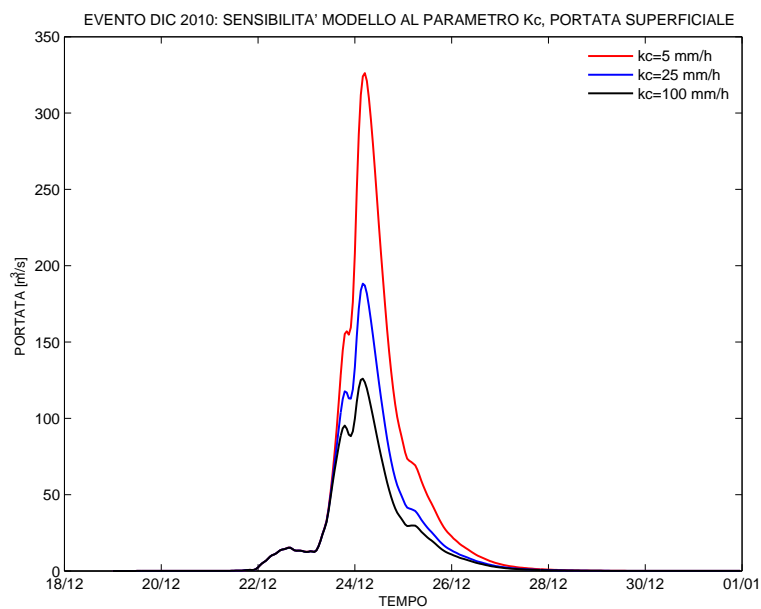


Figura 6.23: Portata superficiale al variare del parametro K_c (conducibilità idraulica a saturazione).

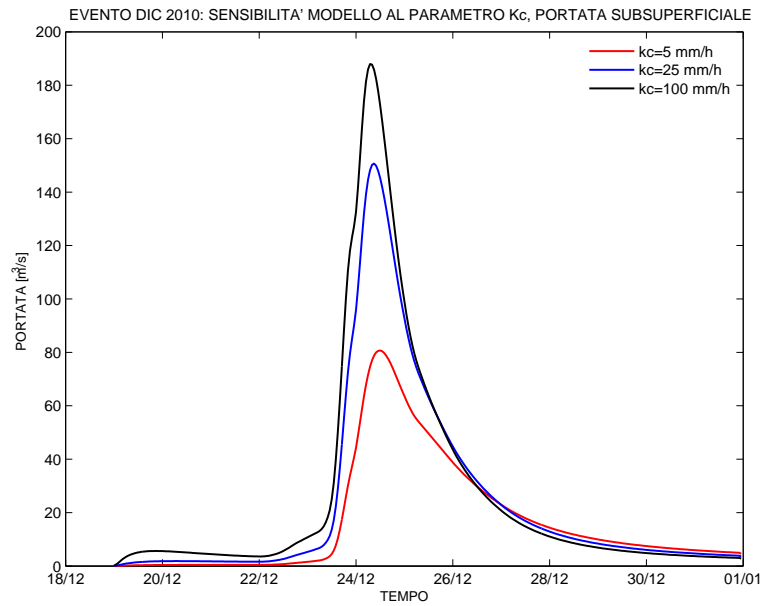


Figura 6.24: *Portata subsuperficiale al variare del parametro K_c (conducibilità idraulica a saturazione).*

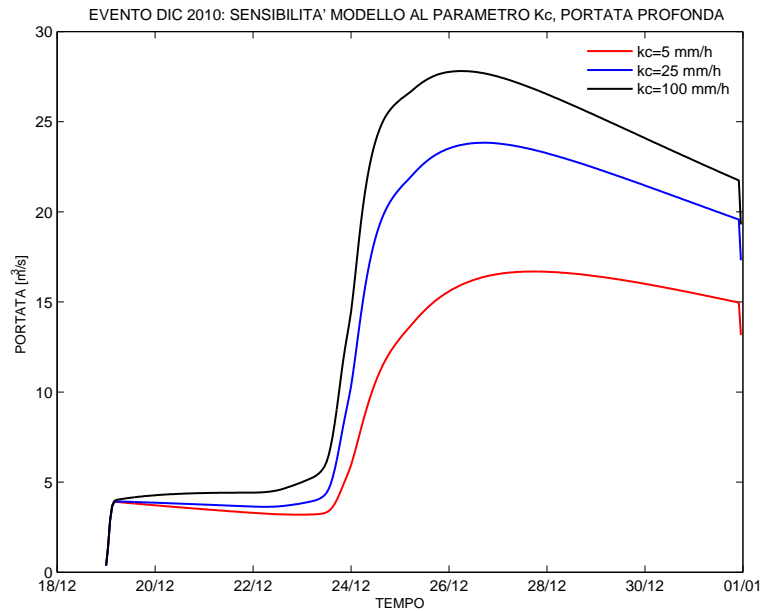


Figura 6.25: *Portata profonda al variare del parametro K_c (conducibilità idraulica a saturazione).*

La variazione della profondità dello strato collaborante Z_r determina due cambiamenti significativi nella risposta idrologica del bacino. Il primo cambiamento interessa il picco di piena che, come si può osservare nella Figura 6.26, tende ad abbassarsi per valori di Z_r maggiori e ad alzarsi per Z_r minori. Questo effetto è determinato dal fatto che al diminuire di Z_r , il massimo volume invasabile nel terreno diminuisce e quindi il contenuto d'acqua medio presenta più spesso valori vicini alla saturazione o comunque più alti; di conseguenza aumentano sia la portata subsuperficiale (Figura 6.28) che la portata superficiale (Figura 6.27). Per Z_r più grandi, al contrario, la portata subsuperficiale diminuisce, in relazione al fatto che il contenuto d'acqua medio assume valori minori, essendo necessaria una maggiore quantità di pioggia per riempire il maggiore volume disponibile nel terreno. Il secondo effetto indotto dal valore dello spessore dello strato radicale riguarda la forma della curva in fase di recessione: per Z_r minore la diminuzione della portata è più marcata e viceversa se lo stato collaborante è più spesso. Lo spessore dello strato collaborante, quindi, determina un differente comportamento del bacino, che mostra una risposta di maggiore entità e una fase di decrescita più rapida se Z_r è minore.

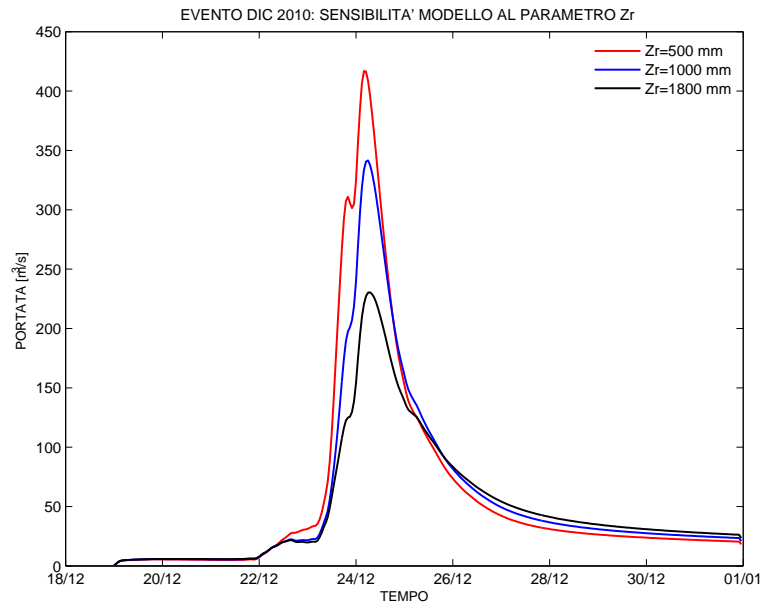


Figura 6.26: Risposta idrologica del modello al variare del parametro Z_r (spessore di suolo collaborante).

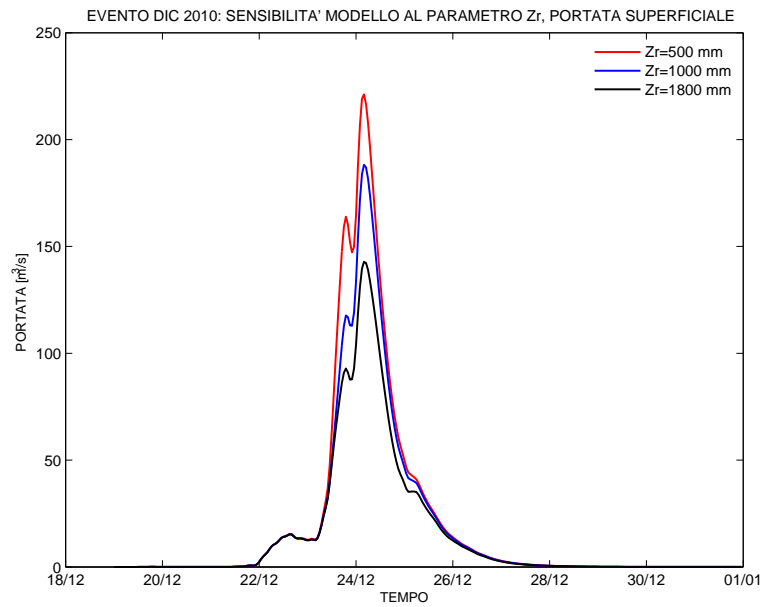


Figura 6.27: Portata superficiale al variare del parametro Z_r (spessore di suolo collaborante).

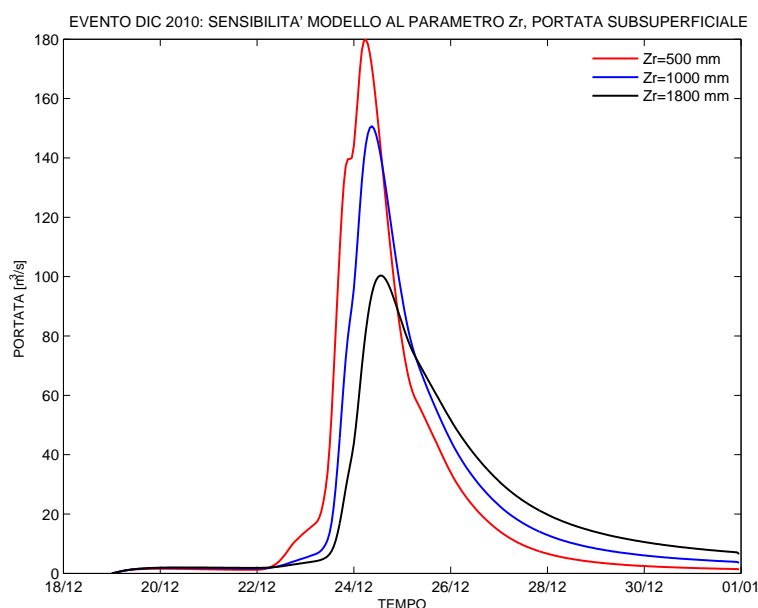


Figura 6.28: *Portata subsuperficiale al variare del parametro Z_r (spessore di suolo collaborante).*

La variazione della celerità di propagazione dell'onda di piena determina dei cambiamenti significativi nei risultati del modello: per valori di a minori, infatti, il colmo di piena viaggia più lentamente e l'onda di piena tende ad allargarsi e ad avere code più alte, mentre per valori di a maggiori il picco viene anticipato e l'onda si restringe, determinando anche un innalzamento dei valori di portata al picco (Figura 6.29).

In Figura 6.30 si può apprezzare l'effetto del coefficiente α : quando questo tende a zero scompare il contributo subsuperficiale. Inoltre, la portata nell'intervallo temporale analizzato tende a presentare valori minori, poichè aumenta il volume d'acqua immagazzinato negli strati profondi che viene restituito molto più lentamente rispetto a quello che segue il percorso subsuperficiale. Quando invece α tende a 1 si annulla il contributo profondo e si presenta un deflusso subsuperficiale maggiore che determina anche una portata totale maggiore a scala di evento. Anche la curva di recessione presenta caratteristiche differenti a seconda del valore di α , essendo più ripida per valori maggiori di α , che determinano un

maggior contributo subsuperficiale, caratterizzato da tempi di risposta minori rispetto al deflusso profondo.

Il modello idrologico formulato risulta molto sensibile al parametro c e la risposta che consegue alla sua variazione è molto complessa. Come si osserva in Figura 6.32, per valori di c grandi la portata superficiale aumenta molto significativamente, perchè la quantità d'acqua che concorre alla formazione di portata subsuperficiale e profonda risulta molto ridotta; all'aumentare di c , infatti, la frazione che percola dallo strato radicale tende a zero causando un aumento cospicuo della portata superficiale dovuto al maggior contenuto d'acqua nello strato collaborante. Se invece c è minore, il maggior flusso di percolazione tende a formare principalmente deflusso subsuperficiale e profondo, riducendo di molto il contributo superficiale. Analizzando la risposta subsuperficiale (Figura 6.33) si nota che, oltre al verificarsi di deflussi subsuperficiali maggiori al diminuire di c per i motivi appena visti, anche la curva di recessione ne risente: la restituzione dell'acqua al ricettore infatti sarà tanto più rapida quanto più il valore di c è piccolo. Anche il contributo profondo (Figura 6.34) risente del valore del parametro c , essendo maggiore per valori di c più piccoli e minore per valori di c più grandi.

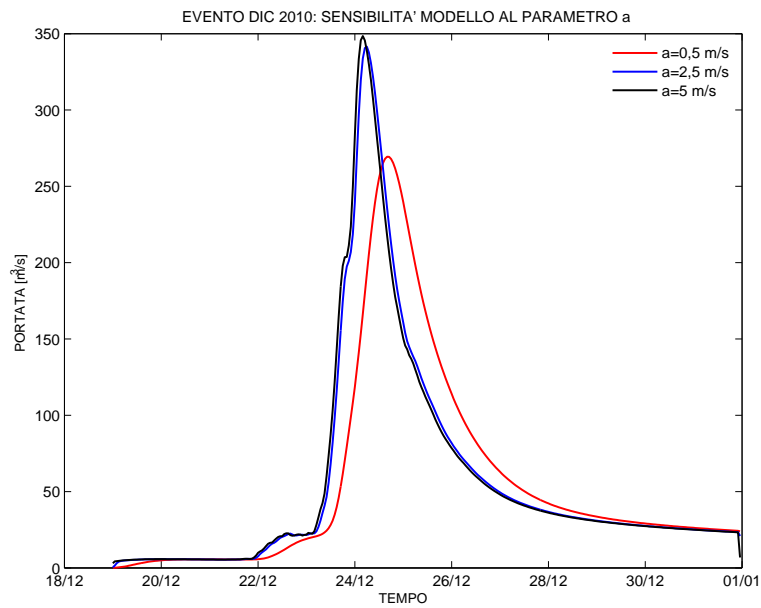


Figura 6.29: Risposta idrologica del modello al variare del parametro a (celerità di propagazione dell'onda).

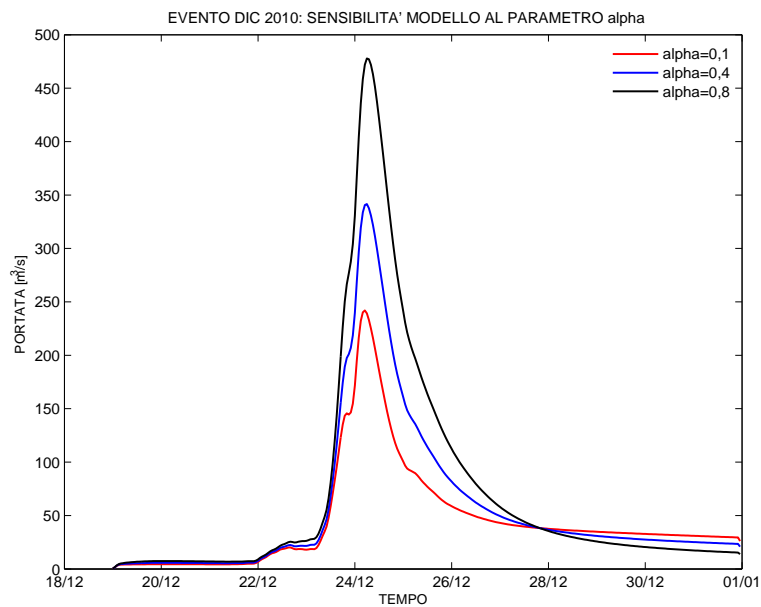


Figura 6.30: Risposta idrologica del modello al variare del parametro α (coefficiente di ripartizione tra i percorsi subsuperficiali e profondi).

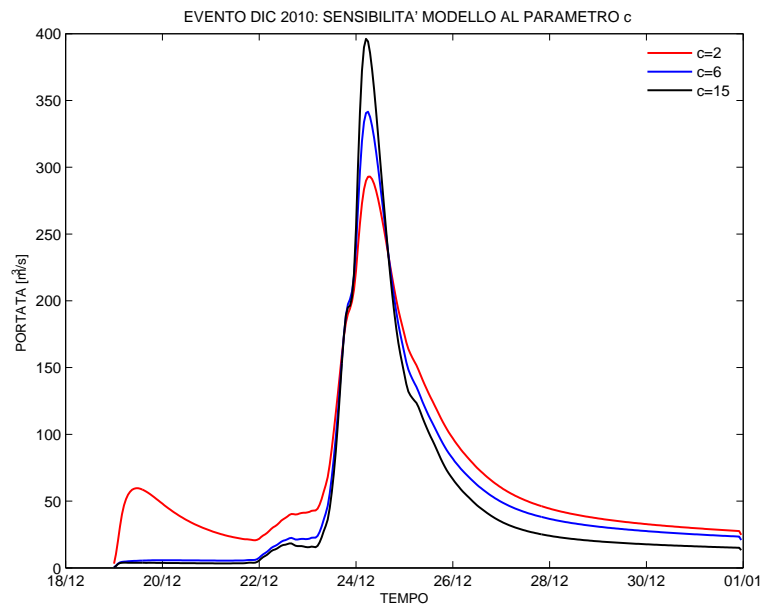


Figura 6.31: Risposta idrologica del modello al variare del parametro c (esponente di Clapp-Hornberger).

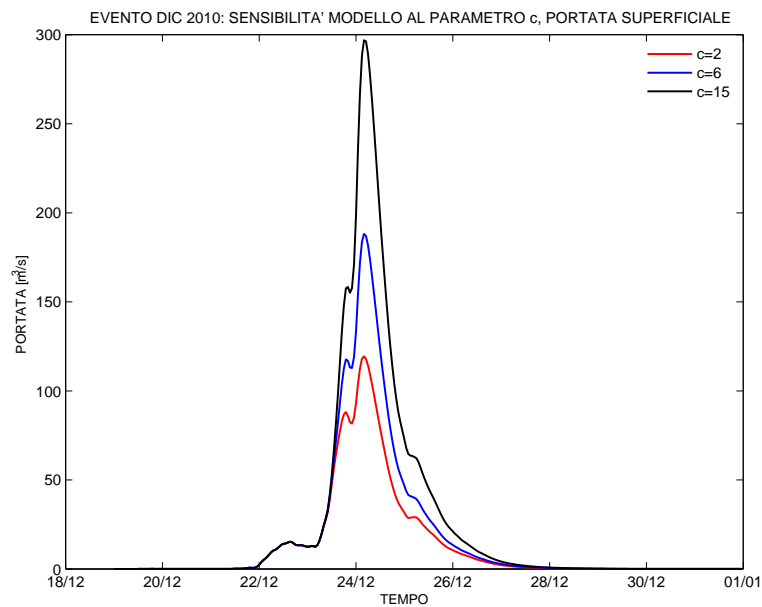


Figura 6.32: Portata superficiale al variare del parametro c (esponente di Clapp-Hornberger).

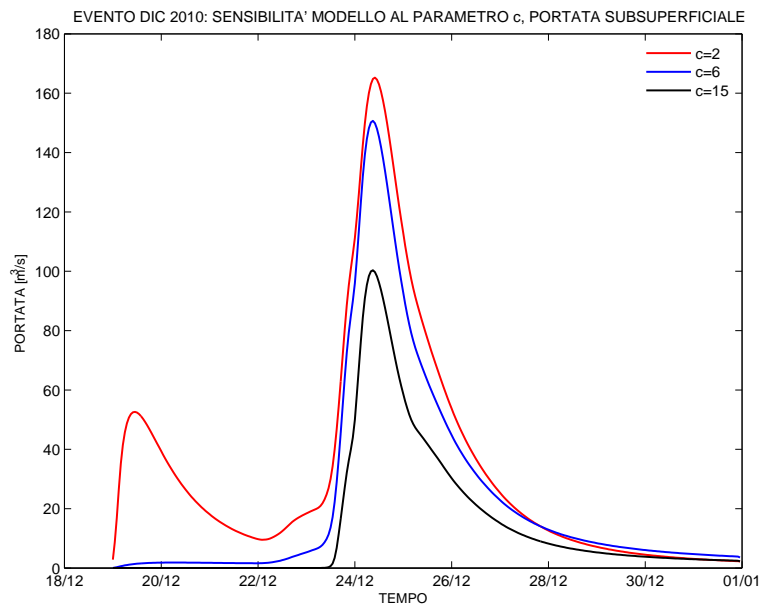


Figura 6.33: Portata subsuperficiale al variare del parametro c (esponente di Clapp-Hornberger).

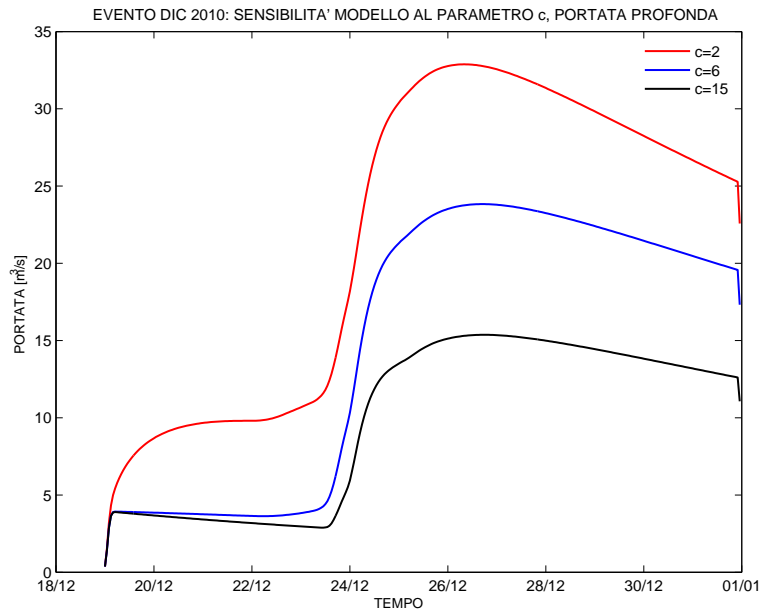


Figura 6.34: Portata profonda al variare del parametro c (esponente di Clapp-Hornberger).

Un ulteriore parametro che comporta la variazione della distribuzione del deflusso tra i contributi superficiale, subsuperficiale e profondo è l'esponente b che lega il contenuto d'acqua del suolo con la percentuale di aree sature (Figura 6.35). Si osserva che per valori di b minori tende ad aumentare la portata superficiale (Figura 6.36). Infatti al diminuire di b la percentuale di aree sature aumenta dato che il contenuto d'acqua è compreso tra 0 e 1; di conseguenza aumenta il volume di aree sature e quindi anche la portata superficiale. All'aumentare di b inoltre il picco di piena diminuisce e la curva di recessione risulta meno ripida. Il modello risulta sensibile al diverso contenuto d'acqua medio del suolo s_0 all'inizio dell'evento di precipitazione; tale parametro fornisce un'informazione iniziale sul livello di umidità del terreno: al crescere del contenuto d'acqua iniziale il picco di piena aumenta e in generale la risposta del sistema risulta più rapida (Figura 6.37). Valori di s_0 tendenti a 1 indicano terreni saturi, dove il volume d'acqua invasabile è ridotto e questo comporta un aumento della portata superficiale e della portata subsuperficiale. Al contrario valori di s_0 tendenti a 0 indicano terreni non saturi, dove è presente un maggiore volume d'acqua invasabile e questo comporta una risposta più lenta del sistema. L'influenza di tale parametro risulta più marcata per eventi più brevi; per eventi più lunghi l'effetto del contenuto d'acqua iniziale tende ad esaurirsi nel tempo rendendo la risposta idrologica (in particolare in corrispondenza del picco di piena e nella parte finale dell'evento) indipendente dal valore iniziale dell'umidità del suolo.

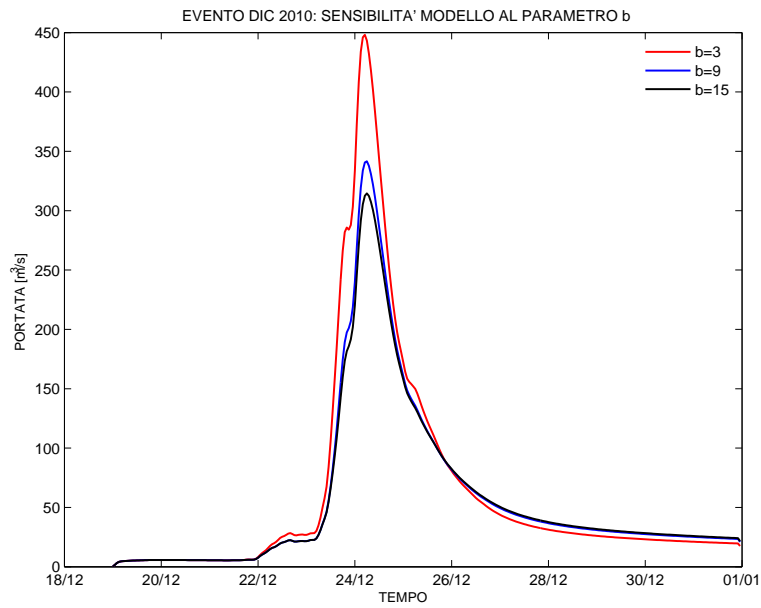


Figura 6.35: Risposta idrologica del modello al variare dell'esponente b che lega le aree sature al contenuto d'acqua.

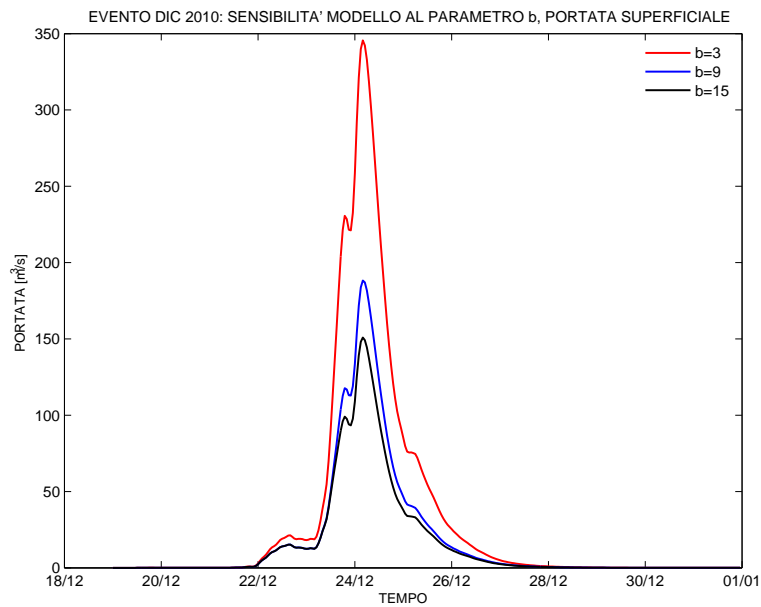


Figura 6.36: Portata superficiale al variare dell'esponente b che lega le aree sature al contenuto d'acqua.

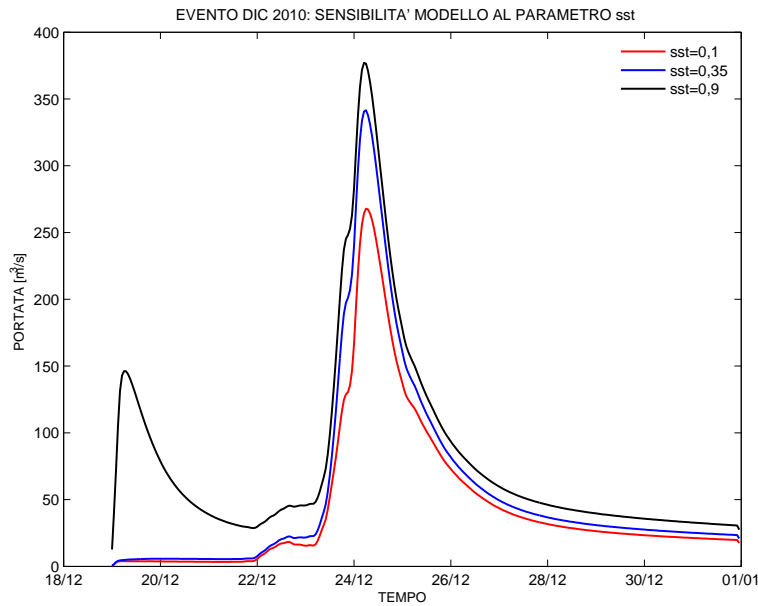


Figura 6.37: Risposta idrologica del modello al variare del parametro s_0 (contenuto d'acqua medio del suolo all'inizio dell'evento di precipitazione).

È interessante valutare l'influenza dei diversi tempi medi di residenza sulla risposta del modello, dato che essi avranno un ruolo importante nella separazione dei deflussi. La variazione del tempo medio di residenza urbano influenza la forma dei picchi, infatti si osserva come al diminuire del parametro la curva della piena si restringe e si alza (Figura 6.39). Questo è dovuto al fatto che valori di t_{urb} bassi comportano una risposta più rapida del sistema. In generale al diminuire del parametro il picco di piena aumenta, però non in maniera significativa. Tale parametro non comporta quindi un'influenza notevole dato che le aree di tipo impermeabile presenti nel bacino di studio non occupano una superficie molto estesa.

Per valori crescenti del tempo medio di residenza superficiale t_{sup} il picco di piena diminuisce e inoltre l'onda di piena presenta un andamento meno ripido (Figura 6.40). La diminuzione di tale parametro comporta una risposta molto più rapida del sistema, perchè significa che l'acqua caduta nel bacino contribuisce immediatamente alla formazione della portata. In generale al diminuire di t_{sup} i picchi

risultano più accentuati.

L'aumento del tempo medio di residenza subsuperficiale t_{sub} comporta una diminuzione della portata subsuperficiale (Figura 6.43), infatti valori alti di tale parametro indicano che il contributo relativo al deflusso subsuperficiale è restituito con notevole ritardo. In generale all'aumentare di t_{sub} il picco diminuisce (Figura 6.42) e la curva di recessione risulta meno ripida.

All'aumentare del tempo medio di residenza profondo t_{prof} si osserva come la portata profonda tende a diminuire (Figura 6.45), poichè l'acqua che ha ricaricato il volume profondo viene restituita con notevole ritardo e quindi il suo contributo non è visibile a scala di evento. In generale all'aumentare di t_{prof} il picco diminuisce (Figura 6.44), anche se non in maniera significativa.

Per quanto riguarda il livello iniziale nel serbatoio profondo h_{prof} esso influenza solamente la parte di deflusso relativa alla portata profonda; un aumento di tale parametro comporta un aumento della portata profonda e un contributo notevole di tale portata fin dall'inizio del periodo d'interesse.

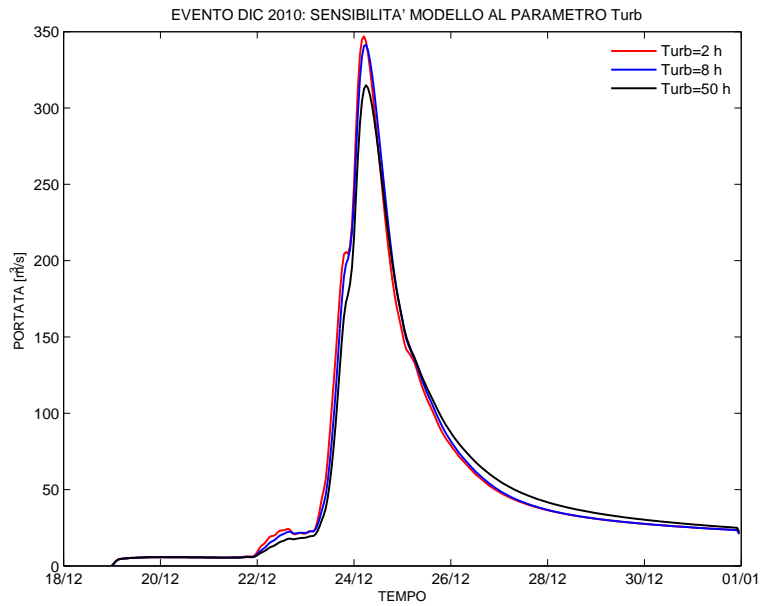


Figura 6.38: Risposta idrologica del modello al variare del parametro t_{urb} (tempo medio di residenza urbano).

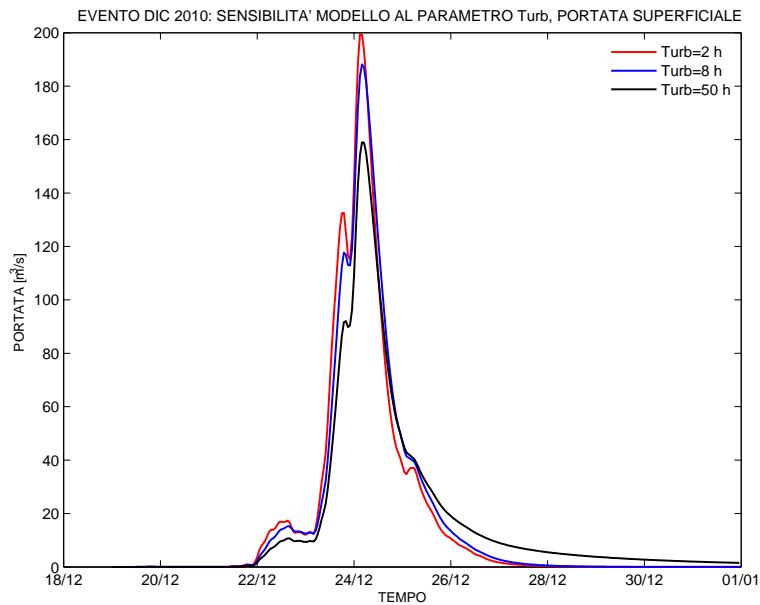


Figura 6.39: Portata superficiale al variare del parametro t_{urb} (tempo medio di residenza urbano).

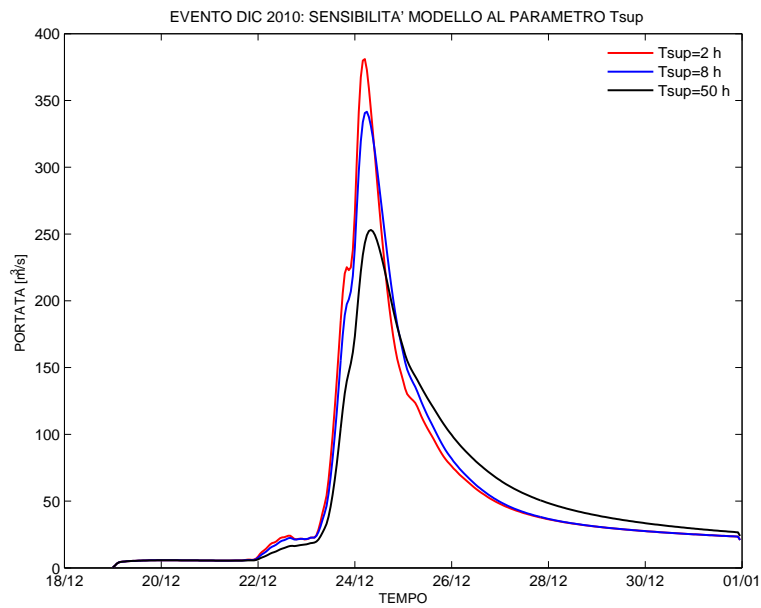


Figura 6.40: Risposta idrologica del modello al variare del parametro t_{sup} (tempo medio di residenza superficiale).

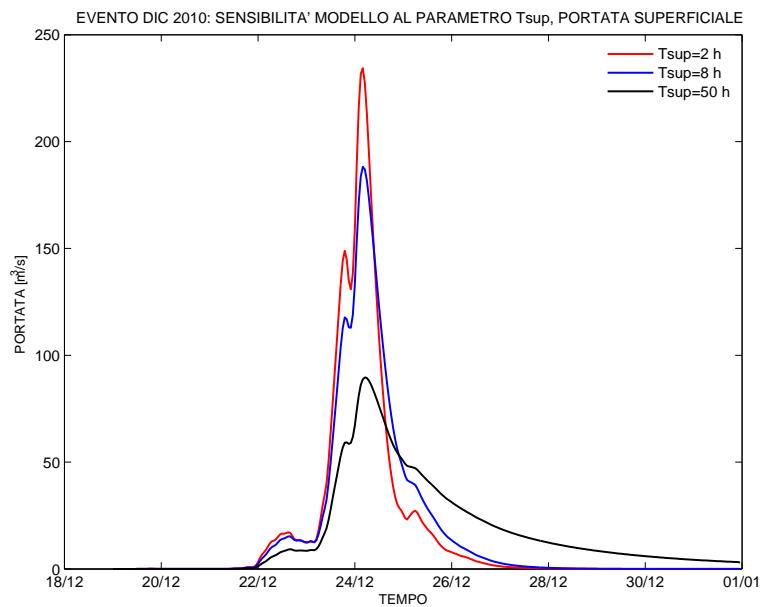


Figura 6.41: Portata superficiale al variare del parametro t_{sup} (tempo medio di residenza superficiale).

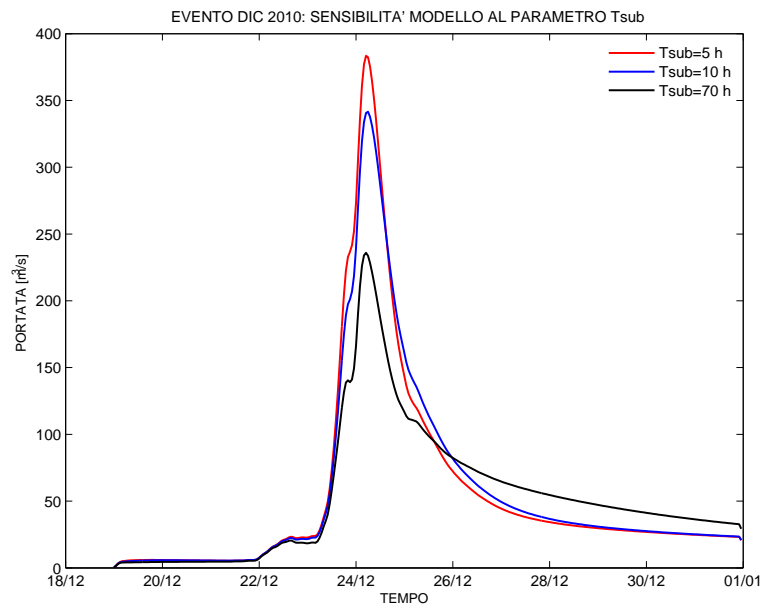


Figura 6.42: Risposta idrologica del modello al variare del parametro t_{sub} (tempo medio di residenza subsuperficiale).

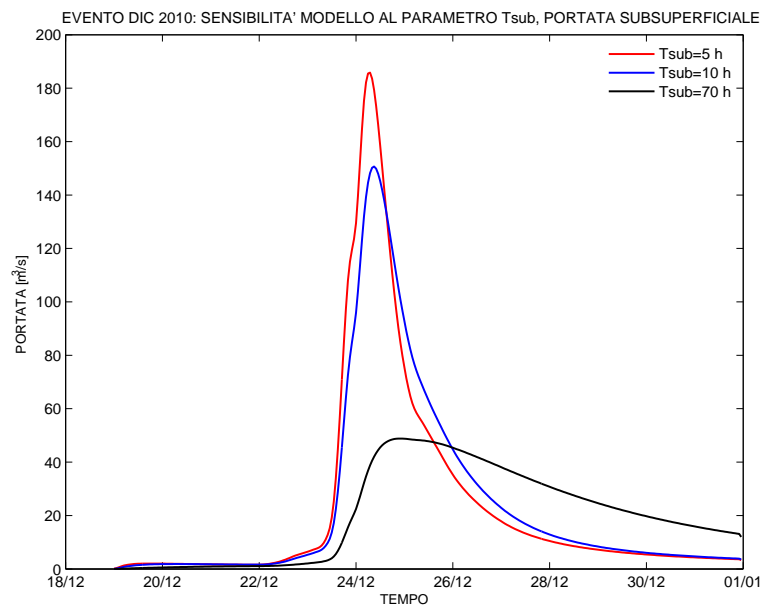


Figura 6.43: Portata subsuperficiale al variare del parametro t_{sub} (tempo medio di residenza subsuperficiale).

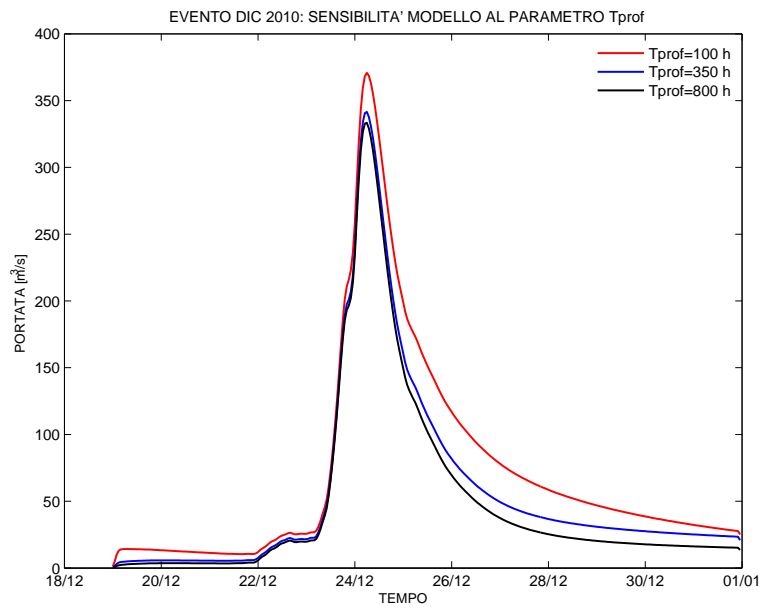


Figura 6.44: Risposta idrologica del modello al variare del parametro t_{prof} (tempo medio di residenza profondo).

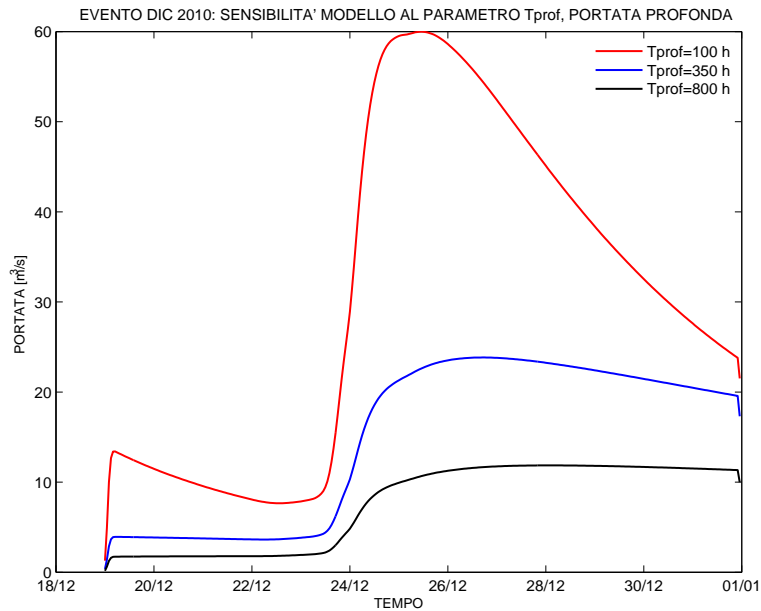


Figura 6.45: Portata profonda al variare del parametro t_{prof} (tempo medio di residenza profondo).

6.6.4 Calibrazione e validazione del modello

Dopo aver valutato gli effetti di ciascun parametro sull'andamento delle portate, si è utilizzato come evento di riferimento per la calibrazione l'evento accaduto nel dicembre 2010. Si sono quindi modificati manualmente i diversi parametri al fine di ottenere una buona risposta del modello. La bontà della simulazione è stata valutata sia mediante il confronto grafico tra le portate modellate e quelle osservate (Figura 6.46) sia confrontando i volumi defluiti reali e modellati alla sezione di chiusura. Il set ottimale scelto è riportato nella Tabella 6.5. La valutazione della risposta è stata inoltre fatta considerando il valore assunto dal punteggio di Nash-Sutcliffe. La valutazione delle performance di un modello richiede la definizione di una metrica che permetta di quantificare l'adattamento della risposta idrologica modellata a quella osservata. La maggior parte delle misure di adattamento per idrogrammi di piena è basata sullo scarto quadratico medio o varianza dell'errore, definito come:

$$\sigma_{\epsilon}^2 = \frac{1}{N-1} \sum_{t=1}^N (\hat{y}_t - y_t)^2 \quad (6.5)$$

dove \hat{y}_t è il valore predetto della variabile y al tempo $t = 1, 2, \dots, N$ e y_t è il valore reale.

Una metrica molto diffusa basata su σ^2 è l'efficienza di Nash-Sutcliffe:

$$E = \left[1 - \frac{\sigma_{\epsilon}^2}{\sigma_o^2} \right] \quad (6.6)$$

dove σ_o^2 è la varianza delle osservazioni. Questo punteggio ha valore $E = 1$ per un adattamento perfetto (cioè quando $\sigma_{\epsilon}^2 = 0$) e valori tanto più bassi quanto più la curva modellata si discosta da quella osservata. Nel caso dell'evento del dicembre 2010 si è ottenuto un valore dell'efficienza di Nash-Sutcliffe pari a $E = 0,98$.

Il set di parametri scelto è stato utilizzato anche negli altri eventi oggetti di studio. Si osserva che per gli eventi del 2003, del 2007, del 2008 e del 2009, caratterizzati da un picco principale, il set di parametri scelto portò ad un risultato altrettanto soddisfacente sia nel confronto tra portate modellate e osservate e sia

Parametri di calibrazione	
K_c [mm/h]	25
Z_r [mm]	1000
α	0.4
c	6
a [m/s]	2.5
b	9
t_{urb} [ore]	8
t_{sup} [ore]	8
t_{sub} [ore]	10
t_{prof} [ore]	350
h_{prof} [mm]	10

Tabella 6.5: *Set di parametri ottenuti dalla calibrazione sulla base dell'evento del dicembre 2010.*

in termini di volumi defluiti. Il contenuto d'acqua nell'istante iniziale è diverso per ciascun evento, in quanto esso non rappresenta una caratteristica intrinseca del sistema, ma lo stato iniziale del sistema, frutto delle dinamiche precedenti l'evento. Nella Tabella 6.6 si riportano le condizioni iniziali di contenuto d'acqua del suolo utilizzate per ciascun evento.

	dic 2010	2003	2007	2008	2009
s_0	0.35	0.3	0.01	0.4	0.4

Tabella 6.6: *Condizioni iniziali di contenuto d'acqua nel suolo s_0 per i diversi eventi.*

Nei grafici riportati si osserva in generale un buon accordo tra gli idrogrammi di piena calcolati dal modello matematico e le osservazioni registrate durante gli eventi di piena considerati.

Il modello idrologico permette di riprodurre in maniera più che soddisfacente l'evento del dicembre 2010 alla sezione di chiusura a Ponte Pilo (Figura 6.46); in

particolare il valore del picco di piena è stimato con un errore dell'1%. Inoltre il modello descrive in maniera accurata le fasi di crescita e di recessione della piena.

Per l'evento del 2003 (Figura 6.49) si osserva come il modello tende a sovrastimare il picco di piena e la fase di recessione della piena.

Nell'evento del 2007 (Figura 6.52) la fase di crescita iniziale non è descritta al meglio, però il picco di piena e la fase di recessione sono stimate in maniera soddisfacente dal modello.

Nell'evento del 2008 (Figura 6.55) il modello sottostima il picco di piena e l'andamento iniziale della portata modellata; nella fase di crescita e di decrescita le portate modellate aderiscono ai dati registrati.

Infine l'evento del 2009 (Figura 6.58) è descritto in maniera ottimale dal modello, a parte per una leggera sottostima del picco. Si mostrano di seguito i confronti tra le portate modellate e le portate registrate durante gli eventi del 2003, del 2007, del 2008, del 2009 e del dicembre 2010 e l'andamento delle precipitazioni medie sul bacino durante l'evento considerato (Figure 6.48, 6.51, 6.54, 6.57, 6.60). Inoltre si riportano per ciascun evento i contributi relativi al deflusso urbano, superficiale, subsuperficiale e profondo (Figure 6.47, 6.50, 6.53, 6.56, 6.59). Per gli eventi caratterizzati da più picchi consecutivi e che coprono un periodo d'interesse abbastanza lungo si osserva invece che tale set di parametri (Tabella 6.5) presenta dei problemi nella risposta perchè il modello tende a sovrastimare il volume defluito. Nella Tabella 6.7 si riportano le condizioni iniziali di contenuto d'acqua del suolo utilizzate per ciascun evento.

	2002	2004	mag 2010	nov-dic 2010	2011
s_0	0.01	0.15	0.1	0.25	0.45

Tabella 6.7: *Condizioni iniziali di contenuto d'acqua nel suolo s_0 per i diversi eventi.*

Nel caso dell'evento del 2002 (Figura 6.61) si osserva come il picco principale

venga sottostimato dal modello mentre i picchi secondari vengano sovrastimati; la fase di recessione della piena inoltre è sovrastimata. Anche l'evento del 2004 (Figura 6.64) presenta un picco principale sottostimato e si osserva che i tempi in cui avvengono i picchi di piena sono leggermente anticipati dal modello. Nell'evento del maggio 2010 (Figura 6.67) il modello sovrastima eccessivamente la fase conclusiva della piena e non riesce ad individuare il picco di piena. Nell'evento del novembre-dicembre 2010 (Figura 6.70) il modello tende a sottostimare il picco principale nonostante la fase di crescita e di decrescita siano aderenti ai dati osservati; per quanto riguarda la parte conclusiva dell'evento il modello tende a sovrastimare le portate. Infine per l'evento del 2011 (Figura 6.73) il picco viene sottostimato dal modello e la fase di decrescita della piena risulta eccessivamente sovrastimata. Si mostrano di seguito i confronti tra le portate modellate e le portate registrate durante gli eventi del 2002, del 2004, del maggio 2010, del novembre-dicembre 2010 e del 2011 e l'andamento delle precipitazioni medie sul bacino durante ciascun evento considerato (Figure 6.63, 6.66, 6.69, 6.72, 6.75). Inoltre si riportano per ciascun evento i contributi relativi al deflusso urbano, superficiale, subsuperficiale e profondo (Figure 6.62, 6.65, 6.68, 6.71, 6.74). I problemi evidenziati possono essere dovuti alla particolarità degli eventi considerati; gli eventi del 2002 e del 2004 ad esempio si sviluppano per un periodo molto lungo e quindi nell'analisi si dovrebbe tenere conto di fattori come l'evapo-traspirazione che invece in questo modello non è stata presa in esame. Nell'analisi dei risultati inoltre si deve considerare che le portate registrate a Ponte Pilo possono essere soggette ad errori di misura; tale stazione di misura dei livelli idrometrici è dotata di scala di deflusso valida in condizioni di morbida/piena e quindi è possibile che i valori registrati, in particolare quelli relativi alle code dell'onda di piena, non siano precisi ([2]).

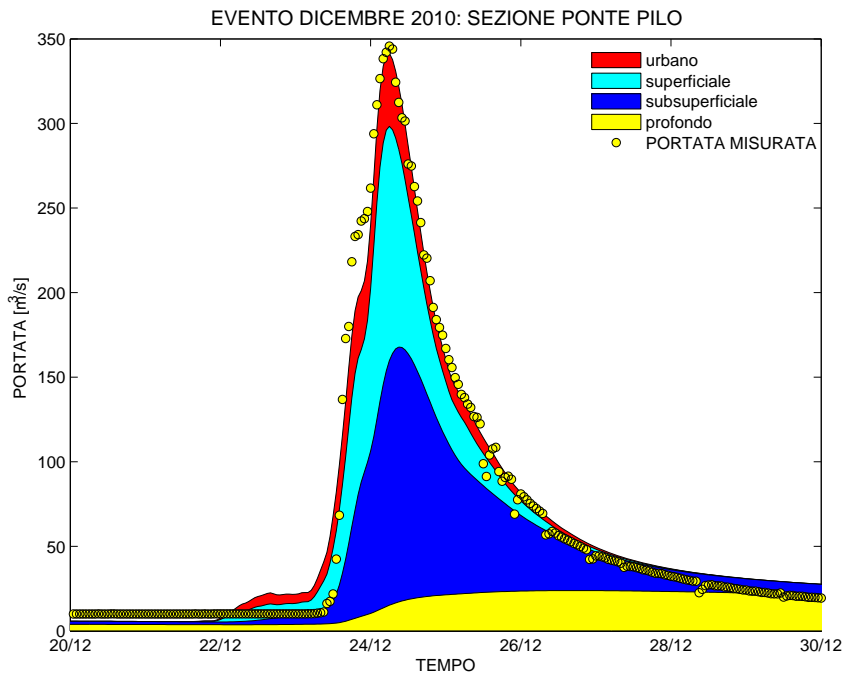


Figura 6.46: Contributi cumulati di deflusso urbano, superficiale, sub-superficiale e profondo alla portata durante l'evento del dicembre 2010.

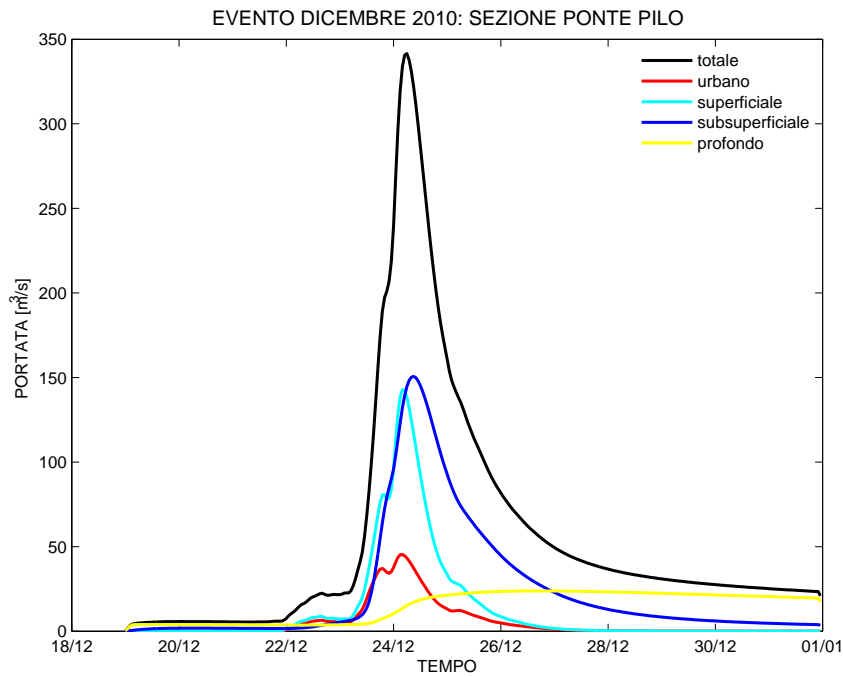


Figura 6.47: Contributi di deflusso urbano, superficiale, sub-superficiale e profondo alla portata durante l'evento del dicembre 2010.

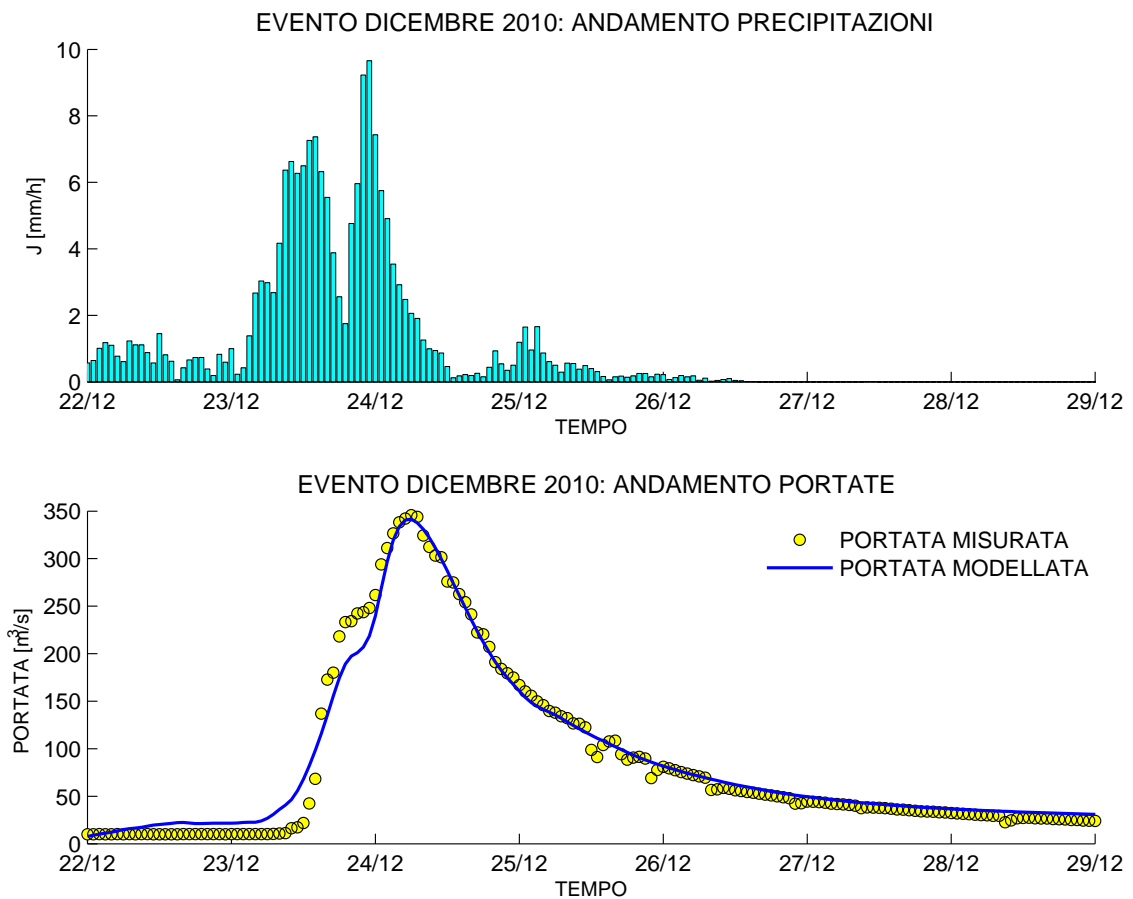


Figura 6.48: *Evoluzione temporale delle precipitazioni medie sul bacino e della portata (osservata e modellata) alla sezione di Ponte Pilo durante l'evento del dicembre 2010.*

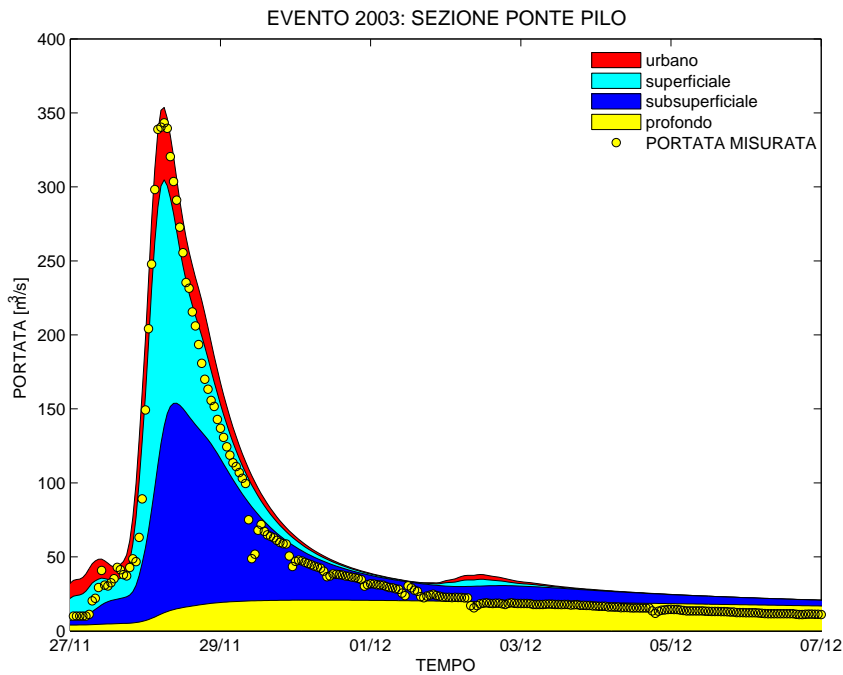


Figura 6.49: Contributi cumulati di deflusso urbano, superficiale, sub-superficiale e profondo alla portata alla sezione di Ponte Pilo durante l'evento del 2003.

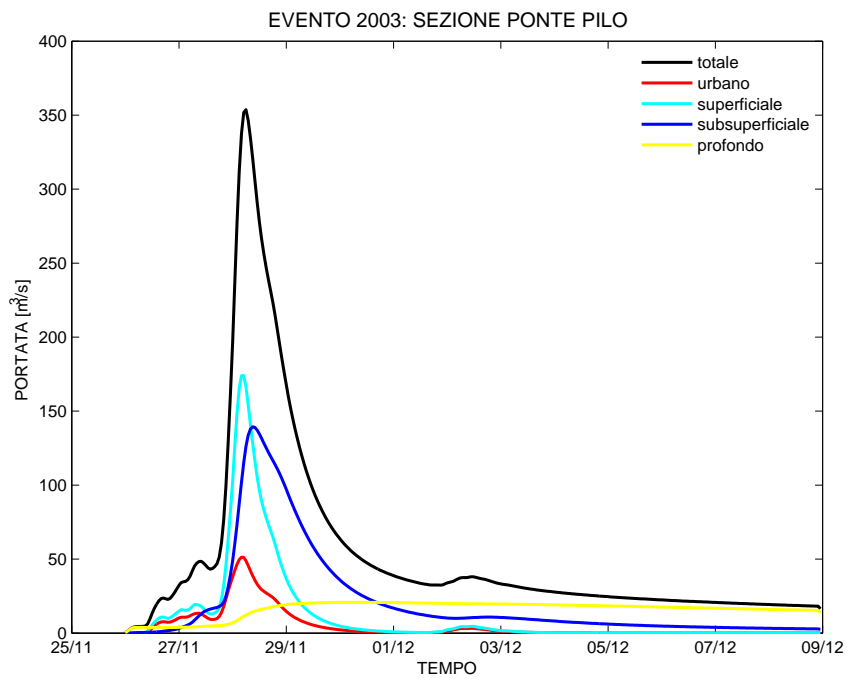


Figura 6.50: Contributi di deflusso urbano, superficiale, sub-superficiale e profondo alla portata alla sezione di Ponte Pilo durante l'evento del 2003.

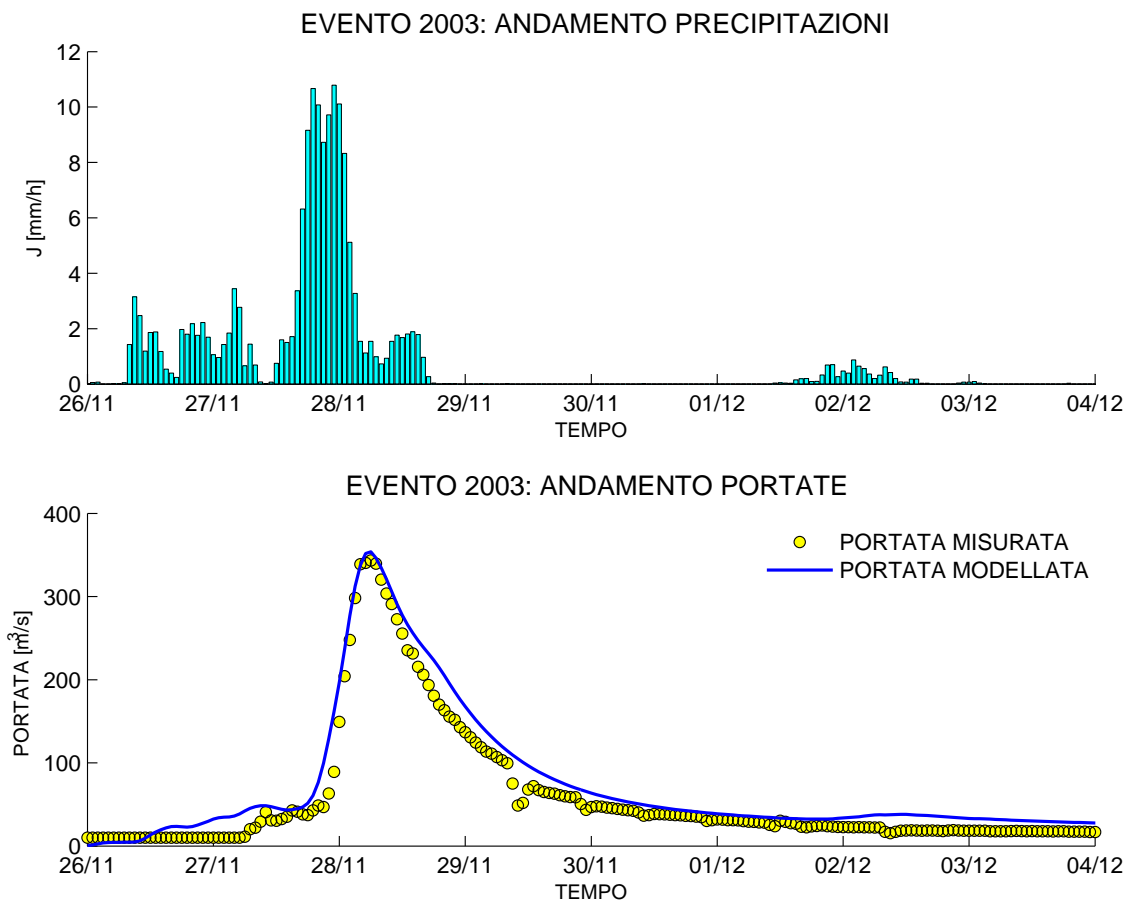


Figura 6.51: *Evoluzione temporale delle precipitazioni medie sul bacino e della portata (osservata e modellata) alla sezione di Ponte Pilo durante l'evento del 2003.*

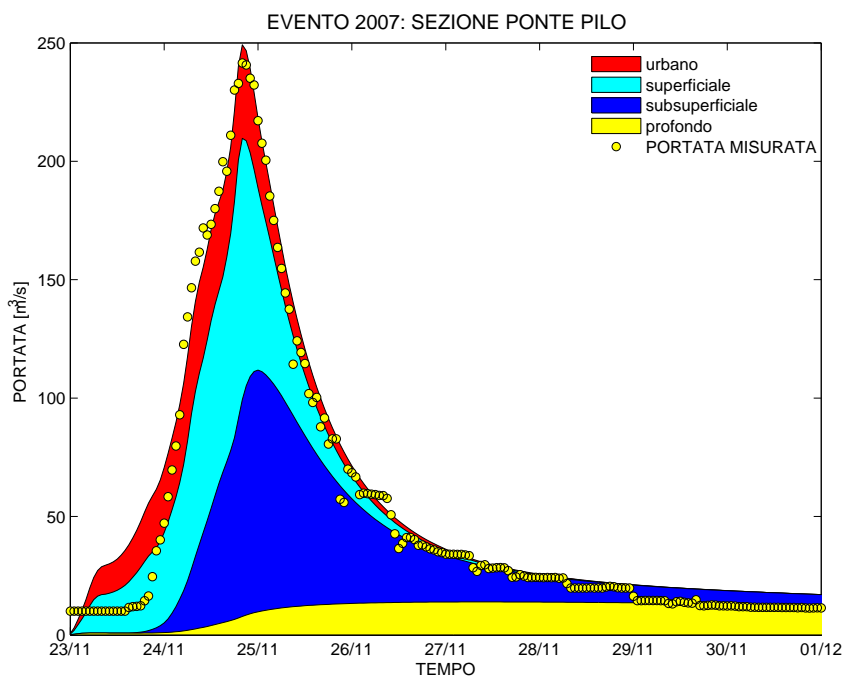


Figura 6.52: Contributi cumulati di deflusso urbano, superficiale, sub-superficiale e profondo alla portata durante l'evento del 2007.

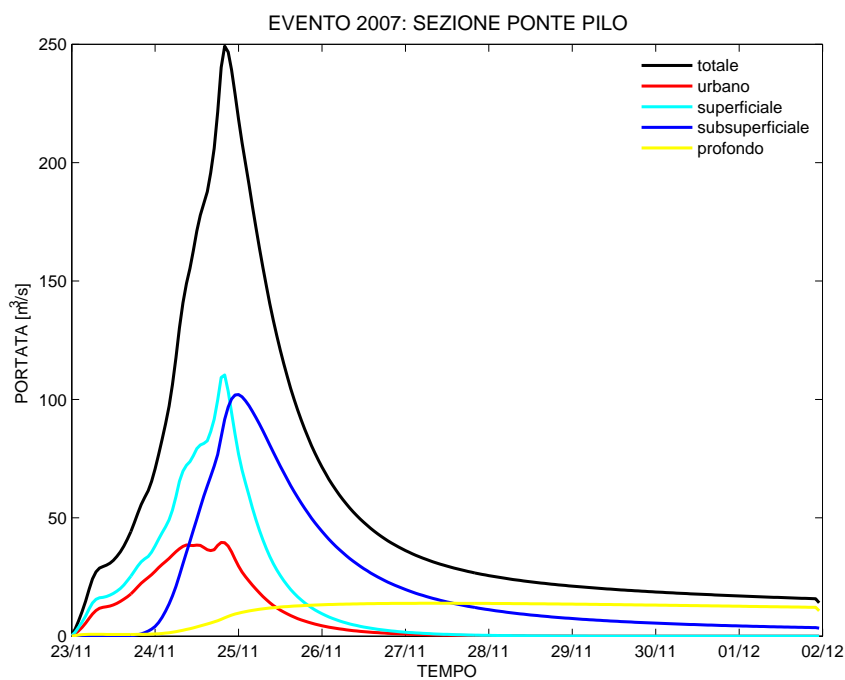


Figura 6.53: Contributi di deflusso urbano, superficiale, sub-superficiale e profondo alla portata durante l'evento del 2007.

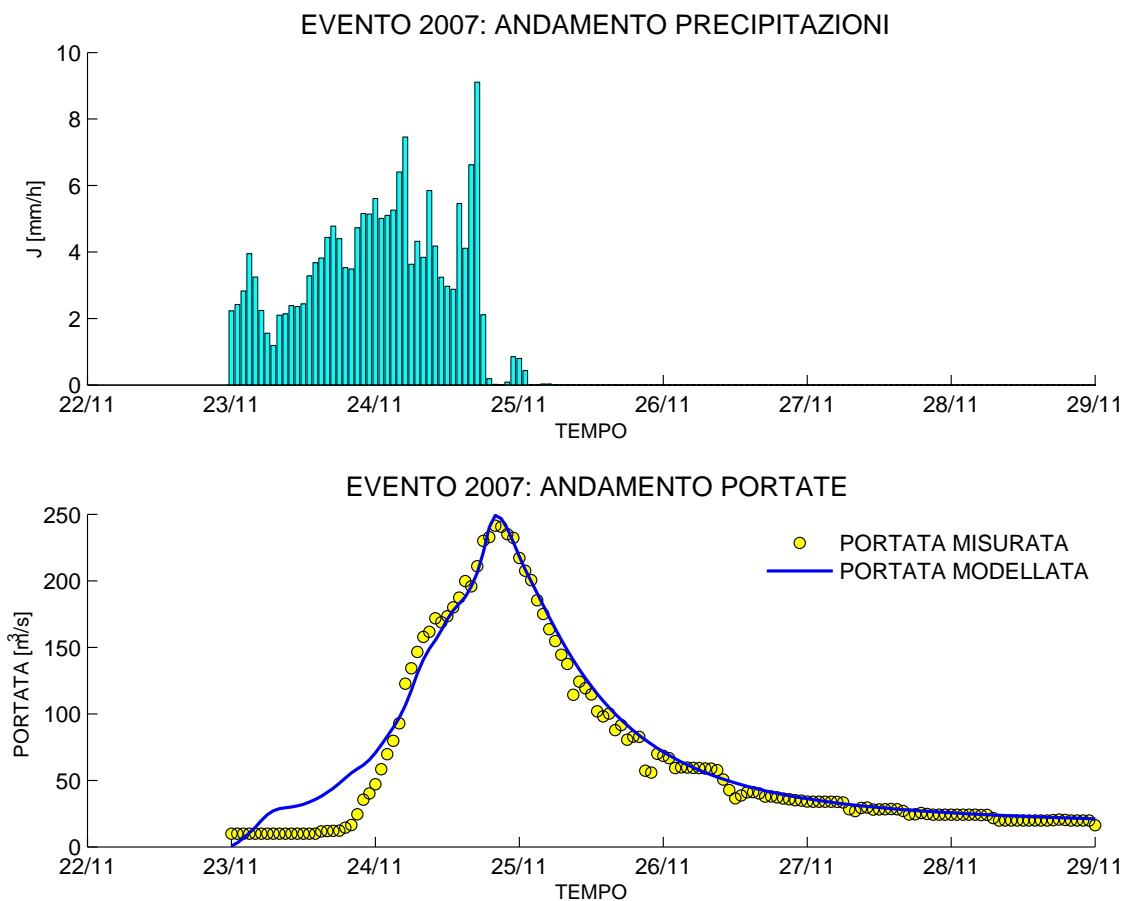


Figura 6.54: *Evoluzione temporale delle precipitazioni medie sul bacino e della portata (osservata e modellata) alla sezione di Ponte Pilo durante l'evento del 2007.*

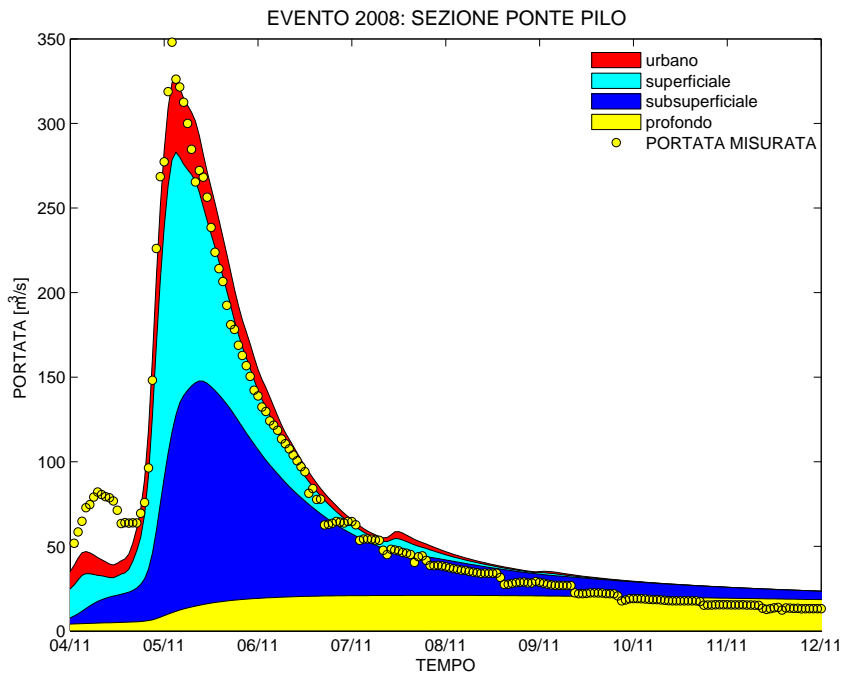


Figura 6.55: Contributi cumulati di deflusso urbano, superficiale, sub-superficiale e profondo alla portata durante l'evento del 2008.

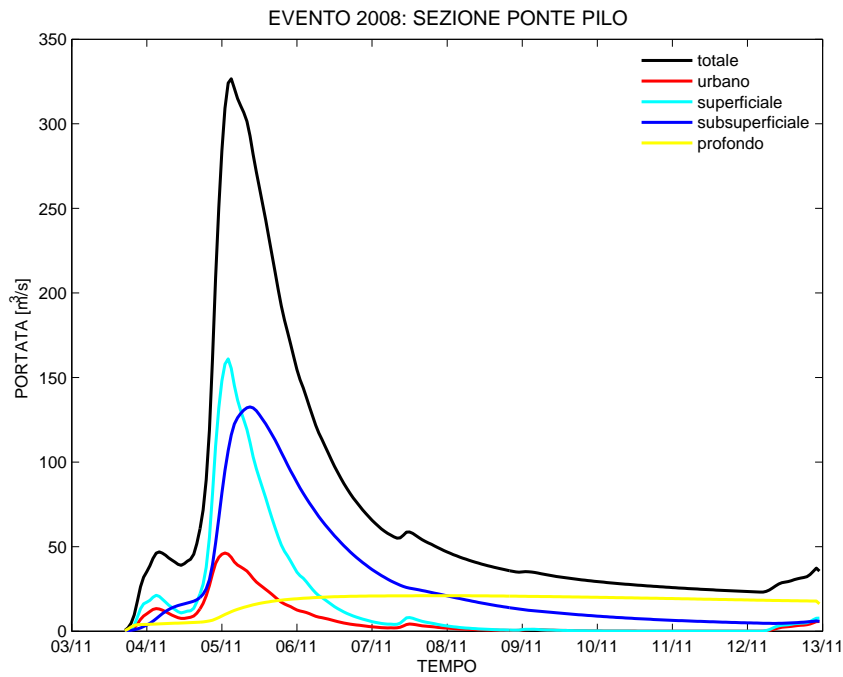


Figura 6.56: Contributi di deflusso urbano, superficiale, sub-superficiale e profondo alla portata durante l'evento del 2008.

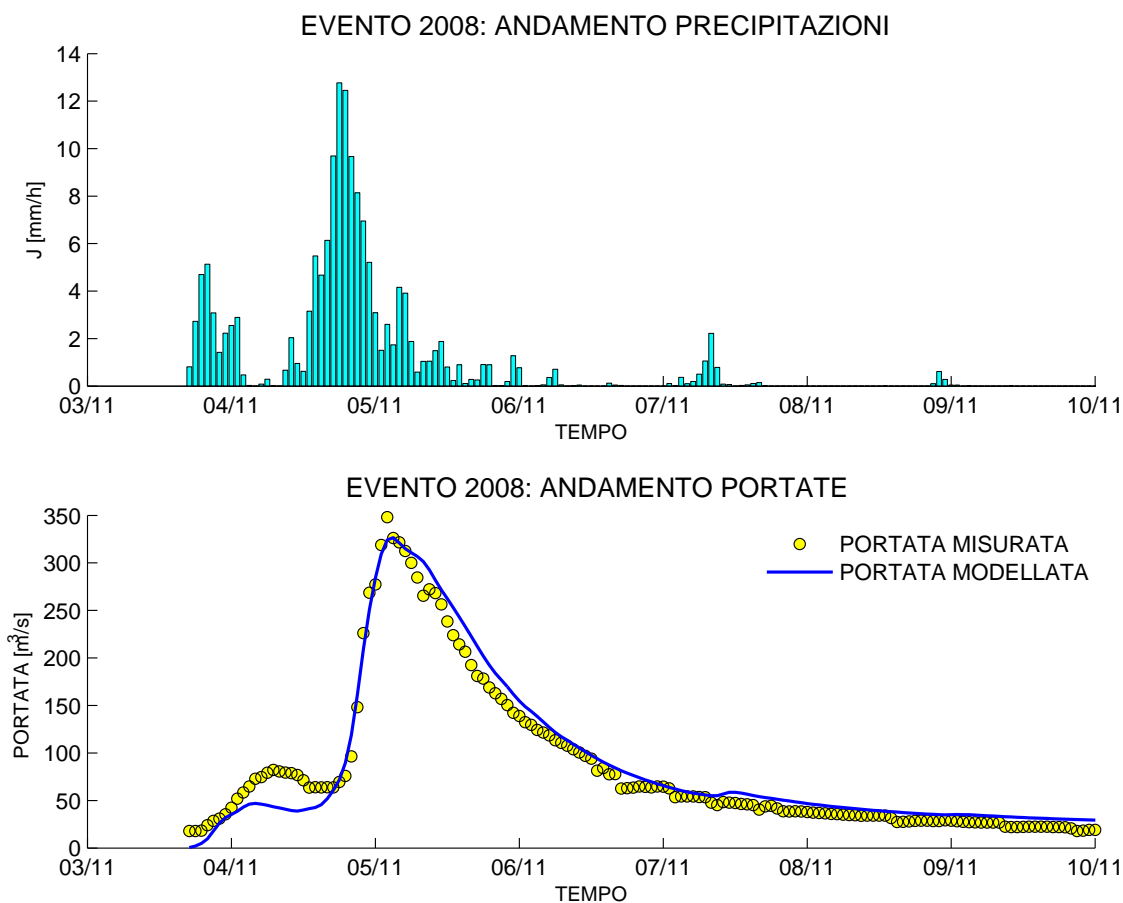


Figura 6.57: *Evoluzione temporale delle precipitazioni medie sul bacino e della portata (osservata e modellata) alla sezione di Ponte Pilo durante l'evento del 2008.*

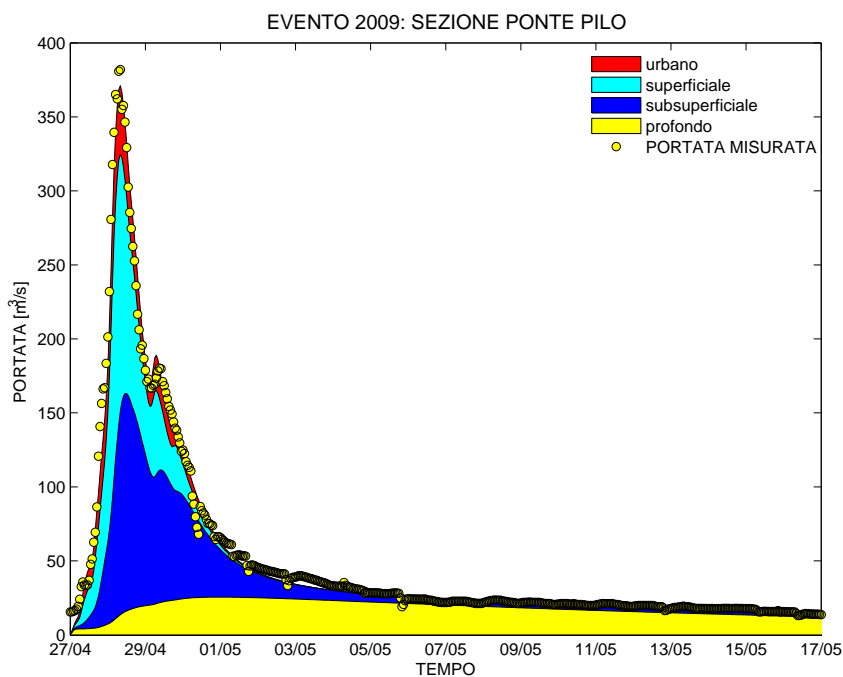


Figura 6.58: Contributi cumulati di deflusso urbano, superficiale, sub-superficiale e profondo alla portata durante l'evento del 2009.

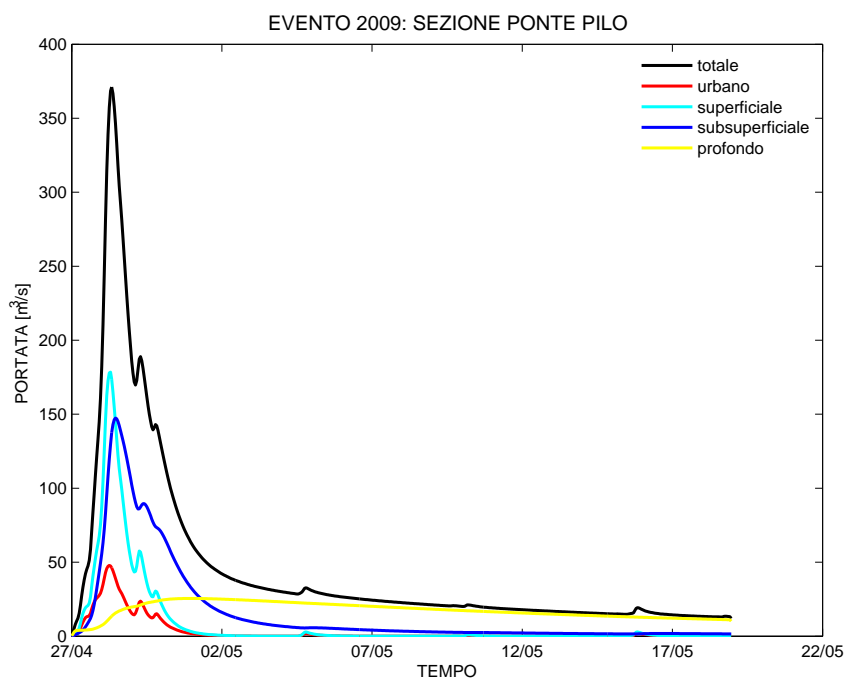


Figura 6.59: Contributi di deflusso urbano, superficiale, sub-superficiale e profondo alla portata durante l'evento del 2009.

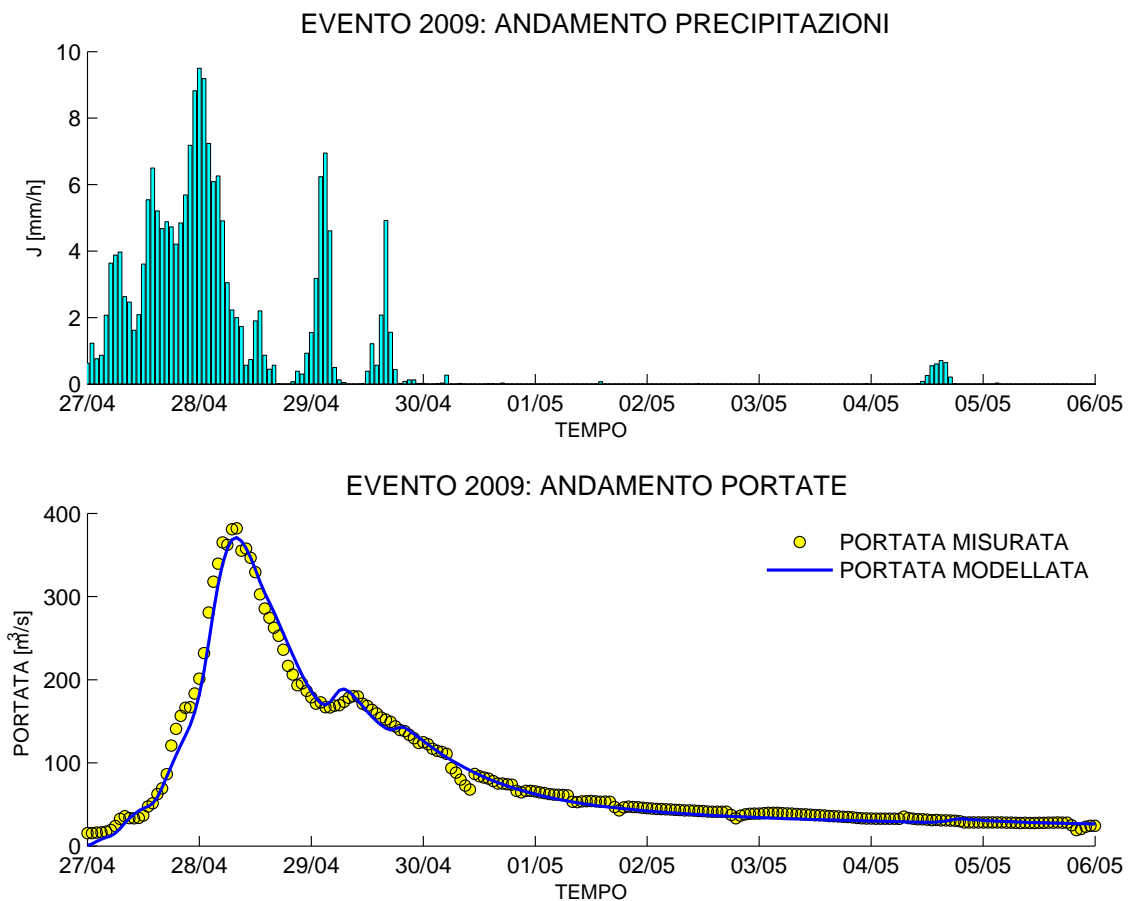


Figura 6.60: *Evoluzione temporale delle precipitazioni medie sul bacino e della portata (osservata e modellata) alla sezione di Ponte Pilo durante l'evento del 2009.*

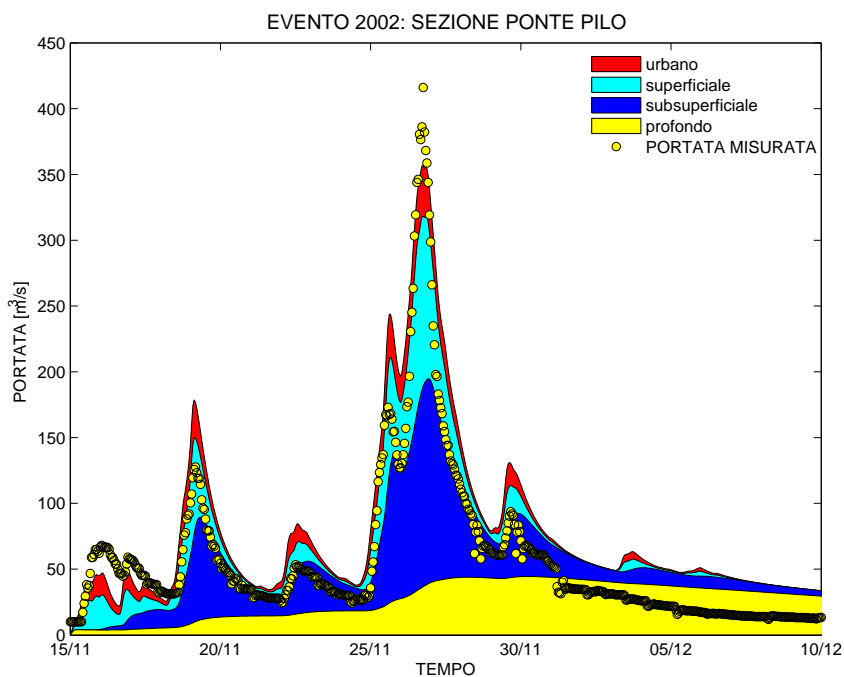


Figura 6.61: Contributi cumulati di deflusso urbano, superficiale, sub-superficiale e profondo alla portata durante l'evento del 2002.

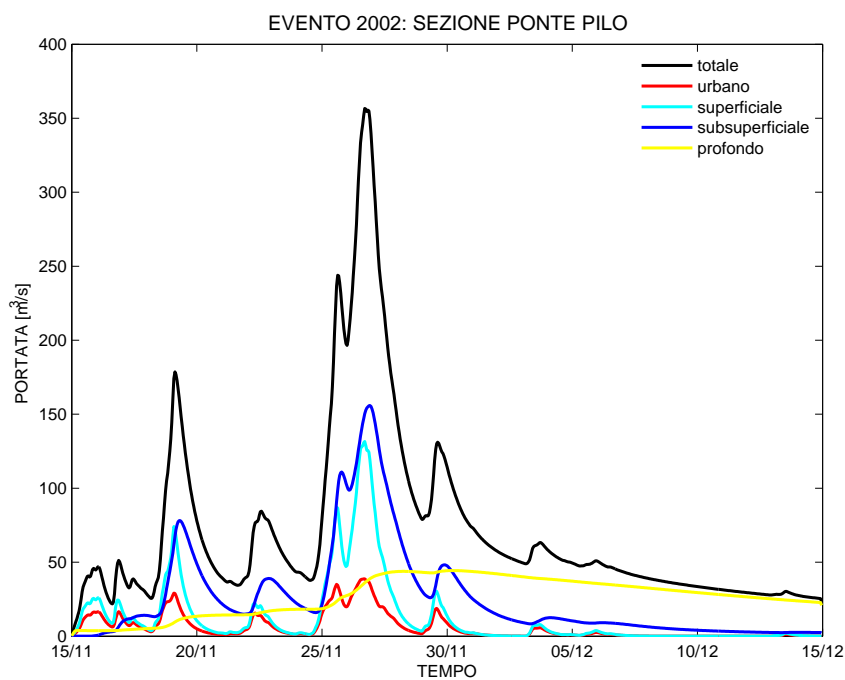


Figura 6.62: Contributi di deflusso urbano, superficiale, sub-superficiale e profondo alla portata durante l'evento del 2002.

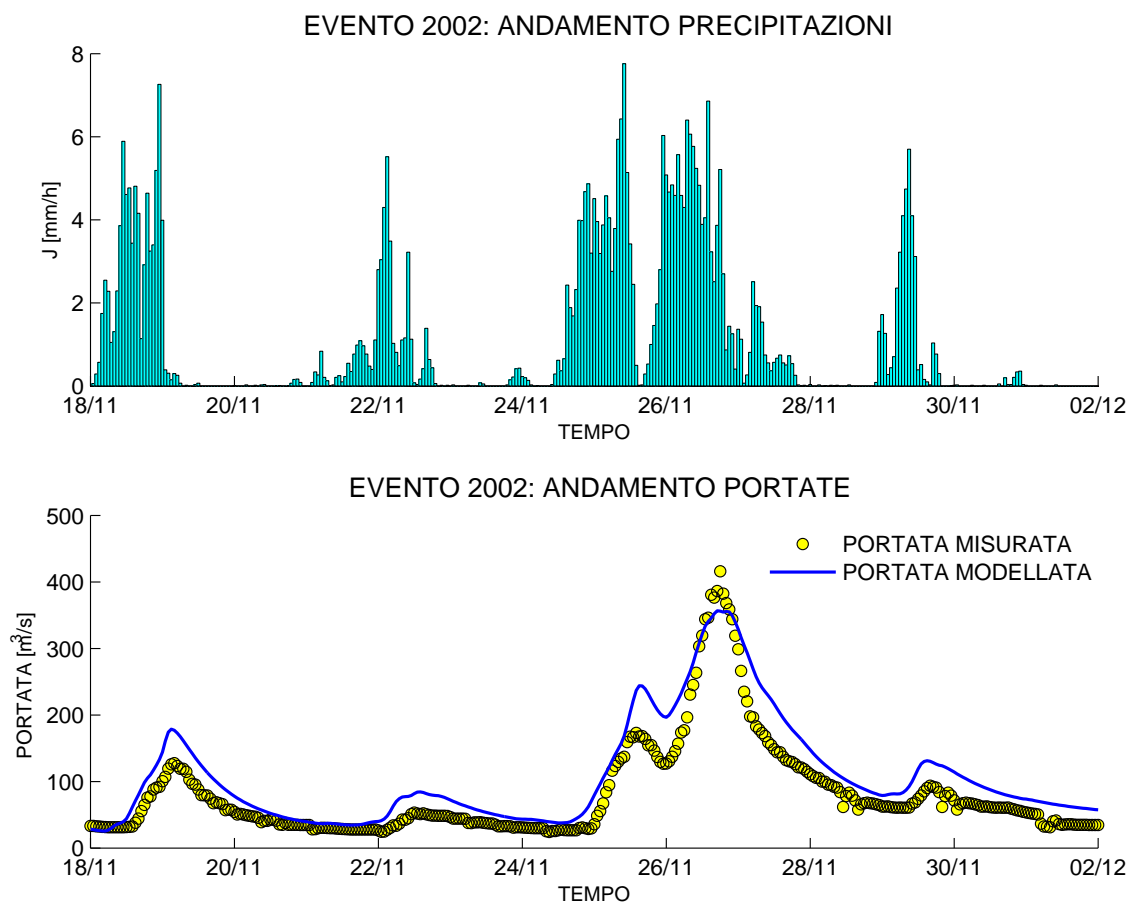


Figura 6.63: *Evoluzione temporale delle precipitazioni medie sul bacino e della portata (osservata e modellata) alla sezione di Ponte Pilo durante l'evento del 2002.*

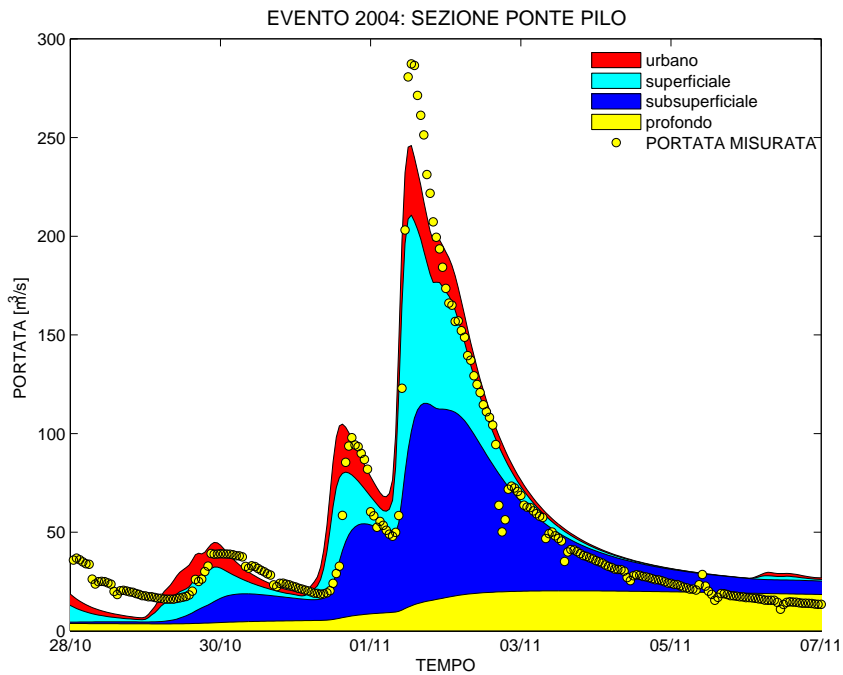


Figura 6.64: Contributi cumulati di deflusso urbano, superficiale, sub-superficiale e profondo alla portata durante l'evento del 2004.

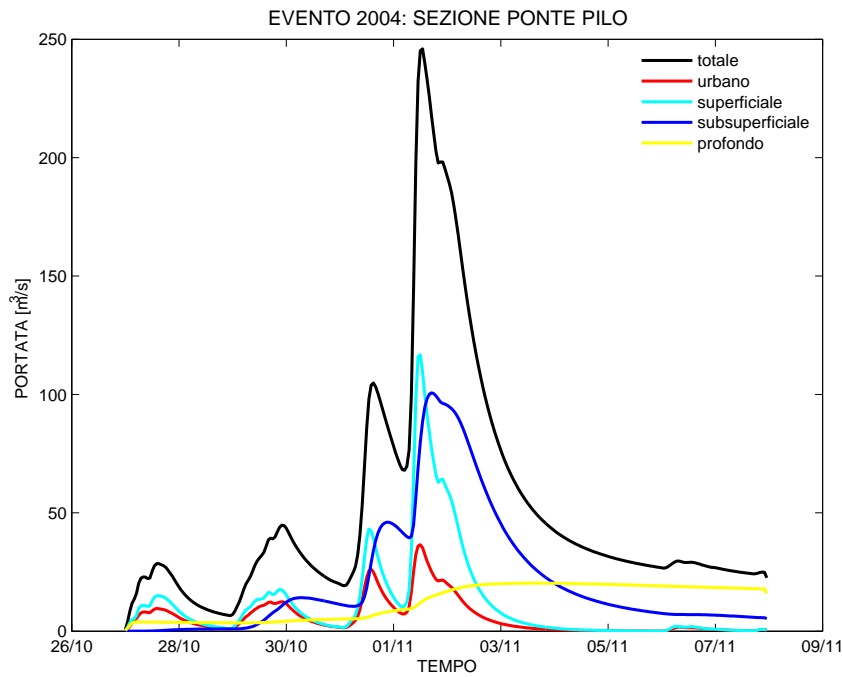


Figura 6.65: Contributi di deflusso urbano, superficiale, sub-superficiale e profondo alla portata durante l'evento del 2004.

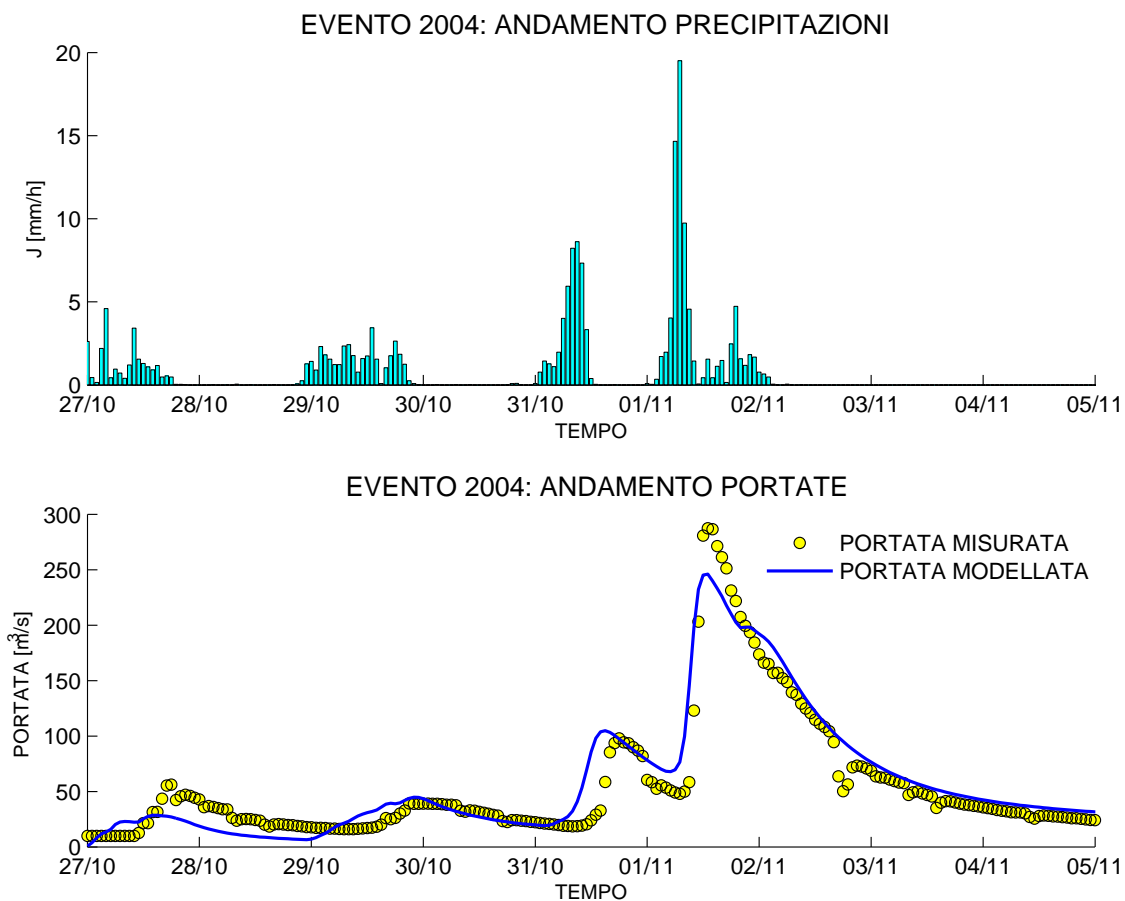


Figura 6.66: *Evoluzione temporale delle precipitazioni medie sul bacino e della portata (osservata e modellata) alla sezione di Ponte Pilo durante l'evento del 2004.*

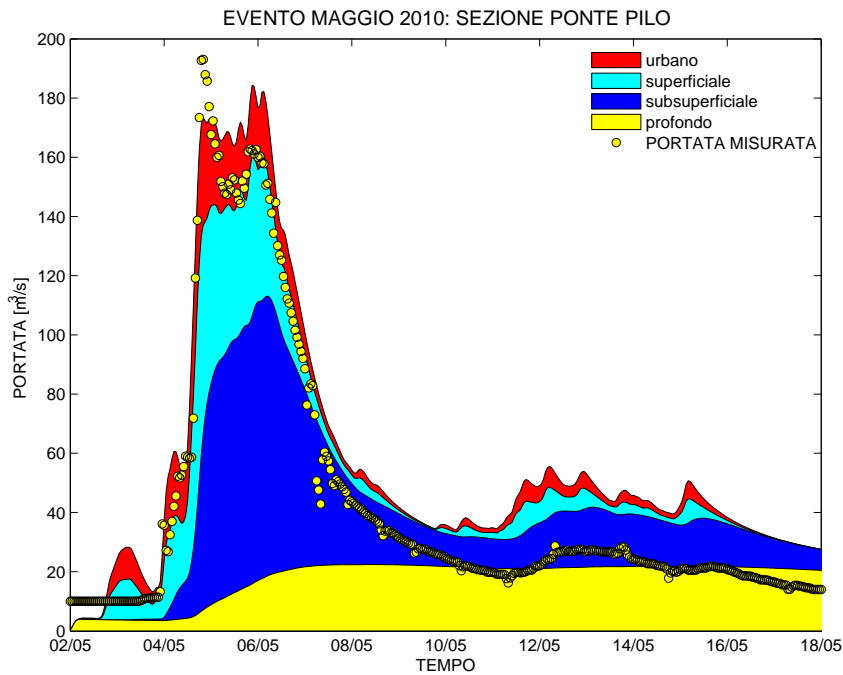


Figura 6.67: Contributi cumulati di deflusso urbano, superficiale, sub-superficiale e profondo alla portata durante l'evento del maggio 2010.

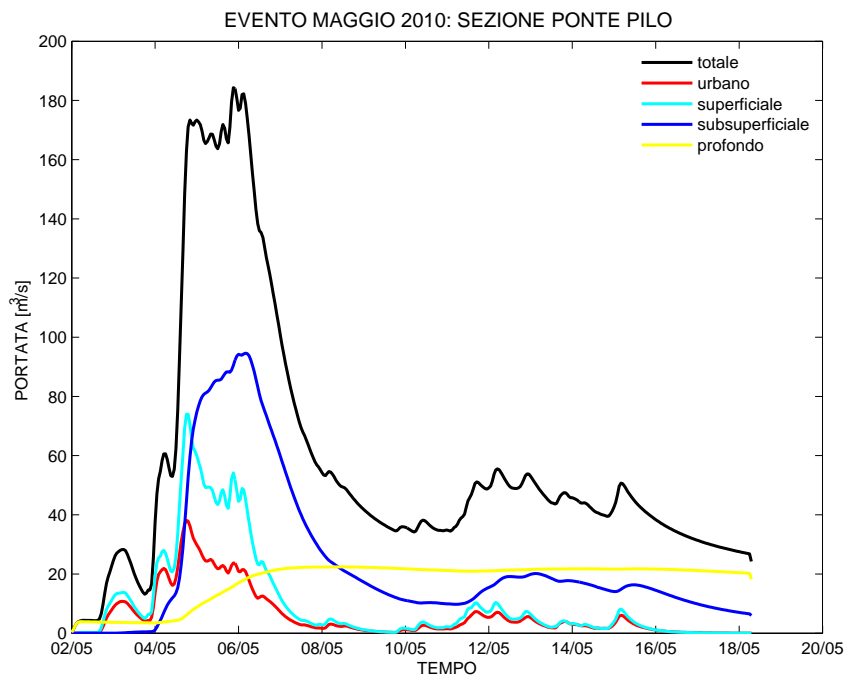


Figura 6.68: Contributi di deflusso urbano, superficiale, sub-superficiale e profondo alla portata durante l'evento del maggio 2010.

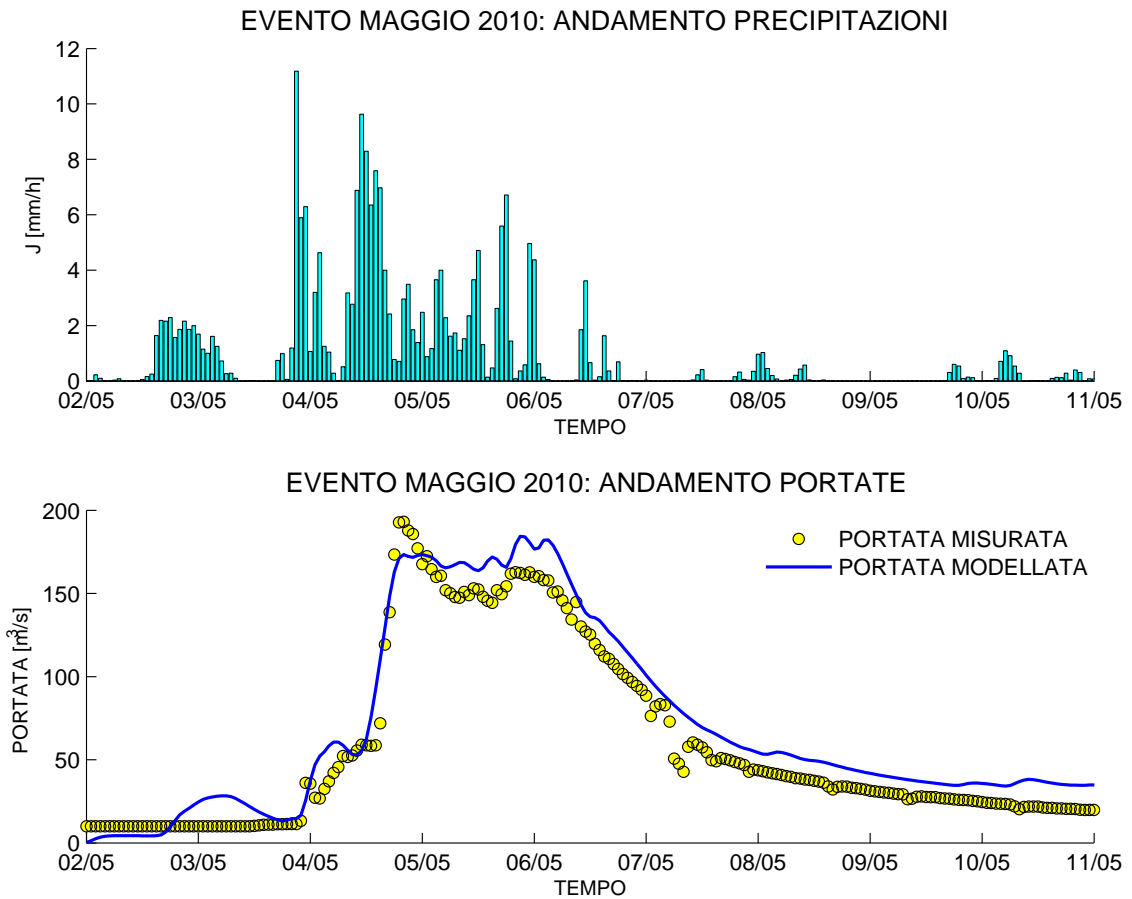


Figura 6.69: *Evoluzione temporale delle precipitazioni medie sul bacino e della portata (osservata e modellata) alla sezione di Ponte Pilo durante l'evento del maggio 2010.*

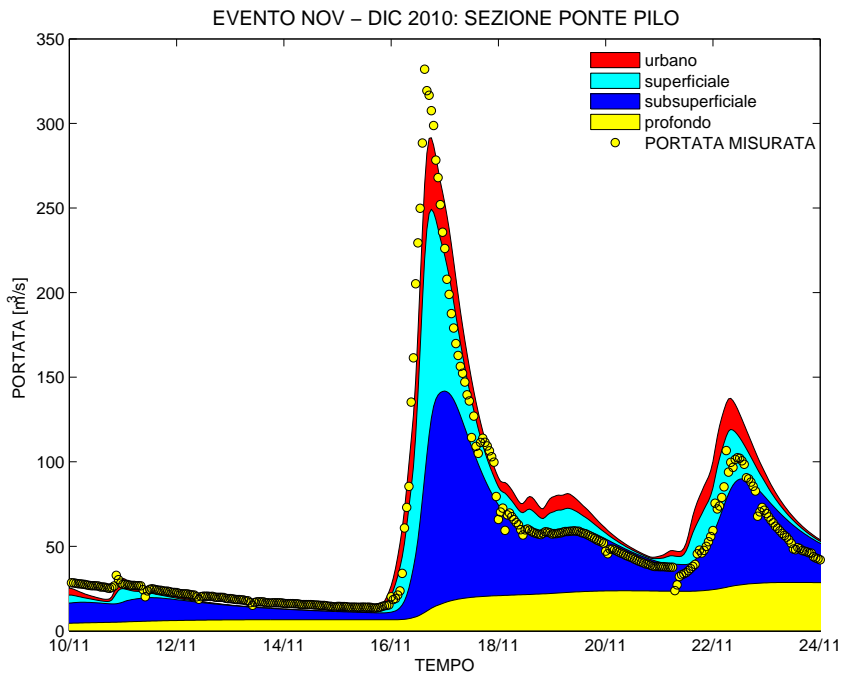


Figura 6.70: Contributi cumulati di deflusso urbano, superficiale, sub-superficiale e profondo alla portata durante l'evento del novembre-dicembre 2010.

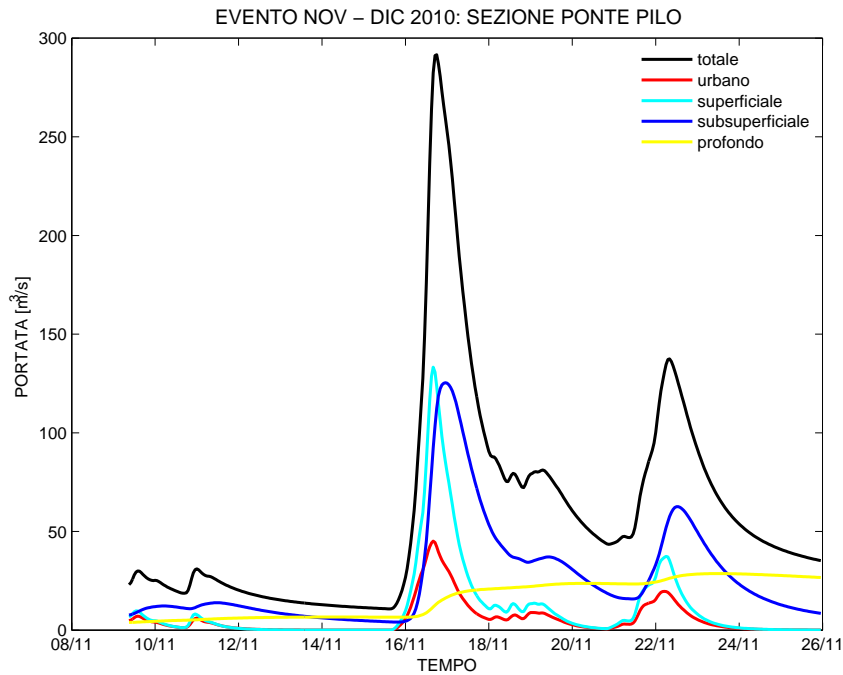


Figura 6.71: Contributi di deflusso urbano, superficiale, sub-superficiale e profondo alla portata durante l'evento del novembre-dicembre 2010.

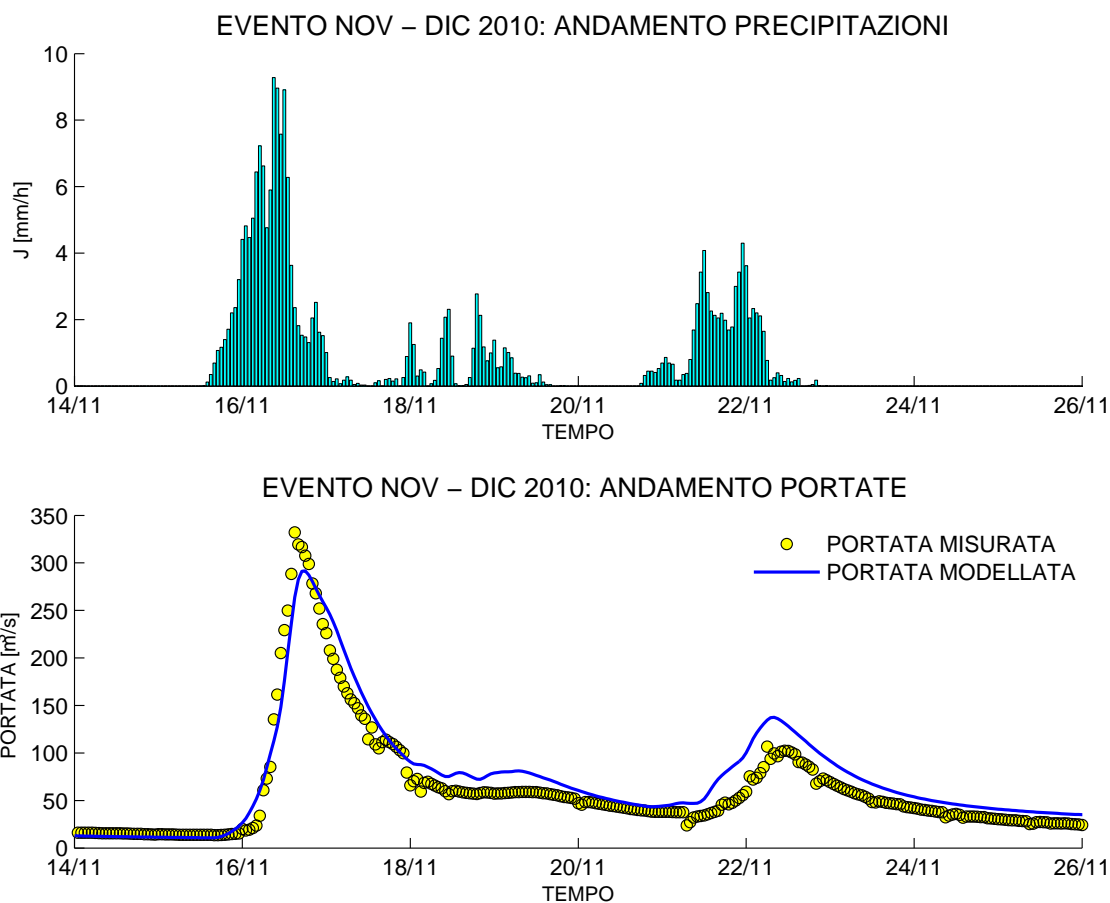


Figura 6.72: *Evoluzione temporale delle precipitazioni medie sul bacino e della portata (osservata e modellata) alla sezione di Ponte Pilo durante l'evento del novembre-dicembre 2010.*

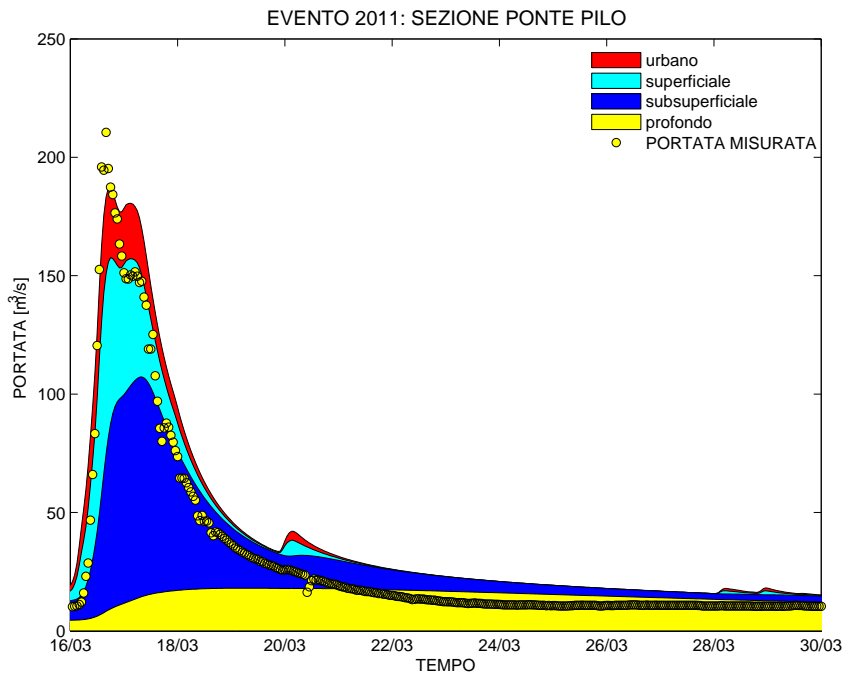


Figura 6.73: Contributi cumulati di deflusso urbano, superficiale, sub-superficiale e profondo alla portata durante l'evento del 2011.

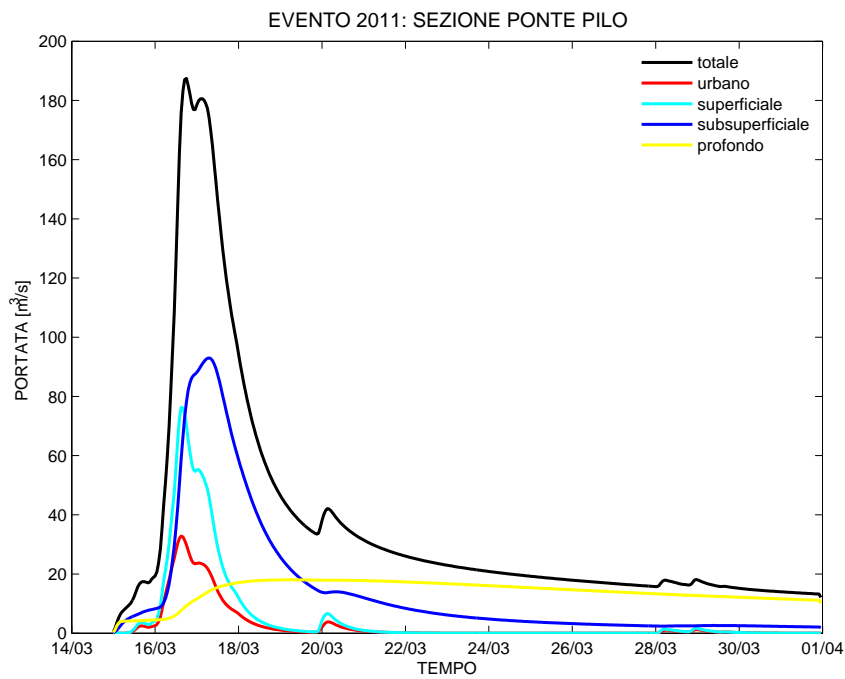


Figura 6.74: Contributi di deflusso urbano, superficiale, sub-superficiale e profondo alla portata durante l'evento del 2011.

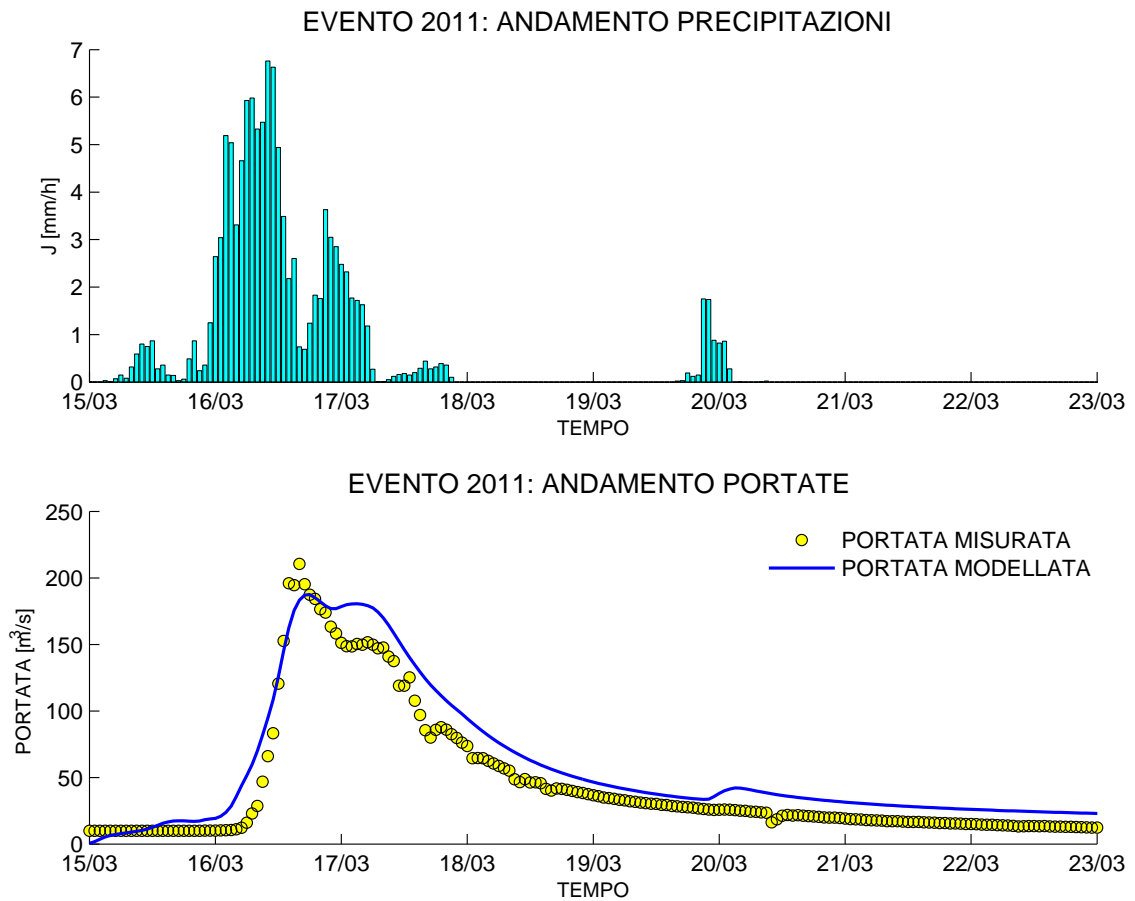


Figura 6.75: *Evoluzione temporale delle precipitazioni medie sul bacino e della portata (osservata e modellata) alla sezione di Ponte Pilo durante l'evento del 2011.*

6.6.5 Valutazione della natura carsica del bacino del torrente Assa

In base a diversi studi eseguiti sul bacino del fiume Astico ([15]) si è visto che il macrobacino afferente al torrente Assa (Paragrafo 1.4) è caratterizzato in quasi tutta la sua estensione da imponenti fenomeni di carsismo. Per questo motivo si è deciso di eseguire una modifica sui pesi da assegnare alla conducibilità idraulica del terreno in condizioni di saturazione; tale modifica riguarderà solamente i sottobacini appartenenti al bacino del torrente Assa. Si andranno quindi a valutare gli effetti che l'assegnazione di un valore di conducibilità idraulica maggiore alle zone carsiche comporta sull'andamento delle portate modellate. Si osserva come per gli eventi del 2003, del 2007, del 2008, del 2009 e del dicembre 2010 il set di parametri originale (Tabella 6.5) porti a una buona corrispondenza tra portate modellate e portate registrate e la principale differenza dovuta all'assegnazione di un valore di conducibilità idraulica maggiore è l'aumento del deflusso subsuperficiale. L'unico parametro che si modifica in questi eventi è il contenuto d'acqua. Nel modello si è valutato l'effetto del carsismo assegnando una permeabilità maggiore ai terreni interessati, senza quindi tenere conto dell'acqua che può abbandonare il bacino. Nella Tabella 6.8 si riportano le condizioni iniziali di contenuto d'acqua del suolo utilizzate per ciascun evento.

	dic 2010	2003	2007	2008	2009
s_0	0.2	0.1	0.01	0.35	0.35

Tabella 6.8: *Condizioni iniziali di contenuto d'acqua nel suolo s_0 per i diversi eventi considerando una diversa conducibilità idraulica nelle zone carsiche.*

Per l'evento di riferimento del dicembre 2010 (Figura 6.77) si osserva come la forma della fase di crescita dell'onda di piena sia descritta meglio rispetto al caso iniziale (Figura 6.76) e in generale si evidenzia un buon accordo tra le portate stimate e le portate registrate. Per l'evento del 2003 (Figura 6.79) l'andamento delle portate modellate si adatta in maniera buona alle portate registrate; si osserva inoltre che il deflusso subsuperficiale influenza notevolmente la forma finale

della curva di piena. Nell'evento del 2007 (Figura 6.81) la modifica apportata comporta un aumento del picco di piena e la fase di crescita della piena risulta sovrastimata rispetto alla portata registrata. Nell'evento del 2008 (Figura 6.81) è possibile constatare che la parte iniziale della curva è descritta più accuratamente rispetto al caso iniziale (Figura 6.55) a causa del notevole contributo dovuto al deflusso subsuperficiale. Inoltre il picco di piena viene individuato con maggiore precisione rispetto al caso iniziale. Infine per l'evento del 2009 (Figura 6.85) si osserva come la risposta del modello sia altrettanto soddisfacente. Di seguito si mostra per ciascun evento il confronto tra l'andamento delle portate nel caso originale e l'andamento delle portate relativo alla modifica della conducibilità idraulica per tenere conto dell'effetto delle zone carsiche.

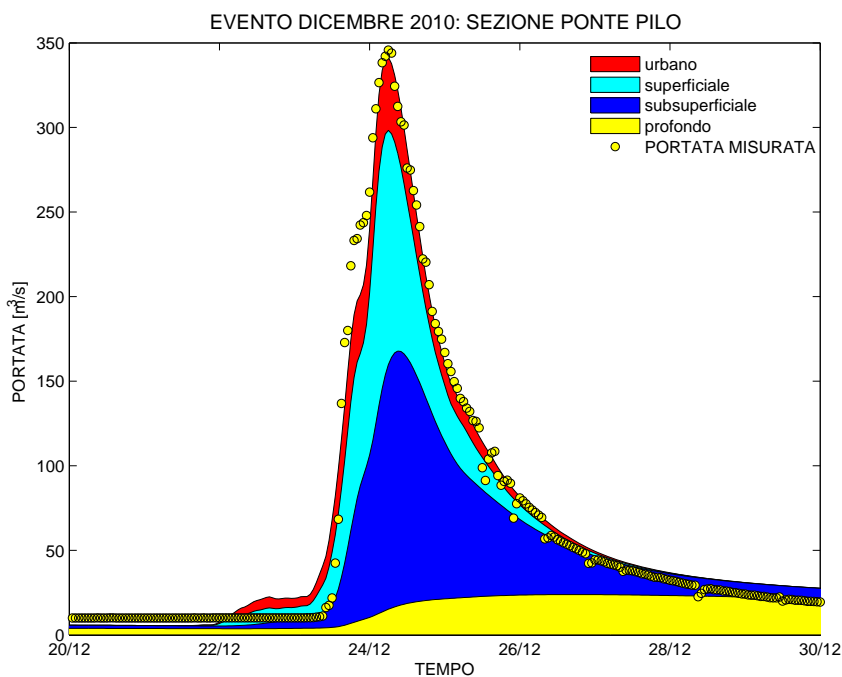


Figura 6.76: Contributi cumulati di deflusso urbano, superficiale, sub-superficiale e profondo alla portata durante l'evento del dicembre 2010.

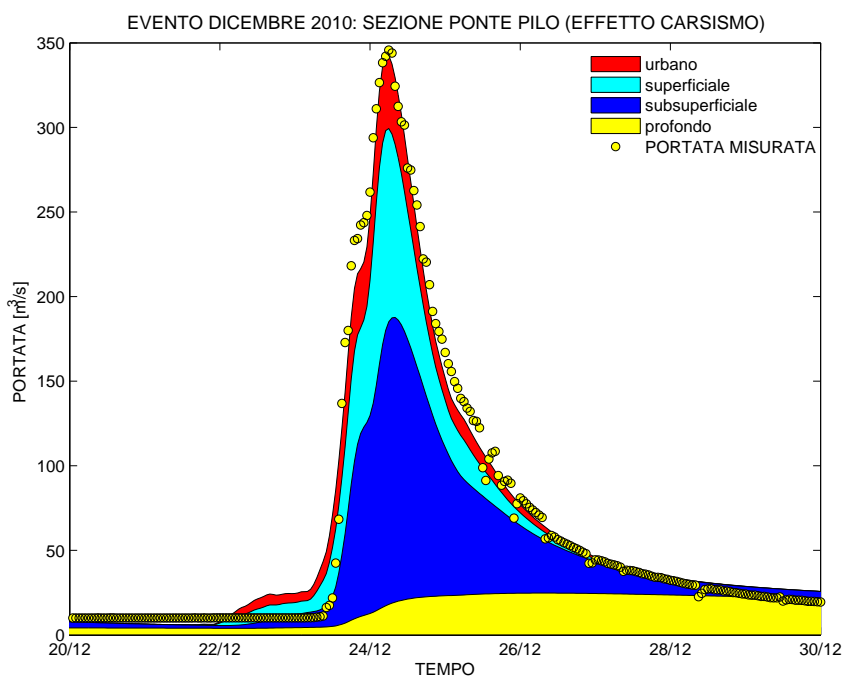


Figura 6.77: Contributi cumulati di deflusso urbano, superficiale, sub-superficiale e profondo alla portata durante l'evento del dicembre 2010 considerando l'effetto delle zone carsiche.

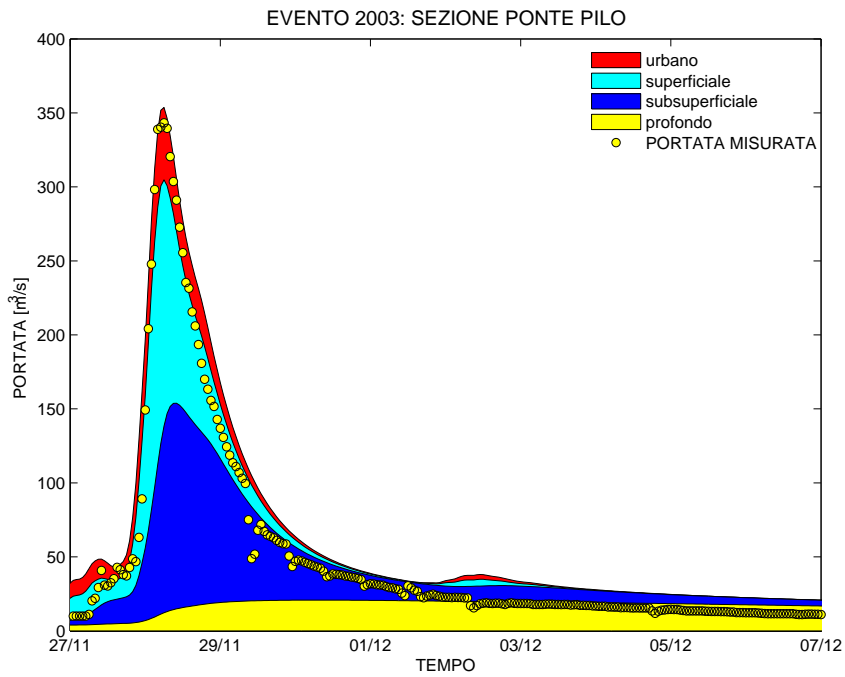


Figura 6.78: Contributi cumulati di deflusso urbano, superficiale, sub-superficiale e profondo alla portata durante l'evento del 2003.

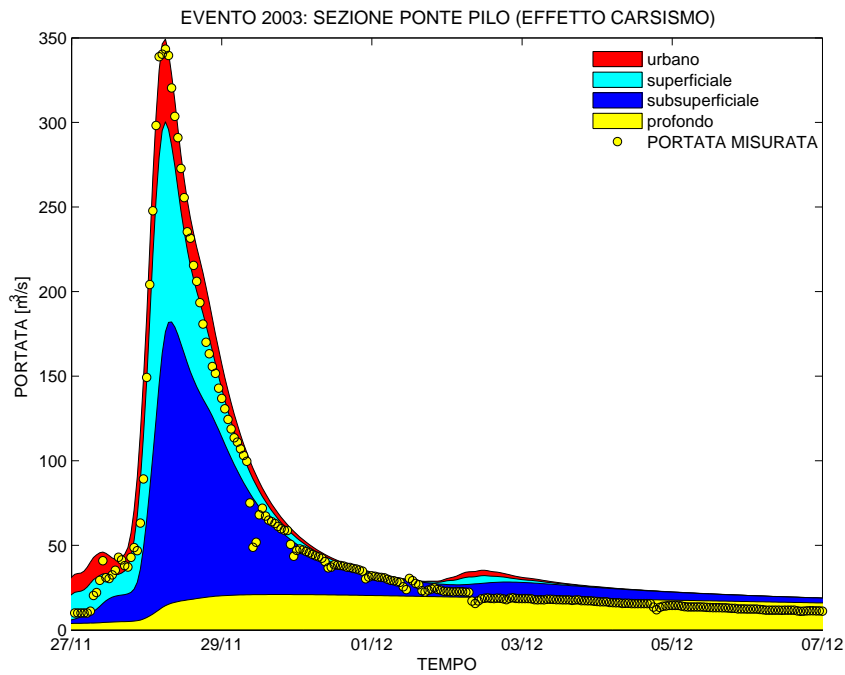


Figura 6.79: Contributi cumulati di deflusso urbano, superficiale, sub-superficiale e profondo alla portata durante l'evento del 2003 considerando l'effetto delle zone carsiche.

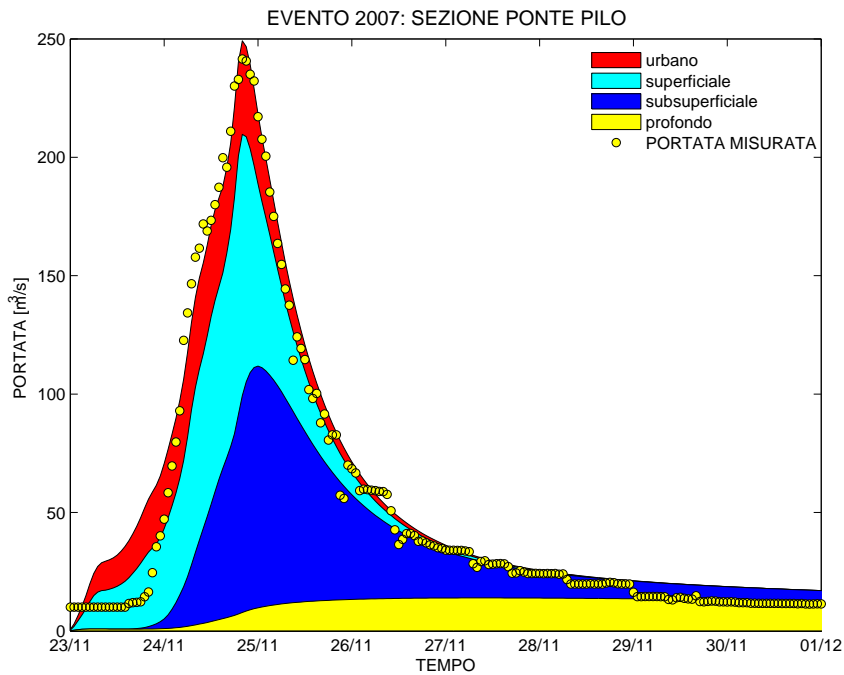


Figura 6.80: *Contributi cumulati di deflusso urbano, superficiale, sub-superficiale e profondo alla portata durante l'evento del 2007.*

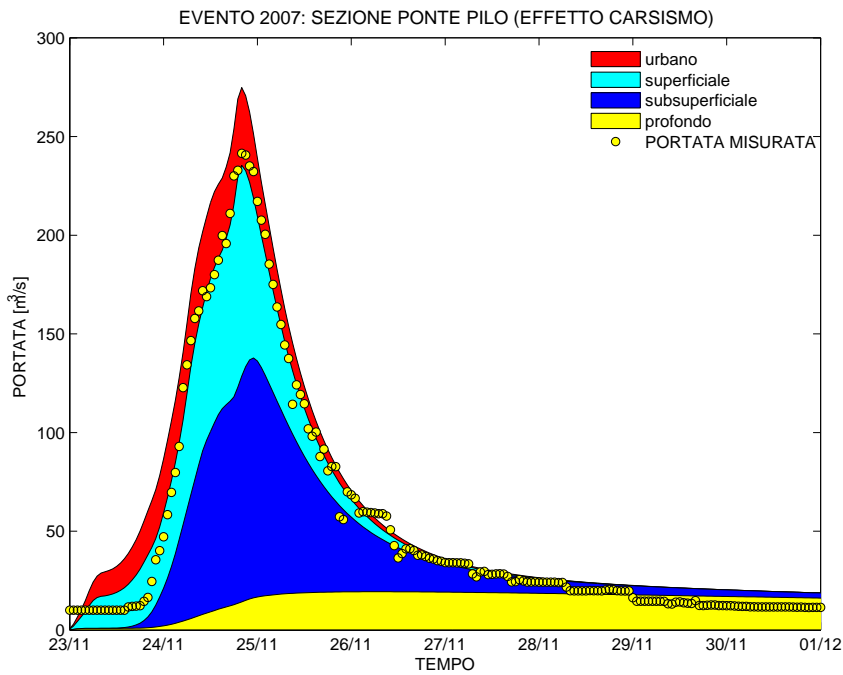


Figura 6.81: *Contributi cumulati di deflusso urbano, superficiale, sub-superficiale e profondo alla portata durante l'evento del 2007 considerando l'effetto delle zone carsiche.*

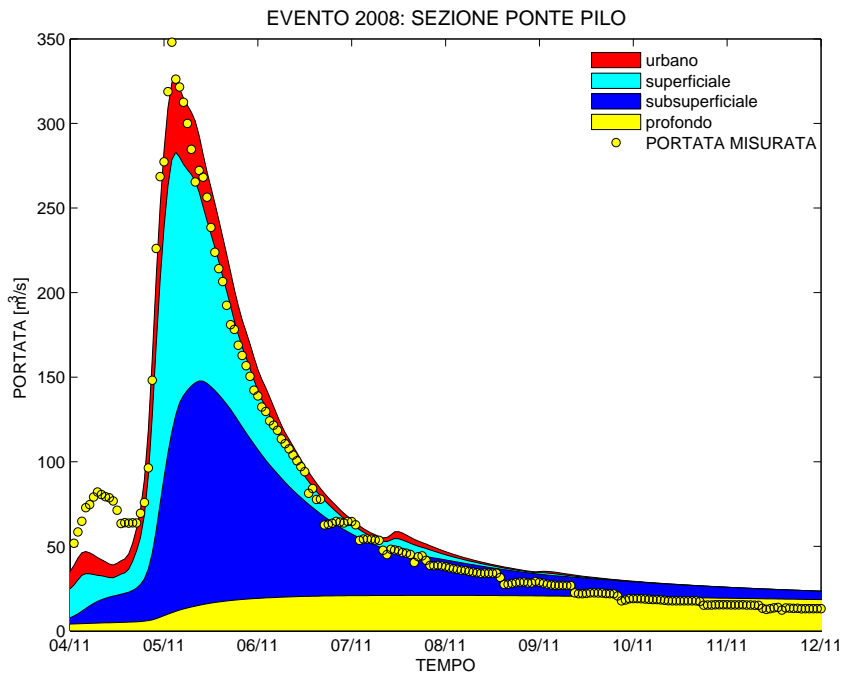


Figura 6.82: Contributi cumulati di deflusso urbano, superficiale, sub-superficiale e profondo alla portata durante l'evento del 2008.

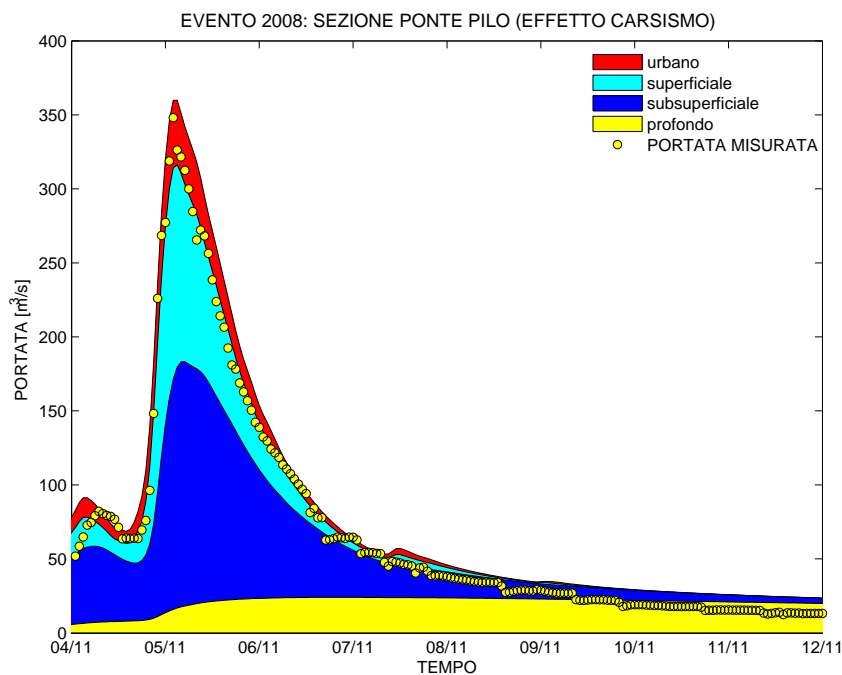


Figura 6.83: Contributi cumulati di deflusso urbano, superficiale, sub-superficiale e profondo alla portata durante l'evento del 2008 considerando l'effetto delle zone carsiche.

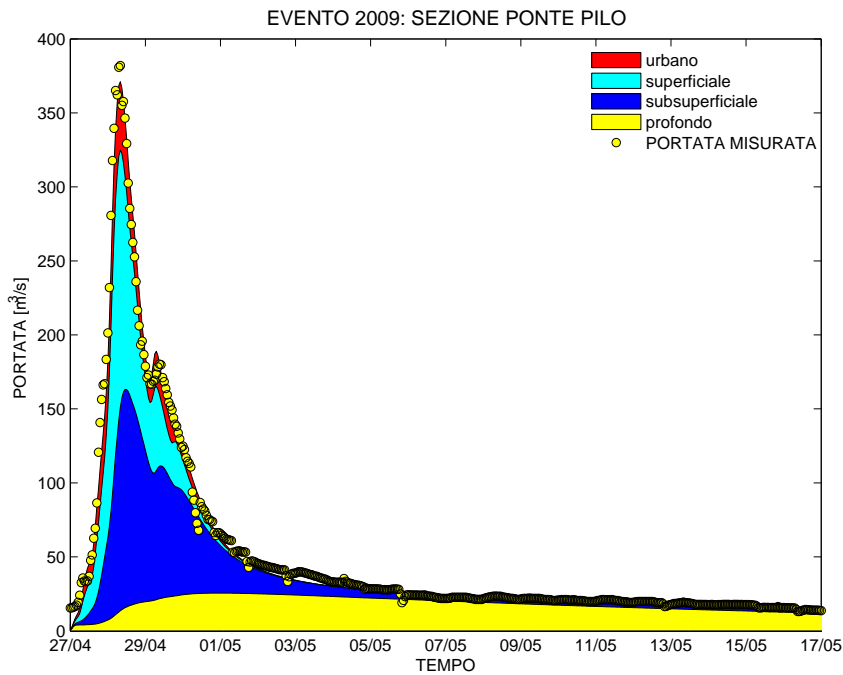


Figura 6.84: *Contributi cumulati di deflusso urbano, superficiale, sub-superficiale e profondo alla portata durante l'evento del 2009.*

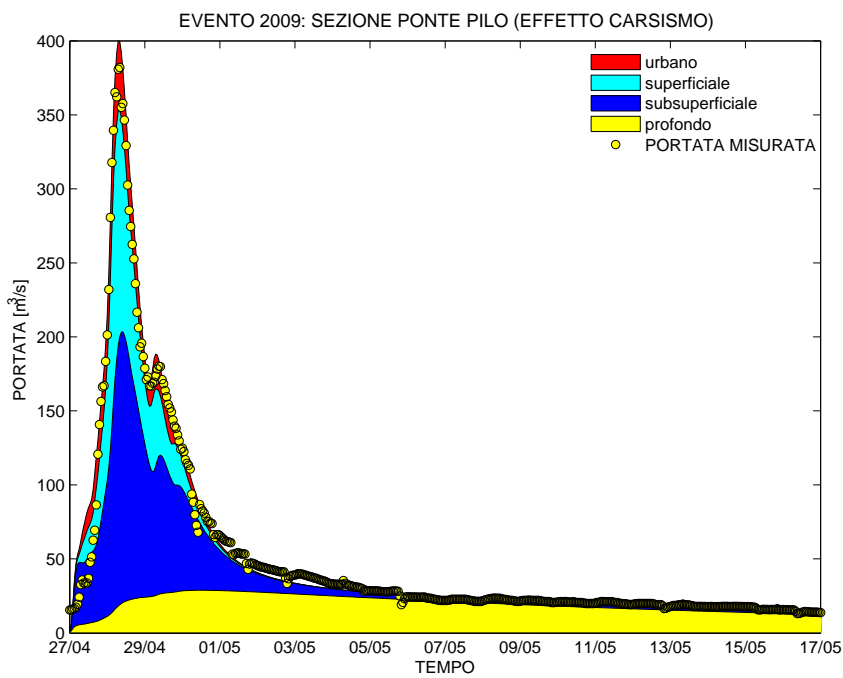


Figura 6.85: *Contributi cumulati di deflusso urbano, superficiale, sub-superficiale e profondo alla portata durante l'evento del 2009 considerando l'effetto delle zone carsiche.*

Si è osservato che per gli eventi del 2002, del 2004, del maggio 2010, del novembre-dicembre 2010 e del 2011, ovvero gli eventi caratterizzati da più picchi consecutivi o che coprono un periodo d'interesse di medio-lungo termine, la modifica della conducibilità idraulica non è sufficiente per descrivere in maniera buona l'andamento delle portate. Il problema più evidente nella modellazione di questi eventi risiede nella modellazione del deflusso profondo che diventa decisamente importante nella parte di recessione della piena. Si è deciso quindi di modificare il set di parametri (Tabella 6.9) e valutare gli effetti che produce tale modifica. Il contenuto d'acqua s_0 e il valore del livello iniziale nel serbatoio profondo h_{prof} rappresentano due condizioni iniziali del sistema che possono assumere valori diversi per ciascun evento considerato. Il parametro h_{prof} rappresenta la condizione iniziale relativa al deflusso profondo e quindi per diminuire il contributo relativo a tale deflusso è necessario diminuire il livello iniziale nel serbatoio profondo. Il parametro su cui si apporta un'ulteriore modifica rispetto al set originale (Tabella 6.5) è il tempo medio di residenza profondo t_{prof} . Si è deciso di aumentare il valore di questo parametro ponendolo pari a $t_{prof} = 900 h$ in modo che il contributo dovuto al deflusso profondo cominci più avanti nel tempo e sia quindi di minore entità. Tutti gli altri parametri sono rimasti invariati.

	2002	2004	mag 2010	nov-dic 2010	2011
s_0	0.01	0.25	0.1	0.25	0.3
h_{prof} [mm]	2	2	2	2	5
t_{prof} [ore]	900	900	900	900	900

Tabella 6.9: Valori di contenuto d'acqua nel suolo s_0 , livello iniziale nel serbatoio profondo h_{prof} e tempo medio di residenza profondo t_{prof} per gli eventi del 2002, del 2004, del maggio 2010, del novembre-dicembre 2010 e del 2011.

Di seguito si mostra per ciascuno evento il confronto tra l'andamento delle portate nel caso originale e l'andamento delle portate con le modifiche relative alla diversa conducibilità idraulica e al diverso set di parametri. Per l'evento del 2002 (Figura 6.87) si osserva che il picco principale viene sottostimato dal mo-

dello, mentre i picchi secondari vengono sovrastimati; i valori raggiunti dai picchi sono maggiori rispetto al caso iniziale (Figura 6.86) e ciò è dovuto al maggior contributo fornito dal deflusso subsuperficiale. Si osserva inoltre come i valori dei tempi in cui avvengono i picchi siano valutati correttamente e la fase di recessione della piena sia descritta meglio a causa della diminuzione del deflusso profondo. Nell'evento del 2004 (Figura 6.89) il modello sovrastima i picchi secondari, mentre sottostima il picco principale; le fasi di crescita e decrescita relative al picco principale risultano aderenti alle portate registrate. In generale la valutazione del picco principale e la fase di recessione della curva risultano migliori rispetto al caso iniziale (Figura 6.88). Le modifiche apportate comportano un miglioramento della risposta del modello nell'evento del maggio 2010 (Figura 6.91); nella zona del picco il modello, pur sovrastimandone il valore, riesce ad individuare la forma dell'idrogramma delle portate registrate. La fase di recessione risulta sovrastimata tuttavia con valori minori rispetto al caso iniziale (Figura 6.90). Nell'evento del novembre-dicembre 2010 (Figura 6.93) si evidenzia un buon accordo tra la portata stimata e quella osservata; il modello descrive accuratamente la fase di crescita e decrescita relativa al picco principale, pur sottostimando leggermente il valore di quest'ultimo. Il secondo picco invece risulta sovrastimato dal modello, però con valori di portata minori rispetto al caso iniziale (Figura 6.92) a causa della diminuzione del deflusso profondo. Per l'evento del 2011 (Figura 6.95) si osserva come il modello sottostima il valore del picco di piena e nella zona relativa ad esso non riesce ad individuare la forma dell'idrogramma delle portate registrate in maniera precisa; nonostante ciò l'andamento delle portate modellate risulta migliore rispetto al caso iniziale (Figura 6.94) e inoltre la fase di decrescita, almeno inizialmente, risulta aderente ai dati osservati.

È interessante valutare le differenze tra la modellazione basata sul set di parametri di base e la modellazione basata sul set di parametri modificato e sull'effetto del carsismo. Si osserva che in ogni caso questi eventi presentano qualche difetto nella valutazione dei picchi di piena e nella valutazione delle fasi di crescita e di recessione della piena. Le modifiche apportate comportano però un miglioramento generale dovuto al fatto che la portata profonda diminuisce

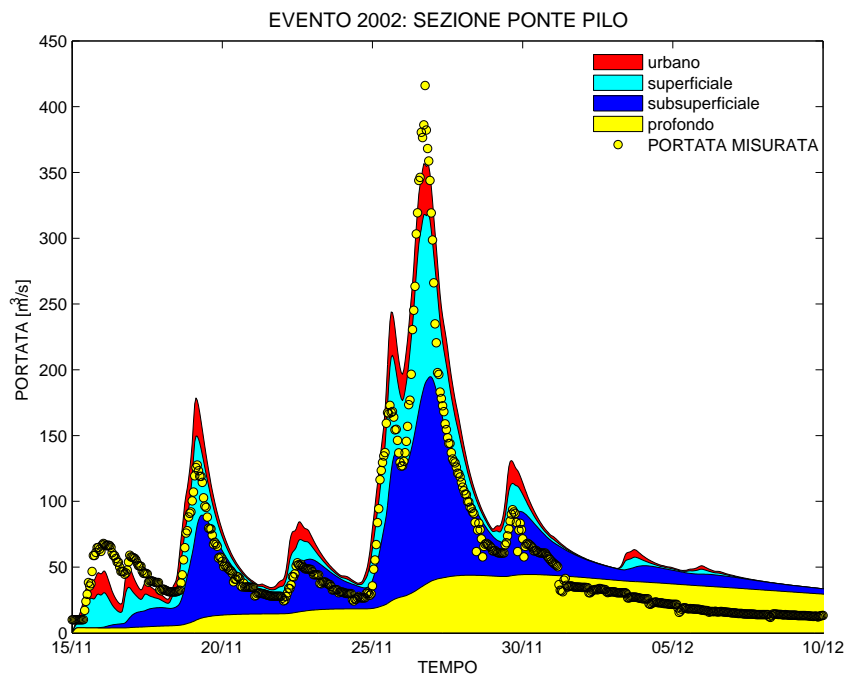


Figura 6.86: Contributi cumulati di deflusso urbano, superficiale, sub-superficiale e profondo alla portata durante l'evento del 2002 con il set di parametri originale [$s_0 = 0,01$; $h_{prof} = 10 \text{ mm}$; $t_{prof} = 350 \text{ h}$].

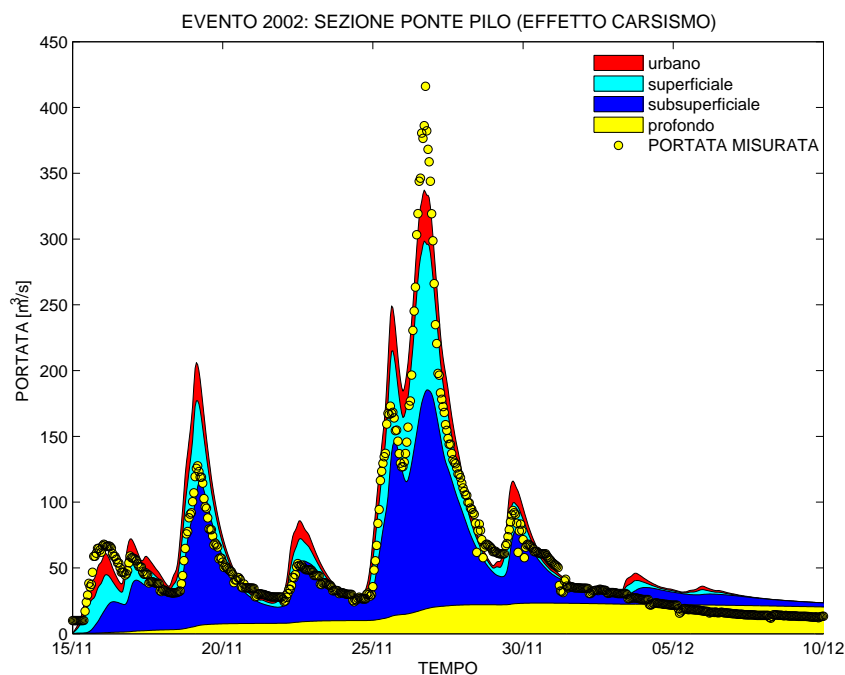


Figura 6.87: Contributi cumulati di deflusso urbano, superficiale, sub-superficiale e profondo alla portata durante l'evento del 2002 con il set di parametri modificato [$s_0 = 0,01$; $h_{prof} = 2 \text{ mm}$; $t_{prof} = 900 \text{ h}$].

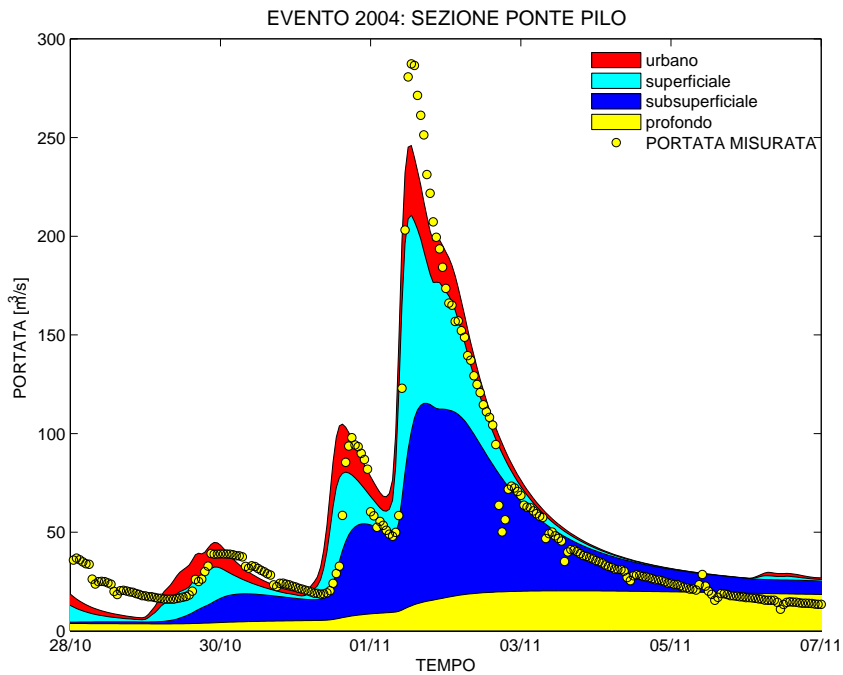


Figura 6.88: Contributi cumulati di deflusso urbano, superficiale, sub-superficiale e profondo alla portata durante l'evento del 2004 con il set di parametri originale [$s_0 = 0,15$; $h_{prof} = 10 \text{ mm}$; $t_{prof} = 350 \text{ h}$].

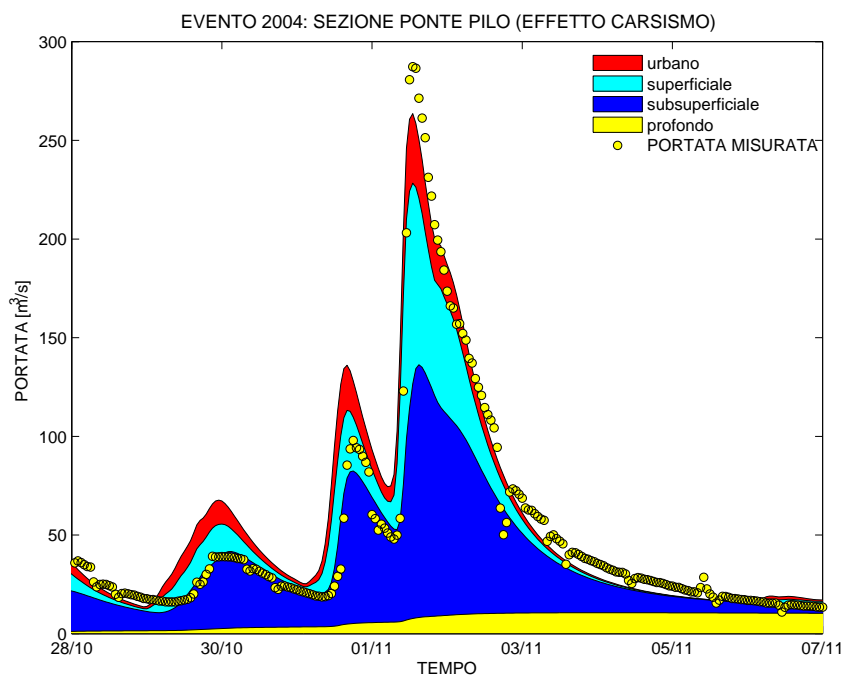


Figura 6.89: Contributi cumulati di deflusso urbano, superficiale, sub-superficiale e profondo alla portata durante l'evento del 2004 con il set di parametri modificato [$s_0 = 0,25$; $h_{prof} = 2 \text{ mm}$; $t_{prof} = 900 \text{ h}$].

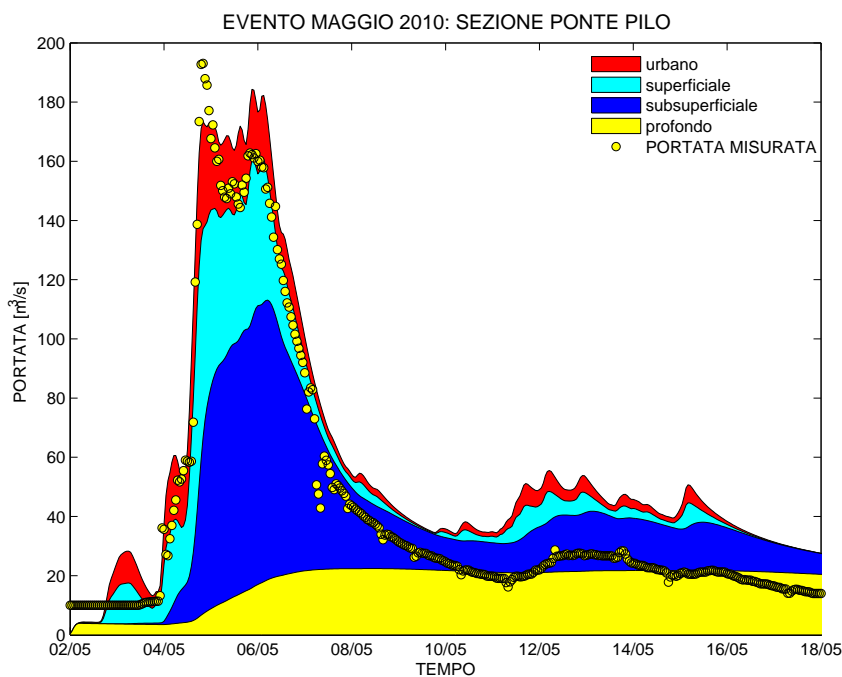


Figura 6.90: Contributi cumulati di deflusso urbano, superficiale, sub-superficiale e profondo alla portata durante l'evento del maggio 2010 con il set di parametri originale [$s_0 = 0, 1$; $h_{prof} = 10 \text{ mm}$; $t_{prof} = 350 \text{ h}$].

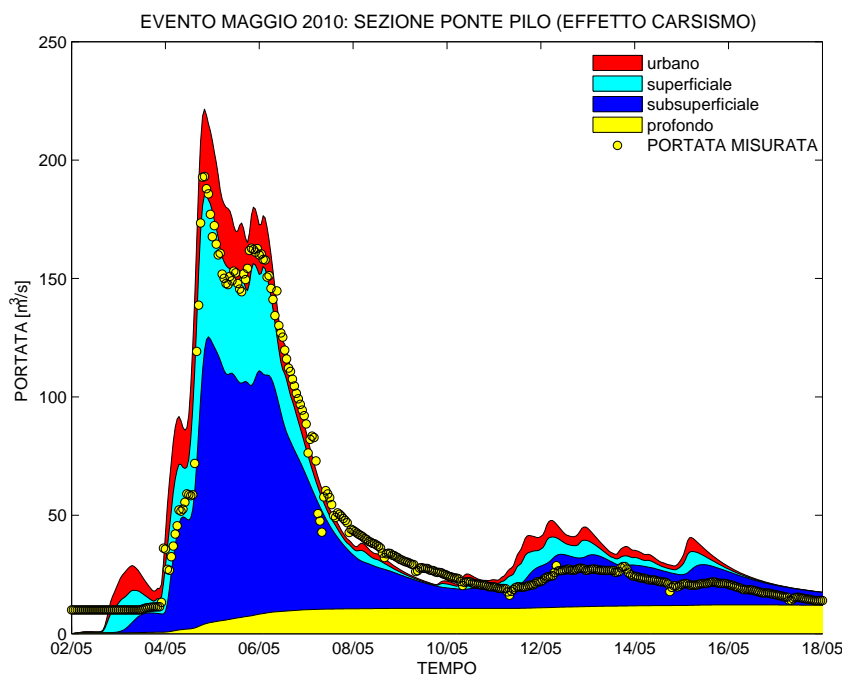


Figura 6.91: Contributi cumulati di deflusso urbano, superficiale, sub-superficiale e profondo alla portata durante l'evento del maggio 2010 con il set di parametri modificato [$s_0 = 0, 1$; $h_{prof} = 2 \text{ mm}$; $t_{prof} = 900 \text{ h}$].

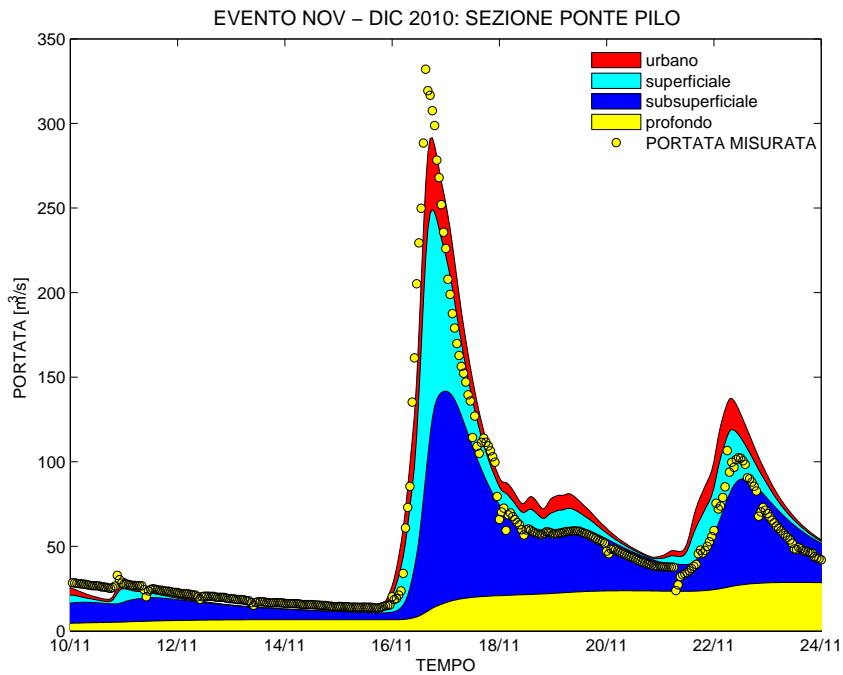


Figura 6.92: Contributi cumulati di deflusso urbano, superficiale, sub-superficiale e profondo alla portata durante l'evento del novembre 2010 con il set di parametri originale [$s_0 = 0,25$; $h_{prof} = 10 \text{ mm}$; $t_{prof} = 350 \text{ h}$].

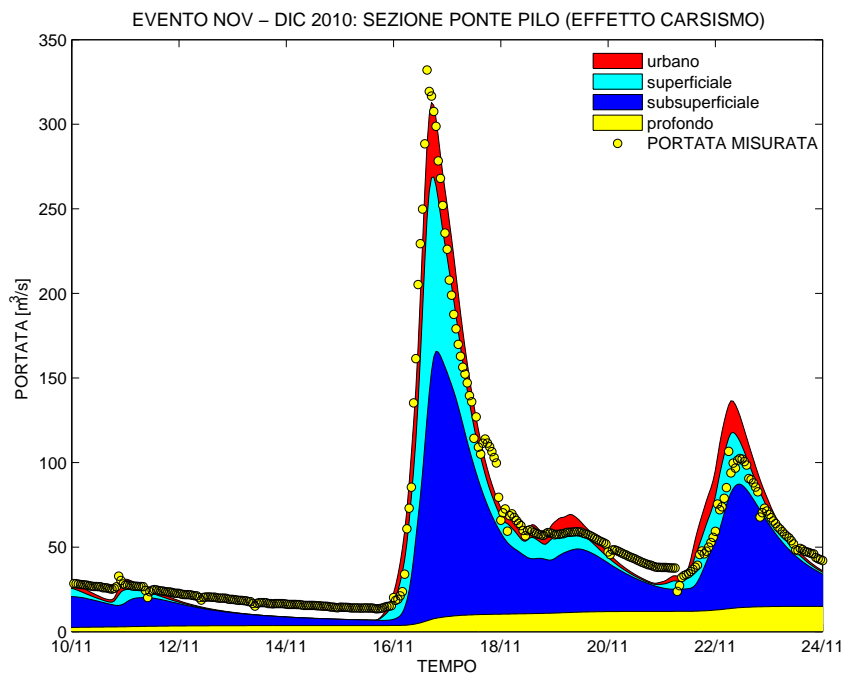


Figura 6.93: Contributi cumulati di deflusso urbano, superficiale, sub-superficiale e profondo alla portata durante l'evento del novembre 2010 con il set di parametri modificato [$s_0 = 0,25$; $h_{prof} = 2 \text{ mm}$; $t_{prof} = 900 \text{ h}$].

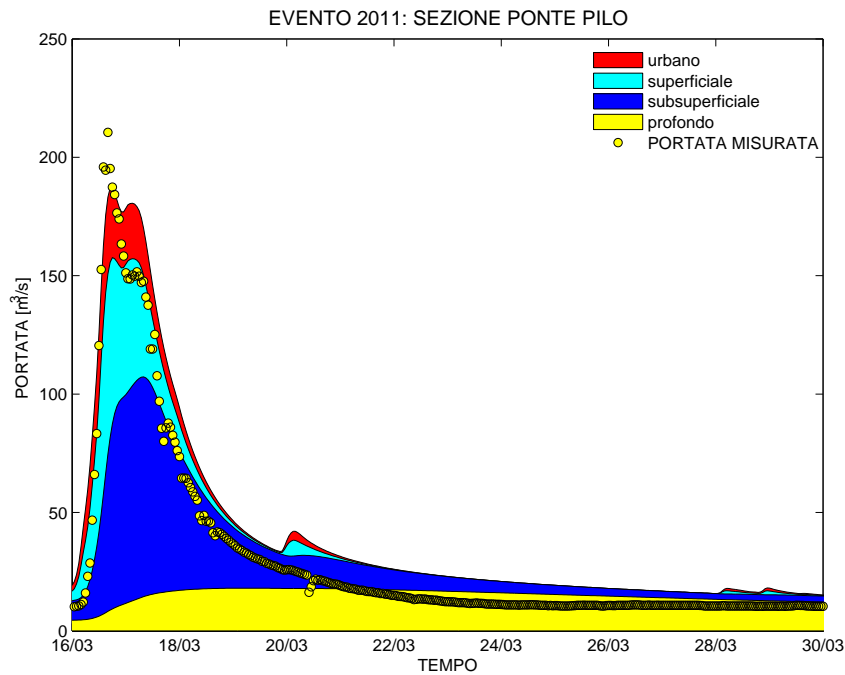


Figura 6.94: Contributi cumulati di deflusso urbano, superficiale, sub-superficiale e profondo alla portata durante l'evento del 2011 con il set di parametri originale [$s_0 = 0,45$; $h_{prof} = 10 \text{ mm}$; $t_{prof} = 350 \text{ h}$].

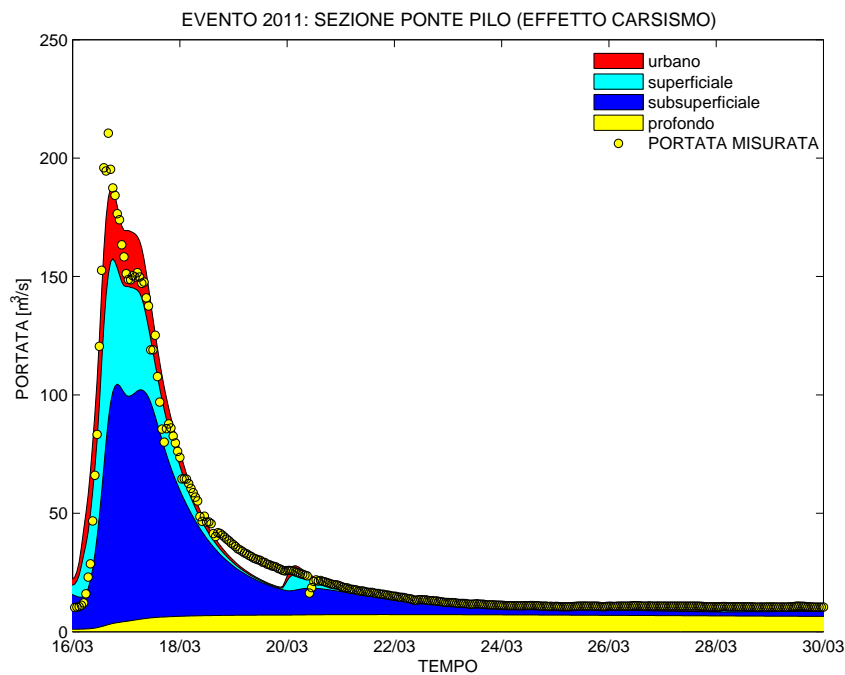


Figura 6.95: Contributi cumulati di deflusso urbano, superficiale, sub-superficiale e profondo alla portata durante l'evento del 2011 con il set di parametri modificato [$s_0 = 0,3$; $h_{prof} = 5 \text{ mm}$; $t_{prof} = 900 \text{ h}$].

(a causa dell'aumento del t_{prof}) e la portata subsuperficiale aumenta (a causa dell'aumento del K_c). I problemi di valutazione dei picchi, in particolare nel caso di picchi ravvicinati, possono essere dovuti al fatto che si stanno considerando eventi di durata lunga e in cui non è detto che si possa escludere il contributo dell'evapotraspirazione come supposto nel caso di studio.

Si andrà a valutare ora l'effetto che la modifica del set di parametri comporta sugli eventi del dicembre 2010, del 2003, del 2007, del 2008 e del 2009. Si esegue questa operazione per valutare se il nuovo set di parametri in cui si è modificato il valore del tempo medio di residenza profondo può essere adottato anche per tali eventi e se è possibile quindi ottenere un unico set di parametri da usare nel modello. Per ottenere una migliore calibrazione degli eventi è possibile modificare i parametri s_0 e h_{prof} . Come detto precedentemente il contenuto d'acqua s_0 e il valore del livello iniziale nel serbatoio profondo h_{prof} rappresentano due condizioni iniziali del sistema che possono assumere valori diversi per ciascun evento considerato (Tabella 6.10). Si osserva che il modello riesce a descrivere in maniera soddisfacente la fase di crescita dell'onda di piena e ad individuare con precisione il picco di piena, però nella fase di decrescita tende a sottostimare l'andamento delle portate (Figure 6.96, 6.97, 6.98, 6.99 e 6.100). Si mostra quindi per tali eventi, che erano già descritti in maniera soddisfacente col set di parametri originale (Tabella 6.5), l'andamento delle portate apportando le modifiche relative alla diversa conducibilità idraulica e al diverso set di parametri.

	dic 2010	2003	2007	2008	2009
s_0	0.25	0.1	0.01	0.35	0.35
h_{prof} [mm]	30	10	2	10	40
t_{prof} [ore]	900	900	900	900	900

Tabella 6.10: Valori di contenuto d'acqua nel suolo s_0 , livello iniziale nel serbatoio profondo h_{prof} e tempo medio di residenza profondo t_{prof} per i diversi eventi.

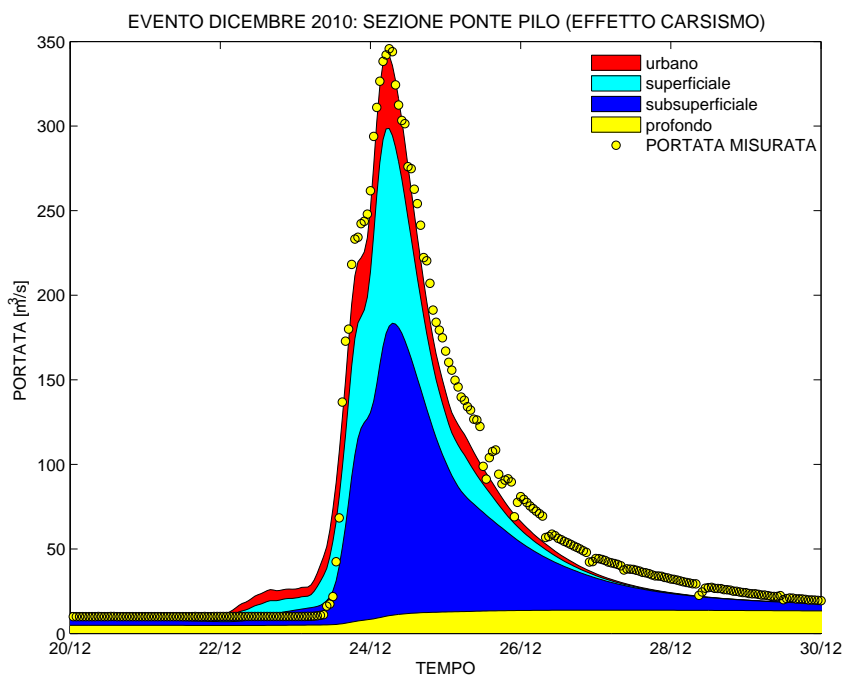


Figura 6.96: Contributi cumulati di deflusso urbano, superficiale, sub-superficiale e profondo alla portata durante l'evento del dicembre 2010 con il set di parametri modificato.

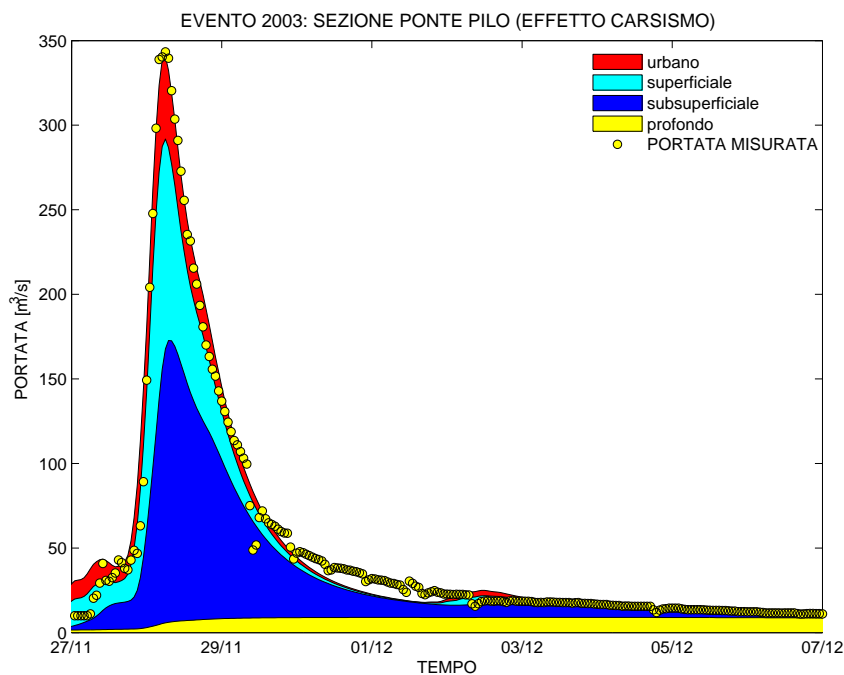


Figura 6.97: Contributi cumulati di deflusso urbano, superficiale, sub-superficiale e profondo alla portata durante l'evento del 2003 con il set di parametri modificato.

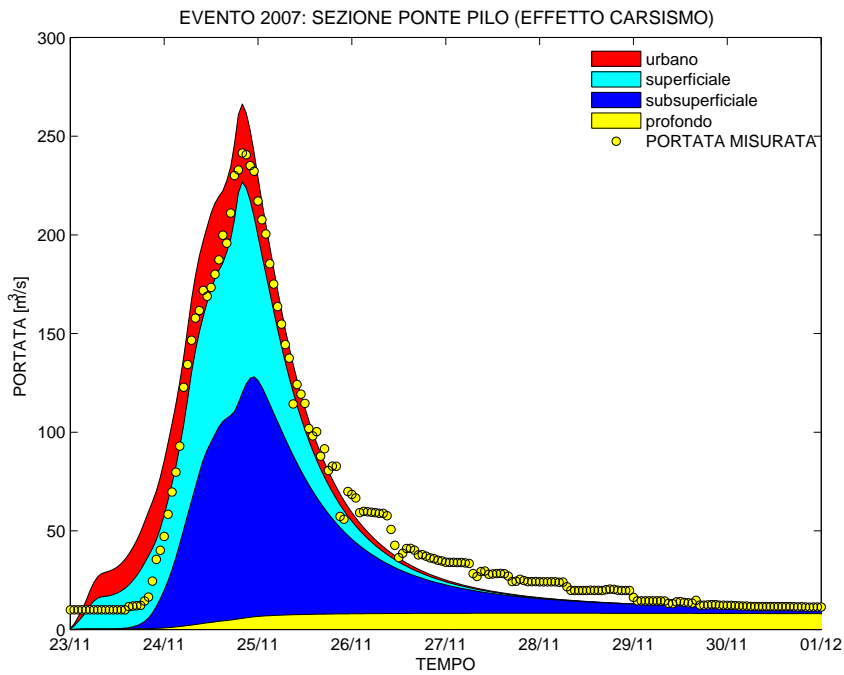


Figura 6.98: *Contributi cumulati di deflusso urbano, superficiale, sub-superficiale e profondo alla portata durante l'evento del 2007 con il set di parametri modificato.*

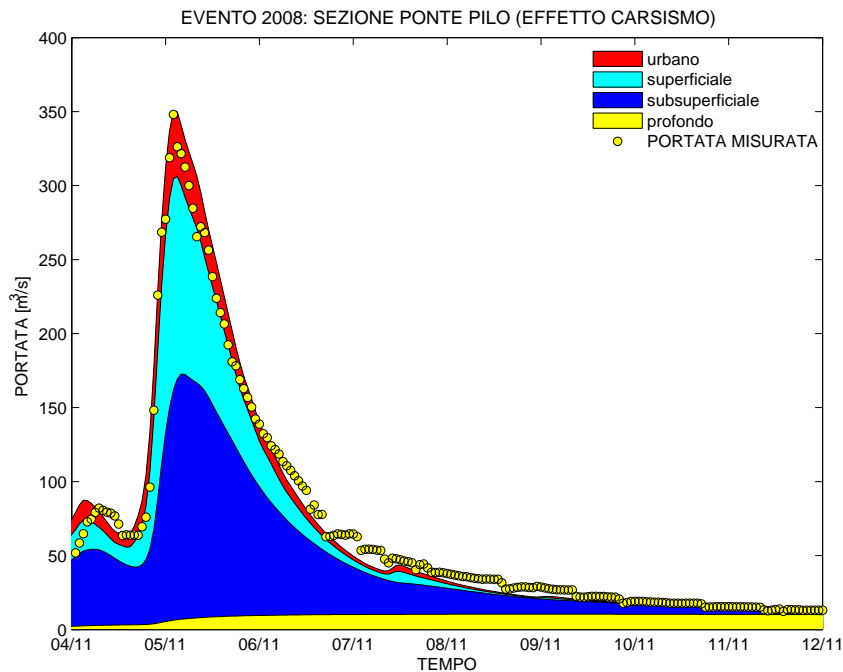


Figura 6.99: *Contributi cumulati di deflusso urbano, superficiale, sub-superficiale e profondo alla portata durante l'evento del 2008 con il set di parametri modificato.*

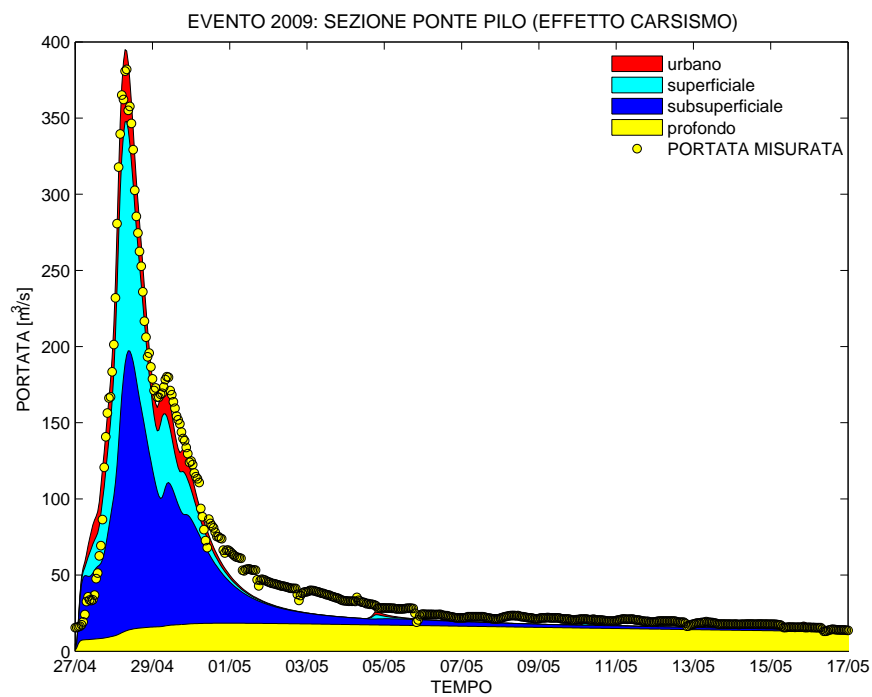


Figura 6.100: Contributi cumulati di deflusso urbano, superficiale, sub-superficiale e profondo alla portata durante l'evento del 2009 con il set di parametri modificato.

6.6.6 Analisi dei risultati

Si andranno ora a confrontare per ciascun evento i volumi defluiti ottenuti dal modello e i volumi defluiti reali; si esegue inoltre un ulteriore confronto tra il valore del picco di piena modellato e il valore del picco di piena registrato. Si esegue questo confronto per tutti i casi illustrati precedentemente per riuscire a valutare l'efficienza del modello. Per quanto riguarda gli eventi in cui il modello descrive in maniera soddisfacente l'andamento delle portate (eventi del dicembre 2010, del 2003, del 2007, del 2008 e del 2009) si riportano:

- i valori del volume defluito e del picco di piena ottenuto dall'analisi dei dati reali (*Dati reali*);
- i valori del volume defluito e del picco di piena modellati e relativi errori ottenuti mediante l'utilizzo del set iniziale di parametri in Tabella 6.5 (*Modello originale*);
- i valori del volume defluito e del picco di piena modellati e relativi errori ottenuti mediante l'utilizzo del set iniziale di parametri con la modifica relativa all'effetto del carsismo (Tabella 6.8) (*Modello carsismo*);
- i valori del volume defluito e del picco di piena modellati e relativi errori ottenuti mediante l'utilizzo del set di parametri modificato e considerando l'effetto del carsismo (Tabella 6.10) (*Mod carsismo modificato*).

Nelle colonne relative agli errori i valori che presentano segno '+' indicano i casi in cui il modello fornisce valori sovrastimati rispetto a quelli registrati; viceversa i valori con segno '-' indicano i casi in cui il modello fornisce valori sottostimati rispetto a quelli registrati.

EVENTO DICEMBRE 2010				
Tipologia	Volume [m^3]	Errore [%]	Picco [m^3/s]	Errore [%]
<i>Dati reali</i>	$60 \cdot 10^6$	/	346	/
<i>Modello originale</i>	$63 \cdot 10^6$	+5	342	-1
<i>Modello carsismo</i>	$62 \cdot 10^6$	+3	343	-1
<i>Mod carsismo modificato</i>	$57 \cdot 10^6$	-5	343	-1

Tabella 6.11: Valori dei volumi defluiti e dei picchi di piena con relativi errori nei diversi casi trattati durante l'evento del dicembre 2010.

EVENTO 2003				
Tipologia	Volume [m^3]	Errore [%]	Picco [m^3/s]	Errore [%]
<i>Dati reali</i>	$37 \cdot 10^6$	/	343	/
<i>Modello originale</i>	$45 \cdot 10^6$	+20	354	+3
<i>Modello carsismo</i>	$42 \cdot 10^6$	+14	349	+2
<i>Mod carsismo modificato</i>	$38 \cdot 10^6$	+3	341	-1

Tabella 6.12: Valori dei volumi defluiti e dei picchi di piena con relativi errori nei diversi casi trattati durante l'evento del 2003.

EVENTO 2007				
Tipologia	Volume [m^3]	Errore [%]	Picco [m^3/s]	Errore [%]
<i>Dati reali</i>	$32 \cdot 10^6$	/	242	/
<i>Modello originale</i>	$34 \cdot 10^6$	+5	249	+3
<i>Modello carsismo</i>	$37 \cdot 10^6$	+15	275	+14
<i>Mod carsismo modificato</i>	$34 \cdot 10^6$	+5	266	+10

Tabella 6.13: Valori dei volumi defluiti e dei picchi di piena con relativi errori nei diversi casi trattati durante l'evento del 2007.

EVENTO 2008				
Tipologia	Volume [m^3]	Errore [%]	Picco [m^3/s]	Errore [%]
<i>Dati reali</i>	$46 \cdot 10^6$	/	348	/
<i>Modello originale</i>	$48 \cdot 10^6$	+4	327	-6
<i>Modello carsismo</i>	$52 \cdot 10^6$	+13	360	+3
<i>Mod carsismo modificato</i>	$47 \cdot 10^6$	+2	350	+0,6

Tabella 6.14: Valori dei volumi defluiti e dei picchi di piena con relativi errori nei diversi casi trattati durante l'evento del 2008.

EVENTO 2009				
Tipologia	Volume [m^3]	Errore [%]	Picco [m^3/s]	Errore [%]
<i>Dati reali</i>	$89 \cdot 10^6$	/	382	/
<i>Modello originale</i>	$87 \cdot 10^6$	-2	371	-3
<i>Modello carsismo</i>	$91 \cdot 10^6$	+2	400	+5
<i>Mod carsismo modificato</i>	$84 \cdot 10^6$	-6	395	+3

Tabella 6.15: Valori dei volumi defluiti e dei picchi di piena con relativi errori nei diversi casi trattati durante l'evento del 2009.

La medesima analisi si esegue anche per gli eventi che presentano un andamento delle portate maggiormente soggetto ad errori (eventi del 2002, del 2004, del maggio 2010, del novembre-dicembre 2010 e del 2011). Per quanto riguarda tali eventi si riportano:

- i valori del volume defluito e del picco di piena ottenuto dall'analisi dei dati registrati (*Dati reali*);
- i valori del volume defluito e del picco di piena modellati e relativi errori ottenuti mediante l'utilizzo del set iniziale di parametri in Tabella 6.5 (*Modello originale*);
- i valori del volume defluito e del picco di piena modellati e relativi errori ottenuti mediante l'utilizzo del set iniziale di parametri con la modifica relativa all'effetto del carsismo (*Modello carsismo*);
- i valori del volume defluito e del picco di piena modellati e relativi errori ottenuti mediante l'utilizzo del set di parametri modificato e considerando l'effetto del carsismo (Tabella 6.9) (*Mod carsismo modificato*).

EVENTO 2002				
Tipologia	Volume [m^3]	Errore [%]	Picco [m^3/s]	Errore [%]
<i>Dati reali</i>	$107 \cdot 10^6$	/	416	/
<i>Modello originale</i>	$134 \cdot 10^6$	+25	357	-14
<i>Modello carsismo</i>	$141 \cdot 10^6$	+32	360	-13
<i>Mod carsismo modificato</i>	$126 \cdot 10^6$	+17	337	-19

Tabella 6.16: Valori dei volumi defluiti e dei picchi di piena con relativi errori nei diversi casi trattati durante l'evento del 2002.

EVENTO 2004				
Tipologia	Volume [m^3]	Errore [%]	Picco [m^3/s]	Errore [%]
<i>Dati reali</i>	$45 \cdot 10^6$	/	287	/
<i>Modello originale</i>	$49 \cdot 10^6$	+9	246	-14
<i>Modello carsismo</i>	$55 \cdot 10^6$	+22	271	-6
<i>Mod carsismo modificato</i>	$51 \cdot 10^6$	+13	264	-8

Tabella 6.17: Valori dei volumi defluiti e dei picchi di piena con relativi errori nei diversi casi trattati durante l'evento del 2004.

EVENTO MAGGIO 2010				
Tipologia	Volume [m^3]	Errore [%]	Picco [m^3/s]	Errore [%]
<i>Dati reali</i>	$48 \cdot 10^6$	/	193	/
<i>Modello originale</i>	$58 \cdot 10^6$	+21	184	-5
<i>Modello carsismo</i>	$64 \cdot 10^6$	+33	230	+19
<i>Mod carsismo modificato</i>	$54 \cdot 10^6$	+12,5	222	+15

Tabella 6.18: Valori dei volumi defluiti e dei picchi di piena con relativi errori nei diversi casi trattati durante l'evento del maggio 2010.

EVENTO NOVEMBRE-DICEMBRE 2010				
Tipologia	Volume [m^3]	Errore [%]	Picco [m^3/s]	Errore [%]
<i>Dati reali</i>	$78 \cdot 10^6$	/	332	/
<i>Modello originale</i>	$88 \cdot 10^6$	+13	292	-12
<i>Modello carsismo</i>	$92 \cdot 10^6$	+18	323	-3
<i>Mod carsismo modificato</i>	$77 \cdot 10^6$	-1	313	-6

Tabella 6.19: Valori dei volumi defluiti e dei picchi di piena con relativi errori nei diversi casi trattati durante l'evento del novembre-dicembre 2010.

EVENTO 2011				
Tipologia	Volume [m^3]	Errore [%]	Picco [m^3/s]	Errore [%]
<i>Dati reali</i>	$27 \cdot 10^6$	/	211	/
<i>Modello originale</i>	$32 \cdot 10^6$	+19	187	-11
<i>Modello carsismo</i>	$32 \cdot 10^6$	+19	195	-8
<i>Mod carsismo modificato</i>	$29 \cdot 10^6$	+7	187	-11

Tabella 6.20: Valori dei volumi defluiti e dei picchi di piena con relativi errori nei diversi casi trattati durante l'evento del 2011.

L'obiettivo di un modello idrologico è riprodurre correttamente i picchi di piena, in termini di tempo e valore di portata, e i volumi defluiti. Si osserva come per gli eventi del 2003, del 2007, del 2008, del 2009 e del dicembre 2010 ci sia una buona corrispondenza tra i volumi defluiti relativi alle portate registrate e quelli relativi alle portate modellate. L'errore è causato principalmente dalla sovrastima delle code dell'onda di piena. Per quanto riguarda il picco di piena si osserva che l'errore commesso dal modello risulta limitato, ad eccezione dell'evento del 2007 dove esso è sovrastimato del $10\% \div 15\%$. Per gli eventi del 2002, del 2004, del maggio 2010, del novembre-dicembre 2010 e del 2011 si osserva invece che le differenze tra i volumi possono essere marcate; come visto precedentemente in tali eventi spesso l'andamento delle portate modellate non aderisce in maniera buona alle portate registrate e questo comporta un notevole aumento dell'errore. In generale si osserva che il caso in cui si utilizza il set di parametri modificato e si considera l'effetto del carsismo (*modificato*) porta a un miglioramento dei valori dei volumi defluiti. Per quanto riguarda il picco di piena si osserva che l'errore commesso dal modello è molto marcato negli eventi del 2002 e del maggio 2010.

Conclusioni

Questo lavoro di tesi ha permesso di sviluppare un modello idrologico per il bacino idrografico del fiume Astico in grado di simulare la formazione di eventi di piena. Nello sviluppo del modello si è riusciti a fornire una caratterizzazione fisica-morfologica molto dettagliata: si è introdotta la dipendenza dello spessore dello strato collaborante dalla curvatura del terreno e la dipendenza della conducibilità idraulica dalle tipologie di suolo presenti.

Dall'analisi degli eventi individuati si è osservato che per gli eventi del 2003, del 2007, del 2008, del 2009 e del dicembre 2010 vi è una corretta valutazione dei colmi, in termini di tempo e valore di portata, e una buona rappresentazione della fase di recessione delle portate, che permette di individuare le condizioni di saturazione del suolo al presentarsi del successivo evento piovoso. Per tali eventi si osserva inoltre che i volumi defluiti relativi alle portate modellate sono stimati con un buon grado di accuratezza rispetto ai volumi defluiti relativi alle portate registrate.

Per quanto riguarda invece gli eventi del 2002, del 2004, del maggio 2010, del novembre-dicembre 2010 e del 2011 la risposta del modello presenta dei difetti; si è eseguita quindi una modifica relativa alla presenza di zone carsiche nel bacino del torrente Assa, assegnando a tali zone un valore di conducibilità idraulica maggiore. Inoltre si è apportata una modifica sul tempo medio di residenza profondo. Tali modifiche hanno comportato un miglioramento della risposta del modello, però si osservano in ogni caso dei difetti nella valutazione dei picchi di piena, nella descrizione delle fasi di crescita e di recessione della piena e nella stima dei volumi defluiti. Alcune problematiche relative all'andamento delle portate

possono essere dovute alla particolarità degli eventi considerati; alcuni di essi infatti si sviluppano per un periodo molto lungo e sono caratterizzati da più picchi consecutivi. Inoltre si deve considerare che le portate registrate possono essere soggette ad errori di misura. Un ulteriore motivo della risposta poco precisa del modello può essere collegabile alla qualità dei dati di pioggia disponibili. Durante lo sviluppo del modello si è potuta osservare una forte dipendenza dei risultati dalla discretizzazione temporale dei dati di pioggia (che devono essere disponibili a scala almeno oraria per poter descrivere adeguatamente i picchi di precipitazione) e dalla disponibilità di un numero di stazioni sufficiente a descrivere con accuratezza la distribuzione spaziale della precipitazione. Il numero di stazioni utilizzate nel nostro caso è variabile nei diversi eventi: in alcune di esse infatti mancavano i dati relativi a qualche anno, in quanto nel periodo di interesse alcune stazioni sono state dismesse. Si è osservato come nella zona Nord-Est del bacino considerato è presente un numero di stazioni minore rispetto alla parte restante del bacino e questo può essere all'origine delle difficoltà nell'ottenimento di una stima realistica della distribuzione spaziale della precipitazione che si riflette in una diminuita capacità del modello idrologico di riprodurre l'idrogramma di piena. Il numero massimo di stazioni utilizzate è pari a 21 e dato che il bacino del fiume Astico si estende per una superficie pari a 545 km^2 risulta la presenza di una stazione ogni circa 25 km^2 . Queste osservazioni dimostrano come alcune assunzioni comuni nei modelli idrologici, ad esempio l'uniforme distribuzione della precipitazione nello spazio siano la fonte principale di incertezza nelle capacità predittive dei modelli.

In questo lavoro di tesi si è implementato un modello idrologico di piena, legato alle caratteristiche morfologiche e fisiche del sistema idrografico dell'Astico: tale modello si è verificato uno strumento determinante per la valutazione e la previsione di eventi di piena grazie alla capacità di predire il comportamento del sistema in diverse condizioni relative allo stato iniziale del bacino e alle caratteristiche dell'evento meteorologico interessato.

Bibliografia

- [1] Alessi Celegon, E. (2007), *Contributi allo sviluppo di modelli accoppiati idrologici previsionali Montecarlo*, Tesi di dottorato, Università degli studi di Padova, Facoltà di Ingegneria.
- [2] AA.VV., Agenzia Regionale per la Prevenzione e Protezione Ambientale del Veneto, (2010), *Misure di portata del fiume Astico tra Meda e Bolzano Vicentino*.
- [3] Amministrazione provinciale di Vicenza - Servizio Risorse Idriche (2011), *Calcolo del DMV attraverso il metodo I.F.I.M. nei fiumi Astico e Tesina*, Aquaprogram s.r.l.
- [4] Beven, K.J. (2001), *Rainfall-Runoff Modelling*, Wiley., Chichester.
- [5] Botter, G., e A. Rinaldo (2003), Scale effect on geomorphologic and kinematic dispersion, *Water Resources Research*, 39 (10), 1286.
- [6] Clapp, R.B., e G.N. Hornberger (1978), Empirical equations for some soils hydraulic properties, *Water Resour. Res.*, 14(8), 601-604.
- [7] Da Deppo L., C. Datei, e P. Salandin (2004), *Sistemazione dei corsi d'acqua*, Edizioni Libreria Cortina, Padova.
- [8] Dietrich, W.E., e T., Dunne (1993), The channel head, in *Channel Network Hydrology*, edited by K. Beven and M.J. Kirkby, pp. 176-219, John Wiley, New York.

- [9] Gilbert, G. K. (1909), The convexity of hilltops, *J. Geol.*, 17, 344-350.
- [10] Gupta, V.K., E. Waymire e C.T. Wang (1980), A Representation of a Unit Hydrograph from Geomorphology, *Water Resources Research*, 16, 5, 855-862.
- [11] Montgomery, D.R., e W.E. Dietrich (1989), Source areas, drainage density and channel initiation, *Water Resour. Res.*, 25, 1907-1918.
- [12] Montgomery, D.R., e W.E. Dietrich (1992), Channel initiation and the problem of landscape scale, *Science*, 255, 826-830.
- [13] Montgomery, D.R. (1991), *Channel initiation and landscape evolution*, Univ. of Calif., Berkeley.
- [14] Schwartz F.W., e H. Zhang (2003), *Foundamentals of groundwater*, Wiley International.
- [15] Servizio beni ambientali e risorse idriche della provincia di Vicenza (2011), *Contratto di fiume per l'Astico-Tesina*, BETA Studio s.r.l..
- [16] Rinaldo A., e I. Rodriguez-Iturbe (1996), Geomorphological theory of the hydrologic response, *Hydrol. Processes*, 10(6), 803-844.
- [17] Rinaldo, A., L. Altissimo, M. Putti, G. Passadore, M. Monego, A. Sottani (2010), *Modello matematico di flusso nei sistemi acquiferi dei territori dell'Autorità d'Ambito Territoriale Ottimale A.A.T.O. Brenta*. Università degli studi di Padova e Centro Idrico di Novoledo S.r.l..
- [18] Rodriguez-Iturbe I. e J.B. Valdes (1979), The geomorphologic structure of hydrologic response, *Water Resour. Res.*, 15(6), 1409-1420.
- [19] Rodriguez-Iturbe, I., e A. Rinaldo (1997), *Fractal River Basins*, Cambridge University Press.

- [20] Tarboton D. G. (1997), A new method for the determination of flow directions and upslope areas in grid digital elevation models, *Water Resour. Res.*, 33, 309-319.
- [21] Tarboton, D. G., R. L. Bras e I. Rodriguez-Iturbe (1992), A physical basis for drainage density, *Geomorphology*, 5(1/2): 59-76.
- [22] Tarboton, D. G., R. L. Bras e I. Rodriguez-Iturbe (1991), On the Extraction of Channel Networks from Digital Elevation Data, *Hydrologic Processes*, 5(1): 81-100.
- [23] Tarboton, D. G., Utah State University, TauDEM versione 5.1 dal sito hydrology.uwrl.usu.edu
- [24] Uccelli, A., T. Settin, M. Marani, e A. Rinaldo (2004), Sui modelli matematici di fondamento geomorfologico per la produzione del deflusso, *Atti del XXIX Convegno di Idraulica e Costruzioni Idrauliche*, Trento.

Appendice A

Modalità di funzionamento del modello idrologico del fiume Astico

File di input

Riportiamo la lista dei file di input per il modello idrologico del fiume Astico e una breve spiegazione del loro contenuto.

- *param.txt*: contiene il valore dei parametri di calibrazione del modello, il valore delle condizioni di contenuto d'acqua del suolo all'istante iniziale del periodo di interesse e la frazione di ora che si desidera utilizzare come passo temporale di calcolo;
- *date.txt*: contiene le date di inizio e fine del periodo di interesse e una data di riferimento per l'evento in analisi pari al 31 dicembre dell'anno precedente a quello in cui si è verificato l'evento;
- *sezioni_controllo.txt*: contiene il codice identificativo delle sezioni in cui si desidera conoscere i valori della portata modellata.
- *precipitazioni.mat*: valori di precipitazione a passo orario per ciascun sottobacino appartenente al bacino dell'Astico (questo file si ottiene al termine delle operazioni di interpolazione geostatistica);

- *MODE.txt*: contiene le scelte riguardanti l'attivazione o meno del modulo di accumulo e scioglimento nivale e del modulo di evapotraspirazione; nel nostro caso non saranno attivi nessuno dei due moduli;
- *Aree.txt*: contiene per ciascun sottobacino i valori dell'area totale, dell'area urbana, dell'area concava, dell'area piatta, dell'area convessa, della curvatura media della sola area convessa e i pesi per il calcolo della conducibilità idraulica.
- *Asticocoord.dat*: file ottenuto dall'estrazione della rete;
- *Asticotree.dat*: file ottenuto dall'estrazione della rete;
- *pontepilo.txt*: contiene le registrazioni della portata osservata nella sezione di chiusura a Ponte Pilo.

File di output

Riportiamo la lista dei file forniti come output dal modello idrologico del fiume Astico e una breve spiegazione del loro contenuto.

- *portate.mat*: valori delle portate (in m^3/s) con passo temporale pari a quello scelto per la simulazione, nell'intervallo temporale di interesse, a Ponte Pilo, sezione di chiusura del bacino montano del fiume Astico (variabile *Qtot_fin*) e alle sezioni intermedie precedentemente scelte (variabile *Qtot_int*; le colonne della matrice contengono i dati riferiti alle diverse sezioni, nell'ordine riportato nel file di output *ordine_sezioni_controllo*);
- *moisture.mat*: contiene il valore del contenuto d'acqua dello strato radicale del suolo (variabile *s_start*) e il volume d'acqua contenuto negli strati più profondi del suolo (variabile *Sprof_start*) nell'ultimo istante temporale della simulazione, dati che permettono di utilizzare il modello 'in continuo' utilizzandoli come condizioni iniziali di simulazioni successive;

- *Q_contributi.fig*: figura che mostra i contributi di deflusso urbano, superficiale, subsuperficiale e profondo della portata modellata;
- *Q-Chiusura.fig*: figura che mostra la sequenza delle portate alla sezione di chiusura a Ponte Pilo.