

Università degli Studi di Padova

DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA CIVILE, EDILE ED AMBIENTALE
Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Civile

TESI DI LAUREA

**Modelli della risposta idrologica del bacino idrografico del
fiume Tesina**

Laureando:
Davide Pilotto

Relatore:
Ch.mo Prof. Andrea Rinaldo

Correlatore:
Ing. Giulia Passadore

Anno Accademico 2013-2014

Premessa

La presente tesi sviluppa un modello geomorfologico per la simulazione della formazione di eventi di piena per il bacino idrografico del fiume Tesina chiuso a Bolzano Vicentino: questo modello ha come scopo quello di valutare i processi di trasformazione afflussi-deflussi in relazione alle caratteristiche geomorfologiche del terreno. Un modello di piena affidabile è uno strumento determinante per la previsione di eventi di piena grazie alla capacità di predire il comportamento del sistema in base alle caratteristiche morfologiche e fisiche del sistema idrografico stesso. Lo sviluppo di modelli geomorfologici per la previsione degli eventi di piena sta assumendo negli ultimi anni un ruolo di fondamentale rilevanza a causa dei recenti eventi alluvionali che hanno colpito il Veneto e la città di Vicenza, facendo emergere i problemi esistenti relativi alla difesa idraulica del territorio e alla mitigazione del rischio idrogeologico. Tra gli strumenti utilizzati vi è l'estrazione della rete idrografica a partire da modelli digitali del terreno come substrato per una formulazione del trasporto per tempi di residenza, l'interpolazione geostatistica delle precipitazioni a partire da dati reali, in maniera da avere gli afflussi, input fondamentale nel modello, il più possibile verosimili. Lo strumento principale usato è dunque il modello geomorfologico, che trasforma gli afflussi al bacino in deflussi, andando quindi a predire la portata a Bolzano Vicentino. Grazie al modello sviluppato si sono ottenute delle simulazioni degli eventi di piena nei quali sono stati individuati correttamente i colmi, sia in termini di tempo che valore della portata, e le fasi di recessione; anche i volumi defluiti presentano infine il medesimo ordine di grandezza tra modello e dati registrati.

Indice

1	Inquadramento territoriale	1
1.1	Inquadramento geografico	1
1.2	Inquadramento geomorfologico	4
1.2.1	Il settore intravallivo	6
1.2.2	Il settore di pianura	7
1.3	Asta principale dell’Astico	8
1.4	Bacino dell’Astico chiuso a Bolzano Vicentino	20
2	Analisi dei dati idrologici	23
2.1	Analisi delle portate a Bolzano Vicentino	24
2.2	Analisi dei dati durante gli eventi di piena	34
2.2.1	Primo evento	39
2.2.2	Secondo evento	41
2.2.3	Terzo evento	41
2.2.4	Quarto evento	43
2.2.5	Quinto evento	44
2.2.6	Sesto evento	46
2.2.7	Settimo evento	48
2.2.8	Ottavo evento	49
2.2.9	Nono evento	51
2.2.10	Decimo evento	51
2.2.11	Undicesimo evento	53

3	La rete idrografica	55
3.1	Estrazione automatica	56
3.1.1	Pit Removal	57
3.1.2	D8 Flow Directions	57
3.1.3	D8 Contributing Area	58
3.1.4	$D\infty$ Flow Directions	58
3.1.5	$D\infty$ Contributing Area	59
3.1.6	Grid Network	60
3.1.7	Definizione dei siti canalizzati	61
3.1.8	Determinazione dei sottobacini e delle rete di deflusso . . .	69
3.2	Estrazione non automatica	69
4	Interpolazione geostatistica delle precipitazioni	75
4.1	Il Kriging	75
4.1.1	Il kriging nel campo omogeneo	80
4.1.2	Il kriging nel campo non omogeneo	81
4.2	Distribuzione delle precipitazioni	83
5	Modelli matematici	85
5.1	I modelli di risposta idrologica	85
5.1.1	Separazione dei contributi di deflusso	86
5.1.2	L'idrogramma unitario istantaneo	90
5.1.3	Il modello geomorfologico	91
6	Applicazione del modello al bacino del fiume Tesina	105
6.1	Estrazione della rete	105
6.2	Spessore dello strato collaborante	109
6.3	Conducibilità idraulica	114
6.4	Distribuzione delle precipitazioni	117
6.5	Il carsismo	123
6.5.1	Il carsismo nel modello geomorfologico	127
6.6	Dispersione del corso d'acqua	136

6.6.1	La dispersione nel modello geomorfologico	138
6.7	Parametri del modello	142
6.8	Analisi di sensibilità	150
6.9	Calibrazione del modello	171
6.9.1	Calibrazione del modello con $\beta = 0.7$	173
6.9.2	Calibrazione del modello con $\beta = 0.3$	193
6.9.3	Calibrazione del modello con β variabile	211
6.9.4	Confronto tra le varie calibrazioni	231
7	Conclusioni	239
	Bibliografia	241

Elenco delle figure

1.1	<i>Bacino dell’Astico chiuso a Bolzano Vicentino [16]</i>	2
1.2	<i>Schema idrogeologico dell’Alta e Media pianura veneta</i>	5
1.3	<i>Inquadramento geografico della Centrale di Bessè</i>	12
1.4	<i>Schema idraulico del tratto tra la diga di Leda e la centrale di Bessè [2]</i>	13
1.5	<i>Diga di Leda (a) e Scarico della Centrale di Bessè (b) [2]</i>	13
1.6	<i>Inquadramento geografico delle centrali di Rozzola e Calvene</i>	14
1.7	<i>Schema idraulico del tratto tra la centrale di Rozzola e la centrale di Calvene [2]</i>	15
1.8	<i>Opera di presa a Caltrano (a) e Botte a sifone dopo lo scarico della centrale di Calvene (b) [2]</i>	15
1.9	<i>Inquadramento geografico delle centrali di Maglio e Serra</i>	16
1.10	<i>Schema idraulico delle centrali di Maglio e Serra [2]</i>	17
1.11	<i>Vasca di carico alla centrale di Maglio (a) e Canale di scarico della centrale di Serra (b) [2]</i>	17
1.12	<i>Inquadramento geografico della cartiera Burgo</i>	18
1.13	<i>Schema idraulico della cartiera Burgo [2]</i>	18
1.14	<i>Inquadramento geografico del Canale Mordini [2]</i>	19
1.15	<i>Derivazione del Canale Mordini [2]</i>	20
1.16	<i>Suddivisione in macrobacini del bacino dell’Astico chiuso a Bolzano Vicentino e sezioni di interesse</i>	22
2.1	<i>Stazioni pluviometriche utilizzate nello studio</i>	26

2.2	<i>Portata (a) e altezza idrometrica (b) registrate nel 2004 a Bolzano Vicentino</i>	27
2.3	<i>Portata (a) e altezza idrometrica (b) registrate nel 2005 a Bolzano Vicentino</i>	27
2.4	<i>Portata (a) e altezza idrometrica (b) registrate nel 2006 a Bolzano Vicentino</i>	27
2.5	<i>Portata (a) e altezza idrometrica (b) registrate nel 2007 a Bolzano Vicentino</i>	28
2.6	<i>Portata (a) e altezza idrometrica (b) registrate nel 2008 a Bolzano Vicentino</i>	28
2.7	<i>Portata (a) e altezza idrometrica (b) registrate nel 2009 a Bolzano Vicentino</i>	28
2.8	<i>Portata (a) e altezza idrometrica (b) registrate nel 2010 a Bolzano Vicentino</i>	29
2.9	<i>Portata (a) e altezza idrometrica (b) registrate nel 2011 a Bolzano Vicentino</i>	29
2.10	<i>Portata (a) e altezza idrometrica (b) registrate nel 2012 a Bolzano Vicentino</i>	29
2.11	<i>Portata misurata a Bolzano Vicentino nel periodo 2004-2012 e segnalazione degli eventi considerati</i>	30
2.12	<i>Altezza idrometrica misurata a Bolzano Vicentino nel periodo 2004- 2012</i>	30
2.13	<i>Scala delle portate ricavata dai dati del periodo di interesse</i>	31
2.14	<i>Rilievo della sezione del Tesina a Bolzano Vicentino [4]</i>	32
2.15	<i>Curva di durata delle portate a Bolzano Vicentino per l'anno 2004</i>	34
2.16	<i>Curva di durata delle portate a Bolzano Vicentino per l'anno 2005</i>	35
2.17	<i>Curva di durata delle portate a Bolzano Vicentino per l'anno 2006</i>	35
2.18	<i>Curva di durata delle portate a Bolzano Vicentino per l'anno 2007</i>	36
2.19	<i>Curva di durata delle portate a Bolzano Vicentino per l'anno 2008</i>	36
2.20	<i>Curva di durata delle portate a Bolzano Vicentino per l'anno 2009</i>	37
2.21	<i>Curva di durata delle portate a Bolzano Vicentino per l'anno 2010</i>	37

2.22	<i>Curva di durata delle portate a Bolzano Vicentino per l'anno 2011</i>	38
2.23	<i>Curva di durata delle portate a Bolzano Vicentino per l'anno 2012</i>	38
2.24	<i>Andamento delle precipitazioni e delle portate misurate a Ponte Pilo e Bolzano Vicentino durante il primo evento</i>	40
2.25	<i>Andamento delle precipitazioni e delle portate misurate a Ponte Pilo e Bolzano Vicentino durante il secondo evento</i>	42
2.26	<i>Andamento delle precipitazioni e delle portate misurate a Ponte Pilo e Bolzano Vicentino durante il terzo evento</i>	43
2.27	<i>Andamento delle precipitazioni e delle portate misurate a Ponte Pilo e Bolzano Vicentino durante il quarto evento</i>	44
2.28	<i>Andamento delle precipitazioni e delle portate misurate a Ponte Pilo e Bolzano Vicentino durante il quinto evento</i>	46
2.29	<i>Andamento delle precipitazioni e delle portate misurate a Ponte Pilo e Bolzano Vicentino durante il sesto evento</i>	47
2.30	<i>Andamento delle precipitazioni e delle portate misurate a Ponte Pilo e Bolzano Vicentino durante il settimo evento</i>	49
2.31	<i>Andamento delle precipitazioni e delle portate misurate a Ponte Pilo e Bolzano Vicentino durante l'ottavo evento</i>	50
2.32	<i>Andamento delle precipitazioni e delle portate misurate a Ponte Pilo e Bolzano Vicentino durante il nono evento</i>	52
2.33	<i>Andamento delle precipitazioni e delle portate misurate a Ponte Pilo e Bolzano Vicentino durante il decimo evento</i>	53
2.34	<i>Andamento delle precipitazioni e delle portate misurate a Ponte Pilo e Bolzano Vicentino durante l'undicesimo evento</i>	54
3.1	<i>Schema utilizzato dall'algoritmo D8 Flow Directions</i>	58
3.2	<i>Schema utilizzato dall'algoritmo D∞ Flow Directions</i>	59
3.3	<i>Estrazione della rete con una soglia per i siti canalizzati pari a 100</i>	64
3.4	<i>Estrazione della rete con una soglia per i siti canalizzati pari a 500</i>	64
3.5	<i>Estrazione della rete con una soglia per i siti canalizzati pari a 1000</i>	65
3.6	<i>Estrazione della rete con una soglia per i siti canalizzati pari a 2000</i>	65

3.7	<i>Estrazione della rete con una soglia per i siti canalizzati pari a 4000</i>	66
3.8	<i>Estrazione della rete con una soglia per i siti canalizzati pari a 6000</i>	66
3.9	<i>Estrazione della rete con una soglia per i siti canalizzati pari a 8000</i>	67
3.10	<i>Curvatura topografica convergente tipica delle valli (a) e divergente tipica dei versanti (b)</i>	68
3.11	<i>Shape file per la rete idrografica fornito dalla Regione Veneto</i>	71
3.12	<i>Shape file per la rete idrografica fornito dall' Autorità di Bacino</i>	71
3.13	<i>Shape file per la rete idrografica fornito dall' Università degli Studi di Padova</i>	72
3.14	<i>Shape file per la rete idrografica ricavato manualmente</i>	72
3.15	<i>Shape file per i sottobacini fornito dall' Autorità di Bacino</i>	73
3.16	<i>Shape file per i sottobacini ricavato manualmente</i>	74
5.1	<i>Schema del volume di controllo utilizzato nella formulazione del modello di separazione dei contributi di deflusso.</i>	89
5.2	<i>Schematizzazione della traiettoria di una particella di massa m.</i>	92
5.3	<i>Identificazione dei percorsi accessibili ad una particella d'acqua in un generico bacino idrografico.</i>	97
6.1	<i>Shape file per la rete idrografica</i>	107
6.2	<i>Shape file per i sottobacini</i>	107
6.3	<i>Bacino risultante dall'estrazione della rete considerato in questo studio</i>	108
6.4	<i>Suddivisione del bacino nelle tre differenti classi di curvatura</i>	110
6.5	<i>Suddivisione del bacino nelle quattro differenti tipologie di area</i>	111
6.6	<i>Curvatura media relativa alle aree convesse all'interno del bacino</i>	113
6.7	<i>Suddivisione del bacino in zone omogenee dal punto di vista pedo-morfologico</i>	116
6.8	<i>Distribuzione spaziale delle piogge cumulate nel primo evento: dal 30 Aprile al 18 Maggio 2004</i>	118
6.9	<i>Distribuzione spaziale delle piogge cumulate nel secondo evento: dal 27 Ottobre al 7 Novembre 2004</i>	118

6.10	<i>Distribuzione spaziale delle piogge cumulate nel terzo evento: dal 2 al 14 Ottobre 2005</i>	119
6.11	<i>Distribuzione spaziale delle piogge cumulate nel quarto evento: dal 23 Novembre all'1 Dicembre 2007</i>	119
6.12	<i>Distribuzione spaziale delle piogge cumulate nel quinto evento: dal 3 al 12 Novembre 2008</i>	120
6.13	<i>Distribuzione spaziale delle piogge cumulate nel sesto evento: dal 26 Aprile al 17 Maggio 2009</i>	120
6.14	<i>Distribuzione spaziale delle piogge cumulate nel settimo evento: dal 2 al 19 Maggio 2010</i>	121
6.15	<i>Distribuzione spaziale delle piogge cumulate nell'ottavo evento: dal 31 Ottobre al 7 Novembre 2010</i>	121
6.16	<i>Distribuzione spaziale delle piogge cumulate nel nono evento: dal 14 Novembre al 3 Dicembre 2010</i>	122
6.17	<i>Distribuzione spaziale delle piogge cumulate nel decimo evento: dal 15 al 31 Marzo 2011</i>	122
6.18	<i>Distribuzione spaziale delle piogge cumulate nell'undicesimo evento: dal 10 al 19 Novembre 2012</i>	123
6.19	<i>Estensione della zona carsica nel bacino di interesse</i>	128
6.20	<i>Andamento delle precipitazioni durante il primo evento per vari valori del coefficiente β del carsismo</i>	130
6.21	<i>Andamento delle precipitazioni durante il secondo evento per vari valori del coefficiente β del carsismo</i>	131
6.22	<i>Andamento delle precipitazioni durante il terzo evento per vari valori del coefficiente β del carsismo</i>	131
6.23	<i>Andamento delle precipitazioni durante il quarto evento per vari valori del coefficiente β del carsismo</i>	132
6.24	<i>Andamento delle precipitazioni durante il quinto evento per vari valori del coefficiente β del carsismo</i>	132
6.25	<i>Andamento delle precipitazioni durante il sesto evento per vari valori del coefficiente β del carsismo</i>	133

6.26	<i>Andamento delle precipitazioni durante il settimo evento per vari valori del coefficiente β del carsismo</i>	133
6.27	<i>Andamento delle precipitazioni durante l'ottavo evento per vari valori del coefficiente β del carsismo</i>	134
6.28	<i>Andamento delle precipitazioni durante il nono evento per vari valori del coefficiente β del carsismo</i>	134
6.29	<i>Andamento delle precipitazioni durante il decimo evento per vari valori del coefficiente β del carsismo</i>	135
6.30	<i>Andamento delle precipitazioni durante l'undicesimo evento per vari valori del coefficiente β del carsismo</i>	135
6.31	<i>Fenomeno della dispersione e del drenaggio nei corsi d'acqua naturali [18]</i>	136
6.32	<i>Tratti disperdenti e drenanti nella rete idrografica considerata . . .</i>	139
6.33	<i>Curva interpolatrice utilizzata per la stima delle dispersioni in entrambi i tratti disperdenti</i>	140
6.34	<i>Raffronto tra portate registrate a Bolzano Vicentino, Ponte Pilo e quelle stimate a Bolzano Vicentino tramite la dispersione (primo evento considerato)</i>	142
6.35	<i>Raffronto tra portate registrate a Bolzano Vicentino, Ponte Pilo e quelle stimate a Bolzano Vicentino tramite la dispersione (secondo evento considerato)</i>	143
6.36	<i>Raffronto tra portate registrate a Bolzano Vicentino, Ponte Pilo e quelle stimate a Bolzano Vicentino tramite la dispersione (terzo evento considerato)</i>	143
6.37	<i>Raffronto tra portate registrate a Bolzano Vicentino, Ponte Pilo e quelle stimate a Bolzano Vicentino tramite la dispersione (quarto evento considerato)</i>	144
6.38	<i>Raffronto tra portate registrate a Bolzano Vicentino, Ponte Pilo e quelle stimate a Bolzano Vicentino tramite la dispersione (quinto evento considerato)</i>	144

6.39	<i>Raffronto tra portate registrate a Bolzano Vicentino, Ponte Pilo e quelle stimate a Bolzano Vicentino tramite la dispersione (sesto evento considerato)</i>	145
6.40	<i>Raffronto tra portate registrate a Bolzano Vicentino, Ponte Pilo e quelle stimate a Bolzano Vicentino tramite la dispersione (nono evento considerato)</i>	145
6.41	<i>Raffronto tra portate registrate a Bolzano Vicentino, Ponte Pilo e quelle stimate a Bolzano Vicentino tramite la dispersione (decimo evento considerato)</i>	146
6.42	<i>Raffronto tra portate registrate a Bolzano Vicentino, Ponte Pilo e quelle stimate a Bolzano Vicentino tramite la dispersione (undicesimo evento considerato)</i>	146
6.43	<i>Uso del suolo nel bacino del fiume Tesina chisuo a Bolzano Vicentino</i>	149
6.44	<i>Diversi valori dello spessore dello strato collaborante imponendo $Z_r = 1000\text{mm}$</i>	151
6.45	<i>Variazione della risposta idrologica al variare di K_c, coefficiente di conducibilità idraulica</i>	152
6.46	<i>Variazione della portata superficiale al variare di K_c, coefficiente di conducibilità idraulica</i>	153
6.47	<i>Variazione della portata subsuperficiale al variare di K_c, coefficiente di conducibilità idraulica</i>	153
6.48	<i>Variazione della portata profonda al variare di K_c, coefficiente di conducibilità idraulica</i>	154
6.49	<i>Variazione della risposta idrologica al variare di u, celerità dell'onda di piena</i>	155
6.50	<i>Variazione della risposta idrologica al variare di Z_r, spessore dello strato collaborante</i>	156
6.51	<i>Variazione della portata superficiale al variare di Z_r, spessore dello strato collaborante</i>	156
6.52	<i>Variazione della portata subsuperficiale al variare di Z_r, spessore dello strato collaborante</i>	157

6.53	<i>Variazione della portata profonda al variare di Z_r, spessore dello strato collaborante</i>	157
6.54	<i>Variazione della risposta idrologica al variare di α, coefficiente di ripartizione tra i percorsi subsuperficiale e profondo</i>	158
6.55	<i>Variazione della portata superficiale al variare di α, coefficiente di ripartizione tra i percorsi subsuperficiale e profondo</i>	159
6.56	<i>Variazione della portata subsuperficiale al variare di α, coefficiente di ripartizione tra i percorsi subsuperficiale e profondo</i>	159
6.57	<i>Variazione della portata profonda al variare di α, coefficiente di ripartizione tra i percorsi subsuperficiale e profondo</i>	160
6.58	<i>Variazione della risposta idrologica al variare di α, coefficiente di Clapp-Hornberger</i>	161
6.59	<i>Variazione della portata superficiale al variare di α, coefficiente di Clapp-Hornberger</i>	161
6.60	<i>Variazione della portata subsuperficiale al variare di α, coefficiente di Clapp-Hornberger</i>	162
6.61	<i>Variazione della portata profonda al variare di c, coefficiente di Clapp-Hornberger</i>	162
6.62	<i>Variazione della risposta idrologica al variare di s_0, contenuto d'acqua iniziale</i>	163
6.63	<i>Variazione della portata superficiale al variare di s_0, contenuto d'acqua iniziale</i>	164
6.64	<i>Variazione della portata subsuperficiale al variare di s_0, contenuto d'acqua iniziale</i>	164
6.65	<i>Variazione della portata profonda al variare di s_0, contenuto d'acqua iniziale</i>	165
6.66	<i>Variazione della risposta idrologica al variare di b, esponente che lega il contenuto d'acqua nel suolo con la percentuale di acque sature</i>	165
6.67	<i>Variazione della portata superficiale al variare di b, esponente che lega il contenuto d'acqua nel suolo con la percentuale di acque sature</i>	166

6.68	<i>Variazione della portata subsuperficiale al variare di b, esponente che lega il contenuto d'acqua nel suolo con la percentuale di acque sature</i>	166
6.69	<i>Variazione della portata profonda al variare di b, esponente che lega il contenuto d'acqua nel suolo con la percentuale di acque sature</i>	167
6.70	<i>Variazione della risposta idrologica al variare di t_{urb}, tempo medio di residenza urbano</i>	168
6.71	<i>Variazione della risposta idrologica al variare di t_{sup}, tempo medio di residenza superficiale</i>	168
6.72	<i>Variazione della portata superficiale al variare di t_{sup}, tempo medio di residenza superficiale</i>	169
6.73	<i>Variazione della risposta idrologica al variare di t_{sub}, tempo medio di residenza subsuperficiale</i>	169
6.74	<i>Variazione della portata subsuperficiale al variare di t_{sub}, tempo medio di residenza subsuperficiale</i>	170
6.75	<i>Variazione della risposta idrologica al variare di t_{prof}, tempo medio di residenza profondo</i>	170
6.76	<i>Variazione della portata profonda al variare di t_{prof}, tempo medio di residenza profondo</i>	171
6.77	<i>Esempio di file di output del modello geomorfologico, con i quattro contributi, la portata calcolata tenendo conto delle dispersioni e la portata misurata</i>	172
6.78	<i>Contributi urbano, superficiale, subsuperficiale, profondo alla portata e portata totale con l'aggiunta dell'effetto delle dispersioni nel primo evento, prima calibrazione</i>	176
6.79	<i>Ietogramma e confronto tra portata modellata e misurata del primo evento considerato, prima calibrazione</i>	176
6.80	<i>Contributi urbano, superficiale, subsuperficiale, profondo alla portata e portata totale con l'aggiunta dell'effetto delle dispersioni nel secondo evento, prima calibrazione</i>	177

6.81	<i>Ietogramma e confronto tra portata modellata e misurata del secondo evento considerato, prima calibrazione</i>	177
6.82	<i>Contributi urbano, superficiale, subsuperficiale, profondo alla portata e portata totale con l'aggiunta dell'effetto delle dispersioni nel terzo evento, prima calibrazione</i>	179
6.83	<i>Ietogramma e confronto tra portata modellata e misurata del terzo evento considerato, prima calibrazione</i>	179
6.84	<i>Contributi urbano, superficiale, subsuperficiale, profondo alla portata e portata totale con l'aggiunta dell'effetto delle dispersioni nel quarto evento, prima calibrazione</i>	181
6.85	<i>Ietogramma e confronto tra portata modellata e misurata del quarto evento considerato, prima calibrazione</i>	181
6.86	<i>Contributi urbano, superficiale, subsuperficiale, profondo alla portata e portata totale con l'aggiunta dell'effetto delle dispersioni nel quinto evento, prima calibrazione</i>	183
6.87	<i>Ietogramma e confronto tra portata modellata e misurata del quinto evento considerato, prima calibrazione</i>	183
6.88	<i>Contributi urbano, superficiale, subsuperficiale, profondo alla portata e portata totale con l'aggiunta dell'effetto delle dispersioni nel sesto evento, prima calibrazione</i>	184
6.89	<i>Ietogramma e confronto tra portata modellata e misurata del sesto evento considerato, prima calibrazione</i>	184
6.90	<i>Contributi urbano, superficiale, subsuperficiale, profondo alla portata e portata totale con l'aggiunta dell'effetto delle dispersioni nel settimo evento, prima calibrazione</i>	186
6.91	<i>Ietogramma e confronto tra portata modellata e misurata del settimo evento considerato, prima calibrazione</i>	186
6.92	<i>Contributi urbano, superficiale, subsuperficiale, profondo alla portata e portata totale con l'aggiunta dell'effetto delle dispersioni nell'ottavo evento, prima calibrazione</i>	187

6.93	<i>Ietogramma e confronto tra portata modellata e misurata dell'ottavo evento considerato, prima calibrazione</i>	187
6.94	<i>Contributi urbano, superficiale, subsuperficiale, profondo alla portata e portata totale con l'aggiunta dell'effetto delle dispersioni nel nono evento, prima calibrazione</i>	189
6.95	<i>Ietogramma e confronto tra portata modellata e misurata del nono evento considerato, prima calibrazione</i>	189
6.96	<i>Contributi urbano, superficiale, subsuperficiale, profondo alla portata e portata totale con l'aggiunta dell'effetto delle dispersioni nel decimo evento, prima calibrazione</i>	191
6.97	<i>Ietogramma e confronto tra portata modellata e misurata del decimo evento considerato, prima calibrazione</i>	191
6.98	<i>Contributi urbano, superficiale, subsuperficiale, profondo alla portata e portata totale con l'aggiunta dell'effetto delle dispersioni nell'undicesimo evento, prima calibrazione</i>	192
6.99	<i>Ietogramma e confronto tra portata modellata e misurata dell'undicesimo evento considerato, prima calibrazione</i>	192
6.100	<i>Contributi urbano, superficiale, subsuperficiale, profondo alla portata e portata totale con l'aggiunta dell'effetto delle dispersioni nel primo evento, seconda calibrazione</i>	195
6.101	<i>Ietogramma e confronto tra portata modellata e misurata del primo evento considerato, seconda calibrazione</i>	195
6.102	<i>Contributi urbano, superficiale, subsuperficiale, profondo alla portata e portata totale con l'aggiunta dell'effetto delle dispersioni nel secondo evento, seconda calibrazione</i>	197
6.103	<i>Ietogramma e confronto tra portata modellata e misurata del secondo evento considerato, seconda calibrazione</i>	197
6.104	<i>Contributi urbano, superficiale, subsuperficiale, profondo alla portata e portata totale con l'aggiunta dell'effetto delle dispersioni nel terzo evento, seconda calibrazione</i>	199

6.105	<i>Ietogramma e confronto tra portata modellata e misurata del terzo evento considerato, seconda calibrazione</i>	199
6.106	<i>Contributi urbano, superficiale, subsuperficiale, profondo alla portata e portata totale con l'aggiunta dell'effetto delle dispersioni nel quarto evento, seconda calibrazione</i>	200
6.107	<i>Ietogramma e confronto tra portata modellata e misurata del quarto evento considerato, seconda calibrazione</i>	200
6.108	<i>Contributi urbano, superficiale, subsuperficiale, profondo alla portata e portata totale con l'aggiunta dell'effetto delle dispersioni nel quinto evento, seconda calibrazione</i>	202
6.109	<i>Ietogramma e confronto tra portata modellata e misurata del quinto evento considerato, seconda calibrazione</i>	202
6.110	<i>Contributi urbano, superficiale, subsuperficiale, profondo alla portata e portata totale con l'aggiunta dell'effetto delle dispersioni nel sesto evento, seconda calibrazione</i>	204
6.111	<i>Ietogramma e confronto tra portata modellata e misurata del sesto evento considerato, seconda calibrazione</i>	204
6.112	<i>Contributi urbano, superficiale, subsuperficiale, profondo alla portata e portata totale con l'aggiunta dell'effetto delle dispersioni nel settimo evento, seconda calibrazione</i>	205
6.113	<i>Ietogramma e confronto tra portata modellata e misurata del settimo evento considerato, seconda calibrazione</i>	205
6.114	<i>Contributi urbano, superficiale, subsuperficiale, profondo alla portata e portata totale con l'aggiunta dell'effetto delle dispersioni nell'ottavo evento, seconda calibrazione</i>	207
6.115	<i>Ietogramma e confronto tra portata modellata e misurata dell'ottavo evento considerato, seconda calibrazione</i>	207
6.116	<i>Contributi urbano, superficiale, subsuperficiale, profondo alla portata e portata totale con l'aggiunta dell'effetto delle dispersioni nel nono evento, seconda calibrazione</i>	209

6.117	<i>Ietogramma e confronto tra portata modellata e misurata del nono evento considerato, seconda calibrazione</i>	209
6.118	<i>Contributi urbano, superficiale, subsuperficiale, profondo alla portata e portata totale con l'aggiunta dell'effetto delle dispersioni nel decimo evento, seconda calibrazione</i>	210
6.119	<i>Ietogramma e confronto tra portata modellata e misurata del decimo evento considerato, seconda calibrazione</i>	210
6.120	<i>Contributi urbano, superficiale, subsuperficiale, profondo alla portata e portata totale con l'aggiunta dell'effetto delle dispersioni nell'undicesimo evento, seconda calibrazione</i>	212
6.121	<i>Ietogramma e confronto tra portata modellata e misurata dell'undicesimo evento considerato, seconda calibrazione</i>	212
6.122	<i>Contributi urbano, superficiale, subsuperficiale, profondo alla portata e portata totale con l'aggiunta dell'effetto delle dispersioni nel primo evento, terza calibrazione</i>	215
6.123	<i>Ietogramma e confronto tra portata modellata e misurata del primo evento considerato, terza calibrazione</i>	215
6.124	<i>Contributi urbano, superficiale, subsuperficiale, profondo alla portata e portata totale con l'aggiunta dell'effetto delle dispersioni nel secondo evento, terza calibrazione</i>	217
6.125	<i>Ietogramma e confronto tra portata modellata e misurata del secondo evento considerato, terza calibrazione</i>	217
6.126	<i>Contributi urbano, superficiale, subsuperficiale, profondo alla portata e portata totale con l'aggiunta dell'effetto delle dispersioni nel terzo evento, terza calibrazione</i>	219
6.127	<i>Ietogramma e confronto tra portata modellata e misurata del terzo evento considerato, terza calibrazione</i>	219
6.128	<i>Contributi urbano, superficiale, subsuperficiale, profondo alla portata e portata totale con l'aggiunta dell'effetto delle dispersioni nel quarto evento, terza calibrazione</i>	220

6.129	<i>Ietogramma e confronto tra portata modellata e misurata del quarto evento considerato, terza calibrazione</i>	220
6.130	<i>Contributi urbano, superficiale, subsuperficiale, profondo alla portata e portata totale con l'aggiunta dell'effetto delle dispersioni nel quinto evento, terza calibrazione</i>	222
6.131	<i>Ietogramma e confronto tra portata modellata e misurata del quinto evento considerato, terza calibrazione</i>	222
6.132	<i>Contributi urbano, superficiale, subsuperficiale, profondo alla portata e portata totale con l'aggiunta dell'effetto delle dispersioni nel sesto evento, terza calibrazione</i>	223
6.133	<i>Ietogramma e confronto tra portata modellata e misurata del sesto evento considerato, terza calibrazione</i>	223
6.134	<i>Contributi urbano, superficiale, subsuperficiale, profondo alla portata e portata totale con l'aggiunta dell'effetto delle dispersioni nel settimo evento, terza calibrazione</i>	225
6.135	<i>Ietogramma e confronto tra portata modellata e misurata del settimo evento considerato, terza calibrazione</i>	225
6.136	<i>Contributi urbano, superficiale, subsuperficiale, profondo alla portata e portata totale con l'aggiunta dell'effetto delle dispersioni nell'ottavo evento, terza calibrazione</i>	227
6.137	<i>Ietogramma e confronto tra portata modellata e misurata dell'ottavo evento considerato, terza calibrazione</i>	227
6.138	<i>Contributi urbano, superficiale, subsuperficiale, profondo alla portata e portata totale con l'aggiunta dell'effetto delle dispersioni nel nono evento, terza calibrazione</i>	228
6.139	<i>Ietogramma e confronto tra portata modellata e misurata del nono evento considerato, terza calibrazione</i>	228
6.140	<i>Contributi urbano, superficiale, subsuperficiale, profondo alla portata e portata totale con l'aggiunta dell'effetto delle dispersioni nel decimo evento, terza calibrazione</i>	230

6.141	<i>Ietogramma e confronto tra portata modellata e misurata del decimo evento considerato, terza calibrazione</i>	230
6.142	<i>Contributi urbano, superficiale, subsuperficiale, profondo alla portata e portata totale con l'aggiunta dell'effetto delle dispersioni nell'undicesimo evento, terza calibrazione</i>	232
6.143	<i>Ietogramma e confronto tra portata modellata e misurata dell'undicesimo evento considerato, terza calibrazione</i>	232

Elenco delle tabelle

1.1	<i>Dati delle concessioni di derivazione da corpo idrico superficiale con portata media superiore ad 1 m³/s [2]</i>	9
1.2	<i>Dati delle concessioni di derivazione da acque sotterranee con portata media superiore a 25 l/s o portata massima superiore a 50 l/s [2]</i>	10
1.3	<i>Aree dei sei macrobacini</i>	21
2.1	<i>Coordinate delle stazioni pluviometriche considerate</i>	25
2.2	<i>Eventi considerati nello studio</i>	33
2.3	<i>Volumi precipitati e defluiti nelle sezioni di Ponte Pilo e Bolzano Vicentino nel primo evento</i>	40
2.4	<i>Volumi precipitati e defluiti nelle sezioni di Ponte Pilo e Bolzano Vicentino nel secondo evento</i>	41
2.5	<i>Volumi precipitati e defluiti nelle sezioni di Ponte Pilo e Bolzano Vicentino nel terzo evento</i>	43
2.6	<i>Volumi precipitati e defluiti nelle sezioni di Ponte Pilo e Bolzano Vicentino nel quarto evento</i>	45
2.7	<i>Volumi precipitati e defluiti nelle sezioni di Ponte Pilo e Bolzano Vicentino nel quinto evento</i>	45
2.8	<i>Volumi precipitati e defluiti nelle sezioni di Ponte Pilo e Bolzano Vicentino nel sesto evento</i>	47
2.9	<i>Volumi precipitati e defluiti nelle sezioni di Ponte Pilo e Bolzano Vicentino nel settimo evento</i>	48

2.10	<i>Volumi precipitati e defluiti nelle sezioni di Ponte Pilo e Bolzano Vicentino nell'ottavo evento</i>	50
2.11	<i>Volumi precipitati e defluiti nelle sezioni di Ponte Pilo e Bolzano Vicentino nel nono evento</i>	51
2.12	<i>Volumi precipitati e defluiti nelle sezioni di Ponte Pilo e Bolzano Vicentino nel decimo evento</i>	53
2.13	<i>Volumi precipitati e defluiti nelle sezioni di Ponte Pilo e Bolzano Vicentino nell'undicesimo evento</i>	54
3.1	<i>Differenti densità di drenaggio per le varie soglie imposte per de- finire i siti canalizzati</i>	62
6.1	<i>Superfici delle quattro diverse tipologie di aree all'interno del Ba- cino: aree concave, piate, convesse e impermeabili</i>	112
6.2	<i>Spessore dello strato collaborante nelle quattro diverse tipologie di aree all'interno del Bacino: aree concave, piate, convesse e impermeabili</i>	114
6.3	<i>Valori di area e conducibilità idraulica per ciascuna classe di tipo di suolo</i>	117
6.4	<i>Aree e percentuali delle diverse classi di uso del suolo nel bacino considerato</i>	149
6.5	<i>Set di parametri utilizzato con $\beta = 0.7$</i>	174
6.6	<i>Contenuto d'acqua iniziale e altezza del serbatoio profondo nei vari eventi con $\beta = 0.7$</i>	174
6.7	<i>Volumi defluiti e portate di picco modellati e misurati durante il primo evento, prima calibrazione</i>	175
6.8	<i>Volumi defluiti e portate di picco modellati e misurati durante il secondo evento, prima calibrazione</i>	178
6.9	<i>Volumi defluiti e portate di picco modellati e misurati durante il terzo evento, prima calibrazione</i>	178
6.10	<i>Volumi defluiti e portate di picco modellati e misurati durante il quarto evento, prima calibrazione</i>	180

6.11	<i>Volumi defluiti e portate di picco modellati e misurati durante il quinto evento, prima calibrazione</i>	182
6.12	<i>Volumi defluiti e portate di picco modellati e misurati durante il sesto evento, prima calibrazione</i>	182
6.13	<i>Volumi defluiti e portate di picco modellati e misurati durante il settimo evento, prima calibrazione</i>	185
6.14	<i>Volumi defluiti e portate di picco modellati e misurati durante l'ottavo evento, prima calibrazione</i>	188
6.15	<i>Volumi defluiti e portate di picco modellati e misurati durante il nono evento, prima calibrazione</i>	188
6.16	<i>Volumi defluiti e portate di picco modellati e misurati durante il decimo evento, prima calibrazione</i>	190
6.17	<i>Volumi defluiti e portate di picco modellati e misurati durante l'undicesimo evento, prima calibrazione</i>	190
6.18	<i>Set di parametri utilizzato con $\beta = 0.3$</i>	193
6.19	<i>Contenuto d'acqua iniziale e altezza del serbatoio profondo nei vari eventi con $\beta = 0.3$</i>	194
6.20	<i>Volumi defluiti e portate di picco modellati e misurati durante il primo evento, seconda calibrazione</i>	194
6.21	<i>Volumi defluiti e portate di picco modellati e misurati durante il secondo evento, seconda calibrazione</i>	196
6.22	<i>Volumi defluiti e portate di picco modellati e misurati durante il terzo evento, seconda calibrazione</i>	198
6.23	<i>Volumi defluiti e portate di picco modellati e misurati durante il quarto evento, seconda calibrazione</i>	198
6.24	<i>Volumi defluiti e portate di picco modellati e misurati durante il quinto evento, seconda calibrazione</i>	201
6.25	<i>Volumi defluiti e portate di picco modellati e misurati durante il sesto evento, seconda calibrazione</i>	203
6.26	<i>Volumi defluiti e portate di picco modellati e misurati durante il settimo evento, seconda calibrazione</i>	203

6.27	<i>Volumi defluiti e portate di picco modellati e misurati durante l'ottavo evento, seconda calibrazione</i>	206
6.28	<i>Volumi defluiti e portate di picco modellati e misurati durante il nono evento, seconda calibrazione</i>	208
6.29	<i>Volumi defluiti e portate di picco modellati e misurati durante il decimo evento, seconda calibrazione</i>	208
6.30	<i>Volumi defluiti e portate di picco modellati e misurati durante l'undicesimo evento, seconda calibrazione</i>	211
6.31	<i>Valori assegnati al coefficiente β per varie intensità di precipitazione</i>	213
6.32	<i>Set di parametri utilizzato con β variabile</i>	214
6.33	<i>Contenuto d'acqua iniziale e altezza del serbatoio profondo nei vari eventi con β variabile</i>	214
6.34	<i>Volumi defluiti e portate di picco modellati e misurati durante il primo evento, terza calibrazione</i>	216
6.35	<i>Volumi defluiti e portate di picco modellati e misurati durante il secondo evento, terza calibrazione</i>	216
6.36	<i>Volumi defluiti e portate di picco modellati e misurati durante il terzo evento, terza calibrazione</i>	218
6.37	<i>Volumi defluiti e portate di picco modellati e misurati durante il quarto evento, terza calibrazione</i>	221
6.38	<i>Volumi defluiti e portate di picco modellati e misurati durante il quinto evento, terza calibrazione</i>	221
6.39	<i>Volumi defluiti e portate di picco modellati e misurati durante il sesto evento, terza calibrazione</i>	224
6.40	<i>Volumi defluiti e portate di picco modellati e misurati durante il settimo evento, terza calibrazione</i>	224
6.41	<i>Volumi defluiti e portate di picco modellati e misurati durante l'ottavo evento, terza calibrazione</i>	226
6.42	<i>Volumi defluiti e portate di picco modellati e misurati durante il nono evento, terza calibrazione</i>	229

6.43	<i>Volumi defluiti e portate di picco modellati e misurati durante il decimo evento, terza calibrazione</i>	229
6.44	<i>Volumi defluiti e portate di picco modellati e misurati durante l'undicesimo evento, terza calibrazione</i>	231
6.45	<i>Tre diversi set di parametri utilizzati nelle differenti calibrazioni</i>	233
6.46	<i>Valori dei picchi di piena e dei volumi defluiti con relativi errori nei diversi casi studiati durante il primo evento considerato</i>	234
6.47	<i>Valori dei picchi di piena e dei volumi defluiti con relativi errori nei diversi casi studiati durante il secondo evento considerato</i>	234
6.48	<i>Valori dei picchi di piena e dei volumi defluiti con relativi errori nei diversi casi studiati durante il terzo evento considerato</i>	235
6.49	<i>Valori dei picchi di piena e dei volumi defluiti con relativi errori nei diversi casi studiati durante il quarto evento considerato</i>	235
6.50	<i>Valori dei picchi di piena e dei volumi defluiti con relativi errori nei diversi casi studiati durante il quinto evento considerato</i>	236
6.51	<i>Valori dei picchi di piena e dei volumi defluiti con relativi errori nei diversi casi studiati durante il sesto evento considerato</i>	236
6.52	<i>Valori dei picchi di piena e dei volumi defluiti con relativi errori nei diversi casi studiati durante il settimo evento considerato</i>	236
6.53	<i>Valori dei picchi di piena e dei volumi defluiti con relativi errori nei diversi casi studiati durante l'ottavo evento considerato</i>	237
6.54	<i>Valori dei picchi di piena e dei volumi defluiti con relativi errori nei diversi casi studiati durante il nono evento considerato</i>	237
6.55	<i>Valori dei picchi di piena e dei volumi defluiti con relativi errori nei diversi casi studiati durante il decimo evento considerato</i>	237
6.56	<i>Valori dei picchi di piena e dei volumi defluiti con relativi errori nei diversi casi studiati durante l'undicesimo evento considerato</i>	238

Capitolo 1

Inquadramento territoriale

1.1 Inquadramento geografico

Il fiume Astico nasce dal settore sud orientale dell'Altopiano di Folgaria, nel territorio della Provincia autonoma di Trento, tra il monte Sommo Alto e il monte Plant, ad una quota di 1441 *m s.l.m.m.*. L'asta principale ha uno sviluppo complessivo, fino a Bolzano Vicentino, di circa 83 *km* ed una pendenza media del 17 ‰. Il suo bacino idrografico chiuso a Bolzano Vicentino ricopre una superficie complessiva di circa 740 *km*², quasi interamente compresi all'interno della Provincia di Vicenza e solo in minima parte nella Provincia autonoma di Trento (figura 1.1).

Appena dopo la sorgente, per i primi 7 *km* circa, la direzione presa dall'Astico è verso Nord e Nord-Est, fino ad arrivare alla località di Buse, che è situata alle pendici dell'Altopiano di Lavarone, all'apice della valle dell'Astico. Da qui infatti si ha un cambio di direzione dell'asta principale verso Sud e Sud-Est, e si ha l'attraversamento degli abitati di Lastebasse e Casotto. In questo tratto l'Astico riceve diversi affluenti, in particolare sulla destra i torrenti Val Civetta, Val Roa e Val Longa, che hanno origine dal versante settentrionale del massiccio di Campomolon, mentre in sinistra si trova il Rio Torto, che scende dall'Altopiano di Lavarone. Nei pressi di Casotto vi è inoltre l'affluenza del torrente Torra che proviene dal Basson di Sopra. Passata questa località, l'Astico si dirige verso

Sud, riceve in destra il torrente Valpegara ed in sinistra i torrenti Val dei Mori e Val Rigoglioso, ed arriva al paese di Pedescala, dove si ha la confluenza del torrente Assa. Tale corso d'acqua sottende un bacino imbrifero molto ampio: esso nasce a quota 1400 *m s.l.m.m.* al Passo Vezzena, si dirige verso Est fino alla località Ghertele, da dove devia verso Sud e Sud-Est fino a Roana. A valle di questo paese il torrente, che risulta essere profondamente incassato, piega con un'ampia curva in direzione Sud-Ovest, fino a giungere alla confluenza con l'Astico. Il torrente Assa riceve a sua volta il contributo di diversi affluenti, tra i quali in sinistra il Val Sparvieri, Val La Rotta che provengono dai massicci del Vezzena e del Manderiolo, il Portule, che anche con il suo affluente Galmarara raccoglie le acque dei versanti meridionali del Monte Pallone e di Cima Dodici ed infine il Ghelpach, il quale nasce dai Monti Longara e Nos e passa a Gallio e Asiago; per quanto riguarda gli affluenti di destra del torrente Assa, essi convogliano le acque delle pendici settentrionali del Verena. Si nota quindi come il bacino imbrifero di riferimento del torrente Assa sia molto esteso, con il contributo di molta della superficie appartenente all'Altopiano dei Sette Comuni. Dopo Pedescala, l'Astico procede con direzione Sud fino a Seghe di Velo, dove si ha la confluenza di un importante affluente di destra, il torrente Posina, che ha origine con il nome di Val del Lovo dal Monte Borcoletta, sulle pendici orientali del Monte Pasubio, riceve a sua volta il contributo dei torrenti Zara e Rio Fredo in sinistra ed attraversa il paese di Arsiero. Da Seghe di Velo l'Astico piega con direzione Nord-Ovest, Sud-Est e tramite uno sviluppo tortuoso e ricevendo in destra il Rivo Narotti ed in sinistra la Val Chiavona, passa per gli abitati di Meda, Piovene Rocchette, Caltrano, Calvene e Lugo, sboccando nell'alta pianura veneta. In località Lupia l'Astico riceve in sinistra il fiume Tesina e assume il nome dell'affluente. Quest'ultimo è un corso di risorgiva originato ed alimentato da polle perenni che sgorgano a monte di Sandrigo. Esso scende da questo abitato con direzione Sud ricevendo i contributi dei torrenti Laverda e Chiavone, che provengono dai Monti Bertiaga e Frolla. Il Tesina, dopo la confluenza con l'Astico, procede in direzione Sud fino ad immettersi in sinistra del fiume Bacciglione. Dalla sorgente, il fiume Astico attraversa i confini amministrativi di

svariati comuni: Folgaria e Lavarone, appartenenti alla Provincia autonoma di Trento; Lastebasse, Pedemonte, Valdastico, Cogollo del Cengio, Velo d'Astico, Piovene Rocchette, Caltrano, Chiuppano, Calvene, Lugo di Vicenza, Zugliano, Fara Vicentino, Sarcedo, Breganze, Montecchio Precalcino e Bolzano Vicentino, facenti parte della Provincia di Vicenza.

1.2 Inquadramento geomorfologico

L'Astico presenta caratteristiche morfologiche diverse lungo il proprio percorso, a seconda delle caratteristiche del territorio circostante. Nella parte alta, tra le località Lastebasse e Pedescala, fino ad Arsiero, l'Astico assume una morfologia tipica di un torrente alpino, con un alveo stretto e a tratti sinuoso, caratterizzato dalla presenza di diversi rami, ma con la presenza di un filone principale di corrente. La pendenza in questo tratto risulta essere relativamente elevata, con una grossa presenza di substrati grossolani: a partire da accumuli di ciottoli e ghiaia nella parte più bassa, fino all'abbondare di sassi e grandi massi nella parte più alta. Uscendo dalla Val d'Astico, nei pressi dell'abitato di Arsiero, il fiume cambia leggermente le proprie caratteristiche, arrivando ad avere un alveo più largo ed una pendenza inferiore rispetto al tratto precedente. Anche il substrato dominante cambia: in questo caso si ha una grossa presenza di granulometria intermedia, con abbondanza di ciottoli e sassi. Tali caratteristiche rimangono simili lungo tutto il tratto fino a Lugo di Vicenza. Dopo la confluenza con il Tesina, il corso d'acqua cambia ancora e assume le sembianze di un tipico fiume di pianura, con lunghi tratti a flusso uniforme, scarsa pendenza e un substrato dominante con granulometria fine e con abbondanza di sabbia e ghiaia. Anche da un punto di vista geologico si trovano delle differenze tra il primo tratto del fiume Astico, quando si trova all'interno di una valle alpina, e la parte che invece si sviluppa in pianura. In particolare il tratto alpino è caratterizzato principalmente da calcari e dolomie incarsiti con varie sorgenti che sgorgano ai piedi del rilievo carsico. Questa parte del fiume Astico è interessata inoltre dalla presenza dell'acquifero carsico dell'Altopiano di Asiago, il quale è formato da

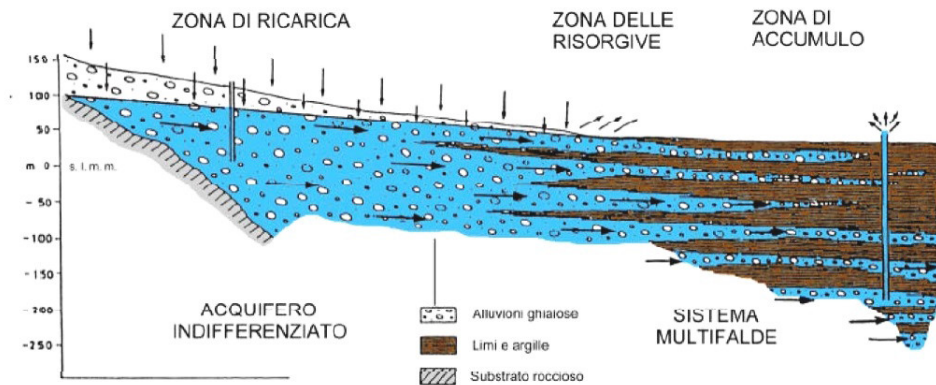


Figura 1.2: *Schema idrogeologico dell'Alta e Media pianura veneta*

rocce dolomitiche e calcaree. La parte inferiore dell'Astico, a valle di Seghe di Velo, è più tipica di una pianura veneta, con la presenza di depositi alluvionali e morenici di granulometria ghiaiosa e ciottolosa. In questa zona nel sottosuolo vi sono abbondanti risorse idriche di buona qualità, risorse che fanno parte del grande sistema idrogeologico dell'alta e media pianura veneta. Si ha infatti che le alluvioni ghiaiose del fiume Astico (come d'altra parte anche quelle del Leogra e del Brenta) costituiscono un serbatoio ad elevata permeabilità sede di una falda di tipo freatico a nord e di più confinate falde a sud. Nella zona di confine tra queste due diverse conformazioni sono presenti le risorgive, dovute all'affioramento della falda freatica dal piano campagna, costituite da una serie di polle nelle zone di Dueville, Sandrigo e Caldogeno. Tale zona prende il nome di fascia delle risorgive.

Da un punto di vista fisico, la formazione della Val d'Astico va ricercata nei processi geomorfologici avvenuti durante l'ultima era glaciale. Si ha infatti un forte rapporto di interdipendenza tra i lineamenti tettonici principali e lo sviluppo delle valli che ospitano i corsi d'acqua principali. Tale correlazione risulta essere evidente anche nel caso dell'Astico, sia nella valle alpina del suo tratto più a monte, sia per quanto riguarda il tratto vallivo, nel quale il fiume segue le linee di massima pendenza che si sono create dalle dislocazioni e deformazioni tettoniche. La Val d'Astico presenta segni chiari di una modellazione ad opera dei ghiacciai: la morfologia della valle presenta infatti fianchi ripidi raccordanti un fondo largo

e pianeggiante alluvionale e vi sono inoltre diversi apparati morenici. I rapporti tra il corso d'aqua e la falda in pianura sono caratterizzati da un complesso equilibrio idrodinamico, con processi di dispersione e di ricarica che si alternano e a volte si sovrappongono. Nel tratto intravallivo l'Astico presenta comportamenti ambivalenti legati ai diversi domini idrogeologici attraversati. Nel suo deflusso verso valle l'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 una potente coltre indifferenziata di depositi alluvionali quaternari.

1.2.1 Il settore intravallivo

La circolazione idrica sotterranea del sistema idrogeologico intravallivo è caratterizzata da uno stretto rapporto di interdipendenza esistente tra fiume e falda freatica di fondovalle. Nei depositi sciolti di varia natura presenti in questa zona, la circolazione idrica sotterranea, che è sostenuta e guidata da un substrato roccioso, si concentra lungo le lenti di materiale di granulometria più grossolana (sabbie e ghiaie) caratterizzate da una maggiore permeabilità. In tutto questo tratto intravallivo l'alimentazione dell'Astico è di carattere discontinuo e puntuale soprattutto a ridosso dell'Altopiano dei Sette Comuni. L'Astico a sua volta disperde parte della propria portata ogni qualvolta incontra delle formazioni permeabili aventi livello di saturazione inferiore rispetto al livello idrometrico del fiume. Il settore intravallivo che si sviluppa tra la diga di Leda e Caltrano è caratterizzato da rilievi ripidi, valli secondarie molto incise, canali e creste costituiti da rocce coerenti, calcari e dolomie a bassa porosità e ad elevata permeabilità per fessurazione-fratturazione e carsismo che favoriscono il deflusso sotterraneo. I Monti Paù, Cengio e Summano, che rappresentano l'orizzonte topografico della valle sono composti, infatti, da formazioni dolomie e calcari che

presentano diffusi fenomeni carsici, favoriti dalla composizione chimica della roccia e per quanto riguarda l'Altopiano di Asiago, dall'assetto suborizzontale della stratificazione. Tutto questo si traduce in una quasi assenza di fenomeni erosivi superficiali poichè l'acqua defluisce per vie sotterranee. Da Piovene Rocchette a Caltrano il versante sinistro della valle viene a mancare e l'Astico scorre ancora più a est, in una profonda gola, incisa dal fiume stesso nelle proprie alluvioni con importanti effetti dal punto di vista idrogeologico. In questo tratto sono predominanti i processi di dispersione dovuti sia alla natura molto permeabile dei depositi interessati dal corso d'acqua, sia alla presenza del paleoalveo dell'Astico che costituisce un asse privilegiato di drenaggio. Il tratto seguente, da Caltrano a Calvene, è invece caratterizzato da una diversa giacitura e composizione delle formazioni: l'alto versante settentrionale è infatti costituito da rocce cretacee e del Giurassico Superiore a stratificazione per lo più inclinata, intercalate da formazioni argillose e marnose. L'ultimo tratto intervallivo, che arriva quindi fino a Breganze e Sarcedo si sviluppa all'interno di basse colline di litologia principalmente vulcanica, costituite da basalti di colata, filoni e camini di lava e, in minor parte, da calcari e da depositi alluvionali più recenti. In tutto il settore intravallivo i depositi recenti e delle zone di esondazione dell'Astico sono costituiti da materiali sciolti poco addensati, per lo più granulari grossolani, come ghiaie, ciottoli e blocchi con scarsa matrice sabbiosa.

1.2.2 Il settore di pianura

Nei pressi di Breganze, dove si registra la scomparsa degli ultimi bassi rilievi collinari, l'Astico inizia a scorrere nell'alta pianura vicentina, dominio dell'acquifero indifferenziato. Si nota come, dal punto di vista idrogeologico, l'area di pianura interessata dall'Astico appartiene alla zona di ricarica degli acquiferi. In quest'area sono presenti grandi volumi di materiali ghiaiosi alluvionali, molto permeabili ($K = 10^{-3} - 10^{-4} \text{ m/s}$), che 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 sovrapposte può essere interpretata come il prolungamento a più livelli della grande falda indifferenziata esistente a monte. Il limite tra 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 tipiche risorgive è dovuto alla rastremazione progressiva e all'esaurimento delle ghiaie del livello più superficiale, interdigitato da più orizzonti impermeabili. 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 Est-Ovest, originando fiumi e rogge.

1.3 Asta principale dell'Astico

Il fiume Astico presenta una notevole complessità sia da un punto di vista idrologico sia per quanto riguarda la presenza di numerose utilizzazioni in grado di modificarne sensibilmente il regime. Da studi eseguiti dall'ARPAV dal 2006 fino ad oggi, si sono infatti censiti ben 119 diverse concessioni di derivazione da corpo idrico superficiale per una portata media complessiva di $70 \text{ m}^3/\text{s}$, di cui circa $61 \text{ m}^3/\text{s}$ riguardanti le concessioni che superano il metro cubo, che vengono riportate nella tabella 1.1

Anche per quanto riguarda le concessioni di prelievo da falda sotterranea l'ARPAV ha provveduto ad un censimento: dalle sorgenti dell'Astico fino alla sezione di Bolzano Vicentino sono stati individuati 466 pozzi per una portata media complessiva di $2.3 \text{ m}^3/\text{s}$. Si riportano nella tabella 1.2 i comuni dove sono presenti pozzi con valori di portata di concessione superiori a $25 \text{ l}/\text{s}$ come portata media o $50 \text{ l}/\text{s}$ come portata massima.

Da una rapida analisi si può osservare come le derivaioni d'acqua superficiale, ad uso prevalentemente idroelettrico, siano concentrate soprattutto nel tratto montano e lungo il canale Mordini, mentre quelle a valle riguardano prelievi prevalentemente ad uso irriguo. Per quanto riguarda invece i prelievi da falda

Tabella 1.1: *Dati delle concessioni di derivazione da corpo idrico superficiale con portata media superiore ad 1 m³/s [2]*

Identificativo pratica	Comune	Corso d'acqua	Portata media [m ³ /s]	Utilizzo
22_AS	Caltrano	Astico	6.4	en. elettrica
20_AS	Calvene	Astico	6.1	en. elettrica
4_AS	Calvene	Astico	6.1	en. elettrica
180_AS	Piovene Rocchette	Astico	5.9	en. elettrica
18_AS	Cogollo del Cengio	Astico	4.0	en. elettrica
179_AS	Cogollo del Cengio	Astico	4.0	en. elettrica
256_AS	Arsiero	Astico	3.3	en. elettrica
01_AS_GD	Zugliano	Canale Mordini	3.0	irriguo
243_AS	Zugliano	Canale Mordini	3.0	en. elettrica
242_AS	Zugliano	Canale Mordini	2.3	en. elettrica
244_AS	Zugliano	Canale Mordini	2.2	en. elettrica
281_AS	Sarcedo	Canale Mordini	2.0	en. elettrica
23_AS	Cogollo del Cengio	Astico	2.0	en. elettrica
33_PO	Arsiero	Canale di scarico	1.8	en. elettrica
64_PO	Arsiero	Canale di scarico	1.8	en. elettrica
272_AS	Pedemonte	Astico	1.6	en. elettrica
3_PO	Arisero	Posina	1.5	en. elettrica
44_PO	Posina	Posina	1.4	en. elettrica
10_PO	Arisero	Posina	1.1	en. elettrica
05_TE_GD	Bolzano Vicentino	Rio Tergola	1.0	piscicoltura
03_TE_GD	Valdastico	Astico	1.0	piscicoltura

Tabella 1.2: *Dati delle concessioni di derivazione da acque sotterranee con portata media superiore a 25 l/s o portata massima superiore a 50 l/s [2]*

Comune	Portata media [l/s]	Comune	Portata massima [l/s]
Arsiero	350	Bressanvido	350
Dueville	300	Arsiero	250
Bolzano Vicentino	140	Sandrigo	250
Valdastico	98	Bressanvido	250
Dueville	96	Breganze	225
Piovene Rocchette	95	Bolzano Vicentino	219
Dueville	93	Valdastico	200
Dueville	60	Sarcedo	200
Dueville	63	Montecchio Precalcino	200
Montecchio Precalcino	38	Montecchio Precalcino	175
Sandrigo	36	Montecchio Precalcino	175
Zanè	30	Sandrigo	150
Breganze	30	Bressanvido	150
Lastebasse	30	Bressanvido	120
Velo d'Astico	29	Posina	110
Lugo di Vicenza	27	Bolzano Vicentino	100
Lugo di Vicenza	25	Arsiero	85
Fara Vicentino	25	Breganze	80
Breganze	25	Dueville	75
		Arsiero	65
		Posina	60
		Breganze	50
		Breganze	50
		Posina	50
		Posina	50

vi è una concentrazione nei comuni di Arsiero e Posina per uso acquedottistico e lungo la fascia delle risorgive per uso irriguo.

Visto quindi il numero e la complessità delle derivazioni concesse, è interessante fornire un inquadramento di carattere generale dell'asta principale del fiume Astico, con un dettaglio relativo alle interconnessioni del sistema naturale con la rete idraulica artificiale creata per l'utilizzazione delle acque. Si riportano in particolare le derivazioni e le restituzioni presenti nel tratto di fiume compreso tra la diga di Leda e Bolzano Vicentino, riportando a livello grafico anche lo schema idraulico e un inquadramento geografico di ciascuna delle concessioni presenti.

La lunghezza totale del tratto compreso tra la diga di Leda e l'abitato di Bolzano Vicentino è di 33 *km*, che è qui analizzato suddividendolo in piccole porzioni.

Diga di Leda - Centrale Idroelettrica di Bessè

Circa un chilometro a monte 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 tale derivazione è posta a 227 *m s.l.m.m.*, mentre la quota di sfioro della diga si trova a 230 *m s.l.m.m.*, alla quale corrisponde il valore massimo di derivazione di 10 m^3/s . La portata che viene derivata e scaricata dalla centrale viene stimata tramite la curva di produzione dell'impianto. Per quanto riguarda il minimo deflusso vitale, esso è rilasciato tramite una paratoia a settore ed è calcolabile a partire dal grado di apertura della paratoia stessa, avvalendosi delle curve di scarico in funzione della quota d'invaso. Nei pressi di Ponte Pilo, ovvero circa 1.5 *km* a valle, si trova una stazione idrometrica di proprietà di Eusebio Energia (gestore della centrale idroelettrica sopracitata), finalizzata al monitoraggio delle portate in condizioni di morbida o piena. Da Ponte Pilo, l'Astico scorre per quasi 2 *km* fino alla località Bessè, dove si trova lo scarico dell'omonima centrale idroelettrica, che è alimentata dalla diga di Leda. Qui vi è il rilascio totale dell'acqua derivata alla diga e utilizzata per la produzione di energia elettrica

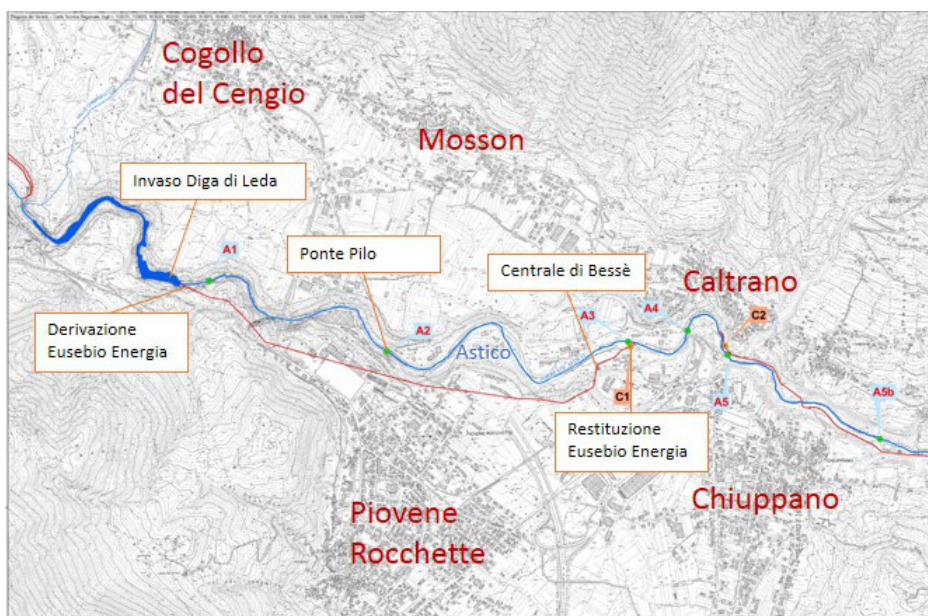


Figura 1.3: *Inquadramento geografico della Centrale di Bessè*

alla centrale di Bessè, tranne 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. In questo tratto, l'Astico non risulta essere interessato da ulteriori rilasci o sottrazioni d'acqua artificiali, nè in caso di magra da significativi contributi superficiali.

Centrali idroelettriche di Rozzola e di Calvene

A partire dallo scarico della centrale di Bessè, per meno di 1 km, fino a Caltrano, l'Astico presenta un deflusso che in regime di magra è determinato dalla produzione della centrale. Alcune centinaia di metri a valle della restituzione viene captata una portata massima pari a $10 \text{ m}^3/\text{s}$ tramite una traversa ed un'opera di derivazione in sinistra idrografica. Tale derivazione è di carattere idroelettrico e convoglia le acque alla centrale di Rozzola e successivamente alla centrale di Calvene (figure 1.6 e 1.7). Per portate inferiori a $10 \text{ m}^3/\text{s}$ il rilascio a valle della traversa è legato alle sole infiltrazioni al di sotto e attraverso l'opera di sbarramento. Il fiume Astico prosegue il suo percorso per circa 4 km dalla derivazione

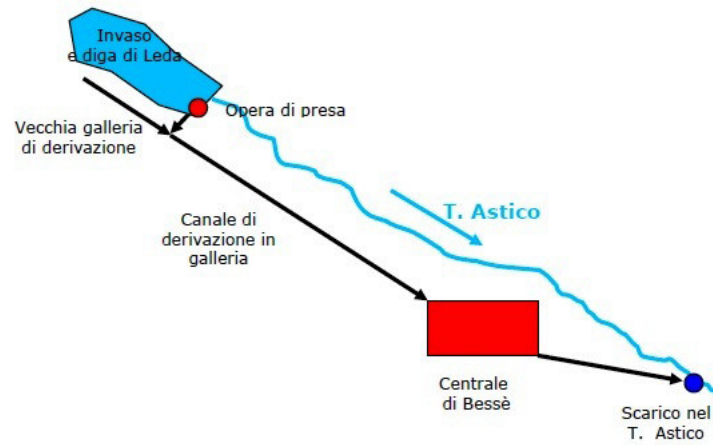


Figura 1.4: *Schema idraulico del tratto tra la diga di Leda e la centrale di Bessè [2]*



(a)



(b)

Figura 1.5: *Diga di Leda (a) e Scarico della Centrale di Bessè (b) [2]*



Figura 1.6: *Inquadramento geografico delle centrali di Rozzola e Calvene*

di Caltrano, fino all'opera idraulica subito a valle della centrale idroelettrica di Calvene, con una portata che risulta essere alquanto esigua in condizioni di magra. A valle dello scarico della Centrale di Calvene è presente un nodo idraulico: una botte a sifone permette a parte della portata di attraversare il fiume Astico (figura 1.8) e consente di restituire al fiume parte della portata turbinata a monte.

Centrali idroelettriche di Maglio e Serra

La centrale di Calvene rilascia parte della sua produzione in alveo in corrispondenza della botte a sifone che convoglia la restante parte dell'acqua in sponda sinistra per l'alimentazione di due centrali idroelettriche in cascata, le centrali di Maglio e Serra. Proseguendo verso valle il fiume Astico raggiunge il centro abitato di Lugo di Vicenza, dove, a monte del Ponte degli Alpini, avviene lo scarico della Centrale Serra, che è quindi l'ultima delle quattro centrali idroelettriche in

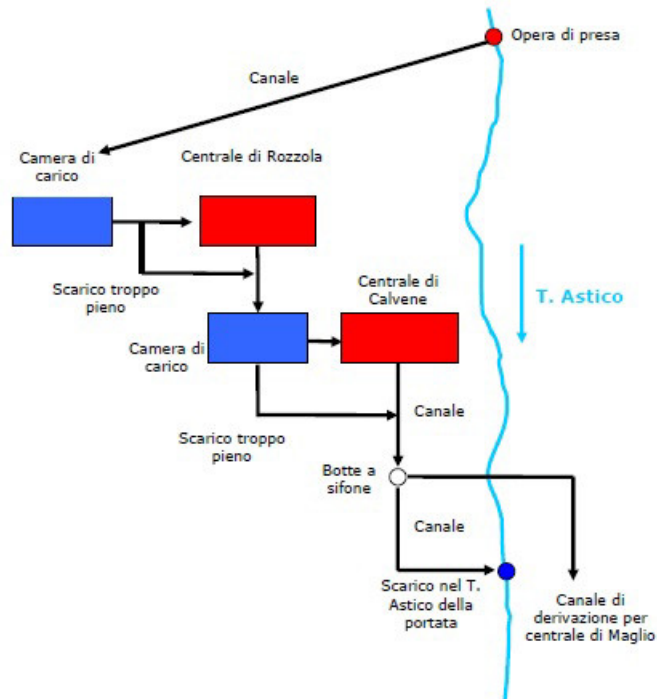


Figura 1.7: Schema idraulico del tratto tra la centrale di Rozzola e la centrale di Calvene [2]



Figura 1.8: Opera di presa a Caltrano (a) e Botte a sifone dopo lo scarico della centrale di Calvene (b) [2]



Figura 1.9: *Inquadramento geografico delle centrali di Maglio e Serra*

cascata (figura 1.9).

Impianto cartiere Burgo

Nell'abitato di Lugo di Vicenza, a valle del Ponte degli Alpini, l'alveo dell'Astico non è soggetto a derivazioni per circa 500 m, fino alla presa della cartiera Burgo che ne utilizza 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 (figure 1.12 e 1.13).

Derivazione consorzio di bonifica

A valle della restituzione della cartiera Burgo, vi è l'opera di derivazione del consorzio di bonifica, che alimenta il Canale Mordini; tale opera di presa è posizionata in destra, in corrispondenza di una briglia (figura 1.14). Dal Canale Mordini dipartono diverse rogge con funzione di adduzione delle acque a sco-

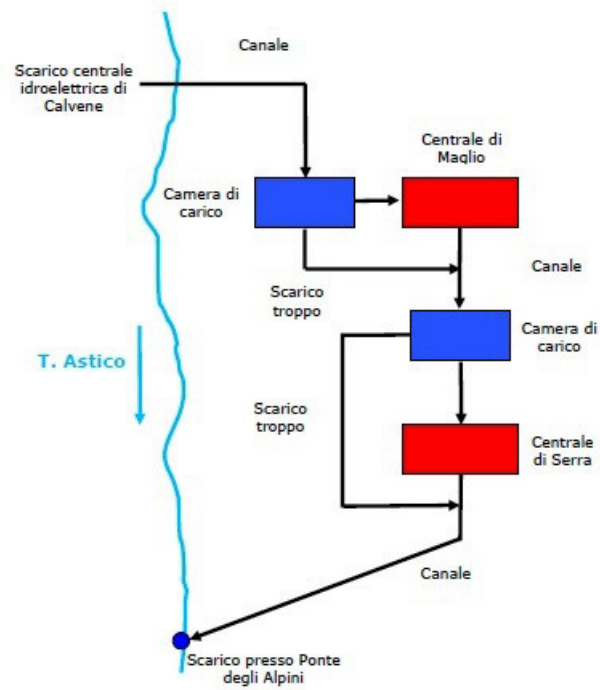


Figura 1.10: *Schema idraulico delle centrali di Maglio e Serra [2]*



(a)



(b)

Figura 1.11: *Vasca di carico alla centrale di Maglio (a) e Canale di scarico della centrale di Serra (b) [2]*

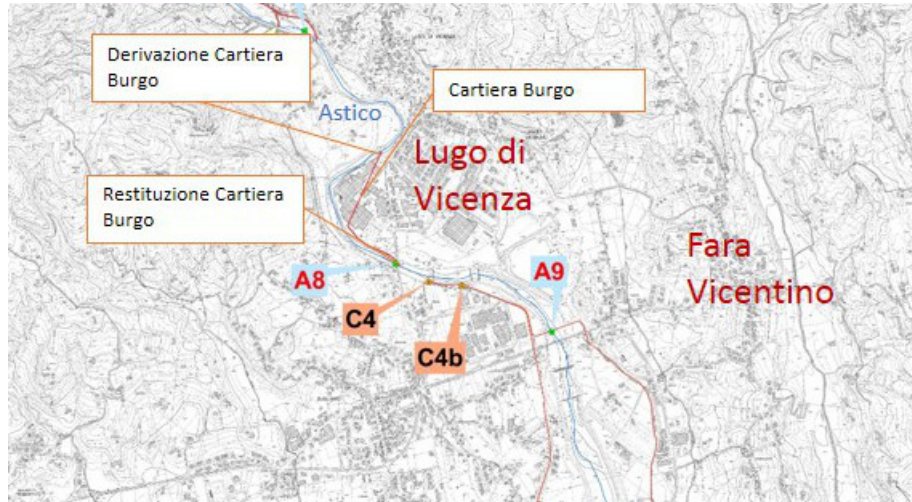


Figura 1.12: *Inquadrimento geografico della cartiera Burgo*

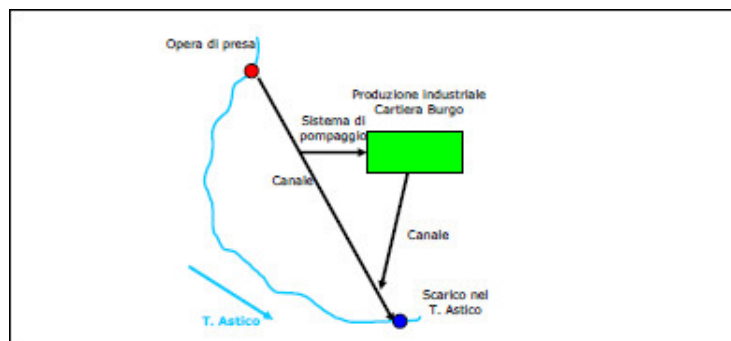


Figura 1.13: *Schema idraulico della cartiera Burgo [2]*

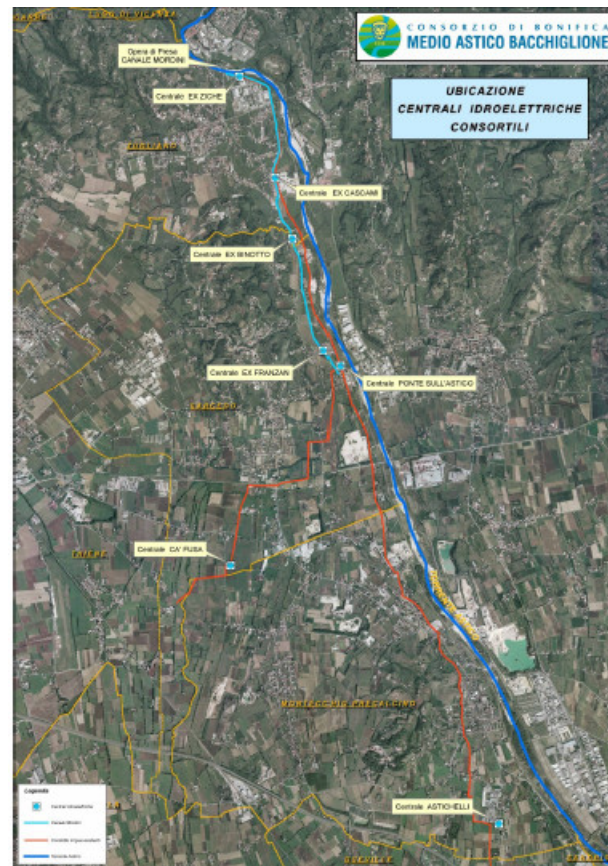


Figura 1.14: *Inquadramento geografico del Canale Mordini [2]*

po irriguo nei territori circostanti (figura 1.15). Lungo il canale è presente uno scarico di troppo pieno.

Tratto Lupia - Bolzano Vicentino

Il drenaggio delle acque di falda ad opera dell'alveo del fiume Astico in condizioni di magra si può iniziare ad apprezzare presso Tezze di Lupia, ma diventa di entità maggiore a valle del ponte stradale di Lupia e di una serie di briglie, dove l'Astico restringe il suo alveo di magra. Gli inizi sono già riscontrabili a valle del ponte di Passo di Riva: presso tale sito infatti due importanti briglie sul corso d'acqua impongono un significativo abbassamento del letto del fiume fino ad intercettare la falda sottostante. Già da tale sezione si può quindi apprezzare la presenza di



Figura 1.15: *Derivazione del Canale Mordini [2]*

acqua in alveo, pur in condizioni di magra, che comunque risulta essere stagnante per qualche centinaio di metri. Più a valle il fiume invece riprende i suoi caratteri naturali e dopo circa 2 *km* si ha la confluenza con il fiume Tesina. Il tratto a valle di tale confluenza fino a Bolzano Vicentino è caratterizzato da due derivazioni, la prima è quella sulla roggia Ghebbio e si trova in destra; la seconda genera la roggia Moneghina e si trova nei pressi dell'abitato di Bolzano Vicentino.

1.4 Bacino dell'Astico chiuso a Bolzano Vicentino

Il bacino oggetto di studio è quello sotteso dalla sezione di chiusura di Bolzano Vicentino: in corrispondenza di questa località si ha infatti la presenza di una stazione ARPAV (Agenzia Regionale per la Prevenzione e Protezione Ambientale del Veneto) che registra i dati relativi all'altezza idrometrica e, grazie alla scala delle portate, le portate del fiume. Il bacino dell'Astico chiuso a Bolzano Vicentino copre una superficie di circa 750 *km*². Altra sezione di interesse è quella dell'Astico a Ponte Pilo: Eusebio Energia fornisce infatti i valori di dei livelli idrometrici e delle portate in tale sezione nel periodo di interesse. Il bacino considerato si può suddividere in 6 diversi macrobacini (figura 1.16):

- 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 del Posina: con sezione di chiusura a Stancari, è caratterizzato da piovosità e deflussi elevati;
- bacino dell'Assa: con sezione di chiusura sul torrente omonimo a monte della confluenza con il fiume Astico, è interessato per quasi tutta la sua estensione da importanti fenomeni di carsismo;
- bacino del Medio Astico: compreso tra la sezione di Pedescala fino all'abitato di Calvene;
- bacino dell'Alto Tesina: con sezione di chiusura situata nel Tesina prima della confluenza con il fiume Astico; comprende i contributi di vari torrenti, i principali essendo il Laverda, il Ghebo e il Chiavone;
- bacino del Basso Astico: comprende l'area afferente il tratto di Astico compreso tra Calvene e Bolzano Vicentino.

Tabella 1.3: *Aree dei sei macrobacini*

Bacino	Area [km^2]	Area percentuale [%]
Alto Astico	137.28	18.35
Alto Tesina	107.80	14.40
Assa	239.38	31.98
Basso Astico	38.22	5.11
Medio Astico	110.07	14.71
Posina	115.66	15.45
Totale	748.41	100

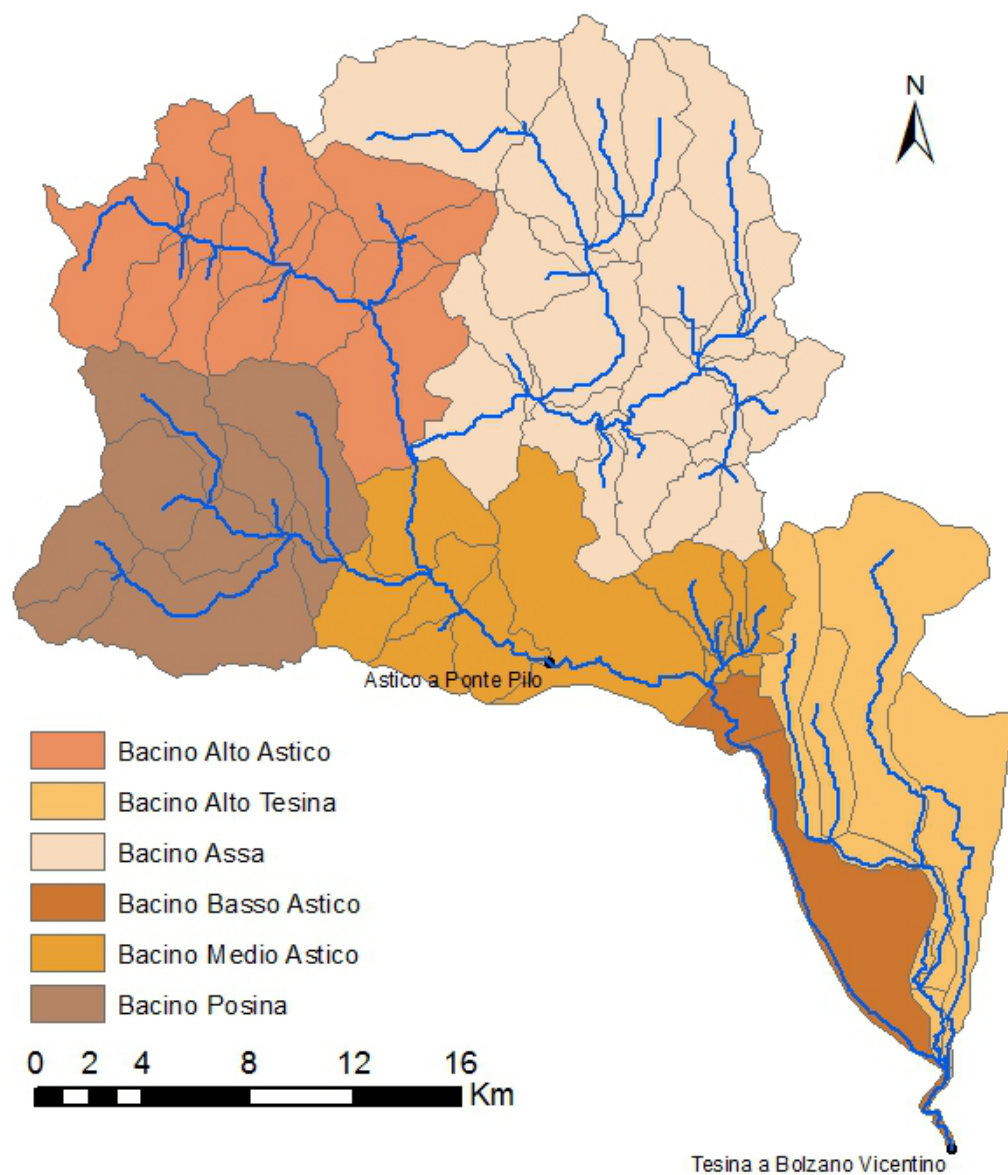


Figura 1.16: *Suddivisione in macrobacini del bacino dell'Astico chiuso a Bolzano Vicentino e sezioni di interesse*

Capitolo 2

Analisi dei dati idrologici

Il presente lavoro tratta della modellazione della trasformazione degli afflussi (piogge) in deflussi (portate) del bacino dell’Astico: per la taratura e la validazione di tale modello si deve quindi essere in possesso di dati significativi che riguardino sia gli afflussi (precipitazioni) che i deflussi (portate). I dati disponibili per quanto riguarda le precipitazioni sono le registrazioni orarie presso i pluviografi situati all’interno o nei pressi del bacino dell’Astico. Il periodo di riferimento scelto parte dall’anno 2004 fino al 2012. Tali dati sono reperibili presso ARPAV (Agenzia Regionale per la Prevenzione e Protezione Ambientale del Veneto) per le stazioni posizionate nella regione Veneto e nel sito *www.meteotrentino.it* per le stazioni ricadenti nella regione Trentino - Alto Adige.

I dati relativi invece ai deflussi dal bacino riguardano le altezze idrometriche e le portate presso la stazione ARPAV presente in corrispondenza della sezione di chiusura del bacino, ovvero a Bolzano Vicentino. Anche tali registrazioni, come quelle riguardanti le precipitazioni, partono dal 2004, fino al 2012, con cadenza semioraria. Per quanto riguarda la stazione intermedia, sono stati utilizzati i dati relativi alla stazione di Ponte Pilo sull’Astico, anche in questa località sono state fornite altezze idrometriche e portata da Eusebio Energia, gestore della centrale idroelettrica di Bessè.

Per quanto riguarda le stazioni pluviometriche selezionate, si sono utilizzate tutte le stazioni disponibili: la lista delle stazioni selezionate è riportata in tabella 2.1 e

visibile in figura 2.1. E' da notare però come non tutte le stazioni abbiano fornito dati per ogni singolo istante considerato: nei vari casi si sono considerate quindi solo le stazioni che risultavano attive e funzionanti. La parte settentrionale del bacino oggetto di studio si trova in Trentino - Alto Adige e quindi alcune delle stazioni scelte si trovano in questa regione: le coordinate originali di queste stazioni erano fornite nel sistema di riferimento UTM WGS 1984 e per renderle coerenti con le stazioni appartenenti alla regione Veneto sono state trasformate nel sistema di riferimento Gauss Boaga.

2.1 Analisi delle portate a Bolzano Vicentino

La sezione di chiusura del bacino di interesse è posta a Bolzano Vicentino, in corrispondenza di una stazione gestita da ARPAV, stazione che fornisce dati di altezza idrometrica e portata. Per poter individuare gli eventi di piena da considerare nello studio si sono analizzate le registrazioni di tali dati nel periodo di interesse, che va dal 2004 al 2012, che sono riportate nelle figure che vanno dalla 2.2 alla 2.10 per ogni singolo anno e per l'intero intervallo di tempo di riferimento invece nelle figure 2.11 e 2.12.

La strumentazione presente nella stazione di Bolzano Vicentino è composta da:

- un'asta idrometrica (con scarsissima visibilità) contro il pilone centrale del ponte ;
- una palladiana subito a valle del ponte stradale parzialmente interrata;
- un misuratore di livello a ultrasuoni, dotato di dispositivi per trasmissione dei dati ubicato sul lato di monte del ponte stradale, circa 20 *m* a monte di un salto di fondo artificiale del corso d'acqua.

La presenza di uno strumento registratore di altezze idrometriche, ha portato ARPAV alla scelta di spostare la stazione di riferimento per la misura dei livelli da

Tabella 2.1: *Coordinate delle stazioni pluviometriche considerate*

Stazione	X [G.B.]	Y [G.B.]	Quota [m s.l.m.m.]
Borgo Valsugana	1689572	5102951	385
Centa S. Nicolò	1673094	5093255	805
Folgaria	1667853	5087016	1121
Grigno	1705684	5098288	238
Grigno (Barricata)	1700646	5095179	1345
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
Vallarsa (Parrocchia)	1665044	5071918	737
Val Sella (Montagnola)	1684178	5097569	956
Asiago (Aeroporto)	1694869	5084184	1010
Astico a Pedescala	1683840	5079537	308
Bassano del Grappa	1712258	5073804	128
Breganze	1700519	5066236	182
Brustolè (Velo d'Astico)	1682121	5074661	328
Castana	1679369	5076164	430
Chiampo	1679112	5045126	175
Cittadella	1717680	5059690	56
Contrà Doppio (Posina)	1672938	5075022	725
Grantorto	1714671	5052691	31
Lusiana	1701210	5073345	772
Malo	1692000	5060290	99
Molini (Laghi)	1675208	5078024	597
Montecchio Precalcino	1698530	5059290	74
Monte Summano	1687964	5069297	619
Monte Verena	1687119	5089158	1990
Passo Xomo (Posina)	1674012	5071777	1056
Pove del Grappa - Costalunga	1712940	5076113	675
Quinto Vicentino	1705283	5049560	33
Rifugio Marcesina	1702486	5091759	1337
Rosà	1716095	5066330	85
Valli del Pasubio	1672265	5069542	600
Vicenza	1696854	5044313	43

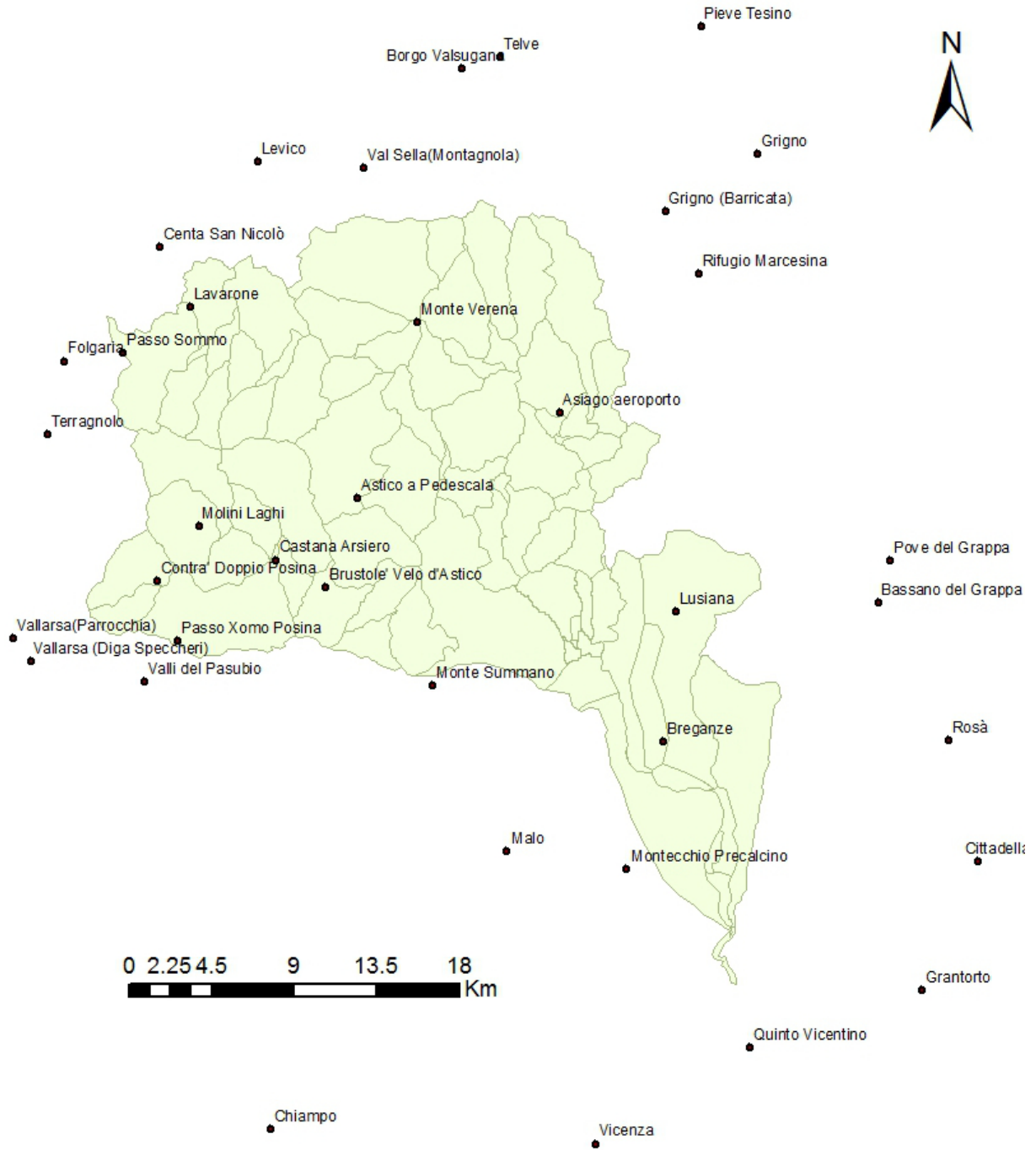


Figura 2.1: Stazioni pluviometriche utilizzate nello studio

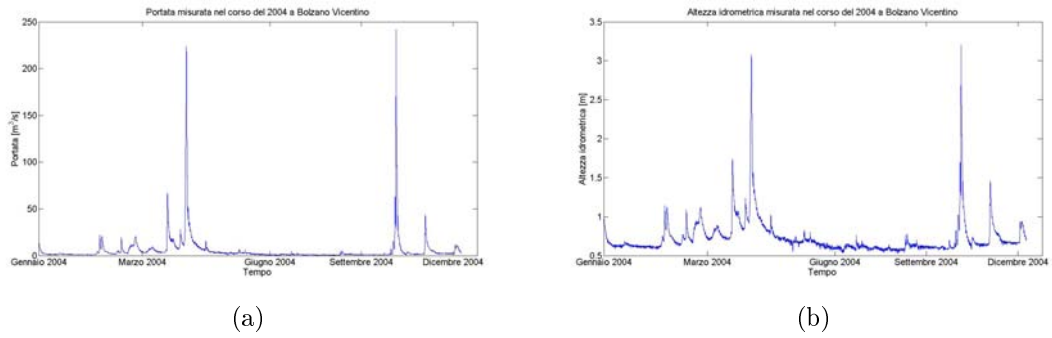


Figura 2.2: *Portata (a) e altezza idrometrica (b) registrate nel 2004 a Bolzano Vicentino*

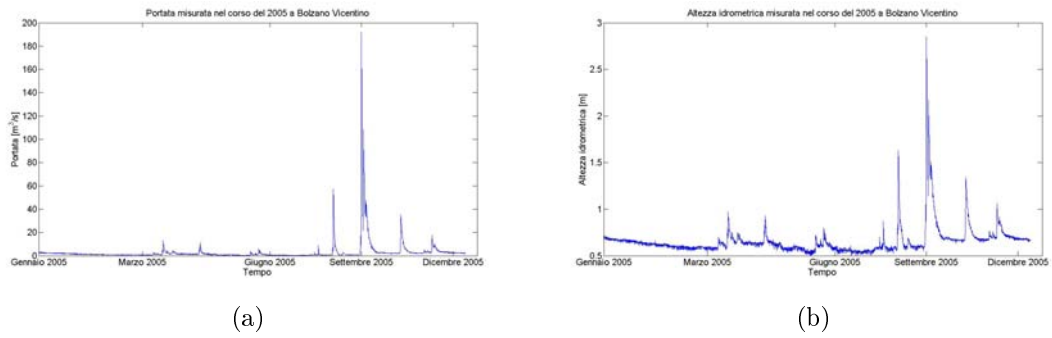


Figura 2.3: *Portata (a) e altezza idrometrica (b) registrate nel 2005 a Bolzano Vicentino*

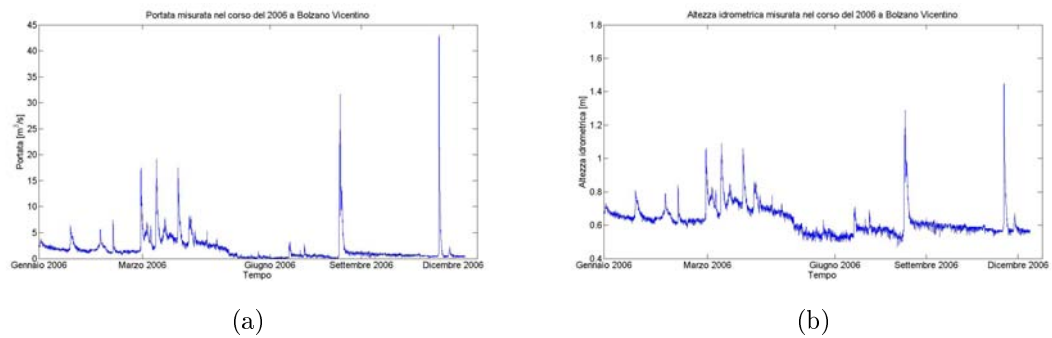


Figura 2.4: *Portata (a) e altezza idrometrica (b) registrate nel 2006 a Bolzano Vicentino*

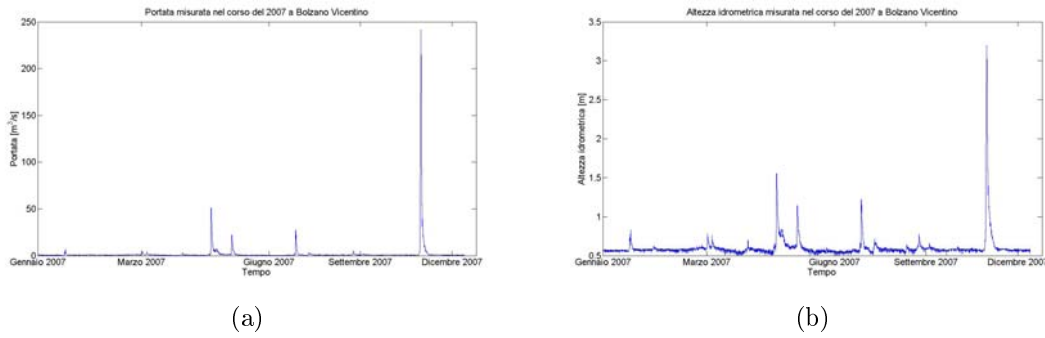


Figura 2.5: *Portata (a) e altezza idrometrica (b) registrate nel 2007 a Bolzano Vicentino*

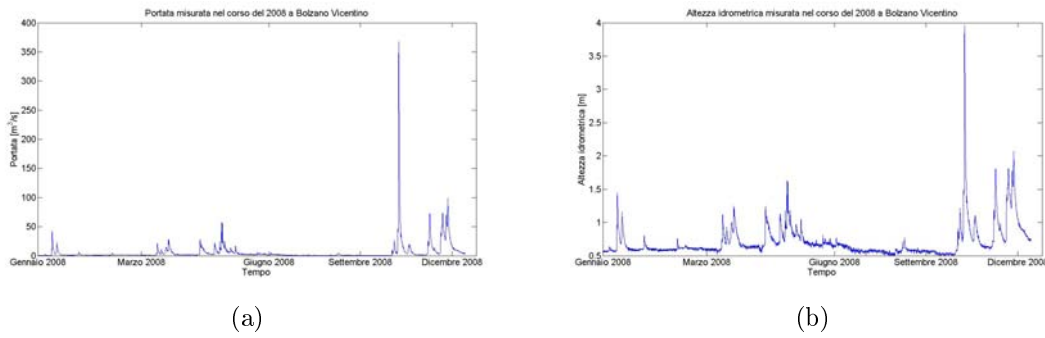


Figura 2.6: *Portata (a) e altezza idrometrica (b) registrate nel 2008 a Bolzano Vicentino*

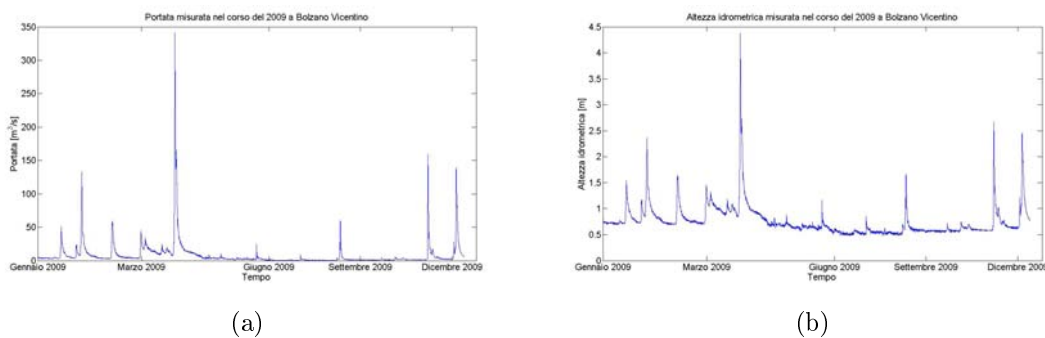


Figura 2.7: *Portata (a) e altezza idrometrica (b) registrate nel 2009 a Bolzano Vicentino*

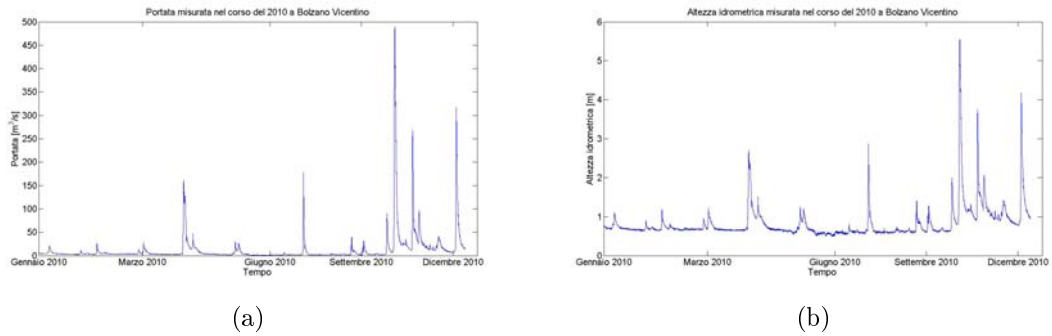


Figura 2.8: *Portata (a) e altezza idrometrica (b) registrate nel 2010 a Bolzano Vicentino*

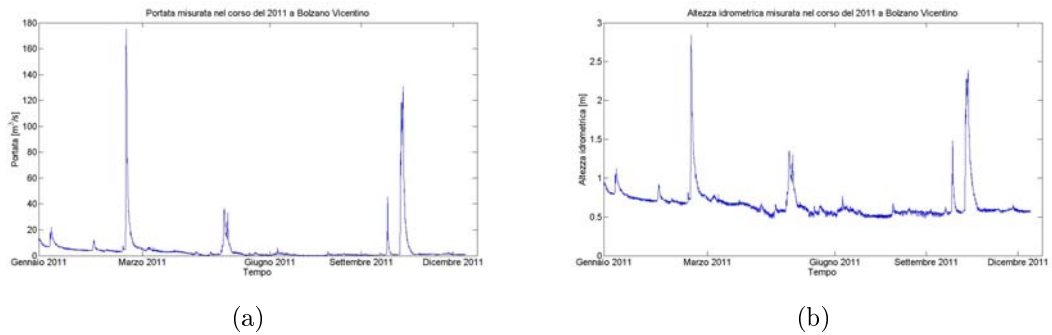


Figura 2.9: *Portata (a) e altezza idrometrica (b) registrate nel 2011 a Bolzano Vicentino*

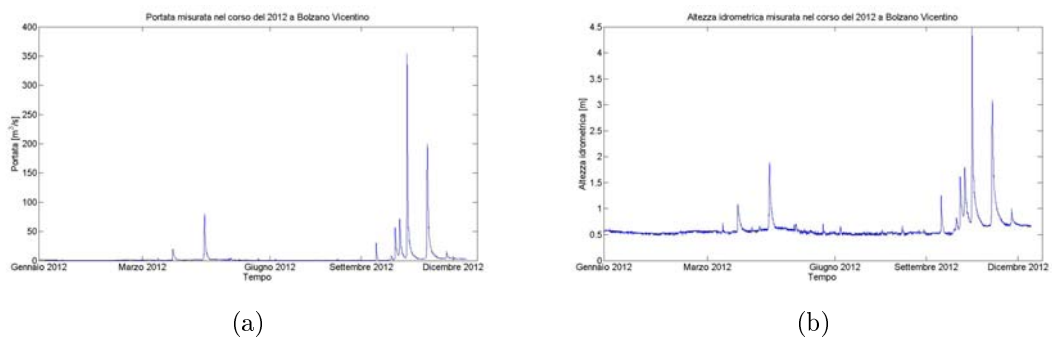


Figura 2.10: *Portata (a) e altezza idrometrica (b) registrate nel 2012 a Bolzano Vicentino*

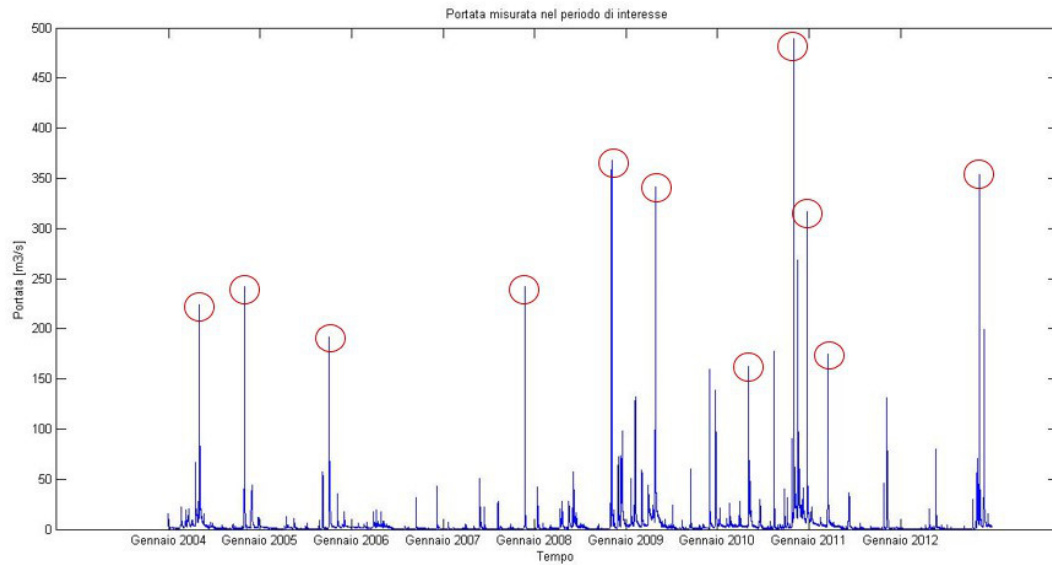


Figura 2.11: *Portata misurata a Bolzano Vicentino nel periodo 2004-2012 e segnalazione degli eventi considerati*

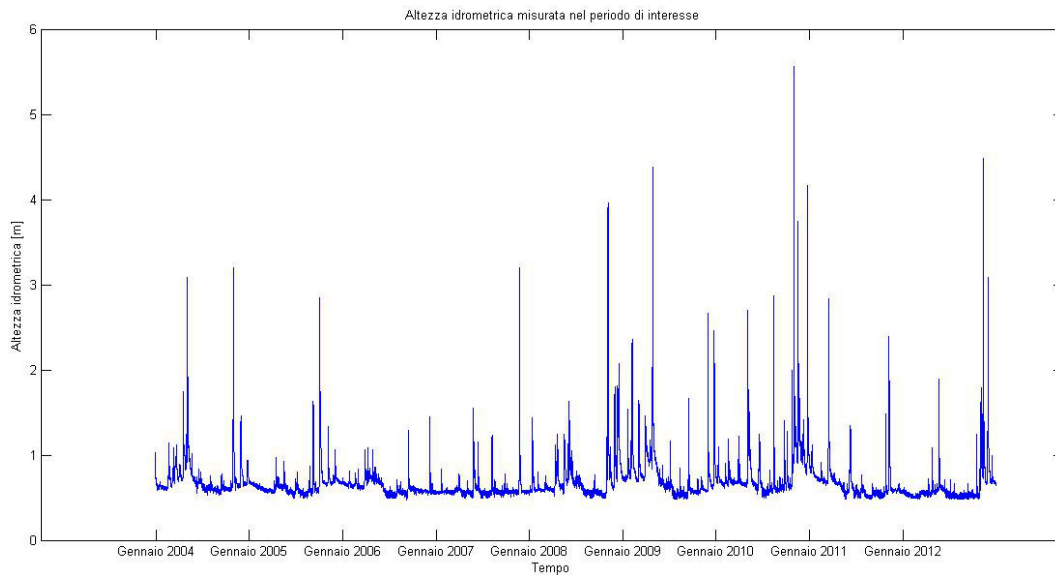


Figura 2.12: *Altezza idrometrica misurata a Bolzano Vicentino nel periodo 2004-2012*

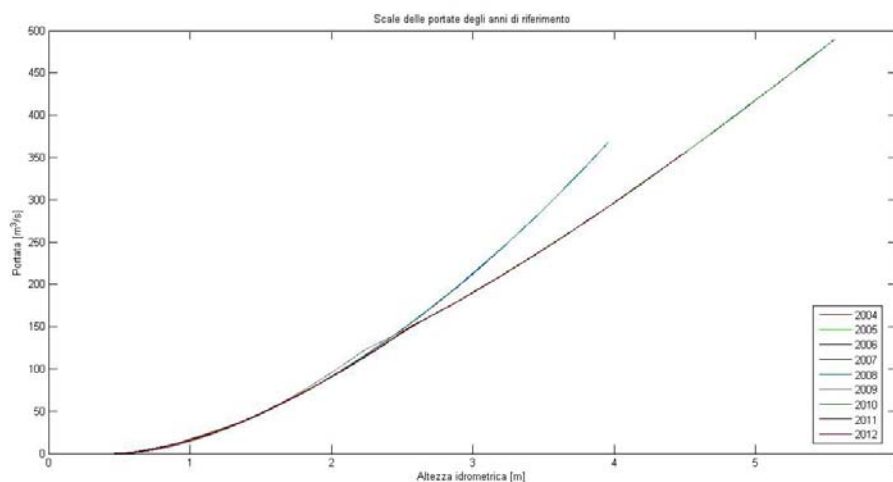


Figura 2.13: *Scala delle portate ricavata dai dati del periodo di interesse*

quella storica (immediatamente a valle del ponte), alla sezione ove è installato il teleidrometro (a monte del ponte). Sono state anche verificate le differenze tra gli zeri idrometrici dei vari misuratori presenti, andando a trovare delle discordanze nell'ordine dei centimetri, dovuti molto probabilmente ad errori di lettura del livello o ad incertezze nella misura del teleidrometro.

La campagna di misure effettuata dall'ARPAV ha come scopo quello di trovare una correlazione tra le portate e le altezze idrometriche registrate in uno stesso istante nella medesima sezione: correlazione che prende il nome di *scala delle portate*. Come si nota in figura 2.13, vi sono due diverse curve che approssimano i dati: una valida per il periodo compreso tra il 2004 e il 2008 e un'altra valida per il periodo seguente, ovvero tra il 2009 ed il 2012. Questo fatto è dovuto probabilmente alla portata di piena transitata in data 28 Aprile 2009.

L'ARPAV fornisce [5] come proposte delle scale di deflusso differenziate, oltre che per i due diversi periodi, anche per le portate di magra e di piena, si ha infatti che:

- scale di deflusso proposte da ARPAV valide dal 2004 fino al 28 Aprile 2009

$$Q = 47.438 \cdot (h - 0.5)^{1.722} \quad h < 2.22 \text{ m}$$

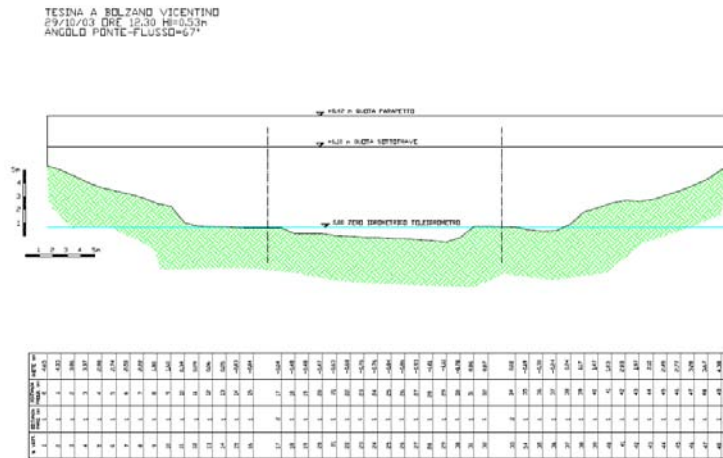


Figura 2.14: Rilievo della sezione del Tesina a Bolzano Vicentino [4]

$$Q = A \cdot (0.567 \cdot \ln h + 1.42) \quad h > 2.22 \text{ m}$$

- scale di deflusso proposte da ARPAV valide dal 29 Aprile 2009:

$$Q = 45.659 \cdot (h - 0.48)^{1.626} \quad h < 2.54 \text{ m}$$

$$Q = A \cdot (0.567 \cdot \ln h + 1.42) \quad h > 2.54 \text{ m}$$

Nelle formule precedenti si considera con A l'area della sezione che può essere espressa, a partire dalla figura 2.14 mediante la formula approssimata:

$$A = -0.035 \cdot h^4 + 0.158 \cdot h^3 + 3.169 \cdot h^2 + 19.327 \cdot h + 5.226$$

Nel documento si evidenzia che tali formule comunque non tengono conto delle possibili influenze dei fenomeni indotti dal moto vario che comportano la formazione del cappio di piena. Sarebbe quindi necessario effettuare sia nuove misure di portata in condizioni di piena e morbida che possano confermare i risultati e le stime sopra descritte, sia nuovi rilievi plano-altimetrici da utilizzare per migliorare l'affidabilità dei risultati ottenuti.

Nel corso di questo studio 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 utilizzato descriva in maniera adeguata diverse tipologie di evento.

Tabella 2.2: *Eventi considerati nello studio*

Anno	Data picco di piena	Portata [m^3/s]	Intervallo dati
2004	06 Maggio, ore 09	223.9	30/04 ore 00 - 18/05 ore 23
2004	01 Novembre, ore 16	241.6	27/10 ore 00 - 07/11 ore 23
2005	04 Ottobre, ore 04	191.5	02/10 ore 00 - 14/10 ore 23
2007	25 Novembre, ore 01	241.6	23/11 ore 00 - 01/12 ore 23
2008	05 Novembre, ore 05	368.0	03/11 ore 10 - 12/11 ore 23
2009	28 Aprile, ore 10	331.7	26/04 ore 08 - 17/05 ore 23
2010	04 Maggio, ore 23	160.4	02/05 ore 00 - 19/05 ore 08
2010	01 Novembre, ore 13	488.2	31/10 ore 00 - 07/11 ore 18
2010	16 Novembre, ore 20	262.9	14/11 ore 00 - 03/12 ore 23
2011	16 Marzo, ore 19	175.1	15/03 ore 00 - 31/03 ore 23
2012	11 Novembre, ore 15	353.3	10/11 ore 08 - 19/11 ore 23

Sono stati quindi scelti come significativi gli eventi che abbiano presentato una portata al picco maggiore di $200 m^3/s$: il numero di tali eventi è pari a otto. In aggiunta a questi, si è deciso di inserire altri tre eventi con portata di picco più bassa, con lo scopo di osservare la diversa risposta del modello: tutti gli eventi considerati sono riportati in tabella 2.2.

Anche osservando la figura 2.11 si può notare come non vi siano eventi significativi nel corso dell'anno 2006. Analizzando le portate transitate è interessante stabilire per quanti giorni, nel corso del periodo di tempo considerato, una prefissata portata è stata eguagliata o superata. Per poter eseguire questo tipo di valutazione è utile considerare la *curva di durata*, che si ottiene ordinando i valori di portata relativi ad un certo 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. La curva di durata ha un andamento che è monotono decrescente (figure dalla 2.15 alla 2.23). Nel caso specifico di questo studio si è assunto l'anno come intervallo di riferimento, il

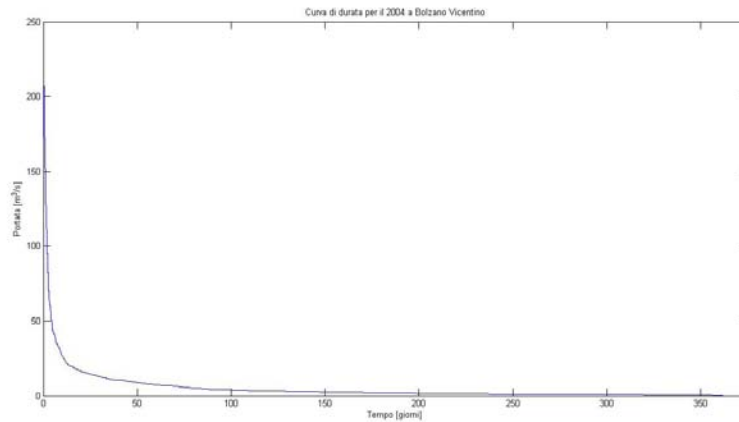


Figura 2.15: *Curva di durata delle portate a Bolzano Vicentino per l'anno 2004*

valore minimo di portata eguagliata o superata durante tutti i giorni dell'anno è chiamato portata permanente (Q_{365}); mentre il valore di portata eguagliata o superata per metà dei giorni dell'anno è detto portata semipermanente (Q_{183}). Per quanto riguarda il fiume Tesina si possono stimare, osservando le figure che vanno dalla 2.15 alla 2.23, la portata permanente con un valore quasi nullo, e la portata semipermanente invece con un valore compreso tra 0 e $10 \text{ m}^3/\text{s}$. Analizzando le curve di durata di un corso d'acqua si ha una prima idea del tipo di regime idrometrico che lo caratterizza: se la curva di durata discende molto rapidamente dal valore massimo a quello minimo allora l'alveo è soggetto a piene rapide e periodi di magra molto lunghi, se la curva presenta invece dei valori che decrescono gradualmente il regime idrografico è, in genere, più regolare. Il caso dell'Astico corrisponde alla prima delle due situazioni.

2.2 Analisi dei dati durante gli eventi di piena

Nel corso dello studio si è condotta un'analisi dei dati relativi a ciascun evento di piena considerato (riportato nella tabella 2.2), in maniera da comprendere meglio la tipologia di evento che si andrà a studiare. In particolare, per ogni evento si sono calcolati il volume di precipitazione caduto sull'intero bacino e i volumi

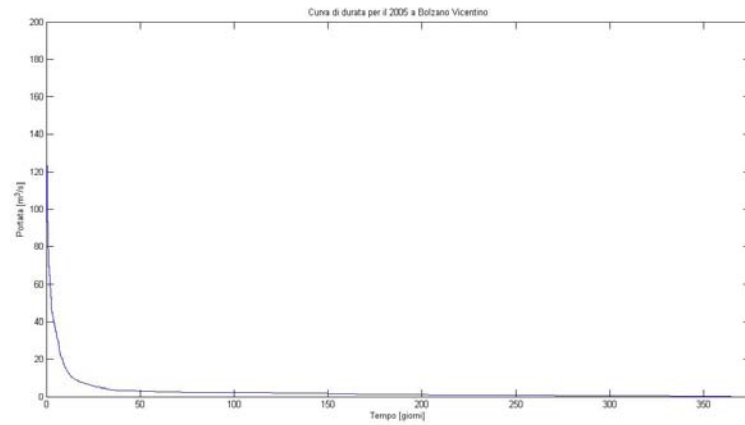


Figura 2.16: *Curva di durata delle portate a Bolzano Vicentino per l'anno 2005*

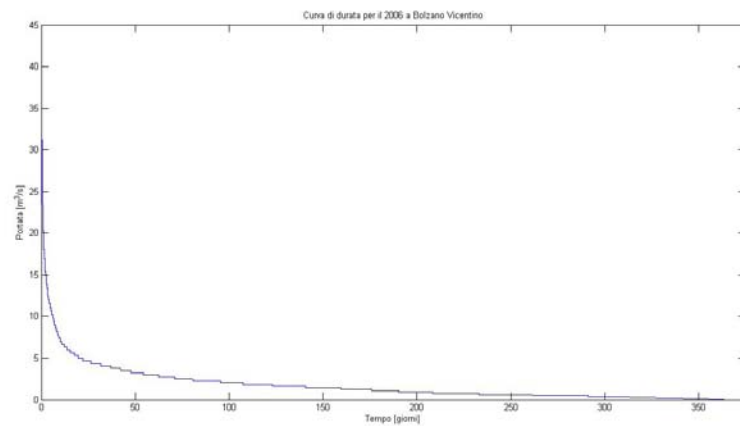


Figura 2.17: *Curva di durata delle portate a Bolzano Vicentino per l'anno 2006*

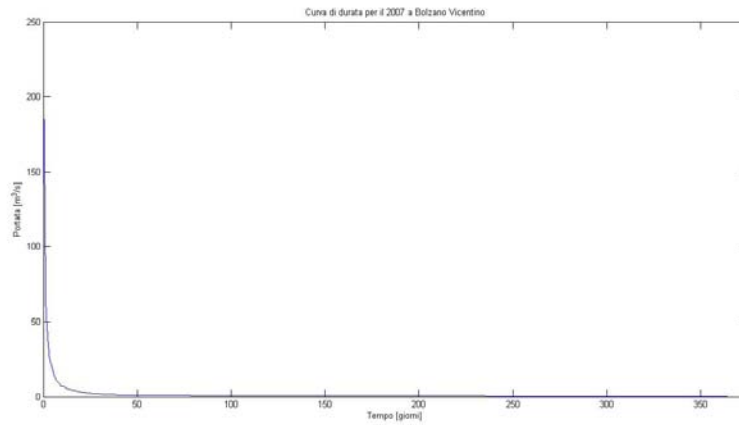


Figura 2.18: *Curva di durata delle portate a Bolzano Vicentino per l'anno 2007*

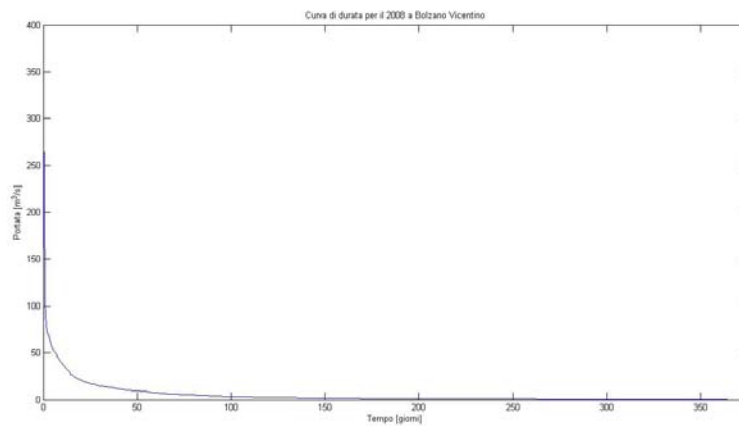


Figura 2.19: *Curva di durata delle portate a Bolzano Vicentino per l'anno 2008*

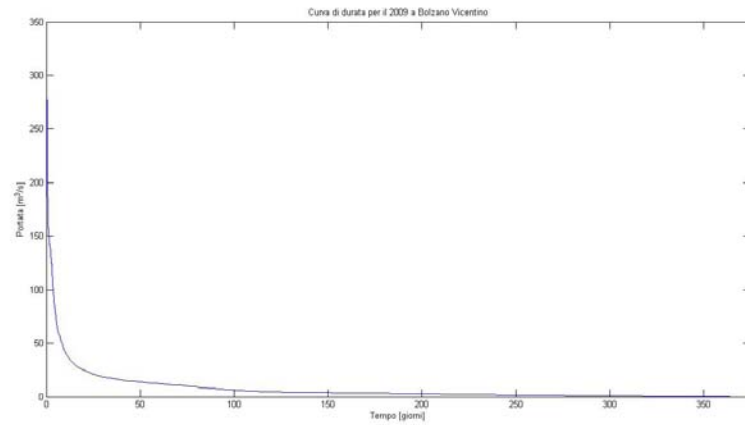


Figura 2.20: *Curva di durata delle portate a Bolzano Vicentino per l'anno 2009*

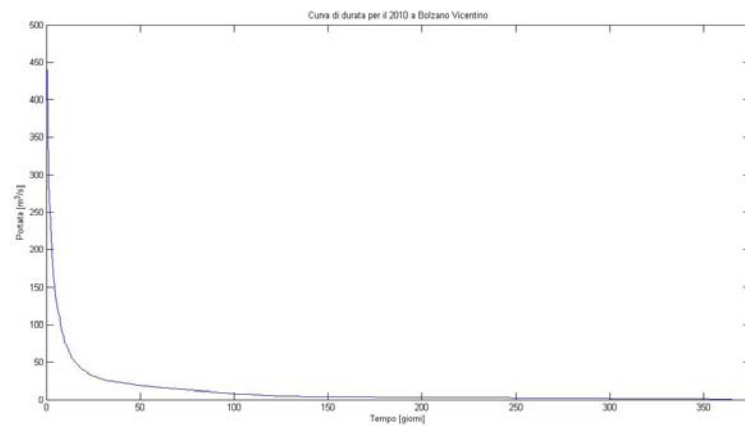


Figura 2.21: *Curva di durata delle portate a Bolzano Vicentino per l'anno 2010*

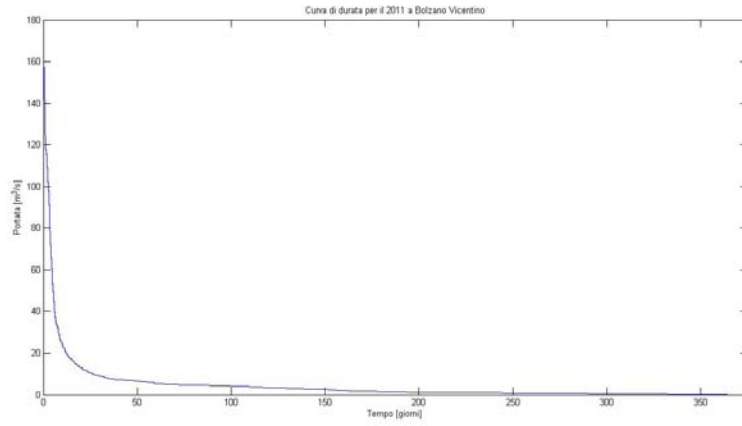


Figura 2.22: *Curva di durata delle portate a Bolzano Vicentino per l'anno 2011*

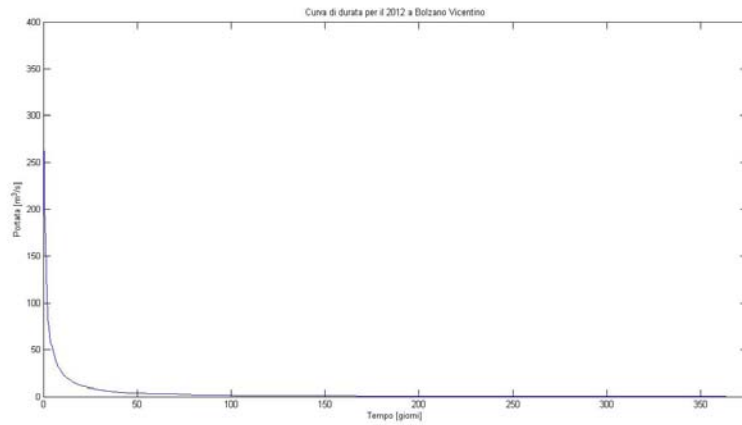


Figura 2.23: *Curva di durata delle portate a Bolzano Vicentino per l'anno 2012*

transitati alle stazioni di Ponte Pilo e di Bolzano Vicentino. Per poter calcolare la quantità di acqua caduta nel bacino si è considerata l'altezza media di pioggia caduta su ogni sottobacino in ogni istante temporale; si sono quindi sommate le altezze medie per tutta la durata dell'evento per tale sottobacino e infine si è moltiplicato il valore ottenuto per l'estensione superficiale del sottobacino stesso. Sommando in seguito i volumi relativi a tutti i sottobacini si è ottenuto il volume di acqua caduto totale. E' da notare come sia stato possibile considerare anche solamente i sottobacini afferenti alla sezione di Ponte Pilo, in maniera da poter isolare il volume di precipitazione del bacino chiuso in questa sezione rispetto a quello relativo all'intero bacino chiuso a Bolzano Vicentino. Per trovare invece il volume di acqua defluito presso le sezioni di Ponte Pilo e Bolzano Vicentino si è proceduto moltiplicando la media aritmetica di due portate successive per la durata dell'intervallo temporale tra le due differenti misure (nel caso di studio l'intervallo è sempre orario).

2.2.1 Primo evento

Il primo evento in considerazione si sviluppa dal 30 Aprile al 18 Maggio del 2004, con il picco che si presenta la mattina del 6 Maggio, alle ore 9, pari a $223.9 \text{ m}^3/\text{s}$. Per quanto riguarda il volume precipitato, esso è pari a 132 milioni di metri cubi nella sezione di Bolzano Vicentino ed è invece minore a Ponte Pilo, dove si ha un valore di circa 96 milioni di metri cubi. Il volume invece che defluisce nell'alveo nelle due diverse sezioni risulta essere maggiore più a monte (Ponte Pilo) rispetto a valle (Bolzano Vicentino), essendo pari rispettivamente a 67 milioni di m^3 e 48 milioni di m^3 ; questo fatto, si vedrà anche nei paragrafi successivi, succede in gran parte degli eventi: a rigor di logica dovrebbe essere maggiore la portata più a valle, dato che considera una zona maggiore di afflussi, ma si deve tenere in conto come vi sia anche una dispersione fluviale, come verrà descritto nel Capitolo 6. Altro problema è inoltre la scala delle portate dai dati forniti nelle sezioni di interesse, scala delle portate che può infatti essere soggetta ad errori portando ad una stima non corretta dei volumi defluiti. Durante questo primo

evento si è evidenziato un solo picco, con un andamento delle portate registrate molto regolare: tranne un leggero aumento e decremento ad inizio evento, per tutta la durata dell'intervallo di tempo si ha avuto un andamento a campana tipico degli idrogrammi di piena.

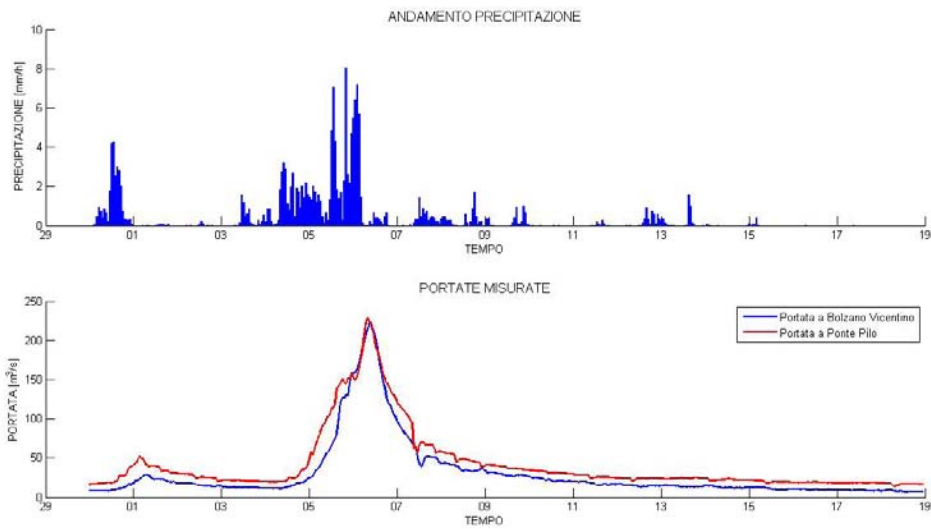


Figura 2.24: *Andamento delle precipitazioni e delle portate misurate a Ponte Pilo e Bolzano Vicentino durante il primo evento*

Tabella 2.3: *Volumi precipitati e defluiti nelle sezioni di Ponte Pilo e Bolzano Vicentino nel primo evento*

Sezione	Volume precipitato [m^3]	Volume defluito [m^3]
Bolzano Vicentino	$1.3273 \cdot 10^8$	$4.8477 \cdot 10^7$
Ponte Pilo	$9.6139 \cdot 10^7$	$6.7613 \cdot 10^7$

2.2.2 Secondo evento

Il secondo evento considerato considera l'arco di tempo che va dal 27 Ottobre al 7 Novembre dell'anno 2004, stesso anno quindi dell'evento precedente. Il picco della portata è stato registrato il giorno 1 Novembre alle ore 16, con un valore pari a $241.6 \text{ m}^3/\text{s}$, quindi molto simile a quella del primo evento. L'andamento della portata misurata ha una forma particolare: oltre al picco principale, che avviene in corrispondenza di un forte afflusso, si hanno anche un paio di picchi minori, verso l'inizio dell'evento, ed uno intermedio appena prima di quello principale. Si nota che ad ognuno di questi aumenti di portata si può associare una precipitazione che effettivamente viene registrata durante le stesse ore nelle stazioni idrometriche sparse nel bacino considerato. Come si vede in tabella 2.4, il volume affluito nell'intero bacino è di circa 112 milioni di metri cubi, mentre considerando solamente i sottobacini afferenti alla sezione di Ponte Pilo, si ha un valore di circa 89 milioni di metri cubi. Per quanto riguarda invece i volumi defluiti, si ha anche nel caso di questo evento che il volume a Ponte Pilo, di 47 milioni di metri cubi, risulti maggiore rispetto a quello a Bolzano Vicentino, di 24 milioni di metri cubi.

Tabella 2.4: *Volumi precipitati e defluiti nelle sezioni di Ponte Pilo e Bolzano Vicentino nel secondo evento*

Sezione	Volume precipitato [m^3]	Volume defluito [m^3]
Bolzano Vicentino	$1.1285 \cdot 10^8$	$2.4787 \cdot 10^7$
Ponte Pilo	$8.8945 \cdot 10^7$	$4.7216 \cdot 10^7$

2.2.3 Terzo evento

Il terzo evento si sviluppa nel mese di Ottobre del 2005, in particolare dal 2 al 14 del mese, con il picco che si presenta la notte del 4 Ottobre, alle ore 4; il valore di tale portata è di $191.5 \text{ m}^3/\text{s}$, uno dei più bassi di tutti gli eventi considerati.

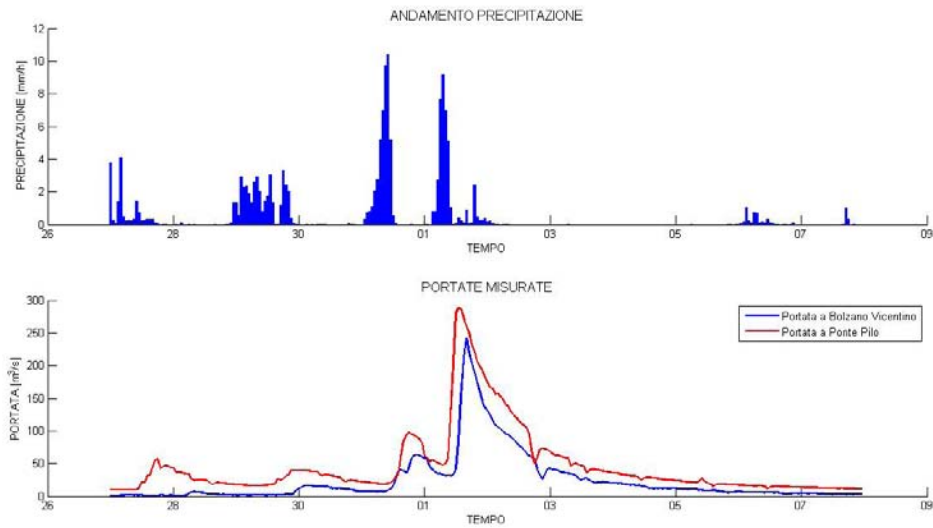


Figura 2.25: *Andamento delle precipitazioni e delle portate misurate a Ponte Pilo e Bolzano Vicentino durante il secondo evento*

Il volume precipitato a Ponte Pilo è minore di a Bolzano Vicentino, essendo rispettivamente circa 110 e 156 milioni di metri cubi, considerando l'intera durata dell'evento. Come nel caso dell'evento precedente, anche in questo intervallo temporale il volume defluito, calcolato in base ai dati di portata registrati, è risultato essere maggiore nella sezione intermedia di Ponte Pilo rispetto a quella finale di Bolzano Vicentino; in particolare la differenza è meno evidente rispetto a quella del secondo evento, con i volumi che sono rispettivamente di circa 45 e 35 milioni di metri cubi. L'andamento della portata presenta il picco maggiore all'inizio dell'arco temporale considerato, con poi un picco minore, con portata di punta pari a circa metà della precedente, subito dopo; da notare come la portata registrata nella sezione di Ponte Pilo in corrispondenza di questo secondo picco risulti essere piatta. In seguito si ha una fase decrescente della piena molto prolungata, che dura per circa una settimana, come si vede in figura 2.26

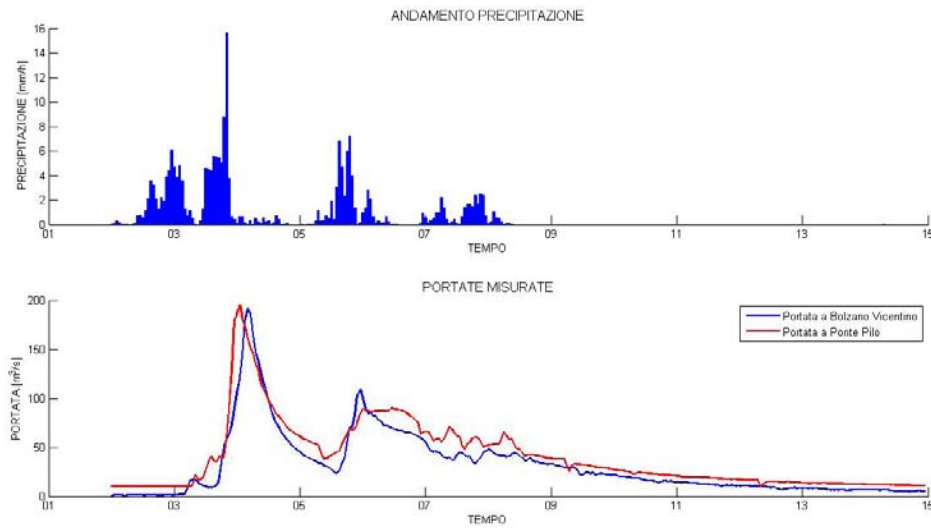


Figura 2.26: *Andamento delle precipitazioni e delle portate misurate a Ponte Pilo e Bolzano Vicentino durante il terzo evento*

Tabella 2.5: *Volumi precipitati e defluiti nelle sezioni di Ponte Pilo e Bolzano Vicentino nel terzo evento*

Sezione	Volume precipitato [m^3]	Volume defluito [m^3]
Bolzano Vicentino	$1.5627 \cdot 10^8$	$3.4899 \cdot 10^7$
Ponte Pilo	$1.1081 \cdot 10^8$	$4.4936 \cdot 10^7$

2.2.4 Quarto evento

Durante l'annata del 2006, come già illustrato in precedenza, non è stato considerato nessun evento: il quarto si sviluppa infatti nel corso del 2007, ed in particolare dal 23 Novembre fino al primo Dicembre. Il picco di portata, che presenta un valore identico, ovvero di $241.6 \text{ m}^3/\text{s}$, rispetto a quello del secondo evento, si ha il 25 Novembre all'una di notte. Come si osserva nella tabella 2.6, anche in questo evento i volumi affluiti al bacino e quelli defluiti dallo stesso risultano essere particolari. In particolare si noti infatti come il volume defluito

sia maggiore a Ponte Pilo rispetto a Bolzano Vicentino, nonostante quest'ultima sezione si trovi più a valle nel corso del fiume sotto studio. La precipitazione afflitta porta invece il volume di acqua ad essere maggiore nell'intero bacino, con circa 101 milioni di metri cubi, rispetto a quello nella sezione intermedia, di circa 85 milioni di metri cubi. Per quanto riguarda invece l'andamento delle portate registrate, che in questo evento risulta essere molto simile a quello delle precipitazioni medie nel bacino (si veda figura 2.27), presenta un picco unico, all'inizio dell'evento, con fasi crescenti e decrescenti molto uniformi, senza la presenza di picchi secondari: un evento quindi che risulta essere molto più regolare dei precedenti.

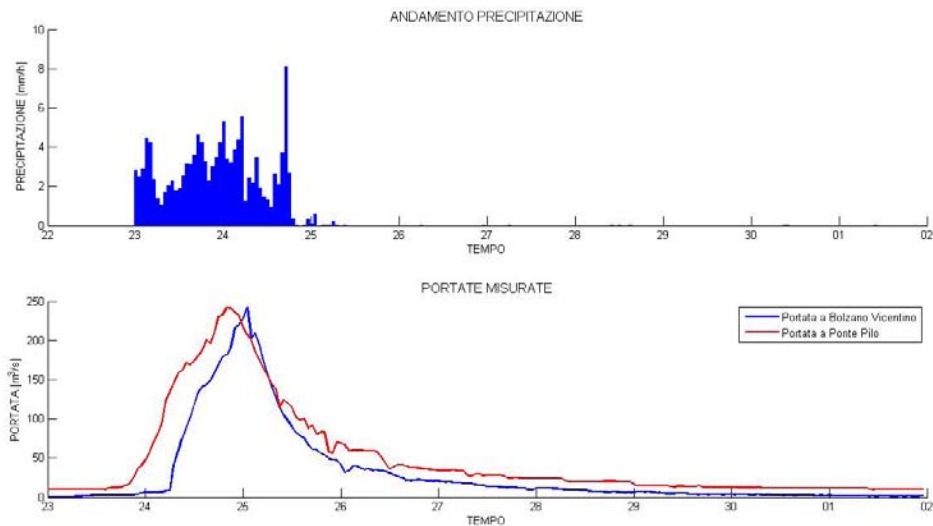


Figura 2.27: *Andamento delle precipitazioni e delle portate misurate a Ponte Pilo e Bolzano Vicentino durante il quarto evento*

2.2.5 Quinto evento

Anche il quinto evento considerato si sviluppa nei mesi autunnali, come c'è da aspettarsi visto la tipologia del regime del fiume; le date di inizio e fine dell'intervallo temporale in questo caso corrispondono al 3 e al 12 Novembre del 2008. Il

Tabella 2.6: *Volumi precipitati e defluiti nelle sezioni di Ponte Pilo e Bolzano Vicentino nel quarto evento*

Sezione	Volume precipitato [m^3]	Volume defluito [m^3]
Bolzano Vicentino	$1.0126 \cdot 10^8$	$2.4153 \cdot 10^7$
Ponte Pilo	$8.5154 \cdot 10^7$	$3.7710 \cdot 10^7$

picco di portata è il secondo più elevato di tutti gli eventi in esame, pari a $380.0 m^3/s$, e si presenta il giorno 5 Novembre alle ore 5 del mattino. L'andamento delle portate presenta un picco minore poco dopo l'inizio dell'evento, seguito successivamente da quello principale, che assume la classica forma dell'idrogramma di piena; la fase decrescente presenta una evidente uniformità, senza ulteriori picchi secondari. Questo evento, nonostante il grande valore della portata massima registrata, è uno dei pochi nel quale il volume precipitato sull'intero bacino è al di sotto, anche se minimamente, alla quota di 100 milioni di metri cubi, essendo esso pari a 99 milioni di metri cubi; considerando invece il bacino chiuso alla sezione di Ponte Pilo, si è ottenuto un volume affluito di circa 81 milioni di metri cubi. Per quanto riguarda invece la portata misurata nelle stazioni a disposizione, si è ottenuto un valore di circa 34 milioni di metri cubi a Bolzano Vicentino e di 50 milioni di metri cubi a Ponte Pilo, come riportato in tabella 2.7.

Tabella 2.7: *Volumi precipitati e defluiti nelle sezioni di Ponte Pilo e Bolzano Vicentino nel quinto evento*

Sezione	Volume precipitato [m^3]	Volume defluito [m^3]
Bolzano Vicentino	$9.9195 \cdot 10^7$	$3.4445 \cdot 10^7$
Ponte Pilo	$8.1459 \cdot 10^7$	$5.0441 \cdot 10^7$

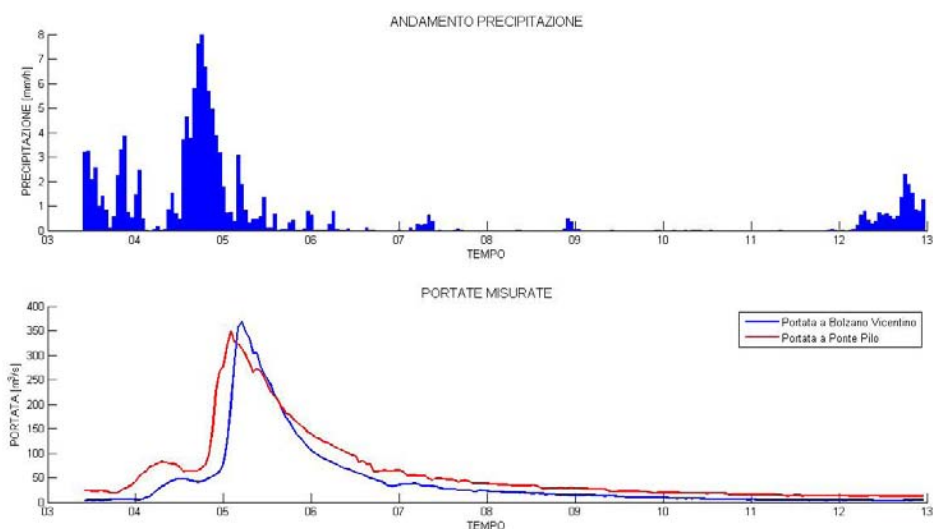


Figura 2.28: *Andamento delle precipitazioni e delle portate misurate a Ponte Pilo e Bolzano Vicentino durante il quinto evento*

2.2.6 Sesto evento

Il sesto evento è uno dei quattro eventi verificatosi durante la primavera, per la precisione a cavallo dei mesi di Aprile e Maggio del 2006 e si sviluppa dal 26 Aprile al 17 Maggio dell'anno 2009, rendendo questo evento il più lungo tra tutti quelli tenuti in considerazione. La portata di picco si è avuta il giorno 28 Aprile alle ore 10, con un valore di $341.2 \text{ m}^3/\text{s}$. I volumi messi in gioco, anche grazie alla grande ampiezza dell'intervallo di tempo, sono molto elevati: in questo caso infatti si ha una precipitazione cumulata complessiva maggiore di 100 milioni di metri cubi non solo nel bacino chiuso a Bolzano Vicentino, ma anche in quello parziale con chiusura a Ponte Pilo: i valori sono riportati in tabella 2.8 e sono rispettivamente di circa 128 e 101 milioni di metri cubi. Le portate misurate hanno invece reso possibile il calcolo dei volumi defluiti, con anche in questo caso un valore maggiore a Ponte Pilo (88 milioni di metri cubi) rispetto a Bolzano Vicentino (66 milioni di metri cubi). La figura 2.29 riporta l'andamento delle portate nel tempo: si ha un picco iniziale, che è quello principale, seguito da

una veloce fase di decrescita nella quale, in corrispondenza di una portata pari a circa metà della massima, si ha la presenza di un paio di picchi minori di lievissima entità. Dopo questa disuniformità si ha un andamento molto regolare della portata, che dura un paio di settimane, fino ad avere una portata pressoché costante nel tempo.

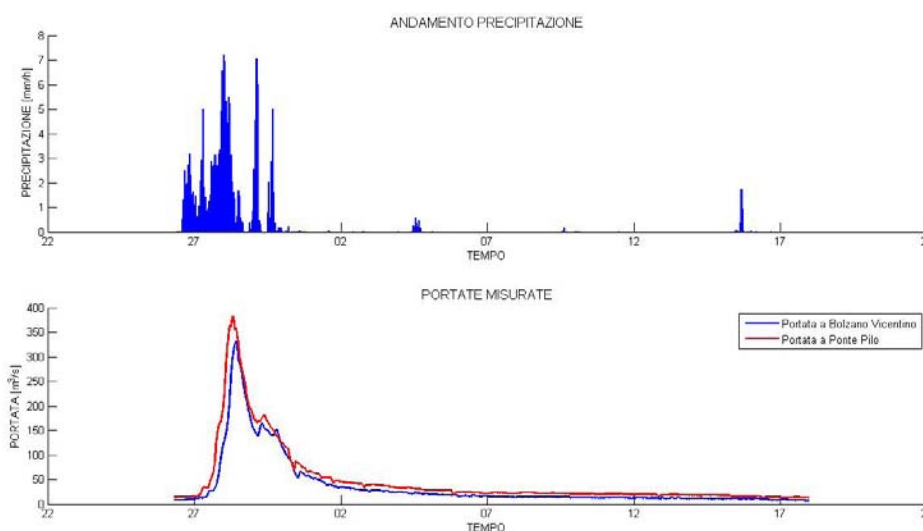


Figura 2.29: *Andamento delle precipitazioni e delle portate misurate a Ponte Pilo e Bolzano Vicentino durante il sesto evento*

Tabella 2.8: *Volumi precipitati e defluiti nelle sezioni di Ponte Pilo e Bolzano Vicentino nel sesto evento*

Sezione	Volume precipitato [m^3]	Volume defluito [m^3]
Bolzano Vicentino	$1.2817 \cdot 10^8$	$6.6968 \cdot 10^7$
Ponte Pilo	$1.0183 \cdot 10^8$	$8.8880 \cdot 10^7$

2.2.7 Settimo evento

Il settimo evento è il primo dei tre eventi considerati durante l'anno 2010, anno che purtroppo è rimasto nella memoria per l'alluvione che ha colpito grandi aree nella Regione Veneto. L'intervallo temporale di questo evento va dal 2 al 19 Maggio del 2010, con il picco, pari a $162.2 \text{ m}^3/\text{s}$, che si è presentato la sera del 4 Maggio, alle ore 23; è da notare come il valore massimo della portata sia il minore tra tutti gli eventi in considerazione. Proprio a causa di questa peculiarità dell'evento, probabilmente, l'andamento delle portate misurate nelle stazioni presenti a Ponte Pilo e Bolzano Vicentino, riportato in figura 2.30, non presenta la classica forma dell'idrogramma di piena: si ha infatti, dopo la prima fase di crescita, un doppio picco, a distanza grossomodo di un paio di giorni uno dall'altro e con il primo leggermente maggiore del secondo. La fase di decrescita inoltre, risulta essere molto lenta, e caratterizzata da un nuovo incremento delle portate, localizzato circa a metà della coda dell'evento, in corrispondenza di una nuova precipitazione sul bacino. Osservando la tabella 2.9 si nota immediatamente come sia incompleto il dato relativo al volume defluito nella sezione di Ponte Pilo, questo perchè le portate nella sezione a disposizione non ricoprono l'intero arco di tempo considerato, e quindi rendono impossibile un calcolo di un volume che sia confrontabile con quello ricavato per la sezione di Bolzano Vicentino. Anche in questo evento, comunque, come nel precedente, i volumi precipitati complessivamente superano la soglia di 100 milioni di metri cubi, essendo a Bolzano Vicentino di circa 169 milioni di metri cubi e a Ponte Pilo di circa 132 milioni di metri cubi.

Tabella 2.9: *Volumi precipitati e defluiti nelle sezioni di Ponte Pilo e Bolzano Vicentino nel settimo evento*

Sezione	Volume precipitato [m^3]	Volume defluito [m^3]
Bolzano Vicentino	$1.6971 \cdot 10^8$	$4.4830 \cdot 10^7$
Ponte Pilo	$1.3292 \cdot 10^8$	

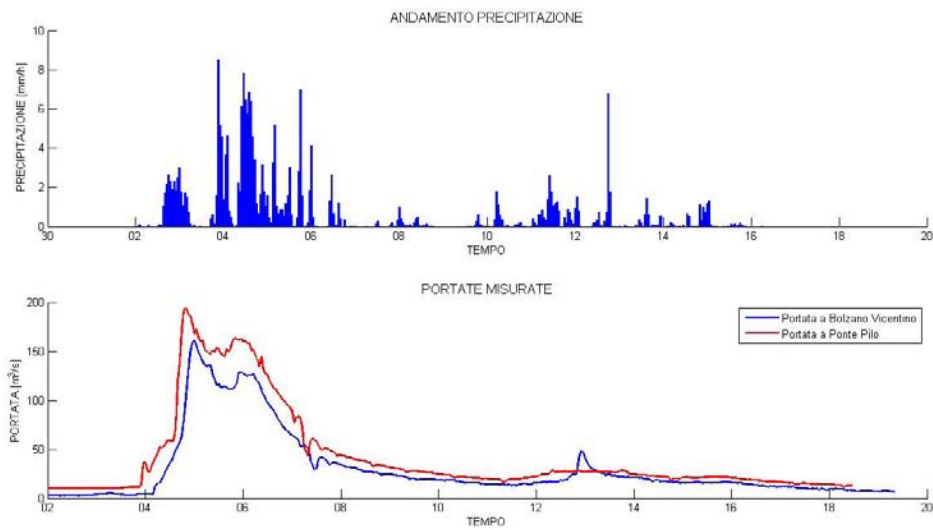


Figura 2.30: *Andamento delle precipitazioni e delle portate misurate a Ponte Pilo e Bolzano Vicentino durante il settimo evento*

2.2.8 Ottavo evento

Il secondo evento estrapolato dai dati relativi all'anno 2010, parte dal 31 Ottobre e finisce il giorno 7 Novembre dello stesso anno. In questo evento si ha il picco di portata più alto di tutti gli eventi considerati, di $489.5 \text{ m}^3/\text{s}$ il primo Novembre alle ore 13: si deve infatti notare come l'intervallo di tempo di riferimento corrisponda alle giornate dell'alluvione accennata nel paragrafo precedente che ha colpito ampie zone del Veneto, causando grossi danni a persone e cose. Il volume precipitato nel bacino è di proporzioni elevate, considerando la durata temporale di solamente una settimana, rispetto alle due settimane o più degli eventi sopra descritti: alla sezione di Ponte Pilo la precipitazione cumulata è di circa 146 milioni di metri cubi, mentre a Bolzano Vicentino sfiora la quota dei 200 milioni di metri cubi. Anche in questo caso nella tabella 2.10 manca il dato relativo al volume defluito a Ponte Pilo, per lo stesso motivo riportato nel paragrafo relativo al settimo evento, e cioè che si aveva una lacuna nei dati registrati in tale sezione. Tale lacuna è però più importante che nel caso precedente: osservando infatti la

figura 2.31 si nota come manchi completamente la portata di Ponte Pilo, visto che si è voluto omettere la presenza degli unici dati disponibili a Ponte Pilo, ovvero nella coda dell'idrogramma di piena. La forma di quest'ultimo in questo caso è infatti molto regolare: si ha una fase di crescita, un picco e una fase di decrescita, senza la presenza di ulteriori picchi minori; la precipitazione risulta infine essere concentrata solamente in un paio di giorni, in corrispondenza dei quali si ha infatti la piena nel fiume Tesina.

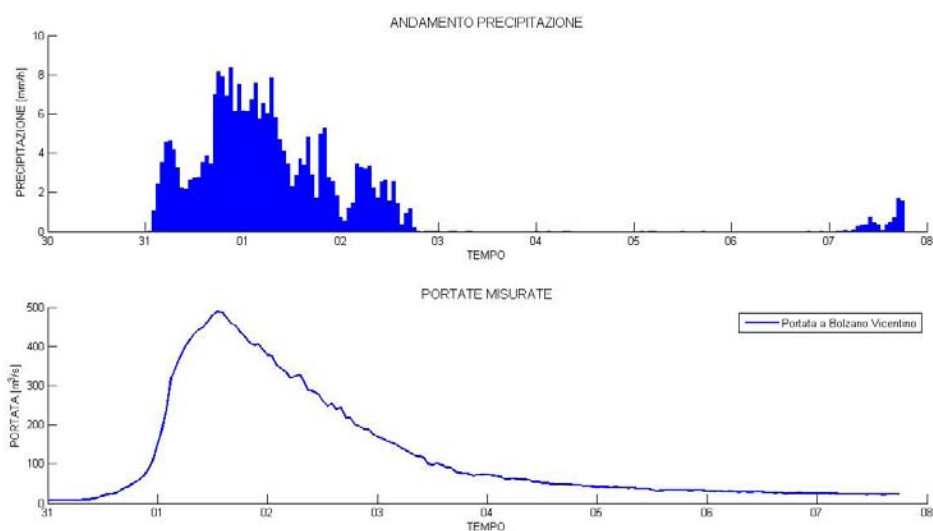


Figura 2.31: *Andamento delle precipitazioni e delle portate misurate a Ponte Pilo e Bolzano Vicentino durante l'ottavo evento*

Tabella 2.10: *Volumi precipitati e defluiti nelle sezioni di Ponte Pilo e Bolzano Vicentino nell'ottavo evento*

Sezione	Volume precipitato [m^3]	Volume defluito [m^3]
Bolzano Vicentino	$1.9184 \cdot 10^8$	$8.1732 \cdot 10^7$
Ponte Pilo	$1.4665 \cdot 10^8$	

2.2.9 Nono evento

L'ultimo evento considerato nel 2010 ha uno sviluppo che va dal 14 Novembre al 3 Dicembre di quell'anno, è quindi temporalmente molto ravvicinato all'evento precedente. Il picco di portata è tuttavia molto minore rispetto al caso precedente, ovvero di $268.4 \text{ m}^3/\text{s}$ e si ha il 16 Novembre alla sera, alle ore 20. L'andamento delle portate, visibile in figura 2.32, presenta un picco principale all'inizio dell'evento, in corrispondenza delle prime precipitazioni, una fase molto veloce di decrescita della portata ed in seguito una nuova fase di crescita fino ad un secondo picco, con valori massimi però minori, sull'ordine dei $100 \text{ m}^3/\text{s}$, seguito da una fase di decrescita di circa una decina di giorni. E' da notare, come le numerose precipitazioni intermittenti che si hanno sul finire dell'evento non causino alcun effetto sulla portata misurata, né nella sezione di Bolzano Vicentino, né a Ponte Pilo. I volumi di acqua messi in gioco durante l'evento, riportati in tabella 2.11, sono, per quanto riguarda gli afflussi, di 179 milioni di metri cubi a Bolzano Vicentino e di 135 milioni di metri cubi a Ponte Pilo; mentre per quanto riguarda i deflussi si ha anche in questo caso un valore maggiore in quest'ultima sezione (75 milioni di metri cubi) rispetto a Bolzano Vicentino (66 milioni di metri cubi).

Tabella 2.11: *Volumi precipitati e defluiti nelle sezioni di Ponte Pilo e Bolzano Vicentino nel nono evento*

Sezione	Volume precipitato [m^3]	Volume defluito [m^3]
Bolzano Vicentino	$1.7906 \cdot 10^8$	$6.6395 \cdot 10^7$
Ponte Pilo	$1.3519 \cdot 10^8$	$7.5215 \cdot 10^7$

2.2.10 Decimo evento

Il decimo è l'ultimo degli eventi primaverili: esso prende infatti in considerazione i dati di precipitazione e di portata che vanno dal 15 al 31 Marzo dell'anno

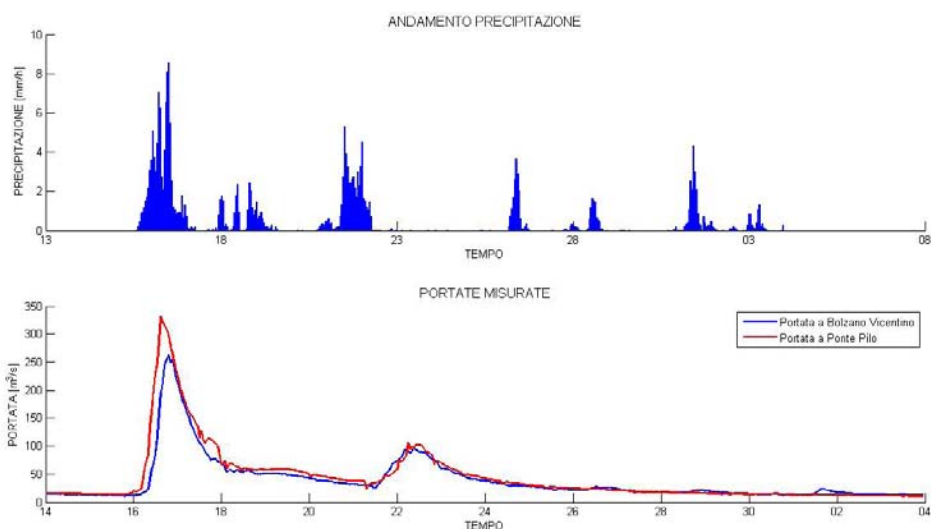


Figura 2.32: *Andamento delle precipitazioni e delle portate misurate a Ponte Pilo e Bolzano Vicentino durante il nono evento*

2011. La portata di picco è la seconda più bassa, di $175.1 \text{ m}^3/\text{s}$ e si ha alle 19 del 16 Marzo. Nella tabella 2.12 si può osservare come questo sia uno dei pochi eventi che presentano i volumi affluiti ad entrambe le sezioni di interesse minori di 100 milioni di metri cubi, in particolare si sono registrati alla sezione intermedia di Ponte Pilo 63 milioni di metri cubi e alla sezione finale di Bolzano Vicentino 87 milioni di metri cubi. In questo caso i volumi defluiti risultano essere molto simili, essendo a Ponte Pilo e Bolzano Vicentino rispettivamente di 39 e 32 milioni di metri cubi. Per quanto riguarda invece l'andamento delle portate e delle precipitazioni, riportati in figura 2.33, si ha il picco principale ad inizio evento, ma con un idrogramma che presenta anche una seconda punta, leggermente più bassa; in seguito si ha una fase di decrescita regolare, lunga all'incirca una decina di giorni.

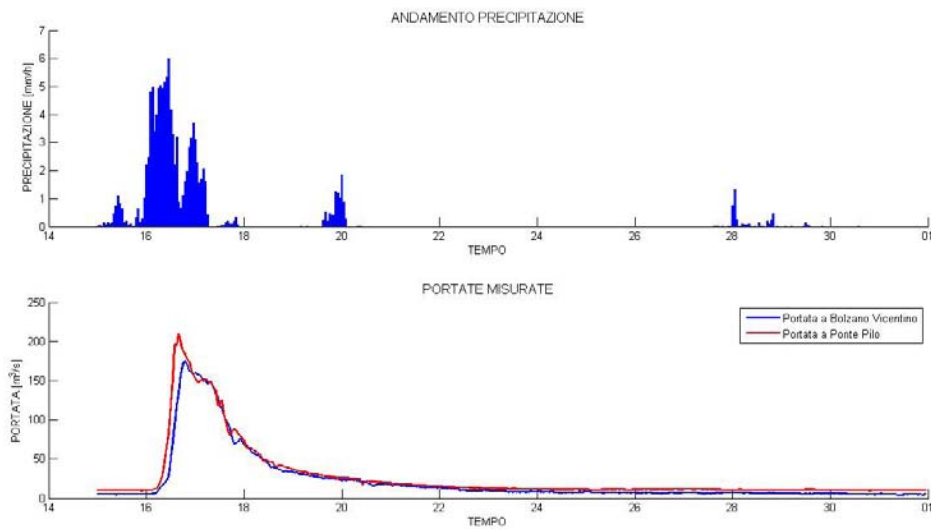


Figura 2.33: *Andamento delle precipitazioni e delle portate misurate a Ponte Pilo e Bolzano Vicentino durante il decimo evento*

Tabella 2.12: *Volumi precipitati e defluiti nelle sezioni di Ponte Pilo e Bolzano Vicentino nel decimo evento*

Sezione	Volume precipitato [m^3]	Volume defluito [m^3]
Bolzano Vicentino	$8.7500 \cdot 10^7$	$3.2256 \cdot 10^7$
Ponte Pilo	$6.3023 \cdot 10^7$	$3.9705 \cdot 10^7$

2.2.11 Undicesimo evento

L'ultimo evento in questione fa riferimento all'anno 2012; il periodo considerato è relativamente breve, di nove giorni (dal 10 al 19 Novembre). La portata massima si registra alle ore 15 del giorno 11 Novembre, con un valore di $353.3 \text{ m}^3/\text{s}$. La forma dell'idrogramma di piena, in figura 2.34, è quella classica: una fase crescente molto rapida, un picco ed in seguito una fase decrescente più lenta, fino al ritorno ad un valore della portata molto simile al valore iniziale. Anche le precipitazioni, come si può osservare, risultano essere raccolte in un arco di

tempo relativamente breve, di circa un paio di giorni, in corrispondenza del picco di piena. La tabella 2.13 riporta invece i volumi affluiti e defluiti a Bolzano Vicentino e Ponte Pilo. In questo evento, come nel precedente, si ha un volume defluito nelle due sezioni molto simile: 33 milioni di metri cubi a Bolzano Vicentino e 39 milioni di metri cubi a Ponte Pilo. I volumi affluiti risultano invece essere diversi, con una differenza che si aggira sull'ordine dei 30 milioni di metri cubi.

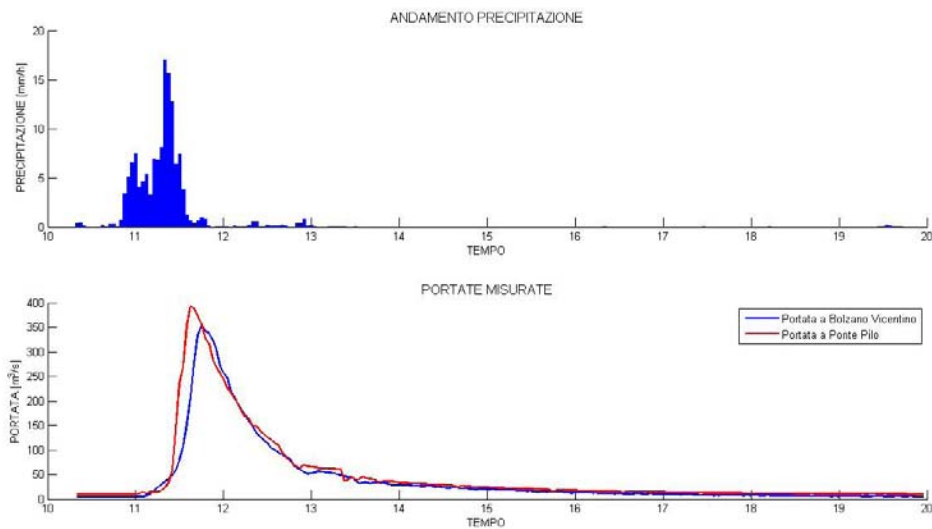


Figura 2.34: *Andamento delle precipitazioni e delle portate misurate a Ponte Pilo e Bolzano Vicentino durante l'undicesimo evento*

Tabella 2.13: *Volumi precipitati e defluiti nelle sezioni di Ponte Pilo e Bolzano Vicentino nell'undicesimo evento*

Sezione	Volume precipitato [m^3]	Volume defluito [m^3]
Bolzano Vicentino	$1.0218 \cdot 10^8$	$3.3464 \cdot 10^7$
Ponte Pilo	$7.4743 \cdot 10^7$	$3.9779 \cdot 10^7$

Capitolo 3

La rete idrografica

Dato che il modello ha bisogno nei dati di input di conoscere la rete idrografica presente all'interno del bacino, si è eseguita l'estrazione della rete stessa. Per eseguire tale estrazione si utilizzano le mappe digitali del terreno (o DTM: Digital Terrain Map) che rappresentano in modo discreto la topografia di un terreno attraverso l'individuazione della elevazione della superficie terrestre in corrispondenza dei nodi di una griglia omogenea bidimensionale. Queste mappe consentono un'analisi obiettiva delle proprietà geomorfologiche in bacini anche di grande estensione e permettono di ricavare 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 rappresentazioni digitali delle reti idrografiche che le mappe digitali permettono di ottenere sono quindi di centrale interesse nei modelli idrologici distribuiti o semi-distribuiti.

In bacini montani, che presentano gradienti topografici notevoli e determinanti per la direzione dei flussi in transito, una mappa digitale delle elevazioni permette un'adeguata caratterizzazione spaziale di molte proprietà geomorfologiche, come sono ad esempio la pendenza, la direzione di drenaggio, la curvatura e l'area drenata da ogni singola cella nelle quali viene suddivisa l'area di interesse. Nel caso di studio, si è ricavata, a partire dalle mappe digitali disponibili, la rete idrografica per la parte montana, relativa al bacino del fiume Astico chiuso alla sezione di Ponte Pilo visto le grandi pendenze; per la parte di bacino che si

trova a valle di tale sezione si è invece dovuto procedere con un altro metodo, che consiste nella definizione manuale della rete e dei sottobacini. L'ultimo passo dell'estrazione della rete è stato quindi quello di unire le due differenti parti di bacino per ottenere la rete riferita all'intero bacino in considerazione.

3.1 Estrazione automatica

Per la parte montana del bacino dell'Astico, dalla sorgente fino alla sezione di Ponte Pilo, è stato possibile estrarre la rete a partire dalle mappe digitali del terreno. La mappa utilizzata è un DTM a 50 *m*, discretizzato in una matrice di 544 X 625 elementi (di lato quindi pari a 50 *m*). Tale procedura è stata effettuata mediante il tool TauDem (Terrain Analysis Using Digital Elevation Models, versione 5.1.1) in Arcgis che permette appunto di estrarre la rete a partire da mappe digitali del terreno. In particolare, una volta caricato il DTM si devono eseguire una serie di algoritmi del TauDEM, che permettono innanzitutto di rimuovere tutti i pixel che abbiano una quota più bassa rispetto a quelle dei pixel circostanti assegnando al pixel interessato la quota più bassa tra quelle dei pixel adiacenti. Il secondo passo è quello di determinare la direzione di drenaggio di ogni singola cella, direzione che viene calcolata in base alla massima pendenza. Questo calcolo si può effettuare seguendo due diversi approcci, uno che considera la direzione singola (D8) ed un altro che considera direzioni multiple (D ∞): nel primo caso si assume che una cella possa drenare verso solamente una cella di quelle adiacenti, mentre nel secondo caso si assume possibile la ripartizione del flusso in più celle. Il terzo passo consiste nel calcolare l'area drenata da ciascun elemento del bacino, in questo modo si definisce la porzione di area che contribuisce al deflusso che attraversa il pixel considerato: in particolare si considera che ogni cella versi sulla cella a valle il proprio contributo sommato al contributo che le singole celle vicine le apportano. Una descrizione più approfondita di questi processi è riportata qui di seguito.

3.1.1 Pit Removal

Il primo passo per l'estrazione automatica della rete tramite il tool TauDEM consiste nell'individuare e rimuovere quei pixel che presentano quote anomale all'interno del DTM. Una quota viene considerata anomala quando è minore rispetto a quelle di tutte le celle adiacenti; in questo caso quindi la quota viene modificata e portata allo stesso valore della minore di queste ultime. L'operazione è necessaria in quanto per questi elementi non sarebbe possibile altrimenti determinare una direzione di drenaggio e verrebbero quindi considerati dall'algoritmo come dei punti che interferiscono nel percorso del flusso d'acqua all'interno del DTM. L'algoritmo che viene quindi utilizzato a questo scopo prende il nome di *Pit Remove*.

3.1.2 D8 Flow Directions

Per calcolare la direzione di drenaggio esistono due diversi approcci. Il primo fa riferimento all'algoritmo *D8 Flow Directions*, che calcola tale direzione con il principio della massima pendenza: per ogni singola cella si determina quale degli otto pixel circostanti fornisce la massima pendenza, assumendo quindi che il flusso segua quel percorso. Le celle considerate sono quindi in totale nove (figura 3.1): quella oggetto di studio al centro, le quattro nelle direzioni cardinali e le quattro presenti nelle direzioni diagonali. La codifica della direzione del flusso è rappresentata numericamente con una serie finita di valori interi, in particolare 1 = Est, 2 = Nord-Est, 3 = Nord, 4 = Nord-Ovest, 5 = Ovest, 6 = Sud-Ovest, 7 = Sud, 8 = Sud-Est. L'algoritmo *D8 Flow Directions* fornisce due diverse griglie, la prima contiene appunto la direzione di flusso di ogni cella, calcolata come appena descritto; la seconda griglia contiene invece la pendenza calcolata nella direzione della discesa massima ed è restituita come distanza percorsa dal salto, utilizzando la tangente dell'angolo.

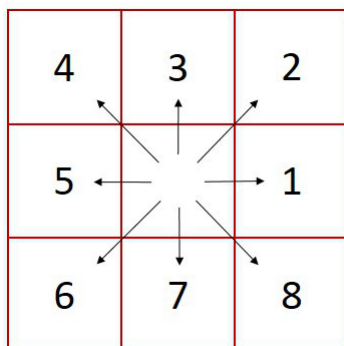


Figura 3.1: *Schema utilizzato dall'algoritmo D8 Flow Directions*

3.1.3 D8 Contributing Area

Il terzo passaggio nella procedura di estrazione della rete è quello di calcolare l'area che viene drenata da ciascun pixel: l'algoritmo *D8 Contributing Area* calcola una griglia di aree contribuenti utilizzando il modello di direzione del flusso unico D8, descritto nel paragrafo precedente. In particolare si ha che nella fase di conteggio si considera unitario il contributo di ogni elemento della griglia sugli elementi a valle interessati: in questo modo si ha che l'area contribuyente per ogni pixel della griglia è valutata come il suo apporto unitario al quale si somma il contributo da parte delle celle vicine di monte che drenano in esso secondo il modello di flusso D8. Si arriva quindi ad ottenere la quantità di flusso che confluisce in ogni singolo elemento all'interno dell'area di interesse.

3.1.4 D_{∞} Flow Directions

Come descritto in precedenza esistono due diversi approcci per calcolare la direzione di drenaggio: si è visto come il primo sia alla base dell'algoritmo *D8 Flow Directions*, il secondo fa invece riferimento all'algoritmo *D_{∞} Flow Directions*. In quest'ultimo caso la pendenza e la direzione del flusso 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 a partire dalla pendenza maggiore su facce triangolari

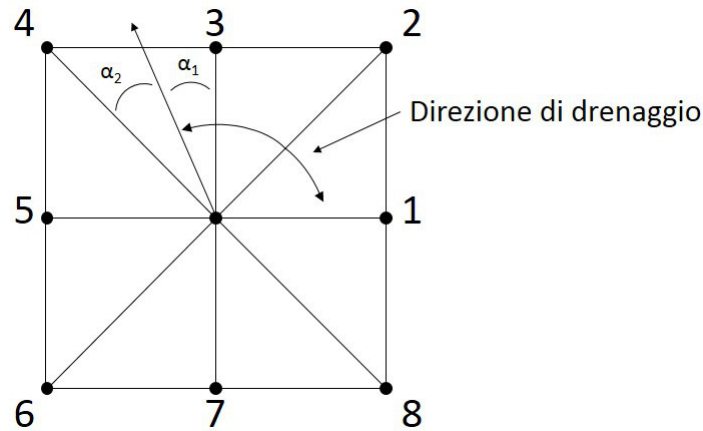


Figura 3.2: *Schema utilizzato dall'algoritmo D_∞ Flow Directions*

planari su una griglia blocco centrata. La codifica relativa alla direzione di deflusso può assumere quindi valori in radianti decimali e positivi interni all'intervallo $0 \pm 2\pi$. Il flusso risultante in una griglia viene quindi generalmente interpretato come proporzionato tra le due celle adiacenti che definiscono la faccia triangolare con la pendenza più ripida. 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. Si ottiene quindi come output da questo processo la pendenza e la relativa direzione del flusso idrologico per ciascun elemento appartenente alla griglia di riferimento.

3.1.5 D_∞ Contributing Area

L'algoritmo *D_∞ Contributing Area* calcola l'area che viene drenata da ciascun pixel. In questo caso, però, a differenza di quello visto con il *$D8$ Contributing Area*, il modello utilizzato per il calcolo della direzione è quello del D_∞ , e non il $D8$. Il contributo di ogni elemento sugli elementi a valle interessati è pari alla lunghezza dell'elemento stesso. In questo caso, infatti, si avrà che ogni pixel versa sul pixel a valle il proprio contributo sommato al contributo che le celle vicine apportano ad esso in relazione e proporzione all'angolo di flusso; per particolari angoli intermedi alle otto 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. Tramite questo algoritmo si ottiene quindi la quantità di fusso che confluisce su ogni singolo elemento della griglia.

3.1.6 Grid Network

A completamento di questa prima parte di estrazione della rete idrografica, si ha l'algoritmo *Grid Network*, che crea tre differenti griglie che contengono per ogni cella della griglia:

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

In particolare, l'ordine di Strahler definisce l'ordine di ogni tratto d'asta fluviale in relazione alla gerarchia dei tributari; le regole che portano alla definizione dell'ordine di Strahler sono:

- le sorgenti hanno numero di ordine di Strahler pari a uno;
- il ramo generato dalla confluenza di due rami di ordine diverso assume l'ordine del maggiore dei due;
- il ramo generato dalla confluenza di due rami di ordine uguale assume l'ordine originale incrementato di uno;
- quando vi è la confluenza di più di due rami, il ramo generato assume l'ordine più elevato dei rami in entrata oppure il secondo ordine più grande incrementato di uno.

Per quanto riguarda il percorso più lungo, con esso si intende la lunghezza del percorso di flusso dalla cella più lontana dalla sezione di chiusura 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. Con percorso totale si definisce invece il valore che per ogni cella assume il percorso prodotto dall'intera rete di flussi del bacino sotteso dalla cella stessa, ovvero esso rappresenta la somma delle lunghezze dei percorsi seguiti da ogni flusso che, partendo da ciascuna cella appartenente al relativo bacino di monte, affluiscono nella cella per cui è calcolato il valore. Tali lunghezze sono misurate tra i centri degli elementi tenendo conto delle dimensioni dei pixel e se la direzione è adiacente o diagonale.

3.1.7 Definizione dei siti canalizzati

Durante il processo di estrazione della rete idrografica, un problema che si presenta è quello della definizione dei siti canalizzati: essa è ottenuta mediante l'imposizione di soglie topografiche, che sono proporzionali alle portate minime in corrispondenza delle quali si ha l'incisione del sedimento. L'individuazione di questa rete canalizzata ha un ruolo di prim'ordine nella determinazione idrogeologica del bacino oggetto di studio: si ha infatti che a diverse strutture di drenaggio corrispondono diverse risposte idrologiche del corso d'acqua. La rete di drenaggio modula infine 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 [8]. Nel caso in studio la determinazione dei pixel canalizzati nella griglia è stata eseguita mediante un criterio basato su una soglia sull'area drenata: questo significa che i pixel che sottendono un bacino di una grandezza determinata sono canalizzati, quelli che invece hanno un'area affluente minore sono considerati non canalizzati. In particolare si sono valutati diversi valori della soglia di canalizzazione, così da avere diversi reticoli idrografici caratterizzati da differenti 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). La densità

Tabella 3.1: *Differenti densità di drenaggio per le varie soglie imposte per definire i siti canalizzati*

Soglia	Lunghezza rete [km]	Densità di drenaggio [km ⁻¹]
100	690.054	1.273
500	381.223	0.587
1000	224.615	0.415
2000	170.358	0.314
4000	116.736	0.215
6000	92.236	0.170
8000	88.458	0.163

di drenaggio d_d si è calcolata mediante la formula [10]:

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

dove L_i indica le lunghezze dei collettori costituenti la rete idrografica e con S si intende l'area totale del bacino sotteso dalla sezione considerata. In tabella 3.1 si riportano le varie densità di drenaggio ottenute con diverse soglie.

Si vedono di seguito i vari tipi di criteri disponibili per la definizione di pixel canalizzati.

Soglia sull'area drenata

Come già visto, il criterio utilizzato nel corso di questo studio è quello sull'area drenata, che si basa sull'ipotesi che i canali permanenti si formino nelle aree del bacino nelle quali il flusso si concentra maggiormente. La definizione di pixel canalizzati in particolare è data sulla base di un valore dell'area A sottesa, che deve superare una data soglia prefissata A_s :

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

Nella pratica si cerca di scegliere la soglia A_s in maniera da approssimare il meglio possibile la cartografia ufficiale disponibile per l'area oggetto di studio, questo

sebbene usualmente le cartografie tralascino molti dei canali di primo ordine. Si può osservare come al diminuire della soglia, e quindi all'aumentare della densità di drenaggio, vi sia un aumento della precisione con cui vengono individuate le strutture permanenti di drenaggio effettivamente riconoscibili nel territorio. Diminuendo troppo la soglia, però, la densità delle rete estratta diventa troppo elevata, e inizia a comprendere anche strutture di drenaggio temporanee, come ad esempio rivoli, oltre a quelle fisse: le proprietà idrodinamiche di tali strutture di drenaggio temporanee risultano essere tuttavia diverse da quelle relative alle strutture fisse. Altro fatto da considerare è come varino i tempi computazionali al variare del livello di dettaglio che si utilizza: per ottenere una rete molto definita si devono sopportare dei carichi computazionali non indifferenti, con tempi di calcolo della risposta idrologica molto elevati e non giustificati rispetto ai vantaggi che tale soluzione porterebbe. Si può assegnare alla soglia un preciso significato fisico, nel caso in cui si consideri il legame tra le caratteristiche geomorfologiche dell'area di studio ed i processi di concentrazione del flusso: quando si assuma che il principio del canale sia individuato sulla base della mole di materiale trasportato dal flusso, allora appare adeguato porre una soglia sull'area cumulata. Seguendo questa ipotesi, il depositarsi del trasporto solido nei versanti darebbe luogo a profili convessi, mentre nei canali produrrebbe profili concavi [12]. La testata dei canali coinciderebbe quindi con il punto di transizione tra forme concave e convesse della topografia [24]. Dopo aver eseguito varie prove (figure dalla 3.3 alla 3.9), si è scelta una soglia per identificare i siti canalizzati pari a 2000 pixel, che corrispondono, essendo ogni pixel un quadrato di lato 50 m, ad un'area di 5 km²: se un elemento sottende quindi un'area maggiore di tale valore allora l'elemento in questione è da considerarsi parte di un canale. E' da notare come la densità di drenaggio, utilizzando questo criterio, risulti sempre maggiore al diminuire del valore della soglia, a parità di soglia però si ha che la densità di drenaggio rimane costante in tutto il bacino. Il criterio basato sull'area cumulata risulta più adatto ad individuare il passaggio da versante a valle piuttosto che quello da versante a canale.

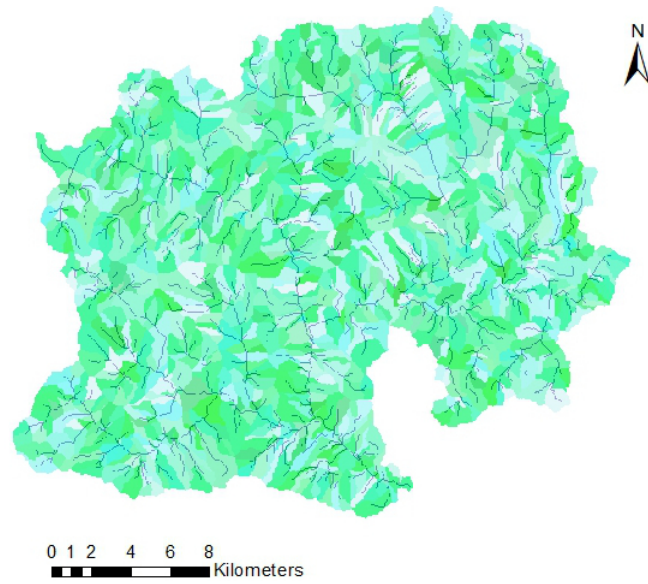


Figura 3.3: Estrazione della rete con una soglia per i siti canalizzati pari a 100

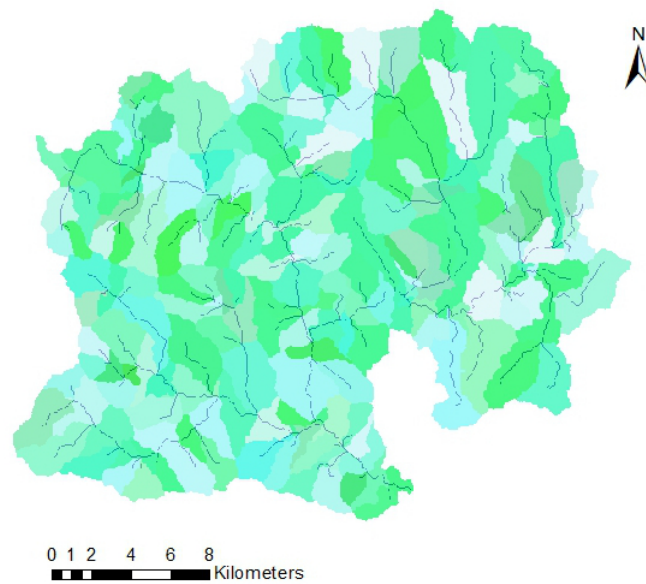


Figura 3.4: Estrazione della rete con una soglia per i siti canalizzati pari a 500

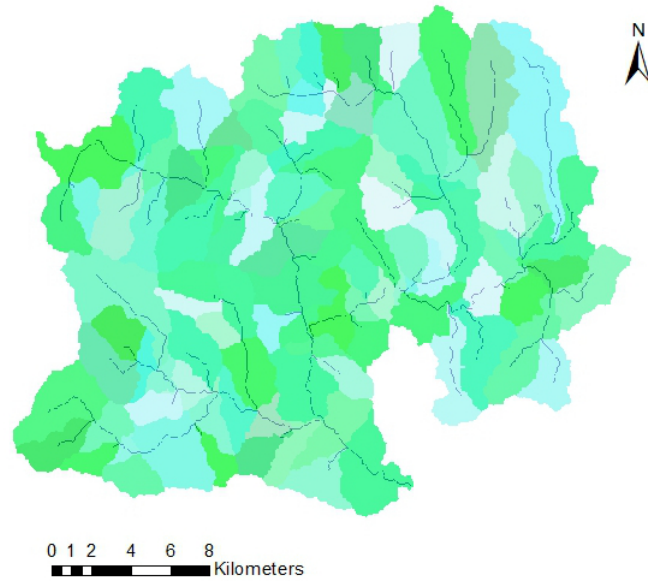


Figura 3.5: Estrazione della rete con una soglia per i siti canalizzati pari a 1000

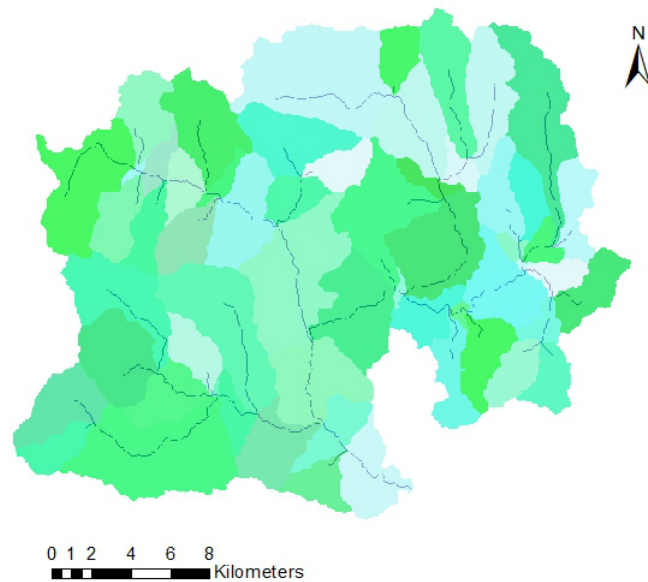


Figura 3.6: Estrazione della rete con una soglia per i siti canalizzati pari a 2000

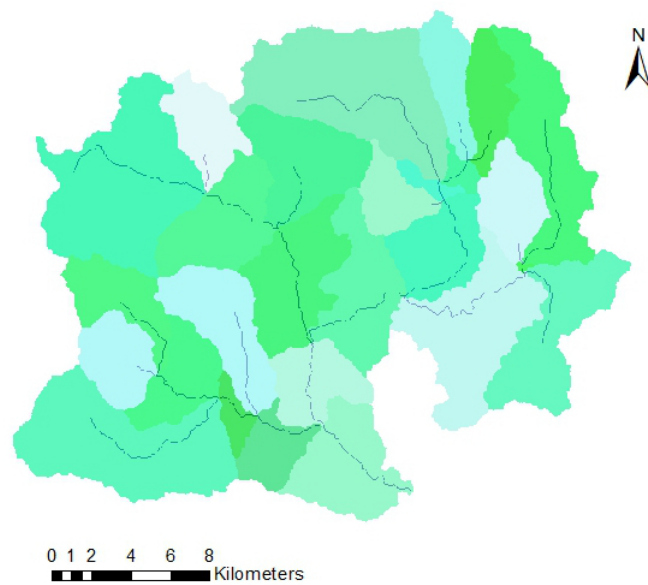


Figura 3.7: Estrazione della rete con una soglia per i siti canalizzati pari a 4000

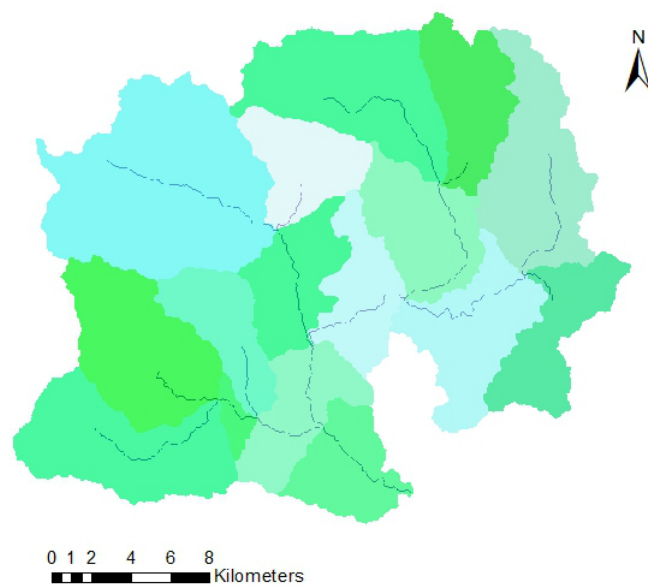


Figura 3.8: Estrazione della rete con una soglia per i siti canalizzati pari a 6000

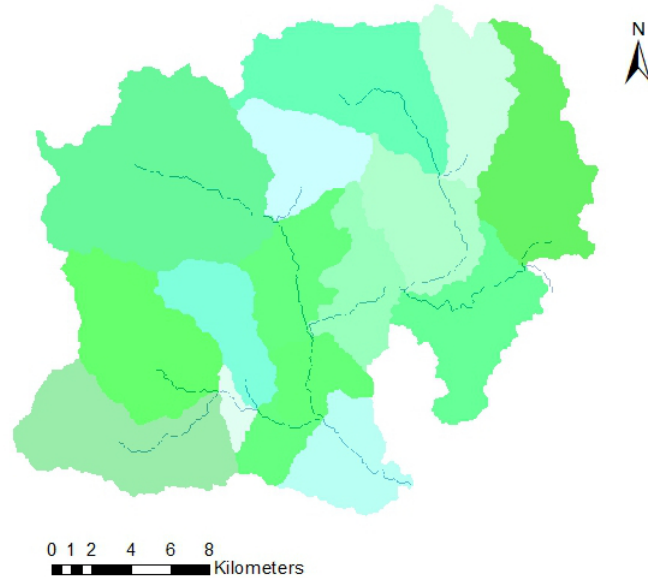


Figura 3.9: Estrazione della rete con una soglia per i siti canalizzati pari a 8000

Soglia sul prodotto di area drenata e pendenza

Un secondo criterio che si può usare per determinare i siti canalizzati è quello basato sulla relazione tra area drenata e pendenza: in questo modo è quindi possibile distinguere gli stati versanti e canali in base alle differenze nei processi di incisione che si hanno; si ipotizza infatti che il canale inizi dopo che una certa zona sia stata erosa oltre un dato limite. Tale criterio è in grado di riprodurre le disuniformità spaziali delle densità di drenaggio presenti nei bacini reali: la soglia topografica coinvolge, come già detto, sia l'area cumulata sia la pendenza; in particolare si considerano canalizzati quei siti per i quali il prodotto fra l'area drenata A_i e la potenza k -esima della pendenza locale Δz_i ecceda un valore di soglia S [14]:

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

Considerando quindi questo tipo di soglia, che tiene conto anche della pendenza locale, si assume automaticamente che il meccanismo dominante sia l'erosione, ovvero che la testata del canale si trovi in corrispondenza di un cambiamento nei

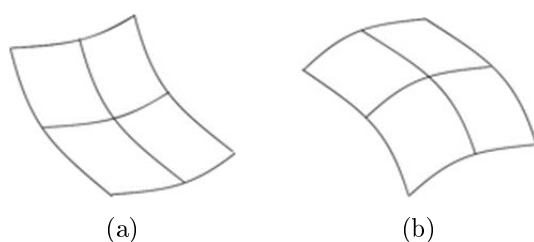


Figura 3.10: *Curvatura topografica convergente tipica delle valli (a) e divergente tipica dei versanti (b)*

processi di trasporto. Sotto una certa area critica, è stato dimostrato, i meccanismi di trasporto dipendono solo dalla pendenza, mentre al di sopra di tale valore diventa limitante la portata. Questo tipo di criterio con una soglia sul prodotto tra area e pendenza è stato anche validato sperimentalmente in numerosi bacini, per i quali è stato appunto dimostrato come i punti di inizio dei canali siano caratterizzati da un valore costante del prodotto fra area cumulata e quadrato della pendenza. La densità di drenaggio non rimane quindi costante all'interno del bacino, ma generalmente decresce andando da monte verso valle, questo perchè si ha una diminuzione naturale delle pendenza nelle zone più prossime alla sezione di chiusura del bacino. Come già anticipato, inoltre, nel calcolare la soglia si considera solitamente il quadrato della pendenza: k nell'equazione (3.3) è quindi imposto pari a 2, in maniera che la quantità a primo membro sempre nell'equazione (3.3) possa essere proporzionale al quadrato dello sforzo tangenziale al fondo prodotto dal flusso in transito. La curvatura topografica è quindi pari a:

$$\Delta^2 z = \frac{\partial^2 z}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 z}{\partial y^2} \quad (3.4)$$

come si nota in figura 3.10.

3.1.8 Determinazione dei sottobacini e delle reti di deflusso

Dopo aver individuato le zone canalizzate, come visto nel paragrafo precedente, e aver quindi ottenuto una griglia avente codice 1 per i pixel canalizzati e 0 per quelli non canalizzati; si è proceduto con l'algoritmo *Stream Reach and Watershed*, in maniera da avere una rappresentazione della rete idrografica e dei sottobacini, rappresentazione che viene generata a partire dalle informazioni prodotte dagli algoritmi precedenti. I file di output che vengono generati dall'algoritmo sono:

- *Output Stream Order Grid*: griglia con valori delle celle appartenenti alla rete di flusso ordinati secondo l'ordine di Strahler;
- *Output Network Connectivity Tree*: file che descrive la connettività topologica della rete;
- *Output Network Coordinates*: file contenente le coordinate e le caratteristiche dei punti lungo la rete di deflusso;
- *Output Stream Reach Shapefile*: shapefile che fornisce i collegamenti in una rete di deflusso, esso rappresenta l'intera rete idrografica del bacino idrografico;
- *Output Watershed Grid*: griglia che fornisce la rappresentazione dei singoli sottobacini in relazione a ciascun tratto della rete idrografica.

E' da notare come i file che verranno utilizzati anche nella seconda fase di estrazione della rete saranno gli shapefile dei canali e dei sottobacini, che dovranno essere collegati, come si vedrà in seguito, a quelli ricavati in maniera manuale nella parte più a valle del bacino.

3.2 Estrazione non automatica

Come già detto, l'estrazione della rete idrografica nella seconda parte del bacino, quella che si trova a valle della sezione di Ponte Pilo, si è dovuta eseguire in

maniera non automatica, ovvero manualmente. Questo perchè in questa zona le pendenze in gioco sono di lieve entità e quindi la procedura tramite il tool TauDEM porterebbe a risultati non soddisfacenti, in quanto sarebbe difficile per il programma individuare le direzioni di drenaggio e di conseguenza tutte le caratteristiche importanti dal punto di vista idrologico, come ad esempio i siti canalizzati. L'estrazione manuale della rete ha come scopo la creazione dello shapefile relativo alla rete idrografica e ai sottobacini per quanto riguarda la parte più a valle del bacino di interesse; con shapefile si intende infatti un file che contenga tutte le informazioni geometriche in questione, ovvero aree dei sottobacini e lunghezze dei vari tratti di fiume. Per giungere ad un risultato che sia soddisfacente ci si è basati su differenti fonti:

- Università di Padova;
- Autorità di Bacino;
- Regione Veneto.

ognuna di queste fonti ha fornito uno shapefile contenente la rete idrografica della zona oggetto di studio, ovvero il tratto di fiume Astico compreso tra Ponte Pilo e Bolzano Vicentino (dove il fiume assume il nome di Tesina, dopo la confluenza con l'omonimo affluente). In particolare, i file a disposizione per quanto riguarda i canali sono riportati nelle figure 3.11, 3.12 e 3.13, nelle quali è segnato con il colore blu l'area di interesse.

A partire da questi riferimenti si è cercato di trovare i percorsi più precisi possibile dei vari tratti dei diversi corsi d'acqua, arrivando quindi ad avere uno shape che dovrà in seguito essere collegato a quello ricavato automaticamente per la parte di monte. Il risultato che è stato ottenuto è visibile in figura 3.14.

Per quanto riguarda invece la definizione dei sottobacini dell'area oggetto di studio, ci si è potuti basare solamente su due shapefile presenti, ovvero quelli forniti da Università degli Studi di Padova e Autorità di Bacino, quest'ultimo riportato in figura 3.15 (con il blu è segnalata la zona di interesse).

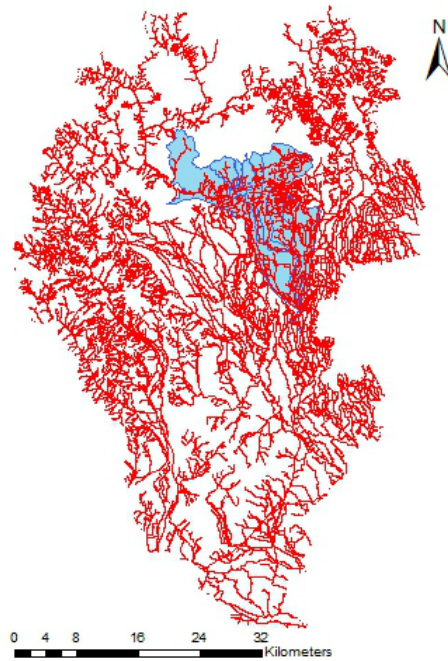


Figura 3.11: *Shape file per la rete idrografica fornito dalla Regione Veneto*

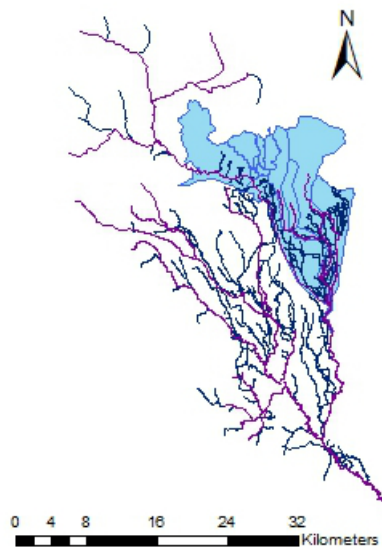


Figura 3.12: *Shape file per la rete idrografica fornito dall' Autorità di Bacino*

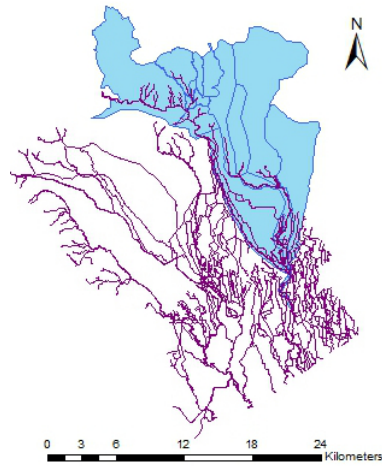


Figura 3.13: *Shape file per la rete idrografica fornito dall' Università degli Studi di Padova*

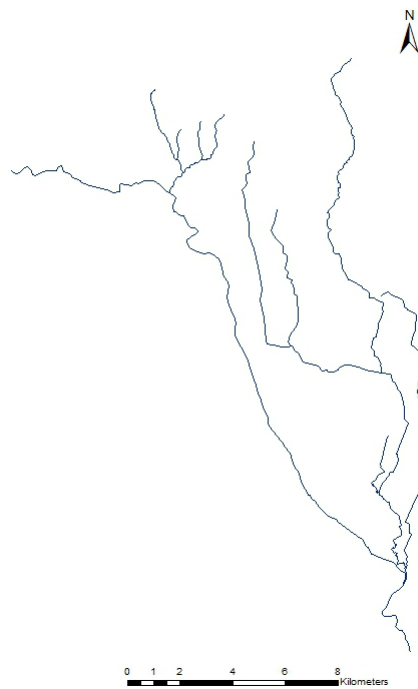


Figura 3.14: *Shape file per la rete idrografica ricavato manualmente*



Figura 3.15: *Shape file per i sottobacini fornito dall' Autorità di Bacino*

Anche in questo caso, tenendo conto dei vari fattori, come ad esempio delle risorgive, si è giunti alla determinazione delle singole aree afferenti per i vari tratti di fiume considerati. Il risultato è riportato in figura 3.16.

Dopo aver numerato i tratti di corso d'acqua e i rispettivi sottobacini, si è dovuto calcolare le grandezze geometriche caratteristiche, ovvero rispettivamente lunghezze ed aree; queste grandezze risulteranno utili nella creazione dei file di input da inserire all'interno del modello geomorfologico.

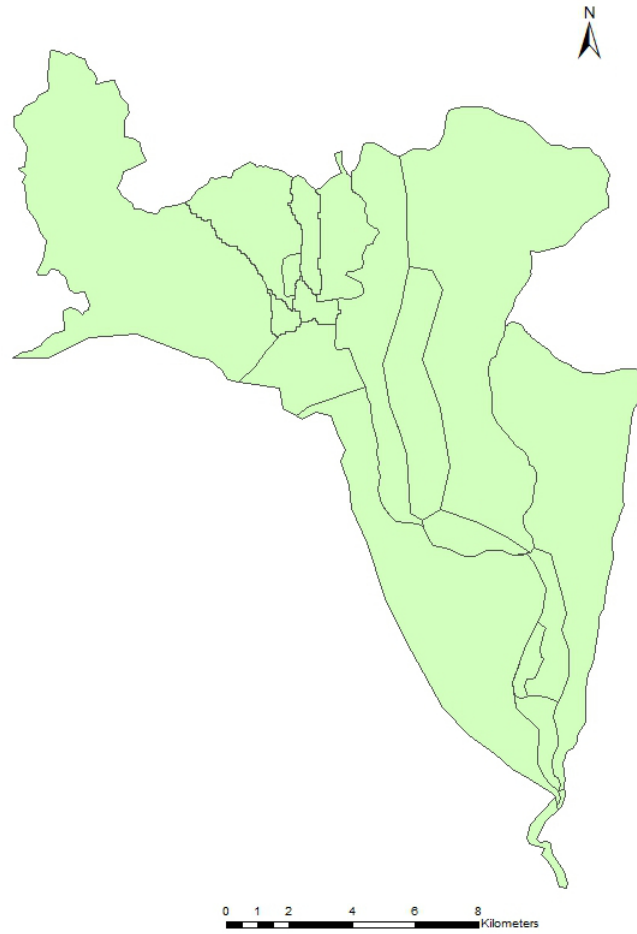


Figura 3.16: *Shape file per i sottobacini ricavato manualmente*

Capitolo 4

Interpolazione geostatistica delle precipitazioni

4.1 Il Kriging

La precipitazione è un fenomeno che presenta una grande variabilità sia spaziale che temporale. 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. 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 (come nel caso di questo studio) risulta inaccettabile l'assunzione di una precipitazione spazialmente omogenea. In questo caso si può ricorrere ad esempio all'utilizzo del Kriging. Il Kriging è un metodo di regressione che permette di interpolare una grandezza nello spazio minimizzando l'errore quadratico medio. Conoscendo il valore di una variabile in alcuni punti dello spazio, quindi, si può determinare il valore della stessa in altri punti per i quali non esistono misure: questo metodo si basa sul concetto di autocorrelazione della variabile, si assume cioè che essa vari nello spazio con continuità. Tali valori incogniti vengono calcolati tramite

una media pesata dei valori noti.

Il Kriging è composto da un insieme di strumenti di stima che permette di risolvere un problema molto frequente nel campo dell'idrologia: essendo noti i valori della precipitazione in alcuni punti all'interno di un bacino, si vuole estendere la stima all'intera superficie dello stesso. In generale, infatti, le stazioni pluviometriche si trovano in punti sparsi e ben determinati, tramite le coordinate geografiche, ma è spesso utile conoscere i valori degli afflussi anche in punti che non facciano parte di questa rete di stazioni. Questa stima può essere effettuata tramite la teoria dei processi stocastici e con il Kriging, che è un operatore ottimale (ovvero privo di errore sistematico) di stima basato su operatori di tipo lineare e che richiede la minimizzazione dell'errore commesso nella stima.

Si definisce processo stocastico una famiglia di variabili aleatorie dipendenti dal tempo, definite su un unico spazio campione Ω finito. Se si considera ad esempio una sequenza $x(t_i)$ con $i = 1, 2, \dots$ e si pone che tale sequenza sia solo una delle possibili sequenze che si possono realizzare, $X(t)$ è un processo stocastico di parametro t . Per definire in ogni suo componente un processo stocastico, bisogna caratterizzare non solo tutte le distribuzioni di probabilità delle variabili aleatorie $x(t_i)$, ma anche il reciproco legame tra tali distribuzioni; in poche parole bisogna specificare le distribuzioni di probabilità congiunta:

$$F(x(t_1), x(t_2), \dots, x(t_n)) \quad n = 1, \dots, \infty$$

Nel caso in cui si trasli il tempo di una quantità τ , si ottiene:

$$F(x(t_1 + \tau), x(t_2 + \tau), \dots, x(t_n + \tau)) \quad n = 1, \dots, \infty$$

Se le distribuzioni congiunte appena espresse sono indipendenti da τ , il processo è detto *stazionario*. Da un punto di vista intuitivo ciò significa che i caratteri delle serie osservate non dipendono dall'istante nel quale si effettua l'osservazione.

La definizione di processo stocastico è nella pratica di scarsa utilità. È infatti virtualmente impossibile poter determinare anche solo alcune delle distribuzioni di probabilità congiunta necessarie a tale definizione sulla base di osservazioni. Per tale ragione si ricorre solitamente ad una definizione che si riferisce alle proprietà

del secondo ordine del processo stocastico in esame. Ovvero il processo stocastico è definito specificando la media, o valore atteso di $x(t)$:

$$\mu_t = E[X(t)] = \int_{-\infty}^{+\infty} x_t f(x_t) dx_t \quad (4.1)$$

dove $x_t = x(t)$. Si definisce inoltre la *autocovarianza* del processo mediante il momento del secondo ordine:

$$c(t, t + \tau) = \int_{-\infty}^{+\infty} dx_t \int_{-\infty}^{+\infty} (x_t - \mu_t)(x_{t+\tau} - \mu_{t+\tau}) f(x_t, x_{t+\tau}) dx_{t+\tau} \quad (4.2)$$

Nel caso la funzione di autocovarianza c dipenda solo da τ e non da t , allora il processo si definisce stazionario nel senso del secondo ordine, definizione questa che ha un significato più ristretto di quella precedente, ma che si può tuttavia applicare a serie sperimentali. La funzione di autocovarianza ha un significato particolare: nel caso essa decada velocemente significa che il valore assunto dal processo in un dato istante influenza i valori successivi per un intervallo di tempo non molto esteso, nel caso essa decada lentamente invece si ha l'opposto: ogni valore del processo influenza quelli successivi all'interno di un arco di tempo più ampio. Altra definizione importante da dare è quella di funzione di *autocorrelazione*:

$$\rho(t) = \frac{c(\tau)}{\sigma_x^2} \quad (4.3)$$

che quindi, come si può osservare, è rappresentata dalla funzione di correlazione normalizzata con la varianza del processo.

Come detto in precedenza, il Kriging fa riferimento alla teoria dei campi stocastici: è quindi utile passare dal processo stocastico (che ha un insieme di ∞^1 variabili aleatorie correlate) a insiemi bidimensionali: ∞^2 variabili aleatorie.

Si introduce quindi il concetto di campo stocastico o aleatorio, $X(s_1, s_2) = X(s)$, che dipende da due parametri s_1 e s_2 . Un campo bidimensionale di valori $x(s_i)$ specificati (attraverso misure o modelli teorici o numerici) in diversi punti dello spazio può essere visto come una realizzazione di un tale campo aleatorio, ovvero ciascun valore $x(s_i)$ costituisce un possibile valore di una variabile

aleatoria $X(s_i)$ e tale variabile aleatoria presenta una dipendenza, di tipo probabilistico, da ciascuna altra variabile aleatoria relativa ad ogni altro punto dello spazio. Così, come nel caso dei processi stocastici si rende necessario specificare, per la completa caratterizzazione del campo stocastico, le infinite distribuzioni di probabilità congiunta che coinvolgono tutte le possibili combinazioni delle variabili aleatorie in gioco, del tipo:

$$f[x(\mathbf{s}_i), x(\mathbf{s}_i + \mathbf{k}_1), x(\mathbf{s}_i + \mathbf{k}_2), \dots, x(\mathbf{s}_i + \mathbf{k}_n)] \quad \forall i, \mathbf{k}_j$$

essendo \mathbf{k}_j il generico vettore spostamento nel piano. Se le distribuzioni congiunte appena descritte non dipendono da \mathbf{s}_i il campo stocastico è detto *omogeneo*. Inoltre, se, per un campo omogeneo, tali distribuzioni dipendono unicamente dal modulo dei vettori \mathbf{k}_j , il campo è detto *isotropo*.

Questo modo di procedere, risulta di scarsa utilità pratica non essendo possibile specificare le infinite funzioni f né dal punto di vista statistico, adattarle sulla base di un campione necessariamente finito. Si adotta perciò un'impostazione che fa riferimento alla proprietà del secondo ordine del campo stocastico. La media e la funzione di covarianza $X(s)$ sono definite rispettivamente dalle relazioni:

$$\mu(\mathbf{s}) = E[X(\mathbf{s})] \quad (4.4)$$

$$\begin{aligned} \gamma(\mathbf{s}, \mathbf{s}') &= E[X(\mathbf{s}) - \mu(\mathbf{s})][X(\mathbf{s}') - \mu(\mathbf{s}')] = \\ &= \int_{-\infty}^{+\infty} dx(\mathbf{s}) \int_{-\infty}^{+\infty} [x(\mathbf{s}) - \mu(\mathbf{s})][x(\mathbf{s}') - \mu(\mathbf{s}')] f[x(\mathbf{s}), x(\mathbf{s}')] dx(\mathbf{s}') \end{aligned} \quad (4.5)$$

In generale la media e la varianza sono funzione del punto s nel quale sono calcolate. Se invece:

$$\mu(\mathbf{s}) = \mu$$

$$\gamma(\mathbf{s}, \mathbf{s}') = \gamma(\mathbf{r}); \quad \mathbf{r} = \mathbf{s}' - \mathbf{s}$$

Il campo è detto *omogeneo* (nel senso del secondo ordine), in quanto le sue proprietà, fino al secondo ordine, non dipendono dalla posizione nella quale sono valutate.

Se, infine, la funzione di autocovarianza è tale che:

$$\gamma(\mathbf{r}) = \gamma(r); \quad r = |\mathbf{r}|$$

il campo stocastico è detto *isotropo* (nel senso del secondo ordine) poiché le sue caratteristiche sono indipendenti dalla direzione considerata. In tal caso la rappresentazione probabilistica del campo aleatorio diviene unidimensionale, dipendendo dall'unico parametro r .

Alcuni campi stocastici di interesse applicativo presentano la peculiare proprietà di non possedere una varianza finita. Per tali campi non è dunque possibile definire neppure l'autocovarianza e la loro trattazione teorica è possibile introducendo la definizione di *variogramma* $v(\mathbf{s}, \mathbf{s}')$:

$$v(\mathbf{s}, \mathbf{s}') = \frac{1}{2} E\{[X(\mathbf{s}) - X(\mathbf{s}')]^2\} \quad (4.6)$$

Si mostra facilmente che, nell'ipotesi di un campo omogeneo avente varianza finita, tra il variogramma e la funzione di autocovarianza sussiste la relazione:

$$v(\mathbf{r}) = \sigma_x^2 - \gamma(\mathbf{r}) \quad (4.7)$$

se il campo è inoltre isotropo si ha:

$$v(r) = \sigma_x^2 - \gamma(r) \quad (4.8)$$

Si osservi che, al tendere di r a 0, la funzione di covarianza tende alla varianza e quindi il variogramma tende a 0. Al tendere di r ad infinito, invece, la covarianza tende ad annullarsi e quindi il variogramma tende asintoticamente al valore della varianza. Si può quindi dedurre che, se la varianza non è definita, il variogramma risulta privo di asintoto e diverge per r che tende ad infinito.

Si ricorda infine una proprietà dei campi aleatori che riveste grande importanza nelle applicazioni pratiche. Un campo aleatorio è detto *ergodico* se, svolgendo un numero (idealmente) infinito di osservazioni le realizzazioni accessibili a tali osservazioni sono rappresentative dell'intera popolazione. Se tale proprietà è garantita si può essere certi che disponendo di campioni sufficientemente numerosi si potranno stimare con accuratezza le caratteristiche statistiche della popolazione di interesse.

4.1.1 Il kriging nel campo omogeneo

Si consideri un campo aleatorio omogeneo $Y(x)$ ed una sua realizzazione $y(x)$. Di questa siano noti i valori y_i in alcuni punti dello spazio $x_i, i = 1, \dots, n$ (che costituiranno quindi delle realizzazioni delle variabili aleatorie $Y_i, i = 1, \dots, n$), e si voglia stimare il valore y_0 in un generico punto di coordinate x_0 (ovvero si voglia stimare la realizzazione della variabile aleatoria Y_0). Data l'ipotesi di omogeneità si può sottrarre il valore della media $E[Y]$ (che non dipende dallo spazio) dal campo aleatorio originale $Y(x)$, in modo da ottenerne uno nuovo $Z(x) = Y(x) - E[Y]$ a media nulla. Il problema ora è quello di stimare la variabile aleatoria Z_0 sulla base delle variabili aleatorie Z_i . Una stima ottimale \hat{Z}_0 di Z_0 può essere definita imponendo:

$$E(\hat{Z}_0 - Z_0) = 0$$

$$var(\hat{Z}_0 - Z_0) = \text{minimo}$$

La prima condizione richiede l'assenza di errore sistematico, cioè che l'errore medio sia nullo. La seconda condizione richiede invece che la varianza dell'errore sia minima.

Le tecniche di Kriging utilizzano operatori lineari e costruiscono la stima ottima \hat{Z}_0 come combinazione lineare delle variabili Z_i :

$$\hat{Z}_0 = \sum_{i=1}^n \lambda_{i0} \cdot Z_i \quad (4.9)$$

Applicando l'operatore di valore atteso all'equazione soprastante e ricordando che ciascuna variabile Z_i ha media nulla si riconosce che la prima condizione risulta automaticamente soddisfatta, grazie alla linearità dell'operatore di stima.

La seconda condizione è soddisfatta imponendo che

$$\frac{\partial var[\hat{Z}_0 - Z_0]}{\partial \lambda_{k0}} = 0 \quad k = 1, 2, \dots, n$$

La cui soluzione è un vettore di coefficienti pari a:

$$\lambda_0 = \tilde{C}^{-1} \cdot c_0 \quad (4.10)$$

dove \tilde{C} è una matrice contenente le autocovarianze del campo aleatorio Z : la componente C_{ij} è la autocovarianza tra i punti x_i e x_j ; mentre c_0 è un vettore che rappresenta l'autocovarianza di tra x_0 e x_i . La stima \hat{Z}_0 così definita assicura dunque la minimizzazione della varianza dell'errore.

4.1.2 Il kriging nel campo non omogeneo

Si consideri un dominio nello spazio, per semplicità quadrato, di lato L , è possibile definire la media e la varianza spaziali

$$m = \frac{1}{L^2} \int_{L \times L} z(x) dx$$

$$s^2 = \frac{1}{L^2} \int_{L \times L} [z(x) - m]^2 dx$$

Si noti che nel caso in cui il campo in esame sia ergodico, i momenti calcolati nello spazio su una singola realizzazione devono, per definizione, fornire gli stessi risultati dei momenti calcolati su molte realizzazioni. Facendo tendere L ad infinito nelle equazioni precedenti, i momenti m ed s^2 devono dunque in tal caso tendere rispettivamente alla media ed alla varianza del campo stocastico. Tuttavia si osserva talvolta, ad esempio nella stima delle proprietà idrauliche degli acquiferi o della precipitazione, che, mentre al tendere di L ad infinito m tende ad un valore asintotico pari alla media del campo stocastico, la s^2 non mostra un asintoto orizzontale. La varianza spaziale s^2 in tali casi dunque diverge, indicando che la varianza del sottostante campo aleatoria non è definita. In tal caso le proprietà di secondo ordine del campo non sono a loro volta definite e non può dunque essere applicata l'ipotesi di omogeneità.

La definizione di una procedura di stima ottimale si può in questo caso basare sull'ipotesi che siano omogenei gli incrementi del campo aleatorio, ovvero:

$$E[Z(x+r)] = E[Z(x)] = \mu \quad (4.11)$$

$$var[Z(x+r) - Z(x)] = 2v(r) \quad (4.12)$$

Si utilizza una stima lineare di \hat{Z}_0 data dalla 4.9 e si impone, come nel caso omogeneo, che:

$$E(\hat{Z}_0) = \mu \quad (4.13)$$

$$var(\hat{Z}_0 - Z_0) = \min \quad (4.14)$$

Sviluppando la 4.13 si ottiene:

$$E\left(\sum_{i=1}^n \lambda_{i0} E(Z_i)\right) = \mu \sum_{i=1}^n \lambda_{i0} \quad (4.15)$$

da cui:

$$\sum_{i=1}^n \lambda_{i0} = 1 \quad (4.16)$$

mentre dalla 4.14 si ottiene:

$$E\left[\left(\sum_{i=1}^n \lambda_{i0} Z_i - Z_0\right)^2\right] = \min \quad (4.17)$$

Il problema si risolve minimizzando l'equazione precedente con il vincolo della 4.16 tramite il metodo dei moltiplicatori di Lagrange, cioè minimizzando l'espressione seguente:

$$g(\lambda_{i0}) = E\left[\sum_{i=1}^n \lambda_{i0} (Z_i - Z_0)^2\right] - \alpha \left(\sum_{i=1}^n \lambda_{i0} - 1\right) \quad (4.18)$$

Per minimizzare quest'ultima equazione, si impone l'annullarsi della derivata prima rispetto ai coefficienti incogniti

$$\frac{\partial g}{\partial \lambda_{k0}} = 0; \quad \frac{\partial g}{\partial \alpha}$$

si ottiene, dopo alcuni passaggi, l'espressione per il vettore dei coefficienti λ :

$$\lambda = \tilde{V}^{-1} v_0 \quad (4.19)$$

nella quale

$$\lambda = [\lambda_1, \lambda_2, \lambda_3, \dots, \lambda_n, \alpha] \quad v_0 = [v_{10}, v_{20}, v_{30}, \dots, v_{n0}, \alpha]$$

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

Questa rappresenta una soluzione generale del problema di interpolazione spaziale di dati misurati in campi aleatori. La formulazione esposta è in particolare adatta al caso in cui la media del campo aleatorio non sia conosciuta poiché non richiede il suo calcolo esplicito [11].

4.2 Distribuzione delle precipitazioni

Per ciascun evento considerato, si hanno a disposizione i dati di precipitazione in determinati punti dello spazio, che corrispondono alle stazioni pluviometriche presenti nel territorio. Partendo da questi dati, si è calcolata la distribuzione spaziale e temporale delle precipitazioni all'interno dell'intero bacino oggetto di studio. Questa operazione è stata eseguita in due fasi distinte:

1. calcolo del variogramma sperimentale e delle proprietà statistiche del campo di precipitazione (varianza e scala integrale)
2. determinazione della distribuzione spaziale della precipitazione attraverso l'interpolazione delle misure, effettuata tramite 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:

$$\gamma_h(r) = \sigma_h^2[1 - e^{-Z}] \quad (4.20)$$

$$Z = \sqrt{\frac{r_x^2}{I} + \frac{r_y^2}{I}} \quad (4.21)$$

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 4.20 si può scrivere nel modo seguente:

$$\gamma_i(r_i) = \sigma^2[1 - e^{-r_i/I}] \quad (4.22)$$

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:

$$\Phi = \sum_{i=1}^n [\gamma_i(r_i) - \sigma^2[1 - e^{-r_i/I}]]^2 \quad (4.23)$$

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

$$\frac{\partial \Phi}{\partial \sigma^2} = \frac{\partial \Phi}{\partial I} = 0$$

si ottiene il seguente sistema:

$$\begin{cases} \sigma^2 = \frac{\sum_{i=1}^n \gamma_i(r_i)(1 - e^{-r_i/I})}{\sum_{i=1}^n (1 - e^{-r_i/I})^2} \\ \sum_{i=1}^n \gamma_i(r_i)r_i e^{-r_i/I} - \sigma^2 \sum_{i=1}^n r_i e^{-r_i/I}(1 - e^{-r_i/I}) = 0 \end{cases} \quad (4.24)$$

Risolvendo la seconda equazione del sistema 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 pluviometriche sparse sul territorio, si determina la distribuzione spaziale della pioggia all'interno dell'intero bacino considerato.

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:

- 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;
- 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;
- 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, poiché 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 [23], 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 [22].

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 [23]. 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, poiché 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 (riportato in figura 5.1) si esprime:

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

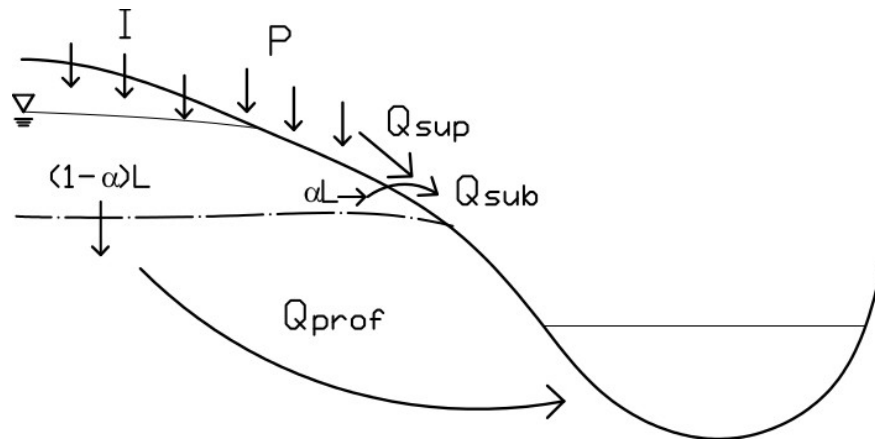


Figura 5.1: Schema del volume di controllo utilizzato nella formulazione del modello di separazione dei contributi di deflusso.

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 [9].

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

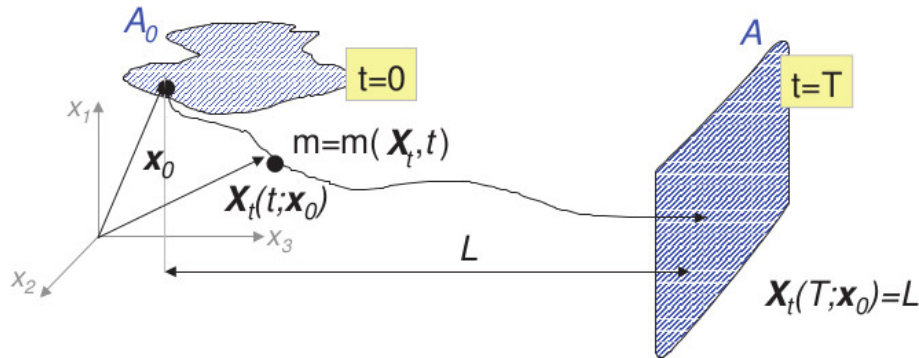


Figura 5.2: Schematizzazione della traiettoria di una particella di massa m .

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 [17].

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.

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:

- ϕ è la porosità del terreno, ovvero la porzione attiva del volume di trasporto
- $\int_{\nu} C \phi d\mathbf{x} = m$;

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 (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) (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 [21] 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)

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 [21], [13] è data da:

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

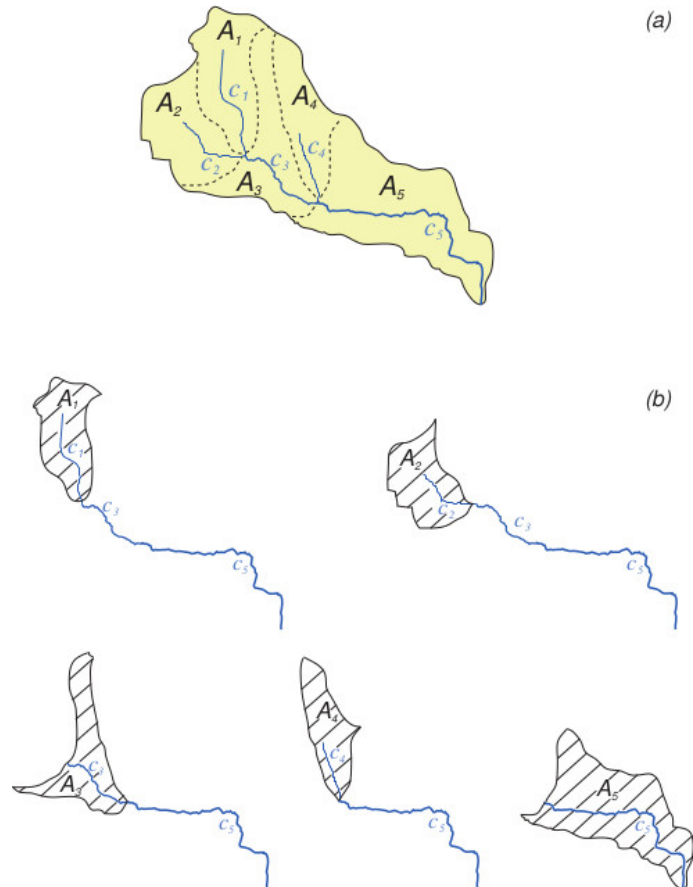


Figura 5.3: *Identificazione dei percorsi accessibili ad una particella d'acqua in un generico bacino idrografico.*

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, [17]). 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}_0 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 (poiché è legato alla struttura eterogenea dei campi convettivi), ma indipendente dallo spazio [22], 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 equa-

zioni 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 nei problemi fluviali, [22] 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 :

$$\frac{\partial Q}{\partial A} = C\gamma A^{\gamma-1} j^{1/2} = \frac{3}{2} V = a \quad (5.47)$$

$$\frac{1}{B} \frac{\partial Q}{\partial j} = \frac{A}{B\gamma j} C\gamma A^{\gamma-1} \frac{1}{2} j^{-1/2} = \frac{ay}{3\sqrt{i_f - \frac{\partial y}{\partial x}}} \cong \frac{ay_0}{3i_f} = D_H$$

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.

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:

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

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.

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

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

poiché 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 al bacino del fiume Tesina

L'implementazione del modello di risposta idrologica si suddivide in tre parti:

1. individuazione della rete idrografica, effettuata mediante il software ArcGIS;
2. calcolo della distribuzione spazio-temporale delle precipitazioni, a partire dai dati puntuali disponibili;
3. calcolo dei volumi affluiti come deflussi superficiali, subsuperficiali e profondi, e calcolo della convoluzione dei diversi contributi con gli appropriati idrogrammi unitari istantanei.

6.1 Estrazione della rete

Come si è visto nel Capitolo 3, l'estrazione della rete è stata frutto di due diversi processi.

Il primo, chiamato *estrazione automatica*, si è effettuato utilizzando il tool-box TauDEM all'interno dell'ambiente di lavoro del software ArcGIS: questa operazione, già descritta in precedenza, ha consentito la definizione della rete

idrografica del bacino dalle sorgenti del fiume Tesina fino alla sezione di Ponte Pilo.

Il secondo processo invece, è stato chiamato *estrazione manuale* e si è sviluppato nell'estrazione della rete idrografica a partire da alcuni file di riferimento, dalla sezione di Ponte Pilo, fino a quella di chiusura dell'intero lavoro, ovvero Bolzano Vicentino.

In entrambi il risultato consiste in due diversi file: uno riguardante i sottobacini e l'altro i siti canalizzati. Una volta ottenuti quindi queste informazioni per le due differenti parti di bacino, si è proceduto con l'unione, in maniera da avere la geometria dell'intero bacino oggetto di studio, dalle sorgenti dell'Astico, fino alla sezione a Bolzano Vicentino sul fiume Tesina. Per quanto riguarda la rete idrografica, si è posta attenzione al posizionamento della testa del canale tracciato manualmente: esso deve infatti coincidere con la fine del canale estratto in maniera automatica: ciò che si ottiene è quindi la rete idrografica, composta da asta principale e tutti gli affluenti del fiume Astico dalle sorgenti fino alla sezione di Bolzano Vicentino (dove è chiamato Tesina, dopo la confluenza dell'omonimo affluente). Ciò che risulta da questa operazione è riportato in figura 6.1.

Per quanto riguarda invece i sottobacini, anche questi sono stati uniti, andando ad osservare che i contorni di quelli disegnati manualmente confinanti con quelli estratti automaticamente corrispondessero esattamente con questi ultimi, senza presentare alcun tipo di sovrapposizione e senza lasciare nessuna lacuna, il risultato è riportato in figura 6.2.

Il bacino del fiume Tesina, chiuso a Bolzano Vicentino, è riportato in figura 6.3, dove sono segnalate anche le sezioni di controllo utilizzate, ovvero quella di Bolzano Vicentino e quella di Ponte Pilo.

Il numero totale di sottobacini considerati nell'area in esame è pari a 78, di cui 58 creati automaticamente tramite TauDEM ed altri 20 individuati invece manualmente. L'area del bacino del fiume Tesina chiuso a Ponte Pilo si estende per una superficie di circa 748 km^2 , con il sottobacino più piccolo avente area di 0.09 km^2 , mentre il maggiore di 44.34 km^2 . Per quanto riguarda la parte estratta automaticamente, la soglia sull'area cumulata utilizzata è stata quella

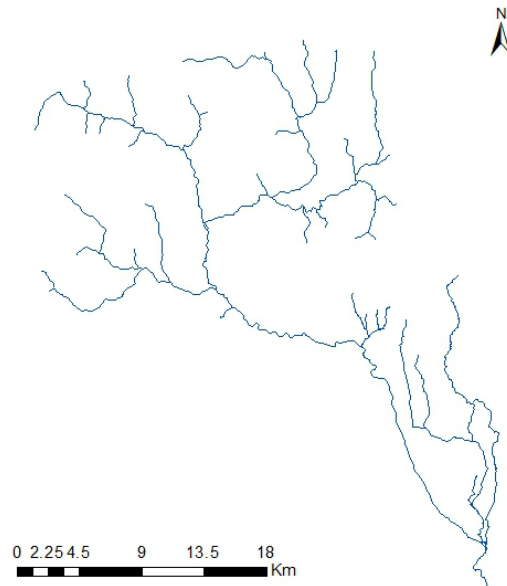


Figura 6.1: *Shape file per la rete idrografica*

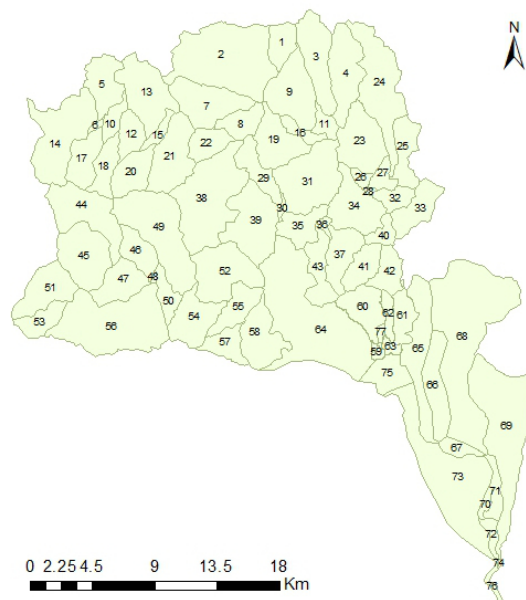


Figura 6.2: *Shape file per i sottobacini*

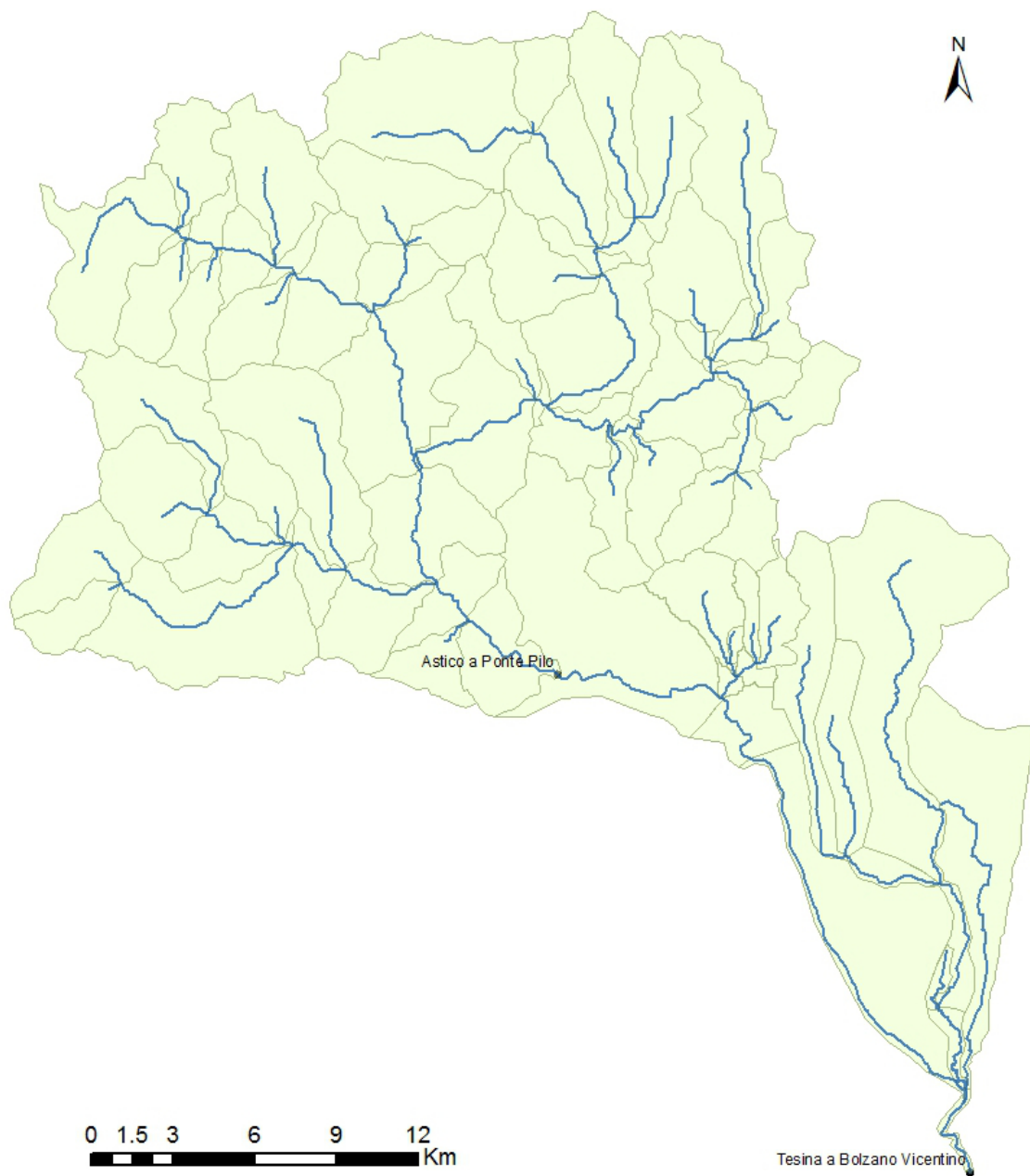


Figura 6.3: *Bacino risultante dall'estrazione della rete considerato in questo studio*

di 2000 pixel, ovvero pari a 5 km^2 , essendo ogni pixel un quadrato di 50 m di lato. Considerando anche la zona estratta manualmente, si è giunti ad avere una densità di drenaggio di 0.209 km^{-1} .

E' da precisare come la dimensione dei sottobacini risulti essere fondamentale per la corretta definizione dei parametri idrologici del modello geomorfologico, in quanto questi ultimi sono stati assunti costanti all'interno dei sottobacini stessi.

Ultimo passo dell'estrazione della rete è stato quello di cambiare la numerazione dei sottobacini, in maniera da far corrispondere l'etichetta numerica dell'area afferente con quella dei rispettivi tratti canalizzati.

6.2 Spessore dello strato collaborante

La modellazione della risposta idrologica del bacino si basa sulla separazione dei vari termini di deflusso superficiale, subsuperficiale e profondo. Si è quindi cercato di rappresentare la distribuzione spaziale dello strato collaborante nelle diverse zone del bacino, in maniera da avere una buona descrizione dei diversi termini di deflusso.

Il fattore che si considera essere determinante per lo spessore dello strato collaborante è la curvatura del terreno: si è quindi eseguita un'attenta analisi delle diverse curvature del terreno all'interno dell'intero bacino del Tesina in esame, sempre mediante il software ArcGIS (dove la curvatura negativa corrisponde alle aree concave, mentre quella positiva indica le aree convesse).

La procedura che è stata effettuata, in particolare, è iniziata filtrando dieci volte il DEM della zona, questa operazione si è resa necessaria per rendere meno evidenti le asperità locali e ridurre l'importanza delle celle anomale. Partendo quindi da questo file si è potuto, tramite specifico comando in ArcGIS, calcolare la curvatura del terreno e suddividerlo in tre differenti classi, in base a diversi valori soglia sulla curvatura:

- $\Delta^2 z < -0.2$: le aree che rispettano questa delimitazione corrispondono alle aree concave, che vengono qui di seguito indicate con A_{CV} ;

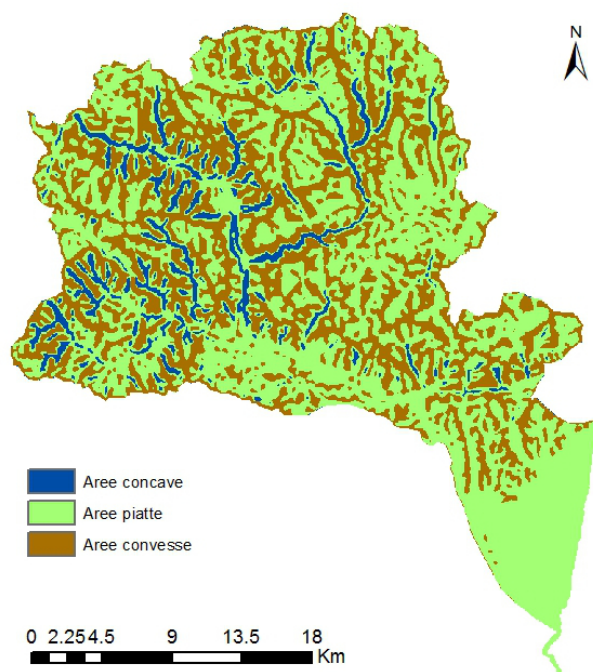


Figura 6.4: *Suddivisione del bacino nelle tre differenti classi di curvatura*

- $-0.2 < \Delta^2 z < 0.02$: le aree all'interno di questo intervallo sono assunte con curvatura nulla, ovvero piatte, e vengono di seguito indicate con A_{CN} ;
- $0.02 > \Delta^2 z$: le aree con curvatura al di sopra di tale limite sono aree convesse, indicate con A_{CD} .

E' da notare come l'introduzione di questi limiti porti ad una forte somiglianza tra la forma delle aree concave con quella del fondovalle alluvionale e tra quella delle aree convesse e quella della zona relativa agli spartiacque (vedi figura 6.4). Da questo si deduce quindi come tali valori siano appropriati per il caso particolare in esame.

Dal punto di vista idraulico si ha un comportamento differente nelle aree impermeabili: alle tre classi viste in precedenza va quindi aggiunta una quarta classe, indicante appunto le aree impermeabili all'interno del bacino, che andrà a sormontare nelle zone interessate le tre classi già esistenti. Si considera infatti lo

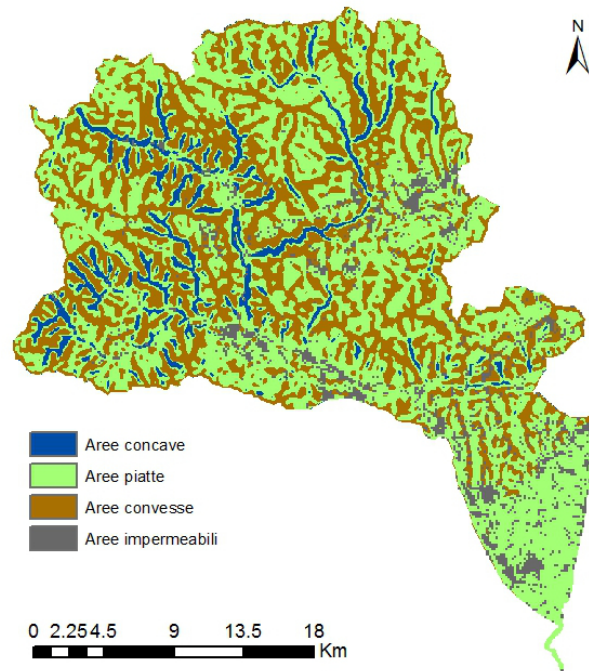


Figura 6.5: *Suddivisione del bacino nelle quattro differenti tipologie di area*

spessore dello strato collaborante indipendente dalla curvatura topografica nelle aree impermeabili.

Osservando la figura 6.5 e la tabella 6.1, è possibile notare come nella zona di interesse ci sia una maggior presenza di aree piatte e convesse, che occupano rispettivamente circa il 51% e il 36% dell'intera superficie del bacino. Risultano essere invece molto meno estese le aree concave e impermeabili, con un'estensione rispetto a quella del bacino entrambe di circa il 6%.

Come già detto in precedenza, la curvatura risulta essere il fattore determinante per il calcolo dello spessore dello strato collaborante. Considerando, in particolare, che l'acqua che cade nelle zone concave ed impermeabili si trasforma totalmente in deflusso superficiale, verrà assegnato a queste aree uno spessore dello strato collaborante nullo. Nelle zone piatte si assume invece uno spessore dello strato collaborante costante pari al coefficiente Z_r introdotto tra i parametri di input al modello idrologico. La situazione più complessa risulta invece essere

Tabella 6.1: *Superfici delle quattro diverse tipologie di aree all'interno del Bacino: aree concave, piatte, convesse e impermeabili*

Tipo di area	Area [Km^2]	Percentuale Area [%]
Aree concave	44.87	6.00
Aree piatte	386.88	51.72
Aree convesse	269.21	35.99
Aree impermeabili	47.06	6.29

quella relativa alle aree convesse alle quali si assegna uno spessore variabile tra 0 e Z_r in funzione della curvatura $Curv_{CD}$: dopo aver isolato le zone convesse, si è calcolata la curvatura media di ogni sottobacino relativa solamente ai tali aree, curvatura media che risulta essere compresa all'interno dell'intervallo $0.02 \div 1.36$ (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 tramite una funzione lineare dipendente dalla curvatura media appena 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 nell' i -esimo sottobacino;
- Z_r è un parametro di taratura dato come input al modello geomorfologico;
- $Curv_{CD}(i)$ è il valore della curvatura media delle sole aree convesse nell' i -esimo sottobacino.

Tale funzione permette quindi, a partire da un valore di input Z_r dello spessore dello strato collaborante, di attribuire ad ogni singolo sottobacino un valore di-

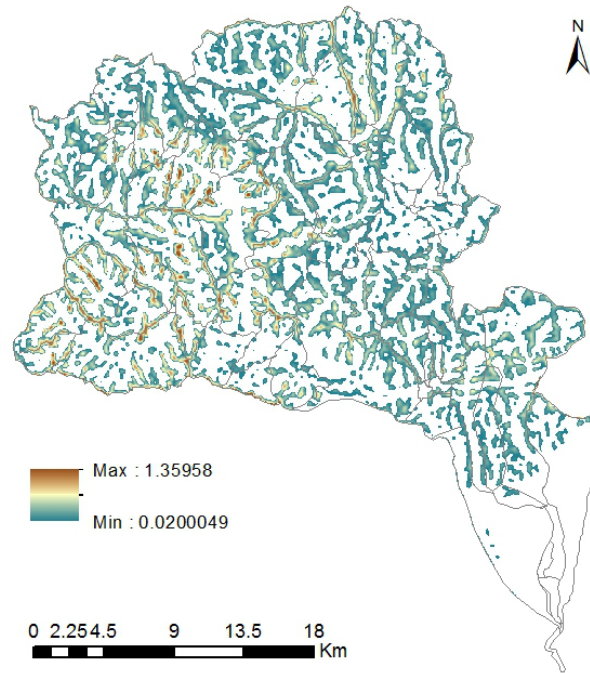


Figura 6.6: *Curvatura media relativa alle aree convesse all'interno del bacino*

verso dello spessore collaborante relativo alle sole aree convesse Z_{CD} , dipendente dalla curvatura media delle sole aree convesse presenti nel sottobacino.

La funzione è limitata superiormente a $Z_{CD} = Z_r$ per $Curv_{CD} = 0$ ed è inoltre limitata inferiormente a $Z_{CD} = 0$ per $Curv_{CD} = 0$.

Una volta che si hanno a disposizione gli spessori dello strato collaborante nelle zone piatte e convesse, si può calcolare lo spessore medio per ogni sottobacino facendone una media pesata:

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

Seguendo questo processo si può quindi valutare in maniera accurata il diverso tipo di contributo dato dai differenti deflussi: superficiale, subsuperficiale e profondo, essendo lo spessore dello strato collaborante di ogni sottobacino funzione del tipo di curvatura caratteristica del sottobacino stesso.

Tabella 6.2: *Spessore dello strato collaborante nelle quattro diverse tipologie di aree all'interno del Bacino: aree concave, piatte, convesse e impermeabili*

Tipo di area	Z [mm]
Aree concave	0
Aree piatte	Z_r
Aree convesse	$0 \div Z_r$
Aree impermeabili	0

6.3 Conducibilità idraulica

Oltre allo spessore dello strato collaborante, descritto nel paragrafo precedente, si è dovuto porre attenzione ad un altro parametro che influenza notevolmente la separazione degli afflussi nei diversi deflussi, ovvero la conducibilità idraulica. Tale parametro dipende dalla natura del terreno e, quindi, dalla sua caratterizzazione geo-pedologica [15].

In particolare, sono state individuate sette differenti zone, che presentano caratteristiche omogenee dal punto di vista pedo-morfologico (figura 6.7), ciascuna avente un valore tipico di conducibilità, come riportato nella tabella 6.3 [26]. Le sette diverse classi sono:

- RC: rilievi collinari prealpini posti al piede dei massicci (calcari marnosi, conglomerati calcarei, calcareniti, marne, argilliti);
- SM-SI: versanti rettilinei molto pendenti costituiti da rocce dolomitiche;
- VB: fondovalle alluvionali dei principali corsi d'acqua alpini e prealpini;
- SA-PD-LB: rilievi prealpini costituiti da rocce calcaree;
- AR: alta pianura recente, ghiaiosa e calcarea, costituita da conoidi e terrazzi dei fiumi alpini e secondariamente da pianure alluvionali dei torrenti prealpini;

- AA: alta pianura antica, ghiaiosa e calcarea, costituita da conoidi fluvio-glaciali localmente terrazzati;
- BA: bassa pianura antica, calcarea, a valle della linea delle risorgive, con modello deposizionale a dossi sabbiosi e piane alluvionali a depositi fini.

In virtù di tali considerazioni si assume un valore di conducibilità idraulica 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'n-esimo sottobacino ricadente nell'i-esima zona;
- k_i è la conducibilità idraulica attribuita all'i-esima zona;
- k_{med} è la conducibilità idraulica media all'interno del bacino;
- N è il numero di zone pedologiche (in questo caso $N = 6$).

Sono state valutate le aree occupate da ciascun tipo di suolo all'interno di ogni sottobacino e le relative percentuali rispetto all'area totale del sottobacino; ciascuna percentuale si è poi moltiplicata per il valore di conducibilità idraulica attribuito alla classe del tipo di suolo e si è diviso per la conducibilità media dell'intero 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 fornisce la conducibilità idraulica per ciascun sottobacino. La relazione precedente permette quindi di calcolare un valore specifico della conducibilità idraulica K_0 a partire da un unico valore di input al modello, K_c .

E' da notare, come si vede anche nella tabella 6.3, che tre classi, ed in particolare RC, AA e BA, siano presenti all'interno del bacino considerato in entità molto lieve, ricoprendo una superficie totale minore dell'1%.

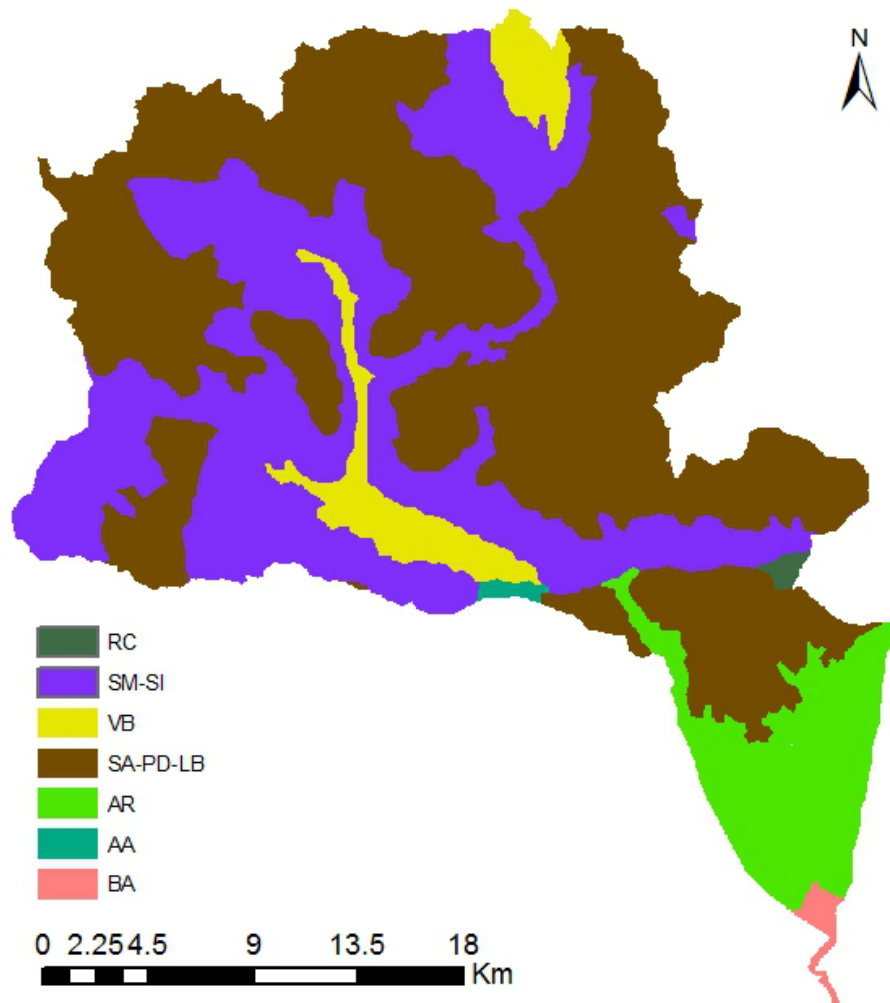


Figura 6.7: *Suddivisione del bacino in zone omogenee dal punto di vista pedo-morfologico*

Tabella 6.3: Valori di area e conducibilità idraulica per ciascuna classe di tipo di suolo

Classe	Area classe [km ²]	%	k [mm/h]	k [m/s]
RC	2.07	0.28	360	10 ⁻⁵
SM-SI	238.41	31.87	3.6	10 ⁻⁷
VB	37.78	5.05	360	10 ⁻⁵
SA-PD-LB	398.12	53.22	36	10 ⁻⁶
AR	65.70	8.78	2880	8 · 10 ⁻⁴
AA	2.12	0.28	2880	8 · 10 ⁻⁴
BA	3.82	0.51	1800	5 · 10 ⁻⁴

In questo modo è stata quindi ottenuta una rappresentazione dettagliata del coefficiente di conducibilità idraulica basata su informazioni distribuite sulle condizioni pedo-morfologiche del bacino.

6.4 Distribuzione delle precipitazioni

Il modello geomorfologico è un modello afflussi-deflussi, risulta quindi evidente come sia di fondamentale, per una buona risposta idrologica del modello, un'accurata descrizione delle precipitazioni. Nel corso di questo studio, come già accennato nei capitoli precedenti, si avevano a disposizione i dati pluviometrici registrati con cadenza semioraria in varie stazioni nei pressi del bacino in esame (figura 2.1 e tabella 2.1).

Partendo da questi dati, quindi, mediante il processo di interpolazione geostatistica del Kriging descritto nel Capitolo 4, si è proceduto con il calcolo della precipitazione media in ogni sottobacino per ogni istante temporale considerato. Il risultato di questa interpolazione è visibile nelle figure che vanno dalla 6.8 alla 6.18, ognuna delle quali rappresenta la precipitazione totale per ogni evento in ogni sottobacino.

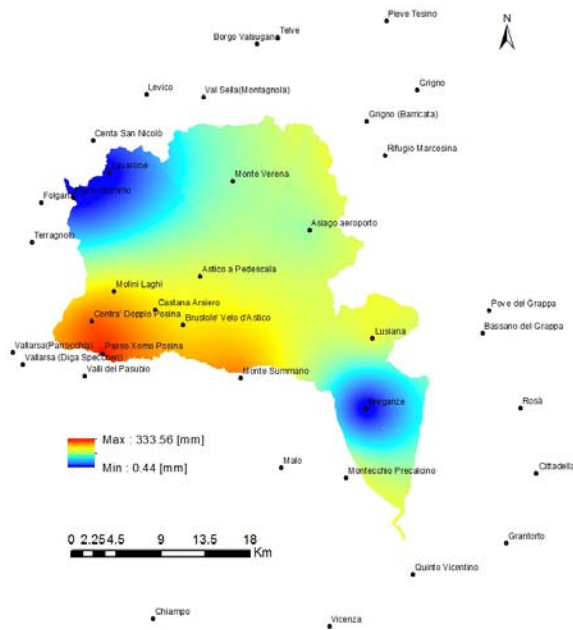


Figura 6.10: *Distribuzione spaziale delle piogge cumulate nel terzo evento: dal 2 al 14 Ottobre 2005*

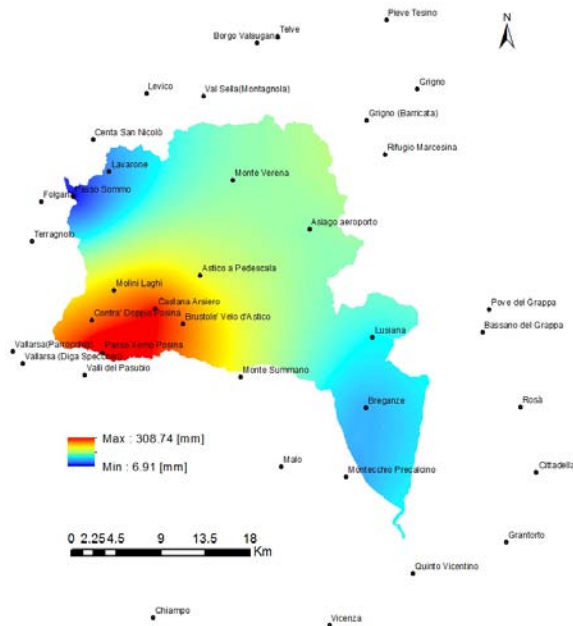


Figura 6.11: *Distribuzione spaziale delle piogge cumulate nel quarto evento: dal 23 Novembre all'1 Dicembre 2007*

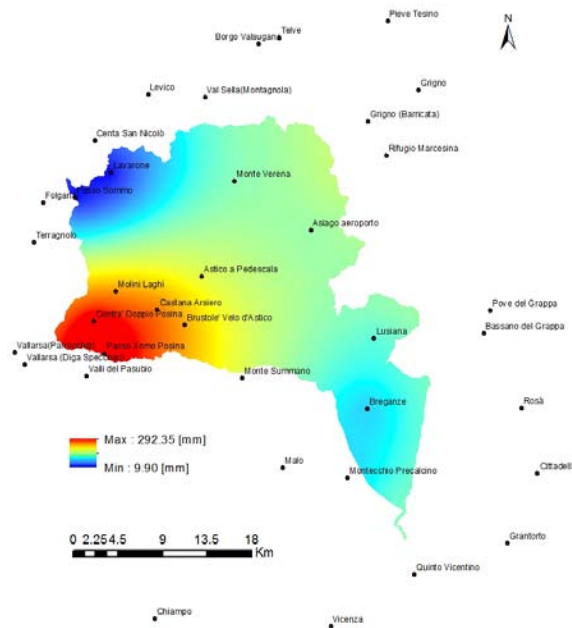


Figura 6.12: *Distribuzione spaziale delle piogge cumulate nel quinto evento: dal 3 al 12 Novembre 2008*

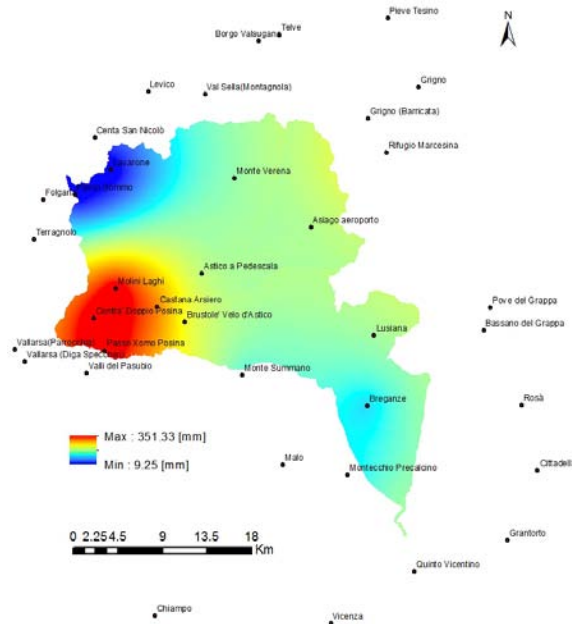


Figura 6.13: *Distribuzione spaziale delle piogge cumulate nel sesto evento: dal 26 Aprile al 17 Maggio 2009*

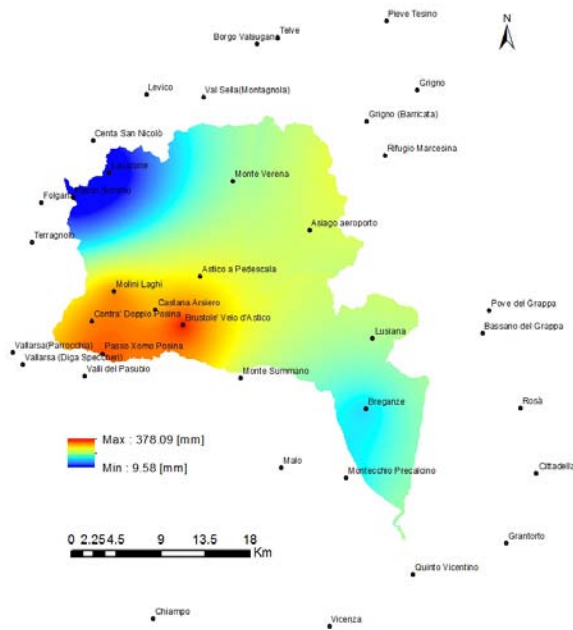


Figura 6.14: *Distribuzione spaziale delle piogge cumulate nel settimo evento: dal 2 al 19 Maggio 2010*

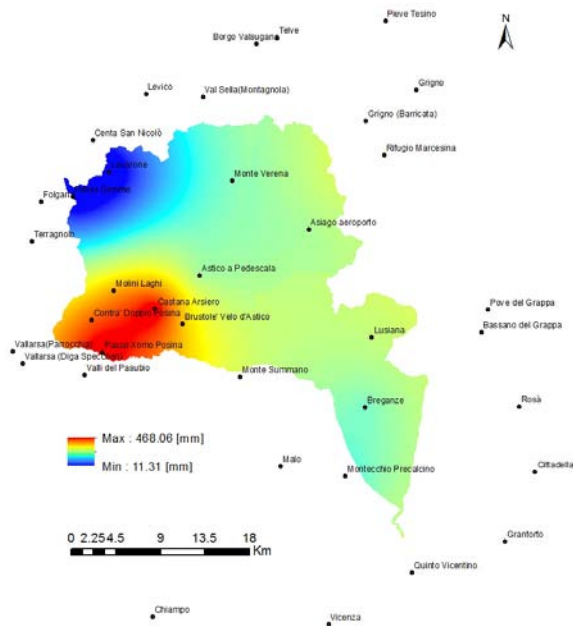


Figura 6.15: *Distribuzione spaziale delle piogge cumulate nell'ottavo evento: dal 31 Ottobre al 7 Novembre 2010*

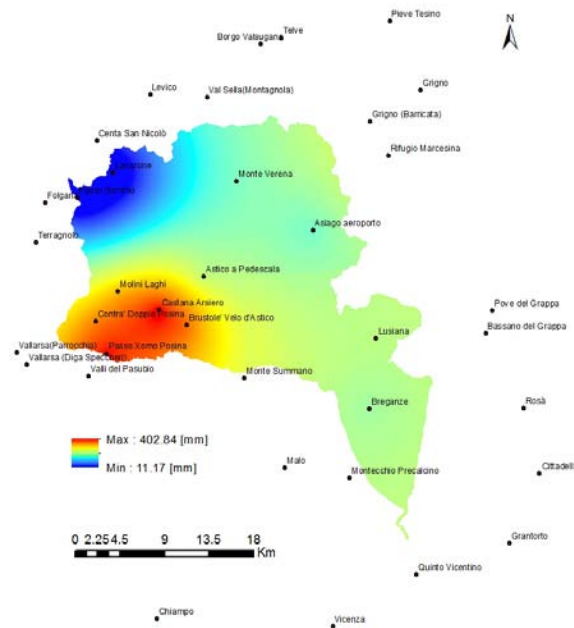


Figura 6.16: *Distribuzione spaziale delle piogge cumulate nel nono evento: dal 14 Novembre al 3 Dicembre 2010*

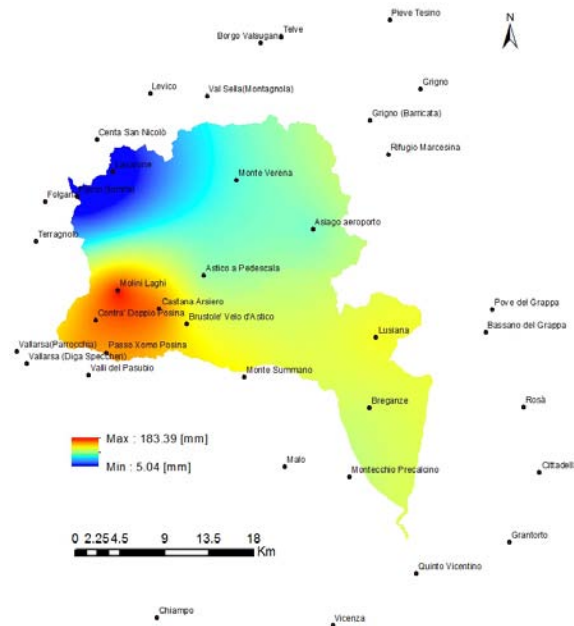


Figura 6.17: *Distribuzione spaziale delle piogge cumulate nel decimo evento: dal 15 al 31 Marzo 2011*

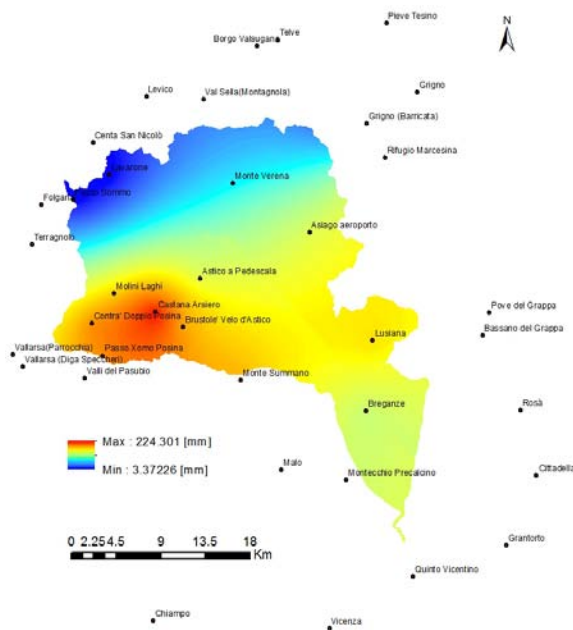


Figura 6.18: *Distribuzione spaziale delle piogge cumulate nell'undicesimo evento: dal 10 al 19 Novembre 2012*

La rielaborazione principale riguardante i dati della precipitazione ottenuti tramite il Kriging, è stata quella realizzata in seguito alla definizione di parte del bacino come carsico, come si vede nel paragrafo successivo.

6.5 Il carsismo

Il termine carsismo indica l'attività chimica esercitata dall'acqua, soprattutto su rocce calcaree, sia di dissoluzione sia di precipitazione. La parola ha origine dal nome della regione dove inizialmente questo fenomeno è stato studiato, ovvero il Carso Triestino, che si estende grossomodo dal Golfo di Trieste verso Nord-Est fino alla valle del fiume Vipacco (*Vipavska dolina*, Slovenia) e dal fiume Isonzo verso Sud-Est fino a poco oltre la sorgente del torrente Rosandra. Le varie espressioni del carsismo si distinguono principalmente per il tipo di substrato roccioso sul quale avvengono. In Italia si conoscono principalmente le forme di

carsismo su rocce a matrice calcarea e dolomitica, ma altrove esso si manifesta anche in rocce sedimentarie costituite da sale e da gesso.

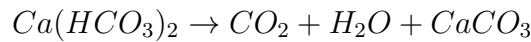
Il carsismo generalmente si articola in due fasi che possono alternarsi all'infinito a seconda di come varia l'equilibrio della saturazione in H_2O della CO_2 nella reazione chimica reversibile fondamentale. Tali fasi sono:

- la fase *dissolutiva* è operata dallo scorrimento superficiale o ipogeo di precipitazioni rese acide dall'anidride carbonica presente nell'atmosfera
- la fase *costruttiva* si ha quando l'acqua sotterranea, arricchita (fino alla saturazione) di carbonato acido di calcio, sfociando per esempio nell'atmosfera di una grotta, lo rilascia sotto forma di carbonato di calcio insolubile. Tale precipitazione è dovuta all'evaporazione dell'acqua e alla contemporanea liberazione della CO_2 spostando la reazione verso il $CaCO_3$. Questo va quindi ad esempio a formare le stalattiti o le stalagmiti a seconda che l'acqua evapori prima o dopo di gocciolare sul suolo

Il carsismo si sviluppa principalmente a seguito della dissoluzione chimica delle rocce calcaree. Il processo rientra nel grande insieme delle azioni di disgregazione compiute dagli agenti esogeni a spese delle rocce affioranti sulla crosta terrestre.

La corrosione avviene per opera delle acque meteoriche che, oltre a contenere una certa quantità di anidride carbonica atmosferica disciolta al loro interno, scorrendo sulla superficie del suolo e attraversando lo strato superficiale del suolo si arricchiscono ulteriormente di CO_2 . Queste acque reagiscono con la roccia calcarea intaccandola lentamente, sia in superficie sia infiltrandosi nel reticolo, fino a dar luogo, nell'arco delle ere geologiche, a veri e propri condotti di dimensioni variabili, che costituiscono i classici acquiferi tipici delle rocce carbonatiche. Le acque ricche di anidride carbonica infatti sono particolarmente aggressive nei confronti del carbonato di calcio. Con il passare del tempo l'acqua piovana, ulteriormente acidificata dall'azione biologica, scioglie la roccia, sia superficialmente sia in profondità, infiltrandosi per vie di penetrazione spesso impostate su linee di frattura o di faglia.

I complessi fenomeni chimici di dissoluzione e precipitazione in ambiente carsico possono essere chimicamente così sintetizzati:



Contrariamente al carbonato di calcio ($CaCO_3$) praticamente insolubile, il carbonato acido di calcio ($Ca(HCO_3)_2$) si dissocia in acqua in ioni Ca^{++} e HCO_3^- che vengono asportati dall'acqua dilavante. Il materiale non disciolto va a costituire i cosiddetti depositi residuali, sovente associati alle forme carsiche. L'evoluzione del carsismo procede in profondità creando cavità ipogee, arrestandosi solo al contatto con rocce non sottoposte, per contenuto mineralogico, al fenomeno di dissoluzione carsica.

Dal punto di vista geochimico vengono interessati dal processo minerali carbonatici come primariamente la calcite e l'aragonite, ma anche in misura minore le dolomite. Forme di dissoluzione simili, ma che si attuano in modo chimicamente diverso, possono anche formarsi a spese di formazioni gessose e saline; tali forme vengono spesso ricomprese nel fenomeno carsico, anche se a rigore non subiscono il processo di dissoluzione sopra descritto. L'azione corrosiva dipende dalla natura della roccia, dalla temperatura media stagionale e dalla presenza di precipitazioni. Ecco perchè i terreni carsici si trovano prevalentemente nella fascia climatica temperata, dove le condizioni atmosferiche sono più favorevoli, sia per le temperature sia per la quantità di precipitazioni. All'infuori di questa fascia il Carso si trova solo sporadicamente.

Dissolvendosi, le rocce calcaree danno luogo a forme caratteristiche sia nell'ambiente esterno sia nel sottosuolo. Il paesaggio carsico è quasi sempre praticamente privo di rete idrografica superficiale. In geomorfologia si distingue in carsismo superficiale e sotterraneo.

Le forme del carsismo superficiale (epigeo) vengono classificate, in base alla scala del fenomeno, in microforme e macroforme. Tra le microforme si annoverano le scannellature, i campi solcati, le docce (dei solchi più ampi), le vaschette di

corrosione, i fori di dissoluzione e gli alveoli. Tra le macroforme più importanti si ricordano doline, polje, puli, inghiottitoi, grave a pozzo e valli carsiche.

Tra le forme del carsismo sotterraneo (ipogeo) le grotte sono senza dubbio le più conosciute, ma esistono anche cunicoli più o meno estesi, come quelli percorsi da fiumi sotterranei, che scompaiono dalla superficie terrestre sprofondando nel sottosuolo dove scorrono anche per parecchio tempo prima di tornare all'aperto (risorgive carsiche). Oltre che forme erosive sono abbondanti le forme deposizionali del carsismo. Lo stillicidio, infatti, dell'acqua che penetra dalla superficie crea, con il passare dei secoli e de millenni, strutture calcaree dalle forme particolari. Le più caratteristiche sono le stalattiti, le stalagmiti, le colonne date dalla loro unione, le colate, le cortine e le varie concrezioni che ornano le pareti delle grotte sotterranee. Il fenomeno deposizionale è fondamentalmente generato dall'inversione della reazione di dissoluzione carsica sopra descritta. In particolari condizioni di temperatura e flusso idrico, il bicarbonato solubile tende a trasformarsi in carbonato di calcio insolubile, che precipita, si deposita e forma le concrezioni.

Il carsismo nell'Altopiano di Asiago

All'interno del bacino del fiume Tesina oggetto di studio, si trova l'Altopiano di Asiago (detto anche Altopiano dei Sette Comuni), che nel suo complesso si estende per un'are di circa 600 km^2 ad un'altitudine compresa tra i 1000 e i 2000 metri sul livello del medio mare. Il massiccio montano sul quale si trova l'altopiano è circondato da profonde valli che lo isolano completamente dalle montagne circostanti. Una carsificazione diffusa ed intensa provoca la quasi assenza di una rete idrografica superficiale, nonostante una precipitazione media annua considerevole (di circa 1500 mm) [20] e la notevole estensione della zona. Gli afflussi meteorici sono quasi completamente dispersi in profondità attraverso le fessure che sono presenti tra le rocce: si ha quindi che il deflusso profondo è molto elevato, e porta ad avere, tramite la circolazione carsica, cinque diverse sorgenti situate una vicina all'altra e che scaricano in media annua $15 \text{ m}^3/\text{s}$ ([20]).

L'Altopiano dei Sette Comuni appartiene alle Alpi vicentine, e la sua genesi è da ricercare nelle forze di compressione che hanno avuto luogo durante il Neogene a causa della convergenza tra l'Europa e l'Adria. La direzione principale di deflusso all'interno di questo Altopiano è determinata dalle caratteristiche geologiche e morfologiche della zona in esame, ed in particolare portano le sorgenti a trovarsi alle basi nella parte orientale dell'Altopiano (Oliero). Il carattere idraulico di queste fonti risulta essere caratterizzato da variazioni rapide e considerevoli di portata: si è osservato come il ritardo temporale tra gli afflussi e i deflussi sia nell'ordine della giornata. Durante quasi tutto l'anno, quindi, la portata alle sorgenti è influenzata esclusivamente dalle precipitazioni, solamente nei mesi invernali (e in quelli immediatamente successivi) si ha che la neve sciogliendosi porta ad avere basse portate protratte nel tempo.

Si è dunque voluto tenere conto in questo studio delle caratteristiche carsiche dell'Altopiano dei Sette Comuni, come si vede nel paragrafo qui di seguito.

6.5.1 Il carsismo nel modello geomorfologico

All'interno del modello geomorfologico si è tenuto conto del fenomeno del carsismo che si ha nell'Altopiano di Asiago, data l'estensione non indifferente di quest'ultimo all'interno del bacino considerato: in particolare si ha che l'area carsica ricopre una zona pari a circa il 46 % del bacino del fiume Tesina chiuso a Bolzano Vicentino, con un'estensione approssimativamente di 345 km^2 . Osservando la figura 6.19 si può notare come alcuni sottobacini siano interamente parte dell'Altopiano carsico, mentre altri vengono solamente toccati in parte da questa caratteristica.

Si è dunque pensato, in fase di implementazione del modello, di considerare la precipitazione al di sopra del terreno carsico in maniera differente rispetto a quella sul resto del bacino: tenendo conto del fatto che la maggior parte degli afflussi meteorici in zone carsiche, come descritto in precedenza, non contribuisce all'onda di piena ma esce dal bacino in esame, si è voluto porre nel modello un coefficiente chiamato β . Tale coefficiente, variabile tra zero ed uno, rappresenta

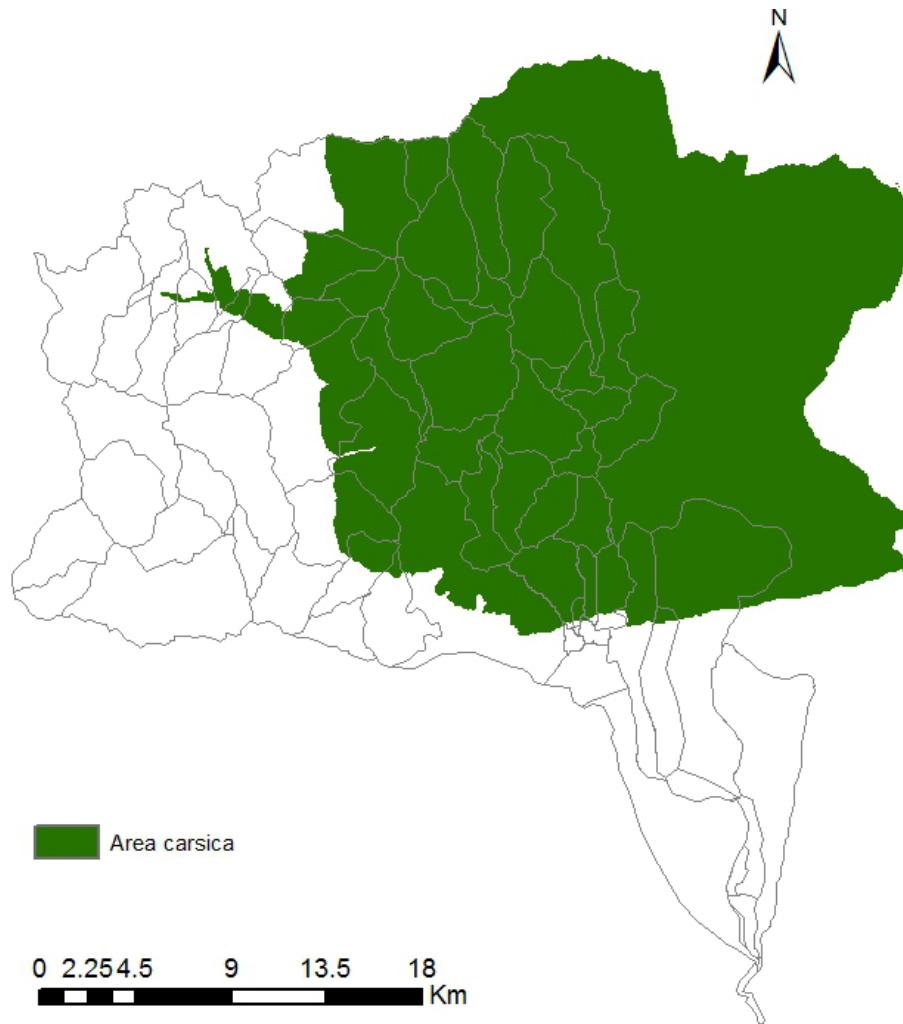


Figura 6.19: *Estensione della zona carsica nel bacino di interesse*

la quantità di acqua che viene persa a causa del carsismo: se ad esempio si pone $\beta = 0.2$ significa che il venti per cento delle precipitazioni non contribuisce a formare il deflusso. L'implementazione del carsismo è dunque un'operazione che riduce l'acqua proveniente dall'Altopiano dei Sette Comuni. In particolare si sono scelti nel corso di questo studio due principali valori per il coefficiente β :

- β costante, indipendente dall'intensità di pioggia
 - $\beta = 0.3$
 - $\beta = 0.7$
- β variabile in base all'intensità di pioggia

Nel caso in cui β sia costante, si può osservare come il primo valore sia relativamente basso, si ha infatti che il trenta per cento degli afflussi nelle zone carsiche non contribuisce all'onda di piena; il secondo valore invece, risulta essere molto più elevato, con la maggior parte degli afflussi che non alimenta il deflusso. Si è inoltre pensato di non utilizzare il valore di coefficiente β unitario, che avrebbe significato togliere la totalità delle precipitazioni sull'area carsica, in quanto in questa zona vi è la presenza di una rete idrografica, che per quanto poco importante, per esistere necessita di un'alimentazione proveniente dagli afflussi meteorici, escludendo quindi l'ipotesi appena descritta. Nel caso in cui invece β sia variabile con l'intensità di pioggia, si è fatto riferimento alla separazione dei deflussi secondo Horton.

Il meccanismo di Horton ipotizza che la saturazione avvenga superficialmente, quando l'intensità di precipitazione eccede la capacità di infiltrazione del terreno. La capacità di infiltrazione $f(t)$ [mm/ora] è funzione del tempo (computato a partire dall'inizio dell'evento) e viene spesso assunta della forma:

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

dove f_0 è la massima infiltrazione, che si verifica per $t = 0$, f_c è il valore di infiltrazione raggiunto asintoticamente e k è una costante temporale che specifica i tempi nei quali si ha il passaggio da f_0 a f_c [11].

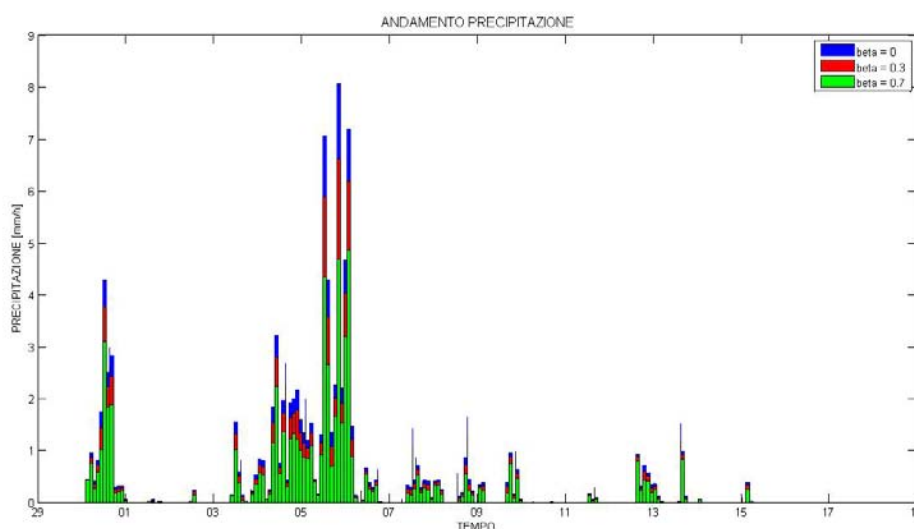


Figura 6.20: *Andamento delle precipitazioni durante il primo evento per vari valori del coefficiente β del carsismo*

In base quindi a questo meccanismo di Horton, è possibile procedere con la separazione della precipitazione mediante il metodo che prende il nome di metodo dell'indice Φ . Questo prevede la determinazione di un valore di soglia Φ per l'intensità di precipitazione al di sotto del quale tutta la precipitazione si infila. Proprio questo concetto è alla base di quanto eseguito per il carsismo con il coefficiente β : per basse intensità di precipitazione quasi tutta la precipitazione va ad alimentare le acque carsiche, mentre per intensità più alte si ha che la maggior parte della precipitazione alimenta il deflusso superficiale.

Per gli undici eventi considerati in questo studio, si riportano i grafici (figure dalla 6.20 alla 6.30) dell'andamento medio della precipitazione oraria su tutto il bacino del fiume Tesina con differenti valori di β , in particolare in blu si hanno le precipitazioni totali, risultanti dal Kriging, in rosso le precipitazioni con $\beta = 0.3$ ed in verde le precipitazioni con $\beta = 0.7$; come si nota, per tutti gli eventi, si ha ovviamente all'aumentare del coefficiente β , una diminuzione generalizzata della media delle precipitazioni.

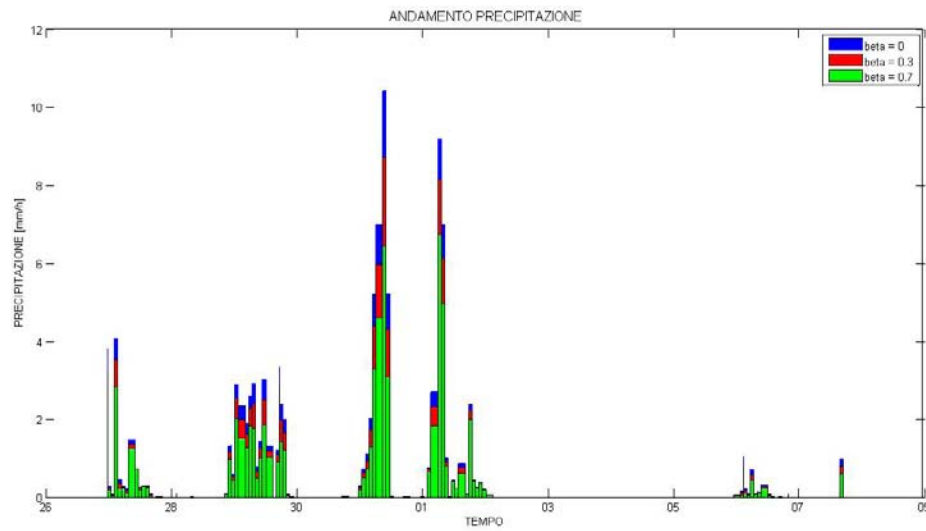


Figura 6.21: *Andamento delle precipitazioni durante il secondo evento per vari valori del coefficiente β del carsismo*

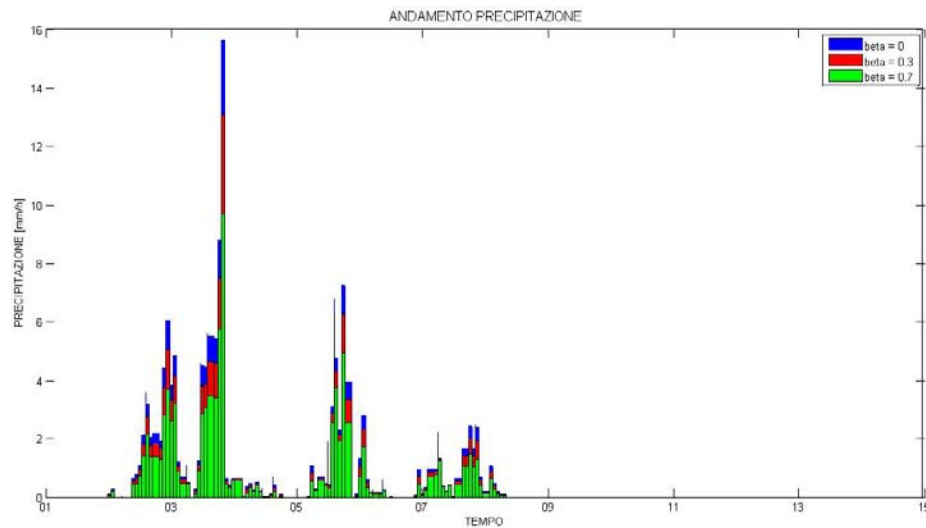


Figura 6.22: *Andamento delle precipitazioni durante il terzo evento per vari valori del coefficiente β del carsismo*

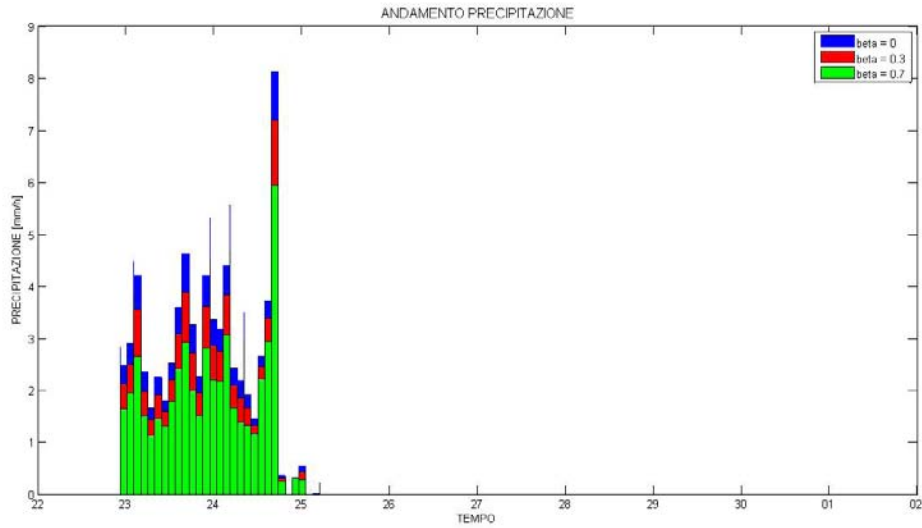


Figura 6.23: *Andamento delle precipitazioni durante il quarto evento per vari valori del coefficiente β del carsismo*

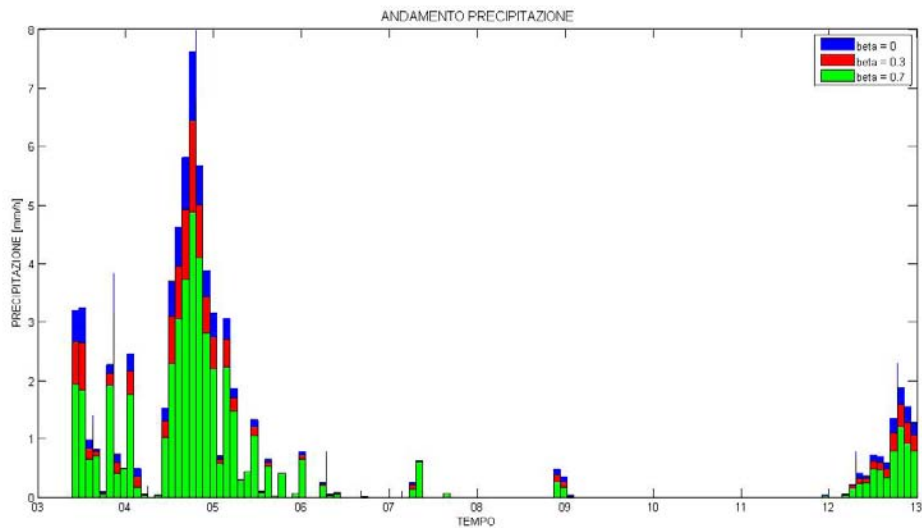


Figura 6.24: *Andamento delle precipitazioni durante il quinto evento per vari valori del coefficiente β del carsismo*

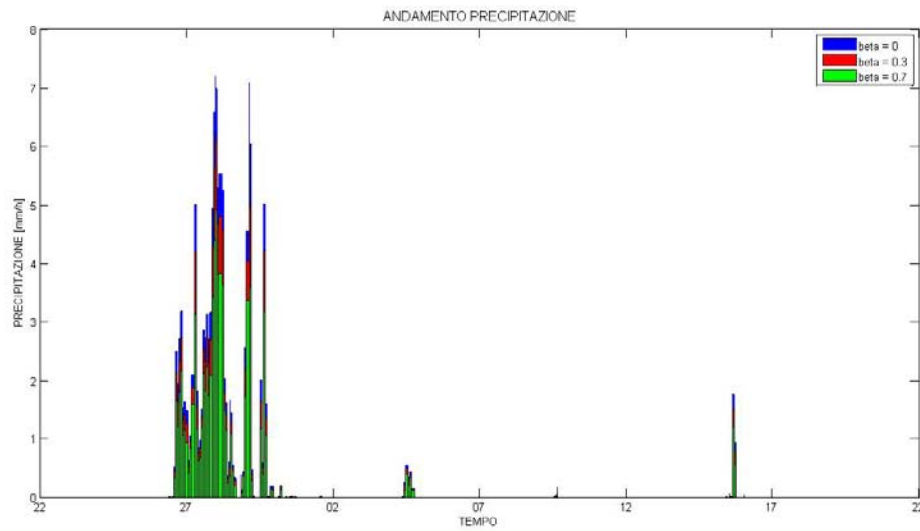


Figura 6.25: *Andamento delle precipitazioni durante il sesto evento per vari valori del coefficiente β del carsismo*

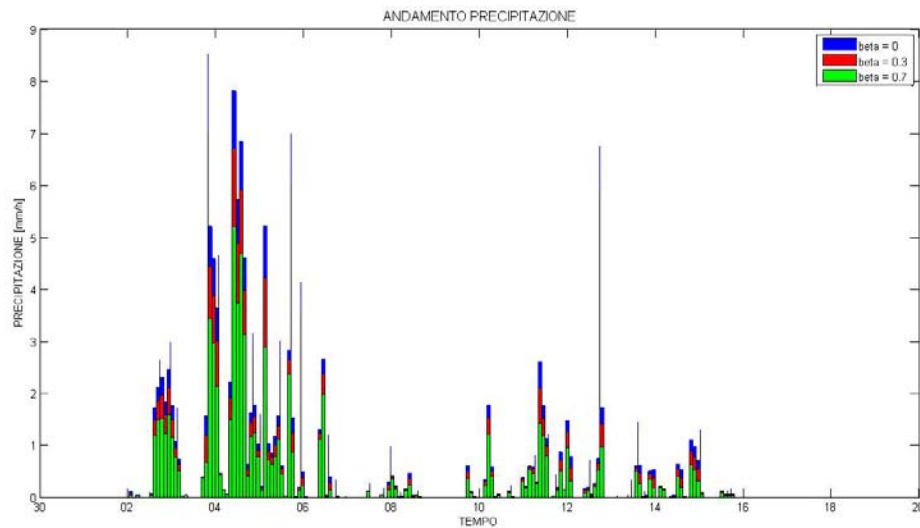


Figura 6.26: *Andamento delle precipitazioni durante il settimo evento per vari valori del coefficiente β del carsismo*

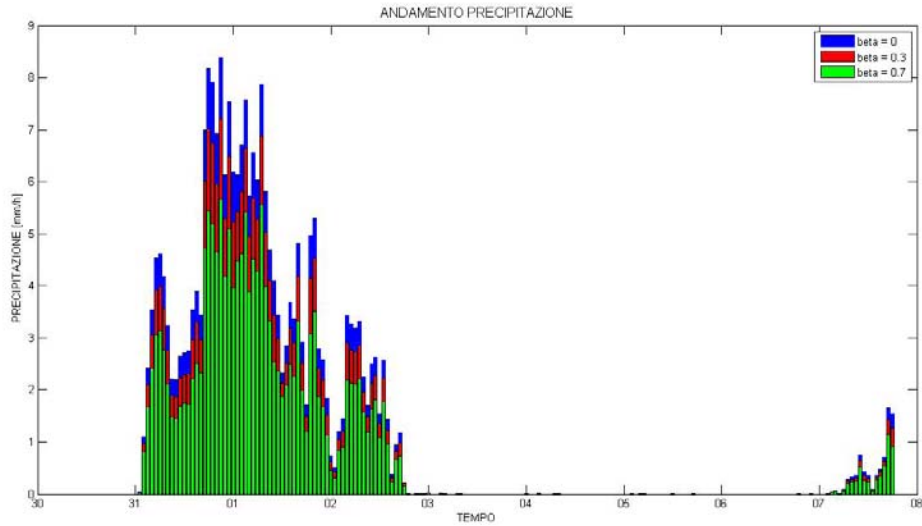


Figura 6.27: *Andamento delle precipitazioni durante l'ottavo evento per vari valori del coefficiente β del carsismo*

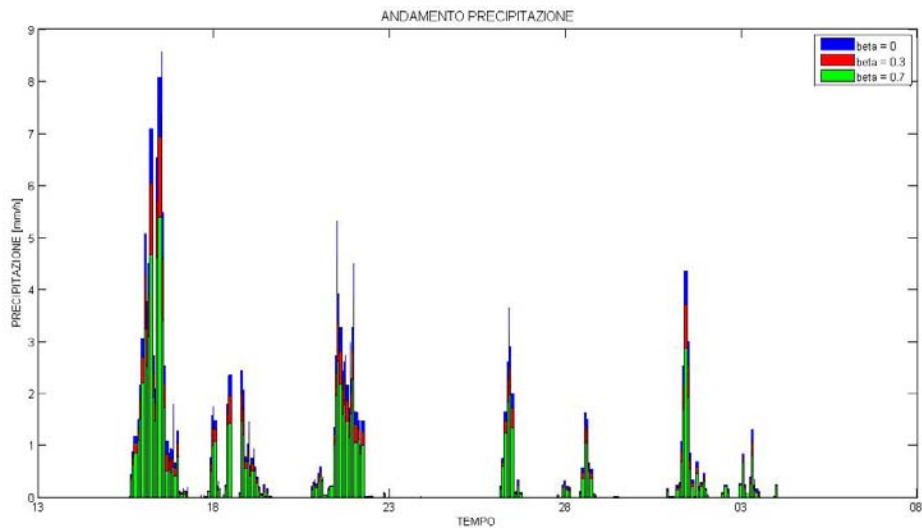


Figura 6.28: *Andamento delle precipitazioni durante il nono evento per vari valori del coefficiente β del carsismo*

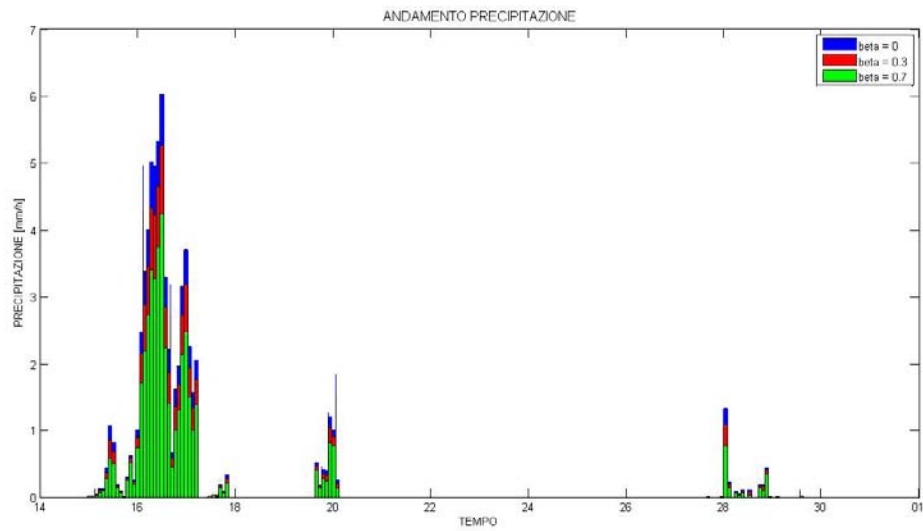


Figura 6.29: *Andamento delle precipitazioni durante il decimo evento per vari valori del coefficiente β del carsismo*

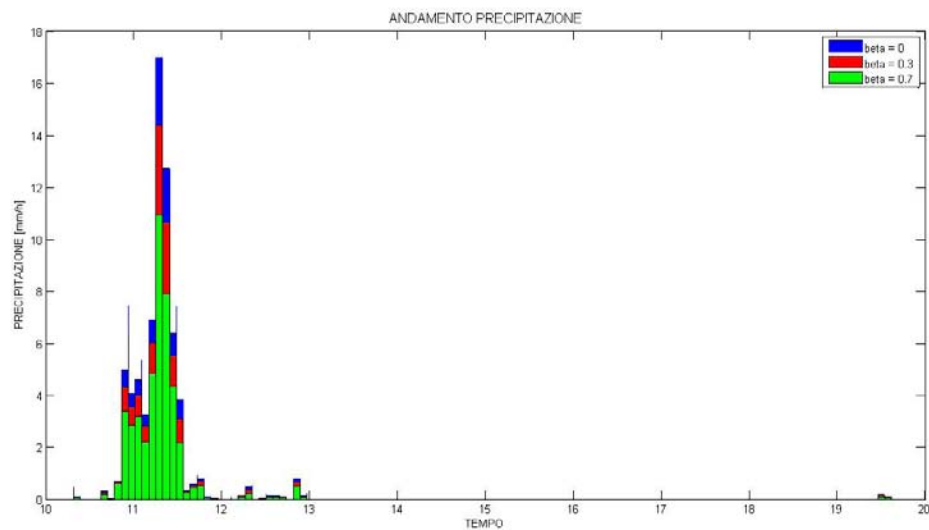


Figura 6.30: *Andamento delle precipitazioni durante l'undicesimo evento per vari valori del coefficiente β del carsismo*

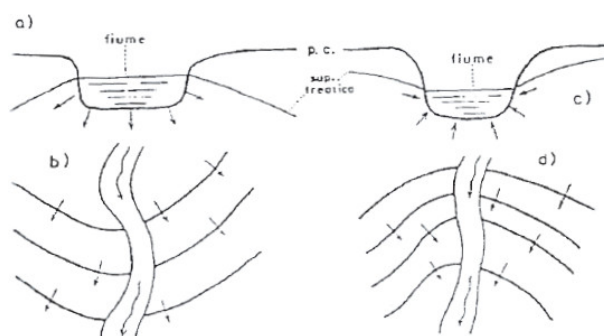


Figura 6.31: *Fenomeno della dispersione e del drenaggio nei corsi d'acqua naturali [18]*

6.6 Dispersione del corso d'acqua

Un corso d'acqua naturale disperde parte della sua portata quando la superficie libera si trova ad una quota superiore rispetto al livello freatico nei terreni adiacenti, in caso contrario si ha invece un'alimentazione del corso d'acqua da parte della falda. Dato che l'evoluzione spazio-temporale della superficie freaticometrica è determinata dal regime dei diversi contributi di ricarica della falda stessa, in prossimità dei tratti disperdenti o drenanti dei fiumi, il regime della falda è del tutto simile a quello del fiume stesso e, quindi, al regime delle precipitazioni. Il fenomeno è schematizzato in figura 6.31.

Il regime del fiume Astico è di tipo prealpino, caratterizzato quindi da una prolungata fase di piena primaverile e una seconda fase di piena autunnale, più breve, ma spesso con massimi più elevati. Di conseguenza, anche il regime della falda freatica è caratterizzato normalmente da due fasi di piena, una primaverile ed una autunnale, e due fasi di magra, estiva ed invernale, in ritardo di circa un mese rispetto al regime fluviale [18].

Il processo di dispersione, in particolare, si sviluppa lungo due tratti disperdenti: il primo, tra Rocchette e Caltrano, lungo circa 4 km, il secondo tra Sarcedo e Passo di Riva, lungo tra i 6 e i 7 km. Si ha inoltre un tratto drenante tra Passo di Riva e Lupia di Sarcedo [19]; mentre tra Caltrano e Sarcedo il comportamento è variabile (vedi figura 6.32).

Le campagne di misure idrometriche condotte dal Settembre 1979 al Gennaio 1981 dall'A.I.M. di Vicenza [19], hanno permesso di raccogliere una grande quantità di dati relativi alle portate disperse in falda dai principali corsi d'acqua: la stima di questo contributo avviene per differenza tra i valori di portata misurata all'ingresso del tratto disperdente e la portata misurata al termine del tratto disperdente. I numerosi dati raccolti hanno permesso di costruire importanti curve di correlazione tra le portate affluenti e portate disperse in falda. Analogamente, la differenza tra i valori di portata misurata all'inizio del tratto drenante e la portata misurata al termine del tratto drenante, fornisce una stima della portata drenata dal corso d'acqua. La portata affluente, ossia la portata del fiume Astico all'inizio del tratto disperdente, è stata stimata sommando le portate derivate dalla centrale idroelettrica di Bessè alle portate residue a Ponte Pilo, cioè le portate residue nel tratto by-passato dalla derivazione. Si evidenzia che il tratto dell'Astico tra Rocchette e Caltrano, con il suo carattere fortemente disperdente in falda, alimenta una significativa direttrice di deflusso sotterraneo, dovuta alla presenza di un paleoalveo dell'Astico, che ricarica anche le falde artesiane più profonde del sistema multistrato presente a Nord di Vicenza [19]. L'andamento anomalo della curva di correlazione (riportata in figura 6.33) deriva proprio dalla presenza, presso la centrale idroelettrica di Bessè, di uno sfioratore di troppo pieno che si attiva per portate superiori a $10.6 \text{ m}^3/\text{s}$: per valori di portata nella sezione di ingresso inferiori o al limite uguali a tale valore, tutta l'acqua viene derivata dalla Centrale di Bessè e in seguito restituita più a valle. In questo caso le dispersioni non superano mediamente il valore di $1.4 \text{ m}^3/\text{s}$ e sono da imputare al solo tratto Bessè-Caltrano, lungo 1 km a valle della restituzione. Per portate in ingresso maggiori di $10.6 \text{ m}^3/\text{s}$ le dispersioni crescono rapidamente al crescere della portata affluente: infatti le portate derivate dalla centrale raggiungono il valore massimo di $10.6 \text{ m}^3/\text{s}$, mentre la portata residua rimane in alveo. In questo caso l'intero tratto Rocchette-Caltrano contribuisce a ricaricare la falda [18]. Per quanto riguarda invece il secondo tratto disperdente, compreso tra Sarcedo e Passo di Riva, non avendo informazioni dettagliate al riguardo, si è assunto che la capacità disperdente fosse la stessa del primo tratto. Infine, anche per

il tratto successivo drenante Passo di Riva-Lupia di Sandrigo, non si avevano a disposizione molte informazioni e quindi si sono utilizzati i valori medi mensili di portata drenata ricavati dalle campagne condotte nell'anno 1980 [19], ovvero si è assunta una portata media annua drenata dalla falda pari a $0.47 \text{ m}^3/\text{s}$.

6.6.1 La dispersione nel modello geomorfologico

La stima della dispersione in alveo del fiume Astico, è stata effettuata a partire dai dati sperimentali a disposizione tramite la curva di dispersione. In particolare, la curva fornisce una portata dispersa per chilometro a fronte di una portata in ingresso nel tratto disperdente: si hanno duei tratti, un primo tratto dove il legame è lineare, un secondo tratto valido per portate in ingresso superiori a $10.5 \text{ m}^3/\text{s}$. La relazione che lega le portata dispersa con quella in ingresso è:

$$Q_{dispersa} = Q_{max} \cdot (1 - e^{-kQ_{ingresso}})$$

nella quale la $Q_{ingresso}$ indica la portata registrata all'inizio del tratto disperdente, Q_{max} la portata massima dispersa per ogni chilometro e k è un valore che regola la pendenza della crescita della curva; questi ultimi due valori sono stati tarati fino ad ottenere una curva che aderisse il più possibile ai punti esistenti e che presentasse una forma verosimile soprattutto per le portate in ingresso molto elevate, che è l'intervallo di interesse del modello geomorfologico in questo studio. Finita quindi la taratura della retta e della curva esponenziale negativa, si è giunti alla scrittura delle due seguenti relazioni:

$$Q_{dispersa} = 0.03619 \cdot Q_{ingresso} \quad \text{per} \quad Q_{ingresso} \leq 10.5 \quad \text{m}^3/\text{s}$$

$$Q_{dispersa} = 0.03619 \cdot 10.5 + 2 \cdot (1 - e^{-0.035 \cdot (Q_{ingresso} - 10.5)}) \quad \text{per} \quad Q_{ingresso} > 10.5 \quad \text{m}^3/\text{s}$$

dove sono quindi stati posti $Q_{max} = 2 \text{ m}^3/\text{s}/\text{km}$ e $k = 0.035$.

Oltre ai due tratti disperdenti si è dovuto tenere conto della derivazione di portata effettuata dal Canale Mordini: in particolare si avevano a disposizione i dati orari di derivazione per gli anni dal 2000 al 2008 compresi, si è quindi pensato di procedere calcolando la media della portata derivata durante gli eventi di piena

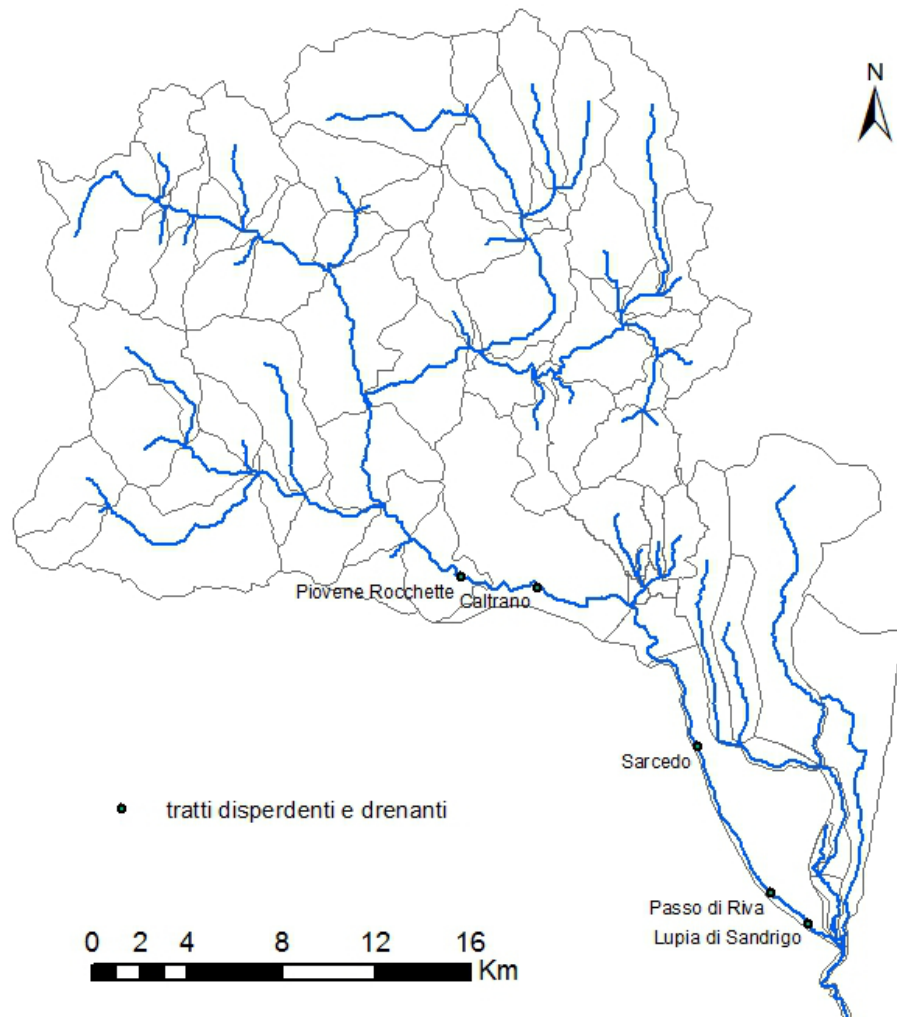


Figura 6.32: *Tratti disperdenti e drenanti nella rete idrografica considerata*

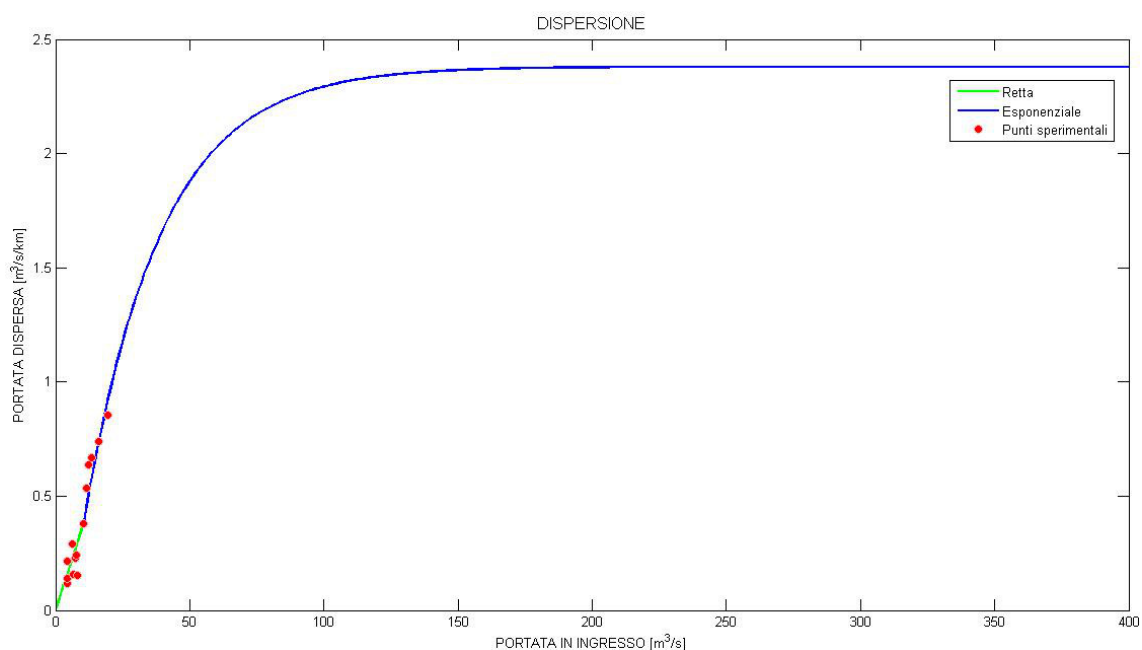


Figura 6.33: *Curva interpolatrice utilizzata per la stima delle dispersioni in entrambi i tratti disperdenti*

considerati in questo studio fino all'anno 2008 e considerando in seguito una portata derivata costante durante tutti gli eventi e pari alla media. Il risultato ottenuto è stato:

$$Q_{CanaleMordini} = 2.2 \quad m^3/s$$

valore che è stato quindi sottratto in tutti gli istanti temporali durante tutti gli eventi, alla portata in uscita dal modello alla sezione di Bolzano Vicentino.

Per quanto riguarda invece il tratto drenante compreso tra Passo di Riva e Lupia di Sandrigo, come già descritto in precedenza, si è dovuto considerare la portata media annua drenata dalla falda pari a:

$$Q_{drenata} = 0.47 \quad m^3/s$$

tale portata è stata quindi sommata durante tutti gli eventi alla portata modellata alla sezione di Bolzano Vicentino.

Altro passo importante è stato quello di definire la portata in entrata ad ogni tratto disperdente, essendo questo valore di input fondamentale per il calcolo

della portata dispersa. Si è dunque pensato di porre per il primo tratto una portata immessa pari a quella modellata nella sezione più vicina possibile a Rocchette, e quindi nel caso specifico si è scelta la portata in uscita dal modello a Ponte Pilo. La situazione si è presentata più complessa per quanto riguarda il secondo tratto: si è dovuto infatti considerare il fatto che alla portata immessa, sempre considerata nella sezione più vicina possibile, fosse da sottrarre quella dispersa nel primo tratto e quella derivata nel Canale Mordini (che si trova infatti a monte rispetto al secondo tratto disperdente). Il risultato di questa operazione ha dunque fornito la portata in ingresso da utilizzare nella curva per avere la dispersione del secondo tratto.

Controllo della curva di dispersione utilizzata

Come verifica della curva esponenziale negativa utilizzata per il calcolo della portata dispersa, si sono utilizzati gli unici dati reali a disposizione, ovvero quelli riguardanti le portate registrate nelle sezioni di Ponte Pilo e Bolzano Vicentino. Si è dunque proceduto al calcolo della portata dispersa dal primo tratto a partire dalla portata registrata nella sezione di Ponte Pilo; per quanto riguarda la portata dispersa dal secondo tratto si è partiti dalla portata di Ponte Pilo alla quale sono stati sottratti i valori della dispersione del primo tratto e della portata derivata media dal Canale Mordini. Dopo aver sommato quindi la portata drenata media annua e aver sottratto la portata derivata dal Canale Mordini, si è paragonato il risultato ottenuto con le portate registrate nella sezione di Bolzano Vicentino. Le figure 6.34 e seguenti riportano in blu la portata registrata a Bolzano Vicentino ed in nero quella calcolata a partire dalla portata a Ponte Pilo stimando la dispersione: tali figure mostrano come in effetti in gran parte degli eventi la dispersione sia stata stimata correttamente, soprattutto nella fase calante della piena. Questo perchè durante tale fase le precipitazioni sono assenti e quindi risulta meno importante il contributo ai deflussi di tutta la zona del bacino a valle di Ponte Pilo, che in questa verifica non è tenuto in considerazione. E' da osservare come manchino i grafici relativi al settimo ed ottavo evento: non

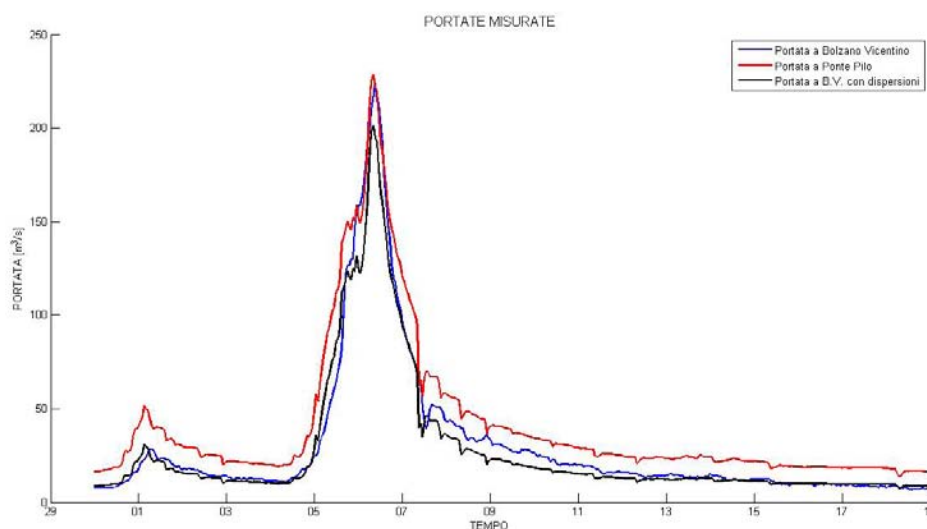


Figura 6.34: *Raffronto tra portate registrate a Bolzano Vicentino, Ponte Pilo e quelle stimate a Bolzano Vicentino tramite la dispersione (primo evento considerato)*

avendo infatti per questi due intervalli temporali le portate complete registrate a Ponte Pilo, è stato impossibile calcolare le portate disperse e quindi confrontare i risultati.

Alla luce di questo controllo, è stato ritenuto sufficientemente adeguata la stima della dispersione.

6.7 Parametri del modello

Il modello geomorfologico sviluppato ed utilizzato in questo studio, descritto nel Capitolo 5, si basa su diversi parametri. Essi sono:

- conducibilità idraulica del terreno in condizioni di saturazione, K_c [mm/h];
- celerità di propagazione dell'onda di piena u , calcolata tramite la legge empirica:

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

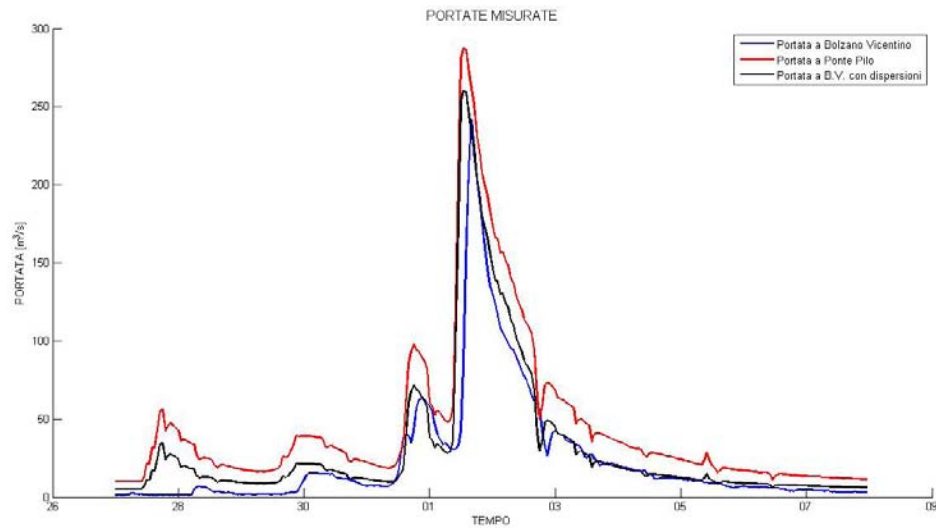


Figura 6.35: *Raffronto tra portate registrate a Bolzano Vicentino, Ponte Pilo e quelle stimate a Bolzano Vicentino tramite la dispersione (secondo evento considerato)*

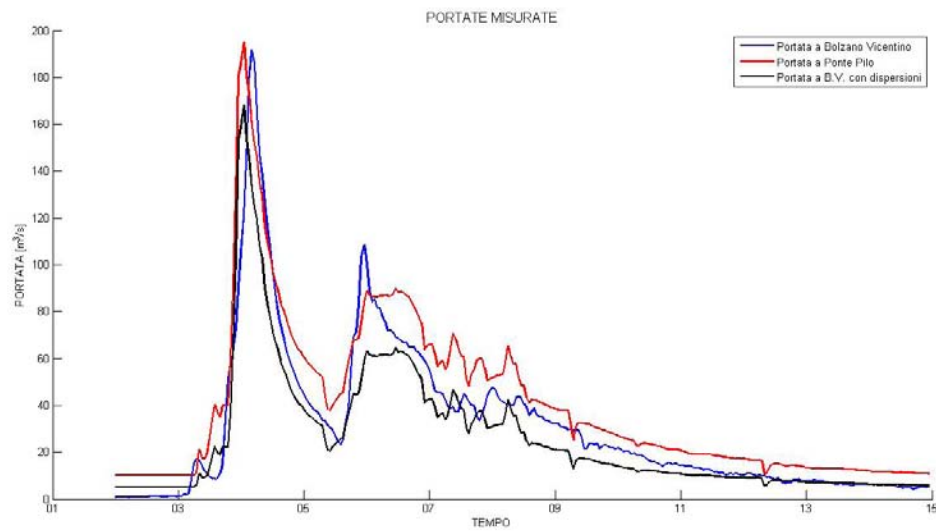


Figura 6.36: *Raffronto tra portate registrate a Bolzano Vicentino, Ponte Pilo e quelle stimate a Bolzano Vicentino tramite la dispersione (terzo evento considerato)*

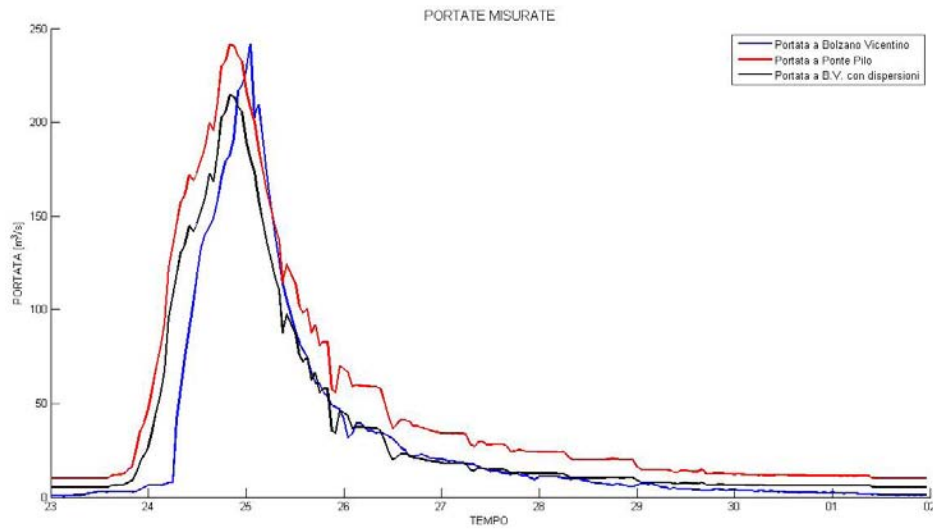


Figura 6.37: *Raffronto tra portate registrate a Bolzano Vicentino, Ponte Pilo e quelle stimate a Bolzano Vicentino tramite la dispersione (quarto evento considerato)*

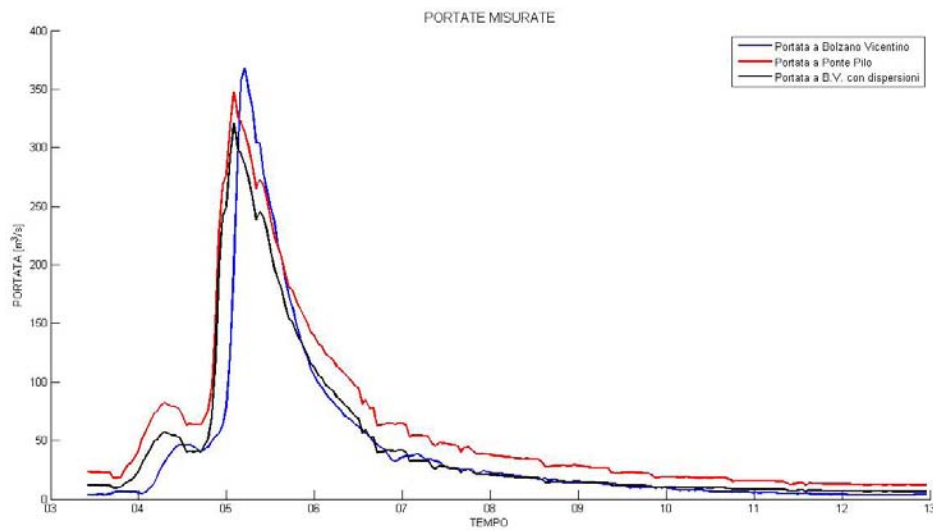


Figura 6.38: *Raffronto tra portate registrate a Bolzano Vicentino, Ponte Pilo e quelle stimate a Bolzano Vicentino tramite la dispersione (quinto evento considerato)*

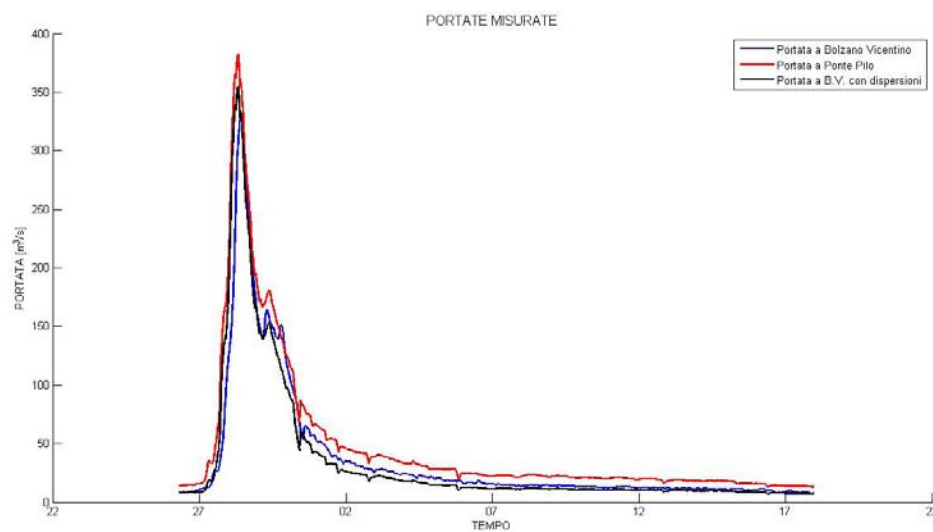


Figura 6.39: *Raffronto tra portate registrate a Bolzano Vicentino, Ponte Pilo e quelle stimate a Bolzano Vicentino tramite la dispersione (sesto evento considerato)*

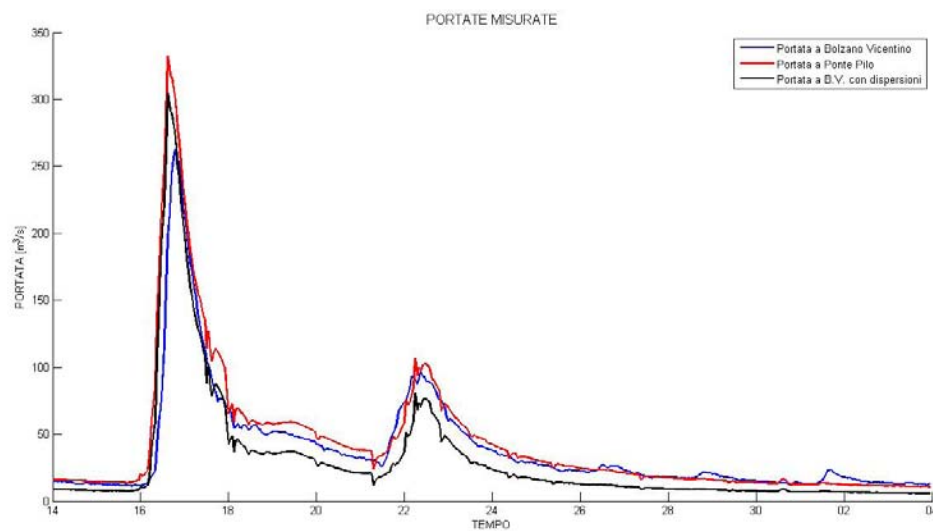


Figura 6.40: *Raffronto tra portate registrate a Bolzano Vicentino, Ponte Pilo e quelle stimate a Bolzano Vicentino tramite la dispersione (nono evento considerato)*

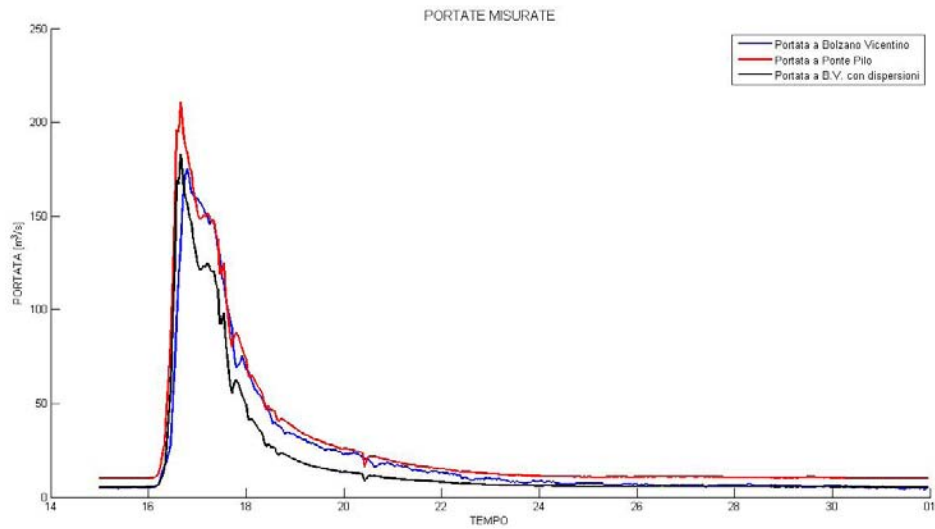


Figura 6.41: *Raffronto tra portate registrate a Bolzano Vicentino, Ponte Pilo e quelle stimate a Bolzano Vicentino tramite la dispersione (decimo evento considerato)*

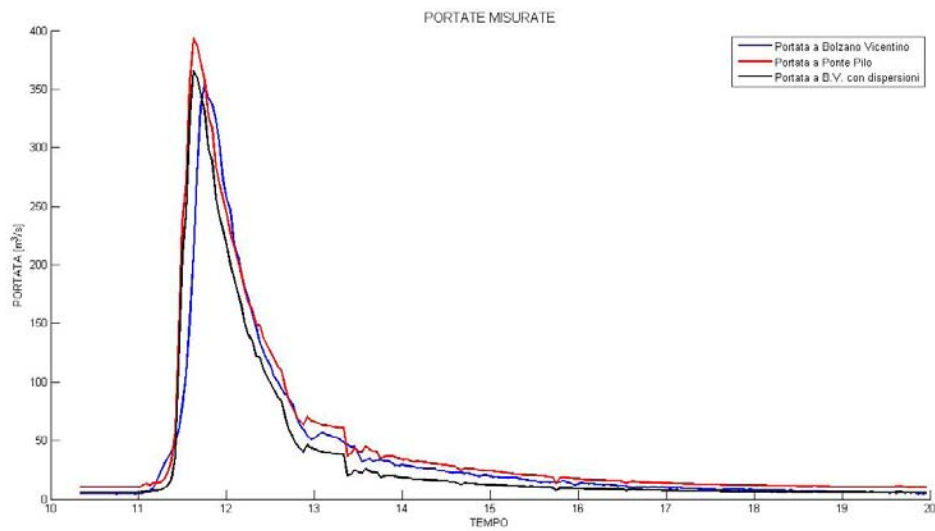


Figura 6.42: *Raffronto tra portate registrate a Bolzano Vicentino, Ponte Pilo e quelle stimate a Bolzano Vicentino tramite la dispersione (undicesimo evento considerato)*

con v che è la velocità media del corso d'acqua;

- spessore dello strato collaborante, Z_r ;
- coefficiente di ripartizione tra i percorsi subsuperficiale e profondo, α ;
- esponente di Clapp-Hornberger, c ([9]), per 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 considerato, s_0 ;
- coefficiente di dispersione idrodinamica, D_h ;
- porosità n del suolo;
- esponente b che relaziona il contenuto d'acqua del suolo con la percentuale di aree sature;
- 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} ;
- coefficiente β per il carsismo.

Tra tutti questi parametri, alcuni sono stati considerati uniformi e non soggetti quindi a taratura, in quanto dipendenti solamente dalle caratteristiche pedologiche e topografiche del terreno e dell'alveo in questione; in particolare essi sono:

- porosità n del suolo;
- celerità di propagazione dell'onda di piena, u ;

- coefficiente di dispersione idrodinamica D_h calcolato mediante la formula:

$$D_h = \frac{y \cdot a}{3 \cdot i_f}$$

dove i_f è la pendenza dell'alveo e y il tirante di acqua.

I parametri che forniscono la situazione di partenza e che dipendono dagli eventi antecedenti all'evento simulato sono:

- contenuto d'acqua medio del suolo all'inizio dell'evento di precipitazione considerato, s_0 ;
- livello iniziale nel serbatoio profondo h_{prof} .

Questi parametri andranno quindi fatti variare da evento ad evento.

E' interessante inquadrare i diversi usi del suolo all'interno del bacino considerato. Le informazioni sull'uso del suolo sono ottenute da dati telerilevati, attraverso metodologie di classificazione. Partendo quindi da tale mappa di uso del suolo è possibile raggruppare le diverse tipologie di uso del suolo in alcune classi che si sono considerate omogenee da un punto di vista idrologico, ovvero agricolo, bosco, prato ed impermeabile. E' da osservare come le classi agricolo e prato possano avere un comportamento simile da un punto di vista idrologico e si possano quindi di conseguenza unire in un'unica classe. Le aree occupate e le percentuali relative alle diverse classi presenti nel bacino del Tesina sono visibili sia in figura 6.43 che in tabella 6.4.

La classe maggiormente presente nel bacino del fiume Tesina chiuso a Bolzano Vicentino è la classe bosco, che occupa più del 60 % dell'intera area. Le classi prato ed agricolo occupano invece le posizioni intermedie, con rispettivamente circa il 21 % e il 9 % dell'area totale. La classe che si presenta in misura minore è la classe impermeabile, che si estende per solamente circa il 6 % delle zone considerate.

Parametri caratteristici di ogni sottobacino

Tra i parametri descritti nei paragrafi precedenti, lo spessore dello strato collaborante e la conducibilità idraulica sono di fondamentale importanza nella determi-

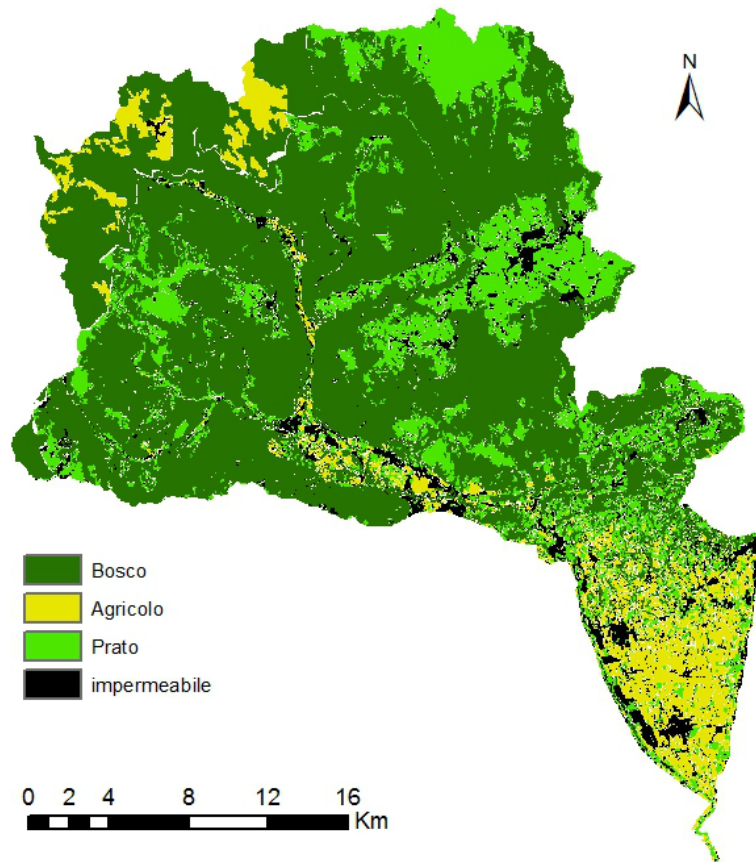


Figura 6.43: *Uso del suolo nel bacino del fiume Tesina chisuo a Bolzano Vicentino*

Tabella 6.4: *Aree e percentuali delle diverse classi di uso del suolo nel bacino considerato*

Classe	Area [km^2]	Percentuale area [%]
Agricolo	67.86	9.07
Bosco	469.48	62.73
Prato	159.29	21.28
Impermeabile	51.78	6.92

nazione dei diversi contributi all'onda di piena da parte del deflusso superficiale, del deflusso subsuperficiale e del deflusso profondo. Nel modello si ha un unico parametro di input relativo allo spessore dello strato collaborante, Z_r a partire dal quale, tramite la relazione 6.2, si determina un valore specifico per ciascun sottobacino, Z , dello strato collaborante: si ha quindi un unico parametro Z_r modificabile in fase di taratura, mentre i valori di Z sono pari al numero di sottobacini presi in considerazione. In egual modo nel modello si ha un unico parametro di input relativo alla conducibilità idraulica, K_c e successivamente, tramite la relazione 6.3, si assegna a ciascun sottobacino un valore specifico K_0 della conducibilità idraulica: anche in questo caso si ha un unico parametro modificabile in fase di taratura, K_c , ed un numero di valori di K_0 pari al numero dei sottobacini considerati. In questo modo si tengono in considerazione le diverse caratteristiche (spessore dello strato collaborante e conducibilità idraulica) dei sottobacini.

Imponendo ad esempio un valore di $Z_r = 1000 \text{ mm}$ si ottiene una serie di valori nei vari sottobacini che sono visibili in figura 6.44: si osserva come tali valori siano mediamente maggiori nelle zone più pianeggianti rispetto a quelle più a monte, trovando i valori minimi nel macrobacino del Posina. La variazione di tale parametro determina un diverso comportametto del sottobacino: 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.

6.8 Analisi di sensibilità

Prima di procedere con la taratura, è stata effettuata l'analisi di sensibilità del modello: con questo tipo di analisi si va ad individuare e definire la risposta del modello al variare di ciascuno dei parametri di input, in maniera da facilitare la

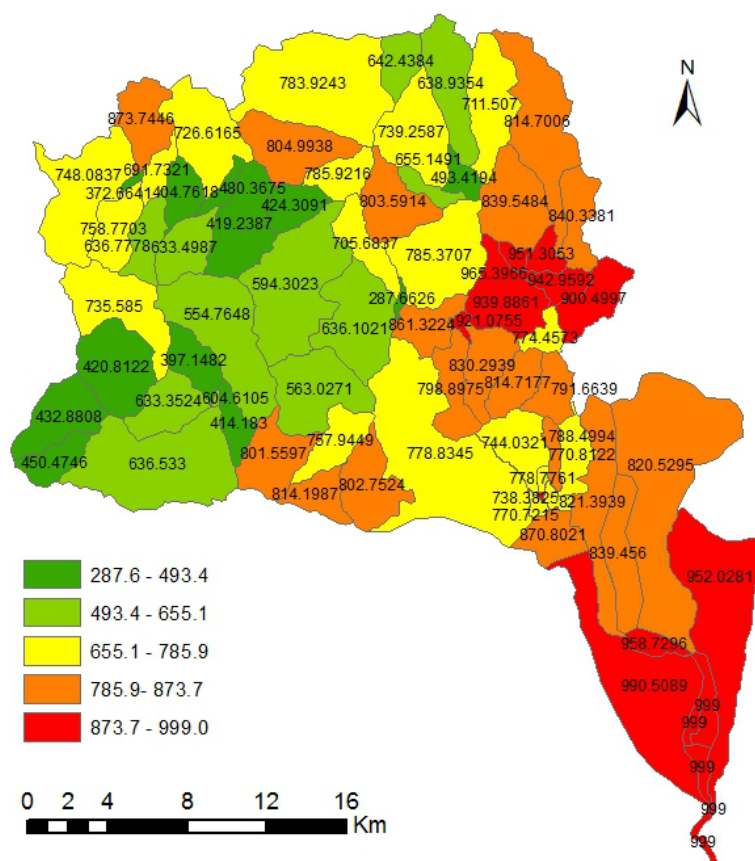


Figura 6.44: *Diversi valori dello spessore dello strato collaborante imponendo $Z_r = 1000mm$*

fase successiva di taratura. Si evidenzia che di seguito la portata indicata come superficiale comprende sia il deflusso relativo alle aree sature, che quello relativo alle aree urbane.

Il primo parametro che è stato fatto variare, tenendo quindi costanti tutti gli altri, è stato il coefficiente di conducibilità idraulica K_c : esso modifica la risposta del modello in maniera significativa, visto che comporta la variazione della ripartizione del deflusso tra i contributi superficiale, subsuperficiale e profondo. Osservando la figura 6.45 si deduce come al diminuire di K_c si verifichi un picco di piena maggiore, questo perchè se il bacino viene sollecitato da nuove precipitazioni, il maggior contenuto d'acqua del suolo, conseguente al lento svuotamento del terreno, determina una portata maggiore. Andando invece ad osservare il solo contributo superficiale alla portata (figura 6.46), si ha come all'aumentare di K_c la portata tenda a diminuire, poichè aumenta la velocità con la quale viene ricaricato il serbatoio profondo e il serbatoio subsuperficiale. Per lo stesso ragionamento si ha quindi un comportamento opposto della portata profonda (figura 6.48) che aumenta all'aumentare di K_c .

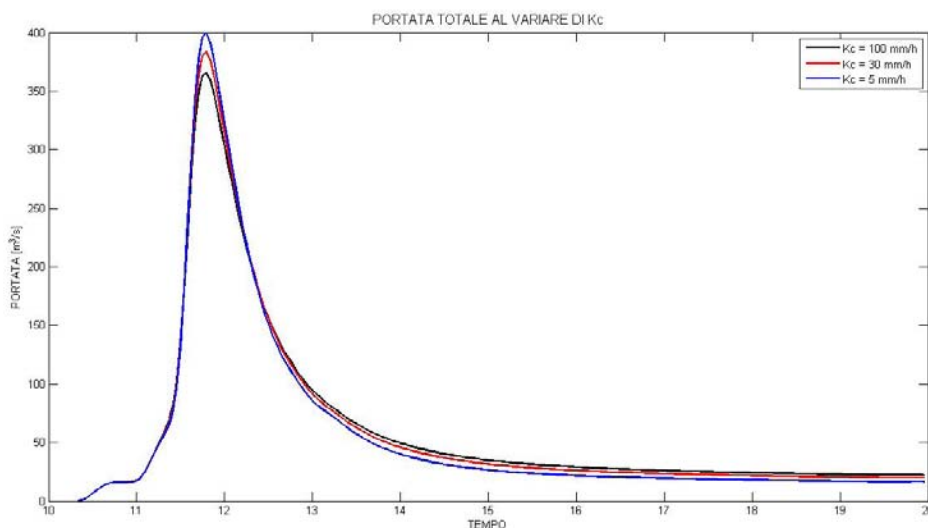


Figura 6.45: *Variazione della risposta idrologica al variare di K_c , coefficiente di conducibilità idraulica*

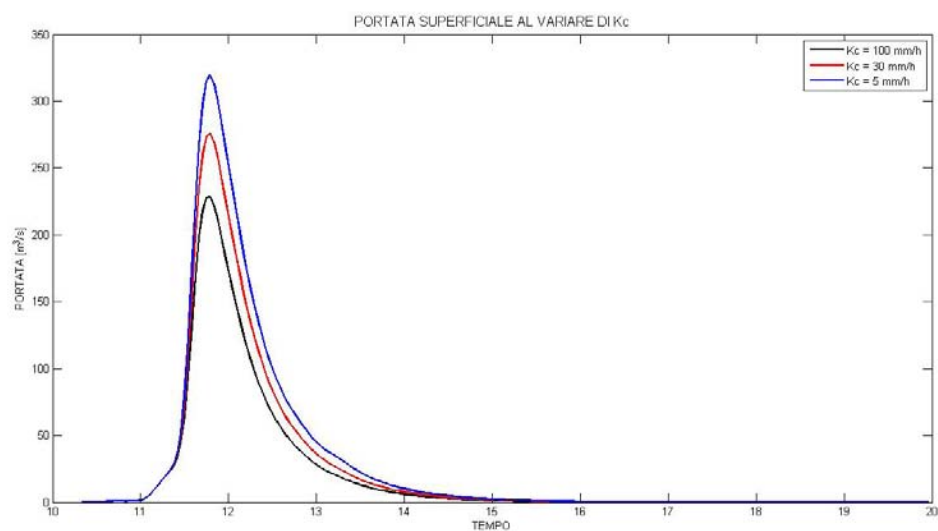


Figura 6.46: *Variazione della portata superficiale al variare di K_c , coefficiente di conducibilità idraulica*

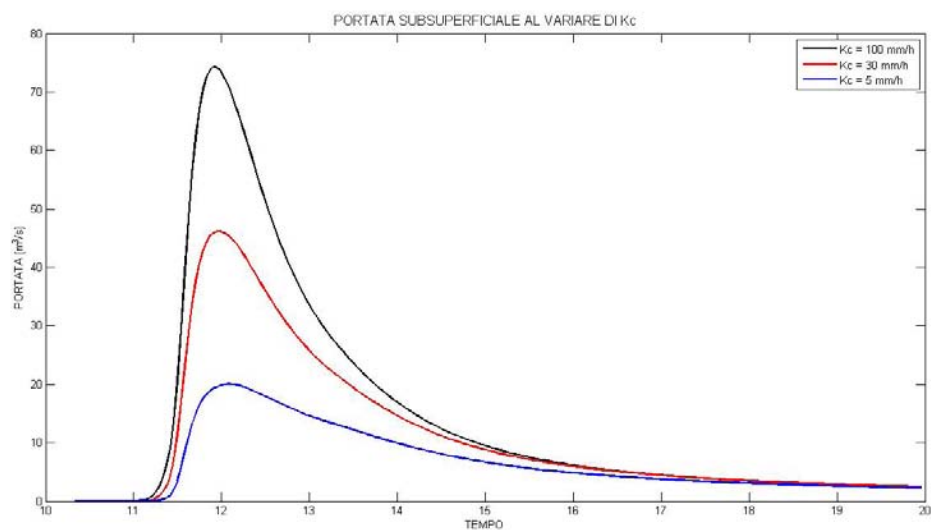


Figura 6.47: *Variazione della portata subsuperficiale al variare di K_c , coefficiente di conducibilità idraulica*

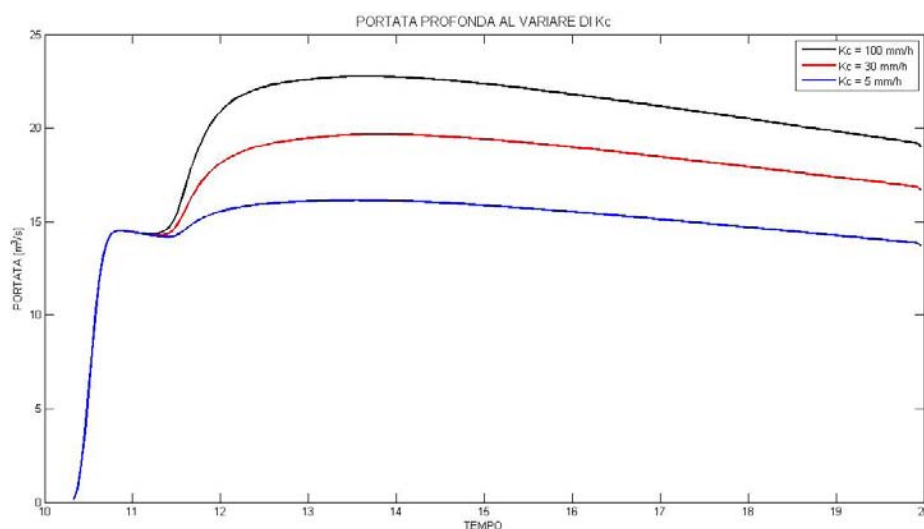


Figura 6.48: *Variazione della portata profonda al variare di K_c , coefficiente di conducibilità idraulica*

Il parametro riguardante la celerità di propagazione dell'onda di piena ha un'importanza relativamente significativa nella risposta del modello: in particolare, come si vede anche osservando la figura 6.49, all'aumentare della celerità di propagazione dell'onda di piena il picco si alza, tende ad essere anticipato e le code risultano essere invece più basse. Al contrario, nel caso in cui la celerità u diminuisca, si ha un progressivo allargamento dell'onda di piena, con picco meno elevato e code più alte. Si ricorda come in questo studio la celerità di propagazione sia stata considerata uniforme, in quanto dipendente dalle caratteristiche pedologiche e morfologiche del terreno e dell'alveo del fiume Tesina.

Facendo variare lo spessore dello strato collaborante, la risposta del modello varia in modo significativo, come si osserva in figura 6.50. I principali sono due: il picco di piena tende a diminuire all'aumentare di Z_r e viceversa, questo perchè all'aumentare dello spessore dello strato collaborante aumenta il volume invasabile nel sistema. Si ha quindi un contenuto d'acqua medio che assume valori minori ed in definitiva una diminuzione della portata subsuperficiale (vedi figura 6.52). Con Z_r più bassi si ha invece che il volume invasabile nel terreno

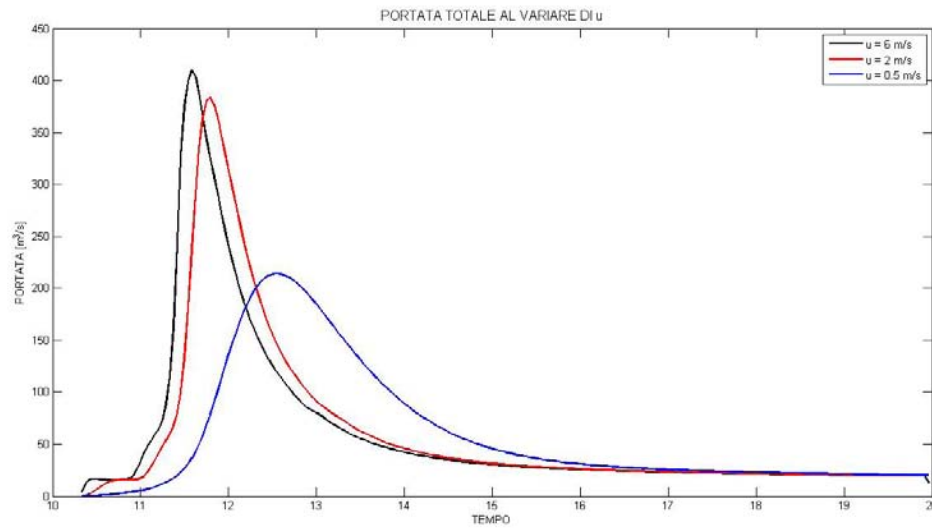


Figura 6.49: *Variazione della risposta idrologica al variare di u , celerità dell'onda di piena*

diminuisce e quindi il contenuto d'acqua medio presenta più spesso valori vicini alla saturazione o comunque più elevati, di conseguenza aumentano sia la portata superficiale che quella subsuperficiale. Il secondo effetto principale dovuto alla variazione dello spessore dello strato collaborante sulla risposta del modello è la forma della curva in fase di recessione: a Z_r minori corrispondono diminuzioni più marcate di portata, e viceversa. In definitiva si ha quindi che la variazione dello spessore dello strato collaborante 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.

Per quanto riguarda il coefficiente α che determina la ripartizione tra i percorsi subsuperficiale e profondo, si ha che quando questo tende a zero, la portata subsuperficiale tende a sparire (vedi figura 6.56), in quanto l'intera portata che filtra va ad alimentare il serbatoio profondo. In questa eventualità si ha anche che la portata in uscita dal modello presenta valori minimi, poiché aumenta il volume di acqua immagazzinato negli strati profondi che viene restituito molto più lentamente rispetto a quello che segue il percorso subsuperficiale, come si

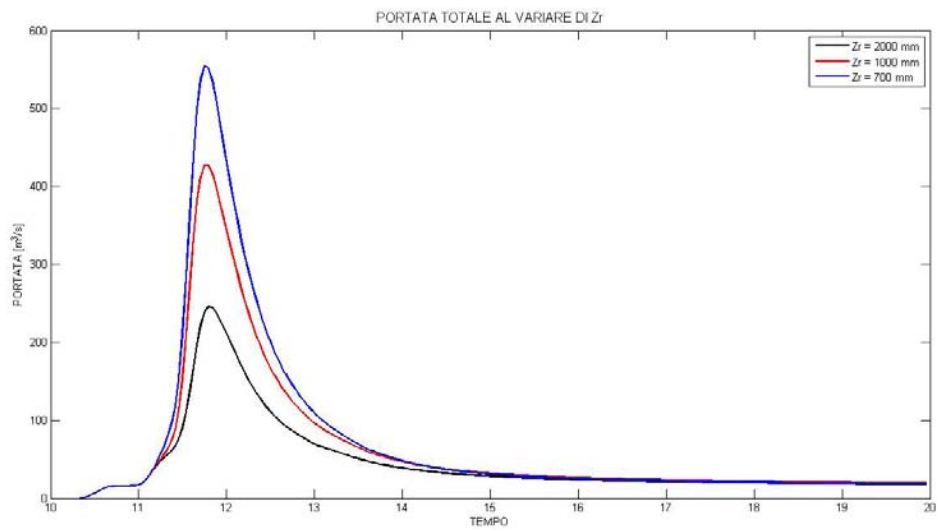


Figura 6.50: *Variazione della risposta idrologica al variare di Z_r , spessore dello strato collaborante*

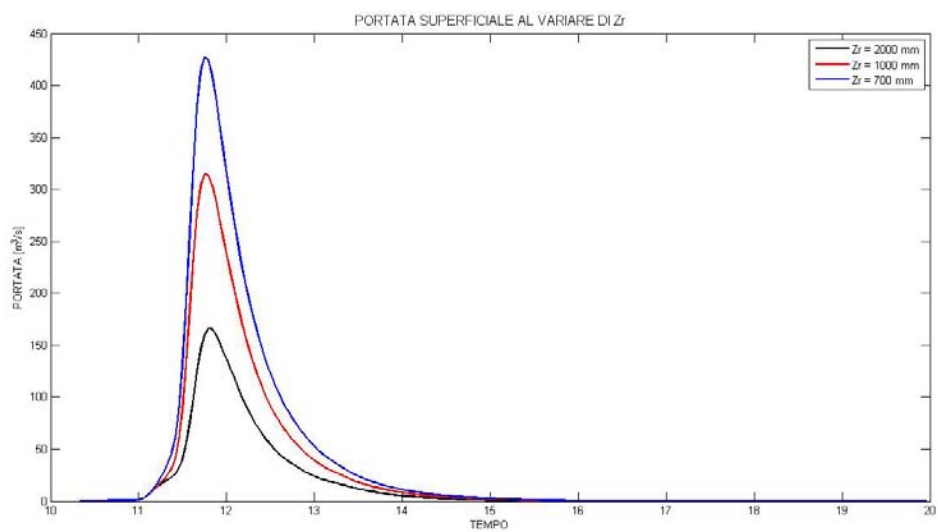


Figura 6.51: *Variazione della portata superficiale al variare di Z_r , spessore dello strato collaborante*

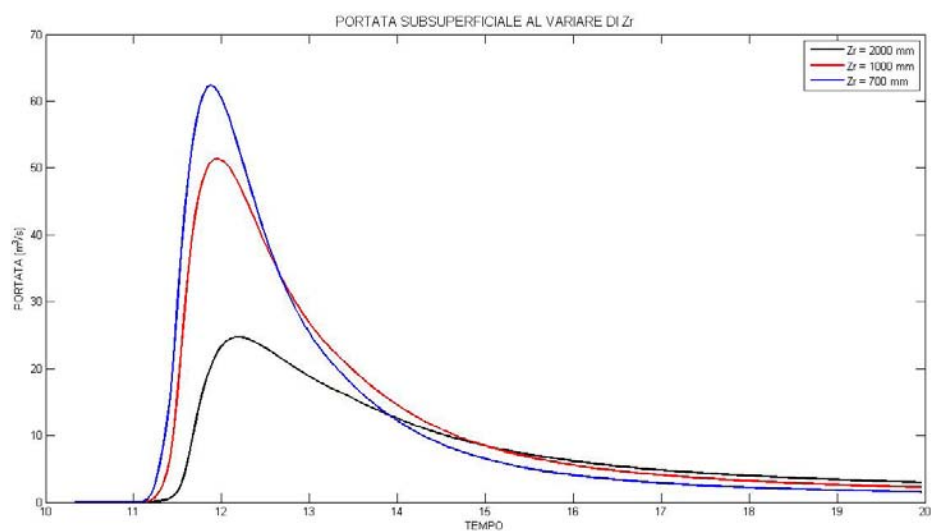


Figura 6.52: *Variazione della portata subsuperficiale al variare di Z_r , spessore dello strato collaborante*

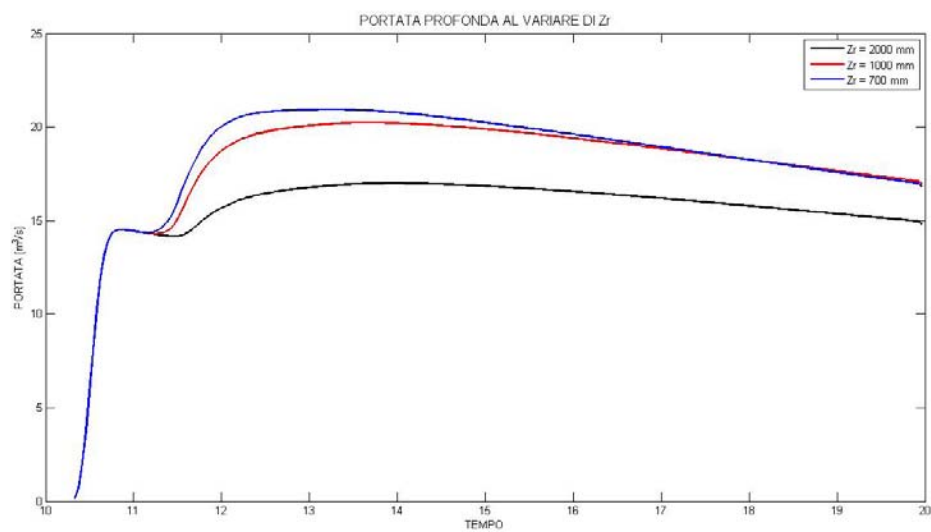


Figura 6.53: *Variazione della portata profonda al variare di Z_r , spessore dello strato collaborante*

vedrà anche andando ad analizzare i tempi di residenza dell'acqua nei due differenti percorsi. Facendo tendere invece α ad 1, si ha l'opposto: si annulla il contributo profondo e il deflusso subsuperficiale diventa maggiore, determinando anche un aumento della portata totale a scala di evento. Il variare di α porta anche differenze sulla fase di decrescita dell'onda di piena: per valori maggiori del coefficiente essa tende ad essere più ripida, a causa, come già detto, dei tempi di risposta minori dei contributi subsuperficiali rispetto a quelli profondi (vedi figura 6.54). Da osservare in figura 6.55 come il coefficiente in questione non abbia alcun effetto sul contributo superficiale della portata, che non varia al variare di α .

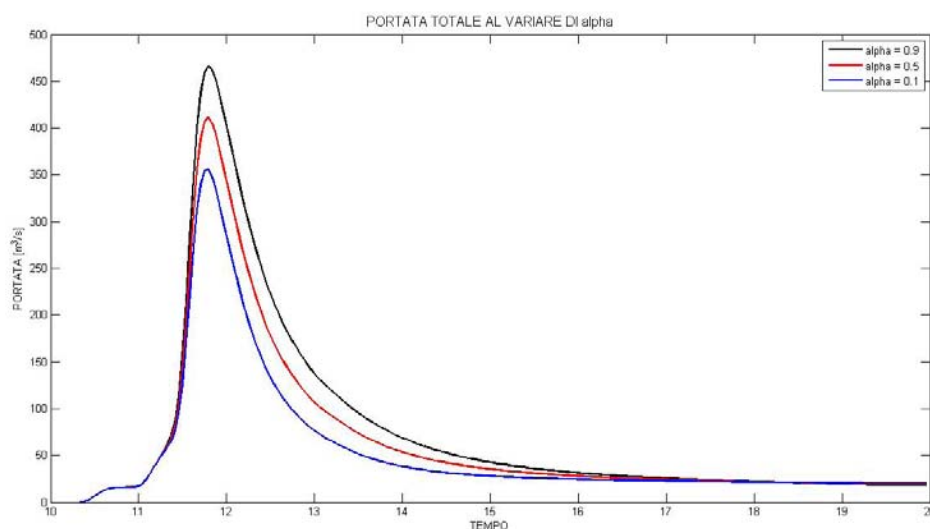


Figura 6.54: *Variazione della risposta idrologica al variare di α , coefficiente di ripartizione tra i percorsi subsuperficiale e profondo*

Il parametro c di Clapp-Hornberger ha una grande influenza sulla risposta idrologica del modello, e la sua variazione porta conseguenze relativamente complesse nel modello stesso. Con grandi valori di c aumenta molto la portata superficiale, perchè la quantità di acqua che concorre alla formazione di portata subsuperficiale e profonda risulta molto ridotta: all'aumentare del coefficiente, infatti, la frazione che percola dallo strato radicale tende a zero causando un au-

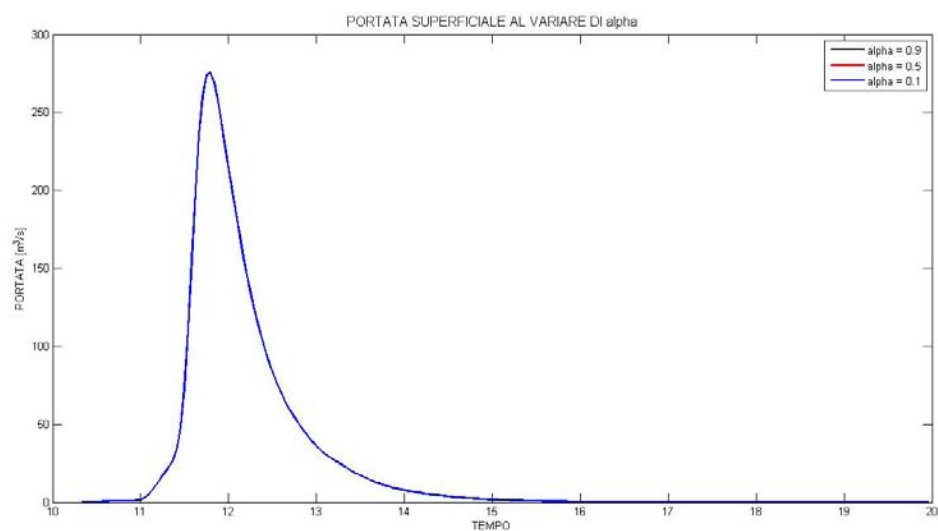


Figura 6.55: *Variazione della portata superficiale al variare di α , coefficiente di ripartizione tra i percorsi subsuperficiale e profondo*

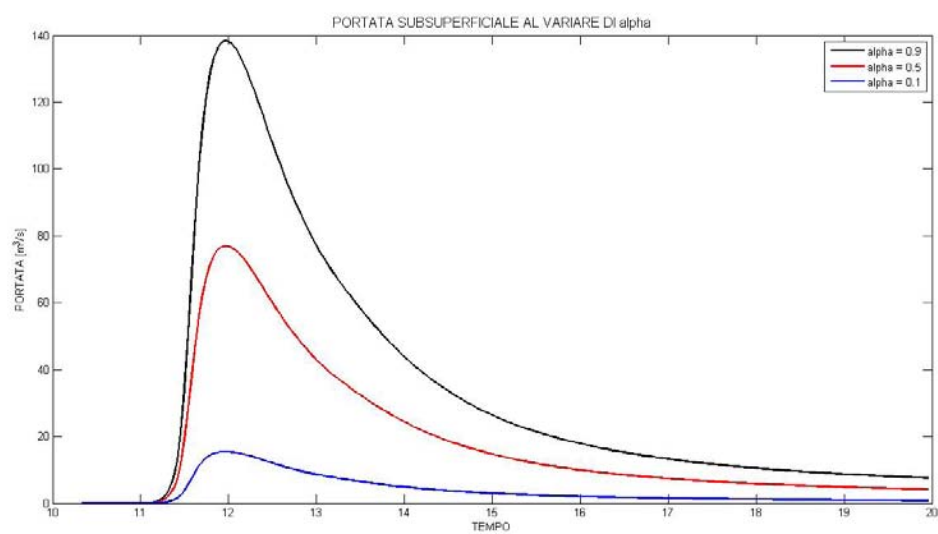


Figura 6.56: *Variazione della portata subsuperficiale al variare di α , coefficiente di ripartizione tra i percorsi subsuperficiale e profondo*

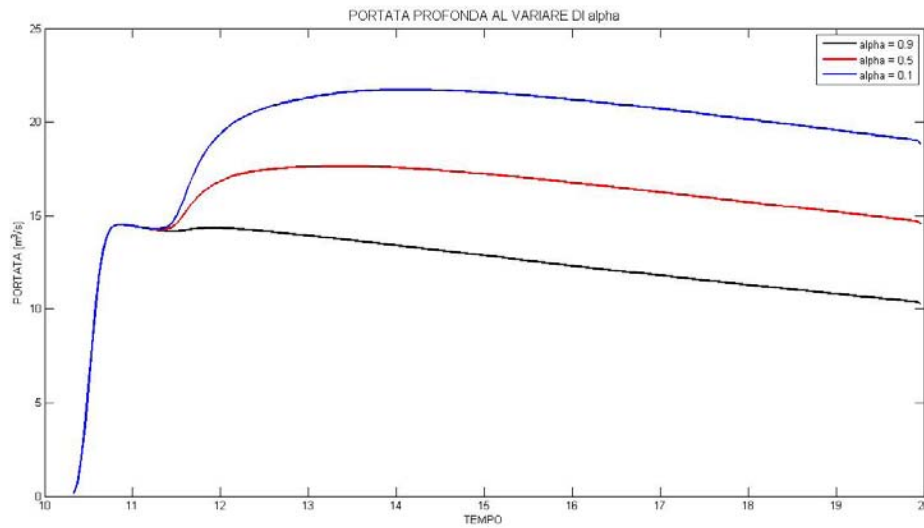


Figura 6.57: *Variazione della portata profonda al variare di α , coefficiente di ripartizione tra i percorsi subsuperficiale e profondo*

mento cospicuo del contenuto d'acqua nello strato collaborante e di conseguenza della portata superficiale (figura 6.59). Nel caso opposto, invece, in cui c sia piccolo, la maggior percolazione tende a formare principalmente delfusso, riducendo notevolmente il contributo superficiale. Anche la curva di recessione risente della variazione del coefficiente di Clapp-Hornberger, si ha infatti che la restituzione sarà tanto più rapida quanto più il valore di c è piccolo. Per quanto riguarda il contributo profondo (figura 6.61) si ha un aumento al diminuire di c e viceversa.

Come già anticipato in precedenza, il modello risulta sensibile al parametro s_0 , che indica il contenuto di acqua nel suolo all'inizio dell'evento di precipitazione: al crescere di tale parametro il picco di piena aumenta e in generale la risposta del sistema risulta più rapida (vedi figura 6.62). Nel caso in cui il valore di s_0 tenda a 1, si hanno terreni saturi, dove il volume di acqua invasabile è ridotto e questo comporta un aumento della portata superficiale (figura 6.63) e della portata subsuperficiale (figura 6.64). Viceversa, nell'eventualità che il parametro si avvicini a zero, i terreni risultano essere non saturi e quindi la risposta del sistema è più lenta. L'influenza di s_0 è maggiore per eventi più brevi, in quanto

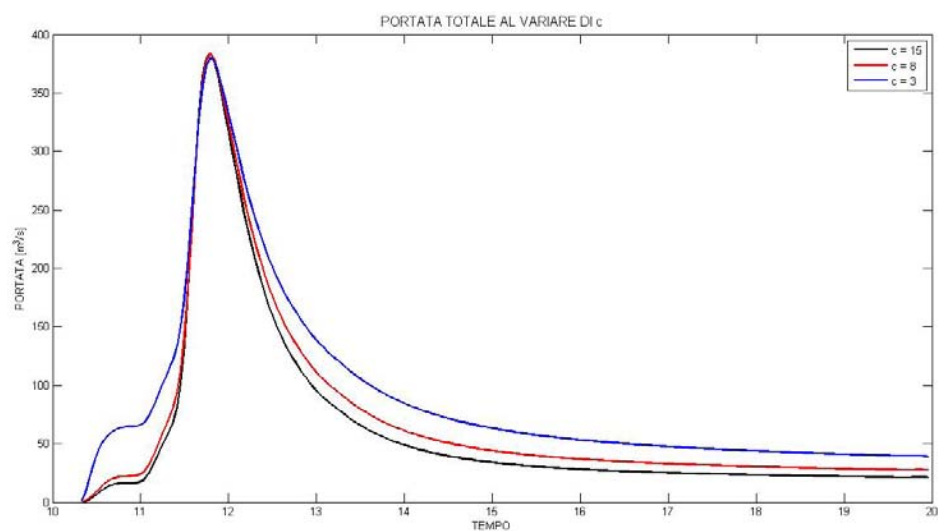


Figura 6.58: *Variazione della risposta idrologica al variare di α , coefficiente di Clapp-Hornberger*

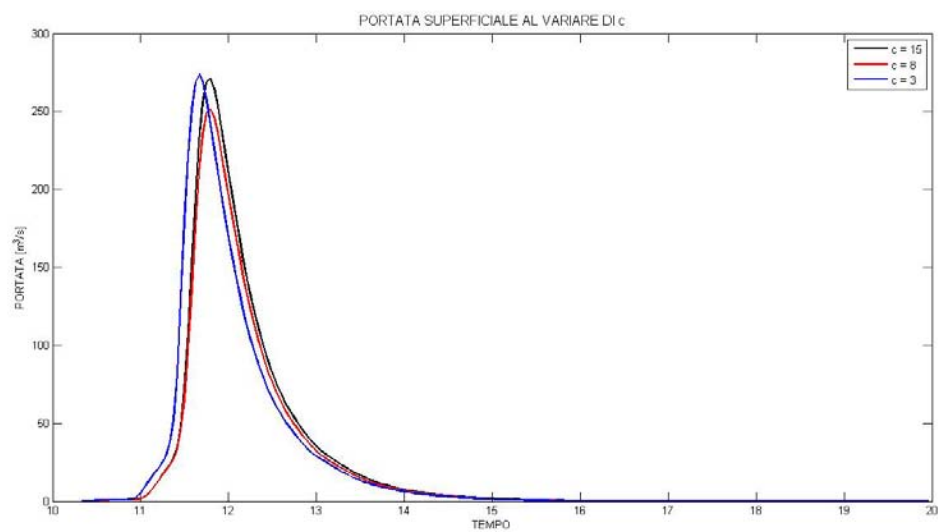


Figura 6.59: *Variazione della portata superficiale al variare di α , coefficiente di Clapp-Hornberger*

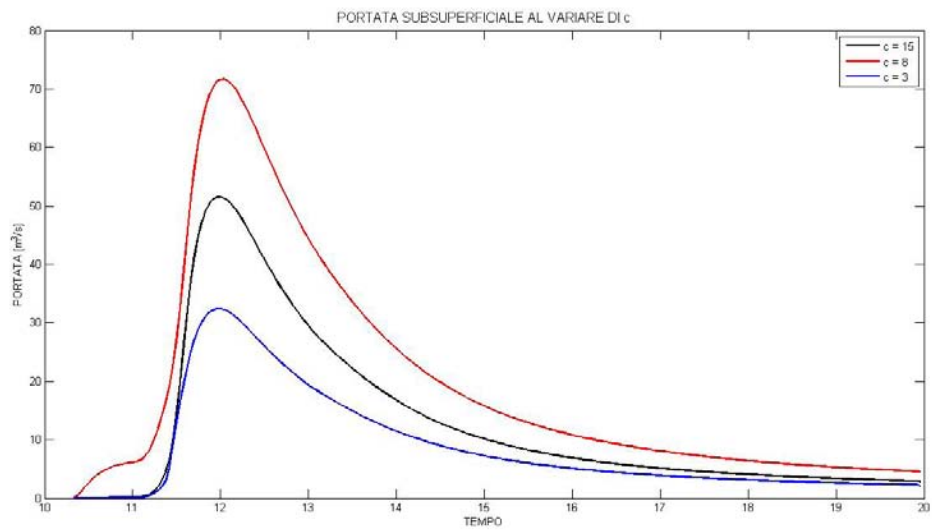


Figura 6.60: *Variazione della portata subsuperficiale al variare di α , coefficiente di Clapp-Hornberger*

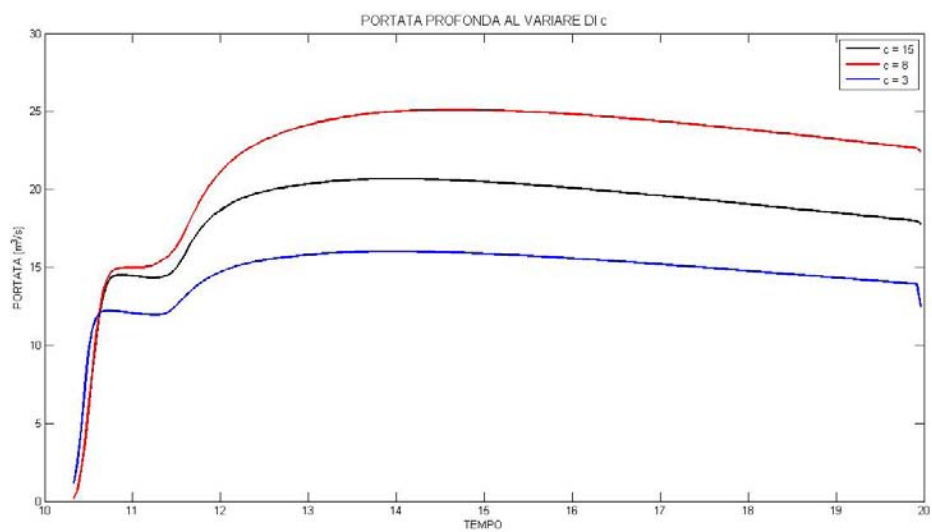


Figura 6.61: *Variazione della portata profonda al variare di c , coefficiente di Clapp-Hornberger*

per gli eventi di durata maggiore l'effetto tende ad esaurirsi nel tempo rendendo la risposta idrologica indipendente dal valore iniziale di umidità del suolo.

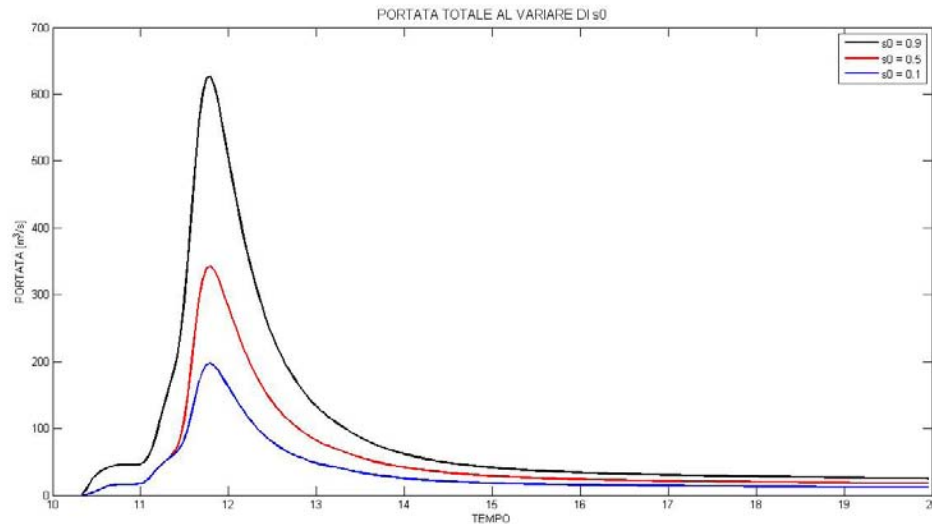


Figura 6.62: *Variazione della risposta idrologica al variare di s_0 , contenuto d'acqua iniziale*

Facendo variare il parametro b , che è l'esponente che lega il contenuto d'acqua nel suolo alla percentuale di acque sature, si osservano diverse risposte del modello. In particolare, al diminuire di tale parametro, la portata superficiale tende ad aumentare: questo perchè si ha un aumento della percentuale di aree sature, di conseguenza aumenta il volume di aree sature e quindi anche la portata superficiale (vedi figura 6.67). Un altro effetto che si nota all'aumentare di b , è la diminuzione del picco di piena (figura 6.66) e una minor pendenza della curva di recessione.

I tempi medi di residenza nei quattro serbatoi hanno un ruolo importante nella risposta del modello dei deflussi all'interno del terreno. Partendo dal tempo di residenza urbano, si nota (figura 6.70) come la sua variazione abbia una influenza sulla forma dei picchi, in particolare ad una diminuzione del parametro corrisponde un restringimento ed innalzamento della curva di piena; questo perchè valori di t_{urb} bassi comportano una risposta più rapida del sistema: è da

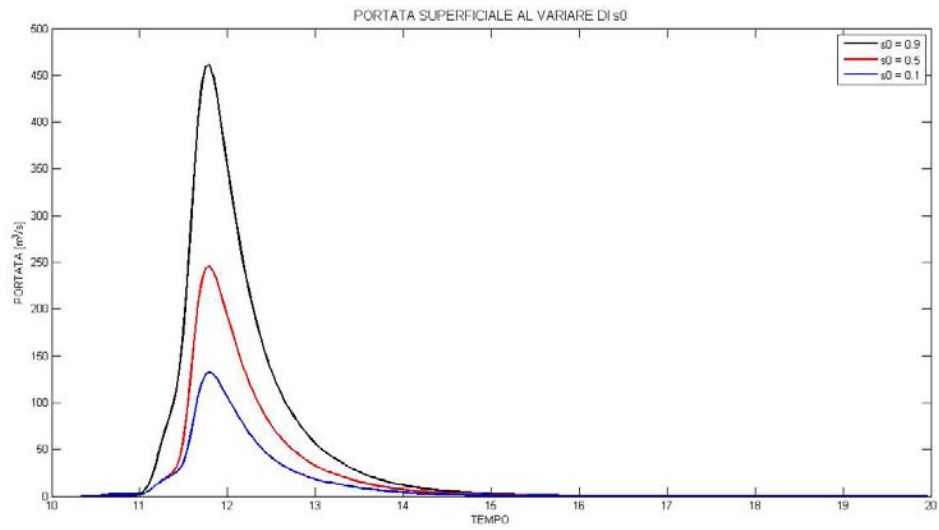


Figura 6.63: *Variazione della portata superficiale al variare di s_0 , contenuto d'acqua iniziale*

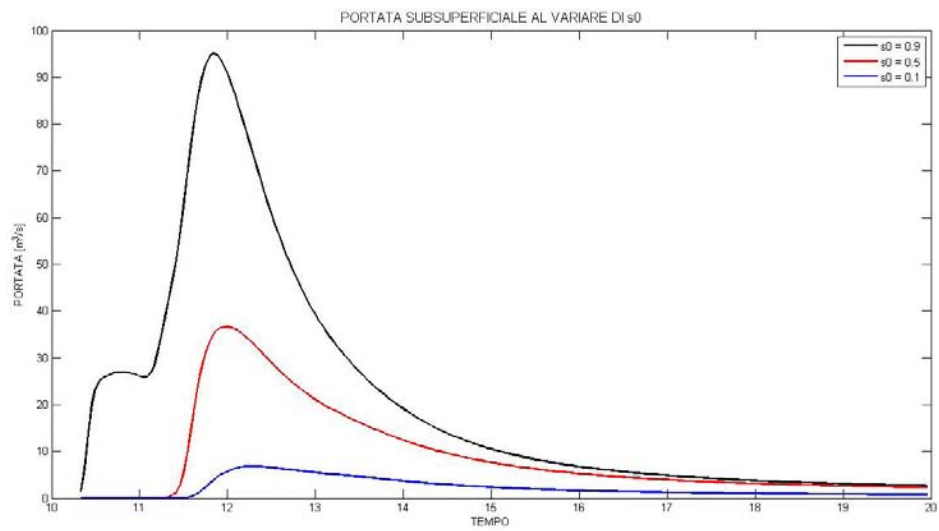


Figura 6.64: *Variazione della portata subsuperficiale al variare di s_0 , contenuto d'acqua iniziale*

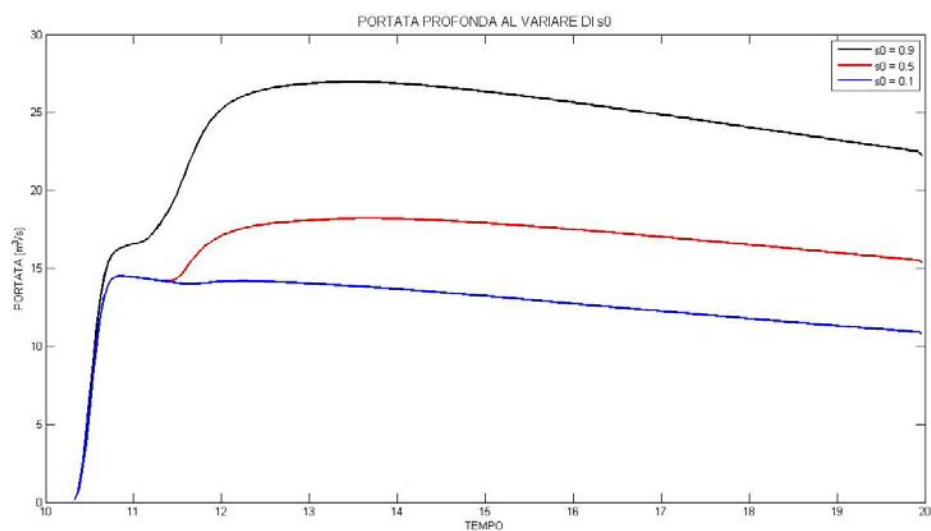


Figura 6.65: *Variazione della portata profonda al variare di s_0 , contenuto d'acqua iniziale*

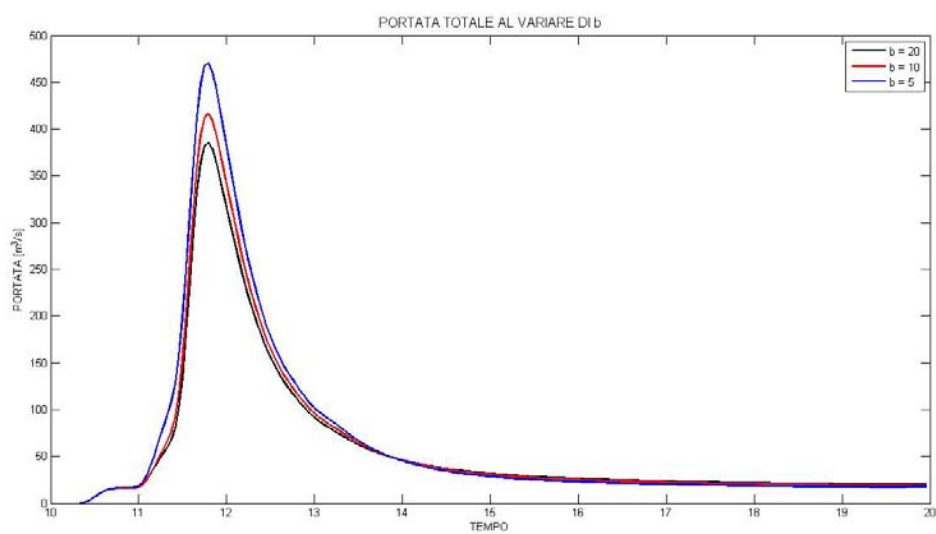


Figura 6.66: *Variazione della risposta idrologica al variare di b , esponente che lega il contenuto d'acqua nel suolo con la percentuale di acque sature*

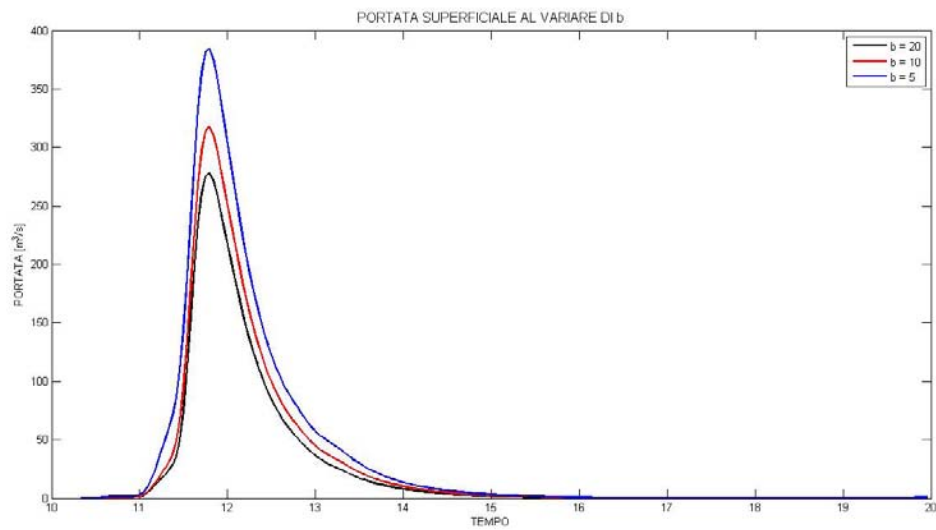


Figura 6.67: *Variazione della portata superficiale al variare di b, esponente che lega il contenuto d'acqua nel suolo con la percentuale di acque sature*

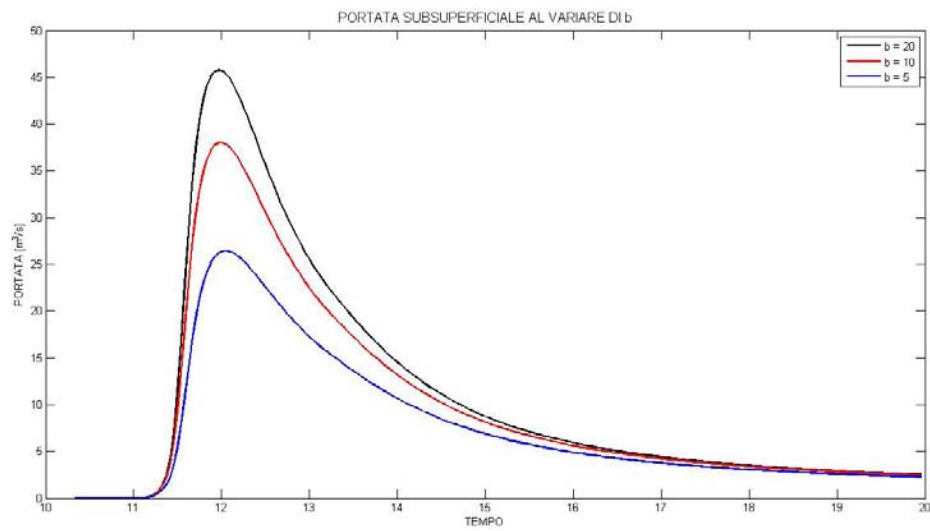


Figura 6.68: *Variazione della portata subsuperficiale al variare di b, esponente che lega il contenuto d'acqua nel suolo con la percentuale di acque sature*

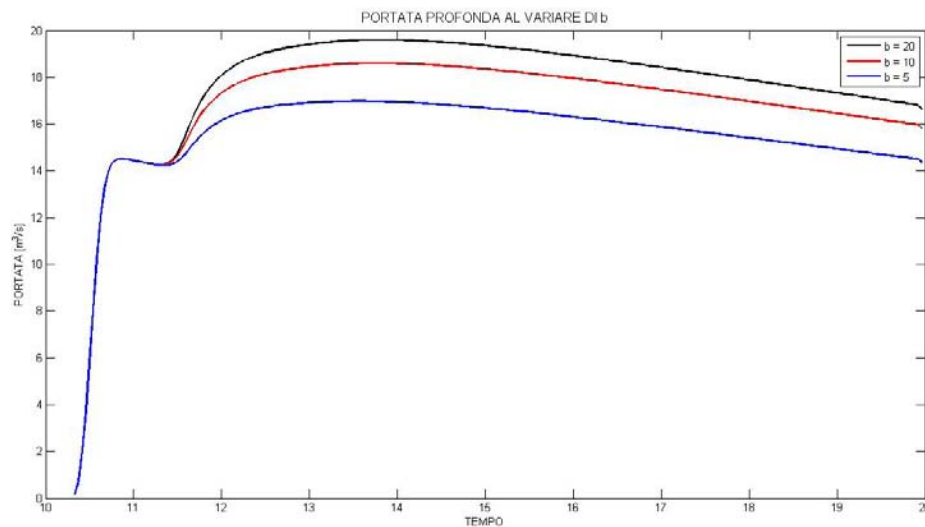


Figura 6.69: *Variazione della portata profonda al variare di b , esponente che lega il contenuto d'acqua nel suolo con la percentuale di acque sature*

notare però come l'aumento non sia di proporzioni significative, in quanto le aree di tipo impermeabile (che sono quelle influenzate da questo parametro) ricoprono una superficie non molto estesa.

Per quanto riguarda invece il tempo medio di residenza superficiale t_{sup} , si ha che al suo diminuire la risposta data dal modello risulta essere molto più rapida, perchè l'acqua caduta nel bacino contribuisce immediatamente alla formazione della portata: si ha quindi un'accentuazione generalizzata dei picchi (vedi figura 6.71).

Il tempo medio di residenza subsuperficiale, invece, ha un'influenza ovviamente sulla portata subsuperficiale; in particolare ad un aumento di questo parametro corrisponde una diminuzione della portata subsuperficiale (figura 6.74), in quanto il contributo subsuperficiale risulta in questo caso restituito con notevole ritardo.

All'aumentare, infine, del tempo medio di residenza profondo t_{prof} si osserva come la portata profonda tenda a diminuire (figura 6.76), poiché 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

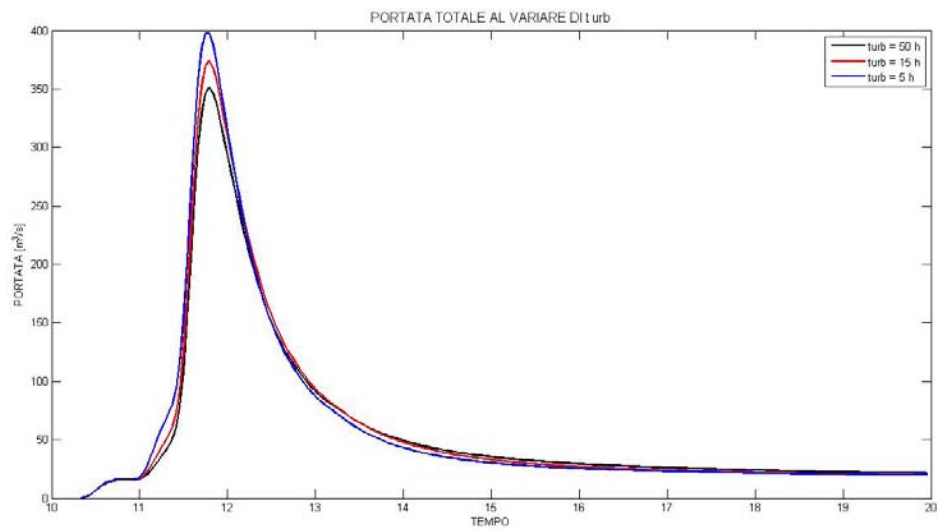


Figura 6.70: *Variazione della risposta idrologica al variare di t_{urb} , tempo medio di residenza urbano*

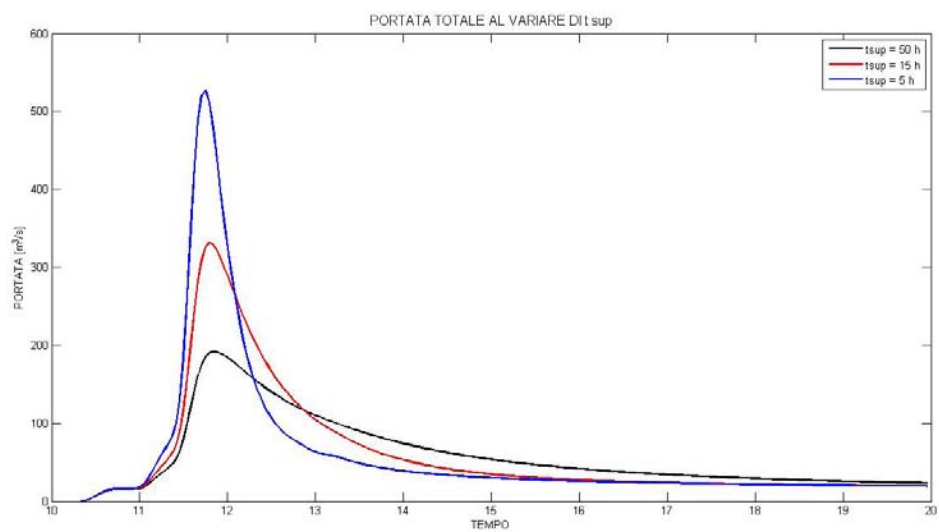


Figura 6.71: *Variazione della risposta idrologica al variare di t_{sup} , tempo medio di residenza superficiale*

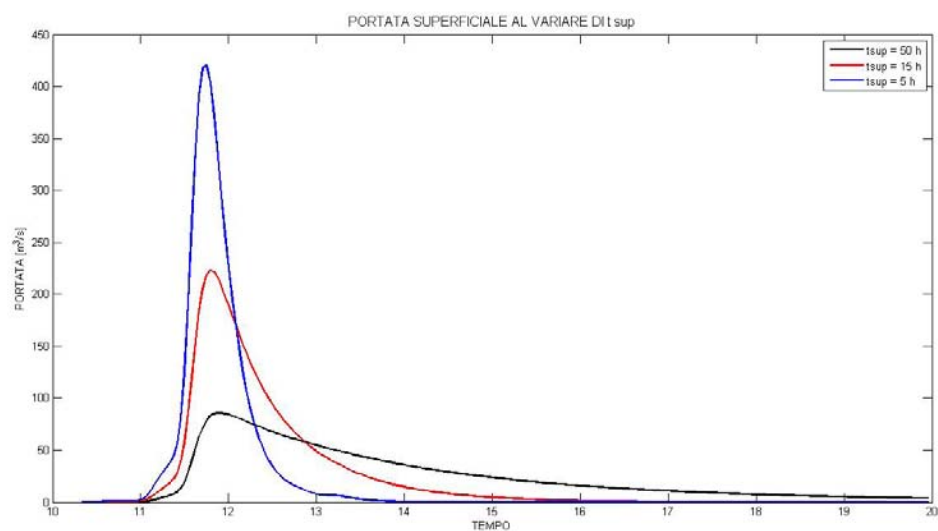


Figura 6.72: *Variazione della portata superficiale al variare di t_{sup} , tempo medio di residenza superficiale*

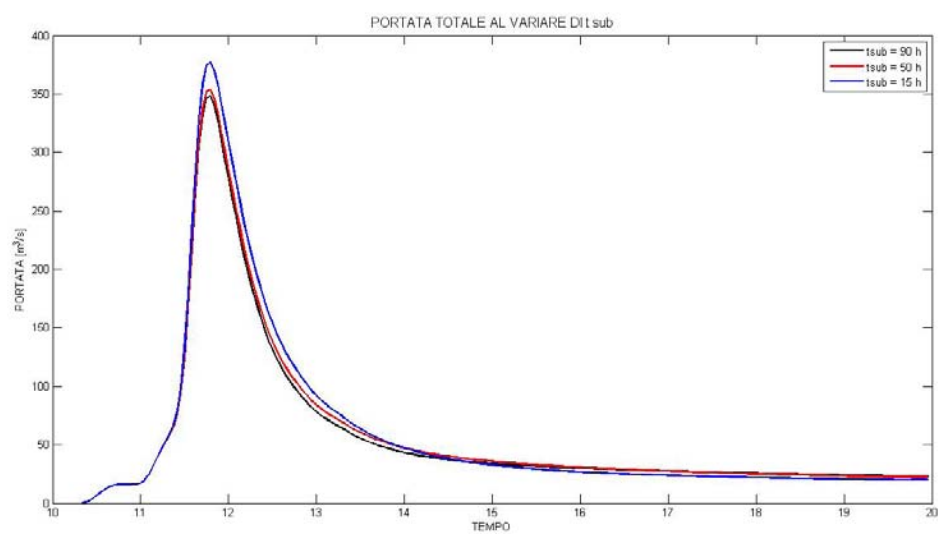


Figura 6.73: *Variazione della risposta idrologica al variare di t_{sub} , tempo medio di residenza subsuperficiale*

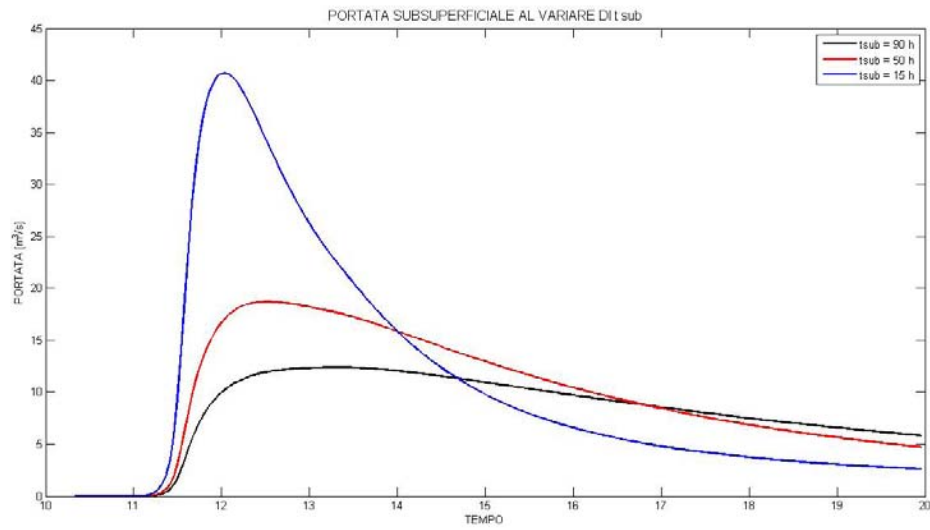


Figura 6.74: *Variazione della portata subsuperficiale al variare di t_{sub} , tempo medio di residenza subsuperficiale*

picco diminuisce, anche se non in maniera significativa (vedi figura 6.75).

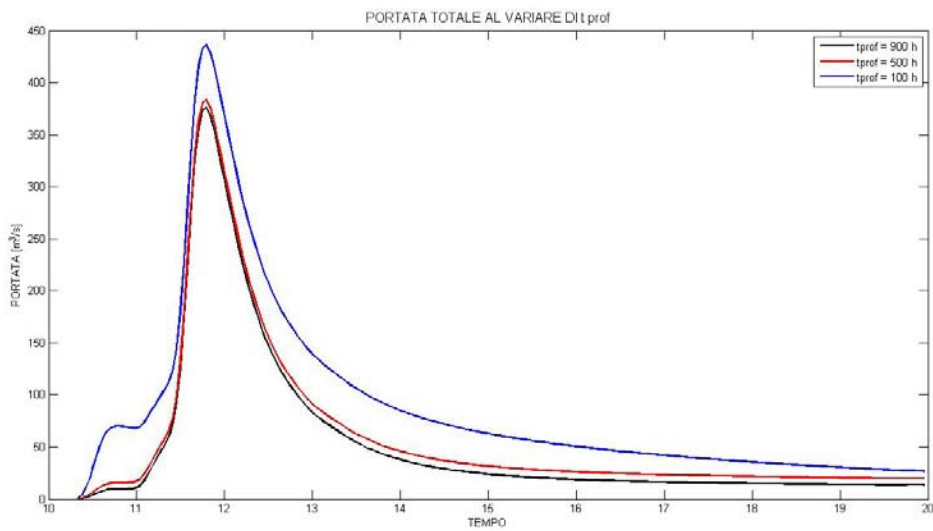


Figura 6.75: *Variazione della risposta idrologica al variare di t_{prof} , tempo medio di residenza profondo*

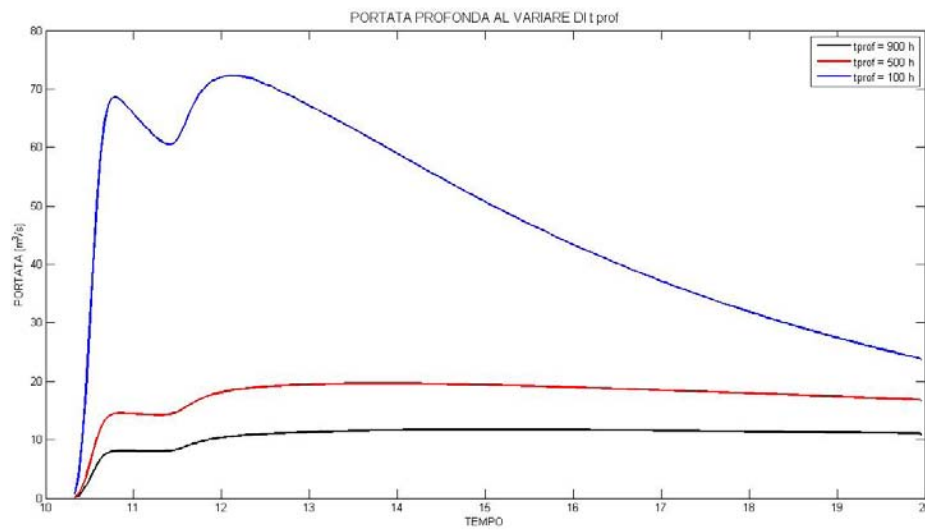


Figura 6.76: *Variazione della portata profonda al variare di t_{prof} , tempo medio di residenza profondo*

L'ultimo parametro che è stato preso in considerazione durante questa analisi di sensibilità del modello è il livello iniziale nel serbatoio profondo, h_{prof} : si è osservato come tale parametro abbia influenza solamente sulla parte di deflusso relativa alla portata profonda. In particolare all'aumentare di h_{prof} si ha un aumento della portata profonda e un contributo notevole di tale portata fin dall'inizio del periodo oggetto di studio.

6.9 Calibrazione del modello

Dopo aver valutato nell'analisi di sensibilità gli effetti di ciascun parametro sull'andamento delle portate, si è proceduto con la calibrazione del modello. In particolare si è subito notato come aggiungendo gli effetti della dispersione al modello geomorfologico, fosse impossibile riuscire ad avere in un grafico i quattro contributi alla portata: urbano, superficiale, subsuperficiale e profondo. Osservando ad esempio la figura 6.77 si può notare quindi come la calibrazione sia stata effettuata sulla linea nera, che indica la portata nella sezione finale calco-

lata dal modello considerando anche gli effetti della dispersione, che si è cercato fosse più simile possibile alla linea descritta dai punti gialli, che descrive invece la portata misurata nella sezione di riferimento. Per quanto riguarda i quattro diversi contributi, si è considerato che essi rimangano in percentuale uguale in ogni istante tra prima e dopo l'applicazione del processo della dispersione. Di seguito verrà quindi proposto, oltre al confronto tra portata totale modellata e misurata, anche un grafico contenente i quattro contributi (calcolati senza dispersione), la portata modellata con dispersione e la portata misurata.

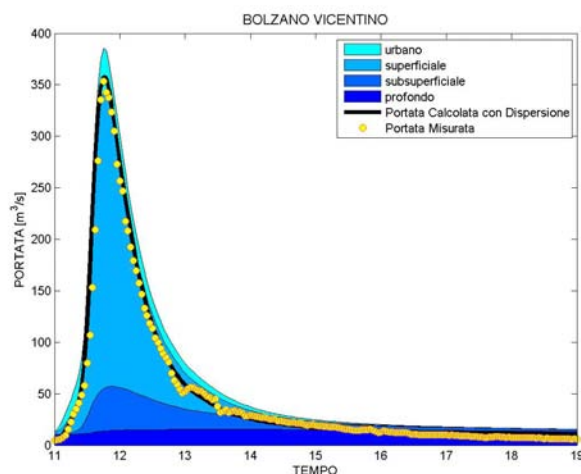


Figura 6.77: *Esempio di file di output del modello geomorfologico, con i quattro contributi, la portata calcolata tenendo conto delle dispersioni e la portata misurata*

Per valutare la bontà di una calibrazione dei parametri si è proceduto, oltre che con l'analisi visiva dei grafici, anche con il confronto tra i volumi defluiti nella sezione di Bolzano Vicentino e del valore dei picchi di piena in output dal modello e misurati invece sul campo.

Si sono considerati, come già accennato nel paragrafo relativo al carsismo, diversi valori del coefficiente β per la taratura: partendo in un primo caso con esso pari a 0.7, portandolo poi a 0.3 ed infine facendolo variare in base all'intensità di pioggia in ogni istante considerato in ogni sottobacino.

6.9.1 Calibrazione del modello con $\beta = 0.7$

La prima calibrazione del modello è stata effettuata tenendo il coefficiente β costante e pari a 0.7. Questo significa, come già descritto in precedenza, che il settanta per cento delle precipitazioni avute sulla zona carsica del bacino sono andate perse, considerandole come fonte di alimentazione per le sorgenti che si trovano ad Est dell'Altopiano di Asiago. In questo caso si è quindi voluto cercare di trovare un set di parametri che facessero coincidere il più possibile la risposta del modello con la risposta del sistema reale. Si sono fatti variare i vari parametri, fino ad arrivare ad un risultato soddisfacente grazie al set riportato in tabella 6.5; durante la fase di validazione si sono quindi tenuti costanti tutti i parametri e sono stati fatti variare solamente due da evento ad evento, ovvero il contenuto d'acqua iniziale e il livello di acqua nel serbatoio profondo, in maniera da fare aderire il più possibile la curva rappresentante la portata modellata con quella rappresentante la portata effettivamente misurata.

Nella taratura del modello sono stati utilizzati, in questo caso con $\beta = 0.7$, i primi tre eventi (i due relativi al 2004 e quello del 2005), andando quindi a verificare con gli altri otto eventi se il set di parametri scelto fosse adeguato. I valori dei parametri specifici per ogni evento sono riportati nella tabella 6.6.

Primo evento

Il primo evento considerato è stato utilizzato, assieme al secondo al terzo, per la calibrazione del modello. Andando ad osservare la figura 6.78, bisogna ricordare come si sia cercato di fare coincidere il più possibile la linea nera con la linea tracciata dai punti gialli, che sono rispettivamente la portata modellata tenuto conto delle dispersioni e la portata misurata realmente nella sezione di Bolzano Vicentino. Si può notare (figura 6.81) come l'andamento generale dell'onda di piena venga rispettato, soprattutto nella fase di recessione: si ha infatti qualche differenza per quanto riguarda la fase di accrescimento della piena, dove la portata modellata prima sovrastima e poi sottostima quella reale. Come riportato in tabella 6.7, il volume defluito modellato risulta essere leggermente superiore

Tabella 6.5: *Set di parametri utilizzato con $\beta = 0.7$*

Parametro	Valore
K_c [mm/h]	30
u [m/s]	2
Z_r [mm]	980
α	0.3
c	18
D_h [m ² /s]	3000
n	0.2
b	21
t_{urb} [h]	10
t_{sup} [h]	11
t_{sub} [h]	12
t_{prof} [h]	500

Tabella 6.6: *Contenuto d'acqua iniziale e altezza del serbatoio profondo nei vari eventi con $\beta = 0.7$*

Evento	s_0	h_{prof} [mm]
1	0.65	40
2	0.01	30
3	0.5	10
4	0.43	30
5	0.8	30
6	0.72	30
7	0.3	30
8	0.68	40
9	0.73	30
10	0.72	10
11	0.55	30

a quello misurato, questo perchè la coda viene leggermente sovrastimata, ma è una differenza del tutto trascurabile, viste le approssimazioni fatte nel corso di questo studio; sempre nella stessa tabella è riportata la differenza tra i valori di picco della portata, anche questa è una differenza di poco conto, che si aggira infatti attorno all'1 %.

Tabella 6.7: *Volumi defluiti e portate di picco modellati e misurati durante il primo evento, prima calibrazione*

Tipologia	Volume defluito [m^3]	Picco [m^3/s]
Dati modellati	$5.2654 \cdot 10^7$	220.1
Dati misurati	$4.8477 \cdot 10^7$	223.9

Secondo evento

Anche il secondo evento è stato utile in fase di calibrazione del modello con il primo valore di β considerato. L'evento in questione è più complesso del precedente in quanto presenta oltre al picco principale anche un secondo picco, che avviene prima temporalmente e di entità minore. Si osserva dalle figure 6.80 e 6.81 come ad inizio evento si abbia una sovrastima della portata transitata, per quanto riguarda invece il primo picco si riesce ad individuare discretamente bene, mentre la portata di picco massima viene leggermente sottostimata (come si vede anche in tabella 6.8). Nella fase di recessione infine, mentre la portata misurata presenta un picco verso il basso, la portata modellata si tiene su una curva più uniforme. Proprio a causa della sovrastima nella prima fase dell'evento si ha un volume defluito modellato leggermente maggiore di quello ottenuto dalle misure sul campo.

Terzo evento

Come detto in precedenza, si è fatto riferimento anche al terzo evento per procedere con la taratura del modello: in particolare si è osservato come questo evento

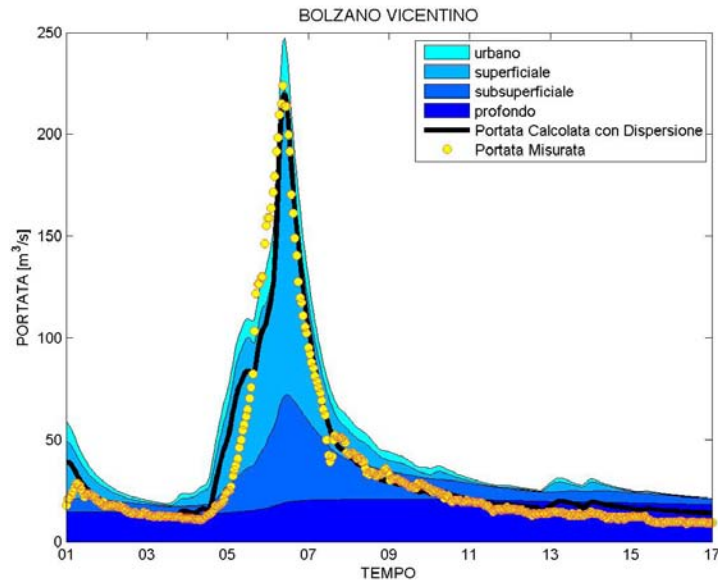


Figura 6.78: Contributi urbano, superficiale, subsuperficiale, profondo alla portata e portata totale con l'aggiunta dell'effetto delle dispersioni nel primo evento, prima calibrazione

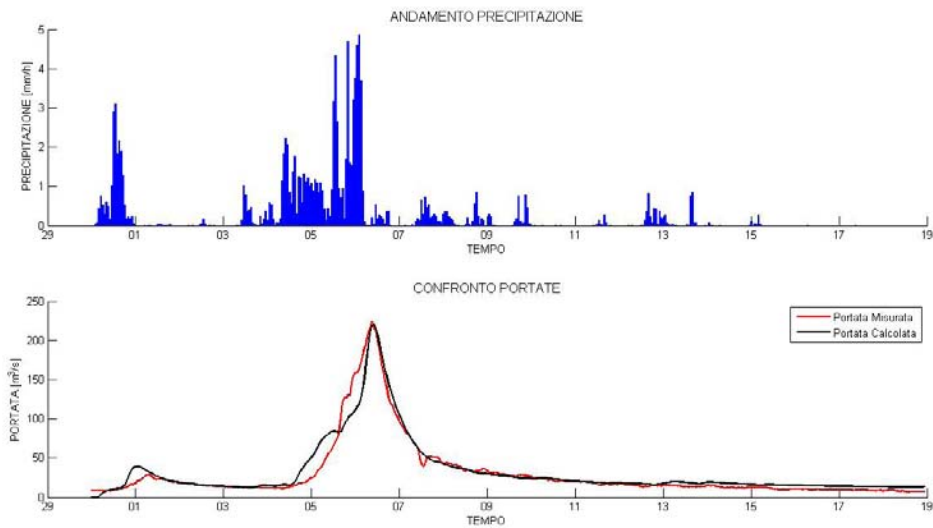


Figura 6.79: Ietogramma e confronto tra portata modellata e misurata del primo evento considerato, prima calibrazione

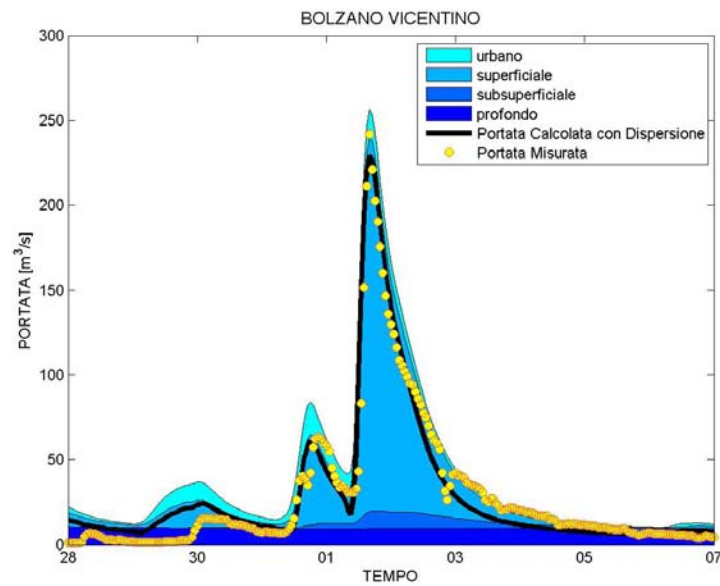


Figura 6.80: Contributi urbano, superficiale, subsuperficiale, profondo alla portata e portata totale con l'aggiunta dell'effetto delle dispersioni nel secondo evento, prima calibrazione

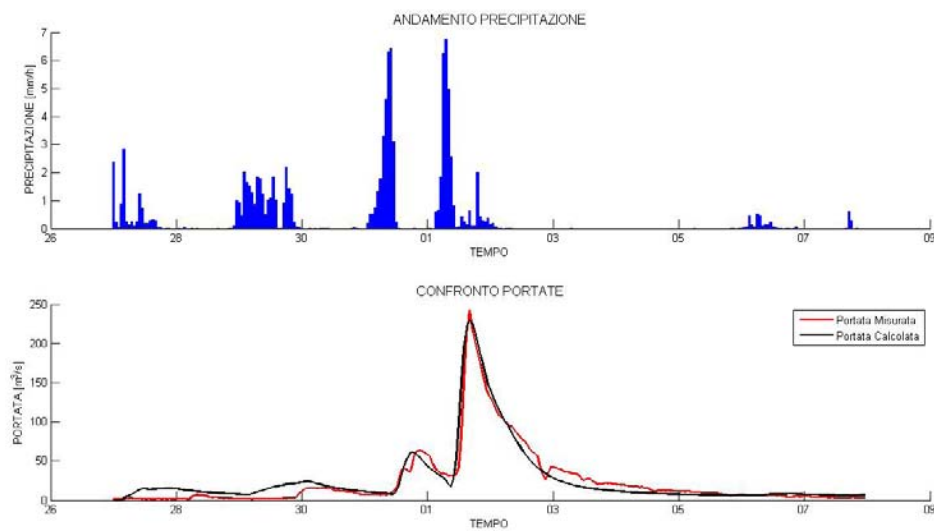


Figura 6.81: Ietogramma e confronto tra portata modellata e misurata del secondo evento considerato, prima calibrazione

Tabella 6.8: *Volumi defluiti e portate di picco modellati e misurati durante il secondo evento, prima calibrazione*

Tipologia	Volume defluito [m^3]	Picco [m^3/s]
Dati modellati	$2.6697 \cdot 10^7$	229.4
Dati misurati	$2.4787 \cdot 10^7$	241.6

veniva ben identificato tramite set di parametri che non consentivano di ottenere buoni risultati negli altri eventi; si è quindi tenuto conto di questo terzo evento cercando di minimizzare l'errore il più possibile. L'errore principale che il modello compie infatti in questo intervallo temporale è la sovrastima del secondo picco di piena (figure 6.82 e 6.83): mentre il primo viene ben individuato, il secondo risulta infatti essere di entità minore nella realtà, con una portata al picco pari a circa metà di quella del picco principale: il modello la sovrastima di circa $50 m^3/s$, ovvero il 50 % del valore stesso. Per quanto riguarda la fase di recessione si ha un andamento soddisfacente, che ben ricalca quello misurato. Osservando quindi la tabella 6.9 si ha che il volume defluito uscito dal modello è molto maggiore rispetto a quello reale, questo è dovuto a quanto appena descritto per il secondo picco di piena, che viene sovrastimato.

Tabella 6.9: *Volumi defluiti e portate di picco modellati e misurati durante il terzo evento, prima calibrazione*

Tipologia	Volume defluito [m^3]	Picco [m^3/s]
Dati modellati	$4.6128 \cdot 10^7$	196.0
Dati misurati	$3.4899 \cdot 10^7$	191.5

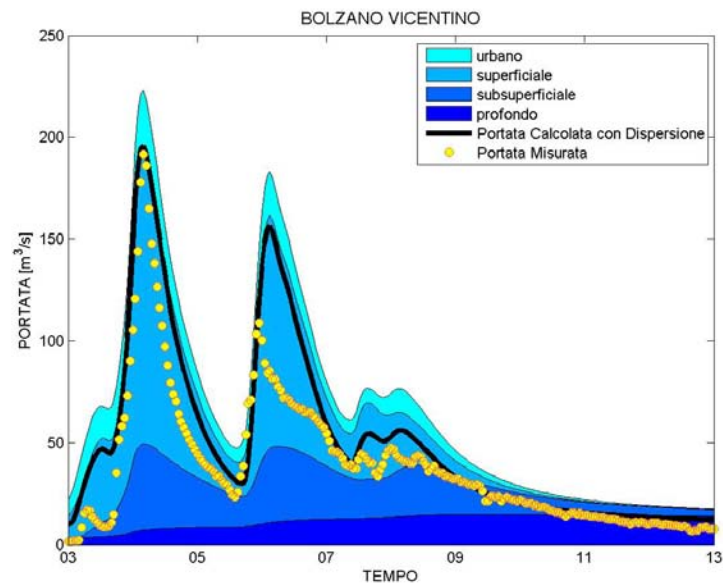


Figura 6.82: Contributi urbano, superficiale, subsuperficiale, profondo alla portata e portata totale con l'aggiunta dell'effetto delle dispersioni nel terzo evento, prima calibrazione

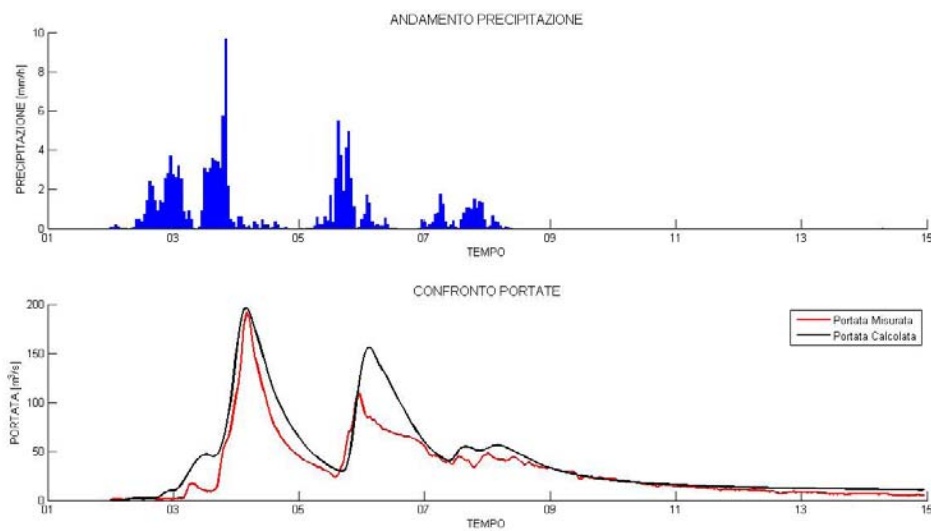


Figura 6.83: Ietogramma e confronto tra portata modellata e misurata del terzo evento considerato, prima calibrazione

Quarto evento

Il quarto evento affrontato è stato il primo utilizzato per la validazione del set di parametri trovato mediante i primi tre eventi considerati. La cosa che subito balza all'occhio dalle figure 6.84 e 6.85 è come si abbia un aumento della portata troppo in anticipo rispetto al caso reale. La portata di picco (tabella 6.10) è individuata alla perfezione, con uno scarto minore dell'1 %, e così pure la forma della curva in fase di recessione è ben rappresentata dal modello. Per quanto riguarda invece la prima fase dell'evento in questione, si ha una sovrastima non indifferente della portata, cosa che è avvenuta anche ponendo valori del contributo d'acqua iniziale molto bassi, questo ha di conseguenza portato ad avere un volume defluito reale minore rispetto a quello modellato, come già successo nel corso del terzo evento.

Tabella 6.10: *Volumi defluiti e portate di picco modellati e misurati durante il quarto evento, prima calibrazione*

Tipologia	Volume defluito [m^3]	Picco [m^3/s]
Dati modellati	$3.3117 \cdot 10^7$	242.5
Dati misurati	$2.4153 \cdot 10^7$	241.6

Quinto evento

Il risultato ottenuto mediante il modello nel quinto modello è il peggiore di tutti gli eventi presi in considerazione: il problema principale, ben visibile nelle figure 6.86 e 6.87 e descritto nella tabella 6.11 è che la portata massima del picco principale risulta essere sottostimata di quasi $100 m^3/s$, ovvero di più del 25 % del suo valore. Anche ponendo valori molto elevati per quanto riguarda il livello d'acqua nel serbatoio profondo e il contenuto d'acqua all'inizio dell'evento, si ha infatti che tale portata non viene mai, con questo set di parametri, ben

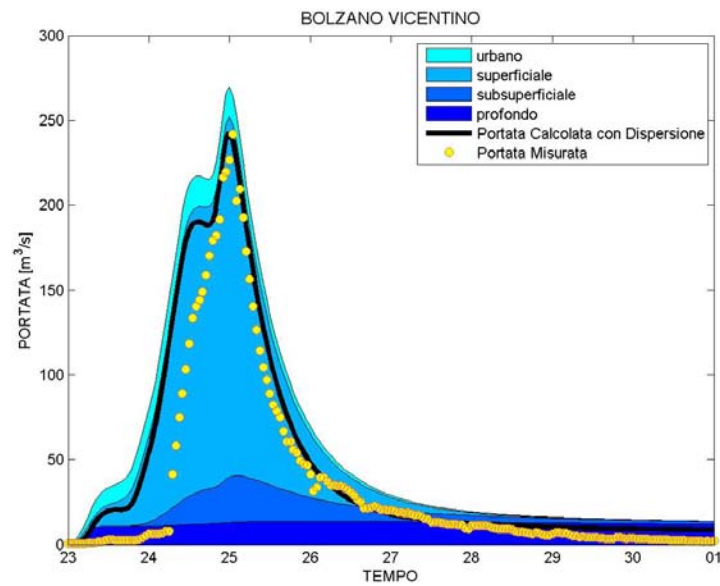


Figura 6.84: Contributi urbano, superficiale, subsuperficiale, profondo alla portata e portata totale con l'aggiunta dell'effetto delle dispersioni nel quarto evento, prima calibrazione

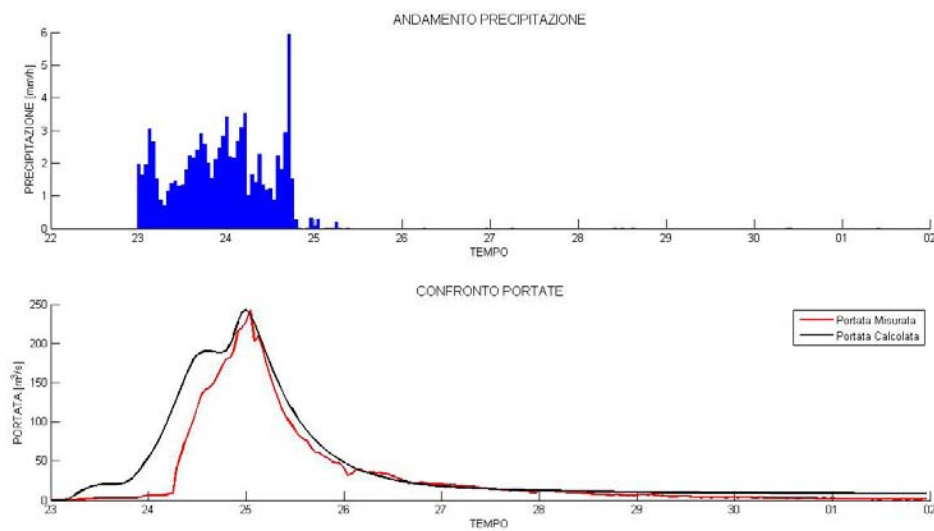


Figura 6.85: Ietogramma e confronto tra portata modellata e misurata del quarto evento considerato, prima calibrazione

individuata. La coda inoltre risulta essere sovrastimata, così come si ha anche nella fase iniziale dell'evento.

Tabella 6.11: *Volumi defluiti e portate di picco modellati e misurati durante il quinto evento, prima calibrazione*

Tipologia	Volume defluito [m^3]	Picco [m^3/s]
Dati modellati	$4.1443 \cdot 10^7$	280.6
Dati misurati	$3.4445 \cdot 10^7$	368.0

Sesto evento

L'evento del 2009, ovvero il sesto in esame, risulta essere ben descritto dal modello: sia la portata di picco (tabella 6.12) che la forma dell'intera onda di piena sono infatti soddisfacenti. I due picchi minori che si presentano durante la fase calante della piena sono infatti individuati molto bene, con grande precisione, così come avviene anche nella coda e nella fase iniziale (vedi figure 6.88 e 6.89). Si nota infatti come il volume defluito modellato risulti essere molto simile al volume defluito calcolato mediante i dati reali disponibili.

Tabella 6.12: *Volumi defluiti e portate di picco modellati e misurati durante il sesto evento, prima calibrazione*

Tipologia	Volume defluito [m^3]	Picco [m^3/s]
Dati modellati	$6.3980 \cdot 10^7$	334.4
Dati misurati	$6.6968 \cdot 10^7$	331.7

Settimo evento

Il settimo evento è il primo dei tre considerati durante l'anno 2010. La forma dell'onda di piena risulta essere in questo caso più complessa, con due picchi prin-

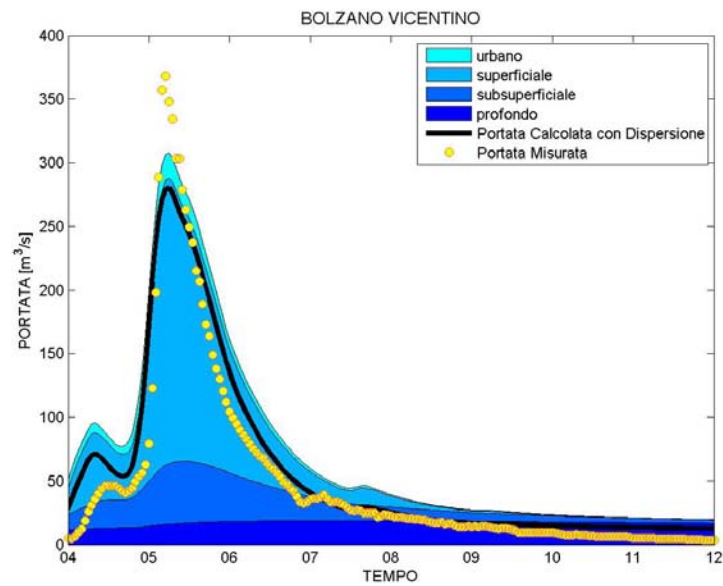


Figura 6.86: Contributi urbano, superficiale, subsuperficiale, profondo alla portata e portata totale con l'aggiunta dell'effetto delle dispersioni nel quinto evento, prima calibrazione

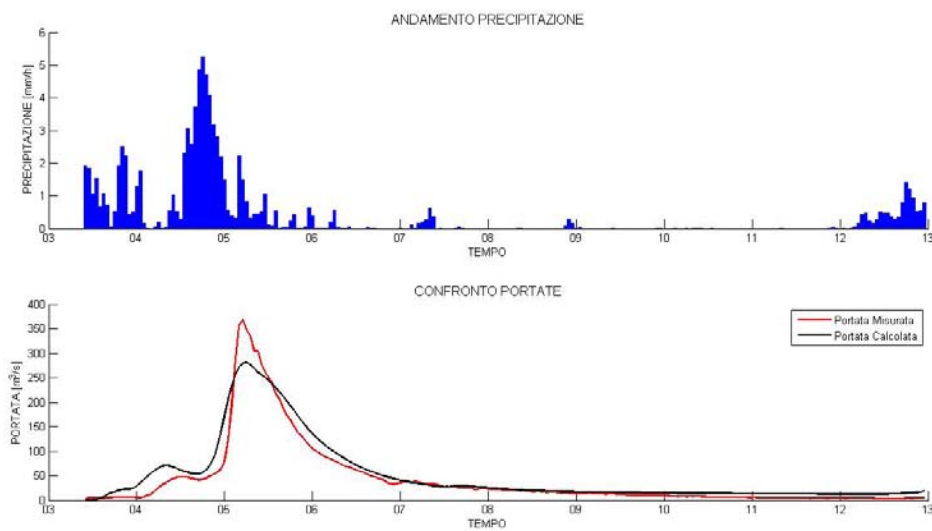


Figura 6.87: Ietogramma e confronto tra portata modellata e misurata del quinto evento considerato, prima calibrazione

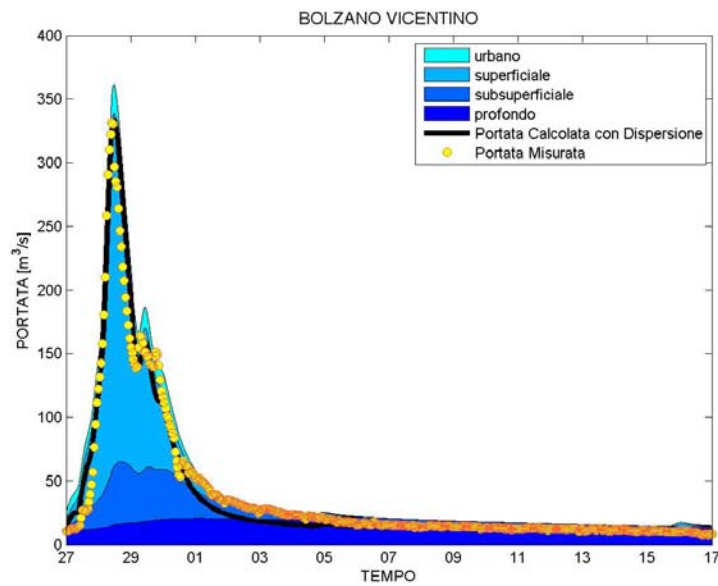


Figura 6.88: Contributi urbano, superficiale, subsuperficiale, profondo alla portata e portata totale con l'aggiunta dell'effetto delle dispersioni nel sesto evento, prima calibrazione

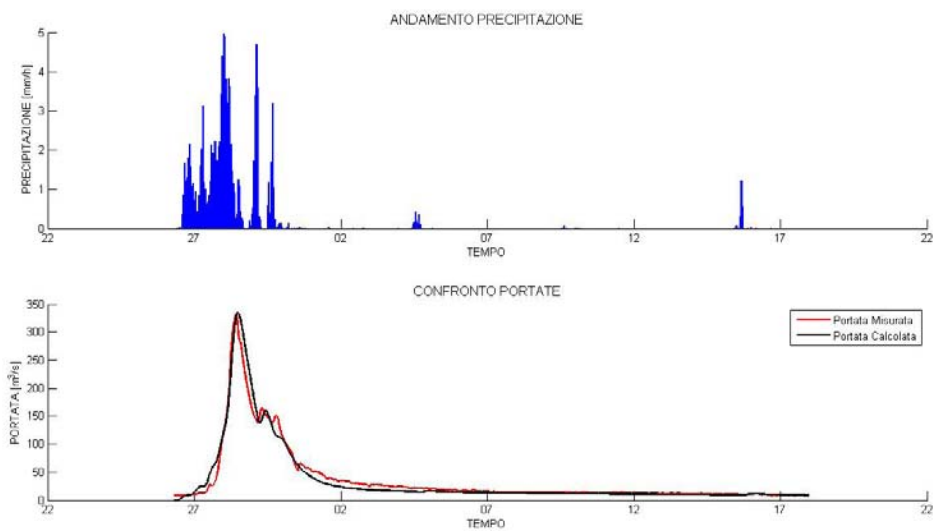


Figura 6.89: Ietogramma e confronto tra portata modellata e misurata del sesto evento considerato, prima calibrazione

cipali ed una curva di recessione con andamento non uniforme. Dalle figure 6.90 e 6.91 si nota subito come vi sia una buona approssimazione della piena principale, ma qualche incertezza nel modello nell'individuare la coda e la fase iniziale dell'evento. Queste differenze risultano però essere di lieve entità e accettabili per i parametri di approssimazione ritenuti buoni in questo studio. E' inoltre da notare come esse sembrino maggiori in quanto la portata massima è minore, e di conseguenza l'asse delle ordinate ha scala minore, rendendo più evidenti delle piccole oscillazioni. La portata di picco (tabella 6.13) è praticamente la stessa tra reale e modellata, così come il volume defluito.

Tabella 6.13: *Volumi defluiti e portate di picco modellati e misurati durante il settimo evento, prima calibrazione*

Tipologia	Volume defluito [m^3]	Picco [m^3/s]
Dati modellati	$4.5793 \cdot 10^7$	159.7
Dati misurati	$4.4830 \cdot 10^7$	160.4

Ottavo evento

L'ottavo evento è quello che presenta la portata maggiore di tutti gli eventi, e come già anticipato nel capitolo 2, è quello relativo all'intervallo di tempo contenente la piena del Novembre 2010, che provocò gravi danni in vaste aree del Veneto. La forma dell'idrogramma è uniforme, senza picchi minori, e il modello non ha difficoltà a descriverla: la portata massima differisce dello 0.2 %, e anche il volume riportato in tabella 6.14 è molto simile tra modellato e misurato. L'unico appunto che si potrebbe fare, andando ad osservare le figure 6.92 e 6.93 è quello di come l'onda di piena modellata sia leggermente in ritardo rispetto a quella reale, quasi come se la celerità di propagazione fosse troppo bassa, cosa non possibile andando però ad osservare la risposta del modello in tutti gli altri eventi.

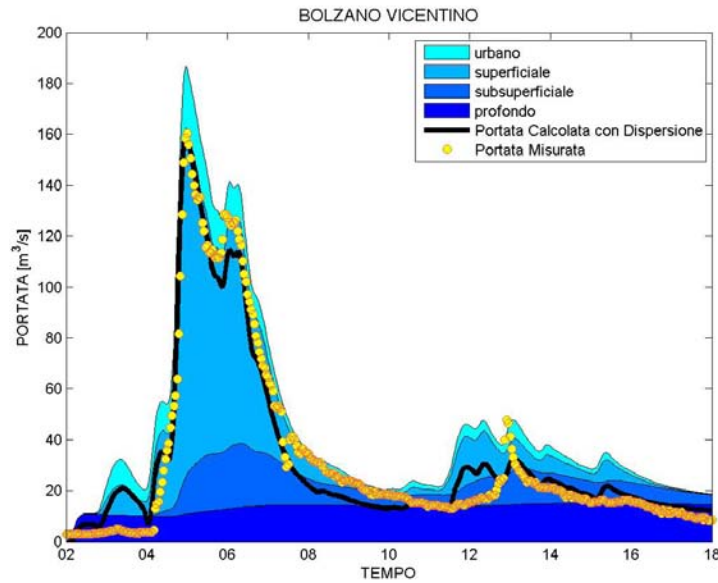


Figura 6.90: Contributi urbano, superficiale, subsuperficiale, profondo alla portata e portata totale con l'aggiunta dell'effetto delle dispersioni nel settimo evento, prima calibrazione

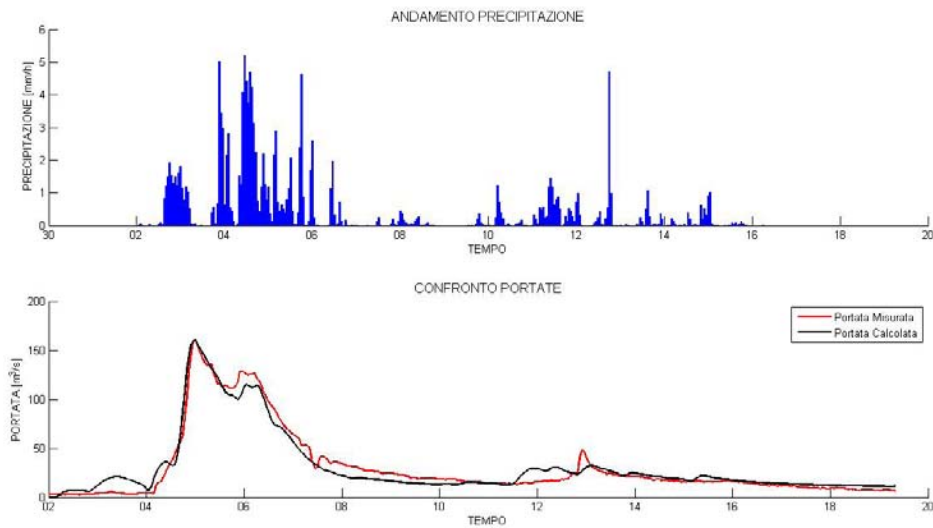


Figura 6.91: Ietogramma e confronto tra portata modellata e misurata del settimo evento considerato, prima calibrazione

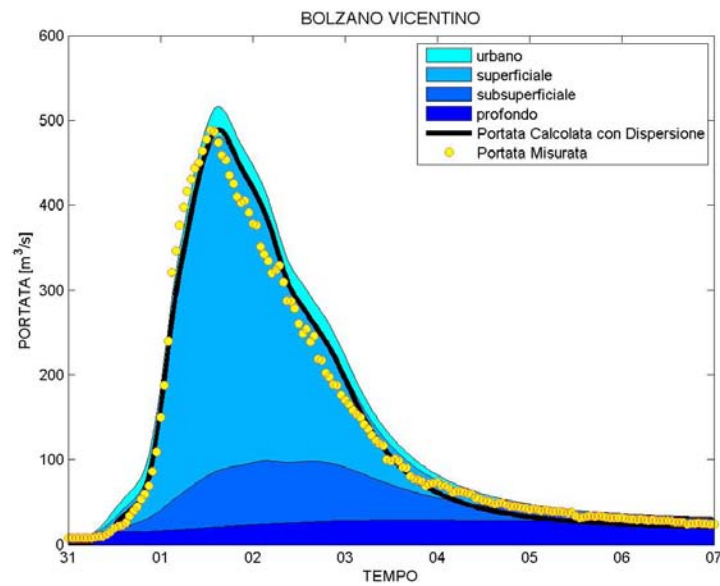


Figura 6.92: Contributi urbano, superficiale, subsuperficiale, profondo alla portata e portata totale con l'aggiunta dell'effetto delle dispersioni nell'ottavo evento, prima calibrazione

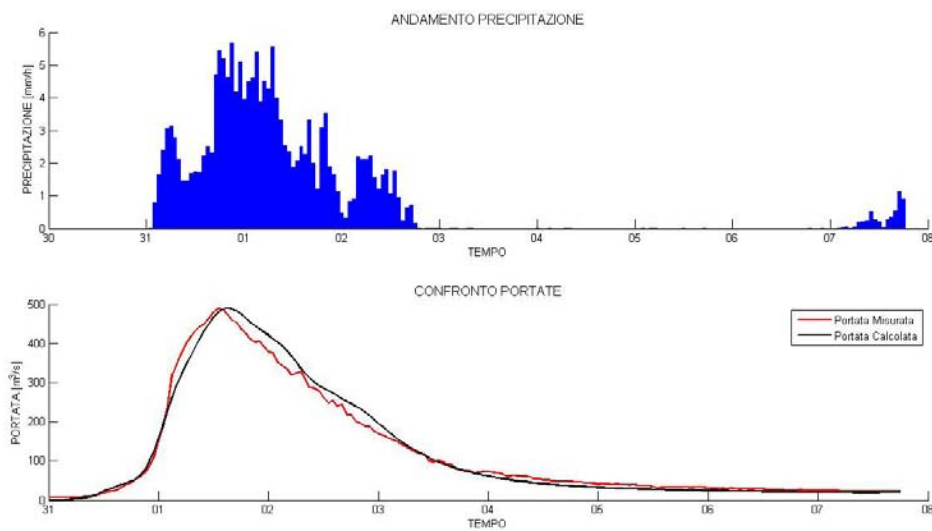


Figura 6.93: Ietogramma e confronto tra portata modellata e misurata dell'ottavo evento considerato, prima calibrazione

Tabella 6.14: *Volumi defluiti e portate di picco modellati e misurati durante l'ottavo evento, prima calibrazione*

Tipologia	Volume defluito [m^3]	Picco [m^3/s]
Dati modellati	$8.2118 \cdot 10^7$	489.4
Dati misurati	$8.1732 \cdot 10^7$	488.2

Nono evento

L'ultimo evento considerato nel 2010 è il nono, ed è caratterizzato da un andamento molto irregolare dell'onda di piena. Come si vede dalle figure 6.94 e 6.95, il picco principale viene individuato senza alcun tipo di problema, né per quanto riguarda il valore massimo della portata (tabella 6.15) né per quanto concerne la sua forma. Si sono invece riscontrate alcune difficoltà nella rappresentazione da parte del modello della fase di recessione, che contiene anche un picco minore. Quest'ultimo viene infatti sovrastimato, così come gran parte della coda dell'evento; sottostimata è invece la fase contenuta tra i due picchi (quello principale e quello minore), ma con un'approssimazione che si è ritenuta accettabile.

Tabella 6.15: *Volumi defluiti e portate di picco modellati e misurati durante il nono evento, prima calibrazione*

Tipologia	Volume defluito [m^3]	Picco [m^3/s]
Dati modellati	$6.8346 \cdot 10^7$	264.5
Dati misurati	$6.6395 \cdot 10^7$	262.9

Decimo evento

Il decimo evento considerato è ben descritto dal set di parametri in questione: in particolare si nota dalle figure 6.96 e 6.97 come la forma particolare del picco principale venga rappresentata molto bene, così come la fase di crescita e quella

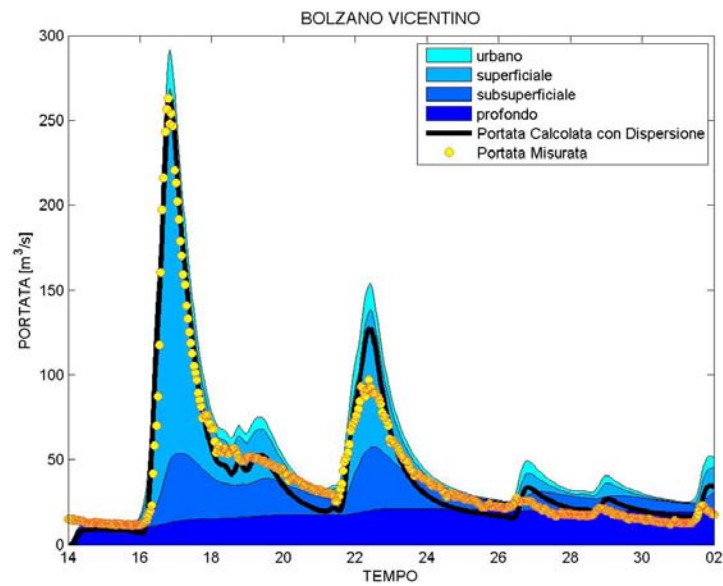


Figura 6.94: Contributi urbano, superficiale, subsuperficiale, profondo alla portata e portata totale con l'aggiunta dell'effetto delle dispersioni nel nono evento, prima calibrazione

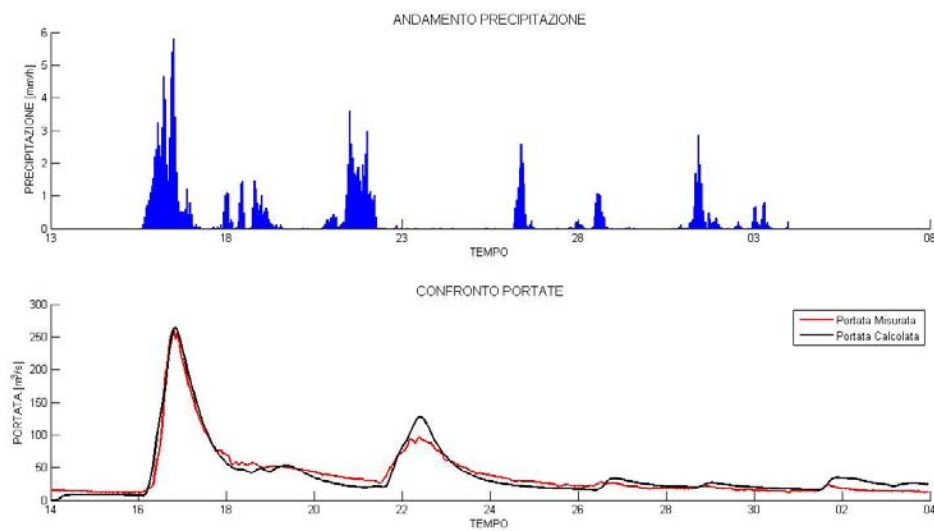


Figura 6.95: Ietogramma e confronto tra portata modellata e misurata del nono evento considerato, prima calibrazione

di recessione, tranne una piccola ondulazione proprio alla fine di tale fase. I volumi riportati in tabella 6.16 sono molto simili tra loro, con quello modellato che supera di poco quello misurato; per quanto riguarda invece la portata di picco si ha un valore identico, la differenza è infatti solamente di $0.3 \text{ m}^3/\text{s}$.

Tabella 6.16: *Volumi defluiti e portate di picco modellati e misurati durante il decimo evento, prima calibrazione*

Tipologia	Volume defluito [m^3]	Picco [m^3/s]
Dati modellati	$3.3910 \cdot 10^7$	175.4
Dati misurati	$3.2256 \cdot 10^7$	175.1

Undicesimo evento

L'ultimo evento è individuato alla perfezione dal modello: probabilmente per la forma molto regolare che presenta l'idrogramma relativo a questo evento, si ha che portate modellate e misurate coincidono praticamente per l'intera sua durata (figure 6.98 e 6.99). Le fasi di accrescimento, piena e regressione sono infatti previste dal modello molto bene e tale comportamento per l'undicesimo evento si è comunque verificato con quasi tutte le tarature provate.

Tabella 6.17: *Volumi defluiti e portate di picco modellati e misurati durante l'undicesimo evento, prima calibrazione*

Tipologia	Volume defluito [m^3]	Picco [m^3/s]
Dati modellati	$3.6270 \cdot 10^7$	358.1
Dati misurati	$3.3464 \cdot 10^7$	353.3

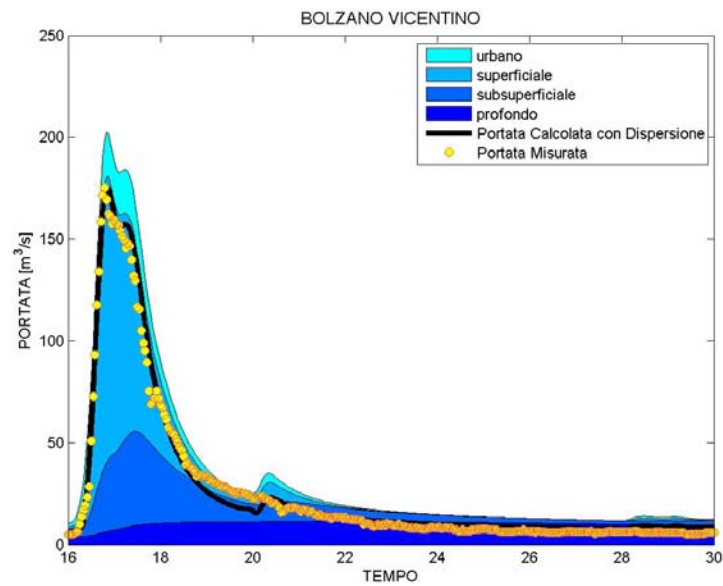


Figura 6.96: Contributi urbano, superficiale, subsuperficiale, profondo alla portata e portata totale con l'aggiunta dell'effetto delle dispersioni nel decimo evento, prima calibrazione

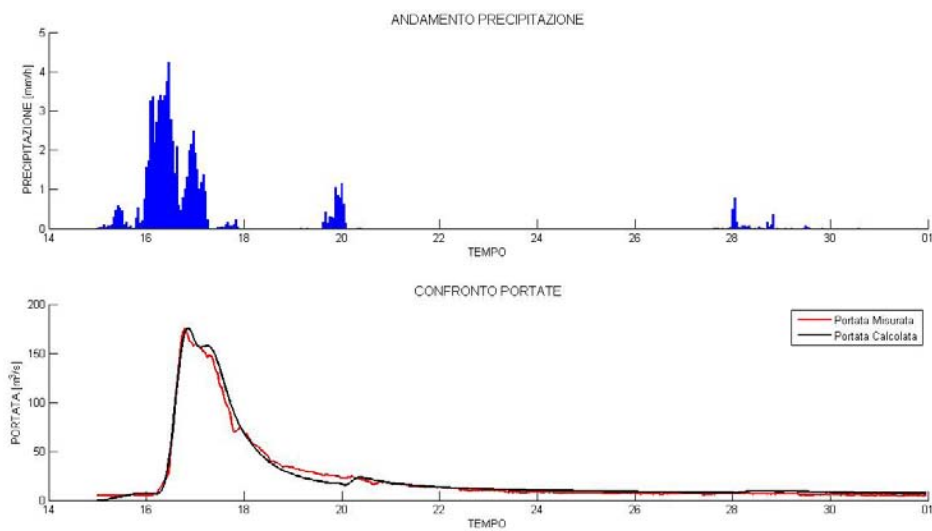


Figura 6.97: Ietogramma e confronto tra portata modellata e misurata del decimo evento considerato, prima calibrazione

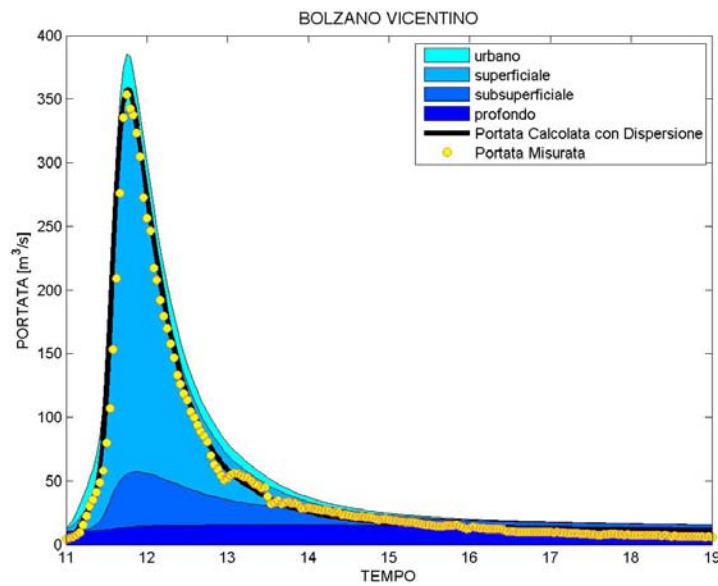


Figura 6.98: Contributi urbano, superficiale, subsuperficiale, profondo alla portata e portata totale con l'aggiunta dell'effetto delle dispersioni nell'undicesimo evento, prima calibrazione

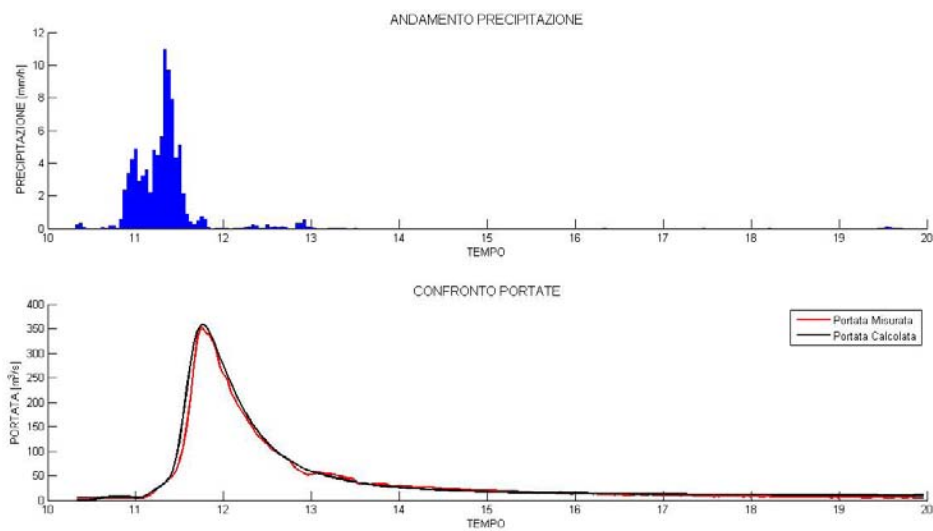


Figura 6.99: Ietogramma e confronto tra portata modellata e misurata dell'undicesimo evento considerato, prima calibrazione

Tabella 6.18: *Set di parametri utilizzato con $\beta = 0.3$*

Parametro	Valore
K_c [mm/h]	30
u [m/s]	2
Z_r [mm]	1150
α	0.2
c	5
D_h [m ² /s]	3000
n	0.2
b	12
t_{urb} [h]	6
t_{sup} [h]	6
t_{sub} [h]	8
t_{prof} [h]	1000

6.9.2 Calibrazione del modello con $\beta = 0.3$

La seconda calibrazione del modello effettuata è stata quella che ha previsto di porre il coefficiente β del carsismo pari a 0.3: il trenta per cento di quanto piovuto sopra le aree carsiche si è dunque disperso andando ad alimentare il deflusso sotterraneo nell'Altopiano dei Sette Comuni. Il set di parametri trovato è riportato in tabella 6.18 e differisce dalla prima calibrazione in maniera sostanziale nei valori dei coefficienti c e b . Altre differenze si hanno in quasi tutti i parametri, ma non così evidenti. Anche in questa calibrazione, come nel caso precedente, si sono inoltre variati da evento ad evento il contenuto d'acqua iniziale e l'altezza del serbatoio profondo (vedi tabella 6.19).

In questa calibrazione si sono utilizzati il primo ed il terzo evento per tarare il modello e i rimanenti nove per validare quanto trovato, vedendo quindi se la curva di risposta idrologica determinata dal modello coincidesse con quella misurata alla stazione di Bolzano Vicentino.

Tabella 6.19: *Contenuto d'acqua iniziale e altezza del serbatoio profondo nei vari eventi con $\beta = 0.3$*

Evento	s_0	h_{prof} [mm]
1	0.39	32
2	0.36	5
3	0.27	5
4	0.22	5
5	0.74	5
6	0.39	5
7	0.31	5
8	0.3	15
9	0.5	15
10	0.55	15
11	0.28	15

Primo evento

Come anticipato, il primo evento è stato utilizzato per la taratura del modello. L'andamento dell'onda di piena è ben rappresentato dal modello, tranne un leggero ritardo nella fase crescente ed anticipo in quella decrescente; per quanto riguarda invece la coda essa viene leggermente sovrastimata (figure 6.100 e 6.101). Come si nota in tabella 6.20 il valore della portata di picco simulata tramite il modello è praticamente identica rispetto a quella effettivamente registrata nella realtà, con anche i volumi defluiti molto simili.

Tabella 6.20: *Volumi defluiti e portate di picco modellati e misurati durante il primo evento, seconda calibrazione*

Tipologia	Volume defluito [m^3]	Picco [m^3/s]
Dati modellati	$4.4656 \cdot 10^7$	223.6
Dati misurati	$4.8477 \cdot 10^7$	223.9

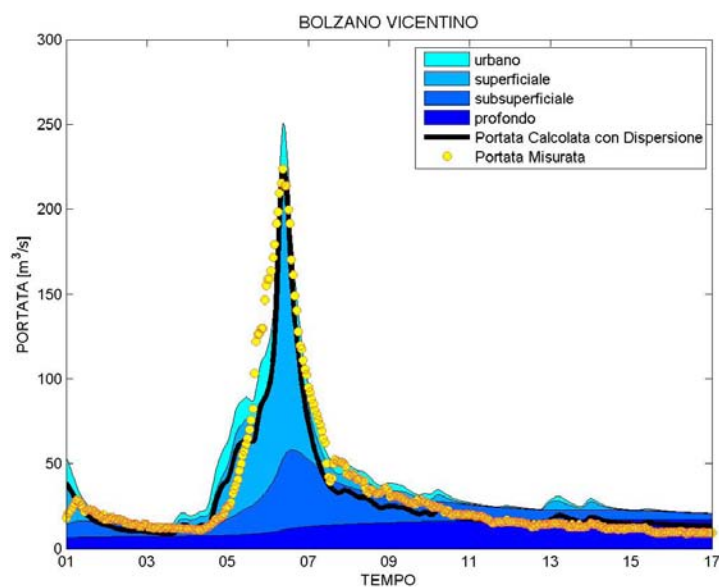


Figura 6.100: Contributi urbano, superficiale, subsuperficiale, profondo alla portata e portata totale con l'aggiunta dell'effetto delle dispersioni nel primo evento, seconda calibrazione

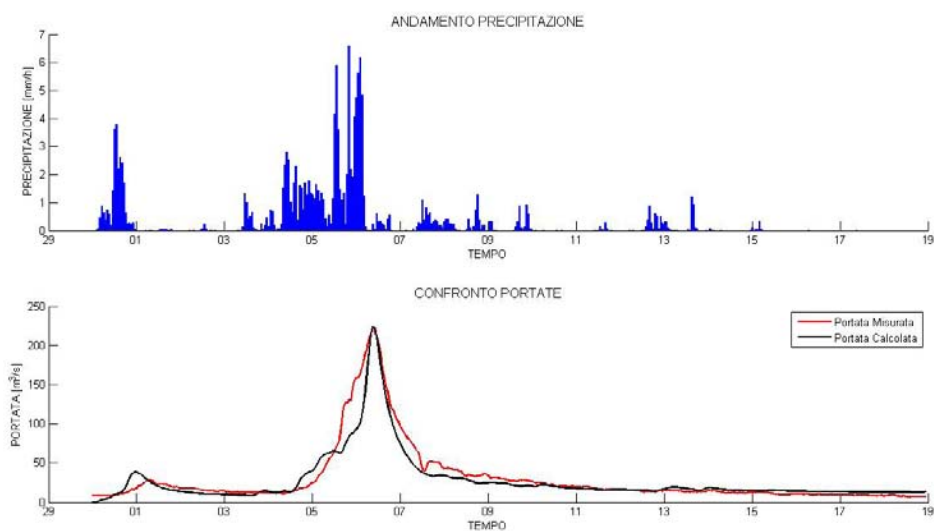


Figura 6.101: Ietogramma e confronto tra portata modellata e misurata del primo evento considerato, seconda calibrazione

Secondo evento

In questo caso, a differenza della prima calibrazione, il secondo evento non è stato utilizzato in fase di taratura, bensì in fase di validazione del set di parametri trovato. In effetti, l'andamento (vedi figure 6.102 e 6.103) leggermente particolare dell'onda di piena durante questo evento, non viene individuato alla perfezione dal modello: in particolare, sembra che ci sia troppa acqua che entra nel modello; questo si evince dal fatto che i primi due picchi minori sono di molto sovrastimati, così come anche la coda è sovrastimata. Per quanto riguarda invece il picco principale è ben rappresentato, ma come si vede dalla tabella 6.21 il volume defluito nel modello è di un 25 % maggiore rispetto a quello registrato nella realtà.

Tabella 6.21: *Volumi defluiti e portate di picco modellati e misurati durante il secondo evento, seconda calibrazione*

Tipologia	Volume defluito [m^3]	Picco [m^3/s]
Dati modellati	$3.0598 \cdot 10^7$	234.1
Dati misurati	$2.4787 \cdot 10^7$	241.6

Terzo evento

Come già anticipato, assieme al primo evento, si è scelto di utilizzare il terzo evento per la fase di taratura. Come si vede nelle figure 6.104 e 6.105, l'andamento generale dell'evento è ben individuato, con alcune differenze che però non si sono riuscite ad eliminare, come ad esempio l'enorme sovrastima del primo piccolo picco ad inizio evento o la forma del secondo picco principale. Questo ha portato il volume defluito modellato ad essere molto più grande di quello reale (vedi tabella 6.22), mentre la portata massima dell'evento è stata individuata alla perfezione. In questo evento si è cercato quindi di far coincidere il più possibile la portata modellata con quella registrata reale, riuscendoci molto bene con il

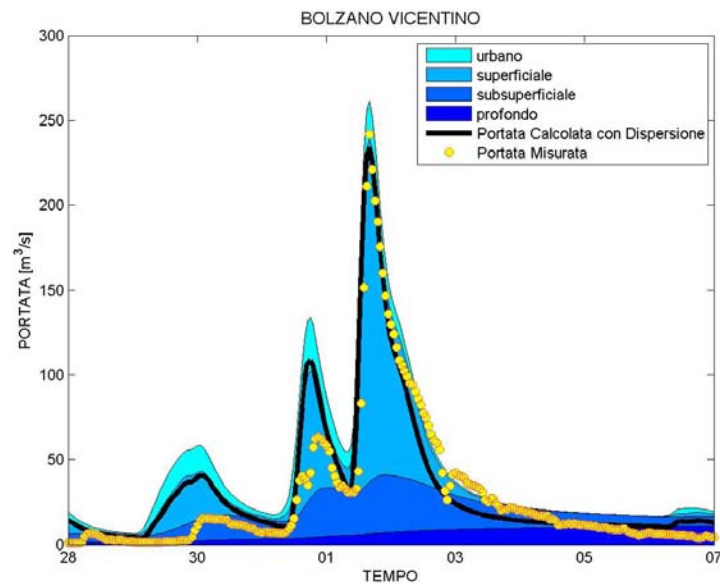


Figura 6.102: Contributi urbano, superficiale, subsuperficiale, profondo alla portata e portata totale con l'aggiunta dell'effetto delle dispersioni nel secondo evento, seconda calibrazione

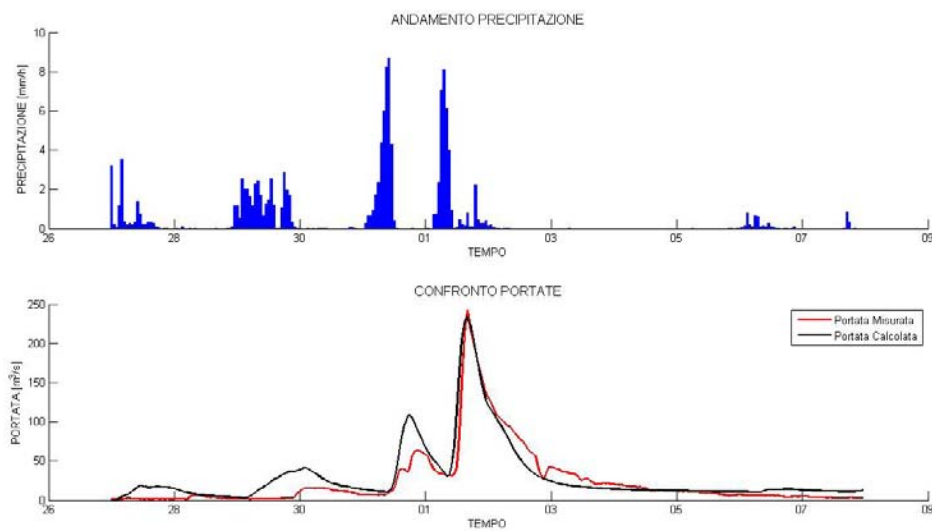


Figura 6.103: Ietogramma e confronto tra portata modellata e misurata del secondo evento considerato, seconda calibrazione

picco principale e nella fase di regressione e limitando al massimo i danni nelle parti più difficili da riprodurre tramite modello.

Tabella 6.22: *Volumi defluiti e portate di picco modellati e misurati durante il terzo evento, seconda calibrazione*

Tipologia	Volume defluito [m^3]	Picco [m^3/s]
Dati modellati	$4.1912 \cdot 10^7$	190.8
Dati misurati	$3.4899 \cdot 10^7$	191.5

Quarto evento

Il quarto evento in questione è stato utilizzato, come saranno tutti d'ora in avanti, per la validazione del set di parametri scelto. L'inizio dell'onda di piena viene anticipato rispetto a quello reale di più di un giorno, differenza che si lima fino ad avere il picco coincidente, con la stessa portata massima (vedi tabella 6.23). La prima parte della fase decrescente è ben individuata, come si può osservare dalle figure 6.106 e 6.107, mentre la seconda presenta una leggera sottostima della portata. Per quanto riguarda invece la coda, si ha una piccola sovrastima, che risulta essere però trascurabile. I volumi messi in gioco dal modello risultano essere maggiori rispetto a quelli registrati nella sezione di Bolzano Vicentino.

Tabella 6.23: *Volumi defluiti e portate di picco modellati e misurati durante il quarto evento, seconda calibrazione*

Tipologia	Volume defluito [m^3]	Picco [m^3/s]
Dati modellati	$2.8092 \cdot 10^7$	241.7
Dati misurati	$2.4153 \cdot 10^7$	241.6

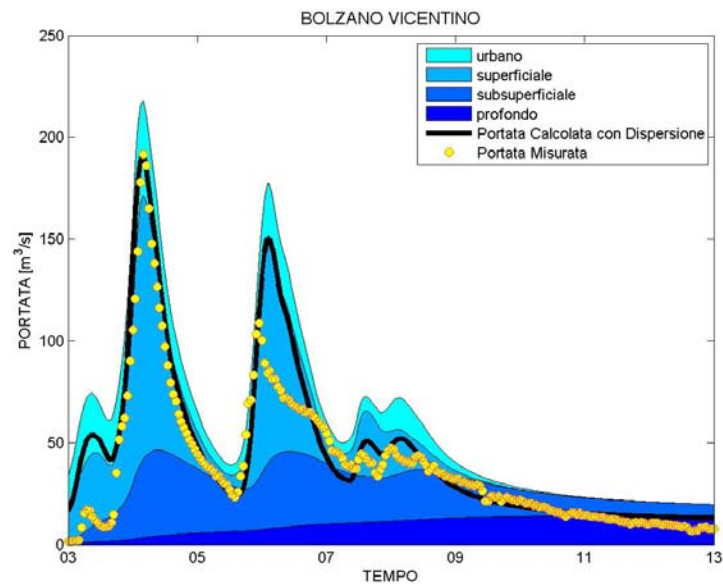


Figura 6.104: Contributi urbano, superficiale, subsuperficiale, profondo alla portata e portata totale con l'aggiunta dell'effetto delle dispersioni nel terzo evento, seconda calibrazione

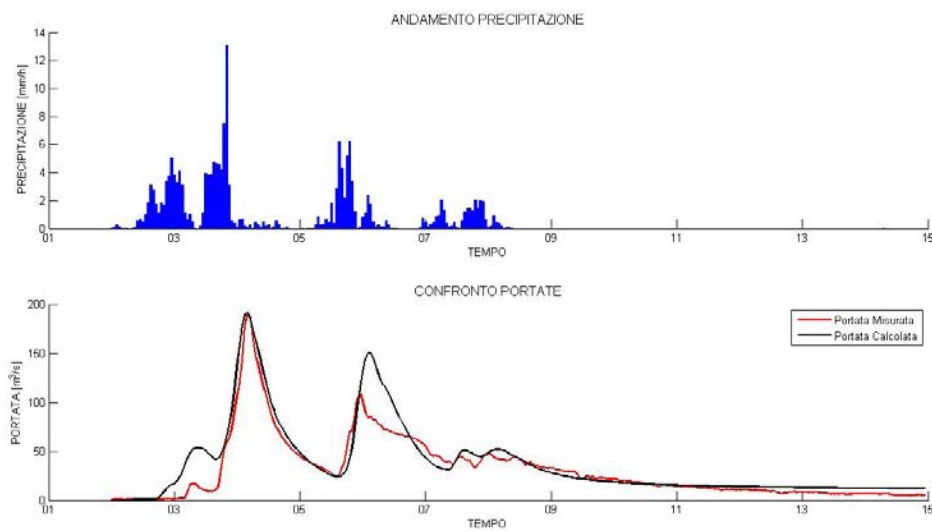


Figura 6.105: Ietogramma e confronto tra portata modellata e misurata del terzo evento considerato, seconda calibrazione

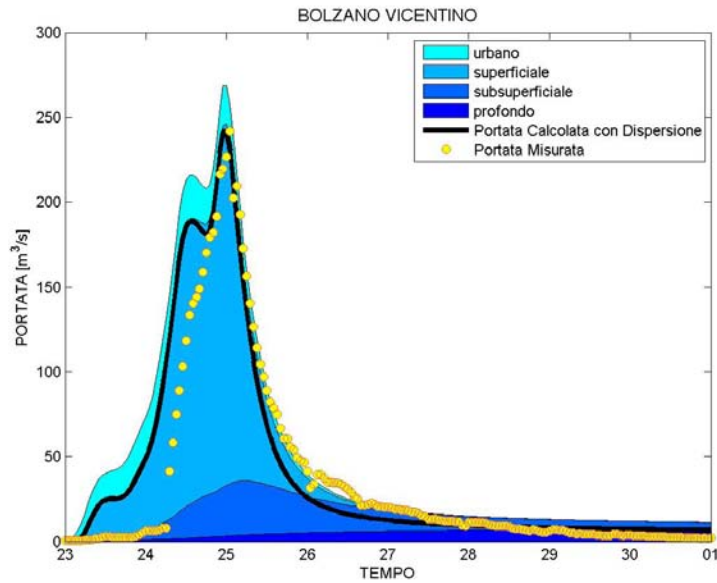


Figura 6.106: Contributi urbano, superficiale, subsuperficiale, profondo alla portata e portata totale con l'aggiunta dell'effetto delle dispersioni nel quarto evento, seconda calibrazione

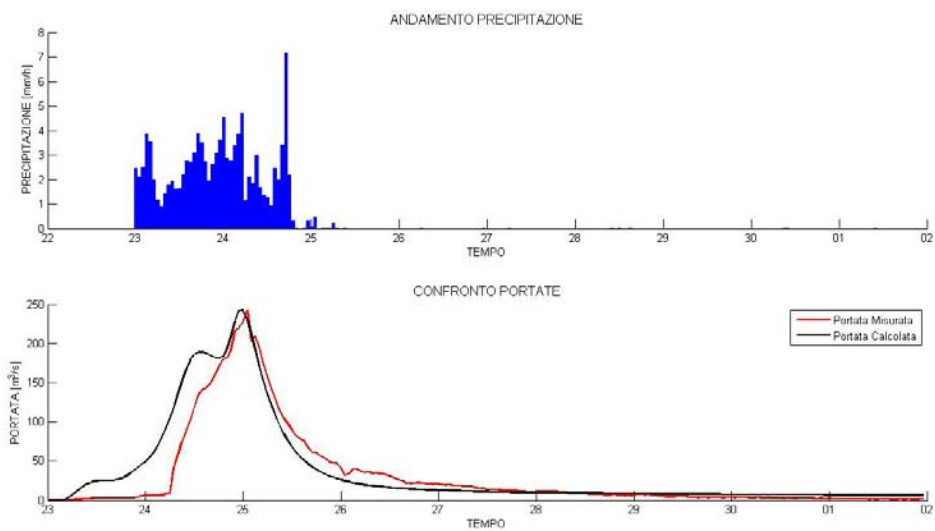


Figura 6.107: Ietogramma e confronto tra portata modellata e misurata del quarto evento considerato, seconda calibrazione

Quinto evento

Nella prima calibrazione, il quinto evento era risultato essere quello peggio rappresentato dal modello. La situazione in questa seconda calibrazione migliora un po', innanzitutto dal valore della portata massima, che si può osservare in tabella 6.24, che differisce in questo caso solamente di un 10 %. Il primo picco minore (si vedano le figure 6.108 e 6.109) viene sovrastimato, mentre il picco principale e la fase di regressione sono ben individuati, con una leggera sovrastima della coda dell'onda di piena. Il volume defluito nella sezione calcolato tramite il modello è maggiore rispetto a quello registrato nella realtà, a causa della sovrastima appunto del primo picco e della coda dell'evento. Il risultato che si ottiene quindi tramite questa calibrazione in questo evento è quindi migliore rispetto a quanto avuto con la prima calibrazione, anche se rimane comunque un evento difficile da individuare.

Tabella 6.24: *Volumi defluiti e portate di picco modellati e misurati durante il quinto evento, seconda calibrazione*

Tipologia	Volume defluito [m^3]	Picco [m^3/s]
Dati modellati	$4.1527 \cdot 10^7$	335.8
Dati misurati	$3.4445 \cdot 10^7$	368.0

Sesto evento

Il sesto evento considerato in questa seconda calibrazione del modello presenta un'individuazione praticamente perfetta del picco principale, sia per quanto riguarda forma che entità (vi è una lieve differenza tra le portate massime riportate in tabella 6.25). Vi è però una grossa sottostima di tutto il resto dell'evento, che si traduce in un volume defluito modellato molto minore di quello registrato nella realtà. Solo verso la fine dell'evento le portate modellate e registrate coincidono nuovamente. La seconda calibrazione quindi per questo evento risulta non essere

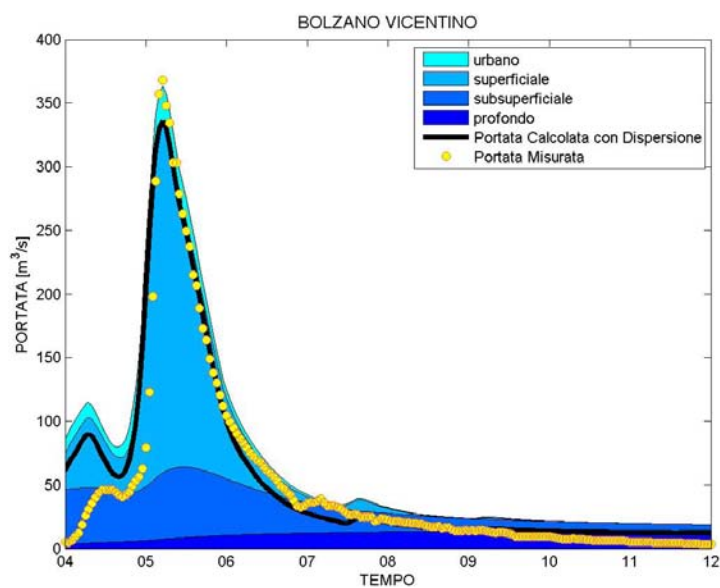


Figura 6.108: Contributi urbano, superficiale, subsuperficiale, profondo alla portata e portata totale con l'aggiunta dell'effetto delle dispersioni nel quinto evento, seconda calibrazione

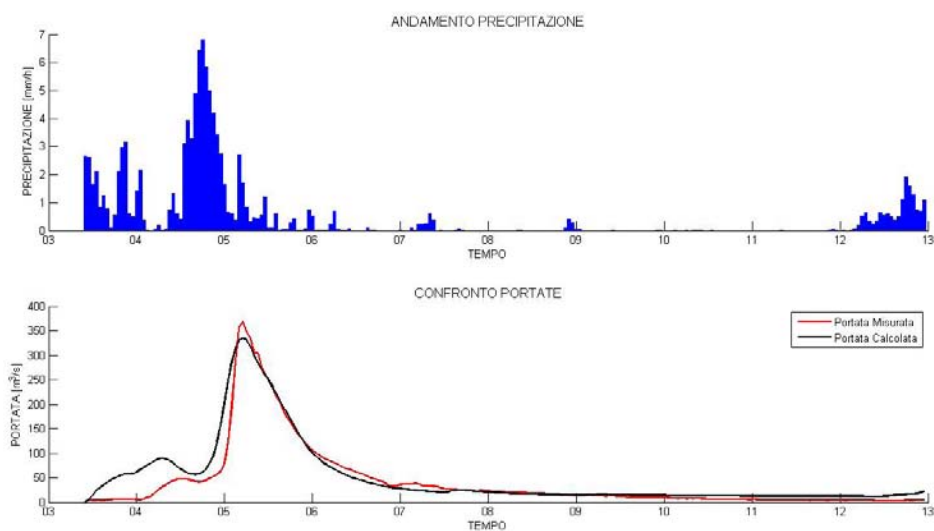


Figura 6.109: Ietogramma e confronto tra portata modellata e misurata del quinto evento considerato, seconda calibrazione

soddisfacente, dato che la forma dell'onda di piena non è ben individuata, come si nota dalle figure 6.110 e 6.111.

Tabella 6.25: *Volumi defluiti e portate di picco modellati e misurati durante il sesto evento, seconda calibrazione*

Tipologia	Volume defluito [m^3]	Picco [m^3/s]
Dati modellati	$5.0073 \cdot 10^7$	336.2
Dati misurati	$6.6968 \cdot 10^7$	331.7

Settimo evento

La forma dell'idrogramma di piena del settimo evento è particolare: la piena principale è suddivisa in due picchi maggiori e la coda dell'evento non ha andamento uniforme. Osservando le figure 6.112 e 6.113 si nota immediatamente come il primo dei due picchi sia sovrastimato mentre il secondo risulta essere ben individuato. Per quanto riguarda la fase iniziale si ha in uscita dal modello un picco secondario che invece non si presenta minimamente nella portata registrata; nella fase di regressione invece si ha inizialmente una leggera sottostima della portata, per poi avere una buona descrizione dell'aumento di portata verso la fine dell'evento. Come si nota dalla tabella 6.26 la portata massima modellata è molto maggiore rispetto a quella misurata, ed anche il volume defluito dato dal modello supera quello registrato effettivamente.

Tabella 6.26: *Volumi defluiti e portate di picco modellati e misurati durante il settimo evento, seconda calibrazione*

Tipologia	Volume defluito [m^3]	Picco [m^3/s]
Dati modellati	$4.7493 \cdot 10^7$	204.2
Dati misurati	$4.4830 \cdot 10^7$	160.4

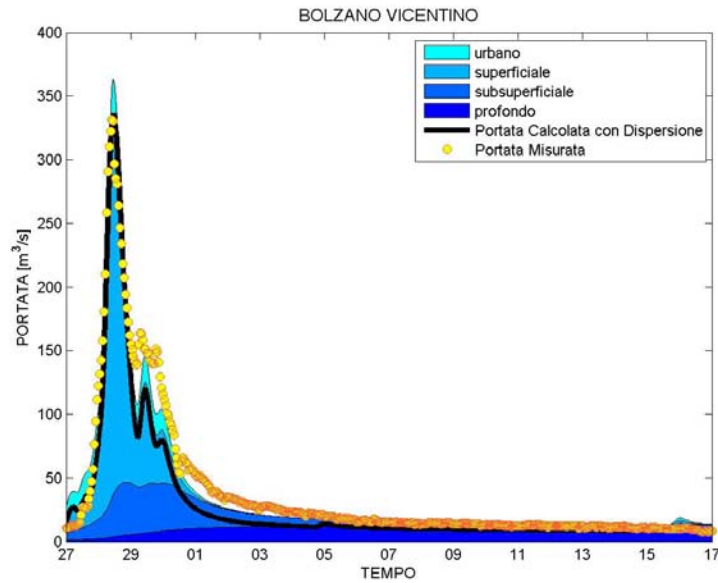


Figura 6.110: Contributi urbano, superficiale, subsuperficiale, profondo alla portata e portata totale con l'aggiunta dell'effetto delle dispersioni nel sesto evento, seconda calibrazione

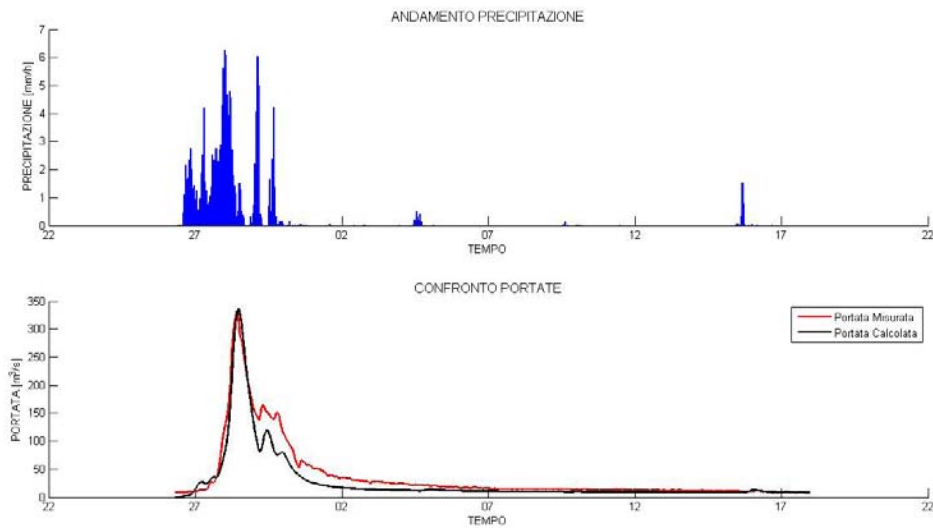


Figura 6.111: Ietogramma e confronto tra portata modellata e misurata del sesto evento considerato, seconda calibrazione

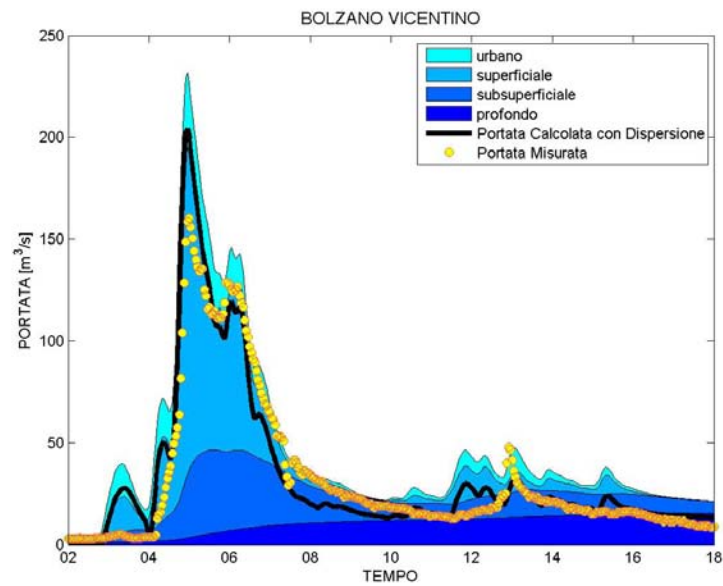


Figura 6.112: Contributi urbano, superficiale, subsuperficiale, profondo alla portata e portata totale con l'aggiunta dell'effetto delle dispersioni nel settimo evento, seconda calibrazione

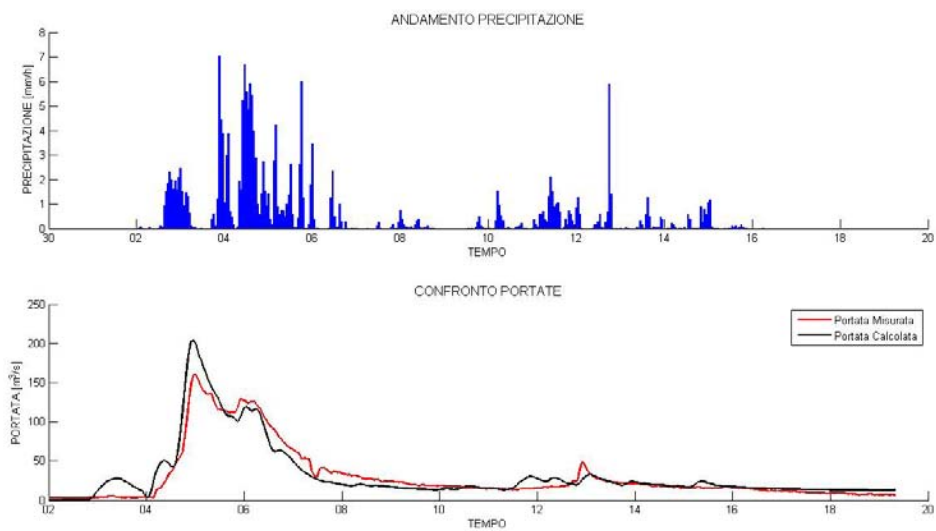


Figura 6.113: Ietogramma e confronto tra portata modellata e misurata del settimo evento considerato, seconda calibrazione

Ottavo evento

L'evento che presenta la portata massima più alta di tutti gli eventi considerati è l'ottavo. L'idrogramma di piena ha un'andamento molto uniforme, con una fase crescente, un picco e una fase di regressione. La prima fase e la portata massima sono individuate molto bene da questa seconda calibrazione del modello, mentre si ha una sottostima che perdura per l'intera durata della fase di regressione (vedi figure 6.114 e 6.115); durante quest'ultima fase si ha inoltre un'ondulazione molto accentuata delle forme della portata modellata, cosa che non coincide con quanto registrato nella sezione di Bolzano Vicentino. La tabella 6.27 riporta la portata massima, evidenziando la grande similitudine tra portata misurata e modellata, e i volumi defluiti: la sottostima che si presenta per gran parte dell'evento porta ad avere un volume defluito modellato più piccolo rispetto a quello defluito realmente nella sezione.

Tabella 6.27: *Volumi defluiti e portate di picco modellati e misurati durante l'ottavo evento, seconda calibrazione*

Tipologia	Volume defluito [m^3]	Picco [m^3/s]
Dati modellati	$6.7617 \cdot 10^7$	489.2
Dati misurati	$8.1732 \cdot 10^7$	488.2

Nono evento

Il nono evento presenta nuovamente una forma di idrogramma non uniforme: vi è la presenza di vari picchi minori, anche durante la fase di regressione della piena. Come si vede dalle figure 6.116 e 6.117, il picco principale, che si presenta ad inizio evento, viene perfettamente individuato dal modello; le differenze nascono invece nelle fasi successive. In queste si ha infatti una generalizzata sottostima della portata nelle fasi di regressione ed una sovrastima dei picchi minori. La tabella 6.28 mostra come il volume defluito nella sezione calcolato dal modello sia

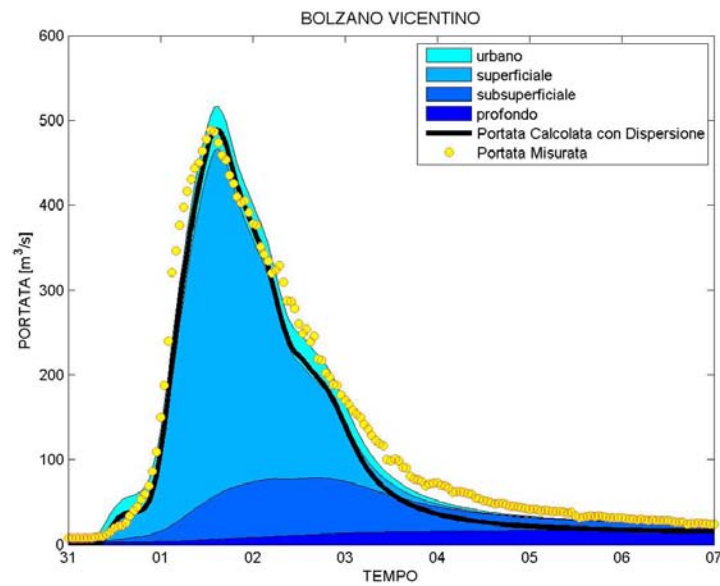


Figura 6.114: Contributi urbano, superficiale, subsuperficiale, profondo alla portata e portata totale con l'aggiunta dell'effetto delle dispersioni nell'ottavo evento, seconda calibrazione

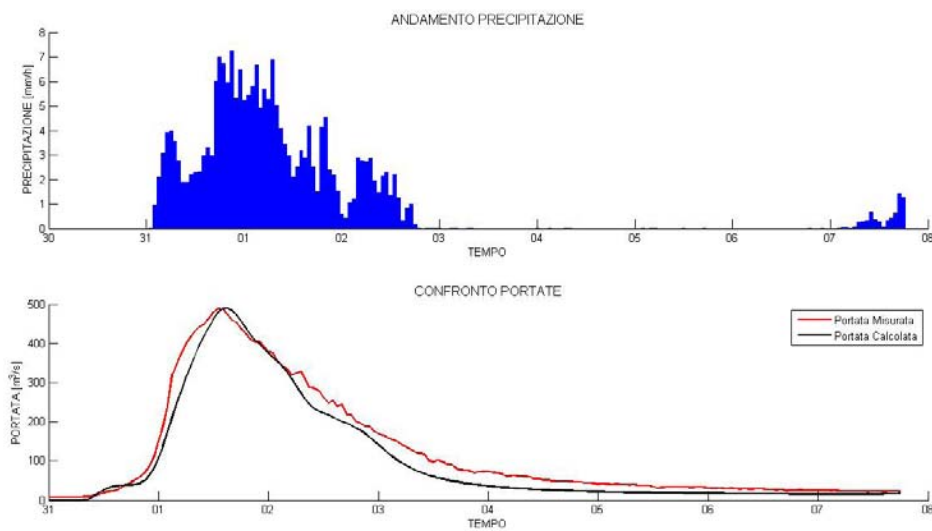


Figura 6.115: Ietogramma e confronto tra portata modellata e misurata dell'ottavo evento considerato, seconda calibrazione

minore rispetto a quello effettivamente transitato, mentre per quanto riguarda la portata di picco vi è una quasi uguaglianza tra situazione reale e modellata.

Tabella 6.28: *Volumi defluiti e portate di picco modellati e misurati durante il nono evento, seconda calibrazione*

Tipologia	Volume defluito [m^3]	Picco [m^3/s]
Dati modellati	$5.7466 \cdot 10^7$	265.1
Dati misurati	$6.6395 \cdot 10^7$	262.9

Decimo evento

L'evento che si è considerato per l'anno 2011 è generalmente ben rappresentato dal modello con questo secondo set di parametri: il picco principale è per entità e forma individuato quasi alla perfezione fino a metà della fase di regressione; da questo punto in poi, come si nota dalle figure 6.118 e 6.119, si ha prima una leggera sottostima e poi una coda dell'evento che è interamente sovrastimata, anche se non di molto. I volumi defluiti nella sezione riportati in tabella 6.29 sono simili tra modello e realtà, così come molto simile è anche il valore della portata massima nei due casi.

Tabella 6.29: *Volumi defluiti e portate di picco modellati e misurati durante il decimo evento, seconda calibrazione*

Tipologia	Volume defluito [m^3]	Picco [m^3/s]
Dati modellati	$3.5306 \cdot 10^7$	174.0
Dati misurati	$3.2256 \cdot 10^7$	175.1

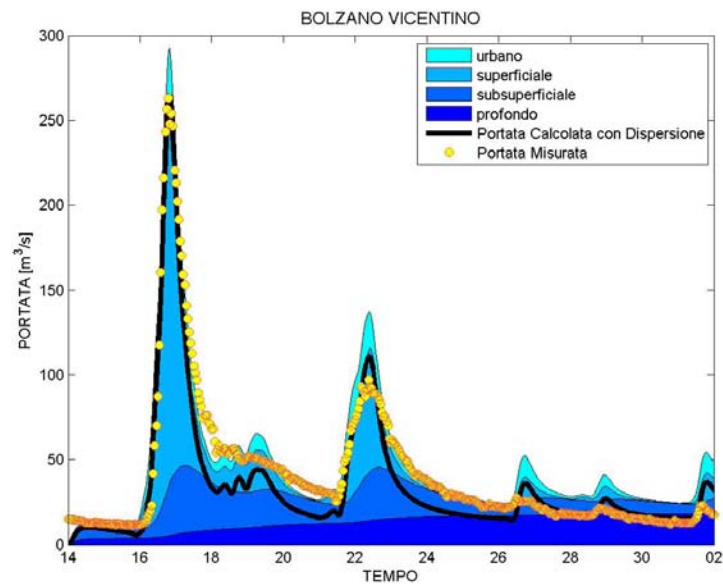


Figura 6.116: Contributi urbano, superficiale, subsuperficiale, profondo alla portata e portata totale con l'aggiunta dell'effetto delle dispersioni nel nono evento, seconda calibrazione

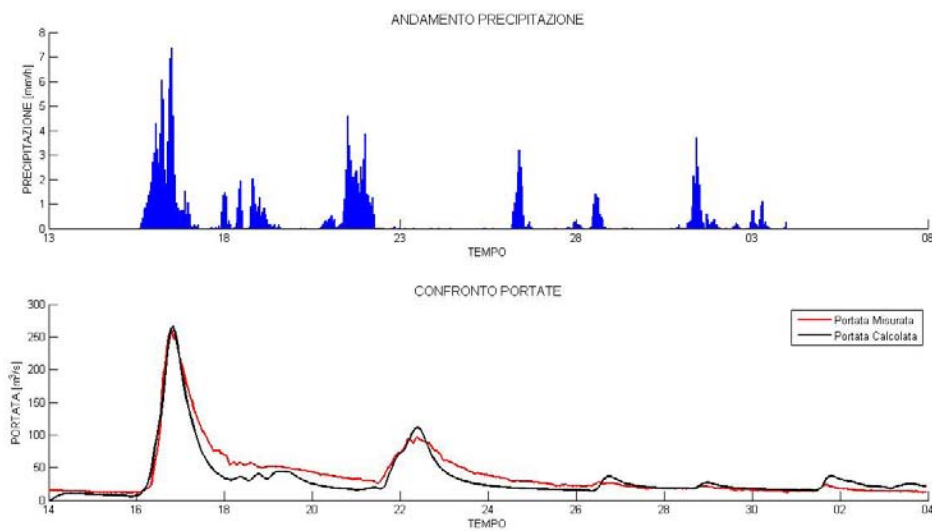


Figura 6.117: Ietogramma e confronto tra portata modellata e misurata del nono evento considerato, seconda calibrazione

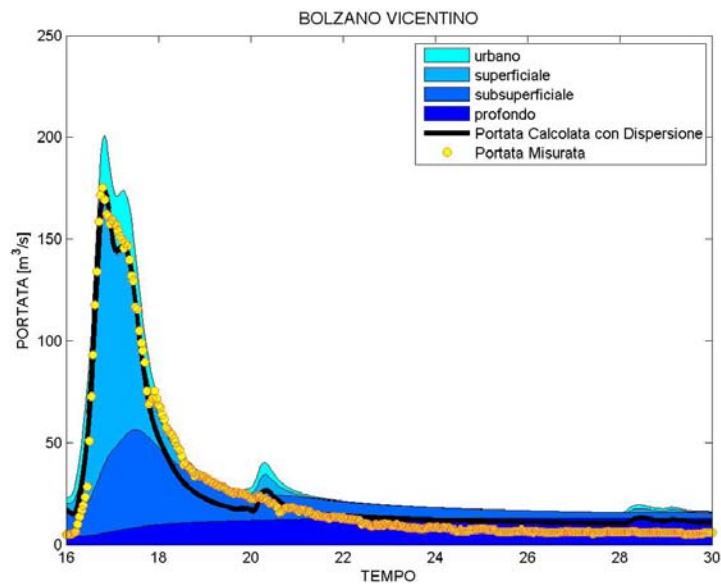


Figura 6.118: Contributi urbano, superficiale, subsuperficiale, profondo alla portata e portata totale con l'aggiunta dell'effetto delle dispersioni nel decimo evento, seconda calibrazione

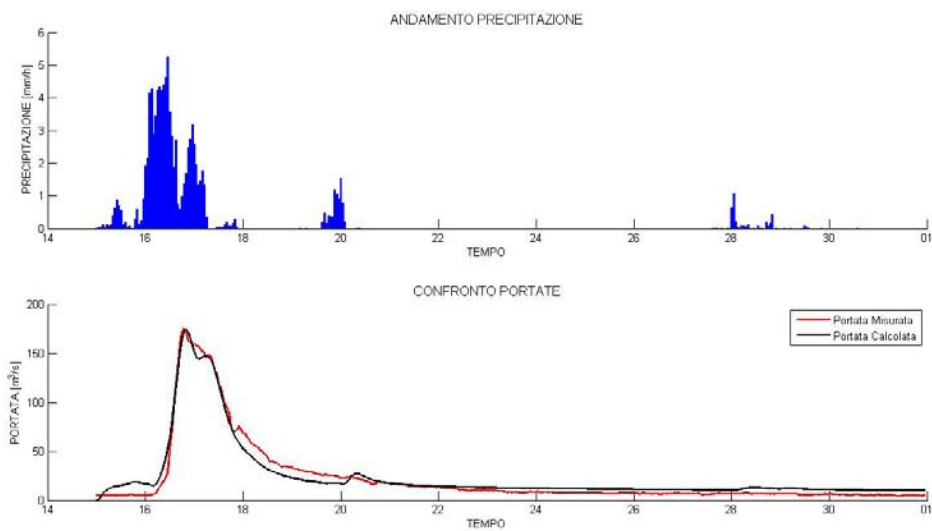


Figura 6.119: Ietogramma e confronto tra portata modellata e misurata del decimo evento considerato, seconda calibrazione

Undicesimo evento

L'ultimo evento considerato presenta una forma dell'idrogramma molto lineare, senza la presenza di picchi minori. Dalle figure 6.120 e 6.121 si osserva come la fase di accrescimento e la prima fase di regressione siano individuate alla perfezione dal modello, per poi avere una sottostima della portata fino a che il valore di quest'ultima non diventa nuovamente, verso fine evento, molto basso. Come si nota dalla tabella 6.30 la portata massima modellata coincide praticamente con quella registrata realmente nella sezione di Bolzano Vicentino, mentre il volume defluito nel modello risulta essere minore, a causa appunto della sottostima appena descritta, di quello che effettivamente si è avuto nella realtà.

Tabella 6.30: *Volumi defluiti e portate di picco modellati e misurati durante l'undicesimo evento, seconda calibrazione*

Tipologia	Volume defluito [m^3]	Picco [m^3/s]
Dati modellati	$2.9775 \cdot 10^7$	352.3
Dati misurati	$3.3464 \cdot 10^7$	353.3

6.9.3 Calibrazione del modello con β variabile

La calibrazione del modello utilizzando un coefficiente β per il carsismo variabile è iniziata andando a studiare proprio i valori da assegnare a questo coefficiente. Si è deciso, come già descritto in precedenza, di far variare il coefficiente β in base all'intensità di pioggia: suddividendo quindi il range totale di intensità di precipitazione in tre sottointervalli, si è considerato il coefficiente β costante all'interno di tali sottointervalli. Dopo varie prove si è dunque deciso di assumere, per il coefficiente β i valori riportati in tabella 6.31

Una volta quindi superato questo primo step, si è proceduto come nel caso delle prime due calibrazioni, per avere in definitiva il set di parametri rappresentato in tabella 6.32. In questa terza calibrazione si è utilizzato solamente il

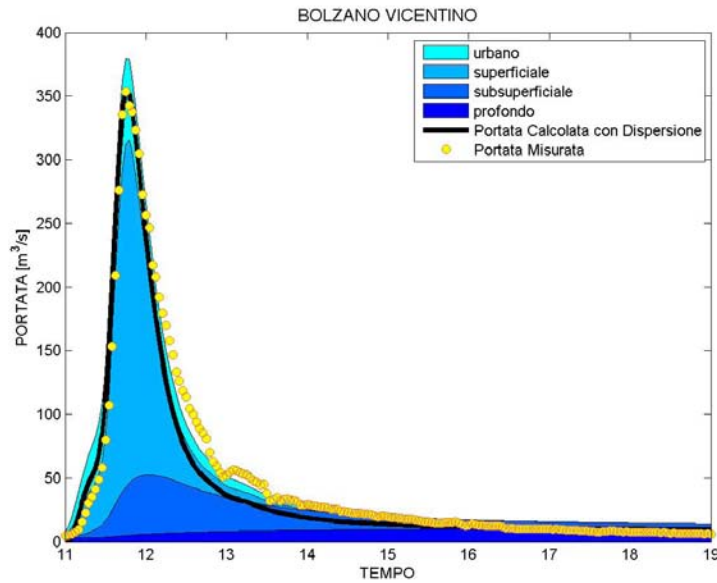


Figura 6.120: Contributi urbano, superficiale, subsuperficiale, profondo alla portata e portata totale con l'aggiunta dell'effetto delle dispersioni nell'undicesimo evento, seconda calibrazione

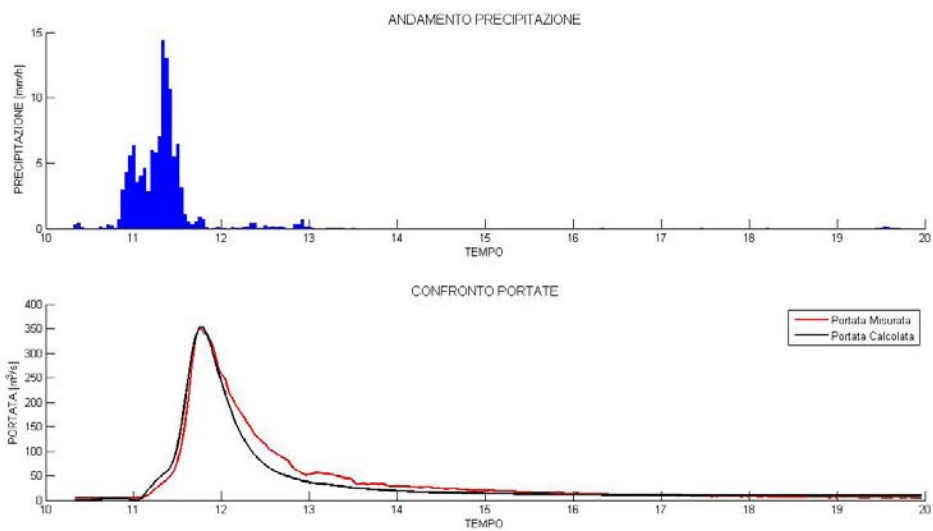


Figura 6.121: Ietogramma e confronto tra portata modellata e misurata dell'undicesimo evento considerato, seconda calibrazione

Tabella 6.31: *Valori assegnati al coefficiente β per varie intensità di precipitazione*

coefficiente β	Intensità di precipitazione [mm/h]
0.9	$i < 3$
0.6	$3 < i < 8$
0.3	$i > 8$

primo evento per definire tale set di parametri, e usando quindi i rimanenti dieci eventi per la validazione di quanto ottenuto.

Primo evento

Il primo evento, è in questo caso della terza calibrazione, l'unico utilizzato in fase di taratura. Ciò implica che quanto modellato risulti essere molto simile a quanto effettivamente registrato: in tabella 6.34 si nota immediatamente come i volumi defluiti alla sezione di Bolzano Vicentino modellati e reali siano praticamente uguali, mentre la portata massima cambia solamente di un paio di metri cubi al secondo. Osservando le figure 6.122 e 6.123 si evince come la fase di regressione sia perfettamente individuata dal modello, così come la fase iniziale dell'evento. L'unica differenza che vi è tra portata modellata e reale si riscontra nella fase di accrescimento della piena, durante la quale prima si ha una leggera sovrastima e subito dopo una leggera sottostima della portata: le differenze sono comunque di entità molto lieve, e visto l'andamento generale dell'evento trascurabili.

Secondo evento

Il secondo evento considerato è il primo utilizzato per la fase di validazione del set di parametri. Il modello, tramite questa terza calibrazione, descrive in maniera sufficientemente buona l'andamento della portata nell'intervallo di tempo considerato. Come si vede dalle figure 6.124 e 6.125 i primi due picchi più bassi sono entrambi sovrastimati di molto, mentre il picco principale è sottostimato.

Tabella 6.32: *Set di parametri utilizzato con β variabile*

Parametro	Valore
K_c [mm/h]	30
u [m/s]	2
Z_r [mm]	1200
α	0.3
c	18
D_h [m ² /s]	3000
n	0.2
b	10
t_{urb} [h]	10
t_{sup} [h]	11
t_{sub} [h]	12
t_{prof} [h]	500

Tabella 6.33: *Contenuto d'acqua iniziale e altezza del serbatoio profondo nei vari eventi con β variabile*

Evento	s_0	h_{prof} [mm]
1	0.49	40
2	0.42	5
3	0.45	20
4	0.44	10
5	0.8	30
6	0.63	15
7	0.36	10
8	0.56	25
9	0.65	40
10	0.68	15
11	0.52	10

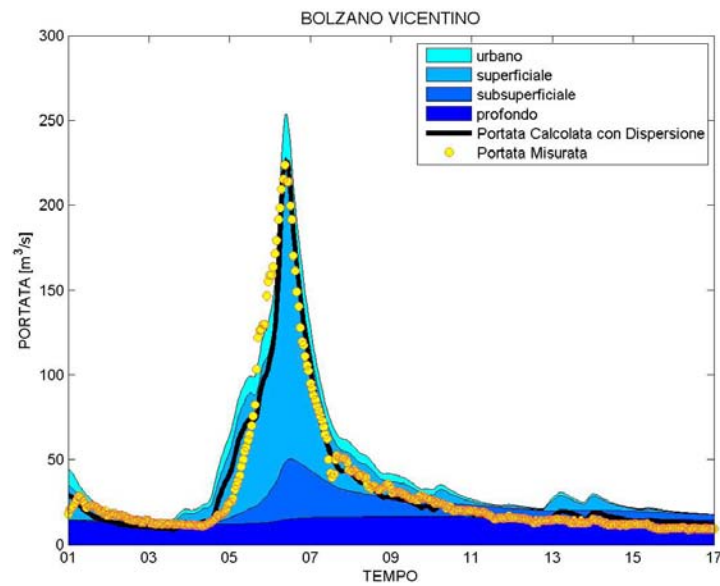


Figura 6.122: Contributi urbano, superficiale, subsuperficiale, profondo alla portata e portata totale con l'aggiunta dell'effetto delle dispersioni nel primo evento, terza calibrazione

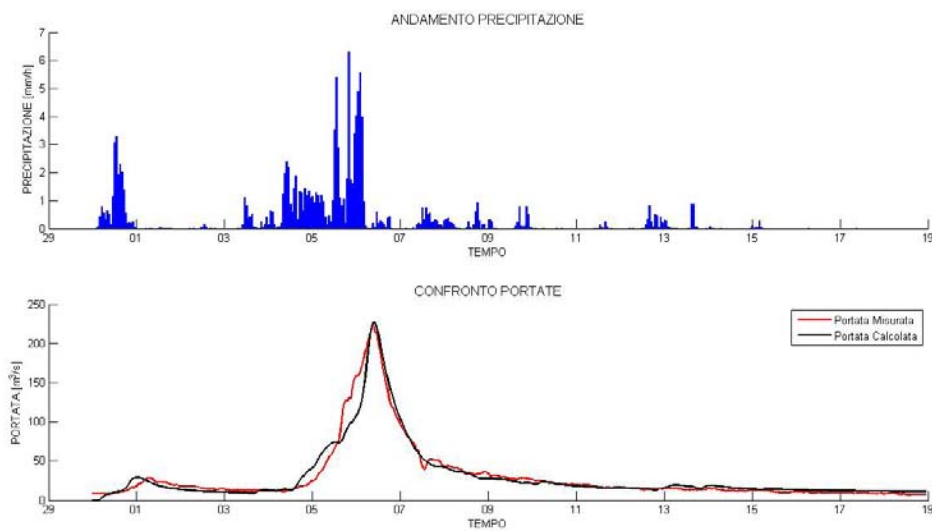


Figura 6.123: Ietogramma e confronto tra portata modellata e misurata del primo evento considerato, terza calibrazione

Tabella 6.34: *Volumi defluiti e portate di picco modellati e misurati durante il primo evento, terza calibrazione*

Tipologia	Volume defluito [m^3]	Picco [m^3/s]
Dati modellati	$4.8406 \cdot 10^7$	226.4
Dati misurati	$4.8477 \cdot 10^7$	223.9

La fase di regressione inoltre è ben rappresentata dal modello, anche se in un piccolo tratto esso sottostima la portata. Anche nella tabella 6.35 si può osservare come la portata massima uscente dal modello sia più bassa rispetto a quella reale, mentre si ha il discorso inverso per quanto riguarda il volume defluito, che risulta essere maggiore nel modello rispetto a quello misurato.

Tabella 6.35: *Volumi defluiti e portate di picco modellati e misurati durante il secondo evento, terza calibrazione*

Tipologia	Volume defluito [m^3]	Picco [m^3/s]
Dati modellati	$2.7939 \cdot 10^7$	202.7
Dati misurati	$2.4787 \cdot 10^7$	241.6

Terzo evento

La terza calibrazione è l'unica che non si è basata nella fase di taratura anche sul terzo evento. Questo ha comportato delle differenze notevoli tra portata modellata e misurata: già la forma del picco principale risulta essere diversa (vedi figure 6.126 e 6.127), dato che il modello fornisce una risposta più dilatata nel tempo, andando quindi a sovrastimare la portata in tutta la fase discendente di questo primo picco; le differenze maggiori si riscontrano però nel secondo picco e nella fase di regressione: qui vi è una sovrastima di entità non trascurabile, che porta ad avere, come riportato in tabella 6.36 un volume defluito modellato molto

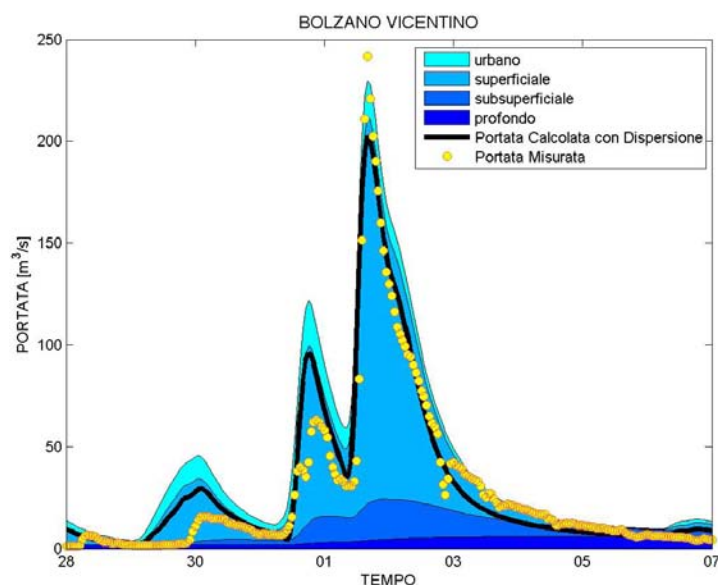


Figura 6.124: Contributi urbano, superficiale, subsuperficiale, profondo alla portata e portata totale con l'aggiunta dell'effetto delle dispersioni nel secondo evento, terza calibrazione

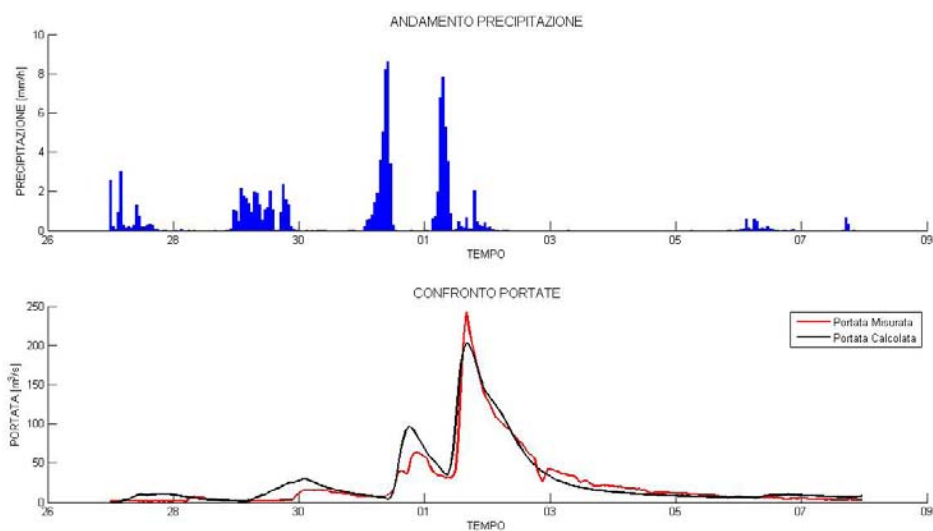


Figura 6.125: Ietogramma e confronto tra portata modellata e misurata del secondo evento considerato, terza calibrazione

maggiore rispetto a quello effettivamente transitato. Sempre nella stessa tabella si può infine notare come la portata massima dell'evento sia individuata molto bene.

Tabella 6.36: *Volumi defluiti e portate di picco modellati e misurati durante il terzo evento, terza calibrazione*

Tipologia	Volume defluito [m^3]	Picco [m^3/s]
Dati modellati	$5.0961 \cdot 10^7$	193.3
Dati misurati	$3.4899 \cdot 10^7$	191.5

Quarto evento

Anche in questa terza calibrazione il quarto evento ha presentato alcune difficoltà per il modello, anche se solamente nella fase di accrescimento della piena. Come nelle due tarature precedenti, infatti, anche qui l'onda di piena in uscita dal modello risulta iniziare troppo presto, andando a sovrapporsi a quella reale solo nei pressi del picco di piena; la fase invece di decrescita e la coda dell'evento sono ben individuate dal modello (vedi figure 6.128 e 6.129). Per quanto concerne invece il volume defluito alla sezione di Bolzano Vicentino, si ha, come da tabella 6.37, che quello modellato supera quello realmente misurato: questo a causa appunto della sovrastima presente in tutta la fase iniziale dell'evento; la portata massima non presenta alcuna differenza tra modello e realtà, dato che da prima del picco portata modellata e misurata, come già detto, si sovrappongono.

Quinto evento

Il quinto evento è risultato essere non ben rappresentato dal modello nemmeno tramite questa terza calibrazione. Il problema, anche in questo caso è l'entità della portata massima, ben visibile in tabella 6.38, e la forma troppo allargata dell'idrogramma di piena: la fase di decrescita avviene in effetti un po' in ritardo

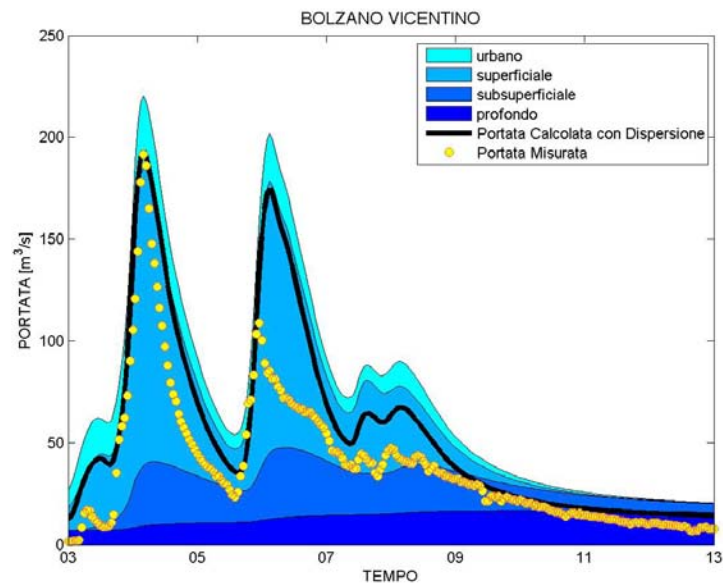


Figura 6.126: Contributi urbano, superficiale, subsuperficiale, profondo alla portata e portata totale con l'aggiunta dell'effetto delle dispersioni nel terzo evento, terza calibrazione

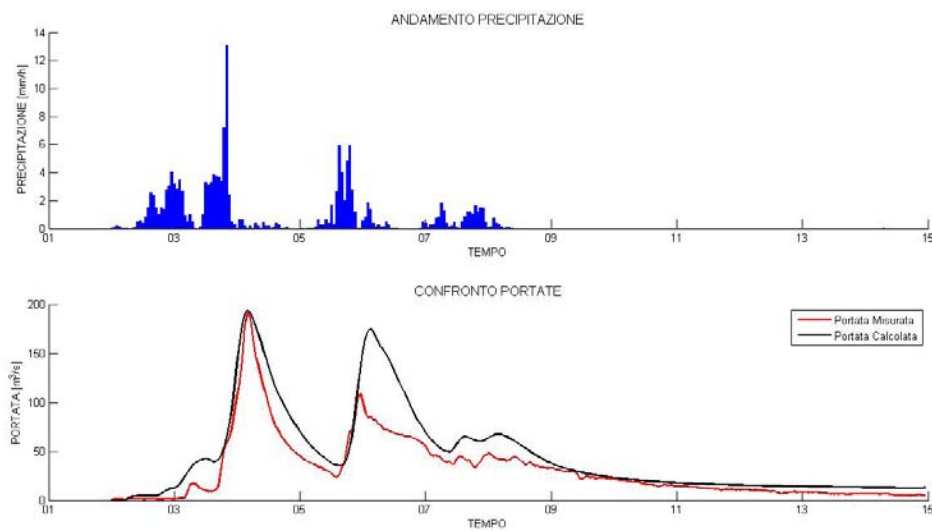


Figura 6.127: Ietogramma e confronto tra portata modellata e misurata del terzo evento considerato, terza calibrazione

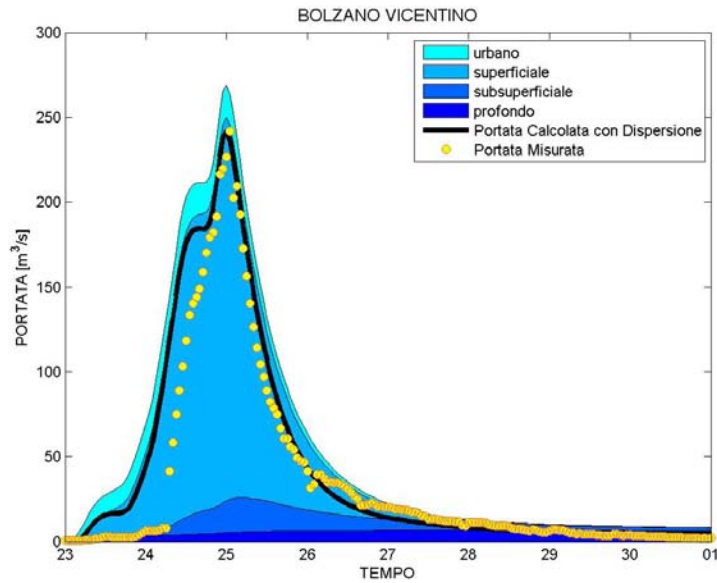


Figura 6.128: Contributi urbano, superficiale, subsuperficiale, profondo alla portata e portata totale con l'aggiunta dell'effetto delle dispersioni nel quarto evento, terza calibrazione

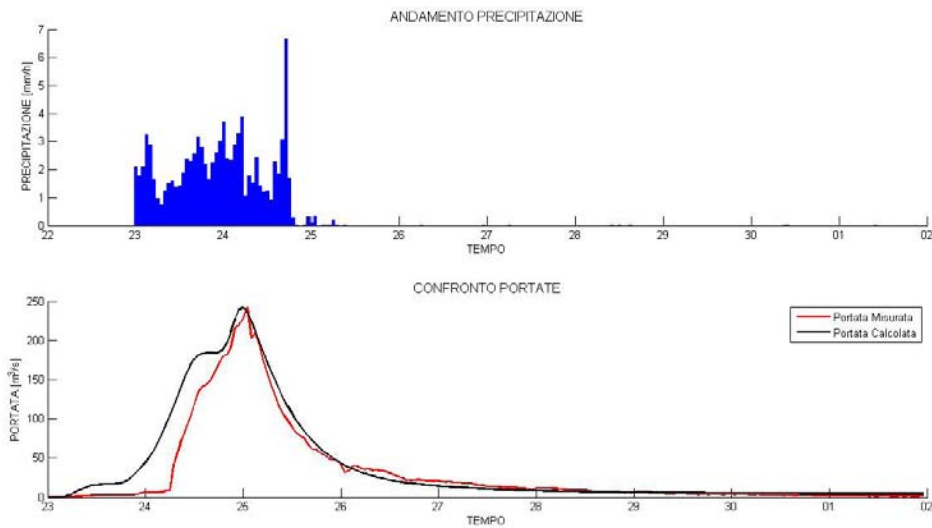


Figura 6.129: Ietogramma e confronto tra portata modellata e misurata del quarto evento considerato, terza calibrazione

Tabella 6.37: *Volumi defluiti e portate di picco modellati e misurati durante il quarto evento, terza calibrazione*

Tipologia	Volume defluito [m^3]	Picco [m^3/s]
Dati modellati	$2.9744 \cdot 10^7$	241.7
Dati misurati	$2.4153 \cdot 10^7$	241.6

nel modello rispetto alla realtà (vedi figure 6.130 e 6.131), portando ad una sovrastima della portata in tutta la fase calante dell'evento fino anche all'estrema coda di esso. Conseguenza diretta di quanto appena descritto è che il volume defluito alla sezione di chiusura nel modello è maggiore rispetto a quello misurato realmente.

Tabella 6.38: *Volumi defluiti e portate di picco modellati e misurati durante il quinto evento, terza calibrazione*

Tipologia	Volume defluito [m^3]	Picco [m^3/s]
Dati modellati	$4.7161 \cdot 10^7$	323.2
Dati misurati	$3.4445 \cdot 10^7$	368.0

Sesto evento

Il sesto evento presenta subito un picco molto alto e due picchi minori nella fase di decrescita dell'onda di piena, per poi finire con una lunga coda. Il primo picco, quello principale, come si vede dalle figure 6.132 e 6.133, è perfettamente individuato dal modello, così come i due picchi minori. L'unica differenza apprezzabile tra portata modellata e misurata si registra nell'inizio della coda, a basse portate, dove il modello porta ad una sottostima. Conseguenza di ciò è quindi che il volume defluito dato dal modello risulti essere più piccolo rispetto a quello registrato realmente (vedi tabella 6.39).

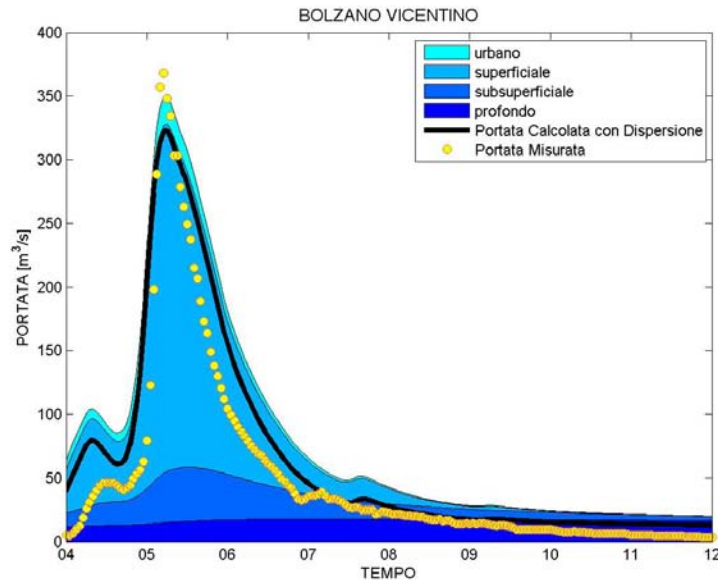


Figura 6.130: Contributi urbano, superficiale, subsuperficiale, profondo alla portata e portata totale con l'aggiunta dell'effetto delle dispersioni nel quinto evento, terza calibrazione

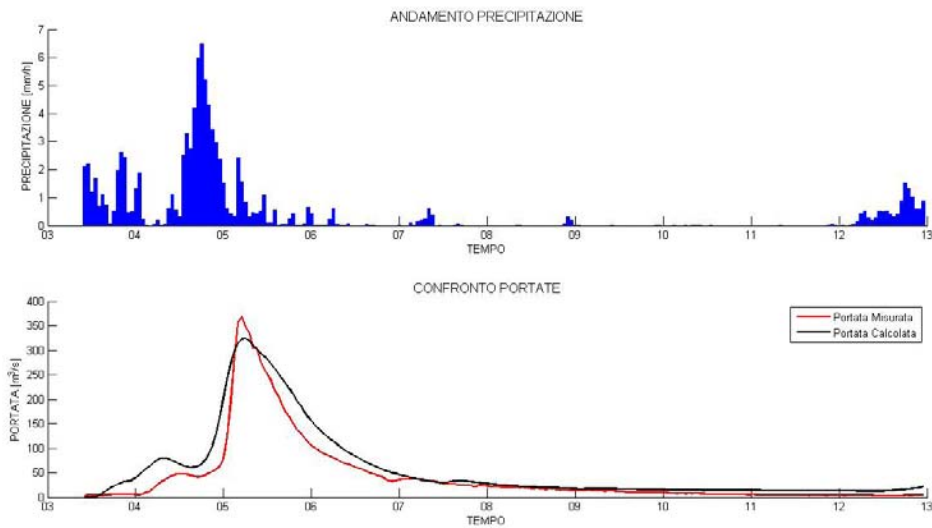


Figura 6.131: Ietogramma e confronto tra portata modellata e misurata del quinto evento considerato, terza calibrazione

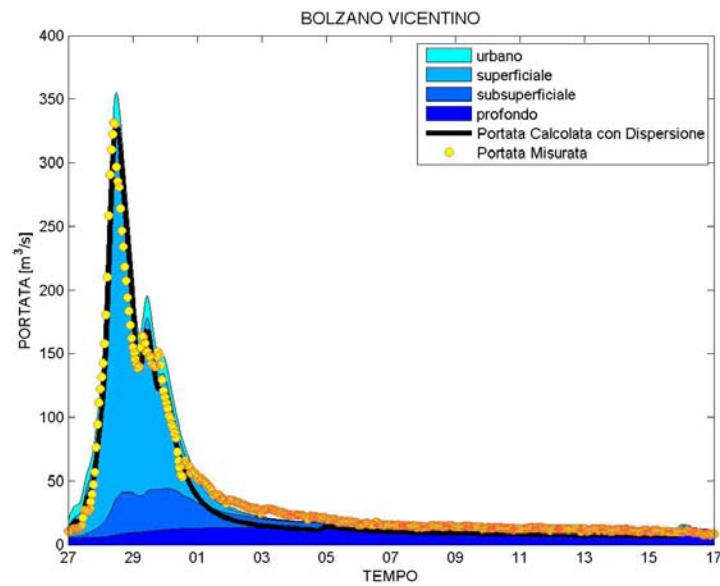


Figura 6.132: Contributi urbano, superficiale, subsuperficiale, profondo alla portata e portata totale con l'aggiunta dell'effetto delle dispersioni nel sesto evento, terza calibrazione

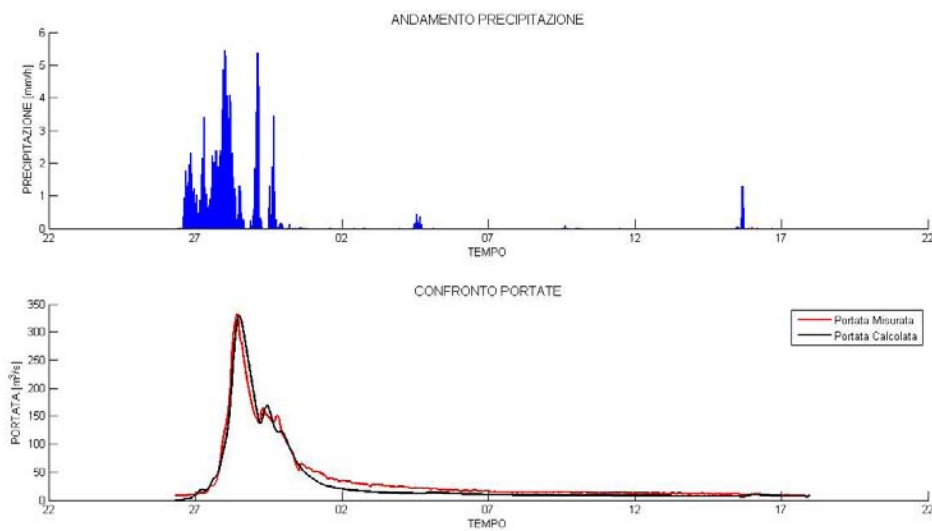


Figura 6.133: Ietogramma e confronto tra portata modellata e misurata del sesto evento considerato, terza calibrazione

Tabella 6.39: *Volumi defluiti e portate di picco modellati e misurati durante il sesto evento, terza calibrazione*

Tipologia	Volume defluito [m^3]	Picco [m^3/s]
Dati modellati	$5.8035 \cdot 10^7$	328.6
Dati misurati	$6.6968 \cdot 10^7$	331.7

Settimo evento

La forma inconsueta dell'idrogramma del settimo evento è ricostruita molto bene dal modello: si ha infatti che entrambi i picchi presenti all'apice della piena sono individuati alla perfezione, così come anche la fase di crescita e la prima fase di decrescita (vedi figure 6.134 e 6.135). Nella fase di regressione successiva si ha invece dapprima una sottostima della portata, per poi diventare sovrastima nel momento in cui essa aumenta in corrispondenza delle ultime precipitazioni sul bacino. La quasi perfetta aderenza delle due curve modellate e misurate comporta un valore dei volumi defluiti, riportati in tabella 6.40, quasi identici ed una portata massima dell'evento che differisce solamente di una quantità minore dell'1 %.

Tabella 6.40: *Volumi defluiti e portate di picco modellati e misurati durante il settimo evento, terza calibrazione*

Tipologia	Volume defluito [m^3]	Picco [m^3/s]
Dati modellati	$4.4796 \cdot 10^7$	158.8
Dati misurati	$4.4830 \cdot 10^7$	160.4

Ottavo evento

L'ottavo evento mette in gioco volumi di acqua molto elevati. Il modello fornisce in output una portata che risulta essere molto simile, nella prima fase dell'evento,

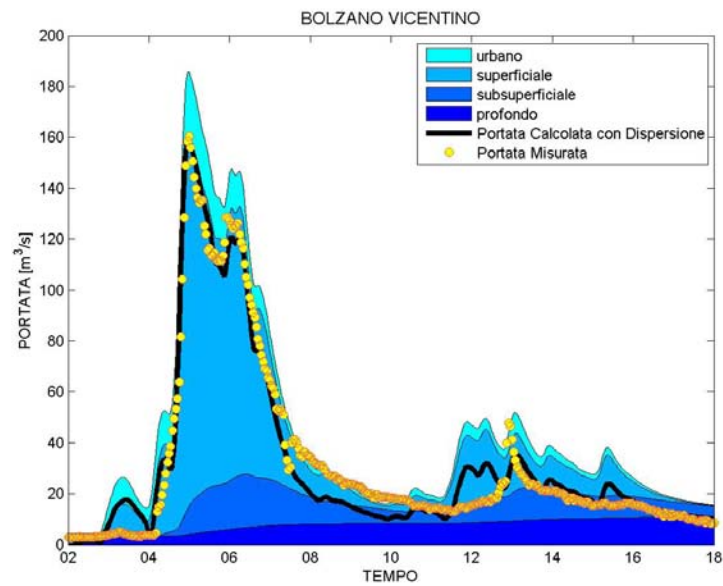


Figura 6.134: Contributi urbano, superficiale, subsuperficiale, profondo alla portata e portata totale con l'aggiunta dell'effetto delle dispersioni nel settimo evento, terza calibrazione

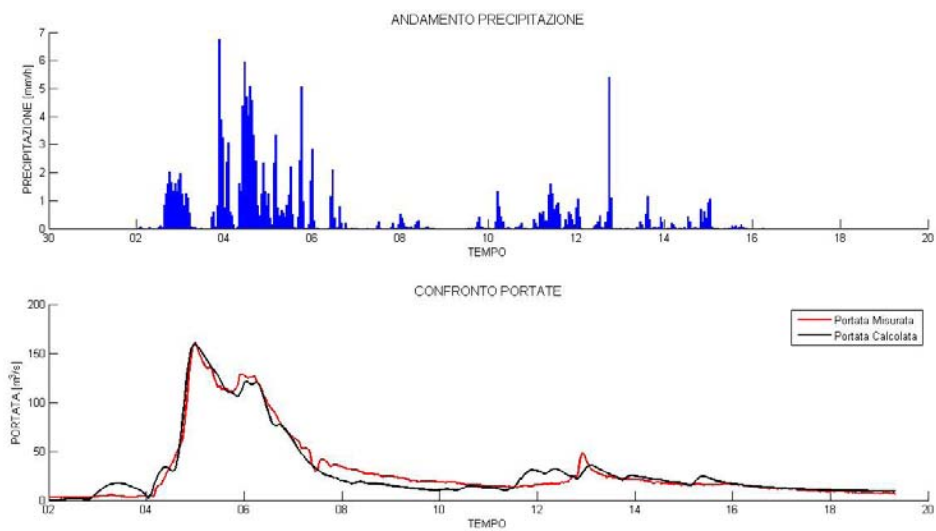


Figura 6.135: Ietogramma e confronto tra portata modellata e misurata del settimo evento considerato, terza calibrazione

ovvero quella di accrescimento della piena, alla portata misurata. Osservando le figure 6.136 e 6.137 si nota come però, dopo il picco di piena, il modello fornisca in questo caso una sovrastima della portata, fino a che le portate non ritornino su bassi valori. L'andamento generale dell'evento è comunque ottimamente centrato da questa terza calibrazione, cosa che si evince anche andando ad osservare i valori dei volumi defluiti riportati in tabella 6.41, che risultano essere molto simili.

Tabella 6.41: *Volumi defluiti e portate di picco modellati e misurati durante l'ottavo evento, terza calibrazione*

Tipologia	Volume defluito [m^3]	Picco [m^3/s]
Dati modellati	$8.0806 \cdot 10^7$	487.2
Dati misurati	$8.1732 \cdot 10^7$	488.2

Nono evento

Il nono evento tramite il modello tarato con questa terza calibrazione, presenta un picco principale rappresentato perfettamente, e la sua fase di regressione caratterizzata dalla presenza di più di un picco minore quasi interamente sovrastimata. In particolare, andando ad osservare le figure 6.138 e 6.139, si nota come i picchi secondari vengono sovrastimati, mentre le varie fasi di diminuzione della portata vengono individuate dal modello molto bene. La portata massima dell'evento risulta essere praticamente identica tra modello e misure reali (vedi tabella 6.42), mentre il volume defluito risulta essere maggiore quello dato in output dal modello rispetto a quello registrato nella realtà.

Decimo evento

Il picco ad inizio evento, che risulta essere quello principale di questo decimo evento, è rappresentato in maniera discreta dal modello; in particolare, come si evince anche dalle figure 6.140 e 6.141, la fase di crescita della portata è

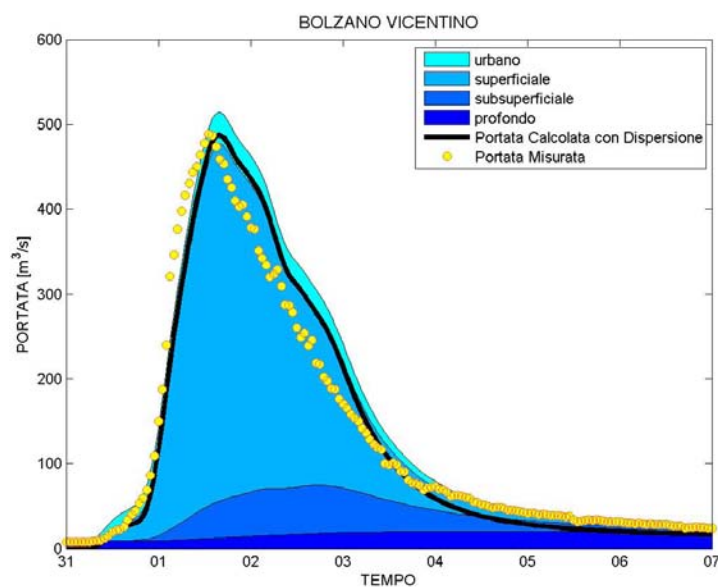


Figura 6.136: Contributi urbano, superficiale, subsuperficiale, profondo alla portata e portata totale con l'aggiunta dell'effetto delle dispersioni nell'ottavo evento, terza calibrazione

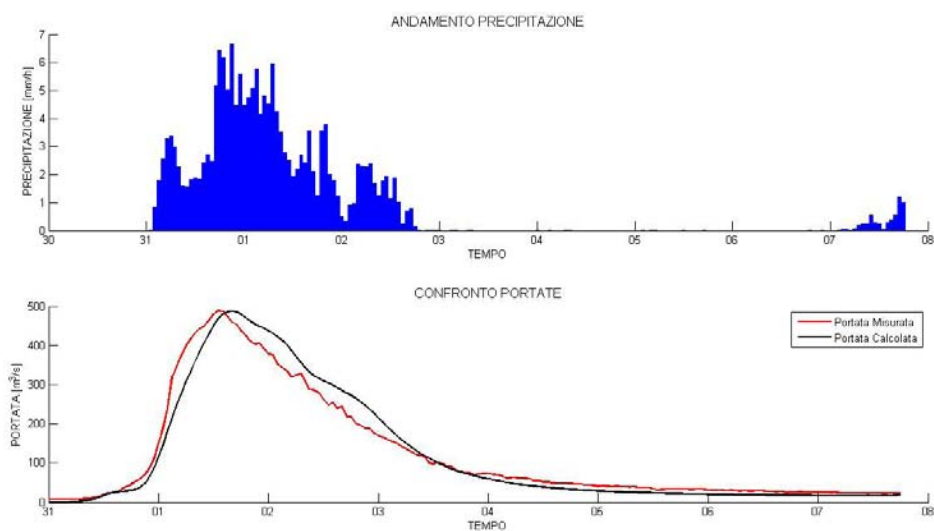


Figura 6.137: Ietogramma e confronto tra portata modellata e misurata dell'ottavo evento considerato, terza calibrazione

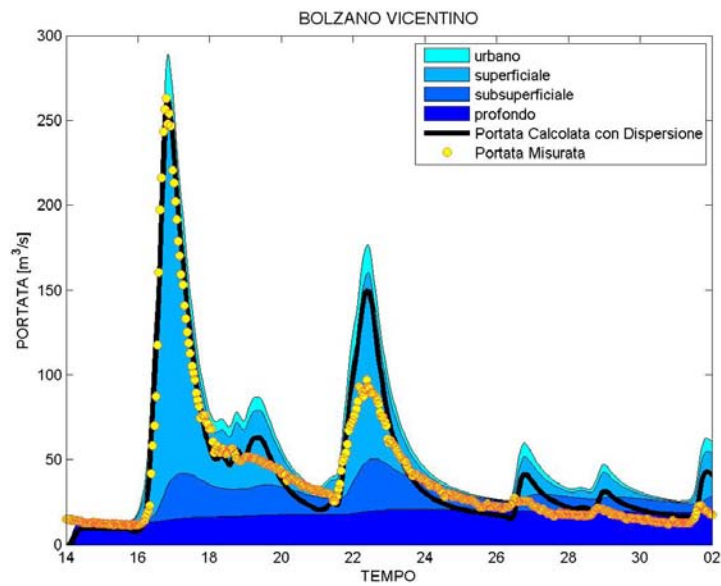


Figura 6.138: Contributi urbano, superficiale, subsuperficiale, profondo alla portata e portata totale con l'aggiunta dell'effetto delle dispersioni nel nono evento, terza calibrazione

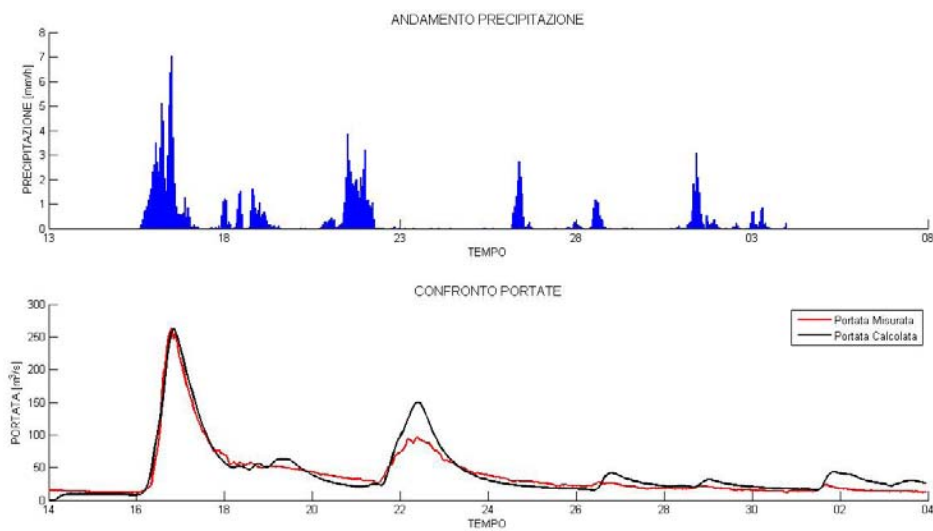


Figura 6.139: Ietogramma e confronto tra portata modellata e misurata del nono evento considerato, terza calibrazione

Tabella 6.42: *Volumi defluiti e portate di picco modellati e misurati durante il nono evento, terza calibrazione*

Tipologia	Volume defluito [m^3]	Picco [m^3/s]
Dati modellati	$7.3289 \cdot 10^7$	262.2
Dati misurati	$6.6395 \cdot 10^7$	262.9

individuata alla perfezione, così come il picco principale. Il modello fornisce però un secondo picco subito dopo, che nella realtà non viene registrato, si tratta comunque di una differenza di lieve entità. Per quanto riguarda invece la fase di regressione dell'onda di piena si ha una quasi coincidenza tra portata modellata e misurata, fino alla fine dell'evento. La conseguenza principale del secondo picco trovato dal modello si riscontra in tabella 6.43, dove è riportato che il volume defluito in uscita dal modello è leggermente maggiore rispetto a quello registrato alla sezione finale.

Tabella 6.43: *Volumi defluiti e portate di picco modellati e misurati durante il decimo evento, terza calibrazione*

Tipologia	Volume defluito [m^3]	Picco [m^3/s]
Dati modellati	$3.5493 \cdot 10^7$	174.0
Dati misurati	$3.2256 \cdot 10^7$	175.1

Undicesimo evento

L'undicesimo evento, riportato nelle figure 6.142 e 6.143, è quello ricavato dai dati dell'anno 2012. Esso presenta un solo picco principale di piena, con una fase di crescita e di decrescita della portata molto uniformi e lineari. Proprio questo fatto ha permesso al modello di individuare alla perfezione tutto l'andamento dell'evento, a partire dalla fase di accrescimento, passando per il picco e

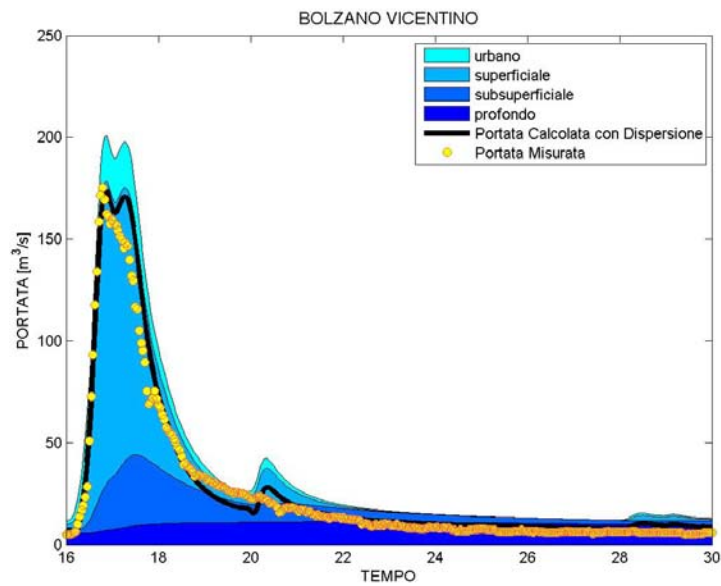


Figura 6.140: Contributi urbano, superficiale, subsuperficiale, profondo alla portata e portata totale con l'aggiunta dell'effetto delle dispersioni nel decimo evento, terza calibrazione

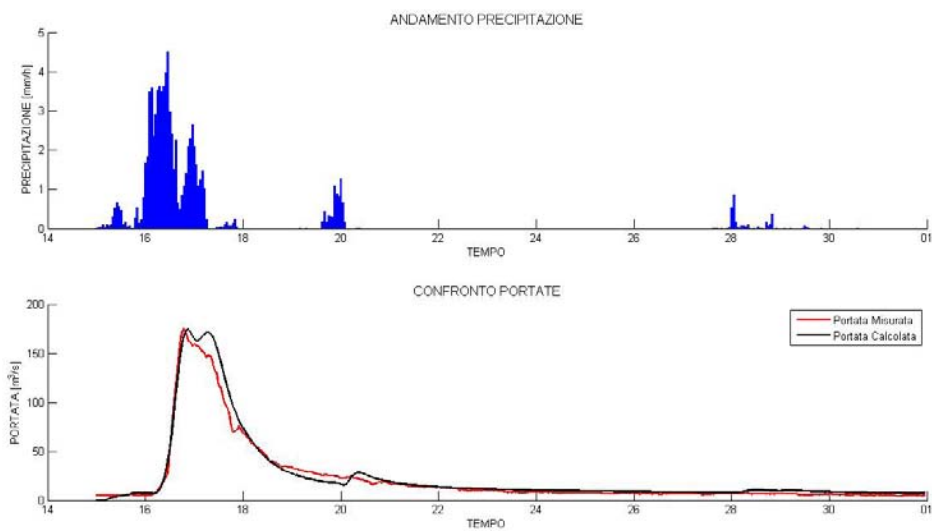


Figura 6.141: Ietogramma e confronto tra portata modellata e misurata del decimo evento considerato, terza calibrazione

finendo con la fase di regressione. Anche la coda dell'evento non presenta alcuna differenza tra portate modellate e misurate. In tabella 6.44 è riportato come i volumi defluiti coincidano tra modello e realtà, e così anche la portata massima non presenta notevoli differenze, dato che lo scarto si aggira su valori attorno all'1 %.

Tabella 6.44: *Volumi defluiti e portate di picco modellati e misurati durante l'undicesimo evento, terza calibrazione*

Tipologia	Volume defluito [m^3]	Picco [m^3/s]
Dati modellati	$3.4328 \cdot 10^7$	357.0
Dati misurati	$3.3464 \cdot 10^7$	353.3

6.9.4 Confronto tra le varie calibrazioni

Dopo aver commentato i risultati ottenuti per ogni evento con le tre diverse calibrazioni, è possibile procedere con il confronto tra i tre differenti set di parametri. Si ricorda come la differenza sostanziale tra di esse sia il valore assegnato al coefficiente β del carsismo: esso ha un'importanza molto grande sugli afflussi al modello, e di conseguenza sulle portate modellate alla sezione di chiusura di Bolzano Vicentino. E' proprio per questo motivo che si è reso necessario ricercare una diversa calibrazione per ogni valore considerato per tale coefficiente.

La prima cosa che si nota andando ad osservare i risultati riportati nei tre sottoparagrafi precedenti è come non vi sia una differenza che sia sostanziale per nessuna delle tre calibrazioni, che anzi risultano descrivere i vari eventi in maniera molto simile. Si ha infatti che alcuni eventi sono sempre individuati alla perfezione o quasi, come ad esempio il primo, l'undicesimo, il decimo, l'ottavo. Per quanto riguarda invece tutti gli altri eventi, tranne il terzo ed il quinto, presentano un andamento che il modello riesce bene a descrivere, anche se così non risulta per alcune particolarità tipiche degli eventi in questione, come i picchi

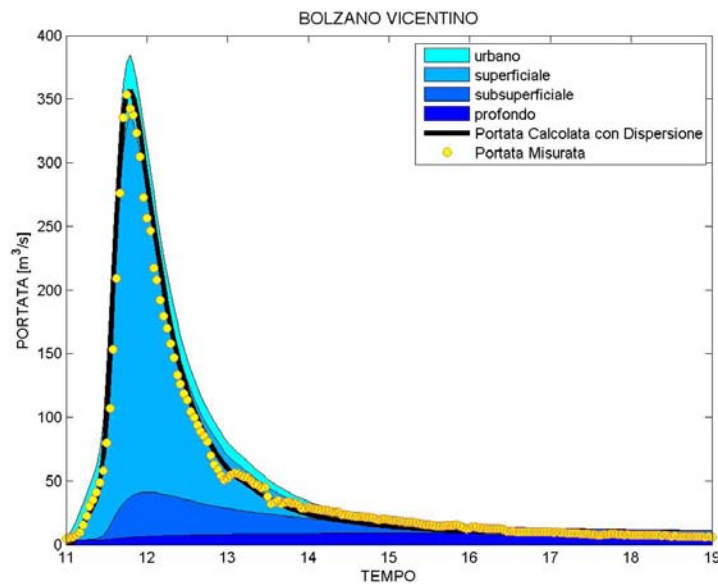


Figura 6.142: Contributi urbano, superficiale, subsuperficiale, profondo alla portata e portata totale con l'aggiunta dell'effetto delle dispersioni nell'undicesimo evento, terza calibrazione

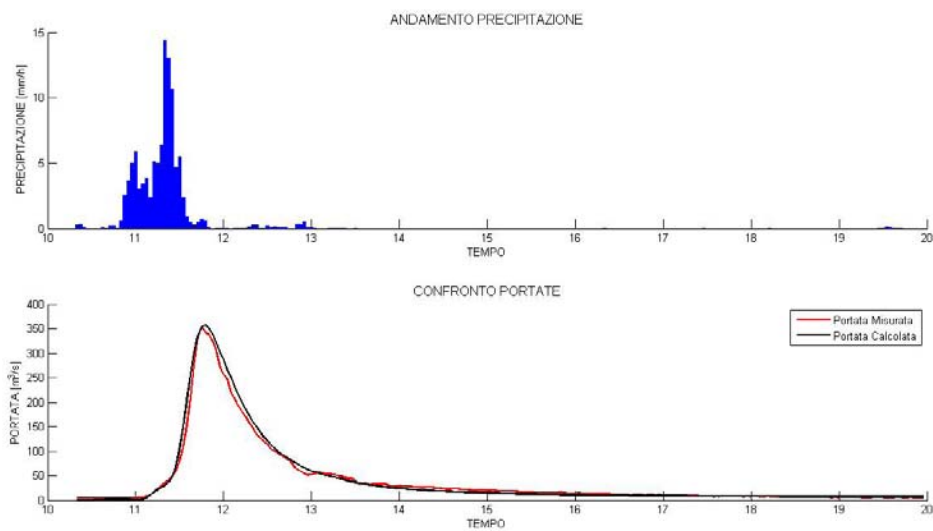


Figura 6.143: Ietogramma e confronto tra portata modellata e misurata dell'undicesimo evento considerato, terza calibrazione

Tabella 6.45: *Tre diversi set di parametri utilizzati nelle differenti calibrazioni*

Parametro	Taratura $\beta = 0.7$	Taratura $\beta = 0.3$	Taratura β variabile
K_c [mm/h]	30	30	30
u [m/s]	2	2	2
Z_r [mm]	980	1150	1200
α	0.3	0.2	0.3
c	18	5	18
D_h [m ² /s]	3000	3000	3000
n	0.2	0.2	0.2
b	21	12	10
t_{urb} [h]	10	6	10
t_{sup} [h]	11	6	11
t_{sub} [h]	12	8	12
t_{prof} [h]	500	1000	500

secondari o le code degli eventi stessi. Il terzo ed il quinto evento sono invece risultati essere difficilmente individuabili dal modello geomorfologico utilizzato: si segnala come nel corso di questo studio si siano ricercate anche delle tarature che rendessero possibile al modello rappresentare alla perfezione questi eventi. Tali tarature sono state trovate, ma si è riscontrato come non descrivessero in maniera sufficientemente buona tutto il resto degli eventi, si è quindi pensato di procedere utilizzando quei set di parametri che consentissero di descrivere al meglio il maggior numero di parametri. Per quanto riguarda in particolare il terzo evento si è notato come il problema principale sia stato quello della sovrastima del secondo picco, quello non principale; la portata modellata invece per il quinto evento ha sempre mostrato una grande sottostima della portata massima al colmo della piena, in entità maggiore con la prima calibrazione rispetto alle altre due, ma comunque in nessun caso presentando una differenza che fosse di entità trascurabile. Nelle tabelle che vanno dalla 6.46 alla 6.56 sono stati inseriti i valori

per le tre calibrazioni della portata massima e del volume defluito, in maniera da poterli comparare con i dati reali. Si nota anche da tali tabelle riassuntive come i risultati siano buoni con tutte e tre le diverse tarature.

Tabella 6.46: *Valori dei picchi di piena e dei volumi defluiti con relativi errori nei diversi casi studiati durante il primo evento considerato*

Tipologia	Evento 1			
	Picco [m ³ /s]	Errore [%]	Volume [m ³]	Errore [%]
Dati reali	223.9		$4.8477 \cdot 10^7$	
Modello con $\beta = 0.7$	220.1	- 1	$5.2654 \cdot 10^7$	+ 8
Modello con $\beta = 0.3$	223.6	- 0.1	$4.4656 \cdot 10^7$	- 8
Modello con β variabile	226.4	+ 1	$4.8406 \cdot 10^7$	- 0.1

Tabella 6.47: *Valori dei picchi di piena e dei volumi defluiti con relativi errori nei diversi casi studiati durante il secondo evento considerato*

Tipologia	Evento 2			
	Picco [m ³ /s]	Errore [%]	Volume [m ³]	Errore [%]
Dati reali	241.6		$2.4787 \cdot 10^7$	
Modello con $\beta = 0.7$	229.4	- 5	$2.6697 \cdot 10^7$	+ 7
Modello con $\beta = 0.3$	234.1	+ 3	$3.0598 \cdot 10^7$	+ 23
Modello con β variabile	202.7	- 19	$2.7939 \cdot 10^7$	+ 12

Pur essendo simili per quanto riguarda i risultati ottenuti, da un punto di vista teorico è comunque più corretto l'approccio che si è utilizzato nel conferire a β un valore che non fosse costante: è improbabile che il carsismo provochi semplicemente un taglio indifferenziato alle precipitazioni di una percentuale fissa, è invece più plausibile ed è anche un'approssimazione più vicina alla realtà, che tale percentuale che viene tolta alla precipitazione vari in base a caratteristiche

Tabella 6.48: *Valori dei picchi di piena e dei volumi defluiti con relativi errori nei diversi casi studiati durante il terzo evento considerato*

Evento 3				
Tipologia	Picco [m ³ /s]	Errore [%]	Volume [m ³]	Errore [%]
Dati reali	191.5		3.4899 · 10 ⁷	
Modello con $\beta = 0.7$	196.0	+ 2	4.6128 · 10 ⁷	+ 32
Modello con $\beta = 0.3$	190.8	- 0.3	4.1912 · 10 ⁷	+ 20
Modello con β variabile	193.3	+ 1	5.0961 · 10 ⁷	+ 46

Tabella 6.49: *Valori dei picchi di piena e dei volumi defluiti con relativi errori nei diversi casi studiati durante il quarto evento considerato*

Evento 4				
Tipologia	Picco [m ³ /s]	Errore [%]	Volume [m ³]	Errore [%]
Dati reali	241.6		2.4153 · 10 ⁷	
Modello con $\beta = 0.7$	242.5	+ 0.3	3.3117 · 10 ⁷	+ 37
Modello con $\beta = 0.3$	241.7	+ 0	2.8092 · 10 ⁷	+ 16
Modello con β variabile	241.7	+ 0	2.9744 · 10 ⁷	+ 23

della precipitazione stessa. Avendo a disposizione l'intensità di pioggia si è quindi pensato di procedere andando a togliere più o meno precipitazione in funzione di questo parametro, variabile in ogni sottobacino per ogni intervallo temporale per l'intera durata dell'evento.

Tabella 6.50: *Valori dei picchi di piena e dei volumi defluiti con relativi errori nei diversi casi studiati durante il quinto evento considerato*

Evento 5				
Tipologia	Picco [m ³ /s]	Errore [%]	Volume [m ³]	Errore [%]
Dati reali	368.0		$3.4445 \cdot 10^7$	
Modello con $\beta = 0.7$	280.6	- 31	$4.1443 \cdot 10^7$	+ 20
Modello con $\beta = 0.3$	335.8	- 9	$4.1527 \cdot 10^7$	+ 20
Modello con β variabile	323.2	- 13	$4.7161 \cdot 10^7$	+ 37

Tabella 6.51: *Valori dei picchi di piena e dei volumi defluiti con relativi errori nei diversi casi studiati durante il sesto evento considerato*

Evento 6				
Tipologia	Picco [m ³ /s]	Errore [%]	Volume [m ³]	Errore [%]
Dati reali	331.7		$6.6968 \cdot 10^7$	
Modello con $\beta = 0.7$	334.4	+ 0.8	$6.3980 \cdot 10^7$	- 4
Modello con $\beta = 0.3$	336.2	+ 1	$5.0073 \cdot 10^7$	- 33
Modello con β variabile	328.6	- 1	$5.8035 \cdot 10^7$	- 15

Tabella 6.52: *Valori dei picchi di piena e dei volumi defluiti con relativi errori nei diversi casi studiati durante il settimo evento considerato*

Evento 7				
Tipologia	Picco [m ³ /s]	Errore [%]	Volume [m ³]	Errore [%]
Dati reali	160.4		$4.4830 \cdot 10^7$	
Modello con $\beta = 0.7$	159.7	- 0.4	$4.5793 \cdot 10^7$	+ 2
Modello con $\beta = 0.3$	204.2	+ 27	$4.7493 \cdot 10^7$	+ 6
Modello con β variabile	158.8	- 1	$4.4796 \cdot 10^7$	- 0

Tabella 6.53: *Valori dei picchi di piena e dei volumi defluiti con relativi errori nei diversi casi studiati durante l'ottavo evento considerato*

Evento 8				
Tipologia	Picco [m ³ /s]	Errore [%]	Volume [m ³]	Errore [%]
Dati reali	488.2		8.1732 · 10 ⁷	
Modello con $\beta = 0.7$	489.4	+ 0.2	8.2118 · 10 ⁷	+ 0.5
Modello con $\beta = 0.3$	489.2	+ 0.2	6.7617 · 10 ⁷	- 20
Modello con β variabile	487.2	- 0.2	8.0806 · 10 ⁷	- 1

Tabella 6.54: *Valori dei picchi di piena e dei volumi defluiti con relativi errori nei diversi casi studiati durante il nono evento considerato*

Evento 9				
Tipologia	Picco [m ³ /s]	Errore [%]	Volume [m ³]	Errore [%]
Dati reali	262.9		6.6395 · 10 ⁷	
Modello con $\beta = 0.7$	264.5	+ 0.6	6.8346 · 10 ⁷	+ 3
Modello con $\beta = 0.3$	265.1	+ 0.8	5.7466 · 10 ⁷	+ 15
Modello con β variabile	262.2	- 0.2	7.3289 · 10 ⁷	+ 10

Tabella 6.55: *Valori dei picchi di piena e dei volumi defluiti con relativi errori nei diversi casi studiati durante il decimo evento considerato*

Evento 10				
Tipologia	Picco [m ³ /s]	Errore [%]	Volume [m ³]	Errore [%]
Dati reali	175.1		3.2256 · 10 ⁷	
Modello con $\beta = 0.7$	175.4	+ 0.1	3.3910 · 10 ⁷	+ 5
Modello con $\beta = 0.3$	174.0	- 0.6	3.5306 · 10 ⁷	+ 9
Modello con β variabile	174.0	- 0.6	3.5493 · 10 ⁷	+ 10

Tabella 6.56: *Valori dei picchi di piena e dei volumi defluiti con relativi errori nei diversi casi studiati durante l'undicesimo evento considerato*

Evento 11				
Tipologia	Picco [m ³ /s]	Errore [%]	Volume [m ³]	Errore [%]
Dati reali	353.3		$3.3464 \cdot 10^7$	
Modello con $\beta = 0.7$	358.1	+ 1	$3.6270 \cdot 10^7$	+ 8
Modello con $\beta = 0.3$	352.3	- 0.2	$2.9775 \cdot 10^7$	- 12
Modello con β variabile	357.0	+ 1	$3.4328 \cdot 10^7$	+ 2

Capitolo 7

Conclusioni

Il lavoro nel corso di questo studio ha portato allo sviluppo di un modello geomorfologico afflussi-deflussi valido per il bacino del fiume Tesina chiuso alla sezione di Bolzano Vicentino. Si è pensato, nello sviluppo del modello, di tenere conto di due particolari elementi caratteristici del bacino del fiume Tesina: il carsismo dell'Altopiano di Asiago e le dispersioni fluviali. In particolare, per tenere conto del fenomeno del carsismo, che consiste in sostanza in un accumulo delle precipitazioni nelle acque sotterranee, si è pensato di utilizzare un coefficiente che togliesse una percentuale di precipitazione. Tale coefficiente è stato considerato dapprima costante, e poi variabile in funzione dell'intensità di precipitazione. Per tenere invece in considerazione le dispersioni fluviali si sono estrapolati dei dati esistenti che forniscono la portata dispersa in relazione alla portata in ingresso del tratto disperdente, l'estrapolazione è stata quindi effettuata cercando una forma della curva che fosse il più aderente possibile ai dati esistenti e il più verosimile possibile dove non si avevano a disposizione dei dati.

Una volta pronti tutti i file di input necessari, si è quindi proceduto con l'utilizzo del modello vero e proprio. Sono state in particolare effettuate tre diverse calibrations, di cui le prime due per due differenti valori del coefficiente β che si manteneva però sempre costante, la terza invece considerava un coefficiente variabile in base all'intensità di pioggia. I risultati ottenuti mediante le diverse tarature sono molto simili, con in particolare un paio di eventi sugli undici totali

considerati che non vengono rappresentati molto bene dal modello, mentre gli altri nove presentano delle buone somiglianze tra portate misurate e quelle ricreate artificialmente mediante il modello stesso. Nella ricerca delle diverse calibrazioni si sono ricercate strade diverse anche per quanto riguarda i valori dei parametri, ma i tre set definitivi utilizzati risultano essere molto simili, dimostrando che effettivamente la geometria del bacino richiedeva che i parametri rientrassero all'interno di un certo range. Il risultato finale è quindi considerato molto buono, dato che in gran parte degli eventi il modello ha fornito una portata aderente a quella effettivamente registrata. Alcuni errori si sono trovati solamente nei picchi secondari di alcuni eventi ed è inoltre da considerare come anche le portate misurate possano essere soggette ad errori di misura, essendo calcolate mediante una scala delle portate.

Concludendo, in questo studio si è implementato un modello idrologico di piena basato sulle caratteristiche morfologiche e fisiche del sistema idrografico del fiume Tesina: tale modello si è dimostrato 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 considerato.

Bibliografia

- [1] Provincia di Vicenza - Servizio Beni Ambientali e Risorse Idriche (2011), *Contratto di fiume per l'Astico - Tesina*, BETA Studio s.r.l..
- [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] Agenzia Regionale per la Prevenzione e Protezione Ambientale del Veneto (2009), *Considerazioni sulla scala di deflusso del fiume Tesina a Bolzano Vicentino (Livelli e Portate anni 2004-08)*.
- [5] Agenzia Regionale per la Prevenzione e Protezione Ambientale del Veneto (2011), *Livelli e portate medie giornaliere del fiume Tesina a Bolzano Vicentino negli anni 2009-10*.
- [6] Trentin, F. (2013), *Modellazione idrologica del bacino idrografico del fiume Astico*, Tesi di Laurea Magistrale, Università degli Studi di Padova, Dipartimento di Ingegneria Idraulica, Marittima, Ambientale e Geotecnica.
- [7] Mainardi, F. (2013), *Telerilevamento e modelli di risposta idrologica nel bacino idrografico del fiume Bacchiglione*, Tesi di Laurea Magistrale, Universi-

- tà degli Studi di Padova, Dipartimento di Ingegneria Idraulica, Marittima, Ambientale e Geotecnica.
- [8] Botter, G. e Rinaldo, A. (2003), *Scale effect on geomorphologic and kinematic dispersion*, Water Resources Research, 39 (10), 1286.
- [9] Clapp, R.B. e Hornberger, G.N. (1978), *Empirical equations for some soils hydraulic properties*, Water Resources Research, 14 (8), 601-604.
- [10] Da Deppo L., Datei, C. e Salandin, P. (2004), *Sistemazione dei corsi d'acqua*, Edizioni Libreria Cortina, Padova.
- [11] Marani, M. (2003), *Processi e modelli dell'idrometeorologia - Un'introduzione*, Università degli Studi di Padova, Dipartimento di Ingegneria Idraulica, Marittima, Ambientale e Geotecnica.
- [12] Gilbert, G. K. (1909), *The convexity of hilltops*, The Journal of Geology, 17, 344-350.
- [13] Gupta, V.K., Waymire, E. e Wang, C.T. (1980), *A Representation of a Unit Hydrograph from Geomorphology*, Water Resources Research, 16 (5), 855-862.
- [14] Montgomery, D.R. e Dietrich, W.E. (1989), *Source areas, drainage density and channel initiation*, Water Resources Research, 25, 1907-1918.
- [15] Schwartz, F.W. e Zhang, H. (2003), *Fundamentals of groundwater*, Wiley International.
- [16] Servizio beni ambientali e risorse idriche della provincia di Vicenza (2011), *Contratto di fiume per l'Astico-Tesina*, BETA Studio s.r.l..
- [17] Rinaldo, A. e Rodriguez-Iturbe, I. (1996), *Geomorphological theory of the hydrologic response*, Hydrological Processes, 10 (6), 803-844.

- [18] Rinaldo, A., Altissimo, L., Putti, M., Passadore, G., Monego, M. e Sottani, A. (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..
- [19] Sottani, N., Pretto, L., Viero, C. e Marcolongo, B. (1982), *Gli acquiferi nella pianura a nord di Vicenza*, Tipolitografica Sociale Artegrafica Cittadella di Padova
- [20] Dal Prà, A., Barbieri, G., Gatto, G., Gori, U., Mozzi, G. e Zambon, G. (1989), *Hydrogeological features of the Sette Comuni karstic plateaus in the Veneto region (North Italy)*, Consiglio Nazionale delle Ricerche - Istituto per lo Studio della Dinamica delle Grandi Masse
- [21] Rodriguez-Iturbe, I. e Valdes, J.B. (1979), *The geomorphologic structure of hydrologic response*, Water Resources Research, 15 (6), 1409-1420.
- [22] Rodriguez-Iturbe, I. e Rinaldo, A. (1997), *Fractal River Basins*, Cambridge University Press.
- [23] Beven, K.J. (2001), *Rainfall-Runoff Modelling*, Wiley International.
- [24] Tarboton, D.G., Bras, R.L. e Rodriguez-Iturbe, I. (1992), *A physical basis for drainage density*, Geomorphology, 5 (1/2), 59-76.
- [25] Tarboton, D.G., Utah State University, TauDEM versione 5.1 dal sito *hydrology.uwrl.usu.edu*
- [26] Uccelli, A., Settin, T., Marani, M. e Rinaldo, A. (2004), *Sui modelli matematici di fondamento geomorfologico per la produzione del deflusso*, Atti del XXIX Convegno di Idraulica e Costruzioni Idrauliche, Trento.