



Università degli Studi di Udine

CORSO DI DOTTORATO DI RICERCA IN INGEGNERIA CIVILE AMBIENTALE
ARCHITETTURA – CICLO XXVI

TESI DI DOTTORATO DI RICERCA

Modellazione numerica a scala di bacino del fiume Ledra

Relatore:

Prof. Aggr. Matteo Nicolini

Dottorando:

Roberto Perin

Coordinatore:

Prof. Ing. Marco Petti

Indice

Elenco delle figure	V
Elenco delle tabelle	XIII
Introduzione	1
Obiettivi ed organizzazione del lavoro di tesi	2
1 Il bacino idrografico del fiume Ledra	5
1.1 Il fiume Tagliamento - Cenni	6
1.2 Inquadramento idrogeologico del Campo di Osoppo e Gemona	6
1.3 Il fiume Ledra e suoi affluenti	11
1.4 Il nodo idraulico di Andreuzza	16
2 Analisi geomorfologica del bacino idrografico del fiume Ledra	19
2.1 Indagini di tipo preliminare	19
2.2 Suddivisione e gerarchizzazione del bacino idrografico del fiume Ledra	20
2.3 La creazione di un DTM (Digital Terrain Model)	22
2.4 Il codice di calcolo TAS (Terrain Analysis System)	25
2.5 Dati areali del bacino idrografico del fiume Ledra e dei relativi sottobacini	26
2.6 Parametri morfometrici	28
2.7 L'organizzazione del reticolo fluviale	31
2.7.1 Gerarchizzazione del reticolo drenante	31
2.8 Il tempo di corrivazione	36
2.9 Le curve ipsografiche e ipsometriche	41
3 Il modello idrologico-idraulico del bacino idrografico del fiume Ledra	45
3.1 Classificazione dei modelli di trasformazione afflussi - deflussi	46
3.1.1 Modelli completi	47
3.1.2 Modelli di piena	49
3.2 Evoluzione dei modelli numerici in ambito idrologico - idraulico	49
3.3 Le motivazioni alla base della scelta del modello idrologico - idraulico utilizzato	50
3.4 Le origini del modello GSSHA (Gridded Surface Subsurface Hydrologic Analysis)	51
3.5 Processi idrologici modellati con GSSHA	51
3.6 La modellazione della propagazione dei deflussi superficiali	52

3.6.1	La propagazione dei deflussi in alveo (channel routing)	54
3.6.2	La propagazione dei deflussi lungo i versanti (overland flow routing)	56
3.6.2.1	Coefficienti di scabrezza superficiali	59
3.7	La modellazione dei processi d'infiltrazione	60
3.7.1	Le equazioni di Richards	62
3.7.2	Il metodo di Green - Ampt	66
3.7.3	Il metodo di Green - Ampt Multi layer	67
3.7.4	Il metodo di Green - Ampt con redistribuzione (GAR)	70
3.7.5	La stima dei parametri d'infiltrazione	70
3.8	La modellazione dei deflussi laterali profondi nelle zone sature	71
3.8.1	La modellazione dell'interazione falda - reticolo idrografico	74
3.9	Simulazioni idrologiche sul lungo periodo: la modellazione dei processi di evapotraspirazione	76
3.9.1	Metodi impiegati da GSSHA per il calcolo dell'evapotraspirazione	77
3.9.2	I parametri meteorologici	81
3.10	Schematizzazione delle fasi necessarie per la realizzazione del modello numerico	81
3.10.1	La delimitazione del bacino idrografico	82
3.10.2	La definizione della griglia di calcolo	85
3.10.3	La definizione delle proprietà associate alla griglia di calcolo	89
3.10.4	La definizione delle caratteristiche della rete idrografica presente sul bacino	92
3.10.5	La definizione delle caratteristiche idrogeologiche del bacino idrografico	93
4	Introduzione alla calibrazione dei modelli numerici	97
4.1	La calibrazione automatica	99
4.2	La funzione obiettivo	99
4.3	Algoritmi di ottimizzazione locali e globali	99
4.4	L'algoritmo di ottimizzazione SCE-UA	102
4.4.1	Determinazione dei parametri dell'algoritmo SCE-UA	107
4.4.2	Determinazione del criterio di arresto	109
4.5	Durata periodo di calibrazione	110
4.6	Metodi di calibrazione mono - obiettivo e multi - obiettivo	110
4.7	La validazione dei modelli numerici	115
5	Prima campagna di misure di portata sul fiume Ledra ed affluenti	117
5.1	Premessa	117
5.2	Le serie storiche delle misure di portata nel fiume Ledra ed affluenti	118

5.3	Indagini preliminari relative all'individuazione delle sezioni di misura lungo il fiume Ledra ed affluenti	119
5.4	Gli strumenti impiegati per la misura delle portate in ambito fluviale	126
5.5	Le scale di deflusso per la determinazione delle portate in ambito fluviale	128
5.6	L'acquisizione dei livelli idrometrici in continuo ed il calcolo delle portate associate	134
5.7	Il monitoraggio dei livelli idrometrici della Roggia Bianca, della Roggia dei Molini e del torrente Vegliato	137
6	Calibrazione e validazione del modello numerico del bacino idrografico del fiume Ledra	145
6.1	Premessa	145
6.2	La metodologia adottata per la calibrazione del modello numerico	145
6.3	Analisi di sensitività del modello numerico e parametri oggetto di calibrazione	149
6.4	La calibrazione manuale sulla base dell'evento del 25 - 26 dicembre 2013	153
6.5	La calibrazione automatica sulla base dell'evento del 25 - 26 dicembre 2013	161
6.6	La validazione del modello numerico per il periodo dal 21/12/2013 al 12/02/2014	164
6.6.1	La validazione del modello numerico per il periodo dal 16/11/2013 al 21/12/2013	167
6.6.2	La validazione del modello numerico per il periodo dal 13/02/2014 al 12/05/2014	169
6.7	La calibrazione sulla base dell'evento del 04 - 05 gennaio 2014	172
6.8	La calibrazione automatica sulla base dell'evento del 04 - 05 gennaio 2014	176
6.9	La validazione del modello numerico per il periodo dal 21/12/2013 al 12/02/2014	178
6.9.1	La validazione del modello numerico per il periodo dal 16/11/2013 al 21/12/2013	180
6.9.2	La validazione del modello numerico per il periodo dal 13/02/2014 al 12/05/2014	181
6.10	Considerazioni conclusive	184
7	Il modello idrologico - idraulico dell'area industriale del CIPAF	187
7.1	Il consorzio industriale CIPAF	188
7.2	Inquadramento geografico dell'area oggetto di studio	189
7.3	Caratteristiche principali della rete fognaria	190
7.4	Funzionamento e schematizzazione del sistema fognario	193
7.5	Il codice di calcolo EPA-SWMM	194
7.5.1	Moduli principali di calcolo	194

7.6	Individuazione della pioggia di progetto	195
7.7	Determinazione della pioggia netta	196
7.8	Modellazione dei sottobacini	198
7.9	Trasformazione piogge - portate a livello di singolo sottobacino	199
7.10	Modellazione idraulica della rete	201
7.11	Realizzazione del modello con il codice di calcolo EPA-SWMM	204
8	Calibrazione del modello numerico e prima campagna di monitoraggio delle portate	213
8.1	Le misure di portata e di livello nella rete fognaria del CIPAF	213
8.2	La metodologia adottata per la calibrazione del modello numerico	217
8.2.1	Parametri oggetto di calibrazione	220
8.2.2	La definizione della funzione obiettivo	224
8.3	La calibrazione sulla base dell'evento del 13-17 marzo 2011	226
8.4	Il fenomeno delle acque parassite nei sistemi di drenaggio urbano	233
8.5	Metodologia impiegata per la simulazione dell'intrusione di acque parassite in rete	238
8.6	La validazione del modello sulla base dell'evento del 14-15 maggio 2011	246
8.7	Analisi di sensitività del modello numerico	255
8.8	Risultati forniti dalle simulazioni e considerazioni conclusive	259
9	Conclusioni	265
9.1	Premessa	265
9.2	Considerazioni conclusive relative al modello idrologico del bacino idrografico del fiume Ledra	265
9.3	Considerazioni conclusive relative al modello idrologico - idraulico dell'area industriale del CIPAF	269
9.4	Sviluppi futuri	270
	Appendice A	273
	Bibliografia	281

Elenco delle figure

1.1	Inquadramento geografico del bacino idrografico del fiume Ledra (Bing Maps)	5
1.2	Carta della litologia superficiale	9
1.3	Carta delle isofreatiche e delle isopieze	10
1.4	Limiti di estensione del bacino idrogeologico ed idrologico del fiume Ledra	11
1.5	Delimitazione del bacino idrografico e principali affluenti del fiume Ledra	13
1.6	Nodo idraulico di Andreuzza	17
2.1	Gerarchizzazione del bacino idrografico del fiume Ledra	21
2.2	Visualizzazione del DTM ottenuto per mezzo del software Surfer 8.0	24
2.3	Elaborazione tridimensionale ottenuta con Surfer 8.0 della superficie relativa alla piana di Gemona - Osoppo e del bacino idrografico del fiume Ledra	25
2.4	Esempio di differenti perimetrazioni dei limiti del bacino idrografico del torrente Orvenco in funzione della metodologia adottata	27
2.5	Gerarchizzazione del reticolo idrografico in accordo con l'ordinamento proposto da Horton - Strahler	32
2.6	Ordinamento secondo Horton - Strahler ottenuto con il software TAS relativo al T. Orvenco	34
2.7	Andamento della curva ipsometrica in funzione dello stadio di evoluzione di un bacino idrografico	42
2.8	Curve ipsometriche relative ai sottobacini del torrente Orvenco e del torrente Vegliato ottenute con il software TAS	43
3.1	Schema di un modello completo (a sinistra) e di un modello di piena (a destra)	47
3.2	Schema utilizzato da GSSHA per la modellazione della propagazione (1D) dei deflussi in alveo	55
3.3	Rappresentazione della schematizzazione utilizzata da GSSHA per il calcolo della propagazione dei deflussi superficiali lungo i versanti (overland flow routing)	57
3.4	Schematizzazione della zona insatura del terreno utilizzata da GSSHA	63
3.5	Schematizzazione del profilo verticale del contenuto idrico nella colonna di terreno secondo il modello proposto da Green - Ampt	66
3.6	Particolare relativo agli elementi TIN (Triangulated Irregular Network)	84
3.7	Particolare relativo al DTM (Digital Terrain Model) di una porzione del bacino	84
3.8	Limiti del bacino idrografico individuati con TOPAZ e relativo reticolo idrografico	85
3.9	Struttura utilizzata da GSSHA per la rappresentazione della griglia di calcolo	87

3.10	Visione prospettica del bacino idrografico del fiume Ledra opportunamente discretizzato in celle quadrate per mezzo del software WMS	88
3.11	Perimetrazione del bacino idrografico in funzione delle celle ricadenti all'interno oppure all'esterno dei reali confini del bacino idrografico	89
3.12	Classificazione dell'uso del suolo relativa al bacino idrografico del fiume Ledra (CLC, 2006)	90
3.13	Assegnazione ad ogni singola cella del relativo indice identificativo della classificazione del suolo adottata in accordo con i dati forniti da Corine Land Cover	90
3.14	Identificazione delle macrozone per ognuno dei sottobacini idrografici individuati (per ogni sottobacino è stata definita una macrozona di tipologia urbana e di tipologia identificativa delle aree naturali)	91
3.15	Cartografia geologica tematica del territorio della Provincia di Udine (Broili, 1984)	91
3.16	Localizzazione delle stazioni piezometriche presenti all'interno del bacino idrografico del fiume Ledra (fonte: Web Gis Risorse Idriche - Regione FVG)	94
3.17	Definizione delle cinque macrozone ai fini della modellazione degli scambi tra deflussi superficiali e sotterranei	95
4.1	Esempio di alcune tipologie di funzione obiettivo	100
4.2	Esempio di funzione obiettivo ed individuazione nello spazio delle soluzioni dei punti di minimo globale e di minimo locale	101
4.3	Diagramma di flusso del metodo SCE-UA	104
4.4	Diagramma di flusso relativa alla strategia dell'algoritmo CCE (Competitive Complex Evolution)	106
4.5	Esempio di assegnazione dei fattori peso w_i in GSSHA	113
5.1	Idrogramma delle portate del fiume Ledra al nodo idraulico di Andreuzza (2007)	119
5.2	Localizzazione delle sezioni individuate per le misure di portata di tipo puntuale	122
5.3	Individuazione delle sezioni presso cui effettuare le misure di portata in continuo	124
5.4	Tracimazione arginale del fiume Ledra in località San Floreano di Buja (17/02/2014)	124
5.5	Profilatore di velocità ADCP installato su natante	127
5.6	Profilo di velocità lungo le verticali relativo alla Sez. 4 (20/02/2014)	128
5.7	Schema della sezione tipo impiegata per la realizzazione della scala delle portate	130
5.8	Immagine relativa alla Sezione 1 (a sinistra) e sonda idrometrica e tubo d'alloggiamento (a destra)	130
5.9	Scala delle portate relative alla Sezione 10, Sezione 5 e Sezione 4 del fiume Ledra	131
5.10	Misura di portata presso la Sezione 10 effettuata in data 17/02/2014	133
5.11	Misura di portata presso la Sezione 5 effettuata in data 17/02/2014	134
5.12	Misura di portata presso la Sezione 4 effettuata in data 17/02/2014	134
5.13	Valori idrometrici registrati lungo la Sez.10 - Sez.5 - Sez.4 del fiume Ledra	135

5.14	Valori di portata calcolati lungo la Sez. 10 - Sez.5 - Sez.4 del fiume Ledra	136
5.15	Localizzazione delle sezioni per il monitoraggio dei livelli idrometrici	137
5.16	Asta idrometrica posizionata presso la Sezione 9 (Roggia Bianca)	138
5.17	Scala delle portate relative alla Sezione 9 (Roggia Bianca)	139
5.18	Asta idrometrica posizionata presso la Sezione 11 (Roggia di Gemona)	140
5.19	Rilievo con tecnologia laser scanner della Sezione 12 (T. Vegliato)	142
5.20	Particolare relativo al deposito di materiale in sospensione presso la Sezione 12 (T. Vegliato) in occasione dell'evento meteorico del 04-05 gennaio 2014	143
6.1	Individuazione del sottobacino a monte della Sezione 10	147
6.2	Individuazione del sottobacino a monte della Sezione 5	148
6.3	Individuazione del sottobacino a monte della Sezione 4	148
6.4	Ietogramma con frequenza oraria (mm/ora) relativo alle stazioni pluviometriche di Gemona del Friuli e di Magnano in Riviera per il periodo dal 24 al 27 dicembre 2013	153
6.5	Simulazione della portata generata dagli scambi falda/reticolo fluviale relativi alle Sezione 4 per il periodo dal 21 al 25 dicembre 2013	154
6.6	Andamento delle portate simulate in corrispondenza della Sezione 5 per il periodo dal 21 al 25 dicembre 2014 in funzione del valore assunto dal parametro n.16 (Lateral groundwater hydraulic conductivity)	155
6.7	Individuazione delle zone in funzione della differente tipologia di utilizzo del suolo presenti all'interno del sottobacino avente come sezione di chiusura la Sezione 10 (Id.1= zone urbane, Id.2 = zone boschive)	157
6.8	Individuazione delle zone in funzione della differente tipologia di utilizzo del suolo presenti all'interno del bacino idrografico del fiume Ledra (Id.1= zone urbane; Id.2 = zone boschive sottobacino torrente Vegliato; Id.3 = zone boschive sottobacino torrente Orvenco; Id.4 = zone a coltivazioni erbacee sottobacino Rio Bosso; Id.5 = zone a coltivazioni erbacee sottobacino corso medio/basso del fiume Ledra)	158
6.9	Confronto idrogramma delle portate misurate (linea nera) e simulate dal modello numerico calibrato (linea verde) presso la Sezione 10	160
6.10	Confronto idrogramma delle portate misurate (linea nera) e simulate dal modello numerico calibrato (linea verde) presso la Sezione 5	160
6.11	Confronto idrogramma delle portate misurate (linea nera) e simulate dal modello numerico calibrato (linea verde) presso la Sezione 4	161
6.12	Parametri oggetto di calibrazione con il metodo SCE-UA per il periodo dal 25 al 31 dicembre 2013 con riferimento al bacino con sezione di chiusura presso la Sezione 10	162
6.13	Confronto idrogramma delle portate misurate e simulate (presso la Sezione 10) dal modello numerico calibrato impiegando l'algoritmo SCE-UA	164
6.14	Idrogrammi delle portate Sezione10 (periodo dal 23/12/2013 al 12/02/2014)	165
6.15	Idrogrammi delle portate Sezione 5 (periodo dal 23/12/2013 al 12/02/2014)	165

6.16	Idrogrammi delle portate Sezione 4 (periodo dal 23/12/2013 al 12/02/2014)	165
6.17	Idrogrammi delle portate Sezione 10 (periodo da 16/11/2013 al 21/12/2013)	167
6.18	Idrogrammi delle portate Sezione 5 (periodo dal 16/11/2013 al 21/12/2013)	167
6.19	Idrogrammi delle portate Sezione 4 (periodo da 16/11/2013 al 21/12/2013)	168
6.20	Idrogrammi delle portate Sezione 10 (periodo dal 13/02/2014 al 13/03/2014)	170
6.21	Idrogrammi delle portate Sezione 10 (periodo dal 13/03/2014 al 12/05/2014)	170
6.22	Idrogrammi delle portate Sezione 5 (periodo dal 13/02/2014 al 13/03/2014)	170
6.23	Idrogrammi delle portate Sezione 5 (periodo dal 13/03/2014 al 12/05/2014)	171
6.24	Idrogrammi delle portate Sezione 4 (periodo dal 13/02/2014 al 13/03/2014)	171
6.25	Idrogrammi delle portate Sezione 4 (periodo dal 13/03/2014 al 12/05/2014)	171
6.26	Confronto idrogramma delle portate misurate (linea nera) e simulate dal modello numerico calibrato (linea verde) presso la Sezione 10	175
6.27	Confronto idrogramma delle portate misurate (linea nera) e simulate dal modello numerico calibrato (linea verde) presso la Sezione 5	175
6.28	Parametri oggetto di calibrazione con il metodo SCE-UA per il periodo dal 03 al 08 gennaio 2014 con riferimento al bacino con sezione di chiusura presso la Sezione 10	176
6.29	Confronto idrogramma delle portate misurate e simulate (presso la Sezione 10) dal modello numerico calibrato impiegando l'algoritmo SCE-UA	178
6.30	Idrogrammi delle portate Sezione 10 (periodo da 23/12/2013 al 31/01/2014)	178
6.31	Idrogrammi delle portate Sezione 5 (periodo da 23/12/2013 al 31/01/2014)	179
6.32	Idrogrammi delle portate Sezione 10 (periodo da 16/11/2013 al 21/12/2013)	180
6.33	Idrogrammi delle portate Sezione 5 (periodo da 16/11/2013 al 21/12/2013)	180
6.34	Idrogrammi delle portate Sezione 10 (periodo da 13/02/2014 al 13/03/2014)	182
6.35	Idrogrammi delle portate Sezione 10 (periodo da 13/03/2014 al 12/05/2014)	182
6.36	Idrogrammi delle portate Sezione 5 (periodo da 13/02/2014 al 13/03/2014)	183
6.37	Idrogrammi delle portate Sezione 5 (periodo da 13/03/2014 al 12/05/2014)	183
7.1	Delimitazione del bacino idrografico dell'area industriale CIPAF (linea gialla)	188
7.2	Panoramica dell'area oggetto di studio (fonte Google Earth)	189
7.3	Schema funzionamento rete fognaria a servizio della zona industriale CIPAF	191
7.4	Risultati ottenuti dall'elaborazione dei dati pluviometrici con RainMapFVG	197

7.5	Schematizzazione dei sottobacini ($A1 + A2 + A3 = S$, con S superficie totale del sottobacino)	199
7.6	Modello del serbatoio non lineare per la schematizzazione del processo afflussi -deflussi in ogni sottobacino	201
7.7	Rappresentazione delle tubazioni e dei nodi nel modulo idraulico	202
7.8	Schematizzazione della rete di drenaggio dell'area industriale CIPAF modellata per mezzo del software EPA-SWMM. Gli elementi cerchiati in rosso rappresentano sia i manufatti di sfioro (Weir) sia le paratoie mobili di regolazione dei deflussi (Orifice) che sono presenti all'interno della rete e che sono stati opportunamente modellati	206
7.9	Particolare relativo alla modellazione degli sfioratori laterali (Weir) e delle saracinesche (Orifice) presenti all'interno dei collettori fognari posizionati lungo via delle Nazioni Unite e via Praz dai Trois	207
7.10	Sfioratore di piena, visto da valle, posizionato alla fine del canale di gronda per l'immissione delle acque di esubero nel collettore Est (foto a sinistra) - Paratoia di regolazione, vista da monte, localizzata immediatamente a monte dello sgrigliatore nel collettore Est (foto a destra)	207
7.11	Schematizzazione della rete di drenaggio dell'area industriale CIPAF modellata per mezzo del software EPA-SWMM e rappresentazione delle dimensioni dei collettori	208
7.12	Modellazione dei bacini contribuenti e rappresentazione delle classi relative ai valori dei coefficienti d'afflusso impiegati	209
7.13	Rappresentazione dei bacini contribuenti come modellati con EPA-SWMM (a sinistra) e come rappresentati nella carta tecnica regionale (a destra)	210
7.14	Modalità di risposta idrologica del bacino in funzione del valore assegnato al parametro Width	211
8.1	Identificazione dei 15 punti di misura lungo la rete di drenaggio	215
8.2	Fissaggio dello zoccolo di supporto al sensore di misura area-velocity nel fondo collettore (a sinistra). Programmazione data logger associato al sensore di misura (a destra)	216
8.3	Episodio di interruzione nell'acquisizione del dato di portata relativo allo strumento CP15	217
8.4	Suddivisione in otto distretti dell'intero bacino della zona industriale CIPAF	219
8.5	Classificazione uso del suolo adottata relativa al distretto n.3	224
8.6	Classificazione uso del suolo semplificata relativa al distretto n.3	224
8.7	Classificazione uso del suolo relativa al distretto n.4	224
8.8	Individuazione degli intervalli temporali per i quali è stata considerata la funzione obiettivo locale	225
8.9	Ietogramma delle precipitazioni (13-17 marzo 2011)	227
8.10	Evento del 13-17 marzo 2011. Idrogrammi di piena misurato (in verde) e calcolato (in rosso) relativi alle portate nel punto di misura CP01	228
8.11	Evento del 13-17 marzo 2011. Idrogrammi di piena misurato (in verde) e calcolato (in rosso) relativi alle portate nel punto di misura CP03	228
8.12	Evento del 13-17 marzo 2011. Idrogrammi di piena misurato (in verde) e calcolato (in rosso) relativi alle portate nel punto di misura CP04	228

8.13	Evento del 13-17 marzo 2011. Idrogrammi di piena misurato (in verde) e calcolato (in rosso) relativi alle portate nel punto di misura CP05	229
8.14	Evento del 13-17 marzo 2011. Idrogrammi di piena misurato (in verde) e calcolato (in rosso) relativi alle portate nel punto di misura CP06	229
8.15	Evento del 13-17 marzo 2011. Idrogrammi di piena misurato (in verde) e calcolato (in rosso) relativi alle portate nel punto di misura CP07	229
8.16	Evento del 13-17 marzo 2011. Idrogrammi di piena misurato (in verde) e calcolato (in rosso) relativi alle portate nel punto di misura CP08	230
8.17	Evento del 13-17 marzo 2011. Idrogrammi di piena misurato (in verde) e calcolato (in rosso) relativi alle portate nel punto di misura CP09	230
8.18	Evento del 13-17 marzo 2011. Idrogrammi di piena misurato (in verde) e calcolato (in rosso) relativi alle portate nel punto di misura CP10	230
8.19	Evento del 13-17 marzo 2011. Idrogrammi di piena misurato (in verde) e calcolato (in rosso) relativi alle portate nel punto di misura CP11	231
8.20	Evento del 13-17 marzo 2011. Idrogrammi di piena misurato (in verde) e calcolato (in rosso) relativi alle portate nel punto di misura CP12	231
8.21	Evento del 13-17 marzo 2011. Idrogrammi di piena misurato (in verde) e calcolato (in rosso) relativi alle portate nel punto di misura CP13	231
8.22	Evento del 13-17 marzo 2011. Idrogrammi di piena misurato (in verde) e calcolato (in rosso) relativi alle portate nel punto di misura CP14	232
8.23	Idrogramma delle portate registrate nel punto CP11 (13-17 marzo 2011)	236
8.24	Idrogramma delle portate di recessione registrate nel punto CP11 (18 marzo-09 aprile 2011)	236
8.25	Idrogramma delle portate registrate dallo strumento nel punto CP11 (14 - 23 maggio 2011)	237
8.26	Infiltrazioni di acque di falda all'interno della rete di drenaggio CIPAF	237
8.27	Localizzazione dei punti della rete affetti da intrusioni di acque parassite	238
8.28	Parametri relativi all'U.H. (Unit Hydrograph)	239
8.29	Influenza del parametro di calibrazione "K" nella simulazione della fase di recessione	242
8.30	Influenza del parametro di calibrazione "Sewershed Area" nella simulazione della fase di recessione	242
8.31	Evento del 13-17 marzo 2011. Idrogramma di piena misurato (in verde) e calcolato (in rosso) relativi alle portate nel punto di misura CP01	243
8.32	Evento del 13-17 marzo 2011. Idrogramma di piena misurato (in verde) e calcolato (in rosso) relativi alle portate nel punto di misura CP03	243

8.33	Evento del 13-17 marzo 2011. Idrogramma di piena misurato (in verde) e calcolato (in rosso) relativi alle portate nel punto di misura CP06	243
8.34	Evento del 13-17 marzo 2011. Idrogramma di piena misurato (in verde) e calcolato (in rosso) relativi alle portate nel punto di misura CP07	244
8.35	Evento del 13-17 marzo 2011. Idrogramma di piena misurato (in verde) e calcolato (in rosso) relativi alle portate nel punto di misura CP08	244
8.36	Evento del 13-17 marzo 2011. Idrogramma di piena misurato (in verde) e calcolato (in rosso) relativi alle portate nel punto di misura CP11	244
8.37	Evento del 13-17 marzo 2011. Idrogramma di piena misurato (in verde) e calcolato (in rosso) relativi alle portate nel punto di misura CP12	245
8.38	Evento del 13-17 marzo 2011. Idrogramma di piena misurato (in verde) e calcolato (in rosso) relativi alle portate nel punto di misura CP13	245
8.39	Evento del 13-17 marzo 2011. Idrogramma di piena misurato (in verde) e calcolato (in rosso) relativi alle portate nel punto di misura CP14	245
8.40	Ietogramma delle precipitazioni (14-15 maggio 2011)	246
8.41	Evento del 14-15 maggio 2011. Idrogramma di piena misurato (in verde) e calcolato (in rosso) relativi alle portate nel punto di misura CP01	246
8.42	Evento del 14-15 maggio 2011. Idrogrammi di piena misurato (in verde) e calcolato (in rosso) relativi alle portate nel punto di misura CP03	247
8.43	Evento del 14-15 maggio 2011. Idrogrammi di piena misurato (in verde) e calcolato (in rosso) relativi alle portate nel punto di misura CP04	247
8.44	Evento del 14-15 maggio 2011. Idrogrammi di piena misurato (in verde) e calcolato (in rosso) relativi alle portate nel punto di misura CP06	247
8.45	Evento del 14-15 maggio 2011. Idrogrammi di piena misurato (in verde) e calcolato (in rosso) relativi alle portate nel punto di misura CP07	248
8.46	Evento del 14-15 maggio 2011. Idrogrammi di piena misurato (in verde) e calcolato (in rosso) relativi alle portate nel punto di misura CP08	248
8.47	Evento del 14-15 maggio 2011. Idrogrammi di piena misurato (in verde) e calcolato (in rosso) relativi alle portate nel punto di misura CP09	248
8.48	Evento del 14-15 maggio 2011. Idrogrammi di piena misurato (in verde) e calcolato (in rosso) relativi alle portate nel punto di misura CP10	249
8.49	Evento del 14-15 maggio 2011. Idrogrammi di piena misurato (in verde) e calcolato (in rosso) relativi alle portate nel punto di misura CP11	249
8.50	Evento del 14-15 maggio 2011. Idrogrammi di piena misurato (in verde) e calcolato (in rosso) relativi alle portate nel punto di misura CP12	249

8.51	Evento del 14-15 maggio 2011. Idrogrammi di piena misurato (in verde) e calcolato (in rosso) relativi alle portate nel punto di misura CP13	250
8.52	Evento del 14-15 maggio 2011. Idrogrammi di piena misurato (in verde) e calcolato (in rosso) relativi alle portate nel punto di misura CP14	250
8.53	Confronto tra idrogramma di piena misurato (in verde) e calcolato (in rosso) relativi alle portate nel punto CP10 impiegando valori dei coeff. d'afflusso pari all'unità	252
8.54	Confronto tra idrogramma di piena misurato (in verde) e calcolato (in rosso) relativi alle portate nel punto CP11 impiegando valori dei coeff. d'afflusso pari all'unità	252
8.55	Confronto tra idrogramma di piena misurato (in verde) e calcolato (in rosso) relativi alle portate nel punto CP12 impiegando valori dei coeff. d'afflusso pari all'unità	252
8.56	Confronto dati pluviometrici relativi al periodo dalle 06:00 alle 15:00 del 15/05/2011	253
8.57	Confronto dati pluviometrici relativi al periodo dalle 01:00 alle 15:00 del 15/05/2011	254
8.58	Confronto dati pluviometrici cumulati nelle 15 ore antecedenti i picchi di piena	254
8.59	Confronto idrogrammi simulati in funzione del variare (+/- 20%) del parametro %Imperv	256
8.60	Confronto dei picchi relativi agli ideogrammi simulati al variare del parametro N-Imperv	257
8.61	Confronto relativo agli idrogrammi simulati in funzione del variare del parametro N-Imperv	257
8.62	Confronto dei picchi relativi agli idrogrammi simulati al variare del parametro Roughness	258
8.63	Confronto relativo agli idrogrammi simulati in funzione del variare del parametro Roughness	259
A.1	Schematizzazione della cascata di serbatoi lineari (Da Deppo et al.)	274
A.2	Idrogrammi delle portate (in funzione del valore assunto dal coefficiente d'afflusso) relativi al sottobacino del torrente Orvenco ed ottenuti per mezzo dell'applicazione dell'idrogramma unitario geomorfologico (GIUH) con riferimento all'evento pluviometrico del 25 - 26 dicembre 2013	278
A.3	Idrogrammi delle portate (in funzione del valore assunto dal coefficiente d'afflusso) relativi al sottobacino del torrente Orvenco ed ottenuti per mezzo dell'applicazione dell'idrogramma unitario geomorfologico (GIUH) con riferimento all'evento pluviometrico del 04 - 05 gennaio 2014	280

Elenco delle tabelle

2.1	Superfici parziali e totali del bacino idrografico del fiume Ledra	26
2.2	Valori superficie bacino idrografico T. Orvenco in funzione delle differenti metodologie applicate per la determinazione della linea spartiacque	28
2.3	Fattori di forma relativi al bacino idrografico del fiume Ledra e relativi sottobacini	29
2.4	Fattori di rilievo relativi al bacino idrografico del fiume Ledra e sottobacini	30
2.5	Valori altimetrici relativi al bacino idrografico del fiume Ledra e sottobacini	30
2.6	Leggi di Horton applicate al sottobacino idrografico del T. Vegliato	33
2.7	Leggi di Horton applicate al sottobacino idrografico del T. Orvenco	34
2.8	Valori associati alla densità di drenaggio per il bacino idrografico del fiume Ledra e relativi sottobacini	35
2.9	Valori del coefficiente M proposti da Aronica e Paltrinieri	37
2.10	Valori del coefficiente d proposti da Aronica e Paltrinieri	37
2.11	A = superficie, L = lunghezza dell'asta principale, \bar{z} = quota media del bacino idrografico, z_c quota della sezione di chiusura del bacino idrografico	40
2.12	Tempi di corrivazione (n/c = valore non calcolato in quanto la formula non è applicabile al bacino in oggetto)	40
2.13	Valori ottenuti dal calcolo dell'integrale ipsometrico	43
3.1	Processi idrologici modellati da GSSHA	52
3.2	Coefficienti di scabrezza (secondo Manning)	60
3.3	Valori relativi ai principali parametri coinvolti nei processi d'infiltrazione (Rawls and Brakensiek, 1983)	71
4.1	Valori da associare ai parametri dell'algoritmo SCE-UA	109
5.1	Tabella riassuntiva delle misure di portata [mc/s] di tipo episodico. Nel riquadro blu i valori relativi alle prime cinque serie di misure di portata necessarie all'individuazione delle sezioni nelle quali effettuare le misure di portata in continuo	123
5.2	Tabella riassuntiva dei riferimenti idrometrici [cm] associati alle misure di portata di Tabella 5.1. I valori rappresentano la distanza tra il pelo libero ed il relativo punto di riferimento preso sull'impalcato dei ponti. I valori contrassegnati da * corrispondono al livello idrometrico registrato dalle sonde idrometriche. I valori contrassegnati da ** corrispondono al livello idrometrico visualizzato sull'asta idrometrica di riferimento (cfr. paragrafo 5.7)	123
6.1	Parametri e metodologie di calcolo utilizzate nel codice di calcolo GSSHA per la modellazione del bacino idrografico del fiume Ledra. I parametri contraddistinti con (*) risultano essere quelli oggetto di calibrazione in seguito all'analisi di sensitività del modello effettuata	150

6.2	Valori assunti dal parametro n.16 (Lateral groundwater hydraulic conductivity). Sim.1 identifica il set di parametri ottimali (ovvero calibrati) in relazione al periodo 21-25 dicembre 2013; Sim.2 identifica il set di parametri con valore dimezzato; Sim.3 il set di parametri con valore raddoppiato	155
6.3	Valori calibrati (sulla base dell'evento del 25 - 26 dicembre 2013) relativi ai parametri utilizzati nel modello numerico in funzione delle zone con le quali è stato definito	159
6.4	Confronto dei valori (relativi ai parametri oggetto di calibrazione) forniti dall'algoritmo di ottimizzazione SCE-UA al variare del numero massimo di iterazioni consentite	163
6.5	Confronto fra i valori relativi ai picchi di portata più significativi misurati e simulati con riferimento al periodo dal 23/12/2013 al 12/02/2014	166
6.6	Valori assunti dal parametro n.16 (Lateral groundwater hydraulic conductivity) nelle cinque zone in cui è stato suddiviso il bacino idrogeologico del fiume Ledra al fine di poter simulare le effettive portate fluenti in data 16/11/2013 garantite dalle interazioni acquifero - reticolo fluviale	168
6.7	Confronto fra i valori relativi ai picchi di portata più significativi misurati e simulati con riferimento al periodo dal 16/11/2013 al 21/12/2013	168
6.8	Confronto fra i valori relativi alle portate di esaurimento misurate e simulate con riferimento alle ore 00:00 del 21/12/2013 (Id. R1)	169
6.9	Valori assunti dal parametro n.16 (Lateral groundwater hydraulic conductivity) nelle cinque zone in cui è stato suddiviso il bacino idrogeologico del fiume Ledra al fine di poter simulare le effettive portate fluenti in data 13/02/2014 garantite dalle interazioni acquifero - reticolo fluviale	169
6.10	Confronto fra i valori relativi ai picchi di portata più significativi misurati e simulati con riferimento al periodo dal 13/02/2014 al 12/05/2014	172
6.11	Confronto fra i valori relativi alle portate di esaurimento misurate e simulate con riferimento alle ore 00:00 del 20/03/2014 (Id. S1)	172
6.12	Valori assunti dal parametro n.16 (Lateral groundwater hydraulic conductivity) nelle cinque zone in cui è stato suddiviso il bacino idrogeologico del fiume Ledra al fine di poter simulare le effettive portate fluenti in data 03/01/2014 garantite dalle interazioni acquifero - reticolo fluviale	173
6.13	Valori calibrati (sulla base dell'evento del 04 - 05 gennaio 2014) relativi ai parametri utilizzati nel modello numerico in funzione delle zone con le quali è stato definito	174
6.14	Confronto dei valori (relativi ai parametri oggetto di calibrazione) forniti dall'algoritmo di ottimizzazione SCE-UA al variare del numero massimo di iterazioni consentite	177
6.15	Valori assunti dal parametro n.16 (Lateral groundwater hydraulic conductivity) nelle cinque zone in cui è stato suddiviso il bacino idrogeologico del fiume Ledra al fine di poter simulare le effettive portate fluenti in data 23/12/2013 garantite dalle interazioni acquifero - reticolo fluviale	179
6.16	Confronto fra i valori relativi ai picchi di portata più significativi misurati e simulati con riferimento al periodo dal 23/12/2013 al 31/01/2014	179

6.17	Valori assunti dal parametro n.16 (Lateral groundwater hydraulic conductivity) nelle cinque zone in cui è stato suddiviso il bacino idrogeologico del fiume Ledra al fine di poter simulare le effettive portate fluenti in data 16/11/2013 garantite dalle interazioni acquifero - reticolo fluviale	181
6.18	Confronto fra i valori relativi ai picchi di portata più significativi misurati e simulati con riferimento al periodo dal 16/11/2013 al 21/12/2013	181
6.19	Confronto fra i valori relativi alle portate di esaurimento misurate e simulate con riferimento alle ore 00:00 del 21/12/2013 (Id. R2)	181
6.20	Valori assunti dal parametro n.16 (Lateral groundwater hydraulic conductivity) nelle cinque zone in cui è stato suddiviso il bacino idrogeologico del fiume Ledra al fine di poter simulare le effettive portate fluenti in data 13/02/2014 garantite dalle interazioni acquifero - reticolo fluviale	182
6.21	Confronto fra i valori relativi ai picchi di portata più significativi misurati e simulati con riferimento al periodo dal 13/02/2014 al 12/05/2014	183
6.22	Confronto dei valori di portata di picco misurati ($Q_{OSS.}$) e simulati dal modello numerico calibrato sulla base sia dell'evento del 25-26 dicembre 2013 ($Q_{SIM(c1)}$) sia dell'evento del 04-05 gennaio 2014 ($Q_{SIM(c2)}$) relativamente alla Sezione 10	184
6.23	Confronto dei valori di portata di picco misurati ($Q_{OSS.}$) e simulati dal modello numerico calibrato sulla base sia dell'evento del 25-26 dicembre 2013 ($Q_{SIM(c1)}$) sia dell'evento del 04-05 gennaio 2014 ($Q_{SIM(c2)}$) relativamente alla Sezione 5	185
7.1	Caratteristiche geometriche dei collettori principali	193
7.2	Valori coefficienti d'afflusso generalmente adottati in letteratura scientifica	198
7.3	Riassunto delle principali caratteristiche del modello SWMM dell'area CIPAF (N.B.: i subcatchments sono da intendersi quelli di calcolo, quindi ben più numerosi dei macrobacini, che invece sono utili a definire le caratteristiche geometriche, idrauliche e idrologiche degli stessi)	204
8.1	Permutazioni dei valori da assegnare al parametro %Imperv	226
8.2	Valori assunti dalla funzione obiettivo globale e locale	226
8.3	Valori assunti dai parametri dopo la procedura di calibrazione	227
8.4	Parametri oggetto di taratura per la modellazione delle acque parassite	240
8.5	Parametri relativi alla definizione degli U.H. necessari alla modellazione delle infiltrazioni di acque parassite all'interno della rete fognaria del CIPAF	241
8.6	Confronto portate di picco eventi del 15/03/2011 e 15/05/2011	255
A.1	Pluviometrie registrate presso le stazioni di Gemona del Friuli e Magnano in riviera relative all'evento del 25 - 26 dicembre 2013	279
A.2	Pluviometrie registrate presso le stazioni di Gemona del Friuli e Magnano in riviera relative all'evento del 04 - 05 gennaio 2014	279

Introduzione

Il controllo quali - quantitativo dei deflussi in aree geografiche antropizzate rappresenta oggi un problema di assoluto rilievo, come anche recepito dalle recenti normative in merito (ad esempio Direttiva 2000/60/CE per quanto concerne le norme in materia ambientale, Direttiva 2007/60/CE e D. Lgs 49/2010 relativamente alla valutazione ed alla gestione dei rischi da alluvioni). Le acque pluviali di dilavamento da aree urbanizzate e industriali rappresentano infatti, da un lato, un possibile elemento di sovraccarico delle reti di collettori, spesso idraulicamente insufficienti per il loro convogliamento, e dall'altro, una fonte diffusa di inquinamento ambientale una volta raggiunto il corpo idrico ricettore il quale, a sua volta, deve essere sottoposto a misure di salvaguardia e di controllo oltre che dal punto di vista strettamente ambientale anche dal punto di vista della protezione idraulica del territorio al fine di attuare un'adeguata pianificazione volta a ridurre il rischio provocato dalle alluvioni e le conseguenti ripercussioni negative per la vita umana, le attività economiche e le infrastrutture sia pubbliche che private.

La dinamica con cui le acque di origine meteorica vengono convogliate sia all'interno delle reti idrauliche sia lungo il reticolo idrografico, per poi confluire nel recapito finale, è estremamente complessa coinvolgendo infatti molteplici processi che comprendono l'infiltrazione, i meccanismi di trasformazione afflussi - deflussi e la propagazione dell'onda di piena fino all'immissione nel corpo idrico ricettore finale.

Al giorno d'oggi l'impiego di computer sempre più performanti unitamente alla disponibilità di numerosi modelli numerici di tipo idrologico - idraulico, che simulano con estremo dettaglio i vari processi che avvengono sia a scala di bacino idrografico ma anche a scala di distretto urbano, permette di affrontare i problemi progettuali e di gestione sia delle reti idrauliche sia dei corsi d'acqua in modo tale da svincolarsi dalle tradizionali ipotesi semplificative alle quali i classici metodi di analisi (primi tra tutti il metodo cinematico e quello dell'invaso oltre che ai metodi legati all'uso di formule semplificate di tipo empirico per il calcolo delle portate di piena) sono soggetti.

Lo sviluppo e l'utilizzo di modelli numerici di simulazione permetterà quindi di potersi avvalere di uno strumento operativo valido sia come supporto decisionale a futuri interventi strutturali sul corso d'acqua finalizzati alla mitigazione del rischio idraulico, sia come strumento in grado di fornire indicazioni sulla regolazione di manufatti ed opere idrauliche esistenti ed interagenti con il fiume (dispositivi di scarico e di invaso come ad esempio sfioratori di piena e vasche di prima pioggia delle aree urbanizzate ecc.), al fine di garantire il controllo quali - quantitativo dei deflussi in un'ottica di sviluppo sostenibile e di salvaguardia del patrimonio idrico.

Obiettivi ed organizzazione del lavoro di tesi

Obiettivo del progetto di ricerca è quello di effettuare uno studio pilota a scala di bacino idrografico che preveda la realizzazione di un modello numerico di tipo idrologico - idraulico in grado di simulare i deflussi generati dal bacino idrografico del fiume Ledra al fine di definire un approccio metodologico ed ottenere uno strumento utilizzabile per la gestione ottimale delle azioni finalizzate sia alla salvaguardia e razionalizzazione della risorsa idrica nonché per l'analisi, la valutazione e la mitigazione del rischio idraulico.

In particolare il progetto di ricerca è articolato in due fasi:

- I) Analisi dei processi di trasformazione afflussi - deflussi, a scala di bacino idrografico, al fine di quantificare le portate generate dal fiume Ledra e dai suoi principali affluenti focalizzando l'attenzione sullo studio e la simulazione numerica dei complessi meccanismi che determinano sia la formazione degli eventi di piena sia le successive fasi di recessione dei deflussi durante i periodi siccitosi;
- II) Analisi dei processi di trasformazione afflussi - deflussi, a scala di distretto urbano/industriale, al fine di quantificare le portate generate dagli insediamenti antropici/industriali collocati all'interno del bacino idrografico e direttamente immesse nel fiume Ledra (attraverso gli scaricatori di piena presenti all'interno delle reti di drenaggio) focalizzando l'attenzione sull'area industriale di Buja - Osoppo (consorzio industriale CIPAF).

La struttura del presente elaborato di tesi è di seguito esposta.

Il Capitolo 1 fornisce un inquadramento generale dell'intera area oggetto di studio in modo tale da illustrare in maniera schematica le principali caratteristiche orografiche, idrografiche, idrologiche ed idrogeologiche proprie del bacino imbrifero del fiume Ledra.

Nel Capitolo 2 verrà esposta una approfondita analisi che ha riguardato sia la determinazione delle caratteristiche morfologiche del bacino idrografico del fiume Ledra attraverso la stima di alcuni indici e parametri morfometrici, sia la gerarchizzazione del reticolo idrografico del fiume Ledra e dei suoi principali affluenti.

Il Capitolo 3, dopo una breve introduzione relativa alla classificazione ed alla storia evolutiva dei modelli numerici di tipo idrologico - idraulico, illustra sia le principali caratteristiche, potenzialità e formulazioni teoriche che stanno alla base del modello di tipo idrologico - idraulico realizzato per il bacino idrografico del fiume Ledra sia le fasi necessarie alla sua implementazione.

Il Capitolo 4 ed il Capitolo 5 risultano essere propedeutici e funzionali al Capitolo 6 nel quale saranno esposte le fasi e le procedure che sono state adottate per la calibrazione e la successiva validazione del modello numerico di tipo idrologico - idraulico del fiume Ledra. In particolare nel Capitolo 4 si farà cenno ad alcune delle metodologie più comunemente utilizzate per la calibrazione dei modelli numerici in ambito idrologico, mentre nel Capitolo 5 sarà esposta la parte relativa alla prima campagna di misure di portata del fiume Ledra ed affluenti che ha consentito di ottenere preziose informazioni indispensabili per la calibrazione e la successiva validazione del modello numerico realizzato.

Nel Capitolo 7 e nel Capitolo 8 vengono descritte le fasi relative all'implementazione, calibrazione e validazione del modello numerico di tipo idrologico - idraulico, a scala di distretto urbano/industriale, realizzato per l'analisi del sistema di drenaggio dell'area industriale di Buja - Osoppo. In particolare nel Capitolo 7 saranno descritte sia le principali caratteristiche e potenzialità del codice di calcolo utilizzato per le simulazioni numeriche della rete di drenaggio urbano, sia le fasi necessarie alla realizzazione del modello numerico; nel Capitolo 8 sarà esposta sia la parte relativa alla campagna di misure di portata in ambito fognario effettuate all'interno della rete di drenaggio dell'area industriale oggetto di studio, sia le successive procedure adottate per la calibrazione e la successiva validazione del modello numerico realizzato.

Capitolo 1

Il bacino idrografico del fiume Ledra

L'area oggetto di studio è quella relativa al bacino idrografico del fiume Ledra, affluente di sinistra del fiume Tagliamento. Tale bacino idrografico, che giace per gran parte della sua estensione sulla piana di Osoppo e Gemona (Figura 1.1), confina nella parte settentrionale ed orientale con le Prealpi Giulie, nella parte occidentale con il fiume Tagliamento e nella sue propaggini meridionali con l'anfiteatro morenico tilaventino che costituisce una importante unità morfologica costituita da tre cerchie principali di modesti rilievi a testimonianza dell'imponente attività di trasporto e deposito degli antichi ghiacciai che si ritirarono oltre 10000 anni fa. Dal punto di vista amministrativo il bacino idrografico appartiene ai comuni di Artegna, Buja, Gemona del Friuli, Majano, Magnano in Riviera, Montenars, Osoppo e San Daniele del Friuli, tutti appartenenti alla provincia di Udine.



Figura 1.1: Inquadramento geografico del bacino idrografico del fiume Ledra (Bing Maps).

1.1 Il fiume Tagliamento - cenni

Il bacino del fiume Ledra fa parte del più ampio bacino del fiume Tagliamento il cui corso nasce da alcune piccole sorgenti sparse presso il Passo della Mauria a quota 1195 m l.m.m. sulle pendici del monte Miaron lungo lo spartiacque con il Piave. Il Tagliamento scorre con direzione ovest - est sul fondo di un'ampia valle d'origine glaciale fino alla confluenza con il torrente Fella, presso l'abitato di Carnia. Fino a questo tratto il fiume riceve da sinistra le acque di quattro importanti affluenti, ovvero: il Lumiei, il Degano ed il But, che provengono dalla Carnia, ed il Fella, che risulta essere anche il maggior affluente del Tagliamento. Il bacino idrografico del Tagliamento ha un'estensione di 2293 kmq (corrispondenti a circa un terzo dell'intera superficie regionale) e coincide con la zona di alimentazione alpina e prealpina che si chiude alla stretta di Pinzano. Oltre a questo punto, infatti, le acque del Tagliamento sono progressivamente assorbite nel materasso ghiaioso che costituisce l'alta pianura friulana e vanno così ad alimentare la falda freatica circostante. Complessivamente, secondo i dati ufficiali, l'intero bacino del Tagliamento avrebbe un'area di 2480 kmq ma, per i motivi precedentemente esposti, si tratta di un dato impreciso perché la parte meridionale del bacino possiede limiti incerti e soltanto la parte settentrionale possiede un bacino ben definibile. Il fiume Tagliamento sfocia nel Mar Adriatico dopo un percorso di circa 178 km.

1.2 Inquadramento idrogeologico del Campo di Osoppo e Gemona

Come ampiamente descritto da Stefanini (*Il bilancio idrologico del fiume Ledra e della falda freatica del Campo di Osoppo e Gemona, 1991*) il Campo di Osoppo - Gemona è una piana alluvionale che corrisponde realmente alla parte centrale ed orientale di un antico bacino lacustre i cui resti sono attualmente costituiti dal lago di Cavazzo e dal laghetto di Ragogna. Il lago primitivo si formò conseguentemente al ritiro dei ghiacciai wurmiani del sistema Tagliamento - Fella che, retrocedendo, esposero una vasta depressione morfologica sbarrata a valle dalle cerchie moreniche frontali (circa 10000 anni fa). Tale lago doveva estendersi verso Nord in due bracci che risalivano l'attuale valle del Tagliamento fino a Venzone e la Val del Lago fino a Somplago. La sua profondità media doveva aggirarsi sulla cinquantina di metri. Il colmamento di questa depressione avvenne in modo graduale ad opera soprattutto del Tagliamento che rappresentò il suo principale immissario. L'attuale Campo di Osoppo e Gemona è rappresentato da un piatto cono di deiezione con vertice nei pressi dell'abitato di Ospedaletto di Gemona del Friuli e relativa base in corrispondenza dell'Anfiteatro Morenico. L'antico lago non si è estinto completamente ma sopravvive nel sottosuolo proprio grazie alla porosità dei sedimenti particolarmente alta. Esso infatti costituisce una falda freatica di

pari dimensioni che rappresenta una delle maggiori risorse di acqua potabile di tutta la Regione Friuli Venezia Giulia.

Le alluvioni del fiume Tagliamento, selezionate dalla più grossolane a monte (ghiaie e sabbie) alle più fini a valle (sabbie, argille, limi), interessano tutta la parte di bacino corrispondente all'attuale Campo di Osoppo - Gemona, ad eccezione della sua fascia più orientale occupata dalla conoide del torrente Vegliato e da quelle del torrente Orvenco. Le alluvioni del Campo di Osoppo - Gemona sono in generale da permeabili a molto permeabili e poggiano su un substrato roccioso che a causa del sovrascorrimento periadriatico è anch'esso carbonatico nella parte settentrionale e flyschoidale in quella meridionale (Giorgetti e Stefanini, 1989). La superficie di separazione dei due complessi rocciosi corre grossomodo lungo il parallelo che passa per Gemona del Friuli.

A complemento di quanto sopra esposto in Figura 1.2 si riporta una mappa, nata dalla Convenzione di Ricerca tra la Provincia di Udine - Area Ambiente e il Dipartimento di Scienze Geologiche, Ambientali e Marine (Di.S.G.A.M.) dell'Università degli Studi di Trieste, in cui sono illustrate le caratteristiche litologiche dell'area oggetto di studio.

Nel Campo di Osoppo - Gemona è presente un'unica falda freatica che nella parte sud - orientale della pianura (Piana di Artegna e Buja) ed immediatamente a ridosso delle cerchie moreniche interne si trasforma in debolmente artesiane per una sottile copertura superficiale impermeabile di limi ed argille potente qualche metro. La falda freatica affiora poi verso meridione dando luogo ad una serie di risorgive dalle quali si originano numerosi corsi d'acqua quasi tutti confluenti nel fiume Ledra. Esse si snodano senza soluzione di continuità dai colli meridionali di Osoppo (Colle di San Rocco e Col Vergnal) fino a Sud di Gemona del Friuli (località Godo). A tal proposito si riporta in Figura 1.3 la carta delle isofreatiche - isopieze e della linea delle risorgive elaborata dal Dipartimento di Scienze Geologiche, Ambientali e Marine dell'Università degli Studi di Trieste realizzata sempre nell'ambito della Convenzione di Ricerca con la Provincia di Udine.

Le cause che provocano l'emersione delle acque freatiche sono oramai note (Stefanini e Catani, 1977; Bottino et al., 1980; Giorgetti e Stefanini, 1989) e tutte riconducibili a fattori che limitano o bloccano la loro circolazione sotterranea quali:

- Diminuzione progressiva da monte verso valle della permeabilità dell'acquifero;
- Forma concava del substrato roccioso che termina a valle con una soglia rocciosa, poco o per nulla permeabile (conglomerati e flysch), talora affiorante (Buja, Collerumiz, Borgo Zurini);

- Ostacolo costituito dalle radici sepolte dell'anfiteatro morenico, scarsamente permeabili, che poggiano probabilmente in modo continuo sul basamento roccioso flyschoido.

Tutti questi impedimenti fanno sì che le acque freatiche del Campo di Osoppo - Gemona rimangano confinate nell'area di pianura e trovino il loro sfogo naturale nella sola emersione in corrispondenza delle risorgive e nel drenaggio diretto dell'alveo del fiume Ledra. Si costituisce così un sistema di circolazione con chiusura a valle nel quale, come accennato, quasi tutte le risorgive confluiscono nel fiume Ledra, le cui portate dipendono praticamente da questa sola fonte in assenza di precipitazioni di una certa entità.

Relativamente gli afflussi, ovvero gli apporti che sono garantiti alla falda, gli studi effettuati al riguardo e basati sia sulla composizione delle acque sotterranee che sull'andamento delle isofreatiche (Stefanini e Catani, 1977; Mosetti F., 1983; Stefanini, 1987) e quelli basati sulle prospezione remote sensing e termografica (Bottino et al., 1980) dimostrano che le fonti di alimentazione sono molteplici e costituite principalmente da:

- Precipitazioni efficaci;
- Dispersioni laterali del fiume Tagliamento;
- Dispersioni dei corsi d'acqua orientali (torrente Vegliato e torrente Orvenco);
- Apporti profondi provenienti dai massicci carbonatici che circondano la pianura sul lato occidentale ed orientale.

In particolare le precipitazioni meteoriche efficaci che raggiungono la falda freatica non sono solo quelle che interessano direttamente la pianura ma anche quelle sui bacini montani dei corsi d'acqua che si disperdono poi completamente nelle loro conoidi collegate alla falda e le precipitazioni sulle pareti rocciose direttamente incombenti sulla pianura. E' il caso dei torrenti orientali Vegliato, Orvenco e di altri corsi d'acqua minori, che sono occupati dalle acque per l'intero percorso solo durante i periodi di precipitazioni sostenute, e della pareti rocciose fra Artegna e Magnano in Riviera.

Gli afflussi profondi dei massicci carbonatici costituiscono una grossa difficoltà ai fini della loro quantificazione in quanto estendono il bacino idrogeologico anche al di fuori del Campo di Osoppo - Gemona ed in maniera solo grossolanamente definibile. A tal proposito gli studi effettuati da Stefanini ipotizzano una potenziale superficie del bacino idrogeologico di circa 200 kmq (Figura 1.4) estendendosi in destra fino ai monti Cuar, Flagel, Mason, Gran Pala, Piombada e Piciat e, in sinistra, fino al corso del torrente Venzonassa ed ai massicci del Monte Faeit e Monte Ambruset.

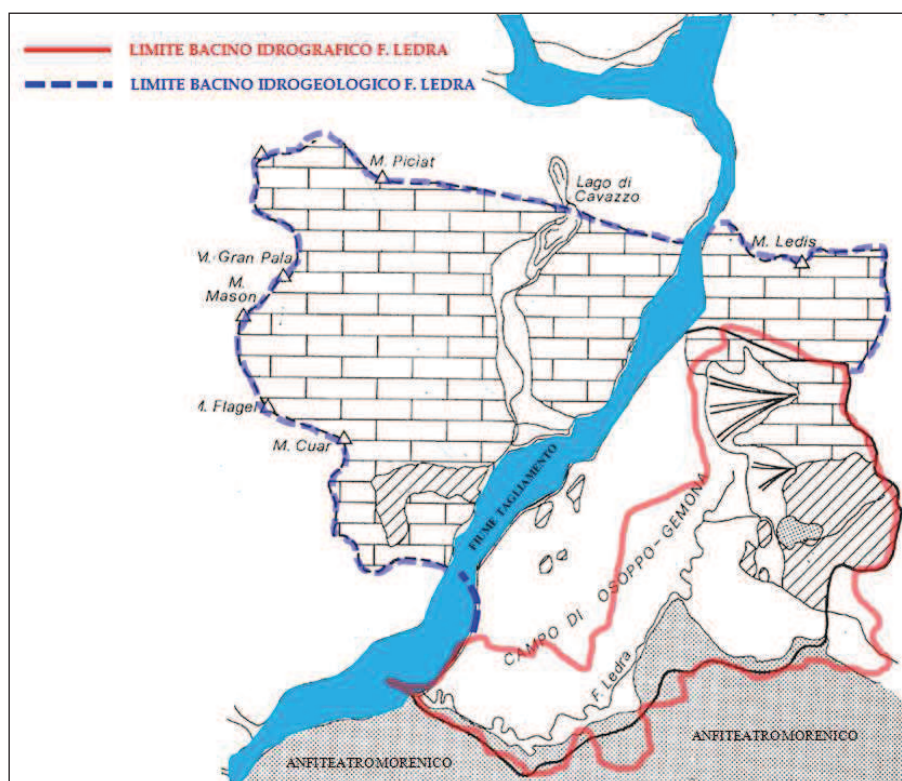


Figura 1.4: Limiti di estensione del bacino idrogeologico ed idrologico del fiume Ledra.

1.3 Il fiume Ledra e suoi affluenti

Il bacino idrografico del Ledra (Figura 1.5) prende il nome dall'omonimo fiume Ledra per il quale risulta opportuno riportare due importanti testimonianze storiche relative alla sua descrizione, come ad esempio l'opera scritta da Nicolò Barozzi, *Gemona e il suo distretto. Notizie storiche, statistiche e industriali - Udine 1859*, della quale si riporta un estratto:

“... il secondo fiume del distretto è il Ledra, che nasce nel luogo detto San Biagio a poca distanza da Gemona, al piede del monte Glemina, formato da diverse sorgenti; dopo raccolte le acque della Macilla e della roggia comunale egli si dirige pel piano detto Orba, attraversa la strada postale della Pontebba, raduna le acque di molti rivi e passando sotto i colli di Buja esce dal territorio del distretto appena ricevuto il Rio Gelato, a pochi metri dal ponte sopra di esso, sulla strada che conduce a San Daniele. Non recò mai danni di grave entità perché non è di rapido corso...”

oppure come riportato nello studio di Olinto Marinelli, *Guida delle Prealpi Giulie, Società Alpina Friulana - Udine 1912*:

“ Il Ledra consta dalla riunione di una assai considerevole massa di acqua la quale ha origine, da un lato in una serie di sorgenti che sgorgano alle falde dei conoidi – il maggiore è quello del Vegliato su un lembo del quale siede Gemona – fiancheggianti verso

oriente il campo di Osoppo, dall'altro in alcune grosse polle, di cui la maggiore è quella del così detto Rio Gelato, che nascono nel bel mezzo della pianura ora indicata. Evidentemente doppia è la provenienza delle acque che formano queste sorgenti e quindi il Ledra, da un lato i torrenti prealpini che si perdono nelle alluvioni dei conoidi sovraindicati, dall'altro le dispersioni stesse del Tagliamento. Solo in rari casi di forti piogge, il Rio Vegliato, l'Orvenco ed altri torrenti minori raggiungono con acque superficiali il piano, e in questo le acque meteoriche sono generalmente assorbite senza riunirsi in ruscelli superficiali; onde si può dire che il Ledra riceva il suo alimento quasi unicamente da sorgenti, quali costanti o quasi nella loro portata (Rio Gelato), quali variabili, ma sempre entro limiti ristretti ...”.

Il fiume Ledra (10.6 km) nasce a sud dell'abitato di Gemona del Friuli, in località Paludo, dagli apporti provenienti da una serie di sorgenti poste a valle del conoide alluvionale localizzato ai piedi del Monte Chiampon (1709 m l.m.m.). Proprio in prossimità di tale zona confluiscono nel fiume le portate provenienti dalla Roggia di Gemona, detta anche Roggia di Ospedaletto o Roggia dei Molini, la quale ha il duplice compito di convogliare sia le acque derivate dal fiume Tagliamento nei pressi di Ospedaletto (punto D, Figura 1.5), sia gli apporti di carattere prettamente torrentizio provenienti dal corso superiore del torrente Vegliato che rappresenta anche il primo fra gli affluenti del fiume Ledra.

A tal proposito si pone in evidenza come, secondo quanto riportato nella classificazione ufficiale adottata dagli Uffici Regionali del Servizio Idraulica, il torrente Vegliato finisce il suo corso in prossimità della località Paludo di Gemona del Friuli (dopo aver percorso una lunghezza complessiva di circa 9.94 km), ovvero nel punto in cui convenzionalmente si intende far iniziare il corso vero e proprio del fiume Ledra (punto B, Figura 1.5). Conseguentemente, adottando tale classificazione, emerge come per Roggia di Gemona si deve intendere la sola canalizzazione che convoglia le acque derivate dal fiume Tagliamento presso Ospedaletto (punto D, Figura 1.5) fino alla confluenza con il torrente Vegliato in prossimità di via Praviolai di Gemona del Friuli, per una lunghezza complessiva di circa 2.80 km. Se da un lato, la classificazione ufficiale regionale considera come torrente Vegliato anche il tratto di canalizzazione artificiale che scorre all'interno del centro cittadino di Gemona del Friuli (probabilmente in virtù del contributo in termini di portate che sono nettamente superiore in presenza di eventi meteorici di una certa intensità rispetto a quelle fornite dalla Roggia di Gemona), dall'altro si potrebbe affermare, in accordo con la nomenclatura tradizionale locale, come in realtà il corso del torrente Vegliato si potrebbe ragionevolmente far terminare in località Gois di Gemona del Friuli (nel punto in cui il suo alveo naturale viene convogliato all'interno di un canale artificiale in cemento, vedasi punto

C in Figura 1.5) e considerare pertanto come Roggia di Gemona il tratto di canalizzazione artificiale che scorre all'interno del comune di Gemona del Friuli iniziando da Ospedaletto (punto D) per terminare dopo circa 6.3 km in località Paludo di Gemona del Friuli (punto B).

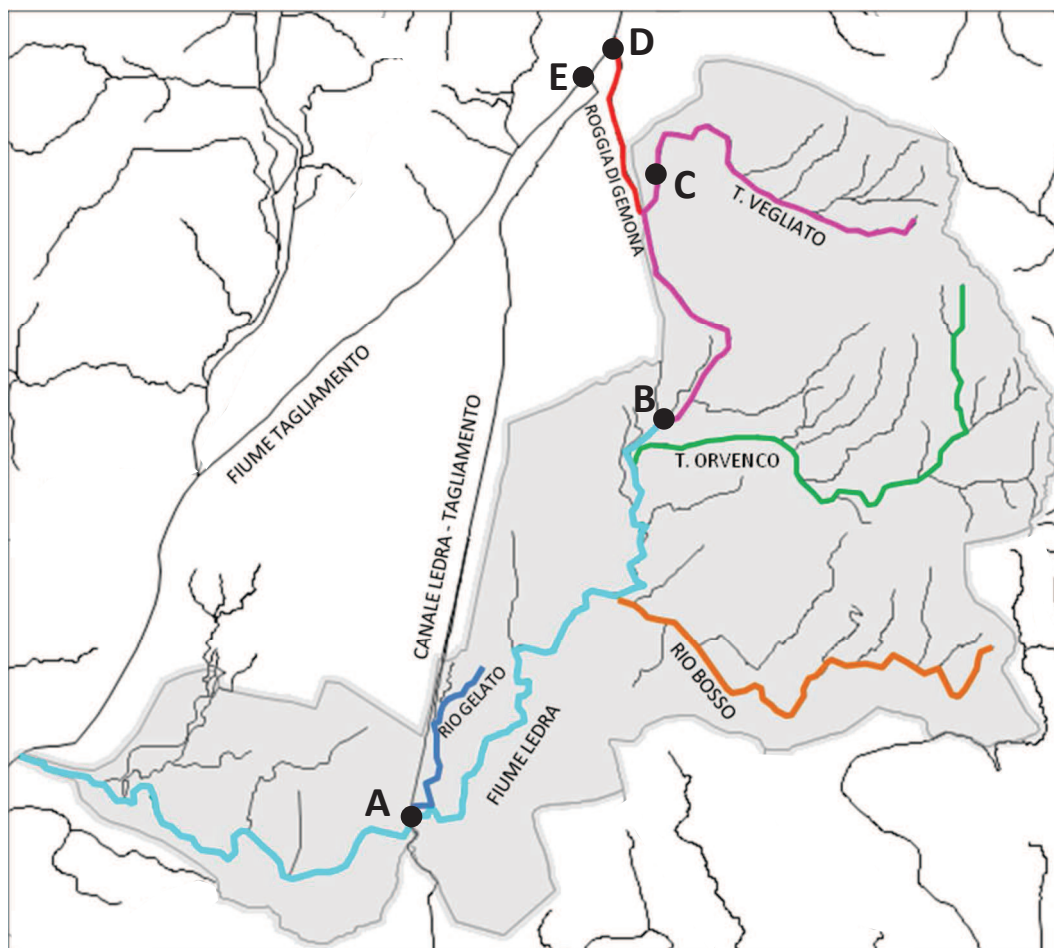


Figura 1.5: Delimitazione del bacino idrografico e principali affluenti del fiume Ledra.

Procedendo verso valle il fiume Ledra viene alimentato dagli apporti idrici garantiti da altri due suoi importanti affluenti: il torrente Orvenco (8.35 km) che nasce dalle pendici meridionali del Monte Cuarnan (1372 m l.m.m.) e caratterizzato da deflussi di tipologia prettamente torrentizia; il Rio Bosso (6.13 km) che nasce sulle pendici del Monte Faeit (734 m l.m.m.) e che raccolte le acque di tutti gli altri rii di monte e di piano si immette direttamente nel fiume Ledra presentando nel suo tratto terminale caratteristiche paragonabili a quelle dei canali dei compensori di bonifica. Il maggior contributo in termini di portata in assenza di precipitazioni significative risulta tuttavia essere garantito da alcune grosse polle, che traggono origine dalle dispersioni del fiume Tagliamento, la più importante delle quali è quella del così detto Rio Gelato (1.15 km) presso la località di San Floreano (Buja) del quale

si riporta una breve descrizione apparsa nell'opera di Giovanni Calligaro *La toponomastica del Comune di Buia, Udine 1925*:

“L’Orgelât (Rio Gelato n.d.r.) è un rio con acque abbondantissime, perenni e limpide assai; forma numerosi specchi d’acqua a sud di Campo di Sotto ove ha le prime sorgenti; si getta nel Ledra sopra Andreuzza aumentandogli di quasi un terzo le acque.”

Risulta pertanto evidente come la parte terminale del fiume Ledra sia alimentata quasi esclusivamente da numerose risorgive che rendono l'idrografia dei corsi d'acqua tributari particolarmente complessa ed incerta come sostenuto anche nei diversi studi pubblicati dall'Autorità di Bacino dei fiumi dell'Alto Adriatico.

Per quanto riguarda invece le caratteristiche proprie del bacino idrografico del fiume Ledra, esso si sviluppa con una estensione di circa 73 km² ed è caratterizzato al suo interno dalla presenza di tre importanti sottobacini idrografici, ognuno dei quali rappresentativo dei maggiori tributari del fiume Ledra precedentemente menzionati, ovvero il torrente Vegliato, il torrente Orvenco ed il Rio Bosso.

Il sottobacino del torrente Vegliato, compreso fra le dorsali del Monte Chiampon e del Monte Cuarnan, presenta una morfologia di tipo prettamente montano ma, nonostante la sua estensione, garantisce modesti apporti idrici superficiali al fiume Ledra soltanto in occasione di eventi pluviometrici particolarmente intensi. Le cause sono da ricercarsi nella struttura geologica di tale sottobacino, costituita da rilievi carbonatici molto fessurati, che assorbono in maniera pressoché completa le precipitazioni che interessano i versanti insistenti sulla conoide di Gemona del Friuli. Il ridotto ruscellamento nel sottobacino del torrente Vegliato è testimoniato infatti dall'assenza quasi perenne di acque nel suo alveo.

Peculiarità di tale sottobacino è rappresentata dal conoide del torrente Vegliato, sul quale sorge l'abitato di Gemona del Friuli, che rappresenta uno dei più completi ed interessanti esempi di conoide di deiezione presenti in Regione, estendendosi a ventaglio ai piedi dei monti Chiampon a Nord e Cuarnan a Sud. Le sue dimensioni sono eccezionali, sia a livello di estensione (ad un raggio di oltre 2 km corrisponde uno sviluppo frontale di 3.6 km) sia di sviluppo tridimensionale. Allo spessore dei sedimenti al di sopra della superficie topografica di circa 530 metri, vanno infatti aggiunti altri 30 m di depositi grossolani sepolti dalle alluvioni in riva sinistra del Tagliamento. Complessivamente il volume dei depositi del conoide è stato stimato in $2.5-3.0 \cdot 10^9$ mc.

Il sottobacino del torrente Orvenco, anch'esso di morfologia di tipo montano, è caratterizzato sia da formazioni di tipo flyschoidi sia di tipo carbonatico, e garantisce anch'esso apporti idrici superficiali al fiume Ledra soltanto in occasione di eventi pluviometrici di una certa rilevanza.

Il sottobacino del Rio Bosso, a differenza dei primi due, presenta una morfologia prevalentemente pianeggiante con la presenza di una considerevole rete di canali di bonifica a servizio delle aree a vocazione prettamente agricola fatta eccezione la zona confinante con il sottobacino del torrente Orvenco, caratterizzata da una morfologia di tipo marcatamente collinare.

Il sottobacino del Rio Bosso tuttavia merita qualche approfondimento in più essendo stato oggetto in passato di numerosi ed importanti interventi di ricalibratura idraulica che ne hanno modificato radicalmente la conformazione. In particolare la parte pianeggiante dell'attuale sottobacino del Rio Bosso risulta essere coincidente con quella del torrente Urana, un tempo sfociante direttamente nel fiume Ledra e deviato soltanto a partire dal 1486 nelle paludi di Bueris e quindi nel bacino idrografico del torrente Cormor. A testimonianza delle precarie condizioni idrauliche in cui versava il comprensorio di Magnano in Riviera dell'epoca, si riporta quanto testimoniato in un'opera di De Gasperi (1914) relativa alla descrizione del torrente Urana:

“... di là prosegue verso ponente e, dopo esser passato sotto il ponte della strada provinciale, entra nelle paludi di Magnano. Quivi il corso si fa sempre più incerto, e si può dire si perde in un ampio bacino acquitrinoso e torboso, raccogliendosi a tratti in certi canali semi artificiali tracciati con criteri abbastanza curiosi.”

L'alveo del Rio Bosso ad oggi risulta invece essere completamente canalizzato con argini in calcestruzzo fino alla zona artigianale di Magnano in Riviera, mentre il tratto successivo è stato ulteriormente ricalibrato nel corso degli ultimi decenni con aumento della sezione trasversale ed argini in terra. Inoltre, in seguito alla realizzazione dell'attuale tracciato della linea ferroviaria, è stato modificato anche l'andamento plano altimetrico di numerosi corsi d'acqua ad esso afferenti. Ad ogni modo l'attuale assetto del reticolo idrografico del Rio Bosso trae le sue origini dalla nascita del Consorzio Idraulico di III^a Categoria Rio Bosso, costituito nel 1862 per la bonifica idraulica di un piccolo comprensorio di tipo prevalentemente pianeggiante che si estendeva per circa 525 ettari dalla linea ferroviaria Pontebbana, nel tronco a monte della stazione di Artegna, fino alle propaggini delle colline moreniche costituenti la parte orientale della terza cerchia (tra Buja e l'abitato di Magnano in Riviera). Tale comprensorio risultava essere costituito da terreni molto fertili ma ridotto a palude a causa sia delle acque proprie provenienti dal sottosuolo nonché da quelle superficiali che scendendo verso valle erano causa di frequenti allagamenti. Conseguentemente a tale situazione i proprietari terrieri di allora, sebbene ancora sotto la dominazione Austro - Ungarica, decisero di riunirsi in Consorzio Idraulico ottenendo il

riconoscimento con Decreto 23/01/1862 n. 2139 da parte della competente congregazione Provinciale di Udine. Nel 1866 vennero ultimati i lavori del collettore Bosso a servizio del comprensorio per un'estensione di circa 250 ettari di palude, ma nonostante l'opera fosse stata completata con numerosi canali di scolo secondari, la sistemazione idraulica ebbe un grave insuccesso principalmente a causa di una sottostima dell'entità degli apporti delle acque di origine meteorica nel caso di eventi di una certa consistenza. Tale situazione perdurò per oltre una ottantina d'anni fino ad arrivare a ridosso del secondo conflitto mondiale quando le mutate condizioni socio - economiche imposero una razionalizzazione dell'uso del territorio. Così in data 17/12/1938 il Consorzio inoltrò formale domanda, corredata dalla relazione tecnica a firma dell'ing. Renato Raffaelli, per ottenere l'ampliamento della classifica idraulica di III^a categoria a tutte le opere da eseguire nel più vasto territorio da redimere all'acquitrino ed al disordine idraulico. Il relativo Decreto Reale fu emesso in data 18/02/1943 sulla base del quale si costituì il nuovo Consorzio, ora esteso sull'intero comprensorio. Primo atto della nuova amministrazione fu quello di affidare all'ing. Raffaelli, secondo gli accordi intercorsi con l'Ufficio del Genio Civile, il progetto per l'esecuzione urgente di tutte le opere interessanti il Consorzio e che sarebbero poi state realizzate dallo Stato. Soltanto nel dopoguerra il Consorzio ebbe la facoltà di realizzare un complesso di lavori che lo collocarono in una posizione avanzata verso il raggiungimento dell'obiettivo finale che fu sostanzialmente quello della più razionale sistemazione idraulica del percorso del Rio Bosso con funzione di canale collettore dell'intero comprensorio tramite la sua rettifica ed ampliamento.

L'analisi approfondita per ognuno dei singoli sottobacini caratterizzanti il bacino idrografico del fiume Ledra sarà riportata nel capitolo successivo.

1.4 Il nodo idraulico di Andreuzza

Le portate del fiume Ledra osservabili alla foce non sono quelle naturali bensì delle portate modificate a causa della presenza del nodo idraulico di Andreuzza (Figura 1.6). Tale nodo idraulico è formato dall'intersezione del corso naturale del fiume Ledra con il canale artificiale d'irrigazione Ledra - Tagliamento, realizzato per sopperire ai fabbisogni irrigui dell'Alta Pianura Friulana Centrale.

In tale nodo idraulico confluiscono sia le portate del tratto superiore del Canale Ledra - Tagliamento (Canale Sussidiario), derivate dal fiume Tagliamento nei pressi di Ospedaletto (punto E - Figura 1.5), frazione di Gemona del Friuli, sia le portate naturali del fiume Ledra e dei suoi affluenti. Le portate globali sono poi ripartite nel tratto di canale a valle del nodo

idraulico (Canale Principale) e nella prosecuzione del corso naturale del fiume Ledra (per mezzo di due canali artificiali di scarico).

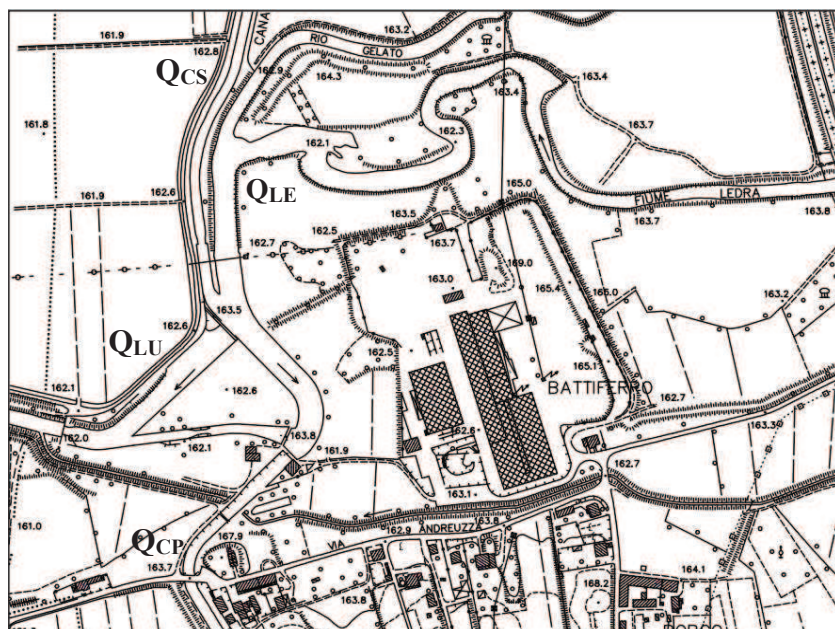


Figura 1.6: Nodo idraulico di Andreuzza.

Le concessioni per le derivazioni sono stabilite in circa 21.5 mc/s alla presa del Canale Sussidiario ad Ospedaletto ed a circa 4.5 mc/s per il fiume Ledra in entrata al nodo di Andreuzza. Nel canale principale in uscita dal nodo vengono immessi mediamente circa 25 mc/s, mentre le portate temporaneamente in esubero sono convogliate nell'alveo del fiume Ledra. Risulta pertanto evidente come le portate fluenti nel tratto di fiume Ledra compreso tra il nodo idraulico di Andreuzza e la confluenza nel fiume Tagliamento sono regolate dagli scarichi al nodo di Andreuzza e sono quindi delle portate modificate. A partire dal mese di marzo dell'anno 1989, grazie all'installazione di idonei misuratori di portata da parte del Consorzio di Bonifica Ledra - Tagliamento (CBLT), è stato possibile risalire alle portate reali generate dal bacino idrografico del fiume Ledra confluenti al nodo di Andreuzza (che saranno indicate con Q_{LE}) in base alla conoscenza, con frequenza di acquisizione in tempo reale, dei seguenti dati:

- Portate prelevate ad Ospedaletto e direttamente immesse nel Canale Sussidiario (Q_{CS});
- Portate transitanti nel Canale Principale a valle del nodo idraulico di Andreuzza (Q_{CP});
- Portate immesse nel tratto terminale del fiume Ledra per mezzo degli organi di scarico (Q_{LU});

Per l'equazione di continuità al nodo (1.1) dovrà essere soddisfatta l'equazione $Q_{LE} + Q_{CS} = Q_{CP} + Q_{LU}$ e pertanto le portate del fiume Ledra effettivamente transitanti al nodo di Andreuzza risultano essere uguali a:

$$Q_{LE} = Q_{CP} + Q_{LU} - Q_{CS} \quad (1.1)$$

E' bene sottolineare come la relazione (1.1) sia valida esclusivamente durante i mesi in cui sono sospese le attività di irrigazione delle colture agricole, ovvero nei periodi in cui le acque derivate ad Ospedaletto ed immesse direttamente lungo il Canale Sussidiario non vengono prelevate lungo il suo tracciato ma bensì giungono totalmente al nodo di Andreuzza.

Capitolo 2

Analisi geomorfologica del bacino idrografico del fiume Ledra

L'analisi di un corso d'acqua e del relativo bacino idrografico si articola in vario modo e a diversi livelli di conoscenza, in dipendenza anche degli obiettivi che lo studio stesso si propone. In linea generale le caratteristiche di un bacino idrografico si possono dividere sostanzialmente in tre gruppi: caratteristiche morfometriche, caratteristiche delle rocce e caratteristiche della vegetazione (Gregory e Walling, 1973).

Le caratteristiche morfometriche influiscono direttamente sullo scorrimento superficiale dei deflussi, sulla produzione e sul trasporto e il deposito dei sedimenti. Queste caratteristiche sono abbastanza semplici da definirsi da un punto di vista quantitativo per mezzo di opportuni parametri che si possono suddividere in diversi gruppi a seconda che esprimano le dimensioni planimetriche, la forma, il rilievo, le pendenze del bacino oppure l'organizzazione gerarchica della rete idrografica.

Nel seguente capitolo si è focalizzata l'attenzione prevalentemente sull'aspetto geomorfico, ovvero si è cercato di descrivere in maniera quantitativa la morfologia del bacino idrografico del fiume Ledra ed in particolare quella relativa ai sottobacini idrografici dei suoi principali affluenti ovvero torrente Vegliato, torrente Orvenco e Rio Bosso. La motivazione è da ricercarsi nel fatto che la parte pianeggiante del bacino del fiume Ledra presenta, se si escludono gli affluenti principali precedentemente menzionati, un reticolo idrografico particolarmente incerto costituito anche da piccoli rii di risorgiva la cui identificazione del bacino idrografico di pertinenza diventa estremamente complessa.

2.1 Indagini di tipo preliminare

Per un'analisi di tipo preliminare delle grandezze caratteristiche del bacino idrografico e del suo reticolo idrografico si è utilizzato un supporto GIS (Geographic Information System), ossia sistema informativo geografico. I GIS sono sistemi in cui determinate informazioni (testo o numeri) sono associate a rappresentazioni grafiche di entità fisiche collocate in uno spazio dotato di coordinate geografiche.

Gli attuali software GIS sono programmi che integrano le funzionalità di un CAD (Computer Aided Design) e quelle di un DBMS (Database Management System). Tramite funzioni CAD è possibile collocare cartografie di tipo raster (immagini costituite da singoli punti, detti pixel, che sono ottenute tramite processi di scansione, fotografia digitale ecc.) e disegnare elementi vettoriali (punti, linee, definiti da espressioni matematiche in cui possiedono un valore di lunghezza e direzione e che vengono memorizzati come coordinate x,y,z) in uno spazio dotato di coordinate; a questi elementi grafici è possibile poi collegare informazioni utili in formato tabellare. I software GIS hanno la possibilità sia di contenere le informazioni in tabelle interne, sia di collegarsi a database esterni al programma. Una volta inserite le informazioni nelle tabelle e collegato i dati alle rappresentazioni grafiche posso operare delle interrogazioni al fine di trovare la posizione di determinati oggetti o categorie di oggetti, operare analisi di tipo spaziale.

Per l'area oggetto di studio si sono utilizzati i dati in formato .shp (disponibili sulla piattaforma WEBGIS - Risorse Idriche - consultabile attraverso il sito web della Regione Autonoma Friuli Venezia Giulia) che opportunamente importati in un software GIS hanno fornito delle prime informazioni utili per la delimitazione spaziale dei confini del bacino idrografico e dei relativi sottobacini, per la definizione del reticolo idrografico (indispensabile per una gerarchizzazione dei vari bacini idrografici e dei vari tronchi dei corsi d'acqua) nonché per la determinazione di grandezze come area e perimetro per quanto riguarda i bacini e lunghezze relativamente ai corsi d'acqua.

2.2 Suddivisione e gerarchizzazione del bacino idrografico del fiume Ledra

Per la suddivisione e la gerarchizzazione del bacino del fiume Ledra è stato sufficiente importare in un visualizzatore GIS i file in formato .shp relativi ai bacini idrografici della Regione Autonoma Friuli Venezia Giulia. Il criterio seguito per l'individuazione di un bacino idrografico relativo ad un determinato corso d'acqua è molto semplice; infatti un bacino idrografico viene individuato generalmente sulla base della linea spartiacque superficiale, ovvero quella linea immaginaria che congiunge solitamente i picchi dei rilievi montuosi, che determina quindi se un contributo meteorico andrà ad interessare un versante piuttosto che quello opposto. Questo principio vale essenzialmente per ambienti in cui si presenta un'orografia marcata del territorio, come ad esempio nel caso dei sottobacini del torrente Vegliato, del torrente Orvenco ed in parte anche del Rio Bosso, ma non può essere impiegato in ambiti prevalentemente pianeggianti, oppure tipici dei comprensori di bonifica, come ad esempio la porzione di bacino del fiume Ledra che insiste sulla Piana di Osoppo - Gemona, dove la linea spartiacque che separa un bacino idrografico da quello adiacente deve

essere al contrario determinata analizzando accuratamente il territorio ed individuando localmente quei confini di tipo artificiale (come ad esempio strade, ferrovie, infrastrutture in genere, ecc.) oppure canalizzazioni che stabiliscono i limiti spaziali di ogni singolo bacino.

Una volta individuati fisicamente i bacini è necessario classificarli, gerarchizzarli in base al loro ordine di importanza, ovvero in base alla loro area di pertinenza (che è generalmente proporzionale al numero di corsi d'acqua in esso contenuti). Al contrario del canonico ordinamento utilizzato per i corsi d'acqua proposto da Horton - Strahler (cfr. paragrafo 2.7.1) per i bacini idrografici minori si attribuisce l'ordinamento più alto mentre per quelli progressivamente maggiori si associa un valore minore fino ad arrivare all'ordine di valore uno che rappresenta il bacino idrografico principale. Nello specifico essendo il bacino idrografico del Tagliamento il bacino principale, quindi di primo ordine, il bacino del fiume Ledra risulta essere, insieme ad altri 23 bacini, un bacino idrografico del secondo ordine. In altre parole la maggior parte (che coincide anche con quella più importante) di tutti gli affluenti che si congiungono direttamente al corso principale del fiume Tagliamento sono i rappresentanti degli omonimi bacini idrografici di secondo ordine.

Appurato che il bacino del fiume Ledra risulta essere del secondo ordine al suo interno è possibile effettuare ulteriori suddivisioni ovvero individuando i sottobacini del terzo ordine che risultano essere quelli individuati rispettivamente dal torrente Vegliato, dal torrente Orvenco e dal Rio Bosso.

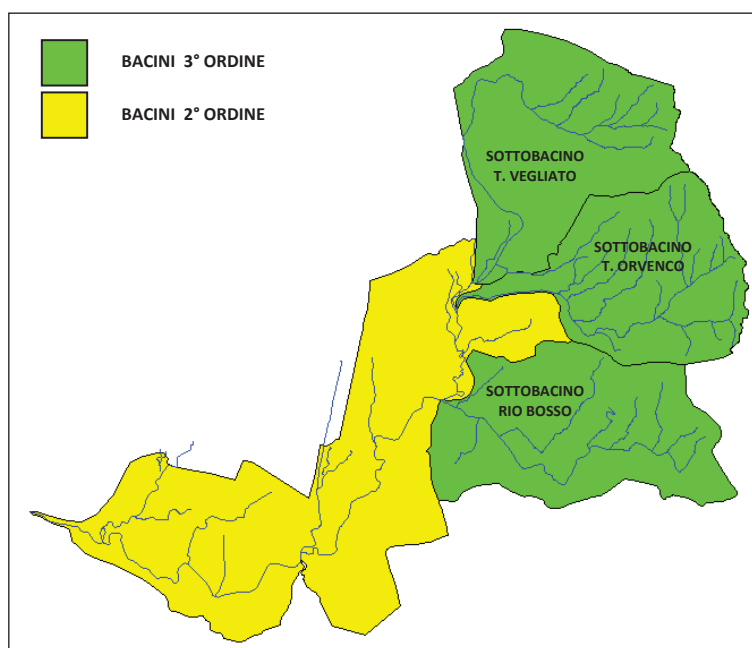


Figura 2.1: Gerarchizzazione del bacino idrografico del fiume Ledra.

La delimitazione del bacino idrografico e la suddivisione in sottobacini illustrata in Figura 2.1 è quella proposta dai tematismi cartografici relativi alla perimetrazione dei bacini idrografici regionali, anche se alla luce della creazione e della successiva analisi del modello digitale del terreno appositamente realizzato per l'intero bacino idrografico sono emerse alcune differenze nella definizione dei limiti spaziali del sottobacino del torrente Vegliato e del torrente Orvenco (cfr. paragrafo 2.5).

Ad ogni modo è bene evidenziare come l'ordinamento dei bacini adottato, sebbene sia corretto formalmente, non rispecchia però in maniera reale l'importanza ed il contributo in termini di portata di un sottobacino rispetto all'altro. Infatti stando alla classificazione utilizzata risulta che il sottobacino del torrente Orvenco sia del medesimo ordine del bacino del torrente Vegliato e del sottobacino del Rio Bosso. Ciò può risultare corretto tuttavia solo per una classificazione in linea con i criteri di ordinamento utilizzati; infatti il contributo che il sottobacino del torrente Orvenco fornisce al fiume Ledra rispetto al contributo del sottobacino del torrente Vegliato e del sottobacino del Rio Bosso non sono confrontabili sia in termini di portate di piena sia di magra a causa delle marcate differenze morfologiche e geologiche esistenti tra i sottobacini oggetto d'indagine.

2.3 La creazione di un DTM (Digital Terrain Model)

Dalla semplice interrogazione di un file di tipo .shp attraverso l'impiego di uno strumento GIS è possibile quindi ottenere in modo immediato le informazioni e le grandezze base proprie del bacino in esame, ma per quanto riguarda invece sia le informazioni relative ad esempio al calcolo delle quote altimetriche massime, minime e medie, sia la determinazione di particolari indici morfometrici è stato necessario fare ricorso alla creazione e all'analisi di un DEM, ovvero di un modello digitale di elevazione (Digital Elevation Model) che può essere definito come la rappresentazione della distribuzione delle quote di una certa superficie in formato digitale.

Parlando di DEM occorre tuttavia specificare quale sia la superficie che si desidera rappresentare, come ad esempio un DEM della superficie della vegetazione oppure un DEM della superficie del suolo terrestre. Nella gran parte delle applicazioni in campo idrologico la superficie che interessa modellare è rappresentata dalla superficie del suolo terrestre ed in tale circostanza risulta corretto parlare di DTM ovvero di un modello digitale del terreno (Digital Terrain Model). Appare evidente pertanto come un DTM sia un tipo particolare di DEM.

In ambienti di tipo GIS, un DTM può essere modellato e visualizzato impiegando una struttura composta da griglie a maglie quadrate (GRID) oppure da rete a maglie triangolari irregolari (TIN). La differenza sostanziale tra le due tipologie di modellazione risiede nel fatto che una modellazione con elementi TIN permette di descrivere l'andamento piano - altimetrico con un numero inferiore di punti rispetto ai modelli con elementi di tipo GRID.

Impiegando elementi di tipo TIN, la densità dei punti può essere funzione del grado di complessità della superficie che si vuole modellare ovvero utilizzando più punti per terreni molto accidentati e complessi, meno punti per terreni di tipo pianeggiante con modeste pendenze. Al contrario un formato di tipo GRID, a causa della sua struttura di tipo matriciale, non è adattabile in funzione di eventuali complessità locali della superficie da rappresentare con lo svantaggio di semplificare eccessivamente ad esempio le superfici di tipo montuoso e rappresentare con un numero sovrabbondante di punti ad esempio le superfici pianeggianti. Ad ogni modo nelle applicazioni pratiche il formato di tipo GRID è largamente più utilizzato rispetto il formato TIN a causa della sua struttura più semplice. In virtù sia di tale motivazione che dalle esigenze imposte dal codice di calcolo che sarà utilizzato per effettuare le analisi di tipo morfologico (cfr. paragrafo 2.6 e successivi), è stato realizzato un DTM dell'area oggetto di studio optando per una struttura composta da griglie a maglia quadrata (GRID).

In particolare attraverso l'impiego del software Surfer 8.0, la superficie del bacino del fiume Ledra e delle aree confinanti è stata modellata (discretizzata) con una griglia a maglie quadrate dalle dimensioni di 10 m x 10 m ciascuna delle quali possiede il valore della quota associata alla superficie che si intende rappresentare. Il valore di quota appartiene al centroide della cella, ma è comunque da attribuirsi a tutta l'area della stessa ed i cambiamenti avvengono al passaggio alla cella confinante. Con la discretizzazione spaziale adottata si è ottenuta una griglia composta da 1390 righe e 990 colonne per un totale di 1.376.100 elementi che ha rappresentato un buon compromesso tra adeguata precisione nella rappresentazione delle caratteristiche altimetriche della superficie ed accettabili tempi computazionali in fase di elaborazione dei dati.

Propedeutica alla realizzazione del DTM è risultata essere la fase di acquisizione dei valori altimetrici relativi all'area oggetto di studio. In particolare si è fatto uso dei dati ottenuti da rilievi di tipo laser scanner forniti dalla Protezione Civile della Regione Autonoma Friuli Venezia Giulia. Il laser scanner aereo è un sistema di misura 3D che permette il rilievo rapido e preciso del territorio. Il sistema è costituito da un telemetro laser o LRF (Laser Range Finder) che permette la misura della distanza fra l'apparecchio e il suolo, mentre un

sistema GPS e piattaforma inerziale (IMU - Inertial Measuring Unit) permette l'orientazione e la posizione assoluta del LRF durante la misura.



Figura 2.2: Visualizzazione del DTM ottenuto per mezzo del software Surfer 8.0.

Di tale sistema il GPS è utilizzato per il posizionamento assoluto e l'IMU per determinare in modalità continua l'orientazione del telemetro laser. Gli impulsi laser generati vengono riflessi tramite uno specchio oscillante verso il terreno in senso ortogonale alla direzione del velivolo, e conoscendo il tempo intercorso tra l'emissione ed il ritorno è possibile risalire alla distanza del punto colpito dal velivolo. Risultato dei rilievi di tipo laser scan sono dei file di testo in formato .xyz riportanti per ogni riga il dato di longitudine, latitudine e quota geodetica del punto effettivamente rilevato. Considerando che tale tecnologia consente di rilevare anche più punti per metro quadrato risulta evidente quale sia la mole di dati ottenibile per aree molto estese (decine di milioni di dati) e quindi la necessità di avvalersi di un modello DTM per una rappresentazione schematica e più gestibile del territorio.

In Figura 2.3 si riporta un'immagine tridimensionale del modello DTM, relativo all'area sulla quale giace il bacino idrografico del fiume Ledra, in grado di mettere in evidenza sia la piana alluvionale del Campo di Osoppo - Gemona sia il massiccio montuoso delle Prealpi Giulie formato dal Monte Chiampon e dal Monte Cuarnan.

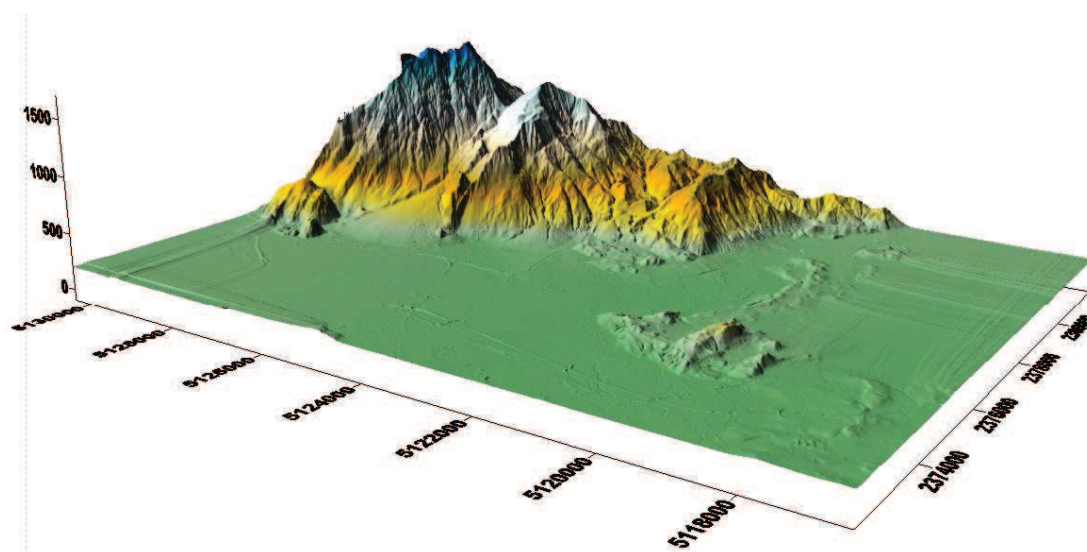


Figura 2.3: Elaborazione tridimensionale ottenuta con Surfer 8.0 della superficie relativa alla piana di Gemona - Osoppo e del bacino idrografico del fiume Ledra.

2.4 Il codice di calcolo TAS (Terrain Analysis System)

Come già precedentemente esposto, il carattere di un bacino idrografico può essere descritto attraverso l'utilizzo di parametri morfometrici. Lo studio morfometrico negli ultimi decenni ha ricevuto un notevole impulso dalla riconosciuta possibilità di mettere in relazione i suddetti parametri con i processi idrologici a scala di bacino. I modelli idrologici si fondano sulla possibilità di ricostruire la risposta idrologica di bacino sulla base di alcuni indici morfologici, ovvero funzioni che forniscono indicazioni riguardo la forma della superficie del bacino e delle sue caratteristiche in genere. In particolare le caratteristiche geomorfiche possono essere distinte in planimetriche ed orografiche. Le prime esprimono le dimensioni geometriche orizzontali (superficie e perimetro), la forma, l'organizzazione e lo sviluppo del reticolo fluviale, mentre le seconde, che risultano essere anche le più complesse da ricavare, esprimono il rilievo (ad esempio altezza media, curve ipsometriche) e le pendenze sia dei versanti che delle aste fluviali.

Al fine di poter effettuare analisi di questo tipo è stato utilizzato un codice di calcolo freeware che utilizza come dati di ingresso il modello digitale del terreno (DTM) precedentemente realizzato. In particolare è stato impiegato il codice di calcolo TAS (Terrain Analysis System) sviluppato dal Prof. John B. Lindsay dell'Università di Guelph - Ontario (Canada). Le potenzialità offerte dal codice di calcolo sono molteplici spaziando dall'individuazione automatica delle linee di impluvio e di displuvio, in modo tale da poter determinare automaticamente sia il reticolo fluviale (e la relativa gerarchizzazione) sia i confini spaziali del bacino idrografico con la possibilità di calcolare automaticamente i relativi parametri morfometrici.

Non è intenzione del presente lavoro di tesi di dottorato entrare nei dettagli del codice di calcolo TAS per i quali si rimanda alla consultazione delle specifiche pubblicazioni scientifiche come ad esempio: *The Terrain Analysis System: a tool for hydro - geomorphic applications*, Hydrological Processes 19, 1123 - 1130 (2005) - Wiley InterScience.

2.5 Dati areali del bacino idrografico del fiume Ledra e dei relativi sottobacini

L'area del bacino idrografico è la superficie, espressa in chilometri quadrati, della proiezione orizzontale del bacino delimitato dallo spartiacque topografico. In accordo con i dati territoriali ufficiali forniti dalla Regione Friuli Venezia Giulia l'intero bacino idrografico del fiume Ledra ha una estensione totale di circa 73.7 kmq, mentre l'estensione relativa ai sottobacini individuati dai suoi tre principali affluenti è riportata in Tabella 2.1.

Tabella 2.1: Superfici parziali e totali del bacino idrografico del fiume Ledra.

BACINO IDROGRAFICO	AREA [kmq]
Torrente Vegliato	15.3
Torrente Orvenco	12.8
Rio Bosso	15.3
F. Ledra (sez. chiusura Andreuzza al netto del T. Vegliato, T. Orvenco, Rio Bosso)	18.4
Fiume Ledra (sez. chiusura Andreuzza)	61.8
Fiume Ledra (sez. chiusura alla foce)	73.7

Come si evince dalla Tabella 2.1 è stata calcolata anche la superficie del bacino del fiume Ledra avente come sezione di chiusura quella coincidente con il nodo idraulico di Andreuzza per il duplice motivo che tale punto è di fondamentale importanza sia ai fini di modellazione numerica dei deflussi, a causa della presenza di misuratori di portata, sia perché da questa sezione in poi procedendo verso valle i deflussi del fiume Ledra non sono più quelli naturali (cfr. paragrafo 1.4). Inoltre è stata identificata anche la porzione di bacino del fiume Ledra (ubicata nella parte pianeggiante del bacino a monte del nodo di Andreuzza), considerata al netto dei tre principali sottobacini, in cui il reticolo idrografico risulta essere particolarmente incerto e ricco di piccoli rii di risorgiva che forniscono, seppur in maniera modesta, apporti perenni.

Grazie alla realizzazione del modello digitale del terreno (DTM) del bacino idrografico del fiume Ledra ed alle potenzialità offerte dal software TAS si è stata definita ex-novo, a titolo di confronto e verifica, la perimetrazione di ciascun sottobacino idrografico al fine di evidenziare eventuali differenze rispetto a quanto riportato dai tematismi cartografici forniti dalla Regione Friuli Venezia Giulia relativi alla perimetrazione del bacino idrografico del fiume Ledra.

Le differenze più importanti sono state riscontrate proprio in corrispondenza del confine tra il sottobacino del torrente Vegliato e del torrente Orvenco, in particolare:

- Annessione, secondo quanto riportato nella cartografia regionale, del “micro bacino” del Rio Petri al sottobacino del torrente Orvenco anziché a quello del torrente Vegliato, essendo infatti il Rio Petri un affluente di sinistra della tratta terminale del torrente Vegliato (oppure della Roggia dei Molini a seconda di dove si intende far terminare il corso del torrente Vegliato);
- Mancata annessione, secondo quanto elaborato dal software TAS, del “micro bacino” del Rio Zochet e del torrente Pramalina al sottobacino del torrente Orvenco.

In Figura 2.4 è evidenziata sia la perimetrazione del sottobacino del torrente Orvenco adottata dalla cartografia regionale (in rosso) sia quella ottenuta per mezzo dell’elaborazione eseguita con il software TAS. Appare evidente come la perimetrazione del sottobacino del torrente Orvenco vari in funzione della metodologia applicata per la sua identificazione. Una più fedele rappresentazione della linea spartiacque tra il sottobacino del torrente Vegliato e del torrente Orvenco potrebbe tuttavia essere quella evidenziata con la linea tratteggiata di color giallo (Figura 2.4), ovvero in sostanziale accordo anche con la perimetrazione calcolata dal codice di calcolo WMS (cfr. Figura 3.8).

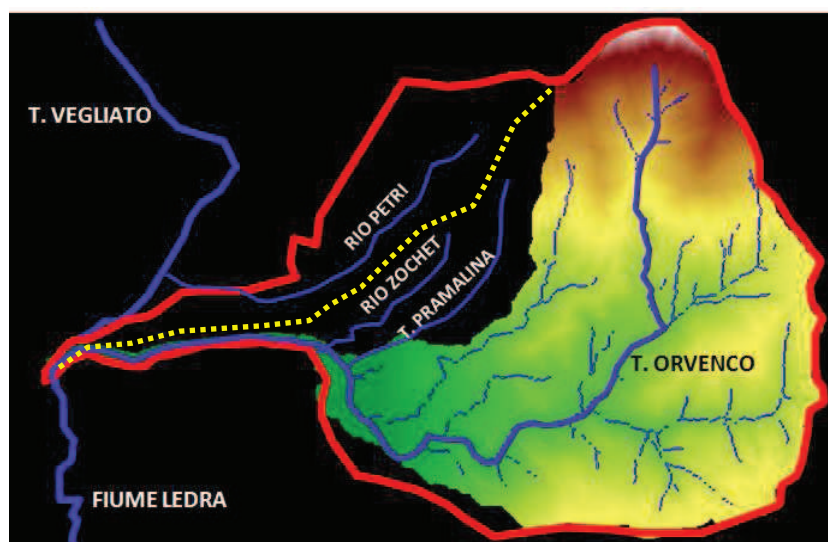


Figura 2.4: Esempio di differenti perimetrazioni dei limiti del bacino idrografico del torrente Orvenco in funzione della metodologia adottata.

Alla luce dell’analisi effettuata si riportano in Tabella 2.2 le differenze relative all’estensione areale di ciascun sottobacino in funzione della metodologia adottata per la perimetrazione, ovvero utilizzando i dati forniti dalla cartografia tematica regionale (RFVG - 1), i dati forniti dall’elaborazione eseguita con il software TAS (TAS) ed infine i dati ottenuti dalla

perimetrazione fornita dalla cartografia tematica regionale alla luce di opportune modifiche in funzione dell'analisi orografica e del reticolo idrografico dei sottobacini (RFVG - 2).

Tabella 2.2: Valori areali [kmq] relativi al bacino idrografico T. Orvenco in funzione delle differenti metodologie applicate per la determinazione della linea spartiacque.

BACINO IDROGRAFICO	RFVG - 1	TAS	RFVG - 2
T. Vegliato	15.3	19.1	17.2
T. Orvenco	12.8	9.0	10.9

2.6 Parametri morfometrici

Per caratterizzare la forma dei bacini idrografici sono stati proposti diversi parametri, detti fattori di forma o coefficienti di forma. Tutti questi parametri sostanzialmente misurano, in un modo o nell'altro, il grado di allungamento del bacino.

Per una rapida determinazione di tali parametri è stato utilizzato il software TAS:

- Fattore di forma R_f (Horton, 1932) è il rapporto tra l'area A del bacino e il quadrato della lunghezza L dell'asta fluviale principale:

$$R_f = \frac{A}{L^2} \quad (2.1)$$

- Forma del bacino R_b (Selby, 1985) è il rapporto tra il quadrato della lunghezza L dell'asta fluviale principale e l'area A del bacino:

$$R_b = \frac{L^2}{A} \quad (2.2)$$

- Rapporto di allungamento R_a (Schumm, 1956) è il rapporto tra il diametro del cerchio di uguale area A del bacino e la lunghezza L dell'asta fluviale principale (legato funzionalmente al fattore di forma):

$$R_a = \frac{2\sqrt{A}}{L\sqrt{\pi}} \quad (2.3)$$

E' interessante sottolineare che nei bacini che presentano i più bassi valori di R_a sono da prevedere i più bassi tempi di corrivazione nei loro collettori.

- Rapporto di circolarità R_c (Miller, 1953) è il rapporto tra l'area A del bacino e l'area del cerchio avente lo stesso perimetro P del bacino:

$$R_c = \frac{4\pi A}{P^2} = \frac{12.6A}{P^2} \quad (2.4)$$

Questo fattore esprime la forma del bacino, ovvero bacini più tettonicizzati tendono ad essere più allungati e quindi hanno valori di R_c più bassi.

- Coefficiente di uniformità (fattore di compattezza) R_u è il rapporto tra il perimetro P del bacino e la circonferenza del cerchio di uguale area A (Gregory e Walling, 1973):

$$R_u = \frac{P}{2\sqrt{\pi A}} = 0.28 \frac{P}{\sqrt{A}} \quad (2.5)$$

Valori prossimi all'unità individuano bacini di forma raccolta o rotondeggiante mentre valori elevati corrispondono bacini di forma allungata.

- Rapporto lunghezza - area (Length - Area) R_{la} (Strahler, 1958):

$$R_{la} = 1.4A^{0.6} \quad (2.6)$$

I risultati ottenuti sono stati riassunti in Tabella 2.3:

Tabella 2.3: Fattori di forma relativi al bacino idrografico del fiume Ledra e relativi sottobacini.

FATTORE DI FORMA	SOTTOBACINO			BACINO
	T. VEGLIATO	T. ORVENCO	RIO BOSSO	F. LEDRA (*)
R_f	0.58	0.25	0.33	0.45
R_b	1.72	3.98	2.96	2.24
R_a	0.86	0.56	0.65	0.75
R_c	0.44	0.20	0.188	0.28
R_u	1.50	2.21	2.29	1.87
R_{la}	32735.1	20776.6	25571.9	71061.1

(*) = sezione di chiusura del bacino presso il nodo idraulico di Andreuzza.

Altri tre importanti parametri morfometrici sono rappresentati da altrettanti tre fattori di rilievo che però a differenza dei precedenti parametri non prendono in considerazione la forma del bacino idrografico, ma bensì le caratteristiche altimetriche:

- Rilievo massimo (Maximum relief, H):

$$H = h_{max} - h_{min} \quad (2.7)$$

ovvero la differenza in metri fra la quota massima e minima del bacino idrografico;

- Rapporto di rilievo (Relief ratio, R_{ra}):

$$R_{ra} = \Delta h_m / L \quad (2.8)$$

dove Δh_m rappresenta il valore medio della differenza fra le quote dei punti dello spartiacque e la quota della sezione di chiusura, mentre L rappresenta la lunghezza della linea di deflusso più lunga (Ritter et al., 1995);

- Rilievo relativo (Relative relief, R_{re}):

$$R_{re} = \Delta h_m / P \quad (2.9)$$

dove P rappresenta il perimetro del bacino idrografico (Ritter et al., 1995).

Tabella 2.4: Fattori di rilievo relativi al bacino idrografico del fiume Ledra e sottobacini.

FATTORI DI RILIEVO	SOTTOBACINO			BACINO
	T. VEGLIATO	T. ORVENCIO	RIO BOSSO	F. LEDRA (*)
<i>Max. relief (H)</i>	1524	1189	557	1545
<i>Relief ratio (R_{ra})</i>	0.127	0.124	0.062	0.067
<i>R. relief (R_{re})</i>	0.065	0.050	0.019	0.028

(*) = sezione di chiusura del bacino presso il nodo idraulico di Andreuzza.

Si è ritenuto opportuno anche riportare le quote minime, massime e medie di ciascuno dei tre principali sottobacini calcolate per mezzo del software TAS (Tabella 2.5).

In accordo con quanto esposto nel paragrafo 1.3, relativamente alla deviazione del corso originale del torrente Urana effettuata nel 1486, risulta evidente come i confini del sottobacino del Rio Bosso abbiano subito una radicale modifica rispetto la configurazione originale. In assenza di tale intervento l'estensione areale del sottobacino del Rio Bosso sarebbe stata maggiore rispetto quella attuale in seguito all'annessione della porzione di sottobacino afferente al tratto iniziale del torrente Urana (cfr. paragrafo 3.10.2).

Tabella 2.5: Valori altimetrici relativi al bacino idrografico del fiume Ledra e sottobacini.

QUOTA [m s.l.m.m.]	SOTTOBACINO			BACINO
	T. VEGLIATO	T. ORVENCIO	RIO BOSSO	F. LEDRA (*)
MAX	1706	1369	745	1706
MIN	182	180	173	161
MEDIA	546	604	256	357

(*) = sezione di chiusura del bacino presso il nodo idraulico di Andreuzza.

2.7 L'organizzazione del reticolo fluviale

Dopo aver dato una descrizione del bacino da un punto di vista prettamente geometrico, ora si effettuerà invece l'analisi del bacino in rapporto con il reticolo idrografico che lo costituisce. Lo studio della geometria, dello sviluppo e della gerarchizzazione del reticolo idrografico rientra nel campo della geomorfologia quantitativa, che cerca di esprimere le forme ed i processi di modellamento del rilievo terrestre mediante parametri che prescindono da considerazioni e valutazioni soggettive (Horton, 1945; Strahler, 1957).

2.7.1 Gerarchizzazione del reticolo drenante

Molto importante risulta essere lo studio della struttura e dell'organizzazione dei reticoli fluviali, infatti queste informazioni possono contribuire ad individuare le tendenze evolutive dei bacini e a determinare le modalità e la velocità dei processi che in essi hanno luogo. Lo stato di organizzazione e quindi di evoluzione dei reticoli idrografici può essere tradotto quantitativamente mediante parametri che ne esprimono il grado di gerarchizzazione.

Un bacino idrografico infatti può essere rappresentato come un insieme di collettori di vario ordine variamente connessi tra di loro, ciascuno dei quali asservito a una definita superficie scolante. Il reticolo idrografico o di drenaggio si sviluppa nel piano come un grafo ad albero orientato, con un collettore dorsale d'importanza crescente a misura che, scendendo verso valle, aumenta la superficie del bacino stesso. La descrizione del reticolo idrografico si basa sull'ipotesi che in uno stesso punto non confluiscono più di due rami, ipotesi largamente diffusa nella realtà, e comporta le seguenti definizioni: nodo, ovvero il punto in cui confluiscono due rami; canale, tratto di ramo compreso tra due nodi. La classificazione dei canali che costituiscono il reticolo idrografico può farsi in vario modo.

Nel seguente lavoro si è deciso di seguire quella proposta da Horton (1932, 1945) e modificata in seguito da Strahler (1952, 1957). Essa si fonda sulle seguenti quattro regole:

- 1) Le sorgenti sono i punti della rete posti alle estremità di monte da cui il reticolo stesso ha origine, ovvero sono i tratti iniziali che poi man mano confluiscono in collettori sempre più importanti; esse sono definite rami di ordine uno, ovvero $\omega = 1$.
- 2) Il ramo generato dalla confluenza di due rami di ordine ω è classificato di ordine $\omega + 1$.
- 3) Il ramo generato dalla confluenza di due rami di ordine diverso assume l'ordine del maggiore.
- 4) L'ordine del reticolo è quello del canale di ordine più elevato.

Se elementi di ordine ω si versano in canali di ordine $\omega + 2$, oppure superiore, non ne fanno cambiare la numerazione gerarchica. Un segmento di ordine ω che confluisce con un

segmento di ordine maggiore o eguale a $\omega + 2$ viene denominato anomalo. Nella Figura 2.5 si riporta a titolo di esempio il modo di procedere per la gerarchizzazione di un reticolo fluviale di un bacino idrografico secondo la numerazione proposta da Horton - Strahler:

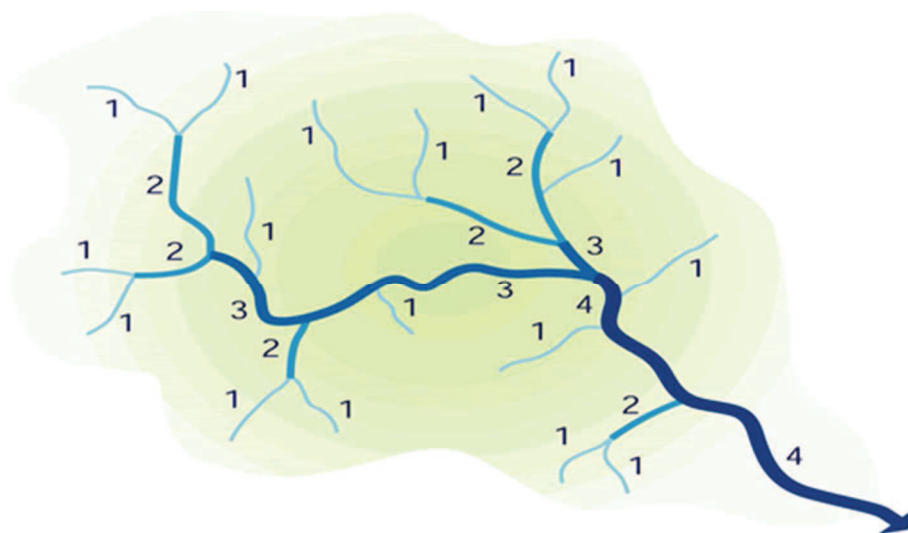


Figura 2.5: Gerarchizzazione del reticolo idrografico in accordo con l'ordinamento proposto da Horton - Strahler.

Siano ora:

- $N(\omega)$ il numero di canali di ordine ω , con $\omega = 1, 2, 3, \dots, \Omega$;
- $L(\omega)_i$ la lunghezza dell' i -esimo canale di ordine ω ;
- $S(\omega)_i$ la superficie drenata dall' i -esimo canale di ordine ω ;

La lunghezza media dei canali di ordine ω è:

$$\bar{L}(\omega) = \frac{1}{N(\omega)} \sum_1^{N(\omega)} L(\omega)_i \quad (2.10)$$

mentre l'area mediamente drenata da un ramo di ordine ω è data da:

$$\bar{S}(\omega) = \frac{1}{N(\omega)} \sum_1^{N(\omega)} S(\omega)_i \quad (2.11)$$

Le cosiddette leggi di Horton definiscono tre relazioni tra l'ordine dei rami e il loro numero, la loro lunghezza media e l'area che essi drenano:

- **Legge di biforcazione:** $N(\omega) = R_B^{\Omega-\omega}$ (2.12)

- **Legge delle lunghezze:** $\bar{L}(\omega) = \bar{L}_1 R_L^{\omega-1}$ (2.13)

- **Legge delle aree:** $\bar{S}(\omega) = \bar{S}_1 R_S^{\omega-1}$ (2.14)

essendo R_B, R_L e R_S grandezze costanti definite rispettivamente Rapporto di biforcazione, Rapporto delle lunghezze e Rapporto delle aree:

$$R_B = \frac{N(\omega-1)}{N(\omega)} \quad (2.15)$$

$$R_L = \frac{\bar{L}(\omega)}{\bar{L}(\omega-1)} \quad (2.16)$$

$$R_S = \frac{\bar{S}(\omega)}{\bar{S}(\omega-1)} \quad (2.17)$$

La letteratura propone i seguenti campi di variabilità per i rapporti di Horton per bacini naturali, ovvero:

$$3 < R_B < 5 \quad 1.5 < R_L < 3 \quad 3 < R_S < 6$$

Valori leggermente differenti si hanno per bacini naturali maturi, ovvero bacini che non mutano nel tempo la loro struttura in modo statisticamente rilevante. Per essi i rapporti di Horton assumono i seguenti valori:

$$R_B \approx 4 \quad R_L \approx 2 \quad R_S \approx R_B$$

Nel seguito si riporteranno (Tabella 2.6 e Tabella 2.7) i valori dei parametri, ottenuti attraverso l'utilizzo del software TAS che hanno consentito il calcolo dei rapporti di Horton relativi sia al torrente Vegliato sia al torrente Orvenco.

Tabella 2.6: Leggi di Horton applicate al sottobacino idrografico del T. Vegliato.

ω	$N(\omega)$	$\bar{L}(\omega)$ [km]	$\bar{S}(\omega)$ [ha]
1	18	0.49	22.85
2	5	0.87	110.30
3	1	3.62	670.36
$R_B \cong 4.24$		$R_L \cong 2.72$	$R_A \cong 5.42$

Tabella 2.7: Leggi di Horton applicate al sottobacino idrografico del T. Orvenco.

ω	$N(\omega)$	$\bar{L}(\omega)$ [km]	$\bar{S}(\omega)$ [ha]
1	20	0.44	24.89
2	5	1.23	143.55
3	2	0.76	390.46
4	1	5.83	896.37
$R_B \cong 2.69$		$R_L \cong 2.06$	$R_A \cong 3.24$

In Figura 2.6 si riporta a titolo di esempio un file di output fornito dal software TAS in cui si visualizza l'ordinamento, secondo il criterio di Horton - Strahler, delle aste torrentizie relative al sottobacino del torrente Orvenco:

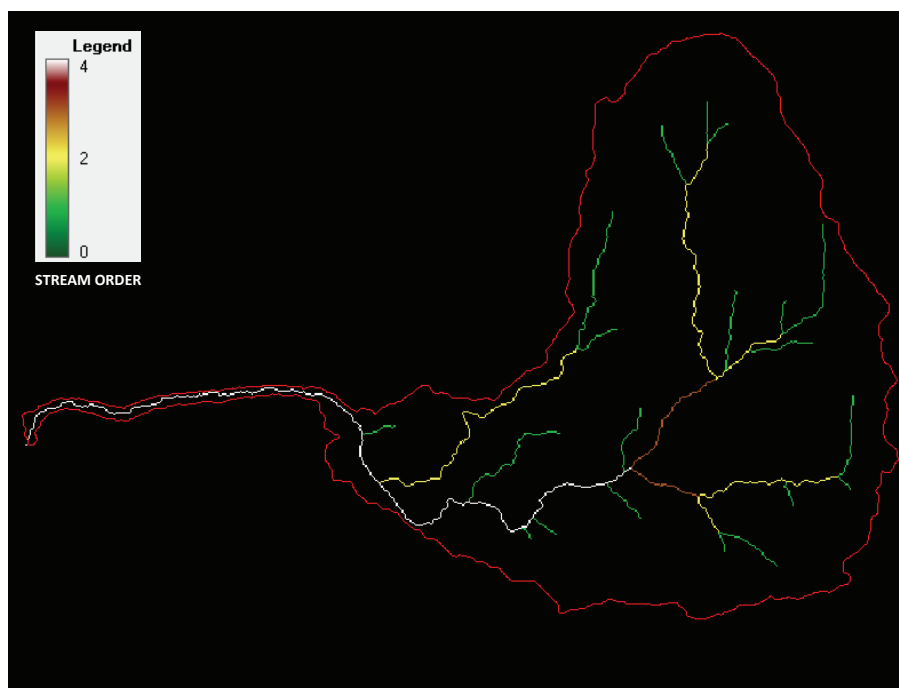


Figura 2.6: Ordinamento secondo Horton - Strahler ottenuto con il software TAS relativo al T. Orvenco.

Risulta di fondamentale importanza sottolineare come i valori dei rapporti di Horton ottenuti per il sottobacino del torrente Vegliato non sono quelli ottenuti alla sezione di chiusura di tale sottobacino, ma bensì quelli aventi a riferimento il torrente Vegliato qualche centinaio di metri prima della sua confluenza con la Roggia dei Molini (ovvero in prossimità della Sezione 12 riportata in Figura 5.15). Tale scelta è stata motivata in modo da considerare esclusivamente il corso naturale del torrente Vegliato, prima ancora che esso venga canalizzato artificialmente (presso loc. Gois - cfr. Figura 5.19) per poi defluire all'interno dell'abitato di Gemona del Friuli.

Per quanto riguarda invece il basso corso del fiume Ledra insistente sulla Piana di Gemona e Osoppo a causa del reticolo idrografico particolarmente incerto e ricco di una moltitudine di canali e piccoli rii di risorgiva non è stata effettuata un'analisi di questo tipo, così come per il Rio Bosso a causa delle profonde trasformazioni che hanno interessato il tracciato del suo corso durante gli ultimi secoli (cfr. paragrafo 1.3).

Alla luce delle precedenti affermazioni si evince come i risultati relativi sia al torrente Vegliato sia al torrente Orvenco rientrino negli usuali intervalli proposti in letteratura. E' importante sottolineare inoltre come i dati relativi alla numerazione e gerarchizzazione delle aste fluviali sono in funzione della scala e del grado di discretizzazione adottato dal codice di calcolo TAS per l'analisi e la modellazione del bacino idrografico del fiume Ledra e dei relativi sottobacini.

A complemento dell'analisi effettuata sul reticolo drenante, si riporta anche un altro parametro oggetto di valutazione, ovvero la densità di drenaggio D_d , definita da Horton (1945), esprimibile come il rapporto tra la lunghezza delle aste di un bacino (L_i) e l'area di quest'ultimo (A), ovvero:

$$D_d = \frac{1}{A} \sum L_i \quad (2.18)$$

Si noti come il valore di questo parametro sia legato al regime, all'intensità delle precipitazioni, alle condizioni climatiche e sia inoltre funzione della permeabilità e dell'erosibilità dei terreni.

Il coefficiente di densità di drenaggio è infatti risulta tanto maggiore quanto minore è la permeabilità e quanto maggiore è l'erosibilità delle rocce su cui è impostato il reticolo idrografico; può essere quindi anche utilizzato come espressione dei caratteri litologici e tettonici dell'area in esame. La densità di drenaggio è inoltre legata in una certa maniera anche alla copertura vegetale.

Anche in questo caso si è calcolato parametro D_d per i tre principali bacini idrografici tributari del fiume Ledra, come riportato nella Tabella 2.8.

Tabella 2.8: Valori associati alla densità di drenaggio per il bacino idrografico del fiume Ledra e relativi sottobacini.

	SOTTOBACINO			BACINO
	T. VEGLIATO	T. ORVENCO	RIO BOSSO	F. LEDRA (*)
D_d [km/kmq]	1.08	2.85	1.51	1.38

(*) = sezione di chiusura del bacino presso il nodo idraulico di Andreuzza.

2.8 Il tempo di corrivazione

Un altro parametro molto importante che interpreta e caratterizza la morfologia del bacino idrografico è il tempo di corrivazione (t_c). Con questo termine si indica il tempo necessario affinché la particella d'acqua, idraulicamente parlando più sfavorita, impiega per raggiungere la sezione di chiusura del bacino, o in altri termini, il tempo necessario affinché una goccia di pioggia possa giungere dai punti più lontani del bacino fino alla sezione desiderata di chiusura. In generale il tempo di corrivazione è tanto maggiore quanto più è estesa la superficie del bacino, più lunga è la rete dei corsi d'acqua, minore è la pendenza media del bacino. Al contrario è tanto minore quanto più sono acclivi i versanti e maggiori i gradienti di pendio dei segmenti fluviali.

Il tempo di corrivazione di un bacino si stima in genere utilizzando formule che utilizzano alcune delle proprietà fondamentali del bacino idrografico. Per bacini di tipo montano una formula molto utilizzata in Italia per il calcolo del tempo di corrivazione t_c è quella proposta da Giandotti (1934):

$$t_c = \frac{4\sqrt{A} + 1.5L}{0.8\sqrt{\bar{z}}} \quad (2.19)$$

dove:

- t_c è il tempo di corrivazione [ore];
- A è l'area del bacino [kmq];
- L è la lunghezza dell'asta principale [km];
- \bar{z} è l'altezza media del bacino rispetto la sezione di chiusura del bacino [m].

E' bene sottolineare come i risultati che si ottengono utilizzando questa formula sono tuttavia da considerarsi puramente indicativi sia a causa dell'ambito della sua applicabilità, raccomandata per bacini idrografici di grande estensione (area > 170 kmq) ed a sensibile pendenza, sia perché lo scorrimento superficiale, in seguito a precipitazioni violente, è in stretta relazione con la possibilità di infiltrazione nel terreno di cui non si tiene conto nella formula. Inoltre in tale formulazione di tipo empirico non si presta attenzione alla quantità, intensità e durata delle precipitazioni, che pure hanno una certa influenza sulla velocità dello scorrimento superficiale e quindi sul tempo di corrivazione.

A tal proposito Aronica e Paltrinieri hanno elaborato una variazione della formula proposta da Giandotti in modo tale da poterla utilizzare anche per bacini idrografici di piccole

dimensioni (< 10 kmq) tenendo inoltre in considerazione sia il tipo di utilizzo del suolo sia la permeabilità dei terreni:

$$t_c = \frac{\frac{1}{Md} \sqrt{A} + 1,5L}{0,8\sqrt{z}} \quad (2.20)$$

dove i valori dei coefficienti M e d sono riportati nella Tabella 2.9 e 2.10.

Tabella 2.9: Valori del coefficiente M proposti da Aronica e Paltrinieri.

TIPO DI COPERTURA	M
Terreno nudo	0.667
Terreni coperti con erbe rade	0.250
Terreni coperti da bosco	0.200
Terreni coperti da prato permanente	0.167

Tabella 2.10: Valori del coefficiente d proposti da Aronica e Paltrinieri.

PERMEABILITÀ	d
Terreni semi-impermeabili	1.270
Terreni poco permeabili	0.960
Terreni mediamente permeabili	0.810
Terreni molto permeabili	0.690

Altre formule generalmente impiegate in idrologia per il calcolo del tempo di corrivazione sono le seguenti:

- Formula di Kerby: $t_c = \left(\frac{0.342Ln}{\sqrt{P_M}} \right)^{0.467}$ (2.21)

(dove n fattore di ritardo, usualmente adottato pari a 0.8);

- Formula di Kirpich: $t_c = 0.000325 \left(\frac{L}{\sqrt{P_M}} \right)^{0.77}$ (2.22)

(formula derivata da studi condotti su piccoli bacini americani successivamente modificata da Rowe e Thomas);

- Formula di Ogrosky - Mockus: $t_c = 0.914L^{1.15}C^{-0.38}$ (2.23)

(formula di Kirpich modificata. - N.B. la formula di Kirpich originariamente è stata proposta per bacini rurali con estensioni inferiori a 50 ha);

- Formula di Pasini: $t_c = 5.76A^{0.333}L^{0.333}$ (2.24)

(particolarmente indicata per reti di bonifica e formulata originariamente per la pianura ferrarese);

- Formula di Pezzoli: $t_c = 0.055 \cdot \frac{L}{\sqrt{P_M}}$ (2.25)

(deriva da uno studio condotto su piccoli bacini piemontesi);

- Formula di Puglisi: $t_c = 6L^{0.67}d_m^{-0.33}$ (2.26)

(formula generica per bacini di piccola - media estensione);

- Formula di Tournon: $t_c = 0.369 \left(\frac{S}{L^2} \left(\sqrt{\frac{P_M}{P_V}} \right) \right)^{0.72} \frac{L}{\sqrt{i}}$ (2.27)

(deriva da uno studio condotto su nove bacini piemontesi con superficie compresa tra 30 kmq e 170 kmq);

- Formula di Turazza $t_c = 26.04A^{0.5}$ (2.28)

(particolarmente indicata per reti di bonifica e formulata originariamente per la pianura veronese);

- Formula di Ventura: $t_c = 0.127(A/P_m)^{0.5}$ (2.29)

(formula generica per bacini di piccola - media estensione)

- Formula di Ventura (bis): $t_c = 7.56A^{0.5}$ (2.30)

(particolarmente indicata per reti di bonifica e formulata originariamente per la pianura bolognese);

dove:

- A è l'area del bacino [kmq];
- L è la lunghezza dell'asta principale [km] (in metri per la formula di Kirpich);

- C è la differenza di quota tra il punto più lontano del bacino e la sezione di chiusura [m];
- d_m il dislivello dell'asta principale [m];
- P_M pendenza media asta principale definita come: dislivello/distanza sorgente e sez. chiusura [m/m];
- P_V pendenza media dei versanti [m/m];
- V_M velocità media della corrente nell'asta fluviale [km/h];

Un altro metodo, che si svincola dalle classiche formule proposte dall'idrologia, per calcolare il tempo di corrivazione di piccoli bacini idrografici è quello di individuare la lunghezza L_{max} del percorso idraulicamente più lungo che deve seguire la particella d'acqua per raggiungere la sezione di chiusura e stabilire una velocità media V_M di trasferimento della particella nel suddetto percorso, ovvero:

$$t_c = \frac{L_{max}}{V_M} \quad (2.31)$$

Valori della velocità V_M caratteristica delle correnti di piena sono stati suggeriti da Carlo Viparelli, in particolare per corsi d'acqua pedemontani possono essere impiegati valori variabili tra 1.0 - 1.3 m/s mentre per bacini idrografici caratterizzati da notevoli pendenze valori variabili tra 1.5 - 2.0 m/s.

In analogia con la metodologia utilizzata per il calcolo del tempo di corrivazione nell'ambito del drenaggio urbano si può affermare che al tempo di corrivazione calcolato con formula precedente, qualora il valore di L_{max} sia quello relativo all'asta principale e non quello misurato a partire dal ramo di ordine $\omega = 1$, si deve aggiungere un tempo di accesso dell'impulso pluviometrico i -esimo al reticolo drenante che deve essere stimato volta per volta in funzione delle dimensioni del bacino idrografico.

Dei dati richiesti dalle formule sopra elencate, tutti sono stati facilmente ottenuti utilizzando un visualizzatore GIS opportunamente caricato con le tematiche di interesse, con la sola eccezione delle quote medie (Tabella 2.11) del bacino idrografico e delle pendenze medie dei versanti dei bacini idrografici che sono state calcolate per mezzo della creazione di un DTM e la successiva analisi effettuata con il software TAS. Relativamente ai valori areali di ciascun sottobacino sono stati utilizzati quelli ritenuti più fedeli nel rappresentare la vera estensione in accordo con quanto esposto nel paragrafo 2.5.

Tabella 2.11: A = superficie, L = lunghezza dell'asta principale, \bar{z} = quota media del bacino idrografico, z_c quota della sezione di chiusura del bacino idrografico.

	SOTTOBACINO			BACINO
	T. VEGLIATO	T. ORVENCO	RIO BOSSO	F. LEDRA (*)
A [kmq]	17.2	10.9	15.3	61.8
L [m]	9.95	8.35	6.12	10.60
\bar{z} [m s.l.m.m.]	546	604	256	357
z_c [m s.l.m.m.]	182	180	173	161

(*) = sezione di chiusura del bacino presso il nodo idraulico di Andreuzza.

Di seguito in Tabella 2.12 si riportano i valori dei tempi di corrivazione calcolati rispettivamente per il sottobacino del torrente Vegliato, del torrente Orvenco, del Rio Bosso e per l'intero bacino idrografico del fiume Ledra con sezione di chiusura ad Andreuzza.

Tabella 2.12: Tempi di corrivazione (n/c = valore non calcolato in quanto la formula non è applicabile al bacino in oggetto).

TEMPO DI CORRIVAZIONE [ore]	SOTTOBACINO			BACINO
	TORRENTE VEGLIATO	TORRENTE ORVENCO	RIO BOSSO	FIUME LEDRA (*)
GIANDOTTI	1.0	0.9	1.1	1.9
GIANDOTTI MOD. (ARONICA & P.)	1.4	1.2	1.5	n/c
KIRPICH	0.80	0.72	0.66	1.84
KERBY	2.5	2.3	2.2	4.1
OGROSKY - M.	0.80	0.72	0.67	1.82
PASINI	n/c	n/c	26.1	n/c
PEZZOLI	1.4	1.2	1.1	2.2
PUGLISI	2.5	2.3	2.5	4.0
TURAZZA	n/c	n/c	101.9	n/c
TOURNON	1.9	1.5	3.5	4.9
VENTURA	1.3	1.1	1.6	3.6
VENTURA(BIS)	n/c	n/c	29.6	n/c
L_{max}/V_M	1.4	1.15	1.7	3.8

(*) = sezione di chiusura del bacino presso il nodo idraulico di Andreuzza.

Dall'analisi delle formule proposte dai vari Autori per il calcolo del tempo di corrivazione risulta evidente come le formule proposte in letteratura sono fortemente legate alle caratteristiche fisiche e morfologiche del bacino idrografico per il quale sono state originariamente formulate e validate. Prima della loro applicazione ad un generico bacino idrografico si dovrà necessariamente verificare che il bacino idrografico oggetto di indagine abbia sostanzialmente le medesime caratteristiche fisiche e morfologiche dei bacini impiegati per gli studi che hanno permesso di ottenere le diverse formulazioni. Ad esempio osservando i valori riportati in Tabella 2.12 si noti come formulazioni ottenute per comprensori di bonifica forniscano valori palesemente errati se applicate a bacini idrografici

che non rispecchiano tali caratteristiche; a tal proposito nella tabella medesima sono stati omessi i valori del tempo di corrivazione che si sarebbero ottenuti con formulazioni in palese contrasto con le caratteristiche dei bacini idrografici oggetto di studio.

Si noti inoltre come alcune formulazioni per il calcolo dei tempi di corrivazione si basano esclusivamente sull'estensione areale del bacino idrografico, altre sulle dimensioni del bacino e del corso d'acqua principale mentre altre ancora prendono in considerazione anche le pendenze dei versanti, del reticolo fluviale nonché delle caratteristiche relative all'uso del suolo e della pedologia/geologia del bacino idrografico.

Osservando i dati riportati in Tabella 2.12 si può quindi affermare che per la stima del tempo di corrivazione dei sottobacini e dell'intero bacino idrografico del fiume Ledra (con sezione di chiusura ad Andreuzza) i dati più attendibili risulterebbero essere quelli forniti dalla formulazione proposta da Paltrinieri - Aronica e dall'utilizzo della formula $t_c = L_{\max} / V_M$ con i valori di velocità suggeriti da Viparelli.

2.9 Le curve ipsografiche e ipsometriche

Fino ad ora si è parlato di quote minime, massime e medie del bacino idrografico ma nulla si è riferito al riguardo dell'andamento e della distribuzione spaziale delle altimetrie. Dalla semplice analisi di una carta geografica oppure dalla visione di una mappa digitale del terreno (DTM) si può percepire l'andamento e la distribuzione orografica di una data area esclusivamente in maniera puramente qualitativa. Una visualizzazione di questo tipo infatti nulla dice, da un punto di vista quantitativo, circa i rapporti spaziali, o meglio areali, che intercorrono tra le varie fasce altimetriche. L'andamento altimetrico di un bacino può essere così convenientemente descritto dalla curva ipsografica che fornisce la distribuzione delle superfici nelle diverse fasce altimetriche. Ogni punto della suddetta curva ha come ordinata un valore di quota e come ascissa la superficie parziale del bacino posta al di sopra della quota considerata. Ovviamente alla quota massima corrisponde una superficie nulla mentre, alla quota minima, coincidente con quella della sezione di chiusura, corrisponde ovviamente la superficie dell'intero bacino. L'integrale della curva ipsografica rappresenta il volume del rilievo, che diviso per l'area del bacino fornisce l'altitudine media del bacino.

La curva ipsografica può essere anche rappresentata in un diagramma adimensionale che riporta in ordinata la quota h_i rapportata al valore massimo h_{\max} ed in ascissa la superficie A_i , posta a quota maggiore o eguale a h_i , rapportata alla superficie dell'intero bacino A . In questo caso la curva che si ottiene è denominata ipsometrica.

Dall'andamento della curva ipsometrica della figura sottostante si possono dedurre alcune importanti informazioni sul grado di evoluzione del bacino.

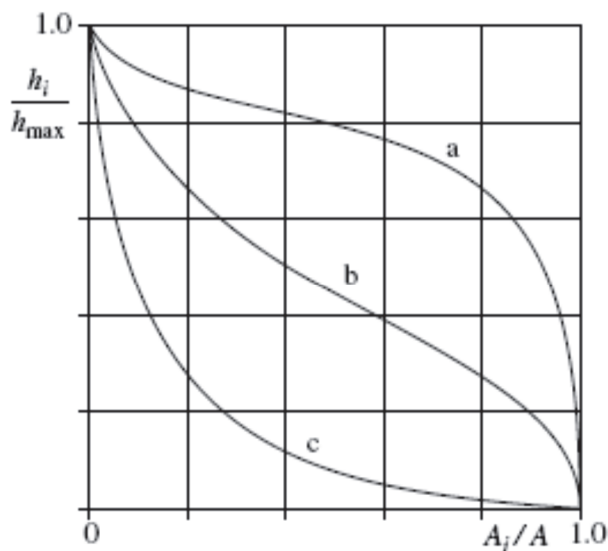


Figura 2.7: Andamento della curva ipsometrica in funzione dello stadio di evoluzione di un bacino idrografico.

La curva *a* rappresenta lo stadio giovanile (bacino in fase di erosione), la curva *b* quello di maturità (condizioni di equilibrio) e infine la curva *c* quello di senilità (caratterizzata dalla presenza di colline isolate che costituiscono i resti di una originaria superficie sottoposta a erosione del rilievo).

Nella Figura 2.8 si riportano le curve ipsometriche relative ai soli sottobacini del torrente Vegliato e del torrente Orvenco in quanto non è stato ritenuto significativo estendere tale tipologia di analisi morfologica ad ambienti di tipo prevalentemente pianeggianti come quelli rappresentati ad esempio dal sottobacino del Rio Bosso e del bacino del fiume Ledra nel suo insieme. Tali curve, confrontate con quelle riportate in Figura 2.7, consentono di fornire delle indicazioni circa grado di evoluzione di ciascun sottobacino. Alla luce di quanto fino ad ora esposto si può affermare come la rappresentazione mediante curva ipsometrica di un bacino idrografico consenta di stimare il livello di evoluzione volumetrica raggiunto dal bacino idrografico. Questa possibilità è offerta tuttavia anche dal calcolo dell'integrale della curva ipsometrica, denominato integrale ipsometrico, la cui risoluzione è ottenibile sia approssimando con idonea funzione polinomiale la curva ipsometrica (in modo da ricavare la sua equazione che una volta integrata permette di ricavare il valore dell'integrale ipsometrico) sia ricorrendo ancora una volta alle potenzialità offerte dal software TAS come riassunto in Tabella 2.13.

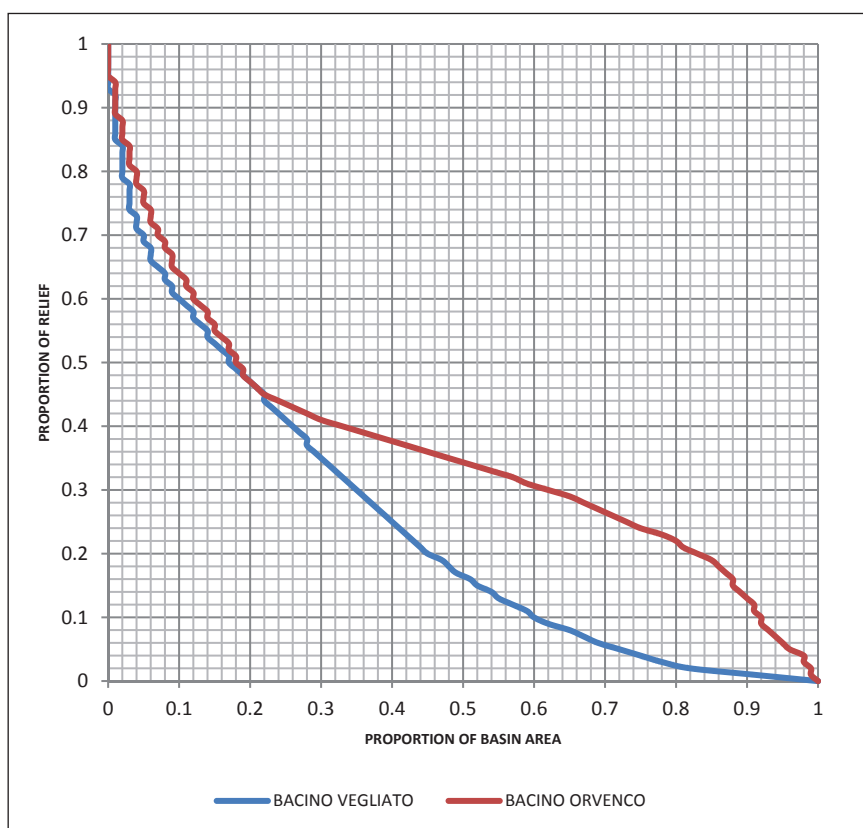


Figura 2.8: Curve ipsometriche relative ai sottobacini del torrente Orvenco e del torrente Vegliato ottenute con il software TAS.

Valori dell'integrale ipsometrico superiori a 0.60 sarebbero caratteristici dello stadio giovanile di un bacino, i valori minori di 0.40 sono tipici dello stadio senile mentre valori intermedi a quelli menzionati corrispondono a situazioni di equilibrio.

Tabella 2.13: Valori ottenuti dal calcolo dell'integrale ipsometrico.

	SOTTOBACINO	
	T. VEGLIATO	T. ORVENCO
INTEGRALE ISPSOMETRICO	0.24	0.36

Capitolo 3

Il modello idrologico - idraulico del bacino idrografico del fiume Ledra

Obiettivo della modellazione numerica di tipo idrologico - idraulico è quello di simulare i processi che coinvolgono la generazione e la propagazione dei deflussi a scala di bacino del fiume Ledra al fine di ottenere uno strumento idoneo sia per la tutela e la valorizzazione della risorsa idrica, nonchè per la gestione e la salvaguardia del territorio. Oggi giorno sarebbe difficile pensare ad una pianificazione a scala di bacino idrografico senza l'ausilio della modellazione numerica; infatti i modelli di tipo idrologico - idraulico sono diventati nel corso degli ultimi decenni uno strumento indispensabile per affrontare problematiche che spaziano ad esempio dalla gestione di eventi alluvionali fino a situazioni di emergenza causate da periodi siccitosi particolarmente prolungati. Fino ad ora si è parlato dei modelli numerici esclusivamente come strumento di gestione, intendendo tuttavia implicitamente anche il ruolo che essi possiedono come indispensabile supporto alla progettazione di tutte quelle opere idrauliche atte alla salvaguardia del territorio. Negli Stati Uniti d'America i modelli di tipo idrologico - idraulico sono addirittura impiegati nella pianificazione delle operazioni di tipo militare; ad esempio infatti il Dipartimento della Difesa degli Stati Uniti d'America (DOD, Department of Defense) utilizza i risultati forniti dalla modellazione numerica dei bacini idrografici come supporto alle strategie operative da intraprendere all'interno di quelle aree (la cui estensione si aggira intorno ai 200000 kmq) considerate come strategiche a livello militare (Downer et Ogden, 2004).

Sintetizzando i modelli di tipo idrologico - idraulico possono essere utilizzati per una vasta gamma di utilizzazioni, ovvero:

- Formulazione di bilanci idrologici, tra le risorse disponibili ed i fabbisogni sia attuali che prospettati a medio e lungo termine;
- Valutazione degli effetti di cambiamenti di uso del suolo (urbanizzazione, disboscamenti, desertificazione, ecc.) sulla risposta idrologica di un bacino;
- Definizione delle modalità di funzionamento di un serbatoio artificiale ad uso singolo o multiplo e di gestione ottimale di più serbatoi;

- Strumento per la progettazione ed il dimensionamento idraulico delle opere civili aventi un rapporto di dipendenza con le caratteristiche idrologiche di un bacino (sfioratori e scarichi di una diga, scolmatori di piena, argini, ponti ecc.);
- Previsione in tempo reale delle piene e previsione a lungo termine dei deflussi durante periodi particolarmente siccitosi;
- Delimitazione e classificazione delle zone inondabili dalle piene di un corso d'acqua durante eventi alluvionali;
- Determinazione previsionale della qualità delle acqua nei corpi idrici naturali o artificiali;
- Stima degli effetti dovuti a variazione del clima sul regime dei deflussi;

In particolare nel presente capitolo saranno esposte sia le teorie che stanno alla base delle metodologie di calcolo utilizzate dal codice di calcolo adottato, sia le fasi che hanno riguardato la realizzazione di un modello numerico in grado di simulare i processi di trasformazione afflussi - deflussi, a scala di bacino idrografico, al fine di ottenere uno strumento in grado di quantificare le portate generate dal fiume Ledra e dai suoi principali affluenti in occasione sia degli eventi di piena sia nelle fasi di recessione dei deflussi successive agli eventi meteorici e/o durante i periodi siccitosi.

3.1 Classificazione dei modelli di trasformazione afflussi - deflussi

I modelli di trasformazione afflussi - deflussi costituiscono uno dei metodi indiretti per la determinazione delle portate di piena in una determinata sezione di un corso d'acqua (oppure in una certa sezione di un sistema di drenaggio oppure alla sezione di chiusura di un bacino idrografico). Oltre alle classiche teorie dell'idrologia, basate sulle formule empiriche e sui metodi di regionalizzazione, tali modelli possono essere impiegati qualora non siano disponibili osservazioni dirette di portata. I metodi di trasformazione afflussi - deflussi sono inoltre fondamentali quando, oltre alla portata al colmo per un assegnato tempo di ritorno, si vuole conoscere anche l'andamento della portata nel tempo, in altre parole si desidera determinare l'idrogramma di piena nella sezione di interesse, come ad esempio quando si deve effettuare il dimensionamento di un sistema di casse di espansione o di un serbatoio di laminazione dove non è sufficiente determinare esclusivamente il valore di picco di portata ma bensì anche l'andamento temporale delle portate durante l'evento alluvionale (volumi).

Una prima distinzione che viene fatta tra i modelli matematici di trasformazione afflussi - deflussi è la seguente (Figura 3.1):

1. Modelli completi, che simulano il comportamento del bacino nel tempo, includendo la maggior parte dei processi idrologici (precipitazione, evapotraspirazione, infiltrazione, deflusso superficiale e sotterraneo, ecc.) che avvengono nello stesso;
2. Modelli di piena, noti anche come modelli ad equivalenza limitata o ad evento singolo, che schematizzano il comportamento del bacino solamente per quanto riguarda eventi meteorici di un certo interesse, facendo inoltre importanti semplificazioni per la determinazione delle perdite idrologiche.

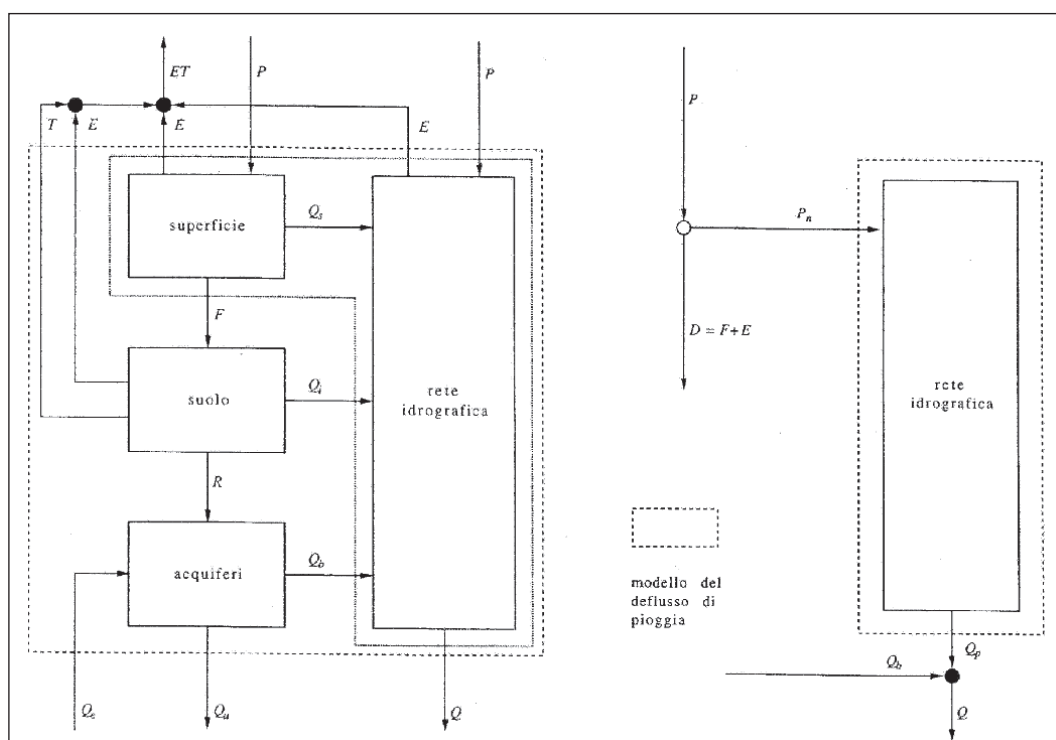


Figura 3.1: Schema di un modello completo (a sinistra) e di un modello di piena (a destra).

3.1.1 Modelli completi

I modelli completi vengono ulteriormente classificati in:

- Modelli fisicamente basati oppure concettuali;
- Modelli a parametri concentrati oppure distribuiti;

I modelli fisicamente basati utilizzano alla scala di bacino, oppure alla scala di una sua partizione, le relazioni fisiche (di solito in forma di equazioni matematiche) identificate a scala di laboratorio (tali equazioni consentono quindi di modellare separatamente i fenomeni di infiltrazione, deflusso superficiale, percolazione, ecc.). Tale tipologia di modelli, sulla base di osservazioni sperimentali e di relazioni analitiche, tenta di simulare i singoli processi

idrologici che vengono poi tradotti, ovvero modellati, con opportune relazioni matematiche. Di solito questi modelli verificano l'equazione di conservazione della massa, della quantità di moto e dell'energia. Tale tipologia di modelli in teoria può essere direttamente applicata per rappresentare il ciclo idrologico del bacino utilizzando le sole misure delle caratteristiche del bacino (ovviamente, tali misure dovranno essere dotate della necessaria risoluzione per descrivere completamente il bacino e le sue proprietà). I modelli fisicamente basati richiedono quindi una descrizione molto fine delle caratteristiche del bacino (una descrizione però spesso inaccessibile).

Al contrario i modelli concettuali consentono di rappresentare il ciclo idrologico del bacino in modo più semplice e richiedono una descrizione del bacino idrografico meno fine e meno completa di quella necessaria per i modelli fisicamente basati; utilizzano infatti leggi fisiche ma in forma semplificata attraverso l'analogia tra processi reali ed il comportamento di elementi concettuali la cui risposta alla forzante pluviometrica risulta essere nota (ad es. serbatoio lineare). I parametri associati a tale tipologia di modelli generalmente non hanno alcun significato fisico a differenza dei modelli fisicamente basati. Si rende pertanto necessaria per la loro utilizzazione una calibrazione (cfr. Capitolo 4) dei parametri che caratterizzano le relazioni concettuali del modello. Appare evidente come i modelli concettuali siano da utilizzarsi preferibilmente in presenza di idrogrammi registrati delle portate.

Sono a parametri concentrati tutti quei modelli in cui i parametri sono delle costanti oppure delle funzioni del tempo e non dello spazio, mentre al contrario sono a parametri distribuiti quei modelli in cui i parametri sono rappresentati da funzioni dello spazio (ad esempio una suddivisione del bacino in maglie/celle), oltre che, ovviamente del tempo. Appare evidente pertanto come il bacino idrografico sia un sistema a parametri distribuiti. Lo stato fisico del bacino è infatti diverso da punto a punto, ma tuttavia a causa della potenziale impossibilità di poter descrivere in modo particolareggiato le caratteristiche orografiche, morfologiche, geologiche, di utilizzo del suolo ecc. del medesimo, talvolta si è costretti nel considerare i parametri come concentrati ovvero assegnando a ciascun parametro un solo valore, assunto mediamente valido per tutto il bacino.

Esiste inoltre una tipologia intermedia tra i modelli a parametri concentrati e modelli distribuiti, ovvero i modelli semi - distribuiti i quali costituiscono un buon compromesso in quanto considerano l'intero bacino suddiviso in molti sottobacini in ognuno dei quali si opera in modo concettuale o fisicamente basato ma comunque semplificando le equazioni di bilancio.

3.1.2 Modelli di piena

A differenza dei modelli completi, i modelli di piena non considerano in dettaglio tutti i processi che avvengono nel bacino, ma si fondano su metodologie piuttosto semplificate per tenere in conto le perdite idrologiche e per valutare l'influenza delle acque sotterranee. Un maggiore dettaglio viene invece dedicato alla schematizzazione dei fenomeni che interessano la rete idrografica. I modelli di piena sono anche noti come modelli globali, per evidenziare il fatto che si basano su parametri uniformi su tutto il bacino di interesse, per così distinguerli da quelli a parametri distribuiti. Quasi sempre tali parametri non hanno neppure un significato fisico, ma esclusivamente modellistico: la loro determinazione, cioè, deve essere effettuata in modo tale che il modello sia in grado di riprodurre eventi misurati. Poiché i modelli di piena non simulano i fenomeni che non interessano direttamente la rete idrografica (scorrimento superficiale e ipodermico, deflusso profondo, evapotraspirazione), possono essere basati su ipotesi di linearità. La maggior parte di tali modelli rientra infatti nella categoria dei modelli lineari e stazionari.

3.2 Evoluzione dei modelli numerici in ambito idrologico - idraulico

Senza dubbio l'ultima rivoluzione tecnologica è rappresentata dall'avvento nel corso degli anni Sessanta dei primi personal computer la cui potenza di calcolo è aumentata in maniera esponenziale senza conoscere sosta nel corso dei decenni fino ad arrivare ai nostri giorni caratterizzati dalla competizione fra le diverse case produttrici nel progettare e produrre processori sempre più performanti. Questa rivoluzione tecnologica ha innescato di conseguenza un'altra rivoluzione rappresentata dall'avvento delle simulazioni numeriche. Infatti a partire dalla nascita nel 1966 per opera di Crawford and Linsley del modello idrologico SWM (Stanford Watershed Model), la modellazione numerica dei processi idrologici ha subito uno sviluppo epocale senza precedenti. Il codice di calcolo SWM rappresentò infatti il primo tentativo di rappresentazione virtuale dell'intero ciclo idrologico. Successivamente, a partire dagli anni Settanta ed Ottanta, si è assistito allo sviluppo di numerosi modelli matematici atti a simulare i complessi meccanismi che interessano il processo della trasformazione afflussi - deflussi con particolare enfasi relativamente ai modelli fisicamente basati. Precursori di tale tipologia di modelli sono stati SWMM (Storm Water Management Model - Metcalf and Eddy, Inc., 1971), PRMS (Precipitation Runoff Modeling System - Leavesley et al., 1983), NWS (National Weather Service) River Forecast System (Burnash et al., 1973), SSARR (Streamflow Synthesis and Reservoir Regulation - Rockwood, 1982), SHE (Système Hydrologique Europeen - Abbott et al., 1986),

TOPMODEL (Beven and Kirkby, 1979), IHDM (Institute of Hydrology Distributed Model - Morris, 1980) solo per citare i più famosi.

Attualmente, a distanza di quasi cinquant'anni dall'avvento del primo codice di calcolo per le simulazioni numeriche in ambito idrologico, sono disponibili sul mercato una moltitudine di modelli di tipo idrologico - idraulico (sviluppati da Enti Governativi, Università, Istituti di Ricerca pubblici e privati) che si differenziano gli uni dagli altri principalmente per le modalità di discretizzazione del dominio di indagine (ovvero del bacino idrografico) nonché per il tipo di modellazione matematica dei processi idrologici coinvolti e relativo schema di risoluzione numerica delle equazioni. Altra caratteristica, non di carattere tecnico - scientifico ma bensì prettamente commerciale che però risulta essere sicuramente importante a livello di diffusione e popolarità di un codice di calcolo, è quella legata al costo d'acquisto; infatti ad oggi sono disponibili modelli numerici di tipo idrologico - idraulico sia completamente gratuiti (scaricabili direttamente dal web) sia a pagamento. In linea di principio i modelli gratuiti sono quelli sviluppati da Enti - Agenzie Governative oppure Università, al contrario i modelli a pagamento sono generalmente quelli realizzati da Enti oppure Società di Ricerca private. A livello globale l'Ente Pubblico che ad oggi ha investito maggiormente nell'ambito della ricerca scientifica applicata alle discipline legate all'idrologia ed all'idraulica risulta essere sicuramente il Corpo degli ingegneri dell'esercito statunitense meglio conosciuto come USACE (United States Army Corps of Engineers) che annovera tra i propri prodotti alcuni modelli che sono considerati degli standard a livello mondiale, come ad esempio il codice di calcolo di tipo idraulico HEC-RAS, utilizzato per la simulazione della propagazione delle correnti a pelo libero all'interno dei corsi d'acqua, oppure HEC-HMS appartenente alla categoria dei modelli idrologici a parametri concentrati.

3.3 Le motivazioni alla base della scelta del modello idrologico - idraulico utilizzato

Alla luce sia degli obiettivi che si desiderano perseguire con la presente tesi di dottorato, già esposti nei paragrafi precedenti, nonché delle caratteristiche idrologiche ed idrogeologiche del bacino idrografico del fiume Ledra, per la modellazione numerica del complesso meccanismo della trasformazione afflussi - deflussi si è optato per l'impiego del codice di calcolo GSSHA (Gridded Surface Subsurface Hydrologic Analysis - Downer et al., 2002) sviluppato dall'U.S. Army Corps of Engineers (USACE).

In particolare l'impiego di tale modello di simulazione è stato adottato sia per le sue caratteristiche intrinseche, che rappresentano lo stato dell'arte in materia di modelli di tipo idrologico - idraulico, sia per la sua capacità di modellare anche le interazioni e gli scambi

tra deflussi sotterranei e corso d'acqua essendo infatti tale interazione la principale fonte di approvvigionamento idrico del fiume Ledra durante i periodi di assenza di precipitazioni.

3.4 Le origini del modello GSSHA (Gridded Surface Subsurface Hydrologic Analysis)

GSSHA nasce dalla riformulazione e dallo sviluppo del suo precursore, ovvero il codice di calcolo CASC2D (CASCade 2Dimensional model). Originariamente CASC2D fu implementato dal Prof. P.Y. Julien della Colorado State University per la modellazione di tipo bidimensionale (2D) della propagazione superficiale lungo i versanti (overland flow) dei deflussi generati dalle precipitazioni. Successivamente con il contributo del Dr. B. Saghafian (1991) furono aggiunti i moduli relativi alla modellazione sia dei processi di infiltrazione secondo la teoria di Green - Ampt, sia della propagazione dei deflussi di piena all'interno del reticolo idrografico adottando il metodo di propagazione dell'onda diffusiva (diffusive wave) con schema risolutivo di tipo esplicito. Nel 1994 per opera di F. Ogden dell'University of Wyoming lo schema di risolutivo di tipo esplicito fu sostituito con uno di tipo implicito. A partire dal 1995 gli sforzi degli sviluppatori si concentrarono per implementare in CASC2D anche la possibilità di effettuare simulazioni sul lungo periodo e non solo relativamente a singoli eventi di piena; inoltre fu realizzata anche una interfaccia grafica (WMS - Watershed Modeling System), sviluppata dalla Brigham Young University, in grado di colloquiare con il codice di calcolo e rendere più agevole per l'utente la realizzazione del modello numerico. Questa nuova versione chiamata CASC2D for WMS si distingueva dalle versioni precedenti sostanzialmente per l'introduzione di ulteriori opzioni per la modellazione dei processi idrologici, l'eliminazione di numerosi banchi.

In estrema sintesi si può affermare come sebbene GSSHA derivi da una evoluzione di CASC2D i due codici di calcolo sono tutt'altro che simili, ma anzi è lecito pensare a GSSHA come ad un modello completamente differente a causa delle numerose modifiche e migliorie apportate rispetto al predecessore sia dal punto di vista delle potenzialità nel poter modellare molteplici fenomeni idrologici nonché dal punto di vista della stabilità e dell'efficienza computazionale.

3.5 Processi idrologici modellati con GSSHA

GSSHA appartiene alla categoria dei modelli idrologici fisicamente basati a parametri distribuiti e di tipo bidimensionale (2D) in grado di simulare i processi di trasformazione afflussi - deflussi a scala di bacino idrografico. In particolare l'intero bacino idrografico viene discretizzato in celle a maglia quadrata nelle quali la componente dei deflussi superficiali viene calcolata lungo le due direzioni (dimensioni) caratterizzanti la cella. Ogni

singolo processo idrologico coinvolto nella modellazione viene calcolato per ogni singola cella e successivamente integrato sull'intero dominio (ovvero il bacino idrografico) in modo tale da ottenere la risposta idrologica dell'intero bacino idrografico.

I processi idrologici che possono essere modellati da GSSHA, ed i relativi metodi utilizzati per la loro approssimazione, sono riassunti in Tabella 3.1.

Tabella 3.1: Processi idrologici modellati da GSSHA.

Process	Approximation
Precipitation distribution	Thiessen polygons (nearest neighbor), Inverse distance-squared weighting
Snowfall accumulation and melting	Energy balance
Precipitation interception	Empirical 2 parameter
Overland water retention	Specified depth
Infiltration	Green and Ampt (GA), Multi-layered GA, Green and Ampt with Redistribution (GAR), Richard's equation (RE)
Overland flow routing	2-D diffusive wave - Explicit, - Alternating Direction Explicit (ADE), - ADE Predictor-Corrector (ADEPC)
Channel routing	1-D diffusive wave - up-gradient explicit
Evapo-transpiration	Deardorff, Penman-Monteith with seasonal canopy resistance
Soil moisture in the Vadose zone	Bucket model, RE
Lateral groundwater flow	2-D vertically averaged
Stream/groundwater interaction	Darcy's law
Exfiltration	Darcy's law
GA - Green and Ampt (1911), GAR - Green and Ampt with Redistribution (Ogden and Saghafian 1997), RE - Richards' equation (1931), ADE - Alternating Direction Explicit (Downer et al. 2000), ADEPC - Alternating Direction Explicit, Predictor-Corrector (Downer et al 2000).	

Nel prosieguo verranno espone analiticamente le teorie alla base delle metodologie impiegate da GSSHA per la simulazione dei principali processi idrologici coinvolti nella modellazione del bacino idrografico del fiume Ledra e dei suoi affluenti.

3.6 La modellazione della propagazione dei deflussi superficiali

GSSHA utilizza uno schema risolutivo ai volumi finiti di tipo esplicito per la simulazione della propagazione dei deflussi superficiali sia all'interno del reticolo fluviale, adottando una propagazione di tipo monodimensionale (1D), sia lungo i versanti (ovvero le celle con le quali è stato discretizzato l'intero dominio) impiegando una propagazione di tipo bidimensionale (2D). A differenza di più sofisticati schemi risolutivi di tipo implicito alle differenze finite oppure agli elementi finiti, l'algoritmo utilizzato da GSSHA risulta essere

meno complesso. Le perdite di energia che occorrono tra una cella e quella immediatamente adiacente durante la propagazione dei deflussi vengono calcolate come la differenza fra le quote del pelo libero divisa per la dimensione della cella. Il modello matematico impiegato per la propagazione dei deflussi superficiali è quello di tipo diffusivo (Diffusive Wave) che a differenza del modello basato sulla più complessa teoria dell'onda cinematica (Kinematic Wave) garantisce una sufficiente stabilità per la simulazione della propagazione dei deflussi anche in presenza di depressioni superficiali e di contropendenze della superficie/alveo.

La relazione utilizzata per calcolare le portate in funzione del tirante idraulico è quella di Manning. L'impiego di tale formula implica che il regime di moto sia turbolento e che il coefficiente di scabrezza adottato sia indipendente dal livello del tirante idrico, anche se tuttavia nessuna di tali condizioni può essere considerata come valida nel caso della propagazione dei deflussi superficiali lungo i versanti del bacino. A livello di calcolo della propagazione dei deflussi, sia lungo i versanti sia lungo la rete idrografica, sono state apportate numerose modifiche rispetto a quanto implementato in CASC2D in modo tale da ottenere una maggiore stabilità numerica e consentire di modellare l'interazione tra deflussi superficiali e deflussi profondi (ovvero gli scambi tra falda e corso d'acqua). Tali modifiche hanno consentito di poter aumentare i valori di time step, generalmente utilizzati nelle simulazioni numeriche, da 5 - 30 secondi fino a 1 - 3 minuti (Downer, 2002; Downer et al., 2000) in modo tale da rendere i tempi computazionali delle simulazioni più brevi. Inoltre GSSHA rispetto al suo predecessore non necessita di superfici oppure di alvei perfettamente regolari al fine di mantenere la necessaria stabilità numerica nella risoluzione delle equazioni coinvolte nei processi di propagazione dei deflussi.

Essendo lo schema risolutivo adottato da GSSHA di tipo esplicito, per la stabilità dello schema di integrazione deve essere necessariamente rispettata la condizione di Courant Friedrichs - Lévy (CFL), ovvero il passo temporale deve essere più piccolo di un certo intervallo di tempo, altrimenti la simulazione produrrà risultati ampiamente scorretti. Ad esempio se un'onda attraversa una griglia di calcolo discreta, l'intervallo temporale (ovvero il time step) dovrà essere più piccolo del tempo necessario all'onda per attraversare due punti adiacenti della griglia. In altre parole il fronte d'onda nel propagarsi non deve oltrepassare la singola cella durante il singolo time step.

La condizione di Courant Friedrichs - Lévy (CFL) nel caso bidimensionale è la seguente:

$$CFL = \frac{c_{\max} \cdot \Delta t}{\Delta x_{\min}} < 1 \quad (3.1)$$

dove la celerità di propagazione nel caso di modelli 2D è data dalla relazione $c_{\max} \cong \max\left(\sqrt{U_i^2 + V_i^2} + \sqrt{gy_i}\right)$ mentre Δx_{\min} rappresenta l'intervallo spaziale (identificabile con la dimensione minore della cella nel caso di modelli 2D, oppure con la distanza fra due nodi/sezioni di calcolo nel caso di modelli 1D). La (3.1) può essere riscritta anche nella seguente forma, ovvero:

$$\Delta t < \frac{\Delta x}{c_{\max}} \quad (3.2)$$

appare perciò evidente come la corretta scelta del valore del time step Δt deve essere in linea con quanto imposto nella relazione (3.2). Essendo il valore del time step correlato al tempo di calcolo del personal computer, la scelta di valori maggiori consentirà sicuramente tempi di calcolo più brevi, compatibilmente però con il rispetto della condizione imposta dalla relazione (3.2). Ad ogni modo se a causa del time step scelto la condizione di Courant Friedrichs - Lévy (CFL) non è soddisfatta il programma può variare (ridurre) automaticamente tale valore.

Nella pratica valori di time step sufficientemente ridotti devono essere impiegati generalmente: (a) nelle circostanze in cui si verificano fenomeni di rigurgito (particolarmente frequenti in aree pianeggianti); (b) in simulazioni di eventi pluviometrici particolarmente intensi (si precisa come il time step non può essere maggiore dell'intervallo temporale utilizzato per l'acquisizione dei dati pluviometrici); (c) nei casi di griglie di calcolo con celle dalle dimensioni particolarmente ridotte.

3.6.1 La propagazione dei deflussi in alveo (channel routing)

La modellazione adottata da GSSHA per la propagazione dei deflussi in alveo è di tipo monodimensionale (1D), ovvero il reticolo fluviale è rappresentato sia da una serie di nodi (necessari a livello computazionale) sia da elementi link atti a rappresentare il tratto di corso d'acqua compreso tra due nodi. Lo schema adottato è quello riportato in Figura 3.2. I flussi intercella $Q_{i-1/2}$ e $Q_{i+1/2}$ lungo la direzione di propagazione (asse x) sono calcolati a partire dal valore del tirante idraulico, d , all'istante temporale n (identificato con l'apice nelle equazioni di Figura 3.2) utilizzando l'equazione di Manning:

$$Q_{i+1/2}^n = \frac{1}{n} A_i^n (R_i^n)^{\frac{2}{3}} (S_{f_{i+1/2}}^n)^{\frac{1}{2}} \quad (3.3)$$

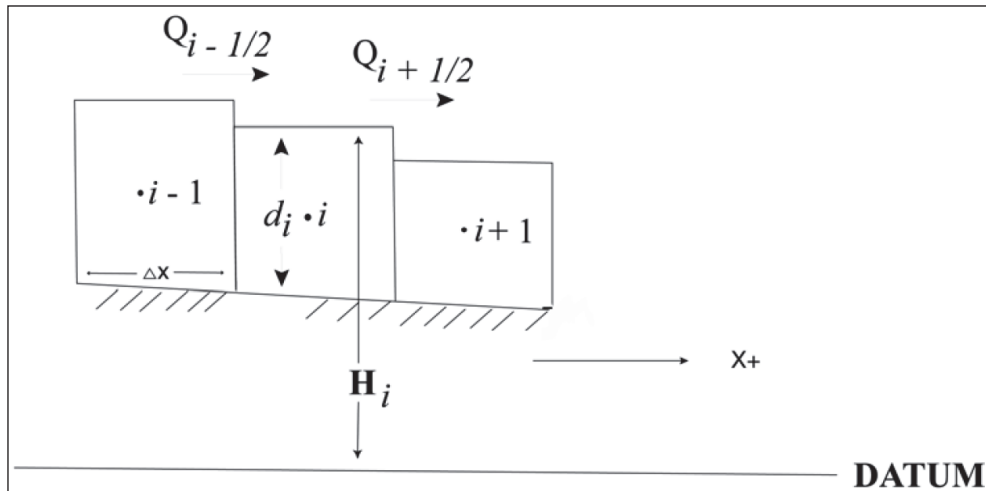


Figura 3.2: Schema utilizzato da GSSHA per la modellazione della propagazione (1D) dei deflussi in alveo.

dove: n rappresenta il coefficiente di scabrezza, A l'area della sezione liquida (m^2), R il raggio idraulico ed S_f le perdite di energia per unità di lunghezza lungo l'asse x ovvero:

$$S_{f_{i+1/2}}^n = S_{o_{i+1/2}} - \frac{d_{i+1}^n - d_i^n}{\Delta x} \quad (3.4)$$

in cui S_o rappresenta la pendenza dell'alveo lungo l'asse x . Nelle circostanze in cui si dovessero verificare flussi negativi, ovvero flussi verso monte, il tirante idraulico nella cella di valle è utilizzato per il calcolo della portata, ovvero:

$$Q_{i+1/2}^n = \frac{1}{n} A_{i+1}^n (R_{i+1}^n)^{\frac{2}{3}} (S_{f_{i+1/2}}^n)^{\frac{1}{2}} \quad (3.5)$$

I flussi internodo sono impiegati per il calcolo del volume, V , presente in ogni nodo, ovvero:

$$V_i^{n+1} = V_i^n + \Delta t (q_{lat}^{n+1} \Delta x + q_{recharge}^{n+1} \Delta x + Q_{i-1/2}^n - Q_{i+1/2}^n) \quad (3.6)$$

dove: q_{lat} ($m^2 s^{-1}$) rappresenta l'aliquota di deflussi laterali provenienti dalle celle (con le quali è stato discretizzato l'intero bacino) adiacenti i nodi atti a rappresentare il reticolo fluviale, $q_{recharge}$ ($m^2 s^{-1}$) gli scambi tra deflussi profondi e corso d'acqua (qualora si intenda modellare anche tali scambi). Il computo del volume V_i^{n+1} è utilizzato per il calcolo su ogni singolo nodo, all'istante temporale $n+1$, dei valori dell'area bagnata A , del tirante idraulico d nonché del perimetro bagnato.

Diverse modifiche sono state implementate nello schema risolutivo adottato per la propagazione dei deflussi in alveo in modo tale da permettere la modellazione delle interazioni falda e corso d'acqua. Le modifiche apportate consentono quindi un'interazione continua tra i nodi relativi alla schematizzazione del reticolo idrografico e le celle preposte alla modellazione dei flussi sotterranei. Inoltre sono state apportate ulteriori modifiche allo schema risolutivo in modo tale da permettere la permanenza in alveo di un certo quantitativo d'acqua, che risulterà poi essere presente anche in occasione dei successivi eventi meteorici con relativa propagazione dei deflussi. Ad ogni modo, poiché GSSHA impiega uno schema risolutivo ai volumi finiti, il criterio di stabilità ($CFL < 1.0$) non risulta essere sempre strettamente verificato. La necessaria stabilità è invece dipendente dall'entità delle variazioni dei volumi al nodo durante ogni time step. Esperienze maturate dagli sviluppatori di GSSHA suggeriscono come il criterio di stabilità possa essere raggiunto utilizzando delle limitazioni nei valori di time step tali da poter soddisfare la condizione $CFL < 1/6$. La modellazione dei deflussi profondi ed i potenziali episodi di tracimazione dei deflussi oltre la sezione fluviale definita possono essere un'altra causa di instabilità numerica a livello computazionale; a tal proposito GSSHA ha previsto l'implementazione di ulteriori controlli nello schema risolutivo in modo tale da garantire la necessaria stabilità. Se ad esempio durante la propagazione dei deflussi dovessero presentarsi episodi di instabilità (ad esempio tiranti idraulici negativi) oltre ad un controllo più restrittivo della condizione di stabilità (CFL) GSSHA è in grado di variare (ridurre) automaticamente il valore di time step fino ad $1/1000$ di secondo.

Relativamente alle condizioni al contorno utilizzate, la condizione di monte presente in ciascuno dei tronchi iniziali di primo ordine appartenenti al reticolo idrografico è quella di flusso nullo, mentre la condizione a contorno di valle (localizzata presso la sezione di chiusura del bacino modellato) può essere sia di tipo normal (rappresentativa della condizione di moto uniforme calcolata semplicemente utilizzando la pendenza dell'ultimo tratto del corso d'acqua) sia di tipo fixed (ovvero imponendo un certo livello del tirante idraulico nella sezione terminale del corso d'acqua).

3.6.2 La propagazione dei deflussi lungo i versanti (overland flow routing)

La metodologia utilizzata da GSSHA per il calcolo della propagazione dei deflussi lungo i versanti è la medesima di quella impiegata precedentemente in ambito fluviale con la sola differenza che in questo caso la propagazione dei deflussi risulta essere di tipo bidimensionale (2D) anziché monodimensionale (1D); i deflussi vengono così calcolati nelle due direzioni ortogonali su ogni cella (Figura 3.3) per ogni time step.

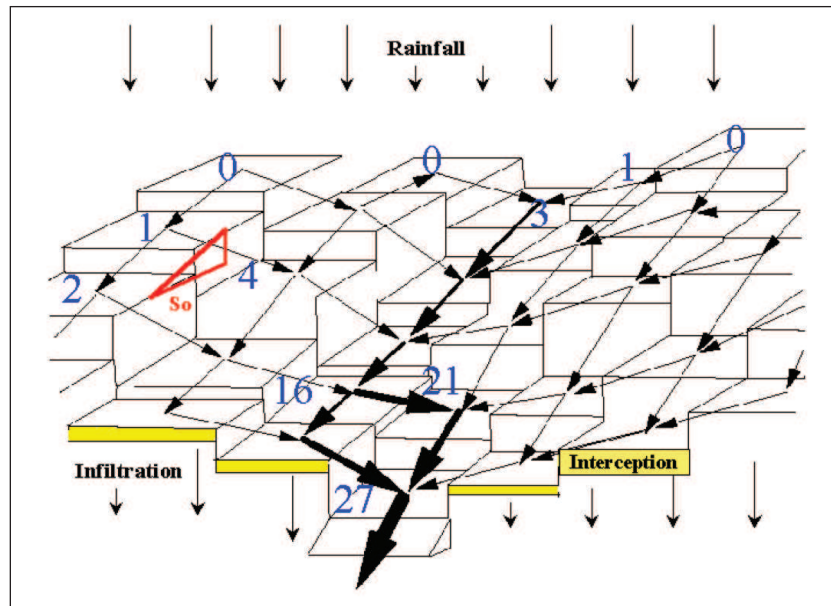


Figura 3.3: Rappresentazione della schematizzazione utilizzata da GSSHA per il calcolo della propagazione dei deflussi superficiali lungo i versanti (overland flow routing).

I limiti del bacino idrografico rappresentano una condizione al contorno di parete, ovvero di flusso nullo attraverso i confini del bacino. Per la discretizzazione dell'intero dominio, GSSHA utilizza una griglia di calcolo composta da celle quadrate, ovvero $\Delta x = \Delta y$. I flussi intercella lungo l'asse x e lungo l'asse y, ovvero p e q rispettivamente, sono calcolati nella generica cella ij a partire dal tirante idraulico, $d_{i,j}$ all'istante temporale n -esimo utilizzando la consueta formula di Manning scritta per le due componenti lungo l'asse x ed asse y, ovvero:

$$p_{ij}^n = \frac{1}{n} (d_{ij}^n)^{\frac{5}{3}} (S_{f_x}^n)^{\frac{1}{2}} \quad (3.7)$$

$$q_{ij}^n = \frac{1}{n} (d_{ij}^n)^{\frac{5}{3}} (S_{f_y}^n)^{\frac{1}{2}} \quad (3.8)$$

I valori del tirante idraulico in ogni singola cella sono calcolati all'istante temporale $n+1$ in accordo con tale relazione (Julien e Saghafian, 1991):

$$d_{ij}^{n+1} = d_{ij}^n + \frac{\Delta t}{\Delta x} (p_{i-1,j}^n + q_{i,j-1}^n - p_{ij}^n - q_{ij}^n) \quad (3.9)$$

In aggiunta a questa formulazione, mutuata da quella originariamente implementata in CASC2D, sono state introdotte altre due metodologie: ADE (Alternating Direction Explicit scheme) e ADEPC (Alternating Direction Explicit Predictor - Corrector scheme) (Downer,

2002; Downer et al., 2000). Entrambe le metodologie impiegano la tecnica up - gradient difference, cfr. equazione (3.5), per il calcolo dei flussi verso monte (Downer, 2002). I processi di evaporazione diretta (DET), infiltrazione e/o exfiltrazione sono precedentemente calcolati rispetto la propagazione dei deflussi superficiali.

Nel metodo ADE i flussi intercella sono prima calcolati lungo la direzione x in accordo con l'equazione (3.8). I tiranti idraulici su ogni riga sono ricalcolati ed aggiornati in base ai flussi lungo l'asse x, ovvero:

$$d_{ij}^{n+1/2} = d_{ij}^n + \frac{\Delta t}{\Delta x} (p_{i-1,j}^n - p_{ij}^n) \quad (3.10)$$

Conseguentemente i flussi intercella lungo l'asse y sono calcolati utilizzando i nuovi valori del tirante idraulico, ovvero:

$$q_{ij}^{n+1/2} = \frac{1}{n} (d_{ij}^{n+1/2})^{\frac{5}{3}} (S_{f_y}^{n+1/2})^{\frac{1}{2}} \quad (3.11)$$

I tiranti idraulici su ogni colonna sono ricalcolati ed aggiornati in base ai flussi lungo l'asse y, ovvero:

$$d_{ij}^{n+1} = d_{ij}^{n+1/2} + \frac{\Delta t}{\Delta x} (q_{i,j-1}^{n+1/2} - q_{ij}^{n+1/2}) \quad (3.12)$$

L'impiego del metodo ADEPC prevede l'aggiunta di ulteriori accorgimenti al fine di migliorare l'accuratezza e la stabilità nella fase di calcolo. Analogamente a quanto fatto con il metodo precedente, ovvero procedendo prima per righe e poi per colonne, la stima del carico idraulico è effettuata basandosi necessariamente sulla conoscenza dei deflussi calcolati per mezzo delle equazioni (3.10) e (3.12). Il passo successivo è quello di utilizzare i nuovi tiranti idraulici aggiornati in modo tale da poter calcolare i nuovi flussi intercella all'intervallo temporale $n+1$, ovvero:

$$q_{ij}^{n+1} = \frac{1}{n} (d_{ij}^{n+1})^{\frac{5}{3}} (S_{f_y}^{n+1})^{\frac{1}{2}} \quad (3.13)$$

I flussi originali e quelli aggiornati vengono poi successivamente mediati per giungere ad una nuova stima dei flussi:

$$q_{ij}^{n+1/2} = (q_{ij}^n + q_{ij}^{n+1})/2 \quad (3.14)$$

I flussi calcolati con la relazione (3.14) vengono successivamente utilizzati per aggiornare i valori relativi ai tiranti idraulici, equazioni (3.10) e (3.12). Questa metodologia risulta essere essenzialmente quella del metodo di MacCormack (MacCormack, 1969).

Uno studio condotto da Downer (Downer et al., 2000) ha voluto confrontare le tre metodologie di calcolo appena descritte (ovvero schema esplicito di tipo tradizionale, il metodo ADE e quello ADEPC) nell'ambito della modellazione idrologica di due bacini idrografici costituiti da due piani convergenti (schema a libro aperto) ovvero Goodwin Creek Experimental Watershed (GCEW) (Senarath et al., 2000) e Poplar Creek (Downer et al., 2002). I risultati hanno evidenziato che le simulazioni effettuate con uno schema risolutivo di tipo ADE oppure ADEPC consentono di utilizzare valori di time step maggiori (dal 20% al 240%) rispetto lo schema di calcolo originale.

Il metodo di default utilizzato da GSSHA è quello tradizionale di tipo esplicito anche se a priori non è possibile stabilire quale sia quello più performante, molto infatti dipende dalle caratteristiche del bacino che si vuole modellare. Ad esempio il metodo ADEPC è particolarmente indicato in presenza di bacini che abbiano superfici dalla morfologia complessa ed irregolare con valori dei coefficienti di scabrezza superficiale anche elevati; tuttavia a causa della sua struttura particolarmente complessa si incorre in tempi computazionali piuttosto lunghi a meno che non si utilizzino time step maggiori considerando la possibilità offerta da tale metodo rispetto gli altri due. Al contrario per bacini idrografici dalla morfologia meno complessa e maggiormente regolare, caratterizzati dai versanti moderatamente scabri, l'impiego del metodo tradizionale e di quello ADE è in grado di garantire tempi computazionali inferiori.

3.6.2.1 Coefficienti di scabrezza superficiali

La discretizzazione dell'intero dominio adottata nei modelli di tipo distribuito richiede necessariamente l'assegnazione per ogni cella dei valori relativi al parametro di scabrezza superficiale (secondo Manning) in modo tale da poter calcolare i flussi intercella lungo le due direzioni di propagazione dei deflussi superficiali. La Tabella 3.2 riporta i valori proposti dalla letteratura scientifica da attribuire ai coefficienti di scabrezza in funzione delle differenti tipologie di superficie.

Tali valori ad ogni modo devono essere considerati come indicativi e non vincolanti; la stima di tali parametri è da effettuarsi anche tramite procedura di calibrazione (si pensi infatti come tale parametro non sia direttamente misurabile in situ ma rappresenti una estrema semplificazione della realtà nel descrivere zone in cui la propagazione dei deflussi superficiali risulta essere agevole o meno).

Tabella 3.2: Coefficienti di scabrezza (secondo Manning).

Land Use or Cover	Recommended n-value	Range
Concrete or asphalt	0.011 ^a	0.01-0.013 ^a 0.05-0.15 ^d
Developed/industrial	0.0137 ^b	-
Bare sand	0.01 ^a	0.010-0.016 ^a
Graveled surface	0.02 ^a	0.012-0.03 ^a
Bare clay-loam (eroded)	0.02 ^a	0.012-0.033 ^a
Gullied land	-	0.320-0.357 ^c
Bare field - no residue	0.05 ^a	0.006-0.16 ^a
Range (natural)	0.13 ^a	0.01-0.32 ^a
Range (clipped)	0.10 ^a	0.02-0.24 ^a
Grass and pasture	-	0.05 - 0.15 ^a
Pasture	-	0.235-271 ^c 0.30-0.40 ^d
Clover	-	0.08 - 0.25 ^a
Small grain	-	0.1 - 0.4 ^a
Row crops	-	0.07 - 0.2 ^a
Cotton/soy	-	0.246-0.261 ^c
Grass (bluegrass sod)	0.45 ^a	0.39-0.63 ^a 0.30-0.50 ^d
Short grass prairie	0.15 ^a	0.10-0.20 ^{a,d}
Dense grass	0.24 ^a	0.17-0.30 ^a
Bermuda grass	0.41 ^a	0.30-0.48 ^a
Lawns		0.40-0.50 ^d
Forest	0.192 ^b	0.184-198 ^c
Sparsely vegetated	0.150 ^b	0.05-0.13 ^d
Dense Growth		0.40-0.50 ^d
Notes: ^a Engman (1986), ^b Downer (2002b), ^c Senarath et al (2000), ^d HEC (1985)		

3.7 La modellazione dei processi d'infiltrazione

Funzionale alla determinazione dei deflussi superficiali lungo i versanti, e della relativa propagazione all'interno della rete idrografica, risulta essere la modellazione dei processi di infiltrazione ai quali è attribuito il difficile compito di stimare quale sarà l'aliquota di precipitazione che sarà parte attiva nei processi idrologici. La capacità di infiltrazione dei terreni è funzione delle loro proprietà idrauliche, del grado di saturazione e della presenza o meno di una falda freatica superficiale. Il moto dell'acqua nel sottosuolo può avvenire in condizioni di saturazione o non saturazione. L'infiltrazione ha luogo nella parte più superficiale del terreno e pertanto si manifesta quasi sempre con un moto verticale in condizioni di non saturazione. Negli strati più profondi, saturi d'acqua, il moto è detto di filtrazione ed è prevalentemente orizzontale.

Come già illustrato in Tabella 3.1, in GSSHA sono implementati sostanzialmente due metodologie per simulare i processi di infiltrazione: il metodo basato sulla risoluzione numerica delle equazioni di Richards (1931) ed il tradizionale metodo di Green - Ampt (1911) comprensivo anche di due varianti rappresentate dal metodo Multi Layer Green -

Ampt e dal metodo Green - Ampt with redistribution (GAR - Ogden and Saghafian, 1997), rendendo così effettivamente disponibili quattro differenti metodologie per la modellazione dei processi di infiltrazione.

La differenza principale tra tali metodologie è rappresentata dal fatto che sia il metodo tradizionale di Green - Ampt sia quello di tipo Multi - layer sono da utilizzarsi nel caso di simulazioni idrologiche su breve periodo, o meglio a singolo evento, caratterizzate cioè da eventi meteorici durante i quali non si verificano periodi significativamente protratti di interruzione dei fenomeni piovosi. Al contrario il metodo GAR è particolarmente indicato per la simulazione su lunga scala temporale accettando così anche prolungati periodi caratterizzati dall'assenza di precipitazioni durante i quali il terreno può recuperare le proprie capacità d'infiltrazione. Il metodo basato sulla risoluzione numerica delle equazioni di Richards, in virtù della sua formulazione, può essere applicato su qualsivoglia tipologia di bacino idrografico sia per simulazioni sul breve che nel lungo periodo.

I metodi d'infiltrazioni basati sulla teoria di Green - Ampt sono da preferirsi nei casi in cui i meccanismi di infiltrazione siano prevalentemente di tipo Hortoniano (1933), ovvero ammettendo che la formazione di deflusso superficiale avvenga solo nei casi in cui l'intensità di precipitazione superi la velocità di infiltrazione producendo così un deflusso superficiale pari alla differenza tra volume di pioggia e volume assorbito nell'unità di tempo.

Alcuni studi hanno dimostrato come, per suoli dalla granulometria fine, i risultati ottenuti utilizzando il metodo GAR sono sostanzialmente paragonabili a quelli ottenuti applicando le equazioni di Richards (Ogden and Saghafian, 1997) così come nel caso di bacini idrografici caratterizzati da meccanismi di infiltrazione di tipo Hortoniano (Downer and Ogden, 2003).

Ad ogni modo l'applicazione dei metodi basati sulla teoria di Green - Ampt per terreni in cui i deflussi non vengono prevalentemente generati da meccanismi di tipo Hortoniano può condurre a risultati non aderenti alla realtà (Downer et al., 2002); in tali casi è preferibile l'impiego del metodo basato sulle equazioni di Richards accoppiato ad una modellazione dei deflussi profondi nella zona satura. Si tenga inoltre presente come i metodi basati sulla teoria di Green - Ampt sono sostanzialmente delle approssimazioni della teoria basata sulle equazioni di Richards e non prevedono pertanto una descrizione dettagliata sia del contenuto idrico lungo la colonna di suolo sia delle interazioni tra falda, ovvero zona satura, e zona insatura. In particolare alcuni studi (Short et al., 1995) sostengono come l'impiego della teoria di Green - Ampt potrebbe risultar essere poco idonea nel modellare fedelmente processi di infiltrazione nei quali è presente l'interazione con la falda.

3.7.1 Le equazioni di Richards

L'impiego della teoria di Richards rappresenta ad oggi il metodo più completo e rigoroso per stimare i processi di infiltrazione che avvengono all'interno della zona insatura, ovvero quella complessa porzione di terreno alla quale spetta il complesso compito di regolare lo scambio (ripartizione) tra afflussi e deflussi superficiali e/o profondi. Sebbene molti studiosi abbiano affermato come l'impiego delle equazioni di Richards sia da considerarsi poco idoneo per l'utilizzo nel campo delle simulazioni idrologiche a fini previsionali, numerosi studi hanno dimostrato esattamente il contrario (Lappala et al., 1987; Hutson and Waggenet, 1989; Dawes and Hatton, 1993; Refsgaard and Storm, 1995).

I processi di infiltrazione, scambio ed interazione con la falda che avvengono nella zona insatura del terreno sono da considerarsi attivi sostanzialmente lungo la componente verticale (Refsgaard and Storm, 1995) ed in virtù di tale motivazione GSSHA risolve le equazioni di Richards nel caso monodimensionale lungo l'asse verticale (asse z) nella formulazione matematica di tipo head based, ovvero:

$$C(\psi) \frac{\partial \psi}{\partial t} - \frac{\partial}{\partial z} \left[K(\psi) \left(\frac{\partial \psi}{\partial z} - 1 \right) \right] - W = 0 \quad (3.15)$$

dove:

- $C(\psi)$ è una funzione che descrive il tasso di variazione del contenuto d'acqua in accordo con il potenziale di ritenzione capillare, ovvero $C(\psi) = \frac{\partial \theta}{\partial \psi}$. Tale funzione, detta anche specific moisture capacity, può essere determinata per differenti tipologie di suolo attraverso prove di laboratorio oppure abachi misurando il tasso di infiltrazione dell'acqua lungo la colonna di terreno (Van Genuchten, 1980);
- ψ = potenziale di ritenzione capillare;
- $K(\psi)$ = conducibilità idraulica;
- W = termine legato agli scambi idrologici (perdite oppure apporti);

Tale formulazione consente la risoluzione delle equazioni di Richards sia nelle condizioni insature che sature del terreno (Haverkamp et al., 1977). Il codice di calcolo GSSHA per la risoluzione delle equazioni di Richards impiega uno schema implicito alle differenze finite; la colonna di terreno al di sotto di ogni cella con la quale è stato discretizzato l'intero dominio è suddivisa in una serie di zone insature come illustrato in Figura 3.4.

L'approccio monodimensionale (1D) lungo l'asse verticale della colonna di terreno della zona insatura comporta tuttavia alcune limitazioni nell'applicazione del modello. Basti pensare ad esempio ai casi in cui siano presenti formazioni argillose intermedie nella zona insatura che favoriscono una circolazione di tipo orizzontale anziché verticale, anche se una componente laterale preponderante dei deflussi potrebbe verificarsi anche in assenza di particolari stratificazioni del terreno (Zaslavsky, 1981). Ad ogni modo è bene sottolineare come la risoluzione delle equazioni di Richards nel caso multidimensionale risulti dal punto di vista computazionale molto oneroso e non giustificabile nel caso di modelli idrologici nei quali l'interesse è focalizzato alla stima dei deflussi superficiali e non alle dinamiche dei flussi sotterranei. Riprendendo la discretizzazione del terreno adottata per la risoluzione delle equazioni di Richards, GSSHA definisce lungo la colonna di terreno una serie composta da tre differenti strati orizzontali di terreno identificati con A, B, C (Figura 3.4).

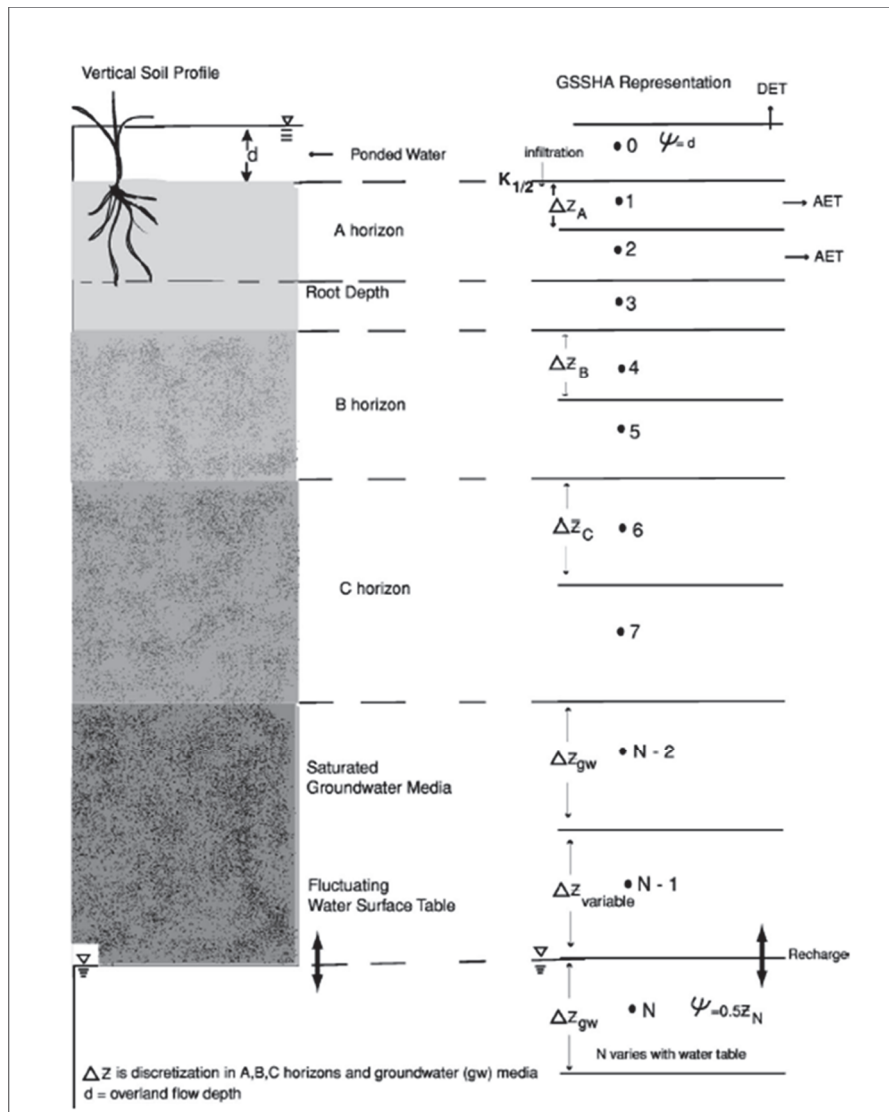


Figura 3.4: Schematizzazione della zona insatura del terreno utilizzata da GSSHA.

Le caratteristiche e la discretizzazione adottata possono variare da strato a strato; relativamente alla discretizzazione (Δz) è possibile utilizzare celle di qualsivoglia dimensione anche se alcuni studi (Downer and Ogden, 2004) suggeriscono una discretizzazione con elementi anche di dimensioni pari ad 1 cm almeno nei primi 10 cm di profondità del terreno in modo tale da modellare accuratamente i processi d'infiltrazione. Ad esempio se in presenza di terreni completamente asciutti sono utilizzate celle dalle dimensioni maggiori accade che un notevole quantitativo di volume d'acqua deve necessariamente pervenire ad ogni singola cella affinché possano avere inizio significativi fenomeni d'infiltrazione grazie all'aumento dei valori della conducibilità idraulica $K(\psi)$ che altrimenti sarebbe davvero modesta con relative sottostime dei processi d'infiltrazione (Downer and Ogden, 2004).

Lo schema risolutivo è di tipo implicito del tipo alle differenze finite centrate della derivata seconda nello spazio ed alle differenze finite in avanti della derivata prima nel tempo. Con riferimento sempre alla Figura 3.4 si indichi con j il numero di cella j -esimo (crescente con la profondità) in modo tale che si indichi ad esempio con j la cella d'interesse, con $j-1$ la cella adiacente superiore, con $j+1$ la cella adiacente inferiore e con n si indichi un certo istante temporale. La seguente discretizzazione è impiegata per le celle che non sono localizzate lungo i limiti del dominio:

$$C_j^n \frac{\psi_j^{n+1} - \psi_j^n}{\Delta t} = \frac{1}{\Delta z_j} \left[K_{j+1/2}^n \left(\frac{\psi_{j+1}^{n+1} - \psi_j^{n+1}}{\Delta z_{j+1/2}} \right) - K_{j-1/2}^n \left(\frac{\psi_j^{n+1} - \psi_{j-1}^{n+1}}{\Delta z_{j-1/2}} \right) \right] + W_j^n \quad (3.16)$$

dove:

- C = contenuto d'acqua che può essere immagazzinato nel suolo;
- ψ = il carico idraulico nella cella j -esima [cm];
- K = conducibilità idraulica nella cella j -esima [cm hr⁻¹];
- W = termine sorgente [cm hr⁻¹];
- Δt = time step [hr];
- Δz = dimensioni della griglia [cm];

Valori delle variabili relative alle zone d'interfaccia tra una cella e l'altra sono identificate come $j-1/2$ e $j+1/2$ per l'interfaccia superiore ed inferiore rispettivamente. Le distanze internodali $\Delta z_{j-1/2}$ e $\Delta z_{j+1/2}$ sono definite come la distanza tra il centro della cella j e cella $j-1$ e della cella j con la cella $j+1$ rispettivamente, calcolato come:

$$\Delta z_{j-1/2} = \frac{(\Delta z_{j-1} + \Delta z_j)}{2} \quad (3.17)$$

I valori della conducibilità idraulica nella zone intercella può essere calcolata in due differenti modi. Il primo prevede l'impiego di fattori peso (α) da associare in modo opportuno alla cella superiore ed inferiore. Studi condotti da Lappala (1981) consigliano l'utilizzo di una valore di α pari all'unità. Il secondo metodo basato sulla media geometrica dei valori è preferibile in presenza di notevoli variazioni nei valori della conducibilità idraulica tra una cella e l'altra e può essere applicato con successo in qualsiasi situazione.

Appare evidente come nelle equazioni di Richards la conducibilità idraulica relativa (K_r) e la capacità di ritenzione idrica del terreno (C) sono funzione del contenuto d'acqua presente in ogni singola cella. GSSHA implementa il metodo di Brooks and Corey (1964) e successiva evoluzione (Hutson and Cass, 1987) per stimare il valore della conducibilità idraulica relativa in funzione del carico piezometrico, ovvero:

$$\text{se } \psi < \psi_b: K_r = \left(\frac{\psi}{\psi_b} \right)^{-2-3\lambda} \quad (3.18)$$

$$\text{se } \psi > \psi_b: K_r = 1 \quad (3.19)$$

dove:

- K_r = conducibilità idraulica relativa;
- ψ_b = pressione alla quale l'aria inizia ad entrare nei pori del suolo;
- λ = indice di distribuzione delle dimensioni dei pori;

Con il metodo di Haverkamp (Haverkamp et al., 1977) modificato da Lappala et al. (1987) la conducibilità idraulica relativa è calcolata come:

$$K_r = \frac{A}{A + |\Psi|^B} \quad (3.20)$$

dove: A e B sono parametri determinabili tramite prove di laboratorio per la determinazione della conducibilità idraulica in funzione del carico piezometrico.

Il contenuto d'acqua C è funzione del parametro ψ ovvero $C = \left(\frac{\partial \vartheta}{\partial \psi} \right)$. Tralasciando i numerosi passaggi algebrici si riporta la formulazione finale, ovvero:

$$C = \frac{-(\vartheta_s - \vartheta_r)(\beta/\alpha)(\psi/\alpha)^{\beta-1}}{[1 + (\psi/\alpha)^\beta]^2} \quad (3.21)$$

Relativamente alla risoluzione delle equazioni di Richards a causa del loro elevato grado di non linearità (sono infatti funzione del contenuto d'acqua presente nel suolo) devono essere necessariamente linearizzate; a tal proposito GSSHA rende costanti durante ogni time step sia il valore del parametro C nonché il valore della conducibilità idraulica K_r . Per la trattazione approfondita della risoluzione di tali equazioni si rimanda alle pubblicazioni sia di Celia, M. A., Bouloutas, E. T., and Zarba, R. L. (1990) *A general mass-conservative numerical solution for the unsaturated flow equation*, Water Resour. Res., 26(7), 1483-1496 sia di Kirkland, M. R., Hills, R. G., and Wierenga, P. J. (1992) *Algorithms for solving Richards' equation for variably saturated soils*, Water Resour. Res., 28(8), 2049-2058.

3.7.2 Il metodo di Green - Ampt

Il modello d'infiltrazione di Green - Ampt (1911) propone la rappresentazione analitica esatta di una descrizione fisica approssimata del fenomeno dell'infiltrazione. L'ipotesi di partenza consiste nel considerare un modello di infiltrazione semplificato che schematizzi il fronte umido come una superficie orizzontale piana che si propaga verso il basso, costituendo una netta separazione tra gli strati inferiori, non ancora raggiunti dall'acqua di infiltrazione ed aventi un tasso di umidità iniziale ϑ_i e gli strati superiori saturi, aventi quindi un contenuto di umidità pari alla porosità η (Figura 3.5).

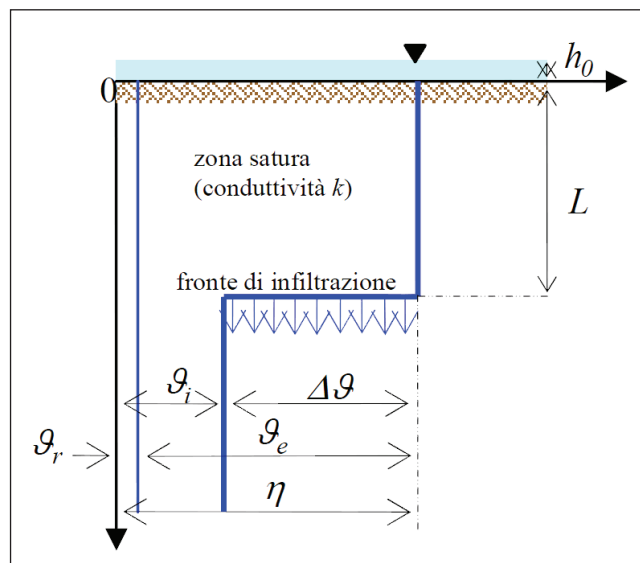


Figura 3.5: Schematizzazione del profilo verticale del contenuto idrico nella colonna di terreno secondo il modello proposto da Green - Ampt.

Considerando che il fronte saturo sia penetrato fino ad una profondità $L(t)$ dopo un tempo t dall'inizio dell'infiltrazione, e considerando che ci sia un sottile velo idrico (ponding) h_0 sulla superficie del suolo, l'equazione di continuità applicata ad una colonna verticale di suolo sarà:

$$F(t) = L(t) \cdot (\eta - \vartheta_i) = L(t) \cdot \Delta\theta \quad (3.22)$$

dove $\Delta\theta = (\eta - \vartheta_i)$,

mentre la legge di Darcy si scriverà come:

$$f(t) = K \cdot \frac{\partial H}{\partial z} \quad (3.23)$$

dove H rappresenta il carico totale, z la quota sul piano di riferimento e tenendo conto che la velocità d'infiltrazione ha segno opposto a $f(t)$ in quanto sono opposti i segni dei sistemi di riferimento. Utilizzando queste due espressioni si ottiene:

$$f(t) = K \cdot \frac{F(t) + (\psi + h_0) \cdot \Delta\vartheta}{F(t)} = \frac{dF(t)}{dt} \quad (3.24)$$

Per poter risolvere questa espressione è necessario definire in GSSHA i valori di K (conducibilità idraulica), η (porosità), ψ (carico di suzione) e ϑ_i (umidità iniziale del terreno).

3.7.3 Il metodo di Green - Ampt Multi layer

Nonostante il metodo tradizionale di Green - Ampt sia considerato sostanzialmente efficace per la modellazione dei fenomeni d'infiltrazione nel terreno, tuttavia la sua formulazione che prevede l'assunzione di un'unica colonna omogenea di terreno risulta essere troppo restrittiva e semplificata. Si pensi infatti a come siano comuni terreni caratterizzati da un elevato grado di eterogeneità, ovvero suoli di tipo stratificato, suoli con differenti condizioni di umidità iniziale, suoli con presenza di lenti argillose ecc. Appare evidente come una fedele e completa modellazione dei fenomeni d'infiltrazione non possa non tener conto dell'eterogeneità del suolo. In riferimento alla Figura 3.4, l'impiego del metodo Multi - layer permette la definizione di ben tre distinti strati (layer) di terreno. Generalmente i terreni nel primo strato (A) risultano essere poco compattati e ricchi in materiale organico che favorendo una intensa attività di tipo biologico favorisce l'aumento dei valori di porosità e conducibilità idraulica. I suoli nell'orizzonte B sono in genere meno permeabili, con minore contenuto organico ed attività biologica ridotta. Suoli nell'orizzonte C ed inferiori tendono

ad essere ancora meno permeabili. Quanto appena esposto vale tuttavia in linea di massima in quanto, a causa dei complessi processi geologici di erosione e sedimentazione che si sono susseguiti nel tempo, si possono trovare anche strati molto profondi caratterizzati da elevate permeabilità. Ad ogni modo indipendentemente dalla stratificazione del terreno, quando il fronte bagnato si sposta da uno strato all'altro, il tasso di infiltrazione sarà ridotto (indipendentemente dall'orientamento dello strato di terreno). Se il fronte umido si sposta da uno strato più poroso ad uno meno poroso la capacità d'infiltrazione sarà inferiore a causa della riduzione della conducibilità idraulica, così come se il fronte umido avanza da uno strato meno poroso ad uno strato più poroso la diminuzione delle forze di suzione provocherà la riduzione del tasso di infiltrazione.

Relativamente alla formulazione del modello, l'effettiva conducibilità idraulica del terreno è calcolata ad ogni time step sulla base della profondità raggiunta dal fronte umido ovvero è calcolata come la media armonica degli strati di terreno bagnati. Ad esempio, se il fronte umido è contenuto nel primo strato (layer), la conducibilità idraulica K^n a qualsiasi istante temporale n , è uguale a K_1 . Nell'istante in cui il fronte bagnato raggiunge il secondo strato la conducibilità idraulica è definita come:

$$K^n = \frac{\left(L_1 + \frac{F^n - L_1 MD_1}{MD_2} \right)}{\left[\frac{L_1}{K_1} + \frac{\left(\frac{F^n - L_1 MD_1}{MD_2} \right)}{K_2} \right]} \quad (3.25)$$

dove:

- L_1 = spessore del primo strato di terreno (A) [cm];
- L_2 = spessore del secondo strato di terreno (B) [cm];
- MD_1 = moisture deficit del primo strato di terreno (A) [adimensionale];
- MD_2 = moisture deficit del secondo strato di terreno (B) [adimensionale];
- K_1 = conducibilità idraulica a saturazione del primo strato di terreno (A) [cm hr⁻¹];
- K_2 = conducibilità idraulica a saturazione del secondo strato di terreno (B) [cm hr⁻¹];
- F^n = infiltrazione totale cumulata al tempo n [cm];

Il parametro moisture deficit (MD) è definito come la porosità efficace ϑ_s meno il contenuto iniziale di umidità del suolo ϑ_i .

Nell'istante in cui il fronte bagnato raggiunge il terzo strato la conducibilità idraulica è definita come:

$$K^n = \frac{\left(L_1 + L_2 + \frac{F^n - (L_1 MD_1 + L_2 MD_2)}{MD_3} \right)}{\left\{ \frac{L_1}{K_1} + \frac{L_2}{K_2} + \frac{\left(\frac{F^n - (L_1 MD_1 + L_2 MD_2)}{MD_3} \right)}{K_3} \right\}} \quad (3.26)$$

con il risultato che la variazione della conducibilità idraulica risulta essere graduale come effettivamente accade in natura. Il terreno risulta essere saturo nelle zone che si trovano al di sopra del fronte umido. I valori del parametro F , ovvero dell'infiltrazione cumulata, al tempo $n+1$ sono forniti dalla seguente relazione (adattata da Chow et al., 1988):

$$F^{n+1} = F^n + K^n \Delta t + \psi_f MD \ln \left(\frac{F^{n+1} + \psi_f MD}{F^n + \psi_f MD} \right) \quad (3.27)$$

dove ψ_f rappresenta il carico di suzione, cioè le tensioni presenti nel terreno non saturo. La (3.27) viene risolta in maniera iterativa utilizzando il metodo di Newton Raphson. Una volta determinato il valore relativo all'infiltrazione cumulata, il tasso d'infiltrazione f [$cm \text{ hr}^{-1}$] è calcolato come:

$$f^{n+1} = K^n \left(\frac{\psi_f MD}{F^{n+1}} + 1 \right) \quad (3.28)$$

Nei casi in cui siano presenti precipitazioni particolarmente modesti, l'infiltrazione cumulata è calcolata come:

$$F^{n+1} = F^n + d^{n+1} \quad (3.29)$$

dove d^{n+1} rappresenta la profondità dello strato idrico che giace al di sopra della cella prima che l'infiltrazione sia calcolata.

Il tasso d'infiltrazione risulta essere quindi:

$$f^{n+1} = d^{n+1} / \Delta t \quad (3.30)$$

Per concludere si evidenzia come nel caso si desiderasse rappresentare comunque il suolo con un singolo strato (layer), risulta essere buona norma utilizzare come dati per la

definizione delle caratteristiche geotecniche quelli relativi allo strato di terreno più superficiale oppure in alternativa mediare i valori relativi ai diversi strati che costituiscono la colonna di suolo.

3.7.4 Il metodo di Green - Ampt con redistribuzione (GAR)

Il metodo di Green - Ampt with redistribution (GAR) è un adattamento della teoria originale da utilizzarsi necessariamente nel caso di simulazioni idrologiche sul lungo periodo (Ogden and Saghafian, 1997). Infatti tale metodo consente al terreno di recuperare la propria capacità iniziale di infiltrazione durante periodi caratterizzati da assenze di precipitazioni.

Ogden e Saghafian (1997) effettuarono uno studio, basato sul confronto tra il metodo di infiltrazione di Green - Ampt con redistribuzione (GAR) ed il metodo basato sulla risoluzione delle equazioni di Richards, che evidenziò come nel caso di applicazioni in terreni con buone caratteristiche di drenaggio il metodo GAR può essere sostanzialmente considerato come una buona approssimazione della risoluzione numerica delle equazioni di Richards nel caso di eventi pluviometrici multipli anche se risultati ancora migliori sono stati ottenuti nel caso di terreni dalla granulometria fine.

3.7.5 La stima dei parametri d'infiltrazione

Appare evidente come in linea puramente teorica il miglior modo per determinare le proprietà e le caratteristiche idrauliche e geotecniche di un terreno sia quello di avvalersi di prelievi in situ con relative prove di laboratorio, anche se a causa dell'elevato dispendio in termini economici tale pratica risulta essere scarsamente utilizzata in campo idrologico. A tal proposito nel corso dei decenni sono stati realizzati numerosi studi al fine di individuare delle relazioni in grado di attribuire a ciascuna tipologia di terreno i relativi parametri che ne determinano le capacità d'infiltrazione. Alcuni degli studi più autorevoli sono stati condotti da Rawls and Brakensiek (1983) e Rawls et al. (1982). La Tabella 3.3 riassume quanto emerso dagli studi di Rawls and Brakensiek, ovvero fornire in base alla classificazione granulometrica del terreno i relativi parametri necessari alla definizione dei processi di infiltrazione. I valori riportati in Tabella 3.3 sono relativi alla media dei risultati forniti da numerose indagini effettuate su un grande quantitativo di tipologie di terreno. Nel caso dell'impiego dei metodi basati sulla teoria di Green - Ampt, i valori di conducibilità idraulica a saturazione riportati in Tabella 3.3 devono essere ridotti del 50% (Rawls et al., 1982). Va segnalato inoltre come sebbene la varianza che affligge i valori dei parametri riportati in Tabella 3.3 sia considerevole (Maidment, 1993), tuttavia tali valori rappresentano una valida stima del valore iniziale da attribuire ai parametri coinvolti nei processi d'infiltrazione.

Tabella 3.3: Valori relativi ai principali parametri coinvolti nei processi d'infiltrazione (Rawls and Brakensiek, 1983).

USDA Textural Classification	Total Porosity/Saturation θ_s (cm ³ /cm ³)	Effective Porosity/Saturation θ_e (cm ³ /cm ³)	Field Capacity Saturation θ_f (cm ³ /cm ³)	Wilting Point Saturation θ_{wp} (cm ³ /cm ³)	Residual Saturation θ_r (cm ³ /cm ³)	Bubbling Pressure Geometric Mean Ψ_b (cm)	Pore Size Distribution Arithmetic Mean λ (cm/cm)	Saturated Hydraulic Conductivity (multiply by 0.5 for GA methods) K_s (cm/h)	Wetting Front Suction Head (Capillary Head) Ψ_f (cm)
Sand	0.437	0.417	0.091	0.033	0.02	7.26	0.694	23.56	4.95
Loamy sand	0.437	0.401	0.125	0.055	0.035	8.69	0.553	5.98	6.13
Sandy loam	0.453	0.412	0.207	0.095	0.041	14.66	0.378	2.18	11.01
Loam	0.463	0.434	0.27	0.117	0.027	11.15	0.252	1.32	8.89
Silt loam	0.501	0.486	0.33	0.133	0.015	20.79	0.234	0.68	16.68
Sandy clay loam	0.398	0.330	0.255	0.148	0.068	28.08	0.319	0.30	21.85
Clay loam	0.464	0.390	0.318	0.197	0.075	25.89	0.242	0.20	20.88
Silty clay loam	0.471	0.432	0.366	0.208	0.040	32.56	0.177	0.20	27.30
Sandy clay	0.430	0.321	0.339	0.239	0.109	29.17	0.223	0.12	23.90
Silty clay	0.479	0.423	0.387	0.250	0.056	34.19	0.150	0.10	29.22
Clay	0.475	0.385	0.396	0.272	0.090	37.30	0.165	0.06	31.63

Alcuni Autori suggeriscono come alcuni fra i parametri maggiormente significativi per la modellazione dei processi d'infiltrazione risultano essere tipicamente quelli legati alla conducibilità idraulica a saturazione K_s , il potenziale di suzione al fronte di bagnatura Ψ_f e Ψ_b . Ad ogni modo la trattazione relativa all'assegnazione dei valori da attribuire ai parametri necessari per la modellazione dei fenomeni di infiltrazione sarà esposta nel Capitolo 6 relativo alle fasi necessarie per la calibrazione del modello.

3.8 La modellazione dei deflussi laterali profondi nelle zone sature

Nonostante GSSHA appartenga alla categoria dei modelli numerici di tipo idrologico - idraulico, al suo interno è implementato un particolare modulo di calcolo che consente di simulare in maniera distribuita e bidimensionale anche i deflussi laterali profondi delle zone sature. Si sottolinea come tale modulo non abbia la pretesa di sostituirsi a codici di calcolo espressamente sviluppati per la modellazione dei flussi profondi negli acquiferi e per applicazioni di tipo prettamente idrogeologico (ad esempio ModFlow sviluppato dall'U.S. Geological Survey), ma bensì di fornire uno strumento in grado di modellare sia eventuali relazioni esistenti fra deflussi sotterranei profondi e processi idrologici superficiali, sia interazioni tra falda e corsi d'acqua. La possibilità offerta da GSSHA di modellare i processi che avvengono nelle zone sature e le relative interazioni con le zone insature è consentito esclusivamente in combinazione con una modellazione dei processi di infiltrazione nelle zone insature per mezzo della teoria di Richards. Nel caso di simulazioni idrologiche sul lungo periodo è anche possibile utilizzare come modello d'infiltrazione il metodo di Green -

Ampt con redistribuzione (GAR) anche se così facendo non è possibile ad esempio stimare gli effetti che hanno i deflussi negli strati saturi nei confronti del contenuto d'acqua negli strati insaturi, rendendo così tale approccio più idoneo per modelli idrologici di tipo preliminare ovvero nei casi in cui non sia richiesta una modellazione completa dei processi che avvengono nella zona satura (Downer et al., 2002). Relativamente allo schema utilizzato per la modellazione dei deflussi nella zona satura, GSSHA utilizza le formulazioni proposte da Trescott e Larsen (1977) per la soluzione delle equazioni proposte da Pinder and Bredehoeft (1968), ovvero:

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(T_{xx} \frac{\partial h}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial x} \left(T_{xy} \frac{\partial h}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(T_{yx} \frac{\partial h}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(T_{yy} \frac{\partial h}{\partial y} \right) = S \frac{\partial h}{\partial t} + W(x, y, t) \quad (3.31)$$

dove:

- T = trasmissività [m^2s^{-1}];
- h = carico idraulico [m];
- S = termine di immagazzinamento [adimensionale];
- W = termine legato a flussi da pozzi/sorgenti [ms^{-1}];

Qualora si trascurino i termini al di fuori della diagonale principale ed ammettendo che la trasmissività possa essere espressa come il prodotto della conducibilità idraulica del mezzo saturo e lo strato (spessore) del mezzo, la (3.31) può essere riscritta nei seguenti termini:

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(K_{xx} b \frac{\partial E_{ws}}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(K_{yy} b \frac{\partial E_{ws}}{\partial y} \right) = S \frac{\partial E_{ws}}{\partial t} + W(x, y, t) \quad (3.32)$$

dove:

- E_{ws} = livello della tavola d'acqua;

La (3.32) può essere risolta utilizzando uno schema implicito alle differenze finite del tipo schema a cinque punti:

$$\begin{aligned} & \frac{1}{\Delta x_j} \left\{ \left[T_{xx(i,j+1/2,k)} \frac{h_{i,j+1}^{n+1} - h_{i,j}^{n+1}}{\Delta x_{j+1/2}} \right] - \left[T_{xx(i,j-1/2,k)} \frac{h_{i,j}^{n+1} - h_{i,j-1}^{n+1}}{\Delta x_{j-1/2}} \right] \right\} \\ & + \frac{1}{\Delta y_i} \left\{ \left[T_{yy(i+1/2,j,k)} \frac{h_{i+1,j}^{n+1} - h_{i,j}^{n+1}}{\Delta y_{i+1/2}} \right] - \left[T_{yy(i-1/2,j,k)} \frac{h_{i,j}^{n+1} - h_{i-1,j}^{n+1}}{\Delta y_{i-1/2}} \right] \right\} \\ & = \frac{S_{i,j}^{n+1}}{\Delta t} (h_{i,j}^{n+1} - h_{i,j}^n) + W_{i,j}^{n+1} \end{aligned} \quad (3.33)$$

La forma dell'equazione riportata nella (3.33) varia da quanto proposto originariamente da Trescott e Larson (1977) nella quale la trasmittività, T , ed il termine di immagazzinamento, S , sono entrambi funzione del tempo e risolta utilizzando il metodo basato sullo schema delle iterazioni successive (iterazioni di Picard).

L'equazione (3.33) è risolta utilizzando il metodo successive over relaxation by lines (LSOR) (Tannehill et al., 1997) il quale sostanzialmente si basa sul metodo del sovrarilassamento, ovvero un metodo iterativo per la risoluzione di sistemi di equazioni lineari. Alcuni studi effettuati da Trescott e Larson (1977) hanno dimostrato come tale metodo risulta essere particolarmente indicato per la risoluzioni di problemi numerici nel campo dell'idrogeologia.

Essendo il metodo LSOR un metodo di tipo iterativo è necessario stabilire un criterio di convergenza tale da arrestare il procedimento quando l'approssimazione raggiunge la precisione desiderata, valutabile nell'ordine di 10^{-5} . Risulta essere inoltre necessario definire un coefficiente di sovra rilassamento, ω ; infatti durante ogni ciclo iterativo il carico idraulico in ogni cella viene calcolato come:

$$h^{k+1} = h^k + \omega(h^k - h^{k-1}) \quad (3.34)$$

dove k indica il numero di iterazione. Valori di ω maggiori dell'unità (ad esempio $\omega = 1.2$) rendono la procedura di calcolo più rapida, riducendo tuttavia la stabilità numerica. Per applicazioni molto complesse è preferibile utilizzare valori di ω inferiori all'unità.

Per ogni iterazione la trasmittività, T , in entrambe le direzioni, ovvero lungo x e lungo y , è calcolata utilizzando la seguente relazione:

$$T^{k+1} = K_{gw} b^{k+1} \quad (3.35)$$

dove K_{gw} è la conducibilità idraulica laterale nel mezzo poroso. Il termine relativo all'immagazzinamento, S , è utilizzato per rappresentare le variazioni in volume, V , in accordo con la variazione del carico idraulico, ovvero:

$$S = \frac{\partial V}{\partial h} \quad (3.36)$$

Nelle applicazioni a modellazioni di tipo bidimensionale è pratica comune associare al termine di immagazzinamento, S , il valore relativo alla porosità del mezzo nella zona satura. Nel caso di utilizzo delle equazioni di Richards per la modellazione dei processi di infiltrazione nella zona insatura il termine di immagazzinamento, S , non è costante ma

dipende dal valore del carico idraulico e quindi aggiornato dopo ciascuna iterazione. Al contrario utilizzando il metodo di infiltrazione GAR il termine di immagazzinamento, S , è considerato costante ed uguale alla differenza tra porosità efficace e contenuto idrico del terreno aggiornata dopo ogni evento meteorico.

A seconda della metodologia utilizzata per la simulazione dei processi di infiltrazione, GSSHA utilizza differenti procedure di calcolo per integrare la modellazione della zona satura con quella insatura.

Nel caso dell'impiego delle equazioni di Richards in combinazione con la modellazione dei deflussi nella zona satura, accade che il limite inferiore della zona insatura coincide con il limite superiore della zona satura (identificabile con la quota falda) come illustrato in Figura 3.4. Il movimento del limite superiore della zona satura, in accordo con la risoluzione delle equazioni bidimensionali nel mezzo saturo, necessita di una discretizzazione spaziale flessibile della zona insatura per l'impiego delle equazioni di Richards; infatti è possibile che il livello della falda, e quindi il limite superiore della zona satura, possa addirittura raggiungere la quota del piano campagna eliminando così di fatto la presenza di una zona insatura. Gli scambi tra zona satura e zona insatura avvengono per mezzo dei termini di flusso la cui trattazione analitica completa evade dalle finalità del presente lavoro e pertanto si rimanda al manuale d'uso di GSSHA.

Nel caso dell'impiego del metodo GAR, l'approccio per calcolare il contributo fornito dai fenomeni d'infiltrazione alla ricarica della zona satura risulta essere molto semplificato tale da poter fornire risultati molto semplificati e grossolani. Il contributo di ricarica alla zona satura per ogni time step è uguale ai valori d'infiltrazione del terreno calcolati con il metodo GAR, ovvero:

$$R = (F^{t+\Delta t} - F^t)A \quad (3.37)$$

dove:

- R = contributo di ricarica [mc];
- F = infiltrazione totale [m];
- A = area della cella relativa alla griglia di discretizzazione del dominio superficiale [mq];

3.8.1 La modellazione dell'interazione falda - reticolo idrografico

La notevole versatilità di GSSHA consente qualora siano modellati sia i deflussi sotterranei della zona satura sia il reticolo drenante del bacino idrografico di simulare le loro interazioni (stream/groundwater interaction) e relativi scambi idrici. GSSHA prevede che gli scambi tra

zona satura e corso d'acqua avvengono per mezzo del letto del fiume e sono calcolati in base alla differenza tra la quota della falda freatica e la quota relativa al pelo libero calcolata al nodo con il quale è stato modellato il reticolo fluviale.

McDonald e Harbaugh (1988) hanno sviluppato un metodo semplice per calcolare i flussi esistenti tra corso d'acqua e zone sotterranee sature basato sulla legge di Darcy. In particolare se la quota della falda è al di sopra della quota del letto del corso d'acqua (identificabile con la linea di talweg) ma inferiore alla quota del tirante idrico (pelo libero), il fiume garantirà un apporto alla zona satura quantificabile come:

$$f = \frac{K_{rb}/3600}{M_{rb}}(E_r - E_{ws}) \quad (3.38)$$

dove:

- f = flusso per unità di area [ms^{-1}];
- K_{rb} = conducibilità idraulica del materiale caratterizzante il letto del fiume [cm hr^{-1}];
- M_{rb} = spessore del materiale caratterizzante il letto del fiume [cm];
- E_r = quota del pelo libero all'interno del corso d'acqua [m];
- E_{ws} = quota della falda freatica [m];

Nel caso la quota della falda freatica sia al di sotto della quota del talweg, il corso d'acqua apporterà alla zona satura un contributo quantificabile in:

$$f = -K_{rb}/3600 \quad (3.39)$$

Se la quota della falda freatica è al di sopra del livello del pelo libero del corso d'acqua, gli scambi tra zona satura e rete idrografica saranno calcolati ancora con l'equazione (3.38) dove però in questo caso il flusso sarà positivo se diretto dalla zona satura verso il fiume.

Per calcolare l'effettivo scambio di flussi che avviene tra zona satura e corso d'acqua il flusso unitario, f , deve essere moltiplicato sia per la larghezza caratteristica del corso d'acqua sia per la lunghezza del segmento compreso tra due nodi. Le proprietà relative alle sponde laterali del corso d'acqua si presuppone siano le medesime di quelle del letto del corso d'acqua. Qualora le proprietà dovessero variare notevolmente tra il letto e le rive, una media ponderata oppure un valore medio è necessario venga assegnato. Questo approccio tuttavia risulta essere molto empirico e richiederà necessariamente una attenta procedura di calibrazione del sistema per una corretta modellazione del fenomeno.

GSSHA è inoltre in grado di modellare i fenomeni di exfiltrazione, ovvero flussi d'acqua provenienti dalle zone sature del terreno che interessano il piano campagna nei casi in cui la quota della falda risulti essere superiore a quella del piano campagna. Anche in questa circostanza gli scambi sono calcolati utilizzando la legge di Darcy. Considerato il contesto idrogeologico nel quale insiste il bacino idrografico del fiume Ledra appare evidente come una modellazione di tipo idrologico - idraulico di tale area non possa prescindere dall'analizzare e modellare anche tali interazioni tra zone sature e reticolo idrografico superficiale.

3.9 Simulazioni idrologiche sul lungo periodo: la modellazione dei processi di evapotraspirazione

In accordo con la definizione di modelli idrologici completi, nel caso in cui si intenda simulare il comportamento di un bacino idrografico sul lungo periodo è necessario effettuare la modellazione dei processi di evapotraspirazione.

Per evapotraspirazione si intende la combinazione di due processi separati per i quali l'acqua viene ceduta all'atmosfera dal suolo (evaporazione) e dalla vegetazione (traspirazione). L'evaporazione, come noto, è il processo grazie al quale l'acqua viene trasformata in vapore e rimossa dalla superficie evaporante. Affinché il processo di evaporazione avvenga è richiesta dell'energia che modifichi lo stato delle molecole da liquido a vapore. L'energia grazie alla quale avviene questo processo è fornita dalla radiazione solare e conseguentemente dalla temperatura dell'aria. La forza motrice che fa rimuovere il vapore d'acqua dalla superficie evaporante è la differenza tra la tensione di vapore sulla superficie evaporante e quella dell'atmosfera circostante. Con il procedere dell'evaporazione l'aria circostante diventa gradualmente satura ed il processo terminerà se non ci sarà un ricambio d'aria con l'atmosfera; il rimescolamento d'aria satura con aria secca dipende fortemente dalla velocità del vento. Dove la superficie evaporante è coincidente con la superficie del suolo, il grado di copertura della vegetazione e la quantità di acqua disponibile sono altri fattori che influenzano il processo di evaporazione.

Con il termine di traspirazione invece intendiamo la vaporizzazione dell'acqua contenuta nei tessuti delle piante. Gli stomati sono piccole aperture presenti nelle foglie grazie alle quali gas e vapore acqueo possono transitare e raggiungere l'atmosfera.

E' importante ricordare come quasi tutta l'acqua prelevata dalle piante è persa per traspirazione e solo una piccola frazione è usata per le proprie funzioni vitali. La traspirazione come l'evaporazione dipende principalmente dal flusso di energia solare, temperatura, umidità, velocità del vento ma in più è funzione della capacità del suolo di

condurre acqua alle radici e naturalmente anche del tipo di vegetazione. Essendo i due fenomeni simultanei, risulta molto difficile distinguerli, motivo per cui si parla generalmente di evapotraspirazione come di un singolo processo.

La misura dell'evapotraspirazione è un'opera molto complessa, per la determinazione della quale occorrono apparecchiature e metodi di applicazione delicati. Essa è caratterizzata inoltre, da una forte variabilità nello spazio. Data la difficoltà di ottenere misure accurate sul campo, l'evapotraspirazione viene spesso calcolata a partire da dati climatologici, attraverso equazioni che possono essere semiempiriche oppure a base termodinamica. I metodi empirici sono validi solo in specifiche condizioni climatiche e di uso del suolo e non possono dunque essere applicati in modo generalizzato.

3.9.1 Metodi impiegati da GSSHA per il calcolo dell'evapotraspirazione

La modellazione dell'evaporazione e dell'evapotraspirazione implementata in GSSHA consente la determinazione dei processi per i quali l'acqua viene ceduta all'atmosfera dal suolo in modo tale da poter continuamente aggiornare il grado di imbibizione del terreno.

GSSHA consente l'impiego di due differenti metodi, ovvero:

- Il metodo di Deardorff (1978), proposto per il calcolo dei processi di evaporazione relativi a terreni incolti e privi di vegetazione;
- Il metodo di Penman - Monteith (1965, 1981), introdotto per il calcolo dei processi di evapotraspirazione nel caso di terreni coltivati ed in presenza di vegetazione.

In funzione del metodo prescelto è necessario definire per ogni singola cella con la quale è stato discretizzato il dominio di calcolo i relativi parametri necessari alla modellazione dei processi in oggetto.

In particolare per il metodo di Deardorff i parametri richiesti sono i seguenti:

1. Land surface albedo: frazione di luce, oppure in termini più generali di radiazione incidente, che viene riflessa in tutte le direzioni; tale parametro quantifica il potere riflettente di una superficie e può variare da 0.0 fino a 1.0 (caso in cui tutta la luce incidente viene riflessa).

Il metodo di Penman - Monteith richiede la definizione dei seguenti parametri:

1. Land surface albedo: (vedere il punto precedente);

2. Vegetation height [m]: altezza media della vegetazione relativa ad ogni singola cella con il quale è stato discretizzato l'intero dominio;
3. Vegetation transmission coefficient: ovvero l'effettiva frazione di radiazione solare diretta in grado di penetrare attraverso la vegetazione e raggiungere il suolo (valori da 0.0 - 1.0);
4. Canopy stomatal resistance: parametro legato alla traspirazione delle piante.

Per la determinazione dei valori da assegnare a ciascuno dei parametri sopra esposti si rimanda ai numerosi studi presenti in letteratura scientifica i cui risultati sono ampiamente esposti in formato tabellare nel manuale d'uso di GSSHA.

Per calcolare in maniera accurata i processi per i quali l'acqua viene ceduta all'atmosfera dal suolo è necessario determinare in via preliminare gli scambi di energia che intercorrono tra atmosfera e superficie terrestre (ad esempio calcolo della radiazione solare netta ad onda corta, radiazione solare netta ad onda lunga, flusso di calore dal suolo, ecc.) i quali però sono governati da complessi meccanismi la cui trattazione completa evade dagli obiettivi del presente lavoro di tesi di dottorato e per una approfondita trattazione si rimanda anche in questo caso al manuale d'uso di GSSHA.

Confrontato con il metodo di Penman - Monteith, l'impiego del metodo di Deardorff produce tassi di evaporazione maggiori e conseguentemente gradi di imbibizione dei terreni minori in quanto non si considera il contributo della vegetazione nell'ostacolare i processi di evaporazione del suolo. Come già menzionato il metodo di Deardorff non può essere applicato ad aree con presenza di vegetazione e pertanto risulta avere nella pratica una limitata applicabilità. Al contrario il metodo di Penman - Monteith risulta essere uno fra i più utilizzati ed avanzati metodi per il calcolo dell'evapotraspirazione (Shuttleworth, 1993). Ricerche effettuate da Lemeur e Zhang (1990) hanno addirittura stabilito come il metodo di Penman - Monteith per il calcolo dell'evapotraspirazione in bacini idrografici localizzati in zone aride fornisca risultati migliori rispetto a quelli ottenibili applicando metodi sviluppati appositamente come ad esempio il CRAE (Morton, 1983) e l'Advection - Aridity (Brutsaert and Stricker, 1979). La formulazione proposta da Penman - Monteith per la determinazione del valore dell'evapotraspirazione potenziale di riferimento (ET_{p0}) è la seguente:

$$E^* = \frac{1}{\lambda} \left[\frac{\Delta(R_n - G) + \frac{\rho_a c_p}{r_a} (e_s - e)}{\Delta + \gamma \left(1 + \frac{r_c}{r_a} \right)} \right] \quad (3.40)$$

dove:

- E^* = evapotraspirazione potenziale di riferimento (ET_{P0});
- Δ = pendenza della curva della tensione di vapore [$kPa \text{ } ^\circ C^{-1}$];
- λ = calore latente di evaporizzazione dell'acqua [$2.50036 \text{ MJ kg}^{-1}$];
- γ = costante psicrometrica [$kPa \text{ } ^\circ C^{-1}$];
- c_p = calore specifico dell'aria a pressione costante [$1.013 \text{ kJ kg}^{-1} \text{ } ^\circ C^{-1}$];
- r_a = resistenza aerodinamica al flusso di vapore acqueo dalla superficie fino al livello di riferimento convenzionalmente assunto pari a 2 m [s/m];
- r_c = resistenza degli stomi al flusso di vapore [s/m];
- e_s = tensione di vapore al punto di saturazione dell'aria [kPa];
- e_a = tensione di vapore effettiva dell'aria [kPa];
- ρ_a = densità dell'acqua [kg/m^3];
- R_n = radiazione netta [$MJ m^{-2}$];
- G = flusso di calore nel suolo [$MJ m^{-2}$];

Con il termine si intende la quantità di acqua dispersa nell'atmosfera da una fitta copertura erbosa di riferimento alta 10 - 15 cm, di ampia estensione e ben irrigata, i cui processi di crescita e produzione non sono limitati dalla disponibilità idrica o da altri fattori di stress. Essa rappresenta la domanda evapotraspirativa dell'ambiente ed è strettamente correlata alle variabili meteorologiche (radiazione solare, temperatura e umidità dell'aria, velocità del vento) e non è influenzata dai processi fisiologici della coltura.

L'evapotraspirazione potenziale (ET_P) al contrario è funzione della coltura e si ottiene moltiplicando evapotraspirazione potenziale di riferimento (ET_{P0}) per un coefficiente che dipende dal tipo di coltura e dallo stadio di sviluppo vegetativo.

L'evapotraspirazione reale, talvolta detta anche evapotraspirazione attuale (in GSSHA indicata come AET), è il risultato dell'interazione suolo - vegetazione - atmosfera che accade effettivamente e che dipende essenzialmente dal potere evaporante dell'atmosfera, dalla vegetazione (tipo, sviluppo e stato vegetativo) ma soprattutto dal contenuto idrico del suolo effettivamente presente. Nel campo dell'idrologia ciò che interessa è proprio la stima dell'evapotraspirazione reale (AET) che indica l'effettiva perdita di risorsa dal bacino ed è funzione del contenuto idrico del suolo θ ; l'attività vegetativa delle piante infatti cessa completamente al di sotto del punto di appassimento θ_{wp} (wilting point).

Dal punto di vista strettamente computazionale GSSHA opera nel seguenti modalità per il calcolo delle perdite idrologiche dovute all'evapotraspirazione. Nel caso di accumuli d'acqua superficiali (ovvero al di sopra delle celle con le quali è stato discretizzato l'intero dominio) il quantitativo idrico viene ridotto della quantità calcolata attraverso il calcolo dell'evapotraspirazione potenziale di riferimento (ET_{p0}). L'eventuale ulteriore disponibilità del contributo di evapotraspirazione potenziale di riferimento viene applicata alle celle della colonna di suolo della zona insatura che giacciono al di sotto della root depth (Figura 3.4). Al contrario il calcolo dell'evapotraspirazione reale (AET) viene effettuata nella zona di terreno che giace al di sopra della root depth utilizzando la formulazione proposta per il calcolo evapotraspirazione potenziale di riferimento, opportunamente aggiustata in funzione del contenuto idrico del suolo. Si ricorda infatti come l'evapotraspirazione reale sia funzione del contenuto idrico del suolo e delle sue caratteristiche idrauliche nonché della tipologia di vegetazione insistente sopra esso. In un terreno il cui contenuto idrico sia paragonabile a quello della capacità minima di ritenzione del suolo (field capacity), ovvero il contenuto idrico per il quale l'acqua viene trattenuta intorno alle particelle di suolo per azione della tensione superficiale (e quindi prontamente disponibile per la crescita delle piante), l'evapotraspirazione reale è coincidente con l'evapotraspirazione potenziale di riferimento come documentato dagli studi di Shuttleworth (1993) e Dingman (1994). La capacità minima di ritenzione del suolo non è un parametro fisico direttamente misurabile e sono presenti diverse teorie relative alle condizioni del terreno per le quali si possa definire il concetto di capacità minima di ritenzione del suolo. Ad ogni modo in GSSHA se il contenuto idrico nella singola cella con la quale è stata discretizzata la colonna di suolo è maggiore del 75% del contenuto idrico a saturazione (ϑ_s), l'evapotraspirazione reale viene considerata coincidente con l'evapotraspirazione potenziale di riferimento. In condizioni in cui il terreno abbia un contenuto idrico inferiore a quello relativo al punto di avvizzimento (ϑ_{wp}), le piante cessano il processo di traspirazione e l'evapotraspirazione reale viene considerata nulla. In letteratura sono presenti numerose relazioni che legano l'evapotraspirazione potenziale di riferimento a quella reale (Dyck, 1983). In particolare GSSHA calcola il valore dell'evapotraspirazione reale utilizzando la seguente relazione:

$$AET = PET \left(\frac{\vartheta - \vartheta_{wp}}{0.75(\vartheta_s - \vartheta_{wp})} \right)^P \quad (3.41)$$

A seconda del valore assunto dell'esponente p della relazione (3.41) la funzione risulta essere lineare o meno. Attualmente GSSHA assume il valore del coefficiente p uguale all'unità.

3.9.2 I parametri meteorologici

Nelle simulazioni idrologiche di tipo continuo, ovvero sul lungo periodo, risulta essere necessario definire anche i valori da attribuire ai parametri meteo-climatici relativi a tutto il periodo nel quale si intende effettuare la simulazione. In particolare GSSHA consente di definire le seguenti grandezze con cadenza oraria:

- Pressione barometrica [Hg];
- Umidità relativa [%];
- Copertura totale del cielo [%];
- Velocità del vento [m/s];
- Temperatura [°C];
- Radiazione globale [$W h m^{-2}$];

Le stazioni meteorologiche presenti all'interno del bacino idrografico del fiume Ledra sono rispettivamente quella di Gemona del Friuli (disponibilità dei soli dati termometrici) ed Osoppo (dati termometrici, barometrici ed igrometrici). A tal proposito è stato necessario creare degli appositi file da importare in GSSHA contenenti i dati meteo-climatici effettivamente disponibili relativi ai periodi oggetto di simulazione.

3.10 Schematizzazione delle fasi necessarie per la realizzazione del modello numerico

Al fine di effettuare la modellazione di ciascuno dei processi idrologici coinvolti, GSSHA necessita della creazione di una moltitudine di file di input (file di tipo ASCII) da utilizzarsi sia per la definizione dei parametri coinvolti nelle simulazioni sia per la realizzazione della griglia di calcolo e delle relative proprietà. Nell'intento di minimizzare il tempo necessario alla fase di pre - processing per la creazione di tutti i file di input, GSSHA è stato accoppiato con il software commerciale WMS (Watershed Modeling System), ovvero un'interfaccia grafica attraverso la quale è anche possibile visualizzare i risultati prodotti dalle simulazioni e gestire tutte le fasi di post - processing. Lo schema logico relativo alle fasi necessarie per la realizzazione del modello sono essenzialmente quattro, ovvero:

1. Individuazione delle linee spartiacque in modo tale da definire i limiti spaziali di ciascun bacino/sottobacino idrografico;

2. Discretizzazione dell'intero dominio secondo una griglia di calcolo costituita da un insieme di celle;
3. Individuazione delle metodologie e teorie per modellare i diversi processi idrologici coinvolti e relativa definizione dei parametri idrologici a livello di singola cella;
4. Definizione delle caratteristiche topologiche, geometriche e idrauliche della rete dei collettori presenti sul bacino;

Qualora si desiderino modellare anche le interazioni tra deflussi profondi e deflussi superficiali è necessario anche:

5. Definire l'andamento piano altimetrico sia dell'ammasso roccioso di riferimento (bed rock) sia della falda freatica all'inizio della simulazione;
6. Definire le proprietà dei parametri idrogeologici a livello di singola cella (utilizzando la medesima discretizzazione del dominio impiegata per il calcolo dei processi idrologici);

3.10.1 La delimitazione del bacino idrografico

Sebbene GSSHA consenta sia di creare manualmente la griglia di calcolo sia di definire le celle attive ed inattive, ovvero le celle ricadenti o meno all'interno dei confini del bacino idrografico che si intende modellare, tale metodologia operativa non è tuttavia consigliabile.

Infatti, nonostante sia possibile attraverso l'interfaccia grafica fornita da WMS definire manualmente i confini di ciascun sottobacino idrografico, (ad esempio utilizzando per la delimitazione delle linee spartiacque i file relativi alla cartografia della carta tecnica regionale), dal momento che per assegnare la quota altimetrica a ciascuna cella della griglia di calcolo si farà necessariamente ricorso ai dati forniti da rilievi di tipo laser scanner, oppure da modelli digitali del terreno (DTM), è buona norma utilizzare tali dati altimetrici anche per delimitare automaticamente i limiti del bacino idrografico.

In particolare per la determinazione dei limiti spaziali del bacino idrografico del fiume Ledra si è operato nel seguente modo:

1. Sono stati importati in WMS i dati forniti dal rilievo laser scanner della porzione di territorio oggetto di studio (cfr. paragrafo 2.3). Tali dati sono raccolti in un file di testo in formato .xyz riportante per ogni riga il valore di longitudine, latitudine e quota geodetica del punto effettivamente rilevato.

2. Per mezzo di WMS è stata effettuata prima una rappresentazione dell'andamento piano - altimetrico con elementi TIN (Figura 3.6) ed in seguito, in accordo con i formati di input richiesti per le elaborazioni successive, una rappresentazione dell'intera area attraverso un DTM (cfr. paragrafo 2.3) a maglia quadrata dalle dimensioni di 10 x 10 m (Figura 3.7) in modo tale da avere una discretizzazione piano - altimetrica del suolo sufficientemente dettagliata.
3. La realizzazione del DTM è risultata essere funzionale all'identificazione automatica sia del reticolo idrografico sia dei confini del bacino idrografico (cfr. paragrafo 2.4); WMS è infatti dotato di un modulo chiamato TOPAZ, (Martz and Garbrecht, 1992) sviluppato dall'United States Department of Agriculture (USDA), in grado di determinare automaticamente le linee di impluvio e di displuvio e quindi ottenere l'andamento del reticolo fluviale all'interno del bacino idrografico (Figura 3.8). Noto il reticolo idrografico è sufficiente identificare una qualsivoglia sezione di chiusura per poter determinare, in maniera completamente automatica, i limiti del bacino idrografico ad essa afferente. Anche in questo caso tuttavia valgono le considerazioni effettuate nel Capitolo 2 relative al software TAS; infatti il modulo TOPAZ è in grado di determinare correttamente l'andamento del reticolo fluviale fin tanto che l'orografia del terreno risulta essere sufficientemente marcata. Al contrario in presenza di territori prevalentemente pianeggianti la determinazione del reticolo idrografico risulta essere particolarmente incerta tanto da non rispecchiare il naturale corso della rete idrografica. A tal proposito per sopperire a tale problematica si è dovuto utilizzare la cartografia tecnica regionale (CTR) al fine di poter riprodurre correttamente l'andamento dell'idrografia, in particolar modo nella parte medio bassa del bacino dove i numerosi rii di risorgiva rendono il reticolo idrografico molto articolato.

La sezione di chiusura finale adottata per la modellazione dell'intero bacino idrografico del fiume Ledra è risultata essere quella coincidente con il nodo idraulico di Andreuzza (cfr. Paragrafo 1.4) per le seguenti motivazioni, ovvero:

- Le portate fluenti nel tratto di fiume Ledra compreso tra il nodo idraulico di Andreuzza e la sua confluenza nel fiume Tagliamento sono regolate dagli scarichi al nodo di Andreuzza e pertanto sono delle portate modificate e non naturali, ovvero generate sia dal contributo vero e proprio del fiume Ledra sia dalle acque direttamente prelevate dal fiume Tagliamento in località Ospedaletto di Gemona del Friuli;

- La superficie di bacino idrografico sottesa alla sezione di chiusura di Andreuzza è di circa 61.8 kmq a fronte dei 73.7 kmq dell'intero bacino; tale sezione è pertanto rappresentativa di quasi la totalità (quantificabile in circa l'85%) dell'estensione dell'intero bacino idrografico;
- Presso il nodo idraulico di Andreuzza il Consorzio di Bonifica Ledra - Tagliamento (CBLT) dispone a partire dal 1989 dei dati relativi alle portate transistanti (cfr. paragrafo 1.4).

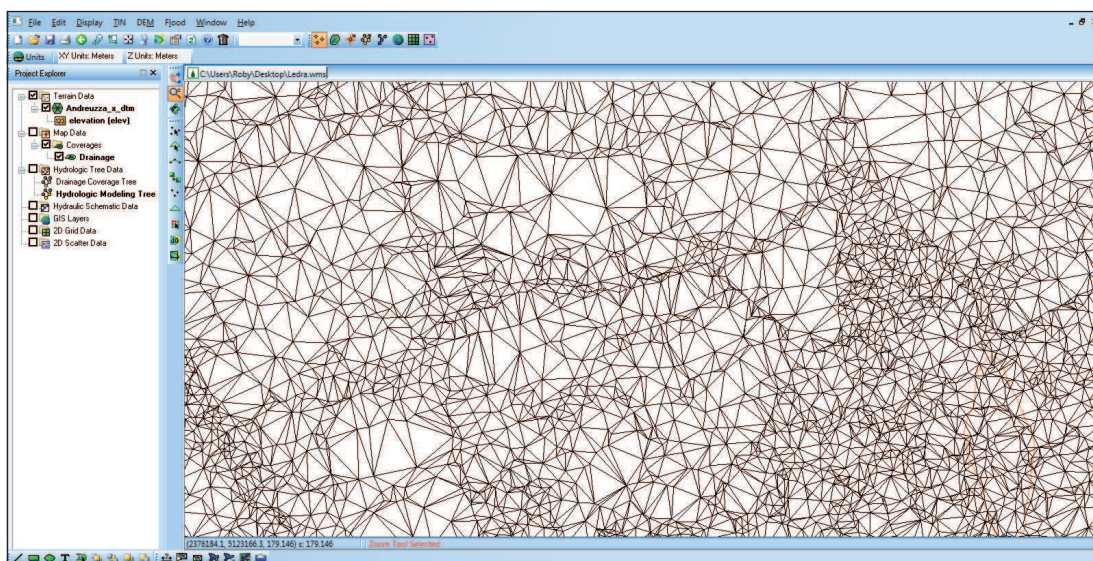


Figura 3.6: Particolare relativo agli elementi TIN (Triangulated Irregular Network).

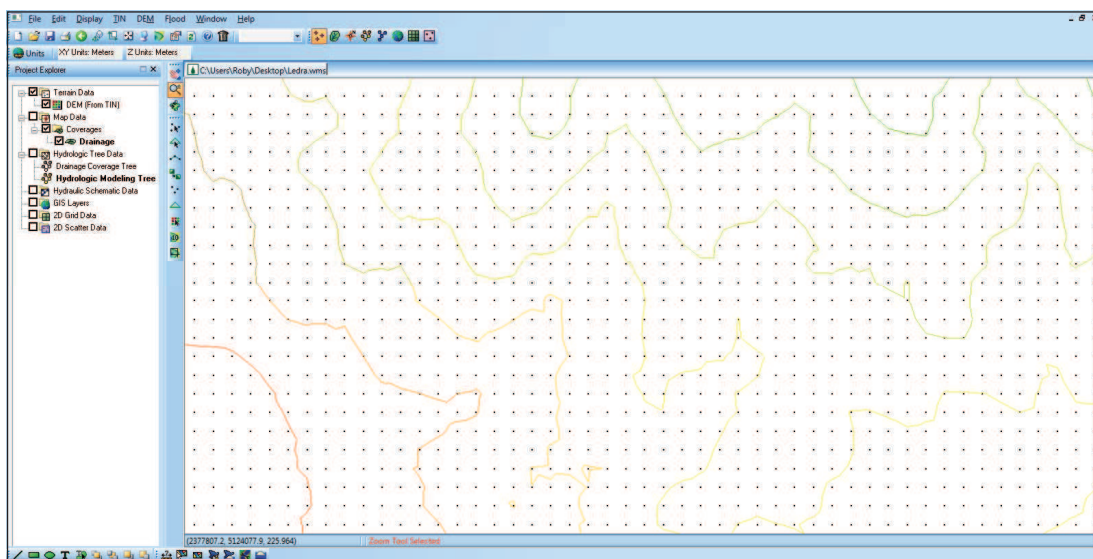


Figura 3.7: Particolare relativo al DTM (Digital Terrain Model) di una porzione del bacino.

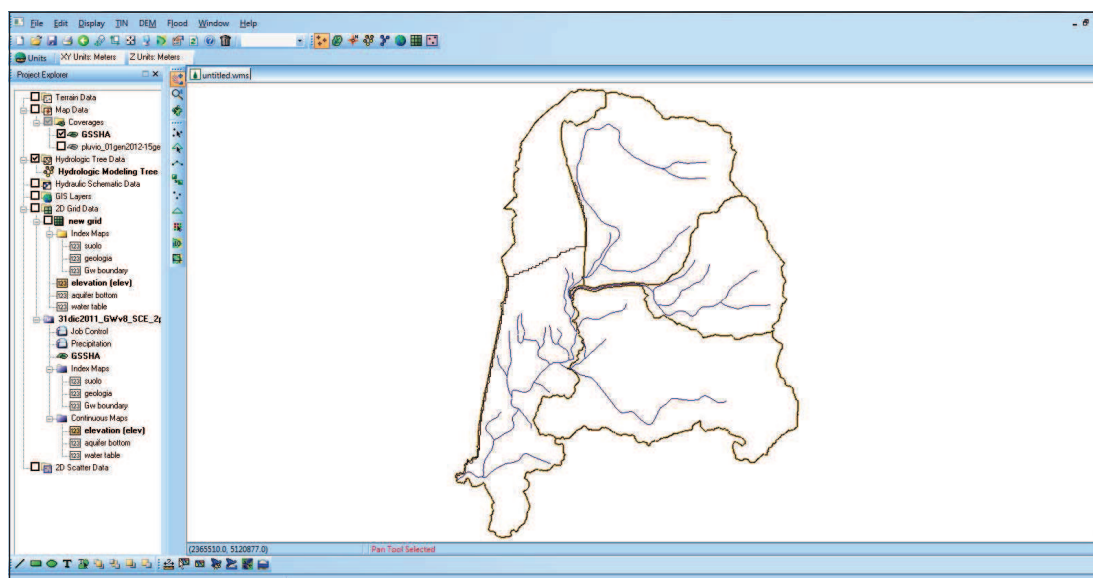


Figura 3.8: Limiti del bacino idrografico individuati con TOPAZ e relativo reticolo idrografico.

3.10.2 La definizione della griglia di calcolo

Generalmente maggiore risulta essere la risoluzione della griglia di calcolo e tanto più accurata risulta essere la soluzione fornita dalla modellazione. Teoricamente il numero di celle costituenti la griglia di calcolo potrebbe tendere a qualsivoglia ordine di grandezza anche se esistono alcune limitazioni pratiche che suggeriscono delle linee guida al fine di individuare la scala di discretizzazione più idonea da utilizzarsi per il sistema che si intende modellare.

A livello prettamente computazionale basti pensare come, una volta definiti tutti i parametri del modello, circa 3500 byte di memoria RAM sono utilizzati da ogni singola cella costituente la griglia di calcolo; ciò significa che per ogni simulazione effettuata con GSSHA è necessario un megabyte di RAM ogni 300 celle. Risulta evidente come utilizzare griglie di calcolo con centinaia di migliaia di elementi richieda elevati sforzi computazionali nonché l'utilizzo di calcolatori particolarmente performanti. Inoltre una discretizzazione del dominio con un elevato numero di celle, oltre a rendere più laboriosa e tediosa la fase di costruzione del modello, fa aumentare in maniera esponenziale i tempi computazionali necessari per l'esecuzione delle simulazioni.

Nonostante la dimensione da attribuire a ciascuna cella di calcolo rivesta nella modellazione un ruolo di fondamentale importanza per le motivazioni di cui sopra, ad oggi non si è ancora pervenuti ad una risposta definitiva ed univoca in grado di definire quali siano le dimensioni ottimali da assegnare alle celle costituenti la griglia di calcolo. Alcuni articoli scientifici ad esempio sostengono che ci sia una stretta relazione tra dimensione della singola cella di

calcolo e la tipologia di modellazione matematica adottata da GSSHA per la corretta simulazione della propagazione dei deflussi superficiali (teoria dell'onda diffusiva) lungo i versanti costituenti il bacino idrografico. Tale questione risulta inoltre essere resa ancor più complessa a causa degli effetti provocati dall'andamento topografico, tutt'altro che regolare ed uniforme, dei versanti costituenti il bacino idrografico che possono quindi influenzare in qualche maniera i processi di propagazione dei deflussi su ogni singola cella (anche se è bene ricordare come in ogni caso qualsiasi modellazione matematica fisicamente basata dei processi di propagazione dei deflussi è comunque una rappresentazione virtuale e semplificata della realtà con tutte le approssimazioni del caso). Ciò premesso emerge come nei lavori e negli studi effettuati dall'USACE e da altri Enti di Ricerca ad essa correlati, GSSHA sia stato utilizzato con successo con dimensioni delle celle di calcolo che spaziano da 10 m a 1000 m anche se l'esperienza maturata dagli sviluppatori di GSSHA ha dimostrato come l'impiego di celle di calcolo con dimensioni inferiori ai 200 m è in grado di fornire calibrizioni del modello sicuramente più robuste. Inoltre la dimensione di ogni singola cella deve essere funzionale al grado di dettaglio con il quale si vuole modellare il bacino: le dimensioni di una cella devono essere tanto più piccole per cogliere le caratteristiche essenziali nel bacino (Downer et al., 2002). Infatti è evidente come bacini idrografici caratterizzati da aree omogenee dal punto di vista della morfologia, dell'utilizzo del suolo e delle caratteristiche geologiche - pedologiche (e che quindi non presentano variazioni significative nello spazio delle caratteristiche intrinseche del bacino) non necessitano dell'impiego di celle di piccole dimensioni; al contrario bacini idrografici caratterizzati da zone disomogenee con marcate variazioni nello spazio delle caratteristiche morfologiche, geologiche, ecc. necessitano di celle di piccole dimensioni atte a cogliere e descrivere in maniera dettagliata tali variazioni.

Si può pertanto affermare come in linea di principio nei modelli idrologici di tipo distribuito la filosofia del "piccolo è meglio" risulta essere veritiera ed efficacemente applicabile fin tanto che le simulazioni che si intendono effettuare rimangano computazionalmente fattibili, (ovvero compatibili con la potenza del calcolatore e con tempi di calcolo accettabili) e la quantità dei dati effettivamente disponibili, unitamente alle caratteristiche del bacino, giustifichino l'impiego di celle di piccole dimensioni.

Relativamente all'intera area oggetto di studio si è optato nell'utilizzare una griglia di calcolo composta da celle a maglia quadrata dalle dimensioni di 50 x 50 m. Le motivazioni che hanno portato a tale decisione, ovvero di adottare una discretizzazione spaziale del dominio molto accurata, sono fondamentalmente da ricercarsi nella:

- Ridotta estensione areale del bacino idrografico del fiume Ledra (73 kmq) se paragonata a quella di altri bacini idrografici aventi il medesimo ordine di classificazione;
- Complessità unita a rapide variazioni delle caratteristiche orografiche e morfologiche nella zona montana collocata ai limiti nord orientali del bacino (sottobacino torrente Vegliato e torrente Orvenco);
- Disponibilità della cartografia di dettaglio relativa all'utilizzo del suolo e della geologia del territorio (cfr. paragrafo 3.10.3);

Unitamente alle motivazioni sopra riportate è possibile introdurre un'ulteriore in stretta relazione con la definizione dei limiti spaziali del bacino idrografico. Infatti, con riferimento a quanto già esposto nel paragrafo precedente, è stato consentito al codice di calcolo TOPAZ di determinare automaticamente le linee spartiacque anche se, per le aree pianeggianti caratterizzate da pendenze modeste, è stato necessario procedere ad una delimitazione dei confini di tipo manuale che si è tradotta semplicemente nel rendere attive o meno le celle ricadenti all'interno oppure al di fuori dei limiti del bacino idrografico. In particolare il bacino idrografico è considerato da GSSHA come una matrice, ovvero è rappresentato da un file ASCII (Figura 3.9) composto da un numero definito di colonne e di righe (tali da comprendere tutti i limiti più estremi del bacino) nelle quali sono identificati con il simbolo 0 (zero) le celle ricadenti al di fuori dei limiti del bacino (da considerare e da definire quindi come inattive) e con il simbolo 1 (uno) le celle ricadenti all'interno dei confini e che quindi prenderanno attivamente parte alla modellazione di tutti i processi idrologici coinvolti.

```
north: yyyyyyy.y1
south: yyyyyyy.y2
east: xxxxxx.x1
west: xxxxxx.x2
rows: 15
cols: 12
0 0 0 0 1 1 1 0 0 0 0 0
0 0 0 0 1 1 1 0 0 0 0 0
0 0 0 0 1 1 1 0 0 0 0 0
0 0 0 0 1 1 1 0 0 0 0 0
0 0 0 0 1 1 1 1 1 1 0 0
0 0 0 0 1 1 1 1 1 1 1 1
0 0 0 0 1 1 1 1 1 1 1 1
0 0 0 0 1 1 1 1 1 1 1 1
0 0 0 0 1 1 1 1 1 1 1 1
1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1
0 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1
0 0 0 1 1 1 1 1 1 1 1 0
0 0 0 0 1 0 1 1 1 1 0 0
```

Figura 3.9: Struttura utilizzata da GSSHA per la rappresentazione della griglia di calcolo.

Appare evidente pertanto come l'utilizzo di celle di modeste dimensioni consenta una definizione più accurata dei limiti spaziali del dominio.

Relativamente al numero di celle impiegate nella modellazione dei processi coinvolti, la griglia di calcolo risulta essere strutturata con un numero di 249 righe e di 190 colonne per un totale di 47310 celle delle quali però soltanto 24000 circa risultano essere effettivamente attive, ovvero site all'interno dei confini del bacino idrografico, e quindi coinvolte effettivamente nella modellazione dei processi di trasformazione afflussi - deflussi.

La Figura 3.10 riporta un'immagine con prospettiva tridimensionale relativa alla discretizzazione in celle effettuata per mezzo del software WMS del bacino idrografico del fiume Ledra con sezione di chiusura presso il nodo idraulico di Andreuzza.

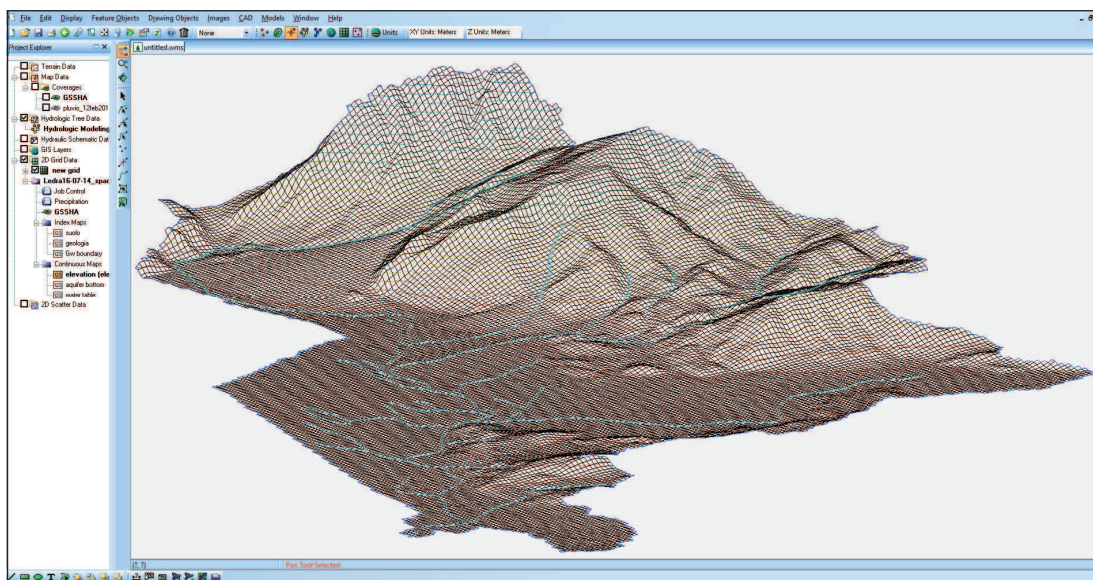


Figura 3.10: Visione prospettica del bacino idrografico del fiume Ledra opportunamente discretizzato in celle quadrate per mezzo del software WMS.

In riferimento a quanto esposto al termine del paragrafo 2.6, nella Figura 3.11 è evidenziata sia la perimetrazione originaria (linea di color ocra) del sottobacino del Rio Bosso così come calcolata automaticamente dal codice di calcolo TOPAZ (ovvero quella naturale coerente con la linea spartiacque definita dalla morfologia del territorio), sia quella attuale, ottenuta per mezzo dell'opzione di rendere inattive alcune celle di calcolo all'interno del dominio di calcolo, in accordo con le opere di sistemazione idraulica terminate nel 1486 e che hanno provocato la deviazione del tracciato originario del torrente Urana riducendo di conseguenza l'estensione della superficie del sottobacino del Rio Bosso. Lo stesso discorso vale anche per la porzione di nord - ovest del bacino idrografico del fiume Ledra per la quale è stato necessario rendere inattive alcune migliaia di celle di calcolo al fine di ottenere una delimitazione del bacino aderente con la realtà fisica.

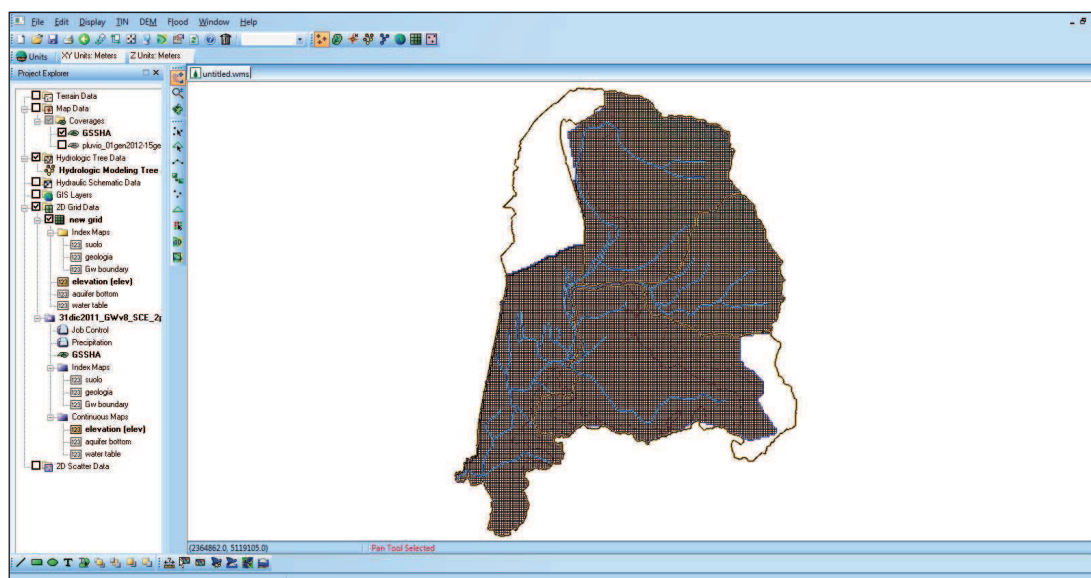


Figura 3.11: Perimetrazione del bacino idrografico in funzione delle celle ricadenti all'interno oppure all'esterno dei reali confini del bacino idrografico.

3.10.3 La definizione delle proprietà associate alla griglia di calcolo

Essendo peculiarità dei modelli di tipo distribuito effettuare il computo della trasformazione afflussi - deflussi a livello di ogni singola cella, appare evidente come sia necessario definire per ognuna di esse i parametri caratteristici del territorio che andranno a modellare. I principali processi idrologici che sono stati considerati e modellati a scala di singola cella sono stati rispettivamente l'infiltrazione e la propagazione dei deflussi superficiali. A tal proposito è stato necessario utilizzare idonee carte tematiche al fine di poter assegnare a ciascuna cella le caratteristiche necessarie per la corretta modellazione dei processi di cui sopra. In particolare si è fatto un utilizzo delle informazioni contenute nelle mappe relative all'utilizzo del suolo (Progetto Corine Land Cover, Figura 3.12). Il progetto Corine Land Cover (CLC) è nato a livello europeo specificamente per il rilevamento e il monitoraggio delle caratteristiche di copertura e uso del territorio nazionale, con particolare attenzione alle esigenze di tutela ambientale. Nella costruzione del modello numerico del bacino idrografico del fiume Ledra è stata tuttavia introdotta una semplificazione nella definizione delle diverse tipologie di utilizzo del suolo presenti all'interno del bacino. Infatti sarebbe stato formalmente corretto definire le proprietà idrologiche e pedologiche a scala di ogni singola cella (Figura 3.13) in accordo con la classificazione del suolo riportata in Figura 3.12.

Tuttavia, a causa sia dell'elevato numero di differenti tipologie d'utilizzo del suolo presenti all'interno del bacino idrografico del fiume Ledra sia del ridotto numero di stazioni di misura delle portate (cfr. paragrafo 5.5) lungo il corso del fiume Ledra (funzionali alla calibrazione e successiva validazione del modello), è stato ritenuto opportuno definire per ciascuno dei

sottobacini idrografici individuati soltanto due macrozone, ovvero una macrozona di tipologia urbana (identificativa delle zone urbane) ed una macrozona identificativa di tutte quelle aree naturali (ad esempio zone adibite a coltivazione, prati, boschi, ecc.) come illustrato in Figura 3.14.

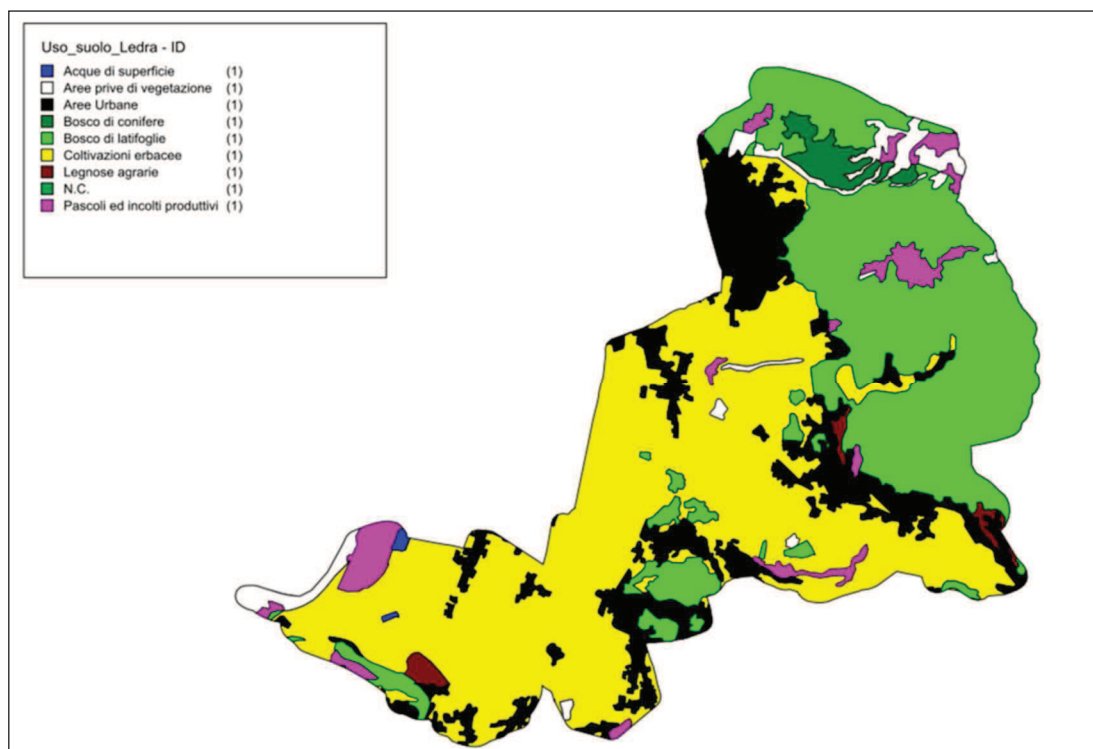


Figura 3.12: Classificazione dell'uso del suolo relativa al bacino idrografico del fiume Ledra (CLC, 2006).

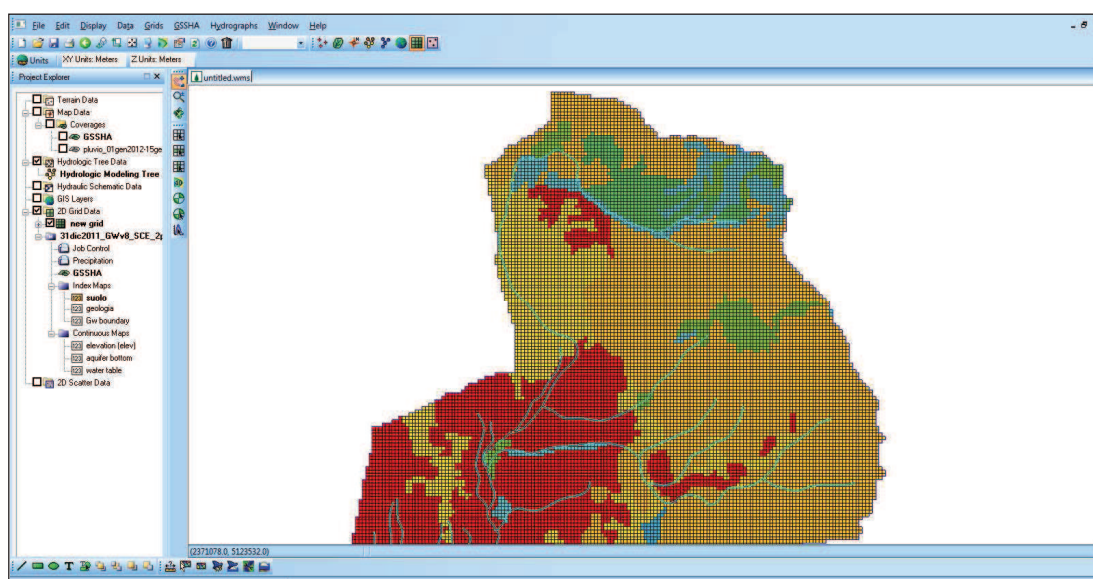


Figura 3.13: Assegnazione ad ogni singola cella del relativo indice identificativo della classificazione del suolo adottata in accordo con i dati forniti da Corine Land Cover.

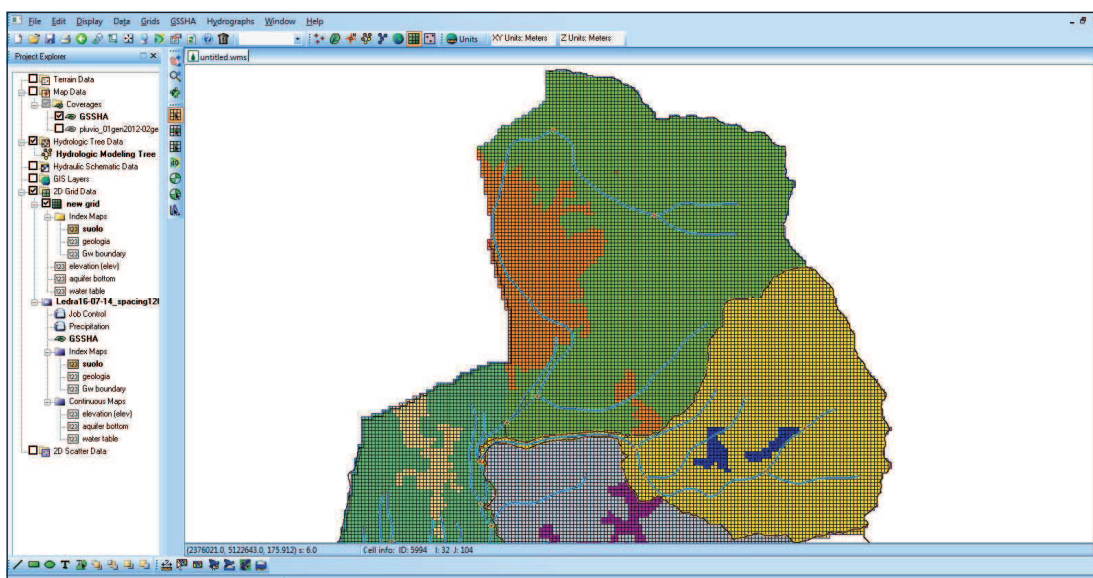


Figura 3.14: Identificazione delle macrozone in funzione della tipologia di utilizzo del suolo per ognuno dei sottobacini idrografici individuati (per ogni sottobacino è stata definita una macrozona di tipologia urbana e di tipologia identificativa delle aree naturali).

Sebbene in possesso della cartografia geologico tematica del territorio della Provincia di Udine (Broili, 1984) relativa al bacino idrografico del fiume Ledra (Figura 3.15), anche in questo caso per le motivazioni precedentemente esposte si è preferito definire per la modellazione dei processi d'infiltrazione esclusivamente due macrozone, ovvero le medesime adottate per la schematizzazione dell'uso del suolo.

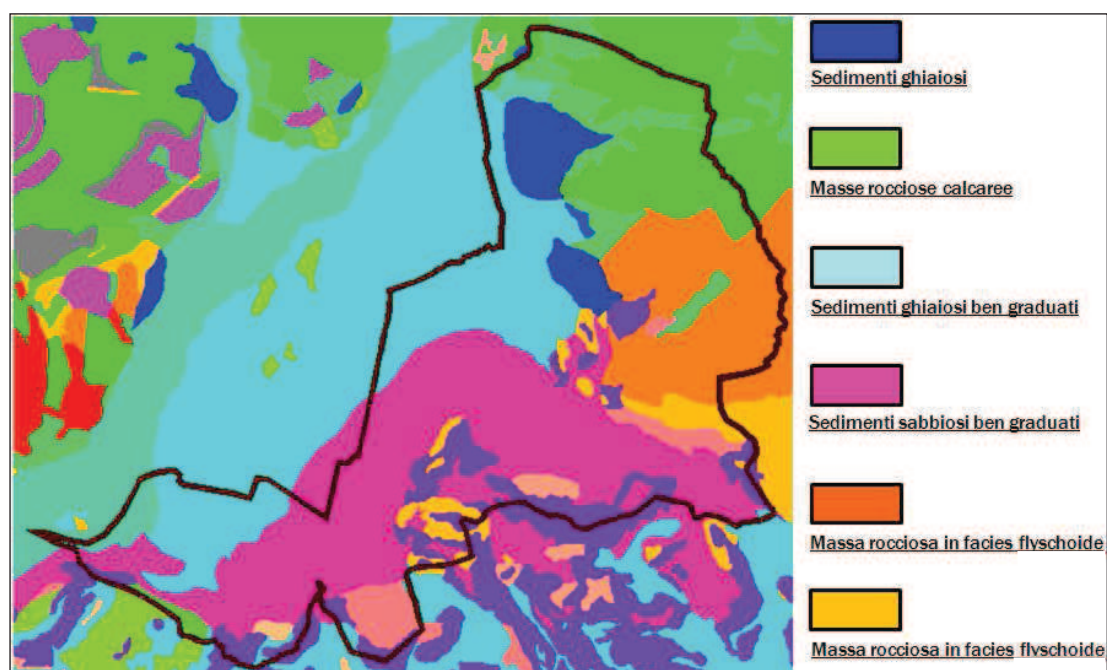


Figura 3.15: Cartografia geologico tematica del territorio della Provincia di Udine (Broili, 1984).

Tale motivazione è stata avvalorata anche dal fatto che a causa della complessità geologica e dell'eterogeneità del territorio si è preferito assegnare i valori caratteristici dei parametri che governano i processi d'infiltrazione nel suolo attraverso una procedura di taratura del modello numerico anziché per mezzo di una suddivisione in base alle caratteristiche geologiche e pedologiche riportate in Figura 3.15 e successiva assegnazione dei valori a ciascuna delle zone individuate facendo riferimento ai tradizionali valori proposti in letteratura scientifica.

Infine l'assegnazione della quota altimetrica da attribuire a ciascuna cella della griglia di calcolo è stata effettuata in maniera completamente automatizzata utilizzando i dati forniti dal modello digitali del terreno (DTM) realizzato per mezzo di WMS (cfr. paragrafo 3.10.1).

3.10.4 La definizione delle caratteristiche della rete idrografica presente sul bacino

Il paragrafo 3.10.1 ha riguardato la procedura adottata per l'individuazione del reticolo fluviale dell'intero bacino, anche se ad oggi tuttavia non è stato possibile effettuare alcuna campagna topografica/batimetrica per il rilievo di precisione delle sezioni trasversali del fiume Ledra e dei suoi principali affluenti. Alla luce di tale motivazione il modello idrologico - idraulico del bacino idrografico del fiume Ledra ha comunque previsto una modellazione, anche se molto semplificata, della propagazione dei deflussi lungo l'alveo dettata principalmente da due motivazioni:

- Il codice di calcolo GSSHA prevede la modellazione dell'interazione tra deflussi profondi e deflussi superficiali se e solo se viene modellato anche il reticolo fluviale (oltre ad aver definito anche il modulo idrogeologico);
- La procedura di calibrazione del modello idrologico - idraulico sarà effettuata necessariamente con riferimento alla portata transitante lungo alcune particolari sezioni del fiume Ledra (cfr. paragrafo 5.5);

Non avendo tale studio l'obiettivo di realizzare un modello idraulico finalizzato al calcolo dei tiranti idrici raggiungibili all'interno delle varie sezioni del fiume Ledra ed affluenti ma bensì calcolare esclusivamente l'andamento delle portate generate a scala di bacino/sottobacino, è stata convenzionalmente assegnata una sezione tipo di forma rettangolare con larghezza variabile da 10 a 30 m e con profondità variabile da 3 a 4 m (in accordo con quanto rilevato in occasione della campagna di misure di portata in ambito fluviale, cfr. Capitolo 5).

3.10.5 La definizione delle caratteristiche idrogeologiche del bacino idrografico

La griglia di calcolo realizzata per il calcolo e la modellazione dei processi idrologici superficiali può essere ugualmente utilizzata anche per la definizione delle proprietà e la successiva modellazione dei processi idrogeologici sotterranei coinvolti. In particolare GSSHA richiede la creazione di un file in cui sono riportati valori di latitudine - longitudine e quota altimetrica relativi allo strato superiore degli affioramenti dell'ammasso roccioso sotterraneo di riferimento, ovvero il bed rock. Tali valori è possibile reperirli attraverso la consultazione del lavoro, effettuato dalla Regione Autonoma Friuli Venezia Giulia - Direzione Regionale dell'Ambiente (1990), denominato "Catasto Regionale dei pozzi per acqua e delle perforazioni eseguite nelle alluvioni quaternarie e nei depositi sciolti del Friuli Venezia Giulia - Stratigrafie". Essendo la natura del file di input di tipo puntuale, l'andamento piano altimetrico dell'ammasso roccioso di riferimento sarà calcolato automaticamente da GSSHA mediante un'ideale procedura d'interpolazione spaziale (metodo inverse distance). La definizione della quota dello strato roccioso di riferimento, congiuntamente alla conoscenza della quota altimetrica delle celle rappresentanti l'andamento piano - altimetrico del piano campagna, consentono di definire la potenza dello strato di suolo coinvolto nella modellazione dei meccanismi d'infiltrazione e dei processi idrogeologici. Analogamente si è operato per la creazione del file relativo all'individuazione dell'andamento piano - altimetrico della superficie della tavola d'acqua. GSSHA richiede infatti la creazione di un file in cui sono riportati valori di latitudine - longitudine e relativa quota della falda freatica, informazioni reperibili grazie ai dati forniti dai pozzi piezometrici presenti all'interno del bacino idrografico del fiume Ledra e gestiti dall'Unità Operativa Idrografica della Regione Autonoma Friuli Venezia Giulia. In particolare sono stati utilizzati i dati forniti dalle stazioni piezometriche attualmente ancora operative all'interno dell'intera area d'interesse, ovvero le stazioni numero: 101, 126, 134, 139, 140, 255, 257, 260, 261, 263, 264, 268, 271, 272, 273, 274, 359 (Figura 3.16). Anche in questo caso, essendo la natura del file di input di tipo puntuale, l'andamento piano altimetrico della falda freatica sarà calcolato automaticamente da GSSHA mediante un'ideale procedura d'interpolazione spaziale (metodo inverse distance).

Essendo GSSHA un codice di tipo distribuito consente di definire le proprietà dei parametri idrogeologici a livello di singola cella, ma a causa sia della notevole complessità della struttura idrogeologica del bacino del fiume Ledra sia della volontà di svincolarsi dall'utilizzare un numero elevato di parametri per modellare processi idrogeologici molto complessi (che necessiterebbero strumenti di calcolo e dati più specialistici rispetto a quelli a disposizione), si è ritenuto opportuno rendere dal punto di vista idrogeologico il bacino il più

omogeneo possibile ai fini della modellazione degli scambi tra deflussi superficiali e sotterranei, individuando e definendo così esclusivamente cinque macrozone per la modellazione dei processi di tipo idrogeologico.

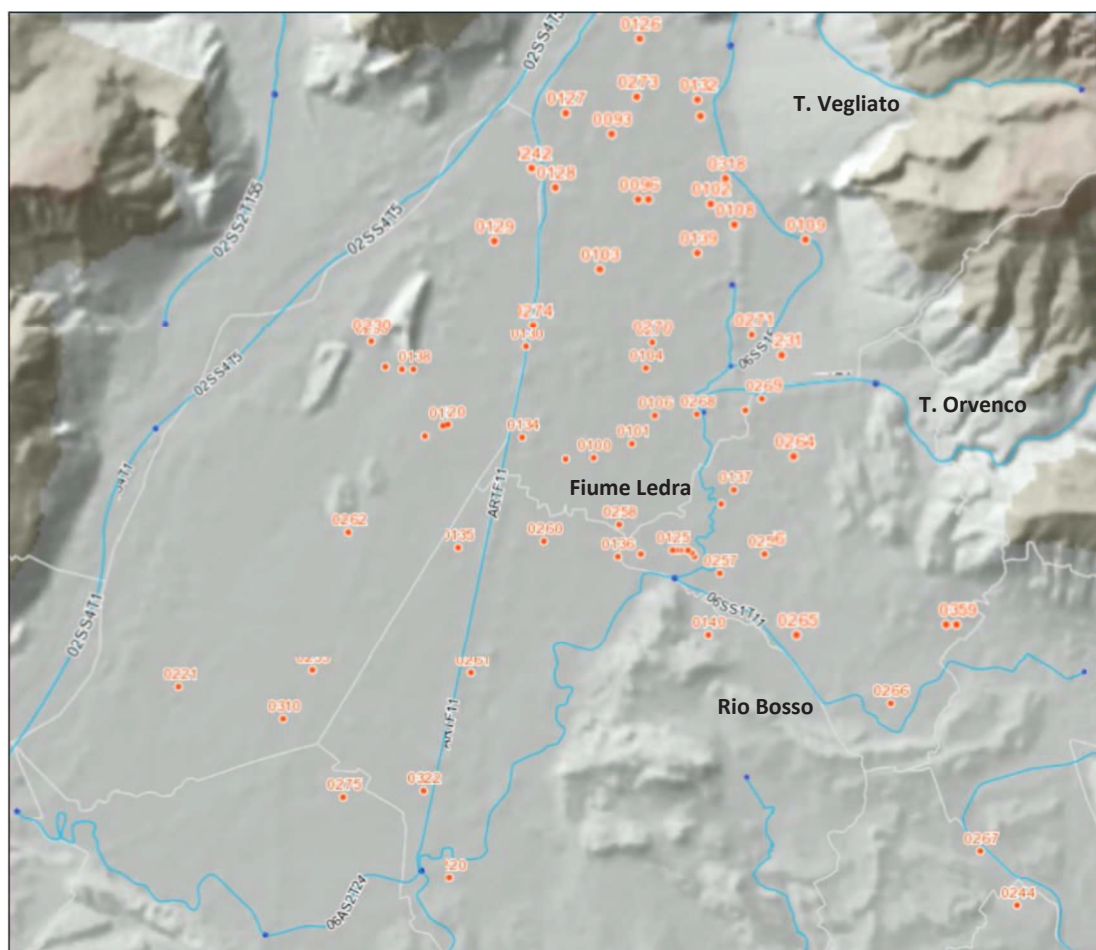


Figura 3.16: Localizzazione delle stazioni piezometriche presenti all'interno del bacino idrografico del fiume Ledra (fonte: Web Gis Risorse Idriche - Regione FVG).

Ognuna delle cinque macrozone individuate (Figura 3.17) è stata appositamente realizzata in modo tale da sottendere singolarmente, oppure in raggruppamento, le porzioni di bacino idrografico a monte dei tre punti di misura di portata individuati lungo il corso del fiume Ledra; tale motivazione è da attribuirsi al fatto che i valori relativi ai parametri necessari alla modellazione dei processi idrogeologici, a causa della complessità dei processi in atto, sono stati valutati esclusivamente per mezzo di una procedura di taratura del modello numerico. L'individuazione di un numero maggiore di macrozone per la modellazione dei processi idrogeologici non avrebbe avuto alcun riscontro pratico alla luce della quantità e della qualità dei dati freaticometrici, geologici e di misura delle portate attualmente a disposizione.

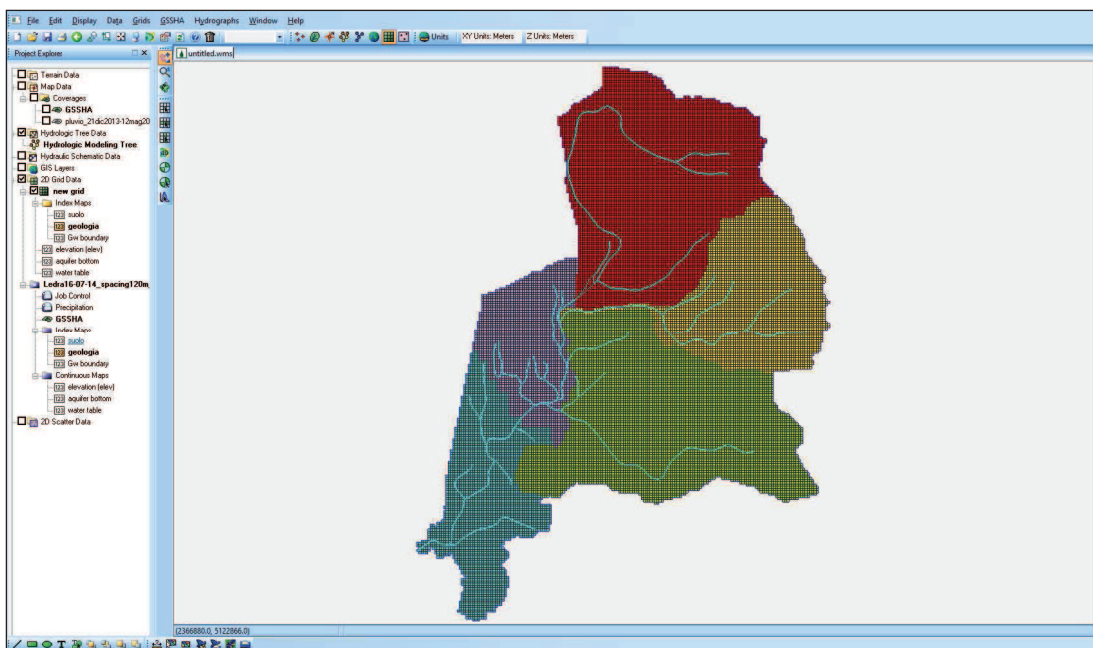


Figura 3.17: Definizione delle cinque macrozone ai fini della modellazione degli scambi tra deflussi superficiali e sotterranei.

Capitolo 4

Introduzione alla calibrazione dei modelli numerici

Negli ultimi decenni, grazie ai notevoli progressi compiuti nel campo dell'informatica, i modelli numerici di tipo idrologico - idraulico stanno diventando progressivamente sempre più sofisticati e complessi tanto da essere impiegati in settori che spaziano dalle previsioni in real-time degli eventi di piena fino alla progettazione di opere idrauliche per la mitigazione degli eventi idrologici estremi siano essi rappresentati da fenomeni alluvionali oppure da periodi siccitosi. Per potersi adattare a qualsivoglia scenario i modelli idrologici, siano essi di tipo concentrato oppure di tipo distribuito, sono dotati di numerosi parametri (atti alla modellazione di un determinato processo fisico come ad es. infiltrazione, ruscellamento superficiale, evapotraspirazione ecc.) la cui stima dei valori ricopre un ruolo fondamentale al fine di ottenere una modellazione che descriva realmente il comportamento del bacino idrografico che si intende analizzare.

Il processo attraverso il quale si stima il valore da associare a ciascun parametro al fine di migliorare l'accuratezza dei risultati ottenuti dal modello minimizzando lo scarto fra valori simulati e valori realmente misurati si chiama calibrazione. In alcuni casi i valori più appropriati per i parametri del modello possono essere determinati tramite indagini in situ (nel caso di parametri fisicamente basati e direttamente misurabili) ma in molte altre situazioni tali parametri sono solo rappresentazioni concettuali di caratteristiche astratte del bacino e pertanto devono essere determinati attraverso un processo di tipo trial and error, ossia modificando di volta in volta il valore dei parametri fino ad ottenere il risultato desiderato.

L'effettiva utilità dei modelli idrologici dipende sostanzialmente dalla qualità e dall'accuratezza con la quale è stato effettuato il processo di calibrazione del modello. Non importa quanto sia sofisticata e complessa la struttura di un modello idrologico se non si ha la possibilità di poter effettuare una calibrazione dello stesso. Appare evidente come la fase di calibrazione deve essere attentamente condotta al fine di poter ottenere dal modello numerico risultati attendibili ed aderenti alla realtà. Come già menzionato nei modelli idrologici i valori associati ad alcuni parametri possono essere stimati direttamente per mezzo di indagini in situ oppure attraverso la determinazione di caratteristiche fisiche misurabili del bacino idrografico (superficie, quota minima, massima, media ecc.) anche se la maggior parte dei parametri

costituenti un modello numerico risultano essere non direttamente misurabili e pertanto da individuarsi esclusivamente tramite calibrazione. La procedura di calibrazione implica sia la conoscenza delle serie storiche riguardanti gli input (ad es. dati pluviometrici) ed output (ad es. misure di portata e livello di un corso d'acqua) del bacino idrografico da analizzare sia una fase di confronto tra valori simulati e valori osservati, funzionale alla determinazione dei valori da assegnare a ciascun parametro minimizzando lo scarto tra i risultati forniti dal modello ed i valori misurati in situ.

Prima della diffusione su vasta scala di personal computer ad alte prestazioni la maggior parte dei modelli idrologici veniva calibrata esclusivamente in modo manuale e la bontà dei risultati veniva giudicata prevalentemente per mezzo di un esame visivo dell'idrogramma simulato rispetto a quello osservato. Una calibrazione di tipo manuale richiede una conoscenza approfondita del modello numerico utilizzato e del comportamento del sistema che si intende modellare ed è caratterizzata sia da una certa soggettività circa la strategia per la determinazione dei valori da assegnare ai parametri del modello sia da una dispendiosità in termini di tempo davvero notevole. Un'altra problematica è legata alla possibilità che la presenza di un elevato numero di parametri interagenti l'uno con l'altro possa generare risultati imprevedibili quando vengono modificati simultaneamente più valori rendendo così difficile effettuare un'analisi di sensitività globale del modello.

Per far fronte a questa moltitudine di problematiche negli ultimi decenni molti studiosi si sono concentrati sulla possibilità di sviluppare metodi di calibrazione automatici per la stima dei valori da assegnare ai parametri ricercando e sviluppando procedure di ottimizzazione che possano fornire la stima dei parametri di modelli idrologici. I vantaggi che si possono riscontrare con una calibrazione di tipo automatizzato sono essenzialmente due ovvero una maggiore velocità nel processo ed una riduzione del grado di soggettività (legata soltanto alla definizione del dominio nel quale possono variare i valori dei parametri del modello). Per tali motivazioni oggi giorno la calibrazione manuale risulta essere spesso sostituita o comunque supportata da procedure di tipo automatizzato.

Il presente capitolo vuole fornire sia una breve sintesi relativa ai diversi metodi di ottimizzazione comunemente utilizzati nell'ambito della calibrazione automatizzata dei modelli numerici nonché riportare alcuni cenni relativi alla struttura propria dell'algoritmo di ottimizzazione (SCE-UA) implementato nel codice di calcolo GSSHA.

L'aspetto puramente operativo che ha riguardato la calibrazione e la validazione del modello idrologico bidimensionale del bacino idrografico del fiume Ledra sarà invece trattato nel Capitolo 6.

4.1 La calibrazione automatica

Una tipica procedura di calibrazione automatica dei parametri costituenti un modello idrologico è composta dalle seguenti fasi:

1. Definizione dell'intervallo temporale (che coincide con il periodo per il quale si hanno a disposizione le serie storiche dei dati idro - meteorologici registrati più significativi);
2. Definizione del valore iniziale e del dominio all'interno del quale possono variare i valori associati a ciascun parametro;
3. Avvio del modello idrologico e determinazione degli scarti tra valori simulati e valori registrati mediante la definizione di una funzione chiamata funzione obiettivo (objective function);
4. Una procedura di ottimizzazione automatica (chiamata algoritmo di ricerca) è utilizzata per individuare i valori da assegnare ai parametri del modello al fine di minimizzare il valore della funzione obiettivo;
5. Determinazione del criterio di arresto della procedura di ottimizzazione;

4.2 La funzione obiettivo

Una funzione obiettivo è un'equazione che quantifica numericamente la differenza tra l'output simulato dal modello e quello osservato del bacino ed è pertanto rappresentativa della qualità della simulazione effettuata. L'obiettivo della calibrazione automatica del modello è quello di trovare quei valori dei parametri che minimizzano i valori numerici della funzione obiettivo. Un esempio di alcune funzioni obiettivo è riportato nella Figura 4.1. Il valore minimo che può assumere la funzione obiettivo è zero che si ottiene nei casi in cui il modello riproduca perfettamente ad esempio l'idrogramma delle portate osservato. Tuttavia nella pratica questo non accade e pertanto l'obiettivo diventa trovare i valori da assegnare ai parametri del modello che rendano minimo il valore della funzione obiettivo.

4.3 Algoritmi di ottimizzazione locali e globali

L'algoritmo di ottimizzazione è definito come una serie di processi matematici che, a partire dagli intervalli dei valori ammessi per i parametri, determinano esattamente i valori da assegnare ad ogni parametro in modo tale da minimizzare la funzione obiettivo. Esistono due metodologie per la ricerca dei parametri che rendono minimo il valore della funzione obiettivo: metodi di ricerca locale e metodi di ricerca globale. Il concetto sul quale si basano gli algoritmi di ricerca locale è quello di definire una soluzione iniziale (soluzione corrente) e cercare di migliorarla esplorando un intorno (opportunamente definito) di questa soluzione. Se

l'ottimizzazione sull'intorno della soluzione corrente produce una soluzione migliore il procedimento viene ripetuto partendo, come soluzione corrente, dalla soluzione appena determinata.

Criterion	Equation ¹
Sum of absolute errors (Stephenson, 1979)	$Z = \sum_{i=1}^{NQ} q_o(i) - q_s(i) $
Sum of squared residuals (Diskin and Simon, 1977)	$Z = \sum_{i=1}^{NQ} [q_o(i) - q_s(i)]^2$
Percent error in peak	$Z = 100 \left \frac{q_s(\text{peak}) - q_o(\text{peak})}{q_o(\text{peak})} \right $
Peak-weighted root mean square error objective function (USACE, 1998)	$Z = \left\{ \frac{1}{NQ} \left[\sum_{i=1}^{NQ} (q_o(i) - q_s(i))^2 \left(\frac{q_o(i) + q_o(\text{mean})}{2q_o(\text{mean})} \right) \right] \right\}^{1/2}$

¹ Z = objective function; NQ = number of computed hydrograph ordinates; $q_o(t)$ = observed flows; $q_s(t)$ = calculated flows, computed with a selected set of model parameters; $q_o(\text{peak})$ = observed peak; $q_o(\text{mean})$ = mean of observed flows; and $q_s(\text{peak})$ = calculated peak

Figura 4.1: Esempio di alcune tipologie di funzione obiettivo.

L'algoritmo termina quando non risulta essere possibile trovare delle soluzioni miglioranti nell'intorno della soluzione corrente, oppure quando è stata determinata la soluzione ottima; in alternativa si può far terminare l'algoritmo dopo un prefissato numero di iterazioni.

I metodi di ricerca locale si differenziano a loro volta in metodi di ricerca diretta e a gradiente. Non essendo tale tesi di dottorato focalizzata sull'analisi e la comparazione dei modelli di ottimizzazione dei processi, si riporta esclusivamente una breve descrizione relativa ai soli metodi di ricerca diretta che risultano essere particolarmente impiegati anche da altri software di tipo idrologico (ad esempio il metodo di Nelder e Mead implemento in HEC-HMS).

I metodi di ricerca diretta sono impiegati nei metodi di ottimizzazione nei quali le derivate parziali della funzione obiettivo non sono analiticamente note e pertanto tali metodi sono basati sul confronto diretto dei valori della funzione obiettivo nei punti generati iterativamente dall'algoritmo. Nei metodi di ricerca diretta si parte da un punto iniziale dello spazio dei parametri e la strategia sceglie sia le direzioni sia la dimensione dei passi valutando passo dopo passo la funzione nel nuovo punto. Successivamente, basandosi sulle differenze nei valori della funzione tra punto iniziale e punto nuovo, viene elaborata una previsione sia sulla direzione migliore verso cui spostarsi sia sull'entità dello spostamento da compiere per ottimizzare la funzione. La ricerca termina quando la strategia non è più in grado di trovare

una direzione in cui sia possibile il miglioramento. Tra questi metodi il più utilizzato è quello di Nelder e Mead (Nelder e Mead, 1965), noto anche come metodo del semplice di Nelder e Mead (Nelder e Mead Simplex Method).

I metodi di ricerca locale sono tuttavia affetti da una grossa limitazione che non consente sempre di fornire risultati attendibili. Infatti molti problemi legati alla calibrazione di modelli idrologici possiedono punti all'interno dello spazio dei parametri in cui il valore della funzione obiettivo risulta essere un minimo locale e non un minimo assoluto (Figura 4.2). Risulta evidente come il punto nel quale l'algoritmo termina la ricerca è funzione del punto di partenza diventando pertanto impossibile stabilire se la procedura di ottimizzazione abbia individuato effettivamente il minimo globale (ottimo globale) della funzione. Proprio per sopperire a tale limitazione è nata l'esigenza di sviluppare metodi di ricerca globale.

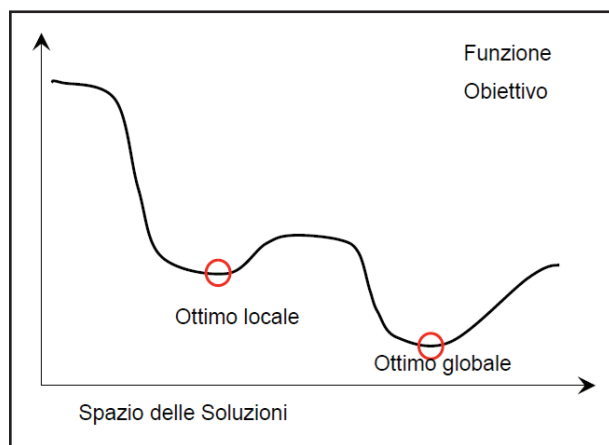


Figura 4.2: Esempio di funzione obiettivo ed individuazione nello spazio delle soluzioni dei punti di minimo globale e di minimo locale.

I metodi di ricerca globale possono essere classificati come deterministici o stocastici. I metodi deterministici risultano essere non sempre efficaci ed anche piuttosto lenti nella convergenza verso la soluzione ottimale e pertanto per la calibrazione di modelli idrologici si predilige l'utilizzo di metodi stocastici.

Il grado di difficoltà nel risolvere problemi di ottimizzazione globale è legato fondamentalmente alla dimensionalità del problema ed alle caratteristiche della funzione obiettivo. Le esperienze maturate da Duan, Gupta e Sorooshian nel campo dell'ottimizzazione globale di modelli idrologici hanno evidenziato come ci siano sostanzialmente quattro fattori che complicano i processi di ottimizzazione di tipo globale:

1. Presenza di più regioni nello spazio verso le quali la strategia di ottimizzazione può convergere;

2. Ogni regione può contenere numerosi punti di minimo relativo non necessariamente vicini al punto di minimo assoluto;
3. La superficie della funzione obiettivo nello spazio multi parametrico potrebbe non essere regolare e continua;
4. I parametri potrebbero presentare diversi livelli di sensitività e/o grado d'interazione anche di tipo non lineare;

Un problema di ottimizzazione che presenti problematiche di questo tipo può risultare di difficile soluzione. L'obiettivo pertanto è stato quello di sviluppare un algoritmo di ricerca globale capace di interagire con tali fattori e dotato quindi delle seguenti proprietà: (1) capacità di convergenza globale anche in presenza di multiple regioni di convergenza locale; (2) abilità nell'evitare di rimanere intrappolato all'interno di punti di minimo locale; (3) robustezza anche in presenza di parametri con diverso grado di sensitività ed interdipendenza; (4) indipendenza dalla disponibilità di una forma esplicita della funzione obiettivo; (5) capacità di gestire una gran mole di parametri.

Nel 1992 Duan et al. svilupparono un algoritmo chiamato SCE-UA (Shuffled Complex Evolution - University Arizona) dotato di tutte le caratteristiche sopra menzionate e specificatamente sviluppato per l'impiego nel campo dell'idrologia ed in particolare nella calibrazione di modelli numerici di bacini idrografici.

4.4 L'algoritmo di ottimizzazione SCE-UA

Il metodo SCE-UA è basato sostanzialmente sulla sintesi di quattro concetti fondamentali: (1) combinazione dell'approccio deterministico e probabilistico; (2) evoluzione sistematica di un complesso (Complex) di punti nello spazio dei parametri; (3) evoluzione competitiva; (4) permutazione del complesso. I primi tre concetti sono stati mutuati da metodologie già esistenti e collaudate (Holland, 1975; Price, 1978) mentre l'ultima caratteristica è stata recentemente introdotta (Duan et al., 1992; Sorooshian et al., 1993). Grazie a tali caratteristiche il metodo SCE-UA è dimostrato essere molto efficace e stabile ma anche flessibile ed efficiente.

L'algoritmo SCE-UA inizia con la selezione di un insieme di punti, campionati casualmente nello spazio dei parametri ammissibili, i quali vengono partizionati in una serie di complessi. Ogni complesso (Complex) evolve (Evolution) indipendentemente dagli altri, basandosi su un processo di riproduzione statistica che utilizza il metodo del semplice. Periodicamente l'intero insieme viene rimescolato (Shuffled) e vengono formati nuovi complessi in modo tale che le informazioni ottenute dai complessi precedenti vengano condivise. I passi di evoluzione

e rimescolamento vengono ripetuti fino a che il criterio di convergenza prestabilito non è soddisfatto.

Una rappresentazione schematica di come è strutturato l'algorithm SCE-UA è la seguente:

Fase 1 Inizializzazione: Selezionare $p \geq 1$ e $m \geq n + 1$, dove p = numero di complessi ed m = numero di punti all'interno di ciascun complesso. Calcolare la dimensione (s) del campione $s = p \times m$;

Fase 2 Generazione di campioni: Selezionare un insieme di punti x_1, \dots, x_s campionati nello spazio dei parametri ammissibili $\Omega \subset \mathfrak{R}^n$. Calcolare il valore della funzione obiettivo f_i per ciascun punto x_i . In assenza di precedenti informazioni circa il posizionamento del punto di minimo globale utilizzare una distribuzione di probabilità uniforme per generare un campione;

Fase 3 Classificazione dei punti: Ordinare gli s punti in funzione del valore assunto dalla funzione obiettivo f_i in modo tale che il primo punto sia quello associato al valore della funzione obiettivo minore mentre l'ultimo punto quello con il valore maggiore. Raggruppare i punti in un insieme $D = \{x_i, f_i, i = 1, \dots, s\}$ dove $i = 1$ rappresenta il punto con il valore della funzione obiettivo minore;

Fase 4 Suddivisione in complessi: Partizione dell'insieme D in modo da formare un numero p di complessi A^1, \dots, A^p ognuno dei quali è composto da m punti, ovvero:

$$A^k = \{x_j^k, f_j^k \mid x_j^k = x_{k+p(j-1)}, f_j^k = f_{k+p(j-1)}, j = 1, \dots, m\} \quad (4.1)$$

Fase 5 Evoluzione dei complessi: Evoluzione di ciascun complesso $A^k, k = 1, \dots, p$ utilizzando l'algorithm CCE (Competitive Complex Evolution basato sull'algorithm del simplex introdotto da Nelder e Mead) che verrà illustrato successivamente;

Fase 6 Mescolamento dei complessi: Sostituire A^1, \dots, A^p nell'insieme D in modo che $D = \{A^k, k = 1, \dots, p\}$. Ordina l'insieme D in funzione del valore assunto dalla funzione obiettivo (dal valore minore a quello maggiore);

Fase 7 Criterio di arresto: Se il criterio di convergenza è soddisfatto arrestare la procedura altrimenti ritornare alle Fase 4.

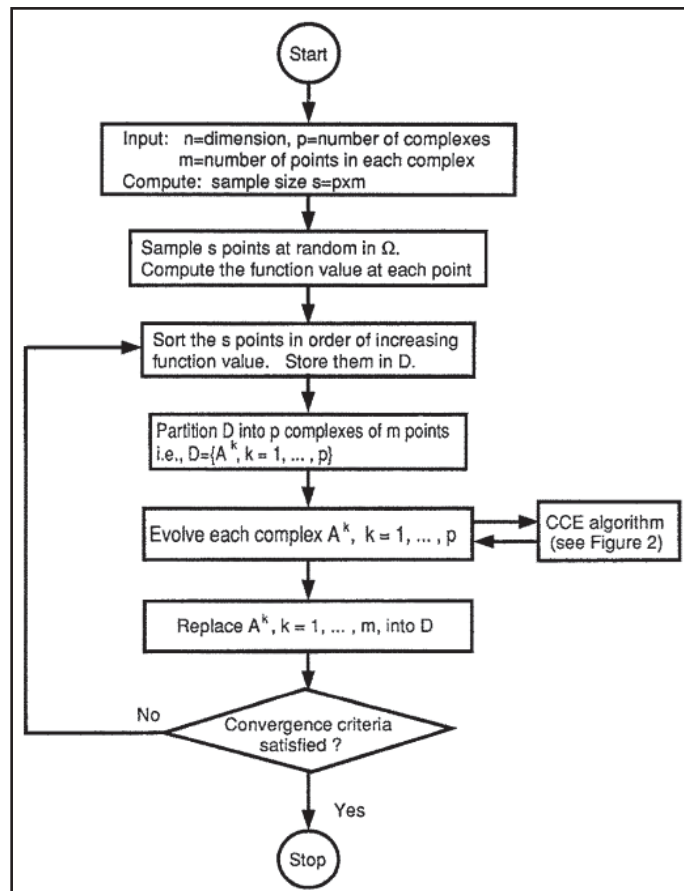


Figura 4.3: Diagramma di flusso del metodo SCE-UA.

L'algoritmo CCE (Competitive Complex Evolution) richiesto per l'evoluzione di ciascun complesso (Fase 5) è così strutturato:

Fase 5.1 Inizializzazione: Selezionare q, α, β dove $2 \leq q \leq m, \alpha \geq 1$ e $\beta \geq 1$;

Fase 5.2 Assegnazione dei fattori peso: Assegnare una distribuzione di probabilità di tipo triangolare ad ogni complesso A^k come ad esempio:

$$p_i = 2(m+1-i) / m(m+1), \quad i = 1, \dots, m$$

Il punto x_1^k possiede la probabilità maggiore $p_1 = 2 / m + 1$, mentre il punto x_m^k possiede la probabilità minore $p_m = 2 / m(m+1)$;

Fase 5.3 Selezione dei genitori: Selezionare in modo casuale dal complesso A^k un numero q di punti distinti u_1, \dots, u_q (dove q punti definiscono un sub-complesso) in accordo con la distribuzione di probabilità sopra definita (la distribuzione di probabilità è definita in modo tale che il punto associato alla funzione obiettivo con il valore minore

abbia la maggiore probabilità di essere scelto per formare un sub-complesso e viceversa). Raggruppare i punti in un insieme $B = \{u_i, v_i, i = 1, \dots, q\}$ in cui v_i rappresenta il valore della funzione obiettivo associata al punto u_i . Raggruppare in un insieme L le posizioni occupate dai punti di A^k che sono utilizzati per formare l'insieme B .

Fase 5.4 Generazione di nuovi individui:

(a) Ordinare l'insieme B ed L in modo tale che i q punti siano disposti (ordinati) a seconda del valore della funzione obiettivo associata (dal valore minore al maggiore). Calcolare il centro di massa g del sub-complesso utilizzando la

seguinte espressione: $g = [1/(q-1)] \sum_{j=1}^{q-1} u_j$. Operando in tale maniera si è

calcolato il centro di massa del sub-complesso eliminando il punto associato al maggior valore della funzione obiettivo.

b) Calcolare un nuovo punto $r = 2g - u_q$ (procedura di riflessione). Così operando si è riflesso attraverso il centro di massa g del sub-complesso il punto associato al maggior valore della funzione obiettivo;

c) Se il punto r appartiene allo spazio dei parametri ammissibili $\Omega \subset \mathfrak{R}^n$ calcolare il valore della funzione obiettivo e passare al punto d), altrimenti calcolare il minore ipercubo $H \subset \mathfrak{R}^n$ (ovvero un politopo che generalizza in dimensione più alta i concetti di punto, segmento, quadrato e cubo) che contiene A^k , generare casualmente un punto z all'interno di H , calcolare f_z , porre $r = z$ e $f_r = f_z$ (procedura di riflessione);

d) Se $f_r < f_q$ sostituire u_q con il punto r ed andare al punto f) altrimenti calcolare $c = (g + u_q)/2$ e successivamente f_c (procedura di contrazione);

e) Se $f_c < f_q$ sostituire u_q con il punto c ed andare al punto f), altrimenti generare casualmente un punto z all'interno di H e calcolare f_z (procedura di mutazione). Sostituire u_q con z ;

f) Ripetere il procedimento dal punto a) al punto e) per α volte, dove $\alpha \geq 1$ è un parametro specificato dall'utente;

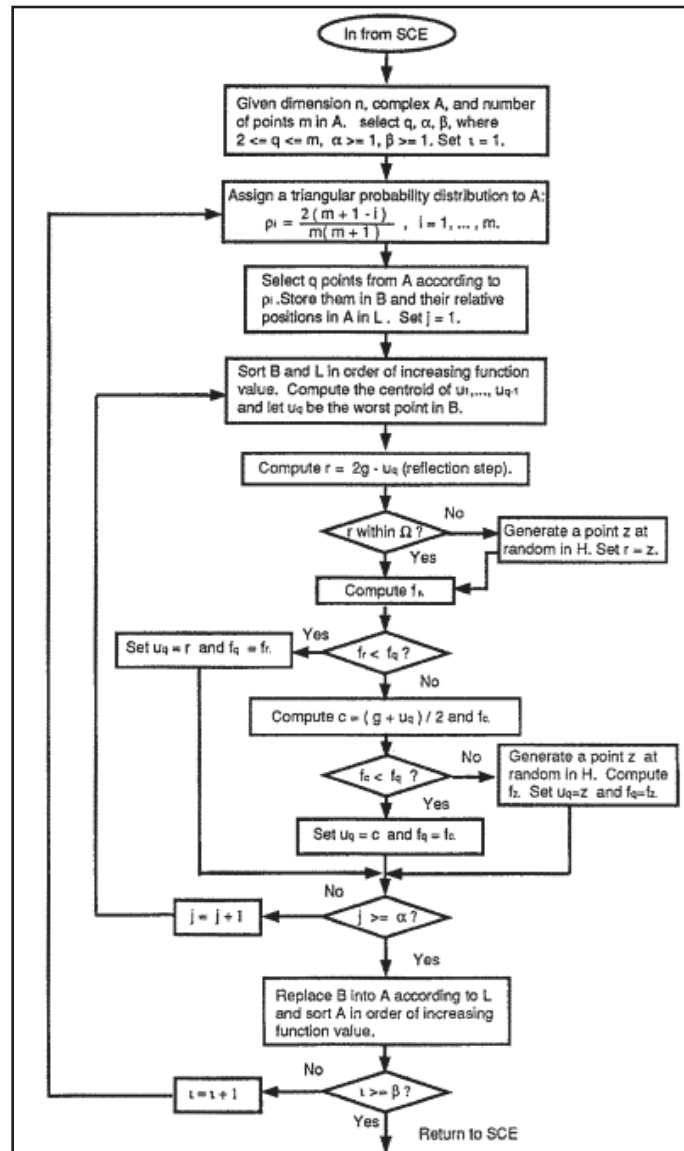


Figura 4.4: Diagramma di flusso relativa alla strategia dell' algoritmo CCE (Competitive Complex Evolution).

Fase 5.5 Sostituzione dei genitori con i nuovi individui: Ricollocare i punti dell'insieme B in A^k utilizzando la posizione originaria registrata in L . Ordinare A^k in funzione del valore assunto dalla funzione obiettivo (dal valore minore a quello maggiore);

Fase 5.6 Iterazione: Ripetere il procedimento dalla Fase 5.2 alla Fase 5.5 per β volte, dove $\beta \geq 1$ è un parametro specificato dall'utente che determina quanti nuovi individui

devono essere generati (ovvero per quanto a lungo ogni singolo complesso deve evolvere);

La filosofia che sta alla base al metodo SCE-UA è quella di considerare il procedimento di ricerca globale come un processo di evoluzione naturale. Gli s punti campionati costituiscono una popolazione. Tale popolazione è partizionata, suddivisa, in molteplici comunità (complessi) ad ognuno dei quali è consentito di evolversi indipendentemente (ovvero cercare lo spazio delle soluzioni in diverse direzioni). Dopo un certo numero di generazioni le comunità sono costrette a mischiarsi e pertanto vengono a formarsi nuove comunità attraverso un processo di mescolamento. Questa fase migliora la sopravvivenza attraverso lo scambio di informazioni che sono state generate in modo indipendente da ciascuna comunità (complesso) i cui membri risultano essere potenziali genitori con la capacità di partecipare al processo di creazione di nuovi individui. Un sub-complesso selezionato da un complesso è pertanto paragonabile ad una coppia di genitori con la differenza che un sub-complesso può essere composto anche da più di due elementi. Per assicurarsi che il processo di evoluzione sia competitivo è richiesto che la probabilità che genitori migliori producano nuovi individui sia maggiore rispetto a quella di genitori peggiori. L'impiego di una distribuzione di probabilità di tipo triangolare assicura la competitività. L'algoritmo di Nelder e Mead è applicato a ciascun sub-complesso per generare la maggior parte dei nuovi individui. Questa strategia utilizza le informazioni contenute in un sub-complesso per indirizzare l'evoluzione verso direzioni migliori. I nuovi individui inoltre sono introdotti in maniera casuale nello spazio dei parametri ammissibili sotto certe condizioni in modo tale da assicurare che il processo di evoluzione non venga effettuato in regioni dello spazio poco promettenti. Tale strategia è in analogia con quanto accade in natura nella selezione della specie. Infine ogni singolo nuovo individuo andrà a sostituire il punto peggiore del relativo sub-complesso anziché il peggior punto dell'intera popolazione assicurando così che sia assicurata ad ogni genitore almeno una possibilità di contribuire al processo di riproduzione prima di essere sostituito oppure scartato. Pertanto nessuna delle informazioni contenute nel campione sarà ignorata.

4.4.1 Determinazione dei parametri dell'algoritmo SCE-UA

Come già menzionato l'algoritmo SCE-UA è costituito sia da componenti di tipo deterministico sia di tipo probabilistico le quali vengono controllate da alcuni parametri presenti all'interno dell'algoritmo. Affinchè l'algoritmo di ottimizzazione raggiunga la sua

massima efficienza è necessario assegnare accuratamente i valori a tali parametri. In particolare i parametri sono i seguenti:

- m , numero di punti presenti in ciascun complesso;
- q , numero di punti presenti in ciascun sub-complesso;
- p , numero di complessi;
- p_{\min} , numero minimo di complessi in una popolazione;
- α , numero di nuovi individui generati consecutivamente da ogni sub-complesso;
- β , numero di evoluzioni effettuato da ogni complesso;

Teoricamente il numero m di punti all'interno di ciascun complesso può assumere qualsiasi valore maggiore o uguale a due anche se qualora ci siano pochi punti all'interno di ciascun complesso potrebbe accadere che la procedura di ricerca risulti essere del tutto simile a quella effettuata dal metodo del semplice e pertanto le capacità di ricerca globali del metodo SCE-UA sarebbero annullate. Al contrario se al parametro m viene assegnato un valore particolarmente elevato aumenterebbe notevolmente il tempo computazionale senza riscontri in termini di efficienza. Alcune ricerche (Duan et al., 1993) hanno evidenziato come imponendo $m = 2n+1$, dove n corrisponde al numero di parametri che devono essere ottimizzati, e variando il numero il numero di complessi, p , si ottengono risultati migliori rispetto la variazione del solo parametro m . Relativamente al parametro q , ovvero il numero di punti presenti in ogni sub-complesso, esso può variare tra 2 ed m .

Il numero α di nuovi individui che ogni sub-complesso genera può assumere un numero maggiore o uguale all'unità. Se $\alpha = 1$ allora soltanto uno solo dei genitori originari verrà sostituito. All'aumentare di α la ricerca diventa maggiormente influenzata in favore di una ricerca di tipo locale nello spazio dei parametri.

Il numero β di evoluzioni effettuate da ciascun complesso prima che i complessi siano mescolati può assumere qualsivoglia valore intero positivo. Nel caso β assuma valori modesti allora i complessi saranno mescolati frequentemente ma non sarà possibile effettuare molte ricerche indipendenti nello spazio dei parametri; al contrario qualora β assuma valori elevati è molto probabile si perda il criterio di ricerca di tipo globale. Il numero p di complessi richiesti è fortemente dipendente dalla natura del problema. Maggiore risulta essere il grado di difficoltà del problema e maggiore deve essere il numero p di complessi utilizzati al fine di ottenere una ricerca di tipo globale.

Il parametro p_{\min} ovvero il numero minimo di complessi (compreso tra uno e p) è introdotto nell'algoritmo SCE-UA per migliorarne l'efficienza.

Riassumendo si può concludere che in base alle esperienze effettuate su numerosi bacini idrografici da Duan e Sorooshian (Duan et al., 1992, 1993; Sorooshian et al., 1993) i valori da associare ai parametri dell'algoritmo SCE-UA sono quelli riportati nella Tabella 4.1 (n corrisponde al numero di parametri che devono essere ottimizzati):

Tabella 4.1: Valori da associare ai parametri dell'algoritmo SCE-UA.

$p = \text{funzione del grado di complessità del problema}$
$m = 2n + 1$
$q = n + 1$
$\alpha = 1$
$\beta = m$

4.4.2 Determinazione del criterio di arresto

I processi di ottimizzazione a causa della loro natura di tipo iterativo necessitano di un criterio che stabilisca quando terminare la ricerca. Teoricamente la soluzione ottimale sarebbe quella di fermare la ricerca quando è stato calcolato il valore della funzione obiettivo che rappresenta il minimo assoluto ma poiché risulta essere complicato stabilire quando si è raggiunto questo punto è prassi utilizzare altri criteri d'arresto. Fondamentalmente se ne possono individuare tre, ovvero:

1. Terminare la ricerca quando l'algoritmo non è in grado di migliorare in modo apprezzabile il valore della funzione obiettivo dopo un certo numero di iterazioni ovvero è stata raggiunta la posizione di un ottimo oppure una zona molto piatta della superficie della risposta;
2. Terminare la ricerca quando l'algoritmo non è in grado di cambiare in modo apprezzabile i valori dei parametri e contemporaneamente migliorare il valore della funzione obiettivo. Tale situazione può indicare la localizzazione di un ottimo oppure che è stata raggiunta una zona della superficie della risposta di alta interazione tra i parametri;
3. Terminare la ricerca quando un numero massimo predefinito di iterazioni è stato raggiunto. La definizione di tale numero non è immediata in quanto il valore può essere legato sia al sistema oggetto di studio che all'algoritmo in uso. Risulta pertanto necessario svolgere alcuni tentativi modificando il valore del numero di iterazioni e stabilire successivamente, in funzione dei risultati ottenuti, quale valore assegnare al numero stesso.

4.5 Durata periodo di calibrazione

Un problema che sorge ogni qual volta si debba calibrare un modello idrologico è quello di stabilire la durata del periodo di calibrazione qualora in possesso di serie storiche particolarmente protratte nel tempo (ad es. decine di anni). Alcune studi (Yapo et al., 1996) hanno dimostrato che, superata una certa lunghezza del set di dati osservati, utilizzare un set di lunghezza maggiore non apporterebbe sostanziali benefici in termini di qualità in fase di calibrazione del modello. Alla luce di quanto affermato risulta pertanto evidente come la qualità dei dati, legata alle informazioni contenute nei dati stessi ed agli errori dai quali possono essere affetti, risulta essere determinante per il buon esito di una procedura di calibrazione. Si definisce informativo un set di dati che rappresenta in maniera adeguata sia i processi idrologici sia la variabilità nel funzionamento del bacino durante i diversi regimi idrologici in modo tale da incrementare la possibilità che i dati contengano informazioni utili per la corretta determinazione dei valori da assegnare a ciascun parametro.

Relativamente agli errori di misura è evidente come essi riducano la qualità dei dati e pertanto sia l'affidabilità che l'accuratezza nella stima dei parametri. Le possibili sorgenti di errore sono molteplici come ad esempio un cattivo funzionamento degli strumenti di misura, l'approssimazione delle leggi e delle formule per convertire le osservazioni sul campo in portate stimate (ad es. scala delle portate) oppure un posizionamento non idraulicamente corretto degli strumenti di misura (ad es. in zone di risalto idraulico, lungo sezioni particolarmente irregolari ed in presenza di forme di fondo ecc.). Al fine di non compromettere il buon esito nella stima dei parametri è pertanto fondamentale durante la fase di selezione di dati esaminare attentamente la presenza di eventuali errori.

4.6 Metodi di calibrazione mono - obiettivo e multi - obiettivo

L'applicazione di metodi automatizzati nei processi di ottimizzazione è stata tradizionalmente basata sull'impiego di una singola funzione obiettivo avente il compito di analizzare le differenze tra dati simulati e dati osservati. Questa tecnica prevede in via preliminare la definizione di uno spazio possibile dei parametri (introducendo la definizione dei limiti superiori ed inferiori per ognuno dei parametri) e successivamente la ricerca in tale spazio di un singolo punto (un set di parametri) in grado di ottimizzare il valore della funzione obiettivo ovvero il criterio matematico adottato per determinare le differenze tra valori simulati e valori osservati.

Una limitazione fornita da tale approccio risulta essere che il criterio mono - obiettivo può da un lato fornire un set di parametri in grado di soddisfare il criterio matematico ma allo stesso modo non rivelarsi realistico dal punto di vista strettamente idrologico. Inoltre sebbene tale

approccio sia particolarmente robusto nella procedura di ottimizzazione anche in presenza di forte interazione tra i parametri soffre a causa di una completa dipendenza da una singola funzione matematica. Infatti numerose esperienze nella calibrazione di modelli idrologici hanno evidenziato come l'utilizzo di una singola funzione obiettivo, per quanto possa essere adeguata al modello che si vuole calibrare, risulta essere inadeguato per comprendere ed analizzare le caratteristiche principali del bacino e quindi per attuare una corretta determinazione dei parametri che lo caratterizzano.

Per risolvere tali problematiche alcuni studiosi (Lindstrom, 1997; Liong et al., 1996 - Liong et al., 1998; Gupta et al., 1998; Yapo et al., 1998) hanno proposto algoritmi per quella che viene definita calibrazione multi obiettivo dimostrando di poter ottenere un approccio più versatile al problema della definizione del set di parametri del modello. Con questa metodologia si analizzano le differenti fasi dell'idrogramma osservato (ad es. fase di piena, fase di recessione delle portate) e si definiscono più criteri matematici (ovvero funzioni obiettivo) ognuno dei quali dovrà calcolare la differenza tra valori simulati ed osservati per le singole fasi individuate sull'idrogramma.

Appare pertanto evidente come per una calibrazione ottimale di un modello idrologico sia necessario considerare una pluralità di aspetti in modo tale da raggiungere i seguenti obiettivi, ovvero:

1. Sostanziale coincidenza tra i volumi simulati dal modello e quelli osservati nella realtà in modo tale da calcolare correttamente il bilancio idrico a scala di bacino;
2. Sostanziale coincidenza nella forma degli idrogrammi generati dal modello e quelli osservati nella realtà;
3. Sostanziale coincidenza (in termini di portata, volume ed istante temporale) tra i picchi di piena generati dal modello e quelli osservati nella realtà;
4. Sostanziale coincidenza nella fase di recessione delle portate fra ideogrammi simulati ed idrogrammi osservati;

Al fine di poter soddisfare gli obiettivi sopra esposti risulta evidente come il problema sia ora di natura multi obiettivo e che tale approccio sia indicato per ottenere simultaneamente la minimizzazione di tutti i criteri matematici (funzioni obiettivo) utilizzati per determinare lo scarto tra valori simulati ed osservati.

In un approccio di tipo multi obiettivo la calibrazione di un modello idrologico può essere così rappresentato:

$$Min = \{F_1(\theta), F_2(\theta), \dots, F_p(\theta)\} \text{ dove } \vartheta \in \Omega \quad (4.2)$$

dove $F_1(\theta), \dots, F_p(\theta)$ sono le p funzioni obiettivo che devono essere simultaneamente minimizzate. Un problema di ottimizzazione di questi tipo è anche definito come condizionato nel senso che la ricerca di θ è da effettuarsi all'interno dello spazio dei parametri ammissibili Ω . Lo spazio dei parametri ammissibili è solitamente definito come l'ipercubo specificando il limite inferiore e superiore di ciascun parametro.

La soluzione dell'equazione (4.2) non fornisce un unico set di parametri ma bensì un insieme di set di parametri (definito come Pareto set) che definiscono il fronte di Pareto (insieme di soluzioni non dominanti). Ogni set di parametri sul fronte di Pareto soddisfa un criterio di ottimo, ossia localmente non esiste un altro set di parametri del modello che riduca il valore di una determinata funzione obiettivo senza causare un contemporaneo peggioramento di almeno una delle altre funzioni. Formalmente ogni membro θ_i appartenente al Pareto set possiede le seguenti proprietà (Gupta et al., 1998):

1. Per ciascun escluso θ_j esiste almeno un membro θ_i tale che $F_k(\theta_i) < F_k(\theta_j)$ per $k = 1, 2, \dots, p$.
2. Non è possibile individuare un membro θ_j nel Pareto set tale che $F_k(\theta_j) < F_k(\theta_i)$ per $k = 1, 2, \dots, p$.

Lo spazio dei parametri ammissibili Ω pertanto può essere suddiviso in uno spazio "buono" (soluzioni individuate dal Pareto set) oppure "cattivo" e nessuna delle soluzioni appartenenti al Pareto set può considerarsi migliore rispetto ad altre. Il concetto di Pareto trae origine da Vilfredo Pareto, economista italo - francese vissuto tra la fine dell'ottocento ed i primi anni del novecento, che per primo definì le soluzioni di pari efficienza come quelle oltre le quali è impossibile il miglioramento di una condizione senza implicitamente provocare il peggioramento di un'altra. I problemi di ottimizzazione multi obiettivo possono essere risolti semplicemente assegnando dei pesi w_i alle funzioni obiettivo $F_i(\theta)$ e sommando insieme le funzioni pesate in modo tale da ottenere una singola funzione obiettivo $F_{agg}(\theta)$ che risulta essere così definita:

$$F_{agg}(\theta) = \sum_{i=1}^n w_i F_i(\theta) \quad (4.3)$$

e pertanto trasformare il problema in uno di tipo mono obiettivo risolvibile ad esempio con l'algoritmo di ottimizzazione SCE-UA.

In particolare nel codice di calcolo GSSHA la funzione obiettivo è ottenuta dal confronto tra i valori simulati ed osservati di portata al colmo e di volumi totali generati. Sia il valore assoluto della differenza tra valori simulati ed osservati relativi a ciascun evento di piena sia il valore assoluto della differenza tra valori simulati ed osservati relativi ai volumi totali generati da ogni evento di piena sono calcolati e successivamente normalizzati dividendo il valore assoluto dello scarto rispettivamente per il valore di picco di portata dell'evento di piena oppure per il valore dei volumi totali generati.

Stabilita la funzione obiettivo, successivamente è necessario definire un parametro in grado di definire la priorità nel privilegiare una calibrazione focalizzata nel fare in modo che il modello numerico cerchi di simulare al meglio il picco massimo di portata di piena oppure al contrario cerchi di privilegiare una simulazione in grado di stimare al meglio i volumi totali complessivamente generati durante l'evento meteorico che si è voluto analizzare. Tale parametro è costituito dai fattori di peso w_i che risultano essere associati rispettivamente sia al valore di portata di picco (Peak Weight) sia ai volumi totali (Volume Weight) come riportato in Figura 4.5. La somma dei pesi deve essere necessariamente uguali all'unità.

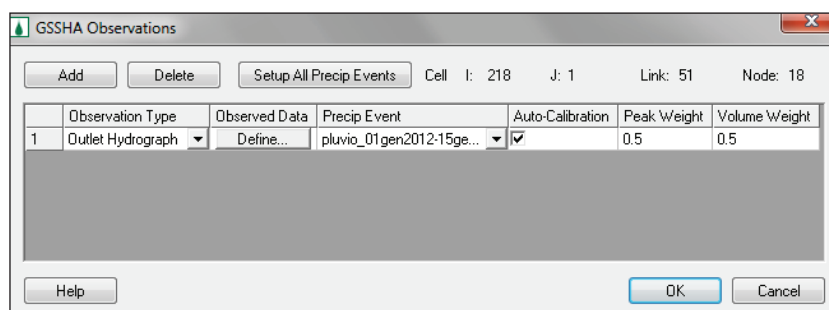


Figura 4.5: Esempio di assegnazione dei fattori peso w_i in GSSHA.

Definiti i valori da assegnare ai fattori di peso la funzione obiettivo è così costituita dalla somma delle differenze fra valori (di portata di picco e di volume) simulati ed osservati moltiplicati per i fattori di peso w_i . A questo punto l'algoritmo SCE-UA cercherà di minimizzare la funzione obiettivo generata variando il valore dei parametri costituenti il modello. La definizione della funzione obiettivo riveste un ruolo fondamentale per la determinazione del set di parametri calcolato dall'algoritmo di ottimizzazione SCE-UA. Infatti a seconda dei valori che assumeranno i fattori di peso w_i , l'algoritmo di ottimizzazione SCE-UA sarà in grado di generare differenti funzioni obiettivo. Pertanto appare evidente sia come

i valori assegnati ai singoli pesi w_i assumano un ruolo fondamentale nella determinazione del set di parametri finale sia come una modifica dei valori assegnati ai pesi w_i generi come soluzione un set di parametri completamente differente. Ad esempio se la procedura di calibrazione conduce verso risultati che non sono ritenuti sufficientemente adeguati per gli obiettivi che si stanno perseguendo è possibile perciò modificare il valore assegnato ai singoli pesi w_i e ripetere la procedura di calibrazione.

La maggior limitazione utilizzando un approccio di questo tipo è che per ogni ottimizzazione della funzione obiettivo, definita come somma pesata, si ottiene un solo punto del fronte di Pareto. Qualora si desiderasse determinare l'intero fronte di Pareto, ovvero conoscere gli effetti generati dalla scelta di differenti valori dei pesi w_i , sarebbero necessarie molte procedure di ottimizzazione, con un conseguente aggravio dell'onere computazionale. Per tale motivo nella pratica si preferisce assegnare a ciascuna funzione obiettivo un peso w_i che sia identificativo del grado di importanza (funzione dell'aspetto idrologico che si vuole analizzare e quindi dell'obiettivo finale del modello idrologico) che si desidera assegnare ad ognuna di esse. Un buon compromesso è rappresentato dall'assegnazione di un ugual valore ad ogni singolo peso w_i .

Qualora si desiderasse determinare l'intero fronte di Pareto recenti ricerche (Yapo et al., 1998) condotte dall'University of Arizona hanno permesso di sviluppare un algoritmo denominato Multi Objective Complex Evolution (MOCOM-UA) basato essenzialmente sull'algoritmo SCE-UA (sviluppato per problemi di tipo mono obiettivo) che permette di calcolare il fronte di Pareto attraverso una sola procedura di ottimizzazione senza dover attuare n processi come avviene utilizzando l'algoritmo SCE-UA presente in GSSHA.

Ricerche condotte da Senarath (Senarath et al., 2000) hanno evidenziato come il metodo SCE-UA abbia fornito buoni risultati per la calibrazione automatica di modelli idrologici adottando un numero di parametri oggetto di taratura inferiore a sedici.

A tal proposito risulta essere fondamentale effettuare in via preliminare rispetto la fase di calibrazione un'analisi di sensitività del modello numerico al fine di comprendere quali siano i parametri più significativi e più influenti sui risultati forniti dalle simulazioni. Infatti può accadere come variazioni anche significative dei valori di alcuni parametri di input producano al contrario soltanto modeste differenze nei risultati di output e pertanto, al fine di minimizzare il numero di parametri da coinvolgere nella procedura di calibrazione, è necessario individuare esclusivamente quelli più significativi per i quali anche variazioni sensibili dei valori associati generano consistenti variazioni nei risultati di output.

4.7 La validazione dei modelli numerici

Al fine di verificare il grado di attendibilità ed accuratezza fornito dal modello numerico, risulta necessario effettuare il procedimento di validazione. Tale procedura consiste essenzialmente nell'utilizzare il modello numerico calibrato e simulare un evento pluviometrico differente da quello utilizzato in fase di calibrazione, in modo tale da verificare se il modello risulti in grado di riprodurre adeguatamente il reale funzionamento del sistema oggetto di studio, nell'ottica di avere a disposizione uno strumento da poter utilizzare per l'analisi di qualsivoglia evento meteorico, sia passato che futuro.

L'obiettivo della validazione è pertanto quello di trovare delle distorsioni nella stima dei valori assegnati ai parametri in quanto non è infrequente che il modello approssimi bene il set di dati in calibrazione ma non quello in validazione (fenomeno della divergenza del modello). Se questo avviene la calibrazione deve essere rivista partendo dall'analisi degli elementi che possono avere compromesso il risultato.

Capitolo 5

Prima campagna di misure di portata sul fiume Ledra ed affluenti

5.1 Premessa

Alla luce di quanto esposto nel capitolo precedente appare evidente come la calibrazione e la validazione di qualsivoglia modello numerico non possa prescindere da una acquisizione di dati sperimentali relativi al processo che si intende simulare. In particolare rientrando fra le finalità di tale tesi di dottorato anche quella di verificare le potenzialità degli attuali codici di calcolo nel modellare e simulare le portate generate da bacini idrografici dalla struttura idrologica ed idrogeologica molto complessa, come quello appunto che caratterizza il fiume Ledra, si è rivelato indispensabile avere a disposizione i dati relativi alla portate del fiume Ledra e dei suoi affluenti.

Poc'anzi si è menzionato il termine portate ed a tal proposito è bene introdurre in via preliminare una prima grande distinzione, ovvero quella tra misure di portata episodiche e misure di portata in continuo. Le prime sono quelle rappresentative della portata del corso d'acqua nel preciso istante in cui viene eseguita la misura e pertanto non sono rappresentative dell'andamento delle portate nel tempo e quindi delle dinamiche di formazione ed esaurimento delle piene del corso d'acqua. Al contrario le misure in continuo permettono di ottenere il valore delle portate in funzione del tempo, ovvero di ricostruire l'idrogramma delle portate che garantisce preziose informazioni circa la dinamicità nella risposta idrologico - idraulica del reticolo idrografico grazie alla misura in tempo reale dell'andamento dei deflussi sia nella fase di formazione della piena sia nelle successive fasi di recessione ed esaurimento.

Si può affermare come le due metodologie di misure di portata siano una funzionale all'altra poiché, in virtù della rapidità e relativa economicità con le quali si eseguono le misure di tipo episodico, è possibile effettuare le necessarie analisi e valutazioni di tipo preliminare per individuare le sezioni nelle quali successivamente si intenderà effettuare misure di portata in continuo che risultano essere dal punto di vista tecnico ed economico maggiormente gravose rispetto alle prime.

Misure di portata di tipo episodico possono essere inoltre molto utili sia nei casi in cui si voglia determinare ad esempio un valore di portata di tipo puntuale al termine di un periodo particolarmente siccitoso in modo tale da avere una stima del valore minimo raggiunto dai deflussi, sia nel caso di eventi meteorici consistenti per cercare di cogliere il valore di portata coincidente con il picco di piena, oppure per l'esecuzione di una serie di misure finalizzate alla costruzione della scala dei deflussi (argomento che sarà trattato nei paragrafi successivi).

5.2 Le serie storiche delle misure di portata nel fiume Ledra ed affluenti

Relativamente alle serie storiche delle misure di portata effettuate lungo il corso del fiume Ledra e dei suoi affluenti è stato possibile reperire alcuni dati storici inerenti sia le misure di portata di tipo episodico sia in continuo.

A cavallo degli anni Sessanta e Settanta, per opera dell'Ufficio Idrografico del Magistrato delle Acque di Venezia, e successivamente nel corso dell'ultimo decennio, a cura dell'Unità Operativa Idrografica della Regione Autonoma Friuli Venezia Giulia, sono state eseguite alcune misure di portata di tipo episodico che però non sono state prese in considerazione nel presente studio sia perché effettuate lungo sezioni fluviali che non è stato possibile individuare con precisione (oppure presso le quali non è stato trovato alcun idrometro al quale riferire le misure di portata), sia perché eseguite in periodi non particolarmente significativi dal punto di vista idrologico (ovvero non coincidenti con episodi di piena oppure fasi di esaurimento sufficientemente protratte), oppure perché localizzate lungo sezioni del corso d'acqua considerate non particolarmente significative per gli obiettivi che si intende perseguire.

Al contrario il data base storico delle misure di portata in continuo ha riguardato esclusivamente una determinata sezione del fiume Ledra, ovvero quella ubicata presso il nodo idraulico di Andreuzza (cfr. paragrafo 1.4). Sebbene il dato di portata fornito dal Consorzio di Bonifica Ledra - Tagliamento (CBLT) sia costantemente monitorato e misurato in tempo reale a partire dal 1989, tuttavia risulta essere non particolarmente congeniale, o meglio idoneo, per la procedura di calibrazione del modello a causa delle seguenti motivazioni:

- Rappresentativo delle portate generate del bacino idrografico del fiume Ledra (comprendente anche di quelle del Rio Gelato) esclusivamente in prossimità della sua sezione di chiusura e pertanto non in grado di fornire informazione alcuna circa il singolo contributo in termini di portate garantito da ciascun tributario del fiume Ledra;

- Essendo quella di Andreuzza l'unica sezione di monitoraggio delle portate lungo il fiume Ledra non è possibile effettuare i necessari confronti con altre sezioni per identificare i tratti d'alveo maggiormente interessati da apporti idrici di tipo sotterraneo oppure da fenomeni di dispersione delle portate;
- L'elaborazione dei dati relativi alle serie storiche delle portate presso il nodo idraulico di Andreuzza forniti dal Consorzio di Bonifica Ledra - Tagliamento (CBLT), ha evidenziato come non sia infrequente il caso in cui la registrazione del dato di portata sia affetto da errori di acquisizione oppure del tutto assente (Figura 5.1).

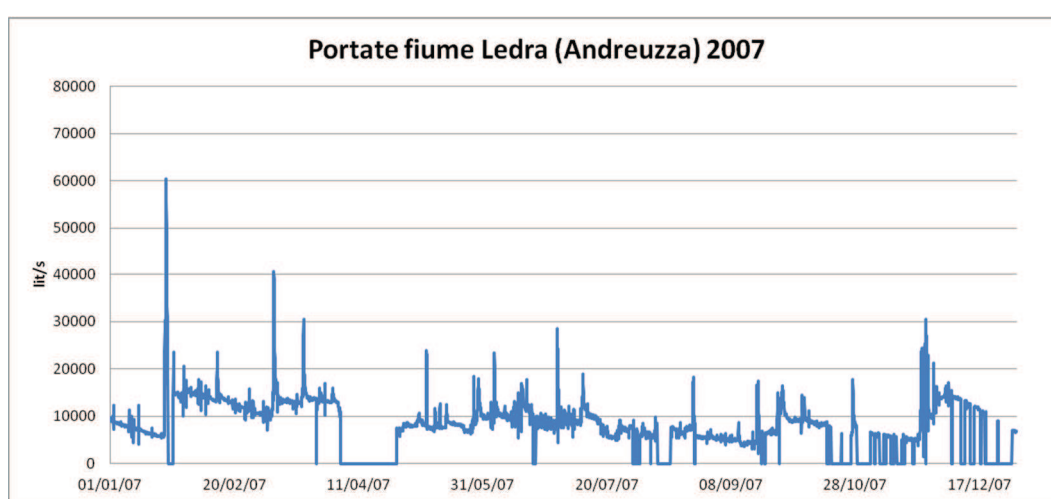


Figura 5.1: Idrogramma delle portate del fiume Ledra al nodo idraulico di Andreuzza (2007).

5.3 Indagini preliminari relative all'individuazione delle sezioni di misura lungo il fiume Ledra ed affluenti

A causa dell'assenza di una adeguata rete di monitoraggio delle portate e/o dei livelli idrometrici lungo il reticolo idrografico del fiume Ledra ed affluenti, è stato quindi necessario pianificare ex novo una campagna di misure delle portate in continuo in modo tale da promuovere la creazione di un nuovo archivio storico contenente le registrazioni dei valori di portata misurate in continuo lungo alcune sezioni del fiume Ledra considerate come significative.

A tal proposito sono state condotte in via preliminare numerose misure di portata di tipo episodico effettuate lungo diverse sezioni in modo tale da analizzare e comprendere al meglio il comportamento del corso d'acqua e dei suoi principali affluenti sia nelle fasi successive ad eventi meteorici (per lo studio della formazione e propagazione delle piene), sia durante periodi siccitosi (al fine di cogliere le dinamiche di recessione delle portate e valutare quindi gli apporti idrici di tipo sotterraneo).

In data 03/04/2012 è stata condotta per opera dell'Unità Operativa Idrografica della Direzione Centrale Ambiente e Lavori Pubblici - Servizio Idraulica della Regione Autonoma Friuli Venezia Giulia la prima serie di misure di portata di tipo episodico lungo il fiume Ledra e suoi affluenti. Le misure effettuate in tale data sono da ritenersi di fondamentale importanza anche perché hanno consentito di quantificare le portate fluenti nel fiume Ledra proprio al termine di un periodo particolarmente siccitoso che ha colpito l'Italia settentrionale, ed in particolare il Friuli Venezia Giulia, dall'inizio del mese di gennaio 2012 fino alla data in cui sono state eseguite le misure (33.7 mm di precipitazioni cumulate registrati presso il pluviometro di Gemona del Friuli dal 04/01/2012 al 03/04/2012). I valori di portata misurati evidenziano come l'approvvigionamento idrico del fiume Ledra durante i periodi in assenza di precipitazioni sia esclusivamente di natura sotterranea grazie alle intrusioni ed agli apporti garantiti dai flussi di subalveo del fiume Tagliamento ed alle numerose risorgive presenti lungo il corso medio del fiume Ledra (cfr. paragrafo 1.2).

Al contrario le successive quattro serie di misure di portata effettuate rispettivamente in data 05/06/2012, 17/10/2012, 19/10/2012 e 25/10/2012 hanno riguardato un regime idrologico differente, ovvero quello immediatamente successivo ad un evento pluviometrico.

Le sezioni lungo le quali si sono eseguite le prime cinque serie di misure di portata di tipo episodico sono quelle riportate nella corografia di Figura 5.2, con eccezione della Sezione 7 creata appositamente come sezione ausiliaria nei casi in cui fosse tecnicamente non fattibile la misura di portata presso la Sezione 6. Nel prosieguo sarà riportata una breve descrizione relativa alle sezioni individuate.

La Sezione 10 è localizzata in località Lessi di Gemona del Friuli in corrispondenza del ponte che conduce al depuratore comunale, ovvero qualche centinaio di metri più a valle del punto in cui convenzionalmente si attribuisce la nascita del fiume Ledra. La Sezione 9, sebbene giaccia a poche decine di metri dalla Sezione 10, è relativa alla Roggia Bianca che rappresenta il primo affluente dalle caratteristiche prettamente di risorgiva del fiume Ledra. La somma delle misure effettuate in corrispondenza della Sezione 9 e della Sezione 10 forniscono sostanzialmente valori di portata comparabili con quelli che è possibile misurare più a valle presso la Sezione 8 del fiume Ledra ubicata immediatamente a monte della derivazione idroelettrica sita nel comune di Artegna. Tale uguaglianza tuttavia è verificata esclusivamente nei casi in cui il torrente Orvenco non produca deflussi; nel caso contrario il contributo del torrente Orvenco può essere determinato per differenza tra le portate misurate nella Sezione 8 e la somma delle portate relative alla Sezione 9 ed alla Sezione 10. Un consistente apporto, garantito dalle dispersioni profonde del fiume Tagliamento, è stato possibile identificarlo in prossimità della zona di Mulin del Bosso (Artegna) come

evidenziato dalla differenza fra le misure eseguite fra la Sezione 8 e la Sezione 6 grazie alle quali si nota un significativo incremento della portata del fiume Ledra lungo un tratto di appena 2 km circa (cfr. Tabella 5.1). A testimonianza di quanto appena affermato, non a caso il Consorzio per l'Acquedotto del Friuli Centrale (CAFC S.p.A.) ha realizzato i pozzi di emungimento per l'approvvigionamento idrico proprio in località Molin del Bosso.

Procedendo verso valle, la ricarica appare al contrario essere molto più contenuta e questo dato viene confermato confrontando i dati relativi alla Sezione 5 con quelli rilevati presso la Sezione 4, ovvero in prossimità del ponte di via Campo di Sotto in località San Floreano nel comune di Buja. Confrontando i dati relativi alla Sezione 4 con quelli effettuati lungo la Sezione 3, localizzata in prossimità del ponte dell'autostrada A 23, appare evidente come durante le prime serie di misure di portata di tipo episodico si sia potuto evidenziare come il tratto di fiume Ledra compreso tra queste due sezioni non preveda un aumento di portata significativo (ad eccezione della misura del 05/06/2012 effettuata il giorno successivo ad un evento piovoso e quindi rappresentativa dell'esaurimento dei deflussi di tipo ipodermico) ma anzi manifesti addirittura caratteristiche di corso d'acqua con alveo disperdente.

Infine per stimare l'apporto fornito soltanto dal Rio Gelato in prossimità della Sezione 1 è necessario ottenere i dati di portata forniti dal Consorzio di Bonifica Ledra Tagliamento (CBLT) relativi alle portate prelevate dal fiume Tagliamento (presa di Ospedaletto) che dopo essere state turbinate dalla centrale idroelettrica Savorgnana vengono interamente immesse lungo il Rio Gelato. Note le portate prelevate ad Ospedaletto, per semplice differenza con il valore misurato lungo la Sezione 1 è possibile determinare il contributo in termini di portata del solo Rio Gelato. Ad esempio, in data 03/04/2012 la portata media registrata ad Ospedaletto (nella fascia oraria in cui è stata effettuata la misura di portata nella Sezione 1) è di circa 11580 lit/s e pertanto la portata del solo Rio Gelato è pari a $14300 - 11580 = 2720$ lit/s.

Si tiene a precisare che il calcolo della portata per differenza è stato possibile effettuarlo in quanto nel periodo in questione le acque derivate presso Ospedaletto venivano totalmente inviate verso la centrale idroelettrica Savorgnana per poi essere immesse nel Rio Gelato.

Al contrario, nel caso in cui le portate prelevate presso Ospedaletto non vengano totalmente inviate alla centrale idroelettrica Savorgnana ma bensì rimangano in parte all'interno del Canale Sussidiario Ledra - Tagliamento, si è rivelato necessario effettuare una loro misura presso la Sezione 2 (loc. Battiferro di Buja); in tal modo è possibile stimare le portate effettivamente turbinate dalla centrale idroelettrica Savorgnana e quindi per differenza con quelle misurate presso la Sezione 1 determinare il contributo fornito dal solo Rio Gelato.

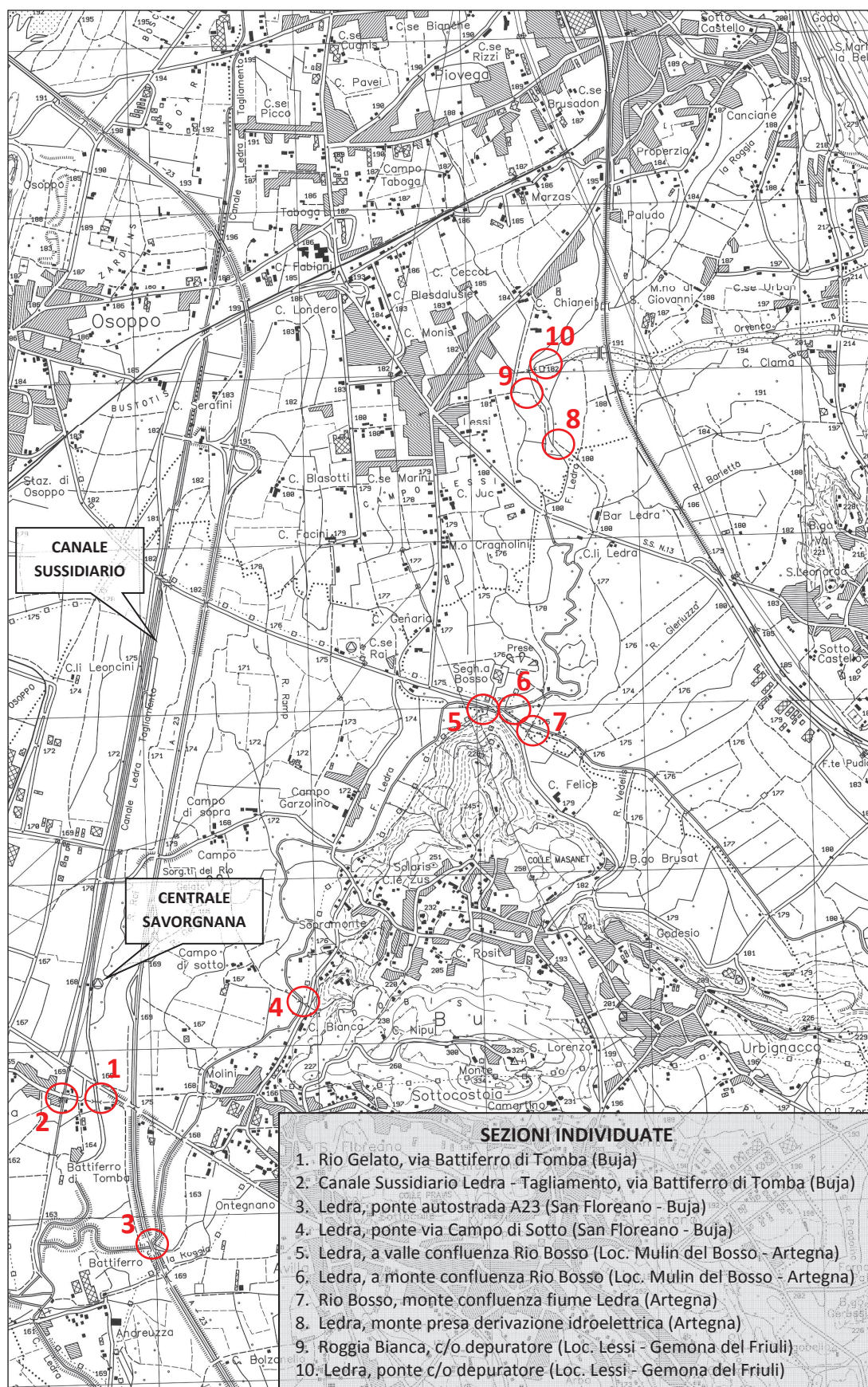


Figura 5.2: Localizzazione delle sezioni individuate per le misure di portata di tipo puntuale.

Tabella 5.1: Tabella riassuntiva delle misure di portata [mc/s] di tipo episodico. Nel riquadro blu i valori relativi alle prime cinque serie di misure di portata necessarie all'individuazione delle sezioni nelle quali effettuare le misure di portata in continuo.

	SEZ. 1	SEZ. 2	SEZ. 3	SEZ. 4	SEZ. 5	SEZ. 6	SEZ. 7	SEZ. 8	SEZ. 9	SEZ. 10
03/04/2012	14.3	-	2.5	2.7	2.4	1.7	-	0.65	0.43	0.26
05/06/2012	21.5	-	10.6	8.4	7.5	5.6	-	2.7	1.1	1.3
17/10/2012	24	0.55	9.7	8.9	7.9	6.5	-	3.8	1.4	2.5
19/10/2012	4.8	0.20	8.7	8.3	7.6	6.4	-	3.5	1.4	2.5
25/10/2012	22.8	0.68	7.8	8.4	7.9	6.7	-	4.2	1.4	3
15/01/2014	26	1.5	16.9	18.1	14.6	11	-	7.5	1.8	4.5
17/01/2014	-	-	-	-	-	-	-	-	-	8.7
31/01/2014	-	-	63.1	53.1	58	-	22	28.7	2.7	15.1
17/02/2014	-	-	-	51.8	62.8	-	-	-	-	16.7
20/02/2014	6.7	2	29.5	31.1	26.6	-	5.5	16.6	2.3	10.7
20/03/2014	23.3	1.3	9.8	9.6	8.6	7.8	0.98	4.6	1.4	3.5

Tabella 5.2: Tabella riassuntiva dei riferimenti idrometrici [cm] associati alle misure di portata di Tabella 5.1. I valori rappresentano la distanza tra il pelo libero ed il relativo punto di riferimento preso sull'impalcato dei ponti. I valori contrassegnati da * corrispondono al livello idrometrico registrato dalle sonde idrometriche. I valori contrassegnati da ** corrispondono al livello idrometrico visualizzato sull'asta idrometrica di riferimento (cfr. paragrafo 5.7).

	SEZ. 1	SEZ. 3	SEZ. 4	SEZ. 5	SEZ. 6	SEZ. 8	SEZ. 9	SEZ. 10
03/04/2012	330	518	365 10*	361 -5*	365	192	147	265 27*
05/06/2012	290	484	334 41*	319 36*	325		135	245 45*
17/10/2012	295	490	331 44*	318 37*	326		131	235 55*
19/10/2012	360	494	335 40*	321 34*	324		131	238 52*
25/10/2012	293	496	335 40*	322 33*	333	195	134	238 52*
15/01/2014	272	-	316 56*	290 63*	291	187	134 37**	229 60*
17/01/2014	-	-	-	-	-		-	211 80*
31/01/2014	-	-	262 115*	143 208*	-	134	105 78**	188 103*
17/02/2014	-	-	258 113*	132 215*	-		-	167 122*
20/02/2014	372	-	289 85*	241 105*	-	157	122 56**	206 83*
20/03/2014	298	-	355 50*	315 32*	309	199	132 28**	237 49*

Per mezzo delle prime cinque serie di misurazioni di portata condotte nel periodo compreso tra il mese di aprile ed ottobre 2012 è stato quindi possibile individuare le sezioni più idonee e significative presso le quali pianificare una campagna di misure di portata in continuo. In linea puramente teorica sarebbe stato opportuno effettuare delle misure di portata in continuo presso tutte le dieci sezioni individuate lungo il fiume Ledra, ma a causa del numero di strumenti di misura effettivamente disponibili si è reso necessario scegliere esclusivamente tre sezioni fra quelle individuate, ovvero: Sezione 10, Sezione 5 e Sezione 4 (Figura 5.3).

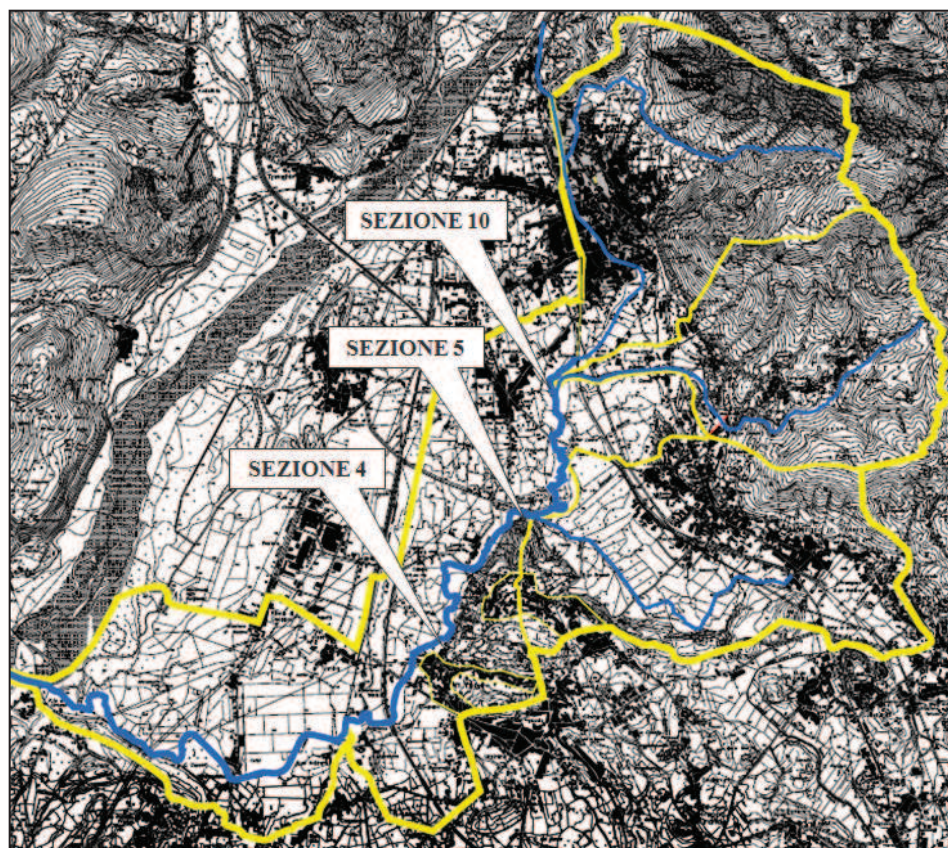


Figura 5.3: Individuazione delle sezioni presso cui effettuare le misure di portata in continuo.

Osservando i valori della Tabella 5.1 relativi alla Sezione 4 e Sezione 5, in riferimento alle date del 31/01/2014 e del 17/02/2014, si può notare come i valori di portata lungo la Sezione 4 risultino essere minori rispetto a quelli della Sezione 5 ubicata più a monte. Tale scostamento non è dovuto ad un errore di misurazione ma bensì a causa della tracimazione arginale, e conseguente laminazione delle portate di piena del fiume Ledra, verificatasi poco più a monte della Sezione 4 (Figura 5.4).



Figura 5.4: Tracimazione arginale del fiume Ledra in località San Floreano di Buja immediatamente a monte della Sezione 4 (17/02/2014).

In particolare la Sezione 10 (Figura 5.8) è risultata essere congeniale per i seguenti motivi:

- Sezione localizzata immediatamente a valle della sezione di chiusura del sottobacino del torrente Vegliato e del sottobacino relativo all'area urbana del comune di Gemona del Friuli e quindi in grado di fornire l'idrogramma delle portate relative alla somma dei contributi dei due sottobacini;
- Sezione localizzata in prossimità della zona delle risorgive dalle quali sgorga il fiume Ledra e pertanto particolarmente adatta per la determinazione (durante i periodi in assenza di precipitazioni) degli apporti sotterranei forniti al fiume Ledra nel suo tratto iniziale;
- Sezione idraulicamente stabile non soggetta a fenomeni di trasporto solido e/o a fenomeni di forme di fondo;
- Presenza di un ponte sul quale affiggere la strumentazione necessaria per la campagna di misure;

La Sezione 5 (Figura 5.11) è risultata essere congeniale per i seguenti motivi:

- Sezione localizzata immediatamente a valle della confluenza del Rio Bosso nel fiume Ledra e quindi, note le portate alla Sezione 10, congeniale per la stima del contributo fornito dalla somma delle portate generate dal sottobacino del torrente Orvenco, del Rio Bosso e della porzione di bacino di fiume Ledra compreso tra i sottobacini precedentemente menzionati;
- Sezione idraulicamente stabile non soggetta a sostanziali fenomeni di trasporto solido e/o a fenomeni di forme di fondo;
- Presenza di un traliccio metallico (a protezione dell'attraversamento aereo sul fiume Ledra della condotta in pressione proveniente dall'impianto di pompaggio del CAFC) sul quale affiggere la strumentazione necessaria per la campagna di misure;

Infine la Sezione 4 (Figura 5.12) è stata ritenuta idonea per le seguenti motivazioni:

- Sezione localizzata immediatamente a monte del punto in cui il fiume Ledra subisce una modifica dei deflussi naturali a causa della presenza di una piccola derivazione per uso idroelettrico in località San Floreano di Buja che restituirà al fiume Ledra le acque turbinate appena poco più a monte della Sezione 3;
- Sezione idraulicamente stabile non soggetta a fenomeni di trasporto solido e/o a fenomeni di forme di fondo;
- Presenza di un ponte sul quale affiggere la strumentazione necessaria per la campagna di misura;

5.4 Gli strumenti impiegati per la misura delle portate in ambito fluviale

Assodata la differenza tra misure di portata di tipo episodico e misure in continuo una seconda grande distinzione da effettuare riguarda le modalità e gli argomenti dell'osservazione, ovvero come l'osservatore si comporta, dove si posiziona e che cosa osserva:

- Misure Euleriane, ovvero misurazioni in cui l'osservatore si posiziona su una sezione fissata del fiume e compie dei rilevamenti riguardanti l'andamento nel tempo di grandezze peculiari (velocità media, livello idrometrico, pressione, ecc.) della sezione in esame;
- Misure Lagrangiane, ovvero misurazioni in cui l'osservatore prende in considerazione un tratto del letto fluviale e rileva l'andamento e il comportamento delle grandezze nello spazio e nel tempo, come ad esempio l'andamento della diffusione degli ultrasuoni, oppure di un tracciante nel tronco considerato;

Le misure euleriane si dividono in tre grandi tipologie a seconda della grandezza fisica che viene misurata:

- I. Misura diretta della portata ovvero l'intero flusso viene raccolto in un contenitore, dividendo per il tempo si ottiene la portata;
- II. Misure dirette di velocità della corrente, ovvero ottenendo i valori di velocità all'interno della sezione di controllo la portata si ricaverà attraverso la semplice relazione $Q = V \cdot A$;
- III. Misure dell'altezza idrometrica, ovvero si misura il livello del pelo libero della corrente e mediante una scala di deflusso si risale al valore di portata (misura indiretta).

Le misure di tipo lagrangiano, avvalendosi di misure effettuate tramite ultrasuoni, tentano di risolvere i problemi legati alla laboriosità delle procedure previste per le misure di tipo euleriano, permettendo inoltre di effettuare misure in continuo per lungo tempo e completamente automatizzate. Compatibilmente con gli strumenti di misura disponibili, la prima campagna di misure di portata del fiume Ledra ha previsto l'impiego congiunto di due tipologie di strumentazione:

- Profilatore di velocità ad ultrasuoni ADCP (Acoustic Doppler Current Profilers) installato su piccolo natante in grado di acquisire in ogni punto delle sezioni fluviali

individuare sia il valore della velocità che del tirante idrico in modo tale da ricavare il valore istantaneo della portata fluente (Figura 5.5).



Figura 5.5: Profilatore di velocità ADCP installato su natante.

Nel corso dello spostamento del natante, effettuato da due operatori posti sulle due sponde opposte del corso d'acqua, la sonda su di esso installata rileva ad intervalli di tempo regolari il profilo della velocità della corrente lungo la verticale, dalla superficie al fondo. Le misure sono effettuate ad intervalli regolari di profondità. In pratica la colonna d'acqua è suddivisa in celle di altezza costante, per ciascuna delle quali è misurata la velocità, ottenendo così un profilo verticale di velocità (Figura 5.6). I dati raccolti dalla sonda sono inviati ad una unità esterna (pc portatile, tablet) collegata via Bluetooth dove mediante uno specifico software vengono elaborati, visualizzati ed archiviati in tempo reale. Possono essere in tal modo visualizzati, in corso di misura ad esempio i profili del modulo della velocità, della direzione nonché la forma e geometria della sezione. Lo strumento è inoltre in grado di fornire immediatamente il valore della portata fluente attraverso la sezione. Il software di acquisizione esegue infatti la somma su tutta la sezione del contributo di ciascuna cella, utilizzando degli algoritmi specifici per estrapolare i dati mancanti in prossimità del fondo e della superficie. Per ottenere una misura corretta, è necessario ripetere il transetto un certo numero di volte (generalmente 4 oppure anche maggiore nel caso di flussi molto turbolenti) nei due sensi, verificando che la deviazione standard tra le diverse misure sia inferiore ad una tolleranza prefissata e calcolando la portata fluente come media tra le misure. Il grande numero di verticali che compone ciascun transetto, specie se questo è effettuato spostando lo strumento molto lentamente, consente di ottenere un valore di portata sufficientemente accurato con notevoli vantaggi rispetto alla misura tradizionale sia in termini di semplicità

operative, sia per il fatto che non si rende necessario il rilievo topografico e/o batimetrico della sezione.

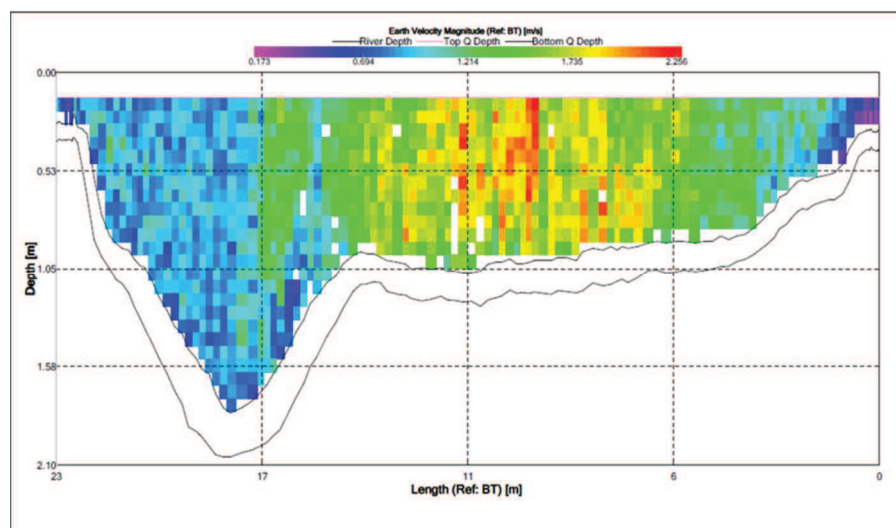


Figura 5.6: Profilo di velocità lungo le verticali relativo alla Sez. 4 (20/02/2014).

- Misuratori di livello ad immersione dotati di sensori di pressione di tipo ceramico - capacitivo (Figura 5.8) in grado di registrare in continuo all'interno di un datalogger le variazioni dei livelli idrometrici. In particolare il sensore converte la pressione idrostatica in un segnale elettrico proporzionale al livello idrometrico. Per una maggiore precisione di misura il segnale emesso dal sensore è compensato in temperatura. E' inoltre compensato staticamente in pressione mediante un tubo pneumatico che lo collega alla atmosfera, integrato nel cavo di collegamento. Il sensore va immerso e fissato sotto il livello idrometrico minimo previsto e può essere fissato indifferentemente su parete verticale, su parete inclinata oppure sul fondale.

Considerando la relativa semplicità ed economicità nell'effettuare misure in continuo del livello idrometrico di un corso d'acqua, l'idea di base per ottenere valori di portata in continuo è stata quella di fornire una relazione matematica in grado di associare ad ogni valore di altezza idrometrica registrato il relativo valore di portata fluente, ovvero ottenere una scala di deflusso (o scala delle portate) per ognuna delle tre sezioni individuate.

5.5 Le scale di deflusso per la determinazione delle portate in ambito fluviale

Per la realizzazione della scala delle portate relativa ad una sezione fluviale è necessario effettuare una serie di misure di portata di tipo puntuale lungo la sezione medesima in modo da riportare su un apposito grafico tutti i valori di portata rilevati ed i relativi tiranti

idrometrici associati al fine di ricavare una idonea relazione matematica in grado di creare un legame funzionale fra le due grandezze misurate. Al fine di ottenere una scala delle portate affidabile si è operato nel seguente modo:

- Misure di portata di tipo episodico effettuate durante diversi regimi idrologici in modo tale da cogliere sia periodi di magra (parte bassa della curva), sia periodi di morbida (parte intermedia della curva) nonché eventi di piena (parte alta della curva); così facendo si ottiene una scala delle portate molto variegata in grado di descrivere fedelmente qualsivoglia regime idrologico. In particolare una scala delle portate è tanto più fedele e significativa tanto più i valori associati all'altezza idrometrica dei due punti estremi (massimo e minimo) che la costituiscono si avvicinano al valore massimo e minimo di altezza idrometrica effettivamente registrati durante il periodo di monitoraggio dei livelli idrometrici.
- Scelta di sezioni fluviali nelle quali i processi di trasporto solido e conseguenti fenomeni di forme di fondo sono assenti o comunque non tali da modificare in maniera sostanziale la forma dell'alveo; essendo la scala dei deflussi basata sulla relazione tra tirante idrometrico (profondità) e portata risulta evidente come lo zero idrometrico di riferimento per le misure del livello idrometrico deve rimanere sempre il medesimo. In alvei in cui la forma della sezione risulti essere mutevole non è possibile realizzare una scala dei deflussi affidabile e concettualmente corretta;
- Individuazione di sezioni fluviali nelle quali anche in occasione di portate considerevoli non si verificano fenomeni di rigurgito e conseguente innalzamento del livello idrometrico provocato da particolari condizioni idrauliche di valle anziché da un effettivo aumento delle portate provenienti da monte;
- Posizionamento della sonda idrometrica per la misura in continuo dei livelli idrometrici in zone che risultino essere sia sufficientemente protette dall'eventuale transito di detriti trasportati dalla corrente, sia distanti da eventuali ostacoli che potrebbero localmente far modificare il livello del tirante idrico.

La Figura 5.7 illustra lo schema adottato per la realizzazione delle tre sezioni di controllo per la misura dei livelli idrometrici in continuo; si noti in particolar modo il metodo adottato per l'installazione della sonda idrometrica e del relativo datalogger collocati all'interno di una tubazione metallica (DN 60) opportunamente forata in decine di punti e fissata sia all'impalcato del ponte nonché al fondo dell'alveo in modo tale da garantire una solidità della struttura anche nel caso di piccoli impatti con materiale trasportato dalla corrente. La tubazione metallica dispone anche di un boccapozzo (Figura 5.8) realizzato per consentire

sia l'inserimento della sonda, sia il collegamento del datalogger al persona computer portatile per il salvataggio periodico dei livelli idrometrici registrati.

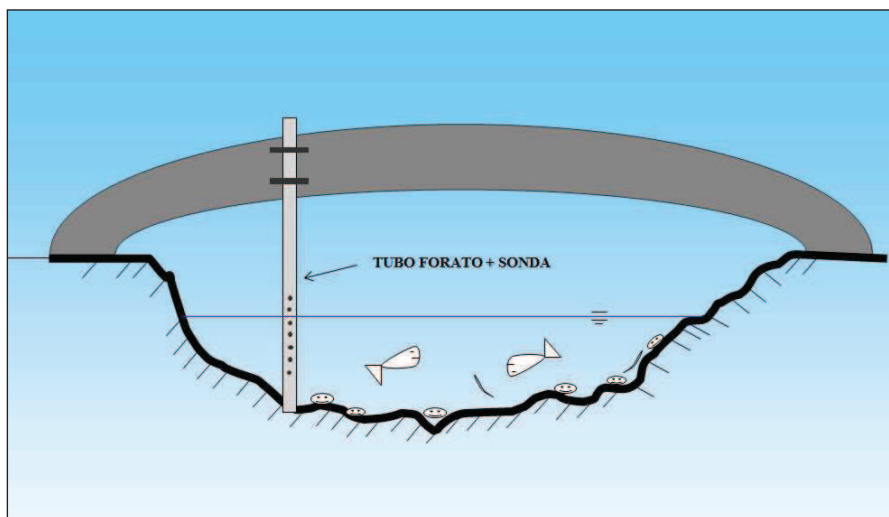


Figura 5.7: Schema della sezione tipo impiegata per la realizzazione della scala delle portate.



Figura 5.8: Immagine relativa alla Sezione 10 (a sinistra) e sonda idrometrica e tubo d'alloggiamento (a destra).

Di seguito in Figura 5.9 si riportano le scale di deflusso ricavate rispettivamente per la Sezione 10, Sezione 5 e Sezione 4 sulla base delle misure di portata riportate in Tabella 5.1 e dei relativi valori idrometrici associati.

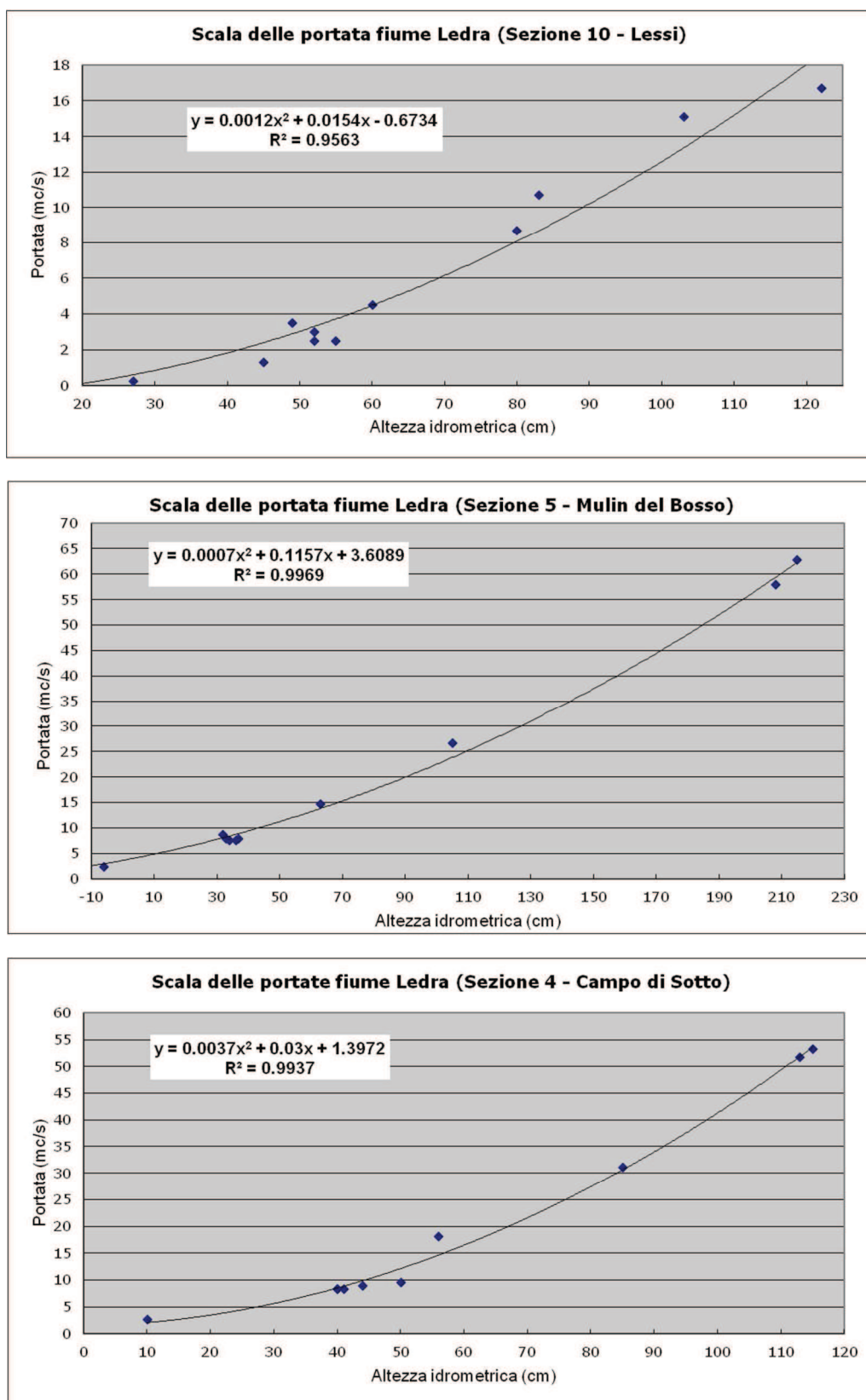


Figura 5.9: Scala delle portate relative alla Sezione 10, Sezione 5 e Sezione 4 del fiume Ledra.

Le scale di deflusso realizzate hanno pertanto consentito di ricavare per ognuna delle tre sezioni individuate una relazione esprimente il legame funzionale esistente tra livello del tirante idrico in alveo e relativa portata fluente.

Per la Sezione 10 la relazione è la seguente:

$$Q_{10} = 0.0012x_{10}^2 + 0.0154x_{10} - 0.6734 \quad (5.1)$$

dove:

- Q_{10} = portata calcolata presso la Sezione 10 [mc/s];
- x_{10} = valore idrometrico registrato dalla sonda presso la Sezione 10 [cm];

Per la Sezione 5 la relazione è la seguente:

$$Q_5 = 0.0007x_5^2 + 0.1157x_5 - 3.6089 \quad (5.2)$$

dove:

- Q_5 = portata calcolata presso la Sezione 5 [mc/s];
- x_5 = valore idrometrico registrato dalla sonda presso la Sezione 5 [cm];

Per la Sezione 4 la relazione è la seguente:

$$Q_4 = 0.0037x_4^2 + 0.03x_4 + 1.3972 \quad (5.3)$$

dove:

- Q_4 = portata calcolata presso la Sezione 4 [mc/s];
- x_4 = valore idrometrico registrato dalla sonda presso la Sezione 4 [cm];

Relativamente ai valori ottenuti per i coefficienti di determinazione (R^2), che rappresenta un indicatore (variabile tra zero e l'unità) per verificare la bontà del modello statistico utilizzato per l'interpolazione dei dati sperimentali misurati, si noti come essi assumano un valore praticamente coincidente all'unità per tutte e tre le funzioni utilizzate per individuare i legami tra altezza idrometrica e portata. Volendo effettuare un'analisi più approfondita, la Sezione 10 è quella che ha fornito il valore di minore del coefficiente di determinazione ($R^2 = 0.9563$) imputabile molto probabilmente alla circostanza che lungo tale sezione in presenza

di portate superiori a 10 - 12 mc/s le misure di portata si sono rilevate essere molto impegnative da effettuare a causa della notevole impetuosità della corrente (Figura 5.10).



Figura 5.10: Misura di portata presso la Sezione 10 effettuata in data 17/02/2014.

Ad ulteriore conferma della bontà delle scale di deflusso ottenute si vuole evidenziare come le medesime siano state realizzate con una scrupolosa valutazione relativa alla scelta del regime idraulico e delle relative condizioni meteo - climatiche in cui effettuare le misure di portata che le costituiscono. Particolarmente difficoltosa è risultata essere l'individuazione dei punti rappresentanti i valori di livello/portata maggiori a causa della rapidità con la quale si formano (ridotti tempi di corrivazione, cfr. paragrafo 2.8) e si esauriscono le onde di piena lungo il reticolo idrografico del fiume Ledra; a tal proposito è stato necessario adottare una organizzazione tale da essere operativi entro due/tre ore dall'inizio di un evento pluviometrico previsto come molto intenso grazie anche all'ausilio delle previsioni meteorologiche fornite dal servizio meteo regionale e dal radar meteorologico. Le Figure 5.10 - 5.12 sono a testimonianza delle misure di portata effettuate presso la Sezione 10, la Sezione 5 e la Sezione 4 durante l'evento alluvionale del 17/02/2014 che a causa sia delle avverse condizioni meteo sia del livello di guardia raggiunto (ed in qualche caso anche oltrepassato a causa di alcuni fenomeni localizzati di esondazione) del fiume Ledra sono state rese estremamente difficoltose. Ad ogni modo gli sforzi adoperati per le misure effettuate in occasione dell'evento del 17/02/2014 sono stati ampiamente ricompensati dall'aver ottenuto scale di portata in cui il punto rappresentativo del maggiore valore del livello idrometrico è risultato essere soltanto di poco inferiore rispetto a quello massimo registrato durante l'intero periodo di monitoraggio dei livelli idrometrici.



Figura 5.11: Misura di portata presso la Sezione 5 effettuata in data 17/02/2014.



Figura 5.12: Misura di portata presso la Sezione 4 effettuata in data 17/02/2014.

5.6 L'acquisizione dei livelli idrometrici in continuo ed il calcolo delle portate associate

Stabilita la metodologia operativa, in data 09/10/2013 sono state inserite all'interno delle tubazioni appositamente realizzate le sonde in modo tale da iniziare ad effettuare le registrazioni dei livelli idrometrici. La frequenza di acquisizione del dato idrometrico è pari ad un rilevamento ogni 10 minuti, sufficiente a garantire un'adeguata descrizione sia della fase di formazione che di esaurimento delle piene. La Figura 5.13 e la Figura 5.14 riportano rispettivamente l'andamento dei valori idrometrici registrati e delle portate calcolate per mezzo delle relazioni (5.1), (5.2) e (5.3) per il periodo dal 09/10/2013 al 12/05/2014.

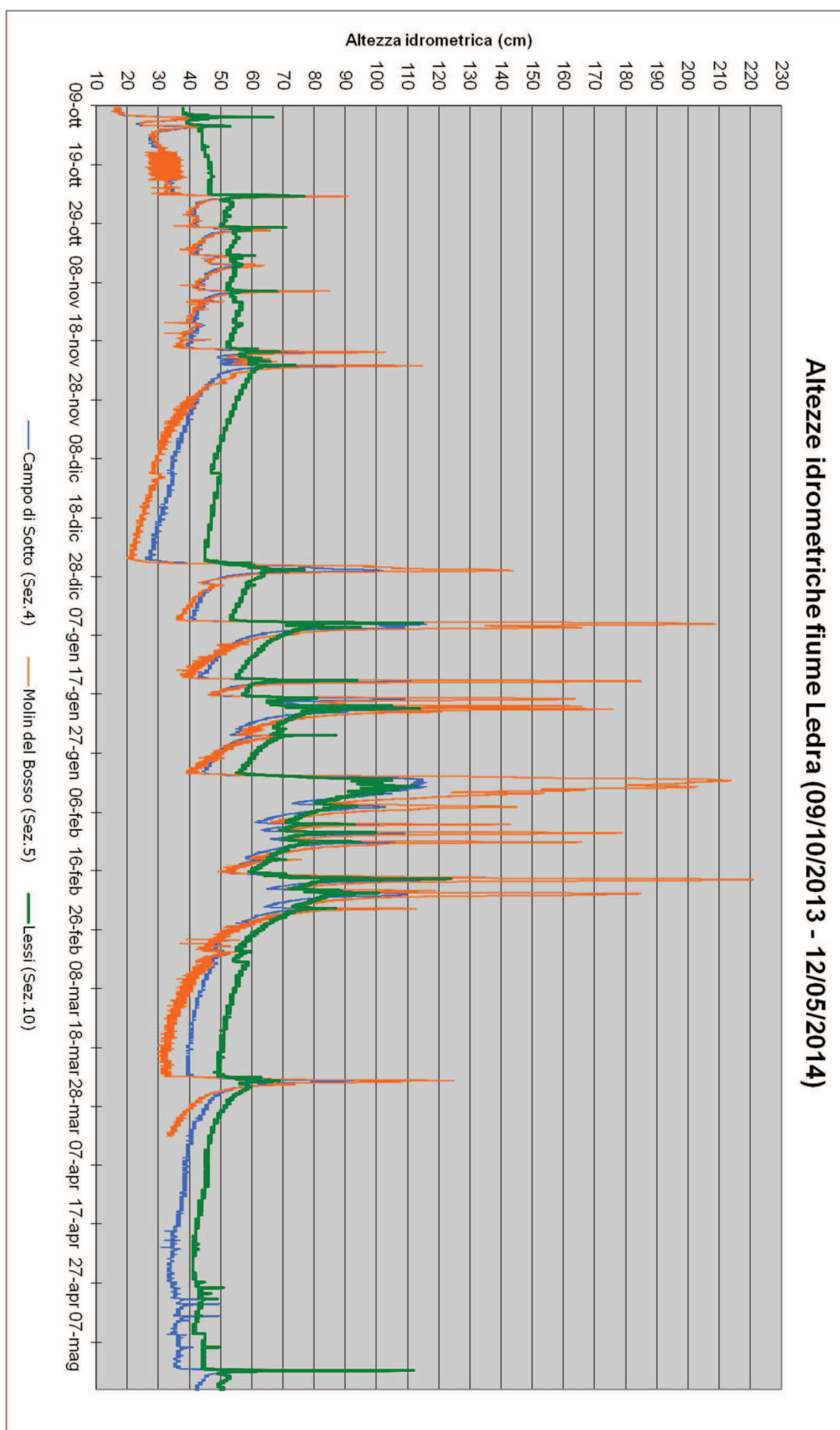


Figura 5.13: Valori idrometrici registrati lungo la Sez.10 - Sez.5 - Sez.4 del fiume Ledra.

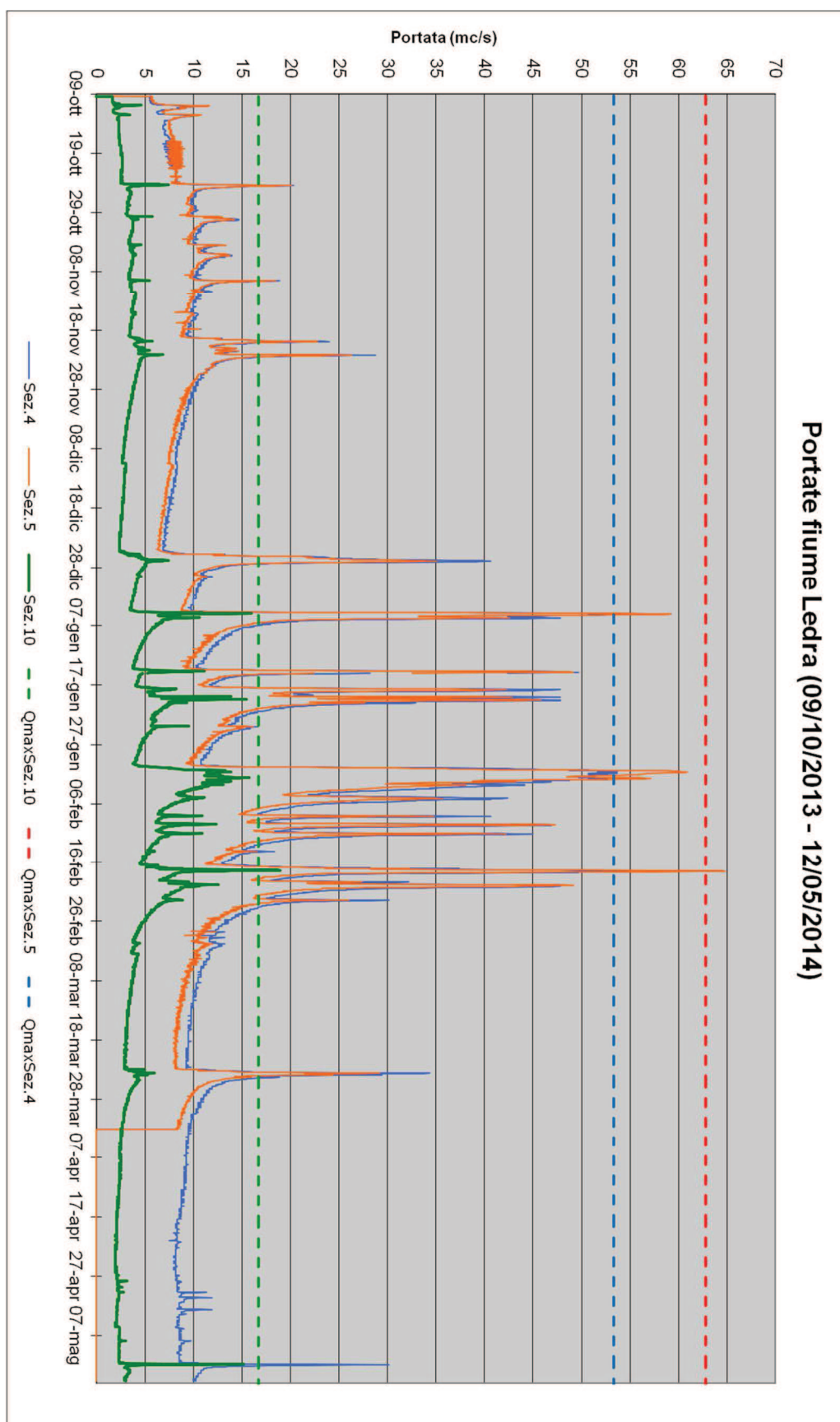


Figura 5.14: Valori di portata calcolati lungo la Sez. 10 - Sez.5 - Sez.4 del fiume Ledra.

Osservando le Figure 5.13 e 5.14 si può immediatamente notare come a partire dal giorno 02/04/2014 la sonda idrometrica installata presso la Sezione 5 (loc. Molin del Bosso) abbia smesso di funzionare a causa di un malfunzionamento del sensore.

In figura 5.14 con la notazione $Q_{maxSez.10}$, $Q_{maxSez.5}$, $Q_{maxSez.4}$ sono rappresentate le soglie di portata massima (relative ad ognuna delle tre sezioni individuate lungo il fiume Ledra) che sono state effettivamente misurate per mezzo dello strumento di misura ADCP. Si osservi come la quasi totalità dei valori di portata estrapolati per mezzo delle relazioni (5.1), (5.2) e (5.3) stiano al di sotto delle rispettive soglie, a testimonianza ancora una volta della bontà delle scale di portata realizzate nel fornire valori di portata attendibili anche negli episodi di piena eccezionale.

5.7 Il monitoraggio dei livelli idrometrici della Roggia Bianca, della Roggia dei Molini e del torrente Vegliato

A complemento della rete di monitoraggio dei livelli idrometrici in continuo realizzata si è reso tuttavia necessario stimare anche gli apporti idrici garantiti al fiume Ledra rispettivamente dalla Roggia Bianca, dalla Roggia di Gemona e dal torrente Vegliato, ovvero i tre più importanti tributari del fiume Ledra nel tratto iniziale del suo corso. Le sezioni di controllo individuate sono quelle riportate in Figura 5.15.

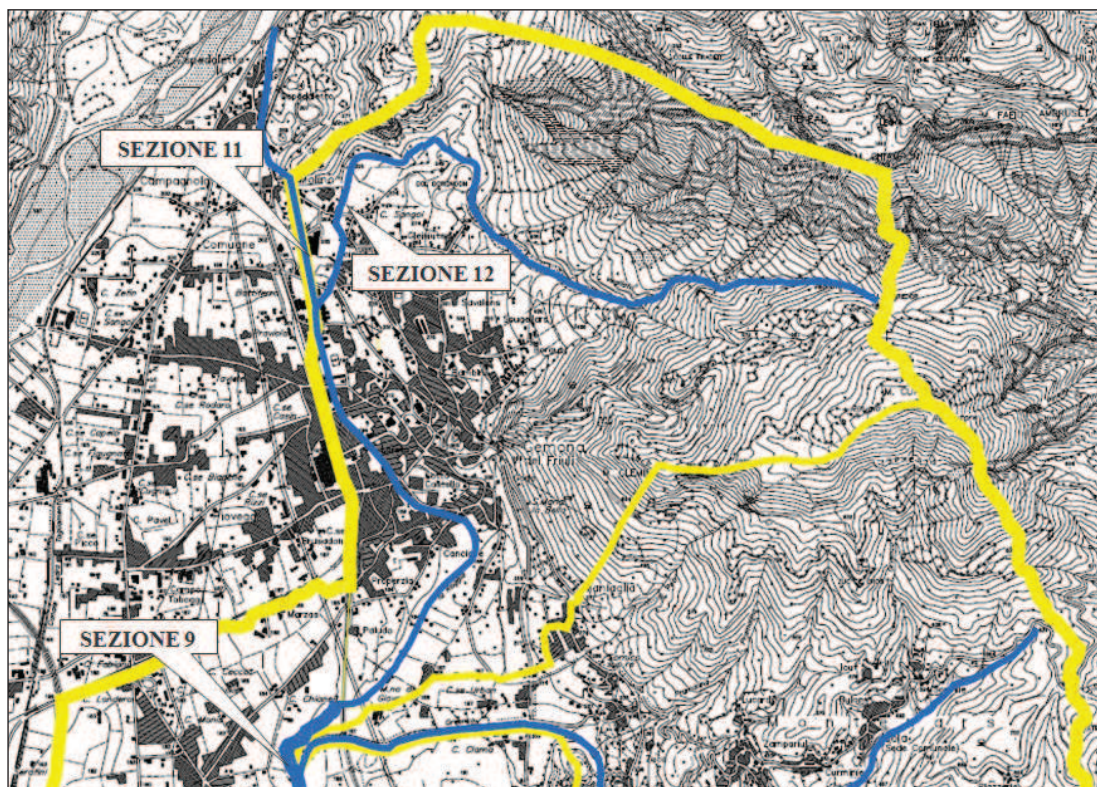


Figura 5.15: Localizzazione delle sezioni per il monitoraggio dei livelli idrometrici.

A differenza delle sezioni per le quali sono stati installati i misuratori dei livelli idrometrici in continuo, per la Sezione 9 (Roggia Bianca) e la Sezione 11 (Roggia di Gemona) sono state adottate le tradizionali aste idrometriche graduate al fine di poter determinare il livello idrometrico in maniera episodica ovvero esclusivamente in occasione di eventi ritenuti come significativi e/o durante particolari regimi idrologici. A causa della particolare forma dell'alveo del torrente Vegliato nella sua parte terminale (Sezione 12), non è stato possibile utilizzare le comuni aste idrometriche per il monitoraggio del livello idrometrico ma è stato necessario imprimere sul fondo dell'alveo ed in sponda sinistra un'apposita striscia graduata. Nel prosieguo saranno esposte le motivazioni che hanno portato all'individuazione delle tre sezioni in oggetto.

La Sezione 9 è ubicata nel tratto mediano del corso della Roggia Bianca, ovvero qualche centinaio di metri più a monte della sua confluenza con il fiume Ledra (Figura 5.16).



Figura 5.16: Asta idrometrica posizionata presso la Sezione 9 (Roggia Bianca).

L'installazione presso tale sezione di sonde per il rilievo in continuo dei livelli idrometrici, ed il relativo calcolo delle portate mediante opportuna scala dei deflussi, non è stata ritenuta opportuna per le seguenti motivazioni: (a) trattasi di piccolo corso d'acqua di risorgiva che garantisce un apporto al fiume Ledra soltanto modesto anche in casi di eventi pluviometrici molto significativi a causa delle ridotte dimensioni del bacino idrografico sotteso, si noti infatti come la differenza tra valore di portata in condizioni siccitose (03/04/2012) ed in stato alluvionale (17/02/2014) sia quantificabile in appena 2 mc/s (cfr. Tabella 5.1); (b) la sua natura di corso d'acqua di risorgiva produce portate pressoché costanti durante i diversi regimi idrologici presenti durante l'anno, con variazioni del livello molto progressive tali da

non giustificare un'acquisizione del dato idrometrico in continuo; (c) nel caso di eventi meteo tali da generare portate molto significative lungo il fiume Ledra, questa sezione risulta essere rigurgitata da valle e quindi il livello idrometrico raggiunto non è rappresentativo delle effettive portate fluenti lungo la Roggia Bianca ma bensì delle condizioni di livello di valle imposte dal fiume Ledra. Per le motivazioni di cui sopra è stato pertanto ritenuto sufficiente installare un'asta idrometrica graduata di tipo tradizionale in modo tale da visualizzare i livelli idrometrici esclusivamente nelle condizioni ritenute come significative e stimare la portata fluente grazie alla scala di deflusso (Figura 5.17) ottenuta per mezzo delle misure di portata effettuate (cfr. Tabella 5.1).

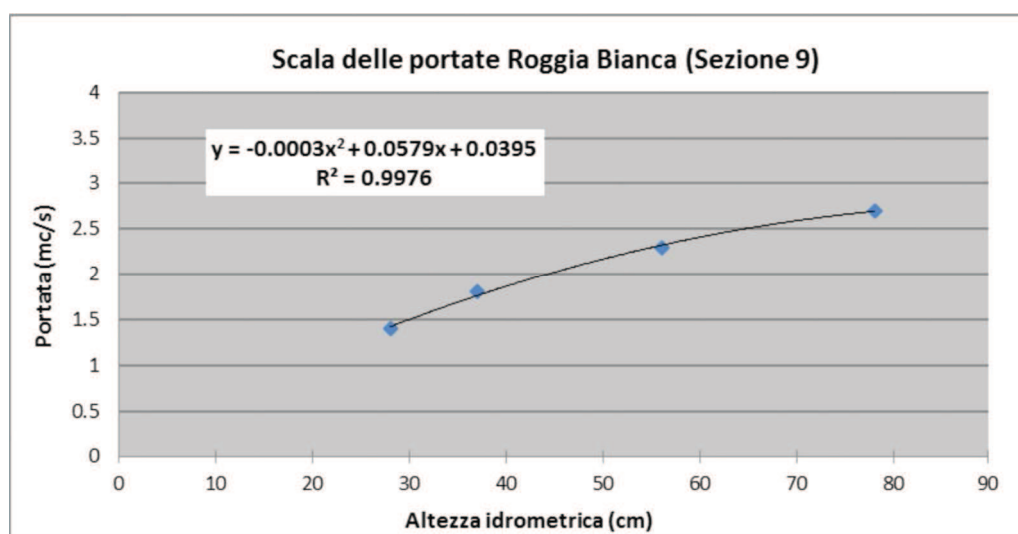


Figura 5.17: Scala delle portate relative alla Sezione 9 (Roggia Bianca).

Per la Sezione 9 la relazione che lega altezza idrometrica alla portata è la seguente:

$$Q_9 = -0.0003x_9^2 + 0.0579x_9 + 0.0395 \quad (5.4)$$

dove:

- Q_9 = portata calcolata presso la Sezione 9 [mc/s];
- x_9 = valore idrometrico visualizzato sull'asta idrometrica presso la Sezione 9 [cm]

La Sezione 11 (Figura 5.18) è collocata nel tratto mediano del corso della Roggia di Gemona, ovvero un centinaio di metri più a monte rispetto alla sua confluenza con il torrente Vegliato. Nonostante la Roggia di Gemona garantisca soltanto apporti modesti al fiume Ledra, il monitoraggio di tale sezione è risultato essere significativo poiché in essa transitano le portate derivate dal fiume Tagliamento in località Ospedaletto di Gemona del Friuli le

quali costituiscono pertanto un apporto idrico estraneo (o meglio artificiale) al bacino idrografico del fiume Ledra.



Figura 5.18: Asta idrometrica posizionata presso la Sezione 11 (Roggia di Gemona).

La regimazione delle portate è regolata da una apposita opera di derivazione gestita dal Consorzio di Bonifica Ledra - Tagliamento (CBLT). Anche per tale sezione l'installazione di sonde per il rilievo in continuo dei livelli idrometrici non è stata ritenuta opportuna e si è optato per l'installazione di una tradizionale asta idrometrica graduata a causa delle seguenti motivazioni: (a) trattasi di piccolo corso d'acqua che garantisce un apporto al fiume Ledra soltanto modesto anche in casi di eventi pluviometrici molto significativi a causa delle ridotte dimensioni del bacino idrografico sotteso; (b) la derivazione delle portate operata dal Consorzio di Bonifica Ledra – Tagliamento (CBLT) prevede nell'arco dell'anno l'instaurarsi sostanzialmente di due regimi idraulici lungo la Roggia di Gemona, ovvero quello relativo ai mesi invernali, caratterizzato da portate comunicate dal CBLT quantificabili in poche centinaia di litri al secondo, e quello relativo ai mesi estivi nei quali per esigenze di tipo irriguo le portate sia aggirano intorno al metro cubo al secondo. Ad oggi a causa dell'esecuzione di un'unica misura di portata presso tale sezione (effettuata il 20/03/2014 che ha fornito i seguenti valori: portata = 1.100 l/s - altezza idrometrica asta graduata = 18 cm) non è stato possibile definire una scala dei deflussi la quale sarà tuttavia realizzata non appena sarà possibile effettuare altre misure di portata.

La Sezione 12 è stata realizzata in prossimità del tratto terminale del torrente Vegliato ed anche in questo caso non è stato ritenuto opportuno installare una sonda di livello con acquisizione del dato idrometrico in continuo a causa delle seguenti motivazioni: (a)

particolare geometria/forma dell'alveo che caratterizza la Sezione 12 che non rende possibile la misura del tirante idrometrico attraverso le sonde di livello in possesso se non esclusivamente in occasione di livelli idrometrici particolarmente elevati e quindi associati a portate caratterizzate da precipitazioni con tempi di ritorno significativi; (b) complesso regime idrologico - idraulico che caratterizza il torrente Vegliato il quale risulta essere in grado di generare deflussi esclusivamente in occasione di eventi meteorici particolarmente intensi. Infatti, a causa delle caratteristiche geo-pedologiche del suo bacino idrografico, anche precipitazioni di media intensità non sono in grado di produrre fenomeni di ruscellamento superficiale tali da generare portate apprezzabili nella sua sezione di chiusura. Non essendo stato ancora possibile ad oggi effettuare misure di portata in prossimità della Sezione 12 in modo tale da poter realizzare una scala della portate utilizzando la metodologia tradizionale (ovvero come operato per la determinazione della scala delle portate nelle sezioni precedentemente analizzate) si è ritenuto opportuno utilizzare per la determinazione delle portate la formula di Gauckler - Strickler:

$$Q = k_s \cdot A \cdot R_H^{\frac{2}{3}} \cdot i_f^{\frac{1}{2}} \quad (5.5)$$

La relazione (5.5) è in grado di stimare la portate fluenti in funzione del livello idrometrico raggiunto nella sezione, del coefficiente di scabrezza e della pendenza dell'alveo. Tale formula richiede tuttavia la conoscenza del parametro k_s legato alla scabrezza dell'alveo nonché del raggio idraulico R_H e della pendenza dell'alveo i_f in corrispondenza della sezione d'interesse. Il valore da associare al parametro k_s risulta essere agevolmente determinabile attraverso i dati disponibili in letteratura scientifica in funzione del materiale e delle condizioni dell'alveo (calcestruzzo). Più complessa risulta essere la determinazione del raggio idraulico R_H e della pendenza dell'alveo i_f . Per la determinazione del raggio idraulico (che risulta essere funzione sia dell'area bagnata sia del perimetro bagnato della sezione trasversale dell'alveo) è stata impressa sul fondo dell'alveo ed in sponda sinistra un'apposita striscia graduata (costituita da tacche colorate di colore bianco e rosso regolarmente intervallate ogni 10 cm) attraverso la quale è possibile visualizzare e registrare il livello raggiunto dall'acqua. Al fine di determinare il valore del raggio idraulico associato alla tacca effettivamente lambita dalla corrente è stato necessario effettuare un rilievo di precisione della sezione trasversale mediante l'impiego della tecnologia laser scanner (Figura 5.19). Non appena i dati acquisiti dal rilievo laser scanner (ad oggi in fase di elaborazione) saranno disponibili sarà possibile ricreare la geometria della Sezione 12 e

quindi conoscere per ogni intervallo (tacca) impresso sulla striscia graduata l'effettivo valore del raggio idraulico. Analogamente anche la pendenza media dell'alveo in prossimità della Sezione 12 è stata rilevata per mezzo del rilievo laser scanner.



Figura 5.19: Rilievo con tecnologia laser scanner della Sezione 12 (T. Vegliato).

A differenza di un rilievo continuo dei livelli idrometrici la metodologia adottata per il torrente Vegliato (ma anche per la Roggia Bianca e per la Roggia di Gemona) consentirà di rilevare i livelli idrometrici e quindi stimare le portate esclusivamente in occasione dei sopralluoghi da effettuarsi sul posto. Per mezzo della particolare tipologia di alveo presente lungo la Sezione 12 sarà inoltre possibile risalire all'altezza idrometrica massima raggiunta dagli eventi di piena grazie alla presenza di alcuni marker (ovvero indicatori) rappresentati dal deposito di detriti sopra la striscia graduata (Figura 5.20) che renderanno possibile il calcolo del raggio idraulico e quindi consentiranno di ricavare attraverso la relazione (5.5) i picchi massimi di portata per ogni evento meteorico di una certa intensità.

La stima del valore di portata di picco transitata lungo la Sezione 12 congiuntamente alla conoscenza della portata fluente lungo la Sezione 11 e della portata di picco registrata presso la Sezione 10 renderà inoltre possibile avere una prima stima delle portate meteoriche di picco generate dal sottobacino idrografico coincidente con l'insediamento urbano di Gemona del Friuli e direttamente immesse nel fiume Ledra attraverso i numerosi scaricatori di piena presenti lungo la rete fognaria, ovvero:

$$Q_{\max}(Gemona) = Q_{\max}(Sez.10) - Q_{\max}(Sez.12) - Q_{\max}(Sez.11) \quad (5.6)$$



Figura 5.20: Particolare relativo al deposito di materiale in sospensione presso la Sezione 12 (T. Vegliato) in occasione dell'evento meteorico del 04-05 gennaio 2014.

Capitolo 6

Calibrazione e validazione del modello numerico del bacino idrografico del fiume Ledra

6.1 Premessa

Obiettivo della calibrazione del modello idrologico realizzato è quello di pervenire a una migliore definizione, da un lato, dei processi idrologici di trasformazione afflussi - deflussi e, dall'altro, dei processi di propagazione delle onde di piena all'interno del reticolo idrografico. La calibrazione di un modello numerico viene abitualmente ottenuta mediante la variazione sistematica dei valori dei principali parametri che caratterizzano i fenomeni idrologici ed idraulici (come ad esempio le scabrezze delle superfici scolanti, i parametri relativi ai processi d'infiltrazione, ecc.), in modo da minimizzare l'errore tra le grandezze (in questo caso le portate fluenti in alveo) simulate e quelle misurate lungo le sezioni opportunamente attrezzate per la campagna di monitoraggio delle portate. Risulta pertanto evidente come il fine ultimo della calibrazione sia quello di fare in modo che i risultati forniti dalle simulazioni effettuate dal modello numerico siano il più possibile fedeli al reale funzionamento del sistema oggetto di studio. Nei paragrafi successivi saranno riportate le fasi che hanno riguardato la calibrazione del modello impiegando sia una procedura di tipo automatizzato sia di tipo manuale.

6.2 La metodologia adottata per la calibrazione del modello numerico

La corretta scelta dell'evento meteorico attraverso il quale effettuare la fase di calibrazione dei modelli numerici risulta essere una delle fasi più importanti al fine di poter ottenere uno strumento in grado di riprodurre in maniera realistica il complesso fenomeno della trasformazione afflussi - deflussi e della propagazione delle onde di piena all'interno del reticolo fluviale modellato.

Considerando che la calibrazione del modello numerico realizzato è subordinata alla disponibilità di serie storiche di misure delle portate, gli eventi pluviometrici da utilizzarsi

per la calibrazione del modello dovranno essere necessariamente quelli verificatisi all'interno del periodo per il quale è stato possibile effettuare una misura in continuo delle portate lungo alcune sezioni del fiume Ledra, ovvero durante il periodo compreso dal 09/10/2013 al 12/05/2014.

Un'ulteriore restrizione al periodo utile per effettuare la calibrazione del modello numerico realizzato è stata dettata dall'effettiva disponibilità dei dati freatimetrici relativi alle stazioni piezometriche presenti all'interno del bacino idrografico del fiume Ledra. In particolare i valori relativi alle altezze freatimetriche disponibili ad oggi al momento della redazione della presente tesi di dottorato sono quelli aggiornati al mese di febbraio 2014; pertanto il periodo all'interno del quale poter effettuare la calibrazione del modello idrologico del fiume Ledra risulta essere quello compreso dal 09/10/2013 al 28/02/2014. La conoscenza dei valori freatimetrici risulta infatti essere di fondamentale importanza in quanto permette al codice di calcolo GSSHA di poter calcolare le portate in assenza di precipitazioni ovvero quelle generate dall'interazione tra i deflussi sotterranei della zona satura ed il reticolo idrografico del fiume Ledra e che costituiranno il deflusso base (baseflow) al quale andrà successivamente a sommarsi il contributo generato dai deflussi superficiali (runoff) prodotti dalle precipitazioni. A verifica di quanto appena esposto è sufficiente osservare il grafico di Figura 5.14 nel quale è possibile osservare come il regime delle portate di magra sia sempre sostenuto anche in assenza di precipitazioni per numerose settimane consecutive a testimonianza sia del complesso scambio esistente tra deflussi sotterranei e acque superficiali sia della presenza di numerose risorgive lungo il tratto iniziale e mediano del fiume Ledra.

Considerando l'ubicazione delle tre sezioni per le quali sono disponibili le misurazioni delle portate in continuo è stato necessario adottare una determinata metodologia per la calibrazione del modello numerico tale da sfruttare appieno il numero di dati sperimentali acquisiti nel corso delle campagne di misura delle portate. A tal proposito l'intero bacino idrografico del fiume Ledra è stato suddiviso in tre sottobacini ausiliari (ovvero raggruppamenti di sottobacini esistenti oppure sottobacini appositamente definiti in virtù dell'obiettivo che si intende perseguire) ognuno dei quali aventi come sezione di chiusura le sezioni presso le quali sono disponibili le misure di portata registrate in continuo.

In particolare partendo dal punto di misura posizionato più a monte, ovvero con quello coincidente con la Sezione 10 (Figura 6.1), si è operato in modo tale da determinare i limiti del relativo sottobacino ad esso afferente e quindi definire il primo dei tre sottobacini tra quelli individuati. Nella fattispecie il primo sottobacino coincide con quello relativo al sottobacino del torrente Vegliato comprensivo anche dell'area urbana rappresentativa del comune di Gemona del Friuli. Successivamente si è condotta l'operazione di calibrazione

agendo sui parametri del modello in modo tale che i risultati forniti dalla simulazione coincidessero sostanzialmente con i valori di portata registrati proprio in corrispondenza di tale punto di misura (Sezione 10).

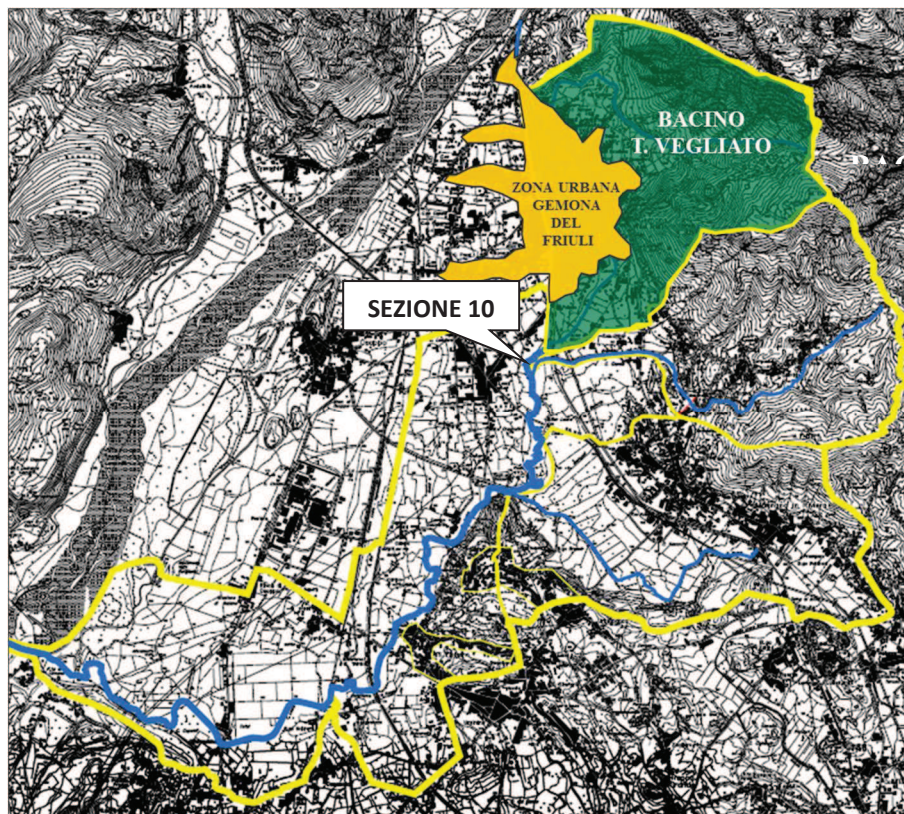


Figura 6.1: Individuazione del sottobacino a monte della Sezione 10.

A questo punto si è proseguito procedendo verso valle individuando il punto successivo, coincidente con la Sezione 5, ed il relativo sottobacino di pertinenza (Figura 6.2) che risulta essere comprensivo del sottobacino del torrente Vegliato, del sottobacino di natura urbana individuato dall'abitato di Gemona del Friuli, del sottobacino del torrente Orvenco, del sottobacino del Rio Bosso e di parte delle aree direttamente scolanti lungo il corso del fiume Ledra per mezzo di canali o rii minori. Occorro precisare come in questo caso la procedura di calibrazione interessi esclusivamente il nuovo sottobacino individuato al netto del sottobacino definito precedentemente (ovvero quello avente come sezione di chiusura la Sezione 10) per il quale i parametri che costituiscono il modello numerico risultano essere già stati calibrati nella fase precedente (rendendo quindi attendibile il contributo delle relative portate simulate). La procedura appena esposta è stata applicata successivamente in cascata, ovvero in successione, anche al rimanente sottobacino afferente all'ultimo punto di misura, ovvero quello ubicato più a valle e coincidente con la Sezione 4 (Figura 6.3).

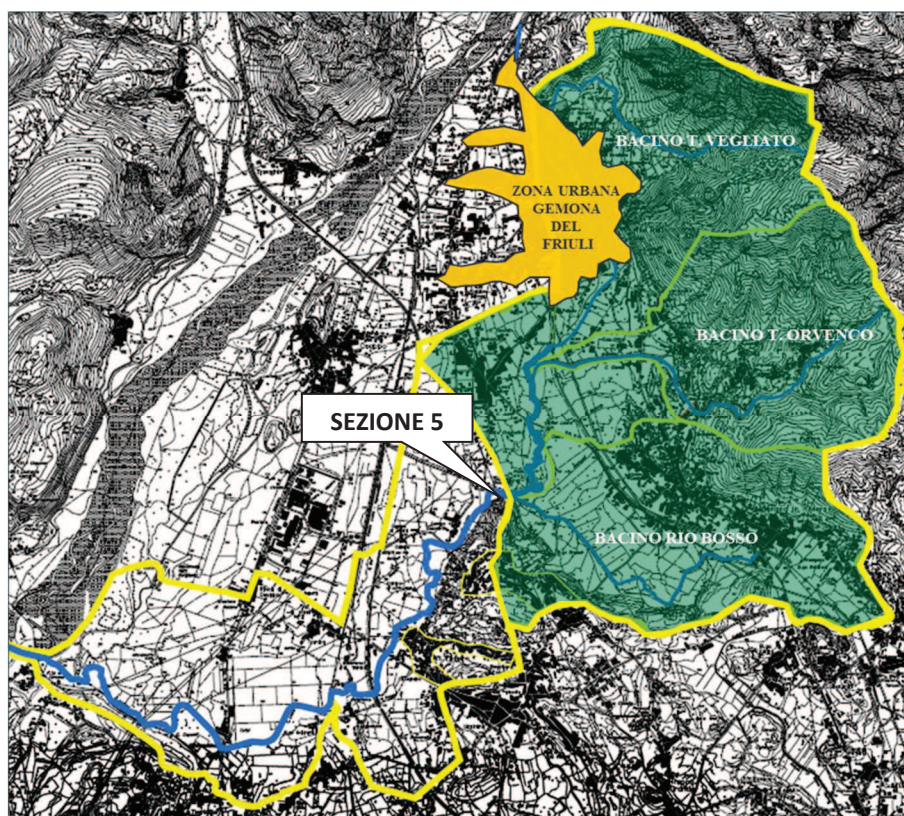


Figura 6.2: Individuazione del sottobacino a monte della Sezione 5.

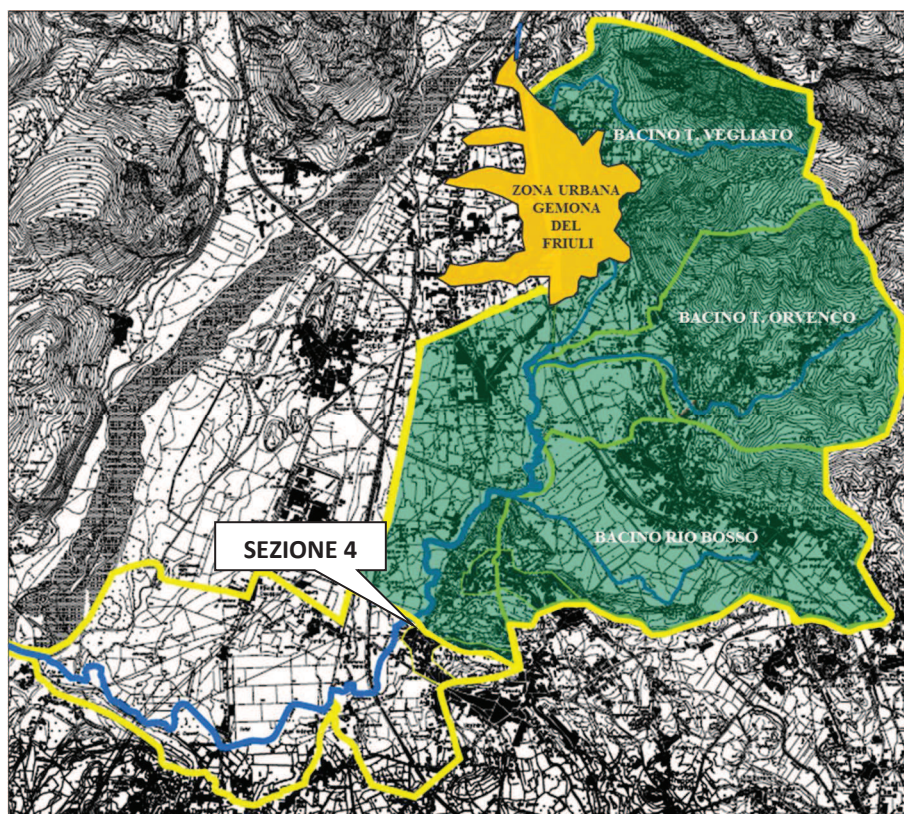


Figura 6.3: Individuazione del sottobacino a monte della Sezione 4.

6.3 Analisi di sensitività del modello numerico e parametri oggetto di calibrazione

In linea teorica la simulazione di un determinato fenomeno fisico mediante la modellazione dello stesso potrebbe apparire tanto più affidabile e realistica quanto maggiore risulta essere il numero di parametri (da calibrare) di cui è composto il modello, in modo tale da consentire un elevato grado di flessibilità nel descrivere i processi da analizzare. Tuttavia nella comune pratica modellistica si riscontra come il dover considerare e quindi gestire un elevato numero di parametri da calibrare non sempre garantisce risultati migliori, ma anzi rende l'operazione di calibrazione estremamente complessa nonché lunga a livello computazionale. Propedeutica alla fase di calibrazione di un modello numerico, sia essa venga effettuata in maniera automatizzata oppure manualmente, risulta pertanto essere l'analisi di sensitività dei parametri che costituiscono il modello numerico.

L'analisi di sensitività consente di valutare gli effetti sui risultati di output forniti da un modello numerico indotti da modifiche nei valori delle variabili di ingresso. Essa inoltre evidenzia le capacità di ciascun parametro nel produrre o meno variazioni significative a livello di risultati di output in modo tale da identificare sia i parametri che devono essere considerati maggiormente nelle operazioni di calibrazione di un modello numerico sia i parametri che non producono variazioni apprezzabili sui risultati di output anche a fronte di variazioni significative dei valori assunti dai medesimi. L'analisi di sensitività si presenta quindi come un valido ed imprescindibile strumento da utilizzarsi al fine di ridurre al minimo il numero di parametri oggetto di calibrazione.

Il numero di parametri costituenti il modello numerico del bacino idrografico del fiume Ledra sono funzione delle metodologie impiegate per la modellazione dei processi idrologici ed idrogeologici coinvolti a scala di bacino idrografico; in Tabella 6.1 sono riportati i parametri che sono stati impiegati per la realizzazione del modello numerico utilizzando il codice di calcolo GSSHA. Appare evidente come il numero di parametri coinvolti sia davvero considerevole (19) e come un'analisi di sensitività del modello risulti essere fondamentale in modo tale da ridurre i parametri oggetto di calibrazione: gestirne un così elevato numero risulta infatti essere controindicato sia nel caso si intenda utilizzare una procedura di calibrazione di tipo automatizzato, a causa degli inevitabili elevati tempi computazionali che sarebbero richiesti, sia nel caso di un approccio di tipo tradizionale (ovvero manuale) che renderebbe estremamente difficoltoso per l'operatore gestire e valutare diciannove parametri simultaneamente.

In seguito a numerose simulazioni effettuate facendo variare sistematicamente i valori associati ad ognuno dei 19 parametri costituenti il modello numerico realizzato è stato

possibile ottenere importanti informazioni circa l'influenza di ognuno di essi sui risultati finali di output forniti dal modello ovvero sugli idrogrammi delle portate simulati.

Tabella 6.1: Parametri e metodologie di calcolo utilizzate nel codice di calcolo GSSHA per la modellazione del bacino idrografico del fiume Ledra. I parametri contraddistinti con (*) risultano essere quelli oggetto di calibrazione in seguito all'analisi di sensitività del modello effettuata.

PROCESSO	METODOLOGIA	PARAMETRO
Retention	-	1. Retention depth (*)
Infiltration	Green - Ampt with Redistribution (GAR)	2. Hydraulic conductivity (*) 3. Capillary head 4. Porosity 5. Pore distribution index 6. Residual saturation 7. Field capacity 8. Wilting point
Overland flow routing	ADE (Alternating Direction Explicit)	9. Overland roughness (*)
Channel routing	1-D diffusive wave	10. River/channel roughness
Evapotraspiration	Penman method	11. Land surface albedo 12. Vegetation height 13. Vegetation radiation coeff. 14. Canopy stomatal resistance 15. Soil moisture depth (*)
Lateral groundwater flow	2-D vertically averaged	16. Hydraulic conductivity (*) 17. Porosity
Sub-surface losses/gains	-	18. Sediment thickness 19. Sediment hydraulic cond.

In particolare si è voluto investigare riguardo i parametri maggiormente influenti per quanto riguarda la simulazione sia delle portate di piena sia delle portate fluenti nei periodi caratterizzati dall'assenza di precipitazioni, ovvero in tutti quei casi in cui il contributo proveniente dalle acque sotterranee risulta essere l'unico apporto garantito al fiume Ledra; proprio a tal proposito è stato necessario individuare anche i parametri maggiormente significativi per la definizione e la riproduzione delle condizioni iniziali di portata che hanno caratterizzato ogni singola simulazione.

I parametri maggiormente influenti per la simulazione delle condizioni iniziali, ovvero per la riproduzione delle condizioni di portata fluenti lungo il corso del fiume Ledra durante periodi in assenza di precipitazioni, sono risultati essere rispettivamente (cfr. Tabella 6.1) il parametro n.16 (Lateral groundwater hydraulic conductivity), n.18 (Sediment thickness) e n.

19 (Sediment hydraulic conductivity). Gli ultimi due parametri precedentemente menzionati sono legati ad ognuno dei tronchi d'alveo modellati, ovvero risultano essere funzionali alla determinazione delle interazioni/scambi tra reticolo fluviale ed acque sotterranee. Tuttavia è bene sottolineare come il parametro n.18 (Sediment thickness) e n.19 (Sediment hydraulic conductivity) siano anche strettamente legati alla formazione e propagazione dei deflussi di piena lungo il corso d'acqua ovvero alla forma dell'idrogramma di piena. Proprio per tale motivazione si è dovuto cercare il giusto compromesso al fine di poter gestire al meglio i tre parametri in oggetto sia per la definizione delle portate iniziali sia per quelle relative ai picchi di piena. In estrema sintesi si può affermare come:

- Maggiore risulta essere il valore associato al parametro n.19 (Sediment hydraulic conductivity) e minore risulterà essere il valore di picco di portata transitante in alveo;
- Maggiore risulta essere il valore associati al parametro n.18 (Sediment thickness) e maggiore risulterà essere il valore di picco di portata transitante in alveo;
- Maggiore risulta essere il valore associati al parametro n.18 (Sediment thickness) e minore risulterà essere il valore di portata generato dagli apporti idrici garantiti dalla presenza della falda);
- Maggiore risulta essere il valore associati al parametro n.16 (Lateral groundwater hydraulic conductivity) e maggiore risulterà essere il valore di portata generato dagli apporti idrici garantiti dalla presenza della falda);

Ciò assodato si è cercato di svincolarsi sia nell'aver tre gradi di libertà (ovvero tre parametri) nel definire le portate iniziali per ciascuna simulazione sia nel dover definire ogni volta un valore per ciascuno dei tre parametri in oggetto. Per mezzo di numerose simulazioni si è pertanto stabilito di porre convenzionalmente uguale ad 1 [cm] il valore del parametro n.18 (Sediment thickness) ed uguale a 250 [cm/hr] il valore associato al parametro n.19 (Sediment hydraulic conductivity). Il set di valori precedentemente individuato consente di ridurre al minimo gli effetti prodotti dal parametro n.18 e n.19 sulla forma e sul valore di picco degli idrogrammi di piena (la cui definizione sarà invece affidata alla calibrazione di altri parametri come sarà esposto in seguito). In tal modo la riproduzione delle portate iniziali, da definire all'inizio di ogni simulazione, sarà in funzione esclusivamente del valore assunto dal parametro n.16 (Lateral groundwater hydraulic conductivity) che andrà quindi calibrato volta per volta.

I parametri maggiormente influenti per la definizione della forma e dei valori di picco degli idrogrammi di piena risultano essere rispettivamente il parametro n.1 (Retention depth), il parametro n.2 (Hydraulic conductivity), il parametro n.3 (Capillary head), il parametro n.4

(Porosity) ed il parametro n.9 (Overland roughness). Nonostante l'importanza rivestita da ciascuno di questi parametri anche in tale circostanza si è cercato di svincolarsi dall'averne quattro gradi di libertà (ovvero quattro parametri) da dover gestire simultaneamente in fase di calibrazione per riprodurre fedelmente la forma ed i valori di picco degli idrogrammi delle portate fluenti lungo il fiume Ledra. Si è pertanto stabilito di fissare convenzionalmente (in accordo con i dati reperibili in letteratura scientifica) i valori associati al parametro n.3 (Capillary head), al parametro n.4 (Porosity), al parametro n.9 (Overland roughness) ed agire in fase di calibrazione esclusivamente sul parametro n.2 (Hydraulic conductivity) il quale, anche a fronte di modeste variazioni dei valori ad esso associato, incide in maniera significativa sulla forma e sul picco di portata degli idrogrammi di piena simulati. Il parametro n.1 (Retention depth) influisce esclusivamente sulla forma e sul valore del primo picco di piena generato dall'evento meteorico che si intende simulare essendo tale parametro legato alle perdite idrologiche iniziali ovvero a quelle dovute ad esempio agli invasi superficiali, all'intercezione da parte della vegetazione.

Relativamente alla fase di esaurimento delle piene, i parametri che influiscono maggiormente sull'andamento degli idrogrammi delle portate durante i giorni e le settimane successive ai periodi caratterizzati da precipitazioni (ovvero i deflussi di tipo ipodermico ed i deflussi profondi) sono risultati essere rispettivamente il parametro n.15 (Soil moisture depth) ed il parametro n.17 (Lateral groundwater porosity). In particolare il parametro n.15 risulta essere significativo per l'andamento dell'idrogramma delle portate relativo ai deflussi ipodermici; tanto maggiore risulta essere il valore associato al parametro n.15 e tanto più ripido risulterà essere l'idrogramma delle portate nelle fasi immediatamente successive al picco di piena. Il parametro n. 17 (Lateral groundwater porosity) al contrario influisce sensibilmente sull'andamento dell'idrogramma delle portate relativo ai deflussi profondi, ovvero sulla velocità di esaurimento delle portate durante le settimane successive agli eventi di piena che sono caratterizzate da assenza di precipitazioni. Il valore assunto dai tali parametri sarà discusso nei paragrafi relativi alla calibrazione ed alla validazione del modello. In seguito a numerose analisi condotte si è potuto verificare come i rimanenti parametri riportati in Tabella 6.1 abbiano dimostrato di non incidere significativamente sulla modellazione del processo di trasformazione afflussi - deflussi, ovvero sui risultati di output forniti dal modello (anche a fronte di variazioni sostanziali dei valori dei medesimi), e non saranno utilizzati in fase di calibrazione del modello; i valori ad essi associati saranno pertanto quelli reperibili in letteratura scientifica. In Tabella 6.1 sono contraddistinti da (*) i parametri che risulteranno essere oggetto di calibrazione nel modello numerico realizzato. Relativamente al metodo utilizzato per effettuare la calibrazione del modello numerico, nel

paragrafo successivo sarà riportata la procedura adottata per una calibrazione di tipo manuale mentre nel paragrafo 6.5 e nel paragrafo 6.8 saranno esposte le fasi adottate per la calibrazione di tipo automatizzato.

6.4 La calibrazione manuale sulla base dell'evento del 25 - 26 dicembre 2013

Per la calibrazione del modello numerico del bacino idrografico del fiume Ledra è stato ritenuto particolarmente indicato utilizzare l'evento pluviometrico del 25-26 dicembre 2013 (Figura 6.4) per le seguenti motivazioni:

- Periodo caratterizzato da precipitazioni sufficientemente intense tali da generare portate significative ma non eccezionali (come quelle registrate invece tra il mese di gennaio e febbraio 2014) tali da provocare episodi di tracimazione arginale e quindi sfalsare le misure di portata effettuate lungo il corso del fiume Ledra;
- Periodo caratterizzato dall'assenza di precipitazioni nevose all'interno del bacino nonostante la stagione invernale e l'ubicazione pedemontana;
- Corretta simulazione delle portate del fiume Ledra garantite dai soli apporti sotterranei per il periodo immediatamente antecedente all'evento pluviometrico in oggetto che si intende simulare (e che costituiranno quindi le condizioni di portata iniziali).

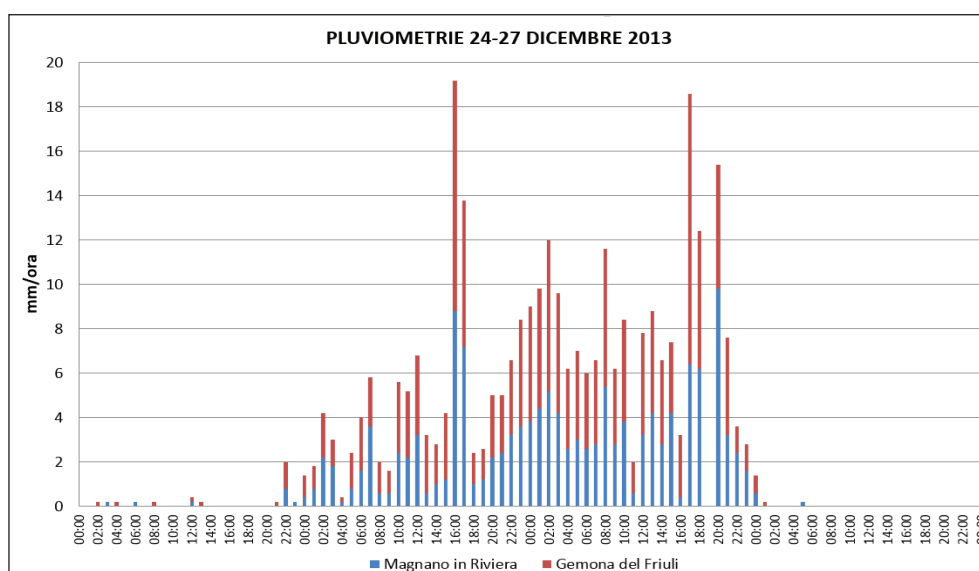


Figura 6.4: Ietogramma con frequenza oraria (mm/ora) relativo alle stazioni pluviometriche di Gemona del Friuli e di Magnano in Riviera per il periodo dal 24 al 27 dicembre 2013.

Per la simulazione degli apporti idrici sotterranei al fiume Ledra si è proceduto in accordo con quanto esposto nel paragrafo 3.10.5 e risulta doveroso sottolineare come la riproduzione dei corretti valori iniziali di portata, che costituiscono la base di partenza per effettuare le

successive simulazioni dell'evento di piena, è risultata essere particolarmente impegnativa principalmente per le seguenti motivazioni:

1. Elevate portate fluenti nell'alveo principale del fiume Ledra anche durante periodi caratterizzati da protratte assenze di precipitazioni a testimonianza dei complessi meccanismi di scambio che avvengono tra falda/corso d'acqua;
2. Limitata vocazione del codice di calcolo GSSHA nel modellare processi di tipo idrogeologico unitamente alla mancanza di una dettagliata caratterizzazione del bacino idrogeologico del fiume Ledra;
3. Problematiche di tipo numerico legate alla verifica della condizione di Courant - Friedrichs - Lévy (CFL) legate al picco di portata generato dalla modellazione degli afflussi sotterranei;

Le motivazioni riportate precedentemente nel punto n. 1 e n. 3 risultano essere strettamente correlate in quanto per ottenere valori di portata generati dagli apporti di tipo sotterraneo così significativi è stato necessario forzare notevolmente il valore da attribuire al parametro n.16 (Lateral groundwater hydraulic conductivity). Tuttavia assumendo valori elevati di tale parametro il codice di calcolo GSSHA produce nelle fasi iniziali della modellazione un picco impulsivo di portata (Figura 6.5) con valori molto elevati ma privi tuttavia di reale significato ma che però essendo immessi direttamente in alveo devono soddisfare necessariamente la condizione Courant - Friedrichs - Lévy (CFL). A tal proposito si è dovuto investigare circa il corretto valore da assegnare al parametro Δx (cfr. equazione 3.1) coincidente nel caso specifico alla spaziatura fra i nodi costituenti l'intero reticolo fluviale modellato: nel modello numerico realizzato tale valore non deve risultare inferiore ad almeno 130 m.

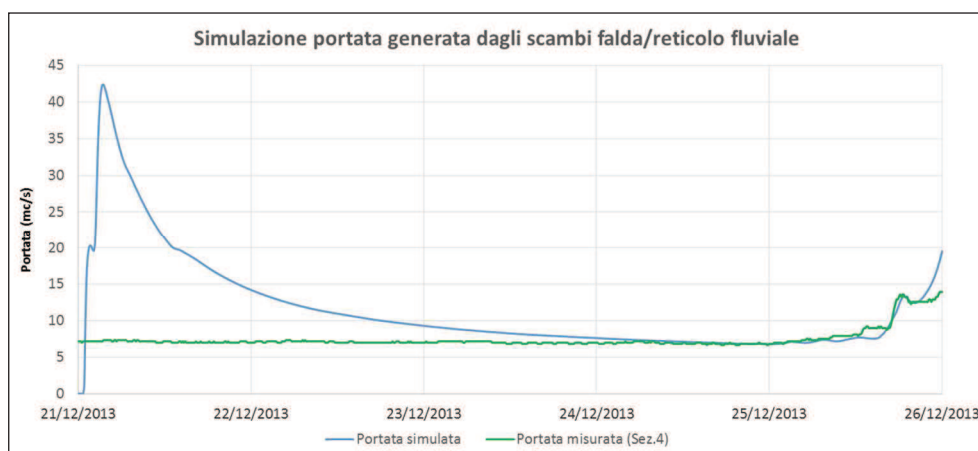


Figura 6.5: Simulazione della portata generata dagli scambi falda/reticolo fluviale relativi alle Sezione 4 per il periodo dal 21 al 25 dicembre 2013.

Risolve le problematiche inerenti la necessaria stabilità numerica da garantire al codice di calcolo GSSHA si è dovuto quindi cercare il valore da assegnare al parametro n.16 (Lateral groundwater hydraulic conductivity) al fine di poter simulare, in prossimità dell'intorno delle ore 00:00 del 25/12/2013, i seguenti valori di portata: 6.8 mc/s per la Sezione 4; 6.5 mc/s per la Sezione 5; 2.4 mc/s per la Sezione 10. In accordo con la suddivisione in 5 macrozone (cfr. Figura 3.17 - paragrafo 3.10.5) del bacino idrogeologico del fiume Ledra ed in seguito a numerose simulazioni si è potuto giungere ad un set di valori ottimali del parametro n.16 per ciascuna macrozona (Tabella 6.2) che ha permesso di riprodurre fedelmente le portate registrate presso la Sezione 4, la Sezione 5 e la Sezione 10.

Tabella 6.2: Valori assunti dal parametro n.16 (Lateral groundwater hydraulic conductivity). Sim.1 identifica il set di parametri ottimali (ovvero calibrati) in relazione al periodo 21-25 dicembre 2013; Sim.2 identifica il set di parametri con valore dimezzato; Sim.3 il set di parametri con valore raddoppiato.

Id. macrozona	Sim.1 [cm/hr]	Sim.2 [cm/hr]	Sim.3 [cm/hr]
1	1700	850	3400
2	75	37	150
3	75	37	150
4	75	37	150
5	1350	675	2700

In Tabella 6.2 sono stati elencati inoltre anche il set di valori dimezzati e raddoppiati (rispetto a quelli ottimali) del parametro n.16 in modo tale da riportare un'analisi di sensitività relativa al parametro in oggetto. A complemento di quanto appena esposto, la Figura 6.6 illustra l'andamento delle portate simulate in assenza di precipitazioni relative alla Sezione 5 in funzione del valore assunto dal parametro n.16.

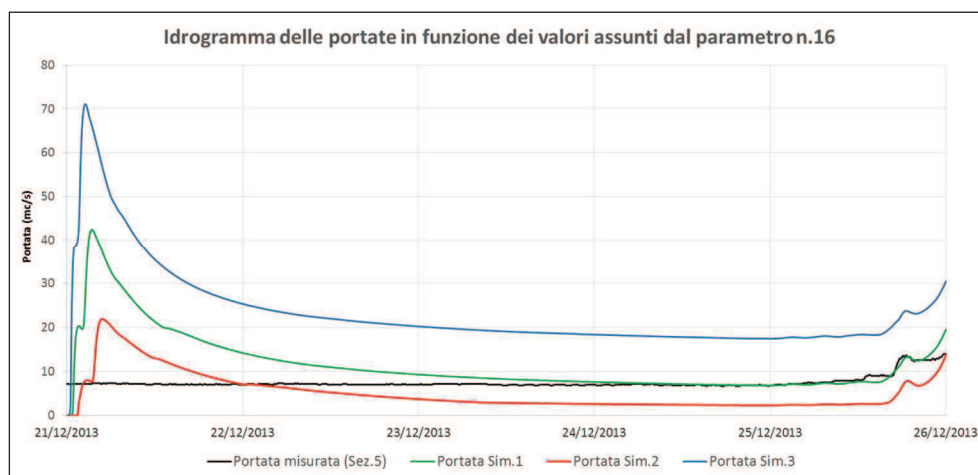


Figura 6.6: Andamento delle portate simulate in corrispondenza della Sezione 5 per il periodo dal 21 al 25 dicembre 2013 in funzione del valore assunto dal parametro n.16 (Lateral groundwater hydraulic conductivity).

Definite le condizioni iniziali di portata è stato quindi possibile agire sul valore dei parametri che intervengono nella definizione del processo di trasformazione afflussi - deflussi, ovvero nella determinazione dell'idrogramma di piena generato dai deflussi superficiali al netto delle perdite idrologiche.

In accordo con quanto esposto nel Capitolo 4 una rigorosa procedura di calibrazione dovrebbe prevedere la definizione di una funzione obiettivo (in grado di valutare ad esempio lo scarto fra valori misurati e valori simulati degli idrogrammi delle portate ad ogni time step con il quale si è deciso di discretizzare i risultati di output) e la successiva individuazione dei valori associati ai parametri oggetto di calibrazione che minimizzano il valore assunto dalla funzione medesima (cfr. Figura 4.1). Tuttavia una procedura come quella appena esposta meglio si presta ad una calibrazione di tipo automatizzato o comunque in tutti quei casi dove si possono effettuare un numero molto elevato di simulazioni variando sistematicamente i valori associati ad ogni parametro oggetto di calibrazione (cfr. paragrafo 8.2.1 e paragrafo 8.2.2). A causa degli elevati tempi computazionali richiesti per la risoluzione numerica di un modello idrologico bidimensionale è stato ritenuto opportuno cercare di ridurre al minimo il numero delle simulazioni da effettuare per la calibrazione del modello ed a tal proposito (oltre ad aver effettuato come già esposto una approfondita analisi di sensitività dei parametri costituenti il modello numerico) si è deciso di utilizzare come strumento per la valutazione della bontà dei risultati forniti dalle simulazioni (ovvero come funzione obiettivo) esclusivamente i seguenti indicatori:

- a) Scarto fra il valore del primo picco di portata misurato e del primo picco di portata simulato (in modo tale da avere un indicatore sulla capacità del modello numerico di simulare correttamente le perdite idrologiche dovute ad es. all'intercezione della vegetazione, al velo idrico accumulatosi nelle depressioni del terreno ecc.);
- b) Scarto fra il valore del picco massimo di portata misurato e del picco massimo di portata simulato all'interno del periodo considerato per la calibrazione del modello (in modo tale da avere un indicatore sulla capacità del modello numerico di simulare correttamente la massima capacità del bacino idrografico nel generare la massima portata di piena all'interno del periodo considerato);

I valori ottimali di calibrazione risulteranno essere pertanto quelli che garantiranno contemporaneamente il valore minimo degli scarti precedentemente menzionati.

Analizzando ulteriormente quanto appena riportato si noti come fino ad ora si è ragionato esclusivamente in termini di portate di picco e non di volumi. La motivazione è da ricercarsi nell'anomalo valore assunto dal coefficiente di deflusso del bacino idrografico del fiume Ledra che arriva ad assumere talvolta anche valori prossimi a 2.65 (come testimoniato anche

nei lavori di Stefanini et al.) quando al contrario la maggior parte dei corsi d'acqua presenta valori inferiori all'unità. I valori anomali assunti dal coefficiente di deflusso sono ad ulteriore testimonianza del preponderante apporto idrico di tipo sotterraneo che alimenta il fiume Ledra sia nelle fasi caratterizzate da assenza di precipitazioni sia al termine di eventi meteorici. Osservando ad esempio un idrogramma delle portate misurate (linea nera in Figura 6.9) si evince immediatamente come sia l'andamento che i valori assunti dalle portate nella zona dei deflussi ipodermici risulti essere anomalo rispetto le consuete forme assunte dai tradizionali idrogrammi nelle fasi di recessione delle portate a testimonianza di come il corso d'acqua diventi quasi una sorta di dreno capace di intercettare le acque della falda freatica (di poco inferiori in alcuni casi al livello del piano campagna). In virtù di tali motivazioni si è pertanto stabilito di non utilizzare i volumi come indicatore per una corretta calibrazione del modello realizzato.

In accordo con quanto riportato nel paragrafo 6.2 per la calibrazione del modello si è operato in "cascata" ovvero la procedura inizia considerando la sola porzione di bacino avente sezione di chiusura con la serie storica delle misure di portata registrate ubicata più a monte (Sezione 10). Tale sottobacino (Figura 6.7) è stato suddiviso in due zone in funzione della tipologia di utilizzo del suolo che si intende modellare, ovvero: Id.1 (colore blu) rappresentativo delle aree di tipo urbano; Id.2 (colore giallo) rappresentativo della rimanente porzione di sottobacino coincidente per lo più con aree occupate da boschi di latifoglie e conifere.

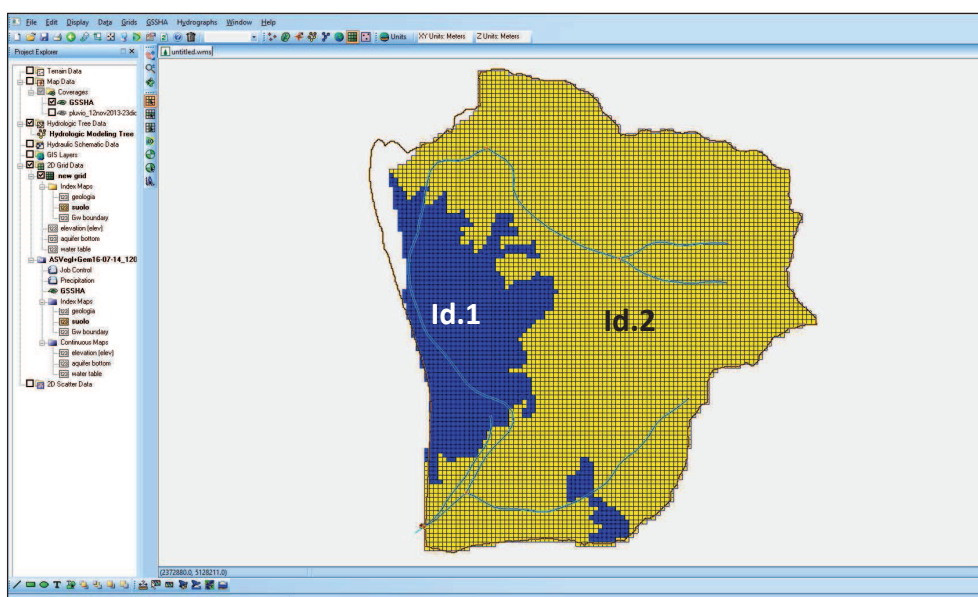


Figura 6.7: Individuazione delle zone in funzione della differente tipologia di utilizzo del suolo presenti all'interno del sottobacino avente come sezione di chiusura la Sezione 10 (Id.1= zone urbane, Id.2 = zone boschive).

Analogamente si è proceduto nel modellare e calibrare le porzioni di bacino idrografico sottese alle due rimanenti sezioni per le quali sono disponibili le misure di portata, ovvero Sezione 5 e Sezione 4. Per brevità nella trattazione la Figura 6.8 illustra tutte le zone individuate all'interno del bacino idrografico del fiume Ledra necessarie per effettuare gli opportuni raggruppamenti, in funzione dell'effettiva tipologia/destinazione d'uso del suolo, dei parametri che sono stati impiegati nella realizzazione del modello numerico.

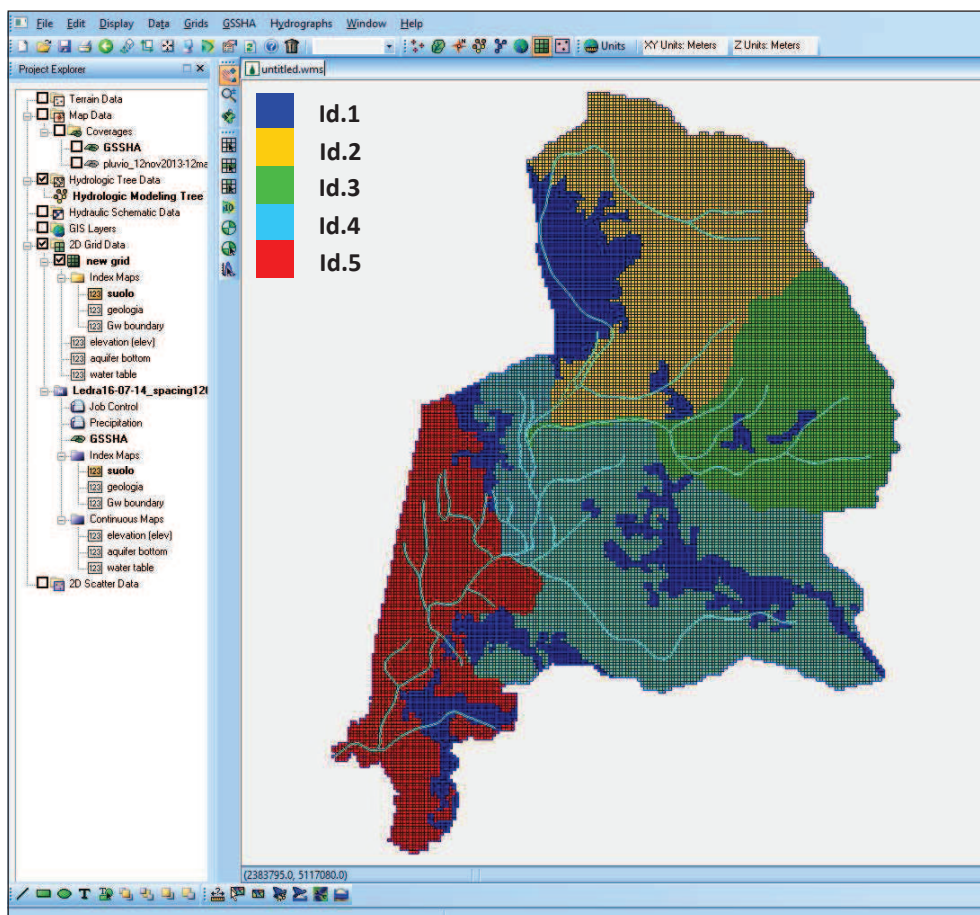


Figura 6.8: Individuazione delle zone in funzione della differente tipologia di utilizzo del suolo presenti all'interno del bacino idrografico del fiume Ledra (Id.1= zone urbane; Id.2 = zone boschive sottobacino torrente Vegliato; Id.3 = zone boschive sottobacino torrente Orvenco; Id.4 = zone a coltivazioni erbacee sottobacino Rio Bosso; Id.5 = zone a coltivazioni erbacee sottobacino corso medio/basso del fiume Ledra).

In Tabella 6.3 sono riportati i valori assunti dai parametri costituenti il modello numerico per ognuna delle cinque zone individuate che hanno consentito di minimizzare il valore relativo agli indicatori impiegati per la calibrazione del modello in relazione all'evento pluviometrico del 25 - 26 dicembre 2013. I parametri contrassegnati da (*) sono stati quelli oggetto di calibrazione e quindi quelli che sono stati fatti variare sistematicamente al fine di ottenere una adeguata coincidenza tra picco di portata iniziale e portata massima di picco simulati e

osservati. Per l'assegnazione dei valori relativi ai rimanenti parametri sono stati utilizzati valori medi reperibili in letteratura scientifica in funzione delle caratteristiche/tipologia di zona modellata.

Tabella 6.3: Valori calibrati (sulla base dell'evento del 25 - 26 dicembre 2013) relativi ai parametri utilizzati nel modello numerico in funzione delle zone con le quali è stato definito.

PARAMETRI	ID.1	ID.2	ID.3	ID.4	ID.5
1. Retention depth [mm] (*)	5	17	20	35	35
2. Hydraulic conductivity [cm/hr] (*)	0.15	0.45	0.05	0.05	0.05
3. Capillary head [cm]	1.00	1.00	1.00	0.10	0.10
4. Porosity [mc/mc]	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40
5. Pore distribution index [cm/cm]	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
6. Residual saturation [mc/mc]	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05
7. Field capacity [mc/mc]	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20
8. Wilting point [mc/mc]	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10
9. Overland roughness [s/m ^{1/3}]	0.014	0.20	0.20	0.05	0.05
10. River/channel roughness [s/m ^{1/3}]	0.035	0.035	0.035	0.035	0.035
11. Land surface albedo [adim.]	0.25	0.10	0.10	0.25	0.25
12. Vegetation height [m]	-	10	10	1.00	1.00
13. Vegetation radiation coeff. [adim.]	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25
14. Canopy stomatal resistance [s/m]	-	150	150	250	250
15. Soil moisture depth [m] (*)	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10

Un ulteriore grado di aleatorietà in fase di calibrazione è stato causato dalla mancanza di misure di portata relative al solo sottobacino del torrente Orvenco. Infatti la conoscenza dei valori di portata transitanti lungo la Sezione 5 (opportunamente depurati dai valori di portata relativi alla Sezione 10) consentono di stimare i deflussi generati dalla somma dei contributi del sottobacino del torrente Orvenco e del sottobacino del Rio Bosso senza però fornire indicazione alcuna circa il contributo fornito dal singolo sottobacino. Qualora i due sottobacini avessero posseduto le medesime caratteristiche dal punto di vista geomorfologico sarebbe stato possibile raggruppare/modellare i due sottobacini con un unico bacino ma essendo i due sottobacini di tipologia completamente differente è stato necessario effettuare almeno una stima dei picchi di portata generati almeno da uno dei due sottobacini. In virtù dei dati in possesso e delle analisi geomorfologiche eseguite (cfr. Capitolo 2) è stato realizzato un modello geomorfologico per la stima delle portate di picco generate dal sottobacino del torrente Orvenco in funzione dell'evento pluviometrico del periodo considerato per la calibrazione del modello. In appendice (Appendice A) è riportata la metodologia adottata per la stima degli idrogrammi di piena generati dal torrente Orvenco.

Nelle Figure 6.9 - 6.11 sono riportati i grafici relativi al confronto fra gli idrogrammi delle portate simulate dal modello numerico calibrato sulla base dell'evento pluviometrico del 25 - 26 dicembre 2013 e gli idrogrammi delle portate registrate presso le sezioni del fiume Ledra

nelle quali sono state effettuate le misure di portata. Da una prima analisi degli idrogrammi delle portate simulate si può immediatamente osservare come il modello numerico opportunamente calibrato, a fronte di una buona capacità nel riprodurre fedelmente i valori di portata del primo picco e del picco massimo di piena in riferimento all'evento meteorico del 25 - 26 dicembre 2013, non sia tuttavia in grado di simulare correttamente i valori di portata nei giorni immediatamente successivi all'evento di piena, ovvero nelle fasi iniziali di recessione delle portate (deflussi di tipo ipodermico).

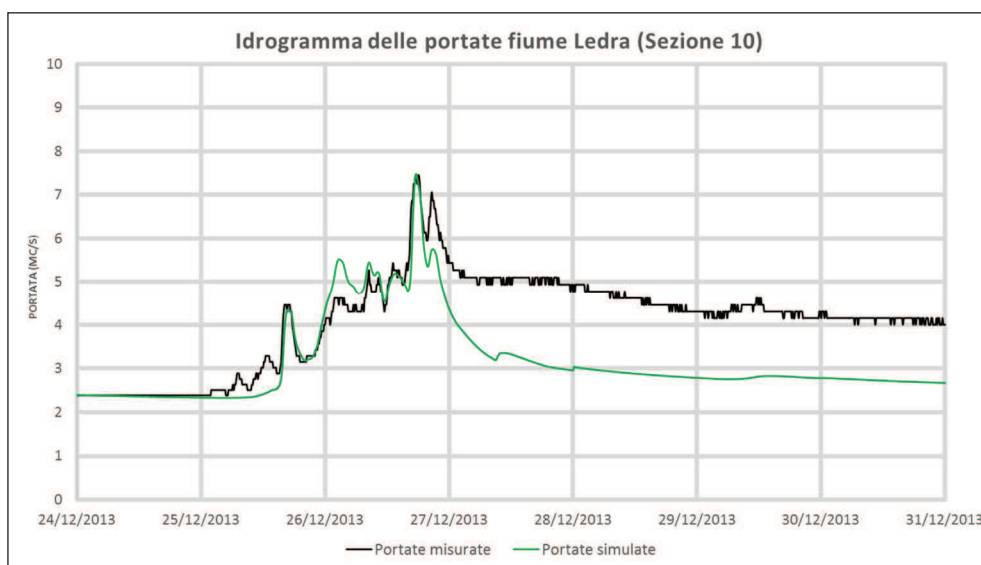


Figura 6.9: Confronto idrogramma delle portate misurate (linea nera) e simulate dal modello numerico calibrato (linea verde) presso la Sezione 10.

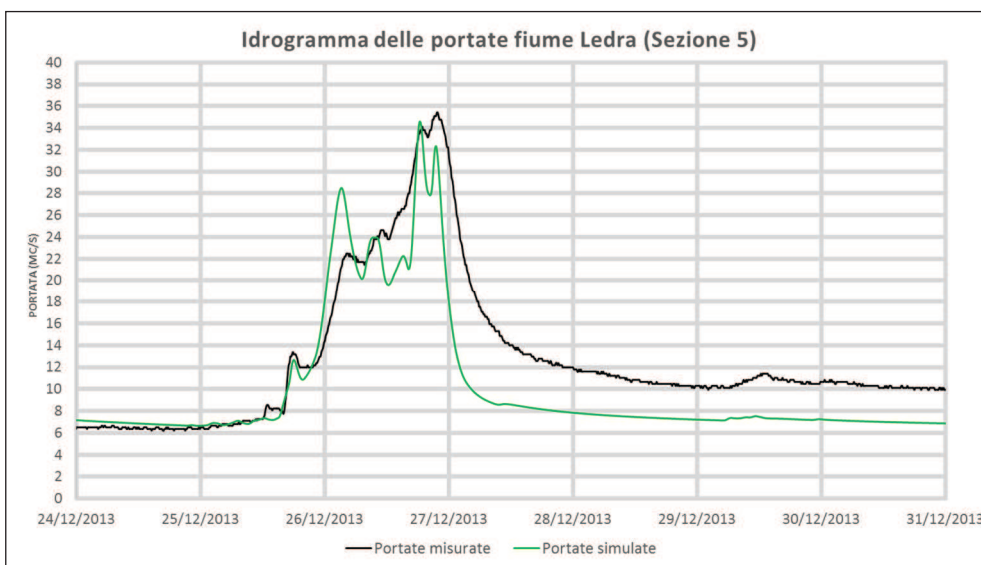


Figura 6.10: Confronto idrogramma delle portate misurate (linea nera) e simulate dal modello numerico calibrato (linea verde) presso la Sezione 5.

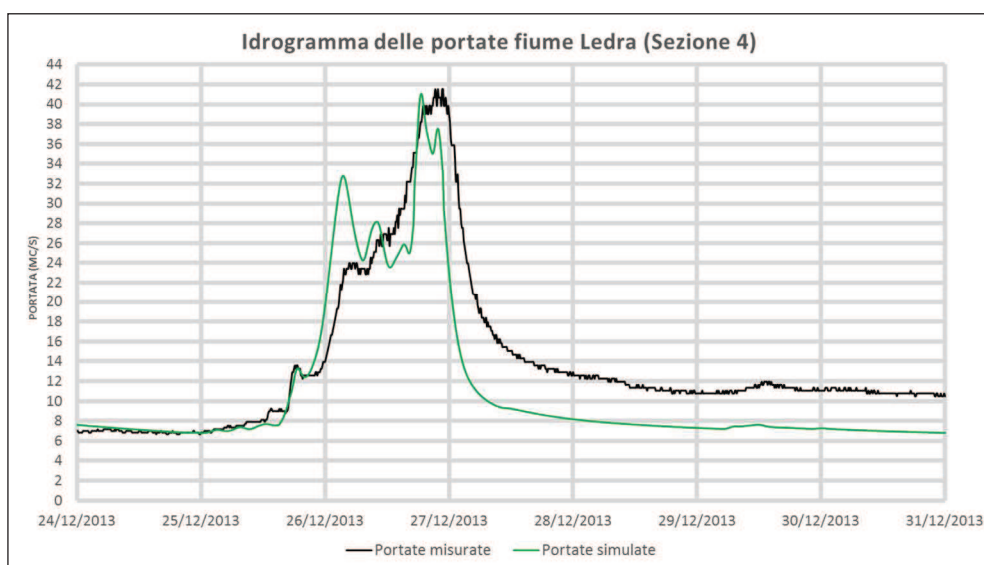


Figura 6.11: Confronto idrogramma delle portate misurate (linea nera) e simulate dal modello numerico calibrato (linea verde) presso la Sezione 4.

L'incapacità del modello numerico realizzato nel simulare correttamente le portate nelle fasi immediatamente successive agli eventi di piena fornisce un'ulteriore testimonianza di come siano complesse e difficilmente riproducibili con gli strumenti a disposizione le interazioni esistenti tra circolazione sotterranea (deflussi sotterranei) ed il reticolo fluviale del fiume Ledra.

Relativamente alla capacità del modello numerico di simulare l'andamento delle portate di esaurimento (portate di recessione) a medio e lungo termine, ovvero a distanza di numerose settimane rispetto gli eventi di piena, si rimanda al paragrafo 6.6.1 in cui saranno riportate le considerazioni circa la validazione del modello anche in riferimento a periodi caratterizzata da una persistente assenza di precipitazioni.

6.5 La calibrazione automatica sulla base dell'evento del 25 - 26 dicembre 2013

A titolo di confronto con i risultati ottenuti da una procedura di calibrazione di tipo manuale nel presente paragrafo si riportano le fasi ed i risultati conseguiti impiegando il metodo di calibrazione SCE-UA implementato all'interno del codice di calcolo GSSHA. La metodologia adottata per la calibrazione automatica del modello (come ad es. individuazione dei parametri oggetto di calibrazione sulla base di una analisi preliminare di sensitività dei medesimi, individuazione della porzione di bacino avente la sezione di chiusura ubicata più a valle in modo tale da operare la procedura di calibrazione in cascata procedendo da monte verso valle, ecc.) è la medesima di quella enunciata nel paragrafo precedente con la sola differenza che in questo caso è necessario:

- a. Dichiarare al modulo SCE-UA quali sono i parametri oggetto di calibrazione i cui valori verranno fatti variare automaticamente e sistematicamente al fine di individuare il set che rende minimo il valore della funzione obiettivo;
- b. Definire un intervallo di ricerca entro il quale possono variare i valori associati ai parametri oggetto di calibrazione;
- c. Assegnare a ciascun parametro oggetto di calibrazione un valore con il quale iniziare la procedura di ottimizzazione;

In particolare, con riferimento al bacino avente sezione di chiusura presso la Sezione 10 (Figura 6.7), i parametri oggetto di calibrazione sono quelli riportati in Figura 6.12.

Parameter	Key	Start Value	Min	Max
Roughness	-1	0.15	0.1	0.3
Roughness	-2	0.05	0.01	0.1
Retention depth (mm)	-3	20.0	5.0	40.0
Retention depth (mm)	-4	5.0	2.5	10.0
Hydraulic conductivit...	-5	0.5	0.05	1.0
Hydraulic conductivit...	-6	0.5	0.05	1.0
Capillary head (cm)	-7	0.5	0.1	1.0
Capillary head (cm)	-8	0.5	0.1	1.0
Porosity (m ³ /m ³)	-9	0.6	0.2	0.8
Porosity (m ³ /m ³)	-10	0.6	0.2	0.8

Figura 6.12: Parametri oggetto di calibrazione con il metodo SCE-UA per il periodo dal 25 al 31 dicembre 2013 con riferimento al bacino con sezione di chiusura presso la Sezione 10.

In riferimento alla Figura 6.12 si precisa come con il termine “Roughness” si intende il parametro n.9 (Overland roughness), con il termine “Hydraulic conductivit...” si intende il parametro n.2 (Hydraulic conductivity) e con il termine “Porosity” il parametro n.4 (Porosity) relativo alla porosità del terreno. In virtù della completa automatizzazione del procedimento in questo caso è stato adottato un numero maggiore di parametri oggetto di calibrazione che è risultato essere coincidente a dieci (ovvero cinque parametri per ciascuna delle due zone individuate - Id.1 e Id.2 con riferimento alla Sezione 10 di Figura 6.7).

L’algoritmo SCE-UA ha richiesto inoltre la definizione sia dei valori relativi ai fattori peso w_i (cfr. Figura 4.6) sia del numero massimo di iterazioni (n. max iter) oltre il quale fermare la procedura di calibrazione. In accordo con quanto espresso al punto b) del paragrafo 6.4 circa

gli indicatori utilizzati per la valutazione della bontà dei risultati forniti dalle simulazioni (ovvero come funzione obiettivo) si è adottato un fattore di 0.90 relativamente al Peak Weight e di 0.10 relativamente al Volume Weight in modo tale da privilegiare una calibrazione che si concentri sostanzialmente sulla replicabilità da parte del modello del picco massimo di piena anziché dei volumi generati dall'evento meteorico in accordo con le considerazioni effettuate circa i valori assunti dal coefficiente di deflusso. Relativamente al numero massimo di iterazioni consentite (n. max iter) si evince come tale parametro sia legato ai tempi computazionali richiesti dall'algoritmo SCE-UA per terminare la procedura di ottimizzazione; in particolare si è utilizzato il metodo SCE-UA con il numero massimo di iterazioni consentite (n. max iter) uguale rispettivamente a 25, 35 e 50 iterazioni (n. max iter = 25 costituisce l'estremo inferiore ovvero il numero minimo di iterazioni necessarie all'algoritmo d'ottimizzazione SCE-UA per avviare la procedura di calibrazione in riferimento al numero ed ai valori dei parametri adottati per il periodo considerato). Dai risultati riportati in Tabella 6.4 si evince come, a fronte di un numero progressivamente maggiore di iterazioni eseguite dall'algoritmo SCE-UA (n. max iter > 35), non si riscontra tuttavia una variazione dei valori associati a ciascun parametro oggetto di calibrazione; ciò a testimonianza che il set di valori ottimali da associare ai parametri oggetto di calibrazione che rende minimo il valore della funzione obiettivo può essere individuato effettuando almeno 35 iterazioni.

Tabella 6.4: Confronto dei valori (relativi ai parametri oggetto di calibrazione) forniti dall'algoritmo di ottimizzazione SCE-UA al variare del numero massimo di iterazioni consentite.

PARAMETER	KEY	Optimized Value (25 iterations)	Optimized Value (35 iterations)	Optimized Value (50 iterations)
Roughness	-1	0.149	0.116	0.116
Roughness	-2	0.066	0.016	0.016
Retention depth [mm]	-3	37.730	28.646	28.646
Retention depth [mm]	-4	4.998	9.315	9.315
Hydraulic cond.[cm/hr]	-5	0.512	0.335	0.335
Hydraulic cond. [cm/hr]	-6	0.608	0.763	0.763
Capillary head [cm]	-7	0.719	0.730	0.730
Capillary head [cm]	-8	0.955	0.798	0.798
Porosity [m ³ /m ³]	-9	0.792	0.723	0.723
Porosity [m ³ /m ³]	-10	0.672	0.761	0.761

Tuttavia osservando il grafico di Figura 6.13 e confrontando l'idrogramma delle portate misurate con quello delle portate simulate si osserva come i valori relativi ai parametri oggetto di calibrazione calcolati per mezzo dell'algoritmo SCE-UA (indipendentemente dal numero di iterazioni) non consentano di ottenere risultati soddisfacenti essendo evidente

l'incapacità del modello numerico nel poter simulare correttamente i valori di picco di portata nel caso in cui sia richiesta una procedura di calibrazione automatica che preveda l'impiego di un numero consistente di parametri (dieci in questo caso) da ottimizzare. Alla luce sia di quanto precedentemente esposto sia dei non trascurabili tempi computazionali richiesti dall'algoritmo SCE-UA per effettuare la procedura di ottimizzazione anche soltanto per una ridotta porzione del bacino idrografico del fiume Ledra come quella avente sezione di chiusura presso la Sezione 10 e coincidente con la sezione di chiusura del sottobacino del torrente Vegliato (discretizzato con un numero di circa 7500 celle rispetto alle circa 24000 dell'intero bacino con sezione di chiusura presso il nodo idraulico di Andreuzza), è stato ritenuto opportuno considerare come significativi i risultati ottenuti per mezzo della calibrazione del modello effettuata impiegando la metodologia di tipo manuale esposta nel paragrafo precedente.

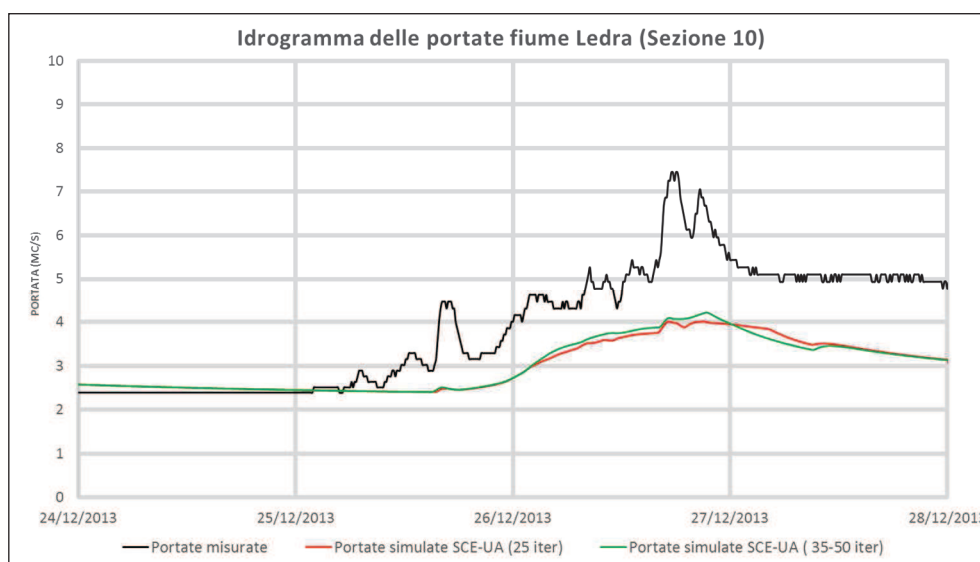


Figura 6.13: Confronto idrogramma delle portate misurate e simulate (presso la Sezione 10) dal modello numerico calibrato impiegando l'algoritmo SCE-UA.

6.6 La validazione del modello numerico per il periodo dal 21/12/2013 al 12/02/2014

Al fine di verificare la capacità del modello numerico calibrato nel poter simulare e quindi riprodurre le portate generate dal bacino idrografico del fiume Ledra per qualsivoglia evento pluviometrico è stata effettuata una procedura di validazione sulla base delle misure di portata effettuate durante il periodo dal 09/10/2013 al 12/05/2014 presso la Sezione 10, Sezione 5 e Sezione 4 individuate lungo il corso del fiume Ledra. In particolare nelle Figure 6.14 - 6.15 - 6.16 sono riportati i grafici relativi al confronto tra gli idrogrammi delle portate misurate e simulate per il periodo compreso dal 23 dicembre 2013 al 12 febbraio 2014.

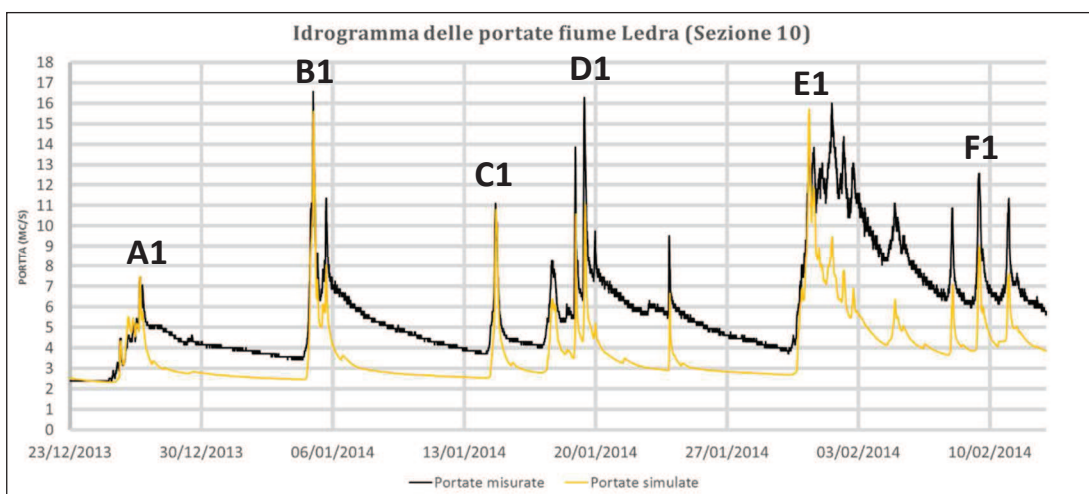


Figura 6.14: Idrogrammi delle portate Sezione 10 (periodo dal 23/12/2013 al 12/02/2014).

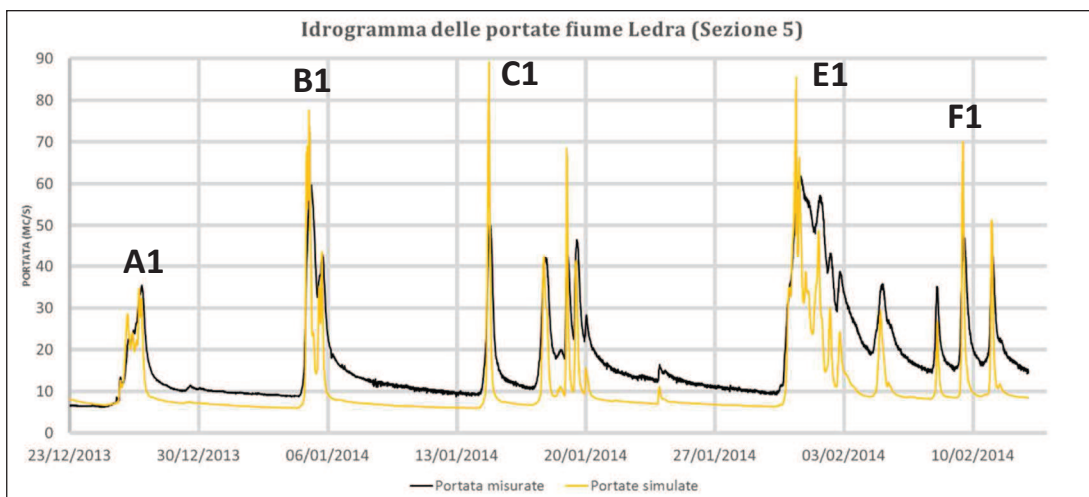


Figura 6.15: Idrogrammi delle portate Sezione 5 (periodo dal 23/12/2013 al 12/02/2014).

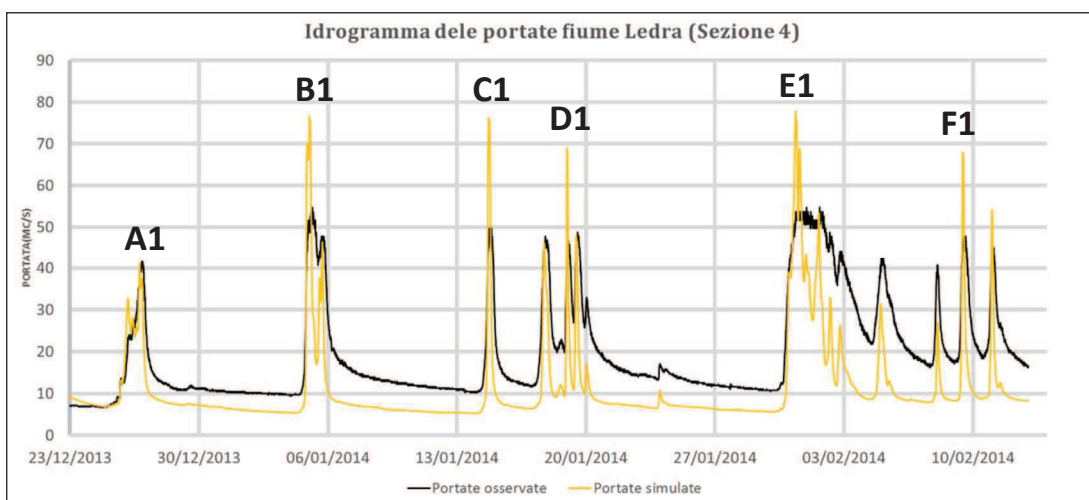


Figura 6.16: Idrogrammi delle portate Sezione 4 (periodo dal 23/12/2013 al 12/02/2014).

Appare evidente come il modello numerico nonostante sia in grado di riprodurre fedelmente il picco massimo di portata relativo all'evento pluviometrico del 25 - 26 dicembre 2013 (identificato con la lettera A1 nelle Figure 6.14 - 6.15 - 6.16) al contrario non sia in grado di simulare correttamente, sovrastimandoli, i picchi di portata verificatisi il 05/01/2014 (B1), il 14/01/2014 (C1), il 19/01/2014 (D1), il 31/01/2014 (E1) ed il 09/02/2014 (F1) sempre con riferimento alla portate misurate presso la Sezione 5 e la Sezione 4 del fiume Ledra. Come già enunciato nel paragrafo precedente riguardante la fase di calibrazione, anche in questo caso si evidenzia ancora una volta l'incapacità del modello nel simulare correttamente l'andamento delle portate relative ai deflussi di tipo ipodermico, ovvero quelli immediatamente successivi ai picchi di piena. La Tabella 6.5 riporta le differenze fra i valori relativi ai picchi di portata misurati e simulati dal modello numerico (calibrato manualmente sulla base all'evento del 25 - 26 dicembre 2013) per le tre sezioni in cui sono disponibili le misure di portata.

Tabella 6.5: Confronto fra i valori relativi ai picchi di portata più significativi misurati e simulati con riferimento al periodo dal 23/12/2013 al 12/02/2014.

Id. picco	SEZIONE 10			SEZIONE 5			SEZIONE 4		
	Q _{oss.} [mc/s]	Q _{sim.} [mc/s]	ΔQ [%]	Q _{oss.} [mc/s]	Q _{sim.} [mc/s]	ΔQ [%]	Q _{oss.} [mc/s]	Q _{sim.} [mc/s]	ΔQ [%]
A1	7.40	7.38	-0.3	35.1	34.3	-2.3	41.4	40.9	-1.2
B1	16.6	15.7	-5.5	59.7	77.2	+29.3	54.7 (*)	76.4	+39.6
C1	11.1	10.9	-1.8	50.1	88.9	+77.4	49.7 (*)	76.1	+53.1
D1	16.3	11.2	-31.3	46.6	68.5	+47.1	48.8	68.4	+40.1
E1	14.0	15.7	+12.1	61.8	85.2	+37.8	53.7 (*)	77.5	+44.3
F1	12.5	9.1	-27.2	47.7	69.3	+45.3	47.8	67.3	+40.7

Si noti in Tabella 6.5 come le portate contraddistinte dalla notazione (*) riferite alla Sezione 4 siano inferiori se confrontate con quelle relative alla Sezione 5 che risulta essere localizzata più a monte. Tale discrepanza non è dovuta ad un errore nella misura delle portate lungo la Sezione 4 (infatti teoricamente il picco di piena dovrebbe incrementare procedendo verso valle aumentando l'area del bacino contribuente) ma bensì alla tracimazione arginale del fiume Ledra verificatasi un centinaio di metri più a monte rispetto la Sezione 4 in occasione di eventi pluviometrici particolarmente intensi (cfr. paragrafo 5.3). Ad oggi non è stato ancora possibile quantificare con precisione quale sia il valore esatto della portata limite fluente nella Sezione 4 oltre la quale si verificano episodi di tracimazione un centinaio di metri circa più a monte della sezione medesima. Ad ogni modo, alla luce dei dati in possesso e dei sopralluoghi effettuati in situ durante gli eventi alluvionali che hanno colpito il bacino idrografico del fiume Ledra nei mesi di gennaio e febbraio 2014, si potrebbe affermare in via del tutto preliminare come la portata limite transitante lungo la

Sezione 4 affinché non si verificano episodi di tracimazione arginale immediatamente a monte della sezione medesima (con conseguente laminazione dei valori di portata transitanti in alveo) sia quantificabile intorno a 35 - 40 mc/s.

6.6.1 La validazione del modello numerico per il periodo dal 16/11/2013 al 21/12/2013

Ad ulteriore verifica delle capacità del modello numerico calibrato nel poter simulare e quindi riprodurre le portate generate dal bacino idrografico del fiume Ledra è stata effettuata una procedura di validazione anche in riferimento al periodo dal 16/11/2013 al 21/12/2013. Nelle Figure 6.17 - 6.18 - 6.19 sono riportati i grafici relativi al confronto tra gli idrogrammi delle portate misurate e delle portate simulate per il periodo compreso dal 16 novembre 2013 al 21 dicembre 2013.

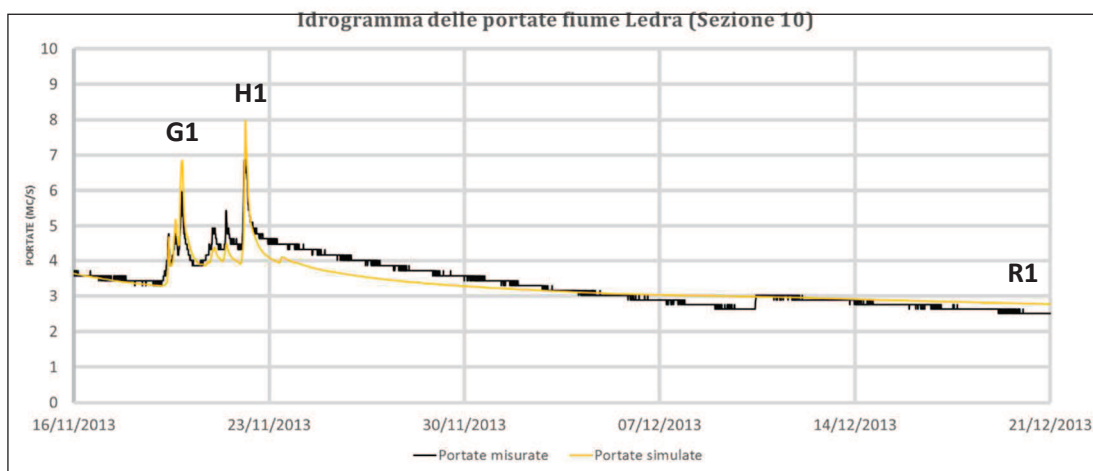


Figura 6.17: Idrogrammi delle portate Sezione 10 (periodo da 16/11/2013 al 21/12/2013).

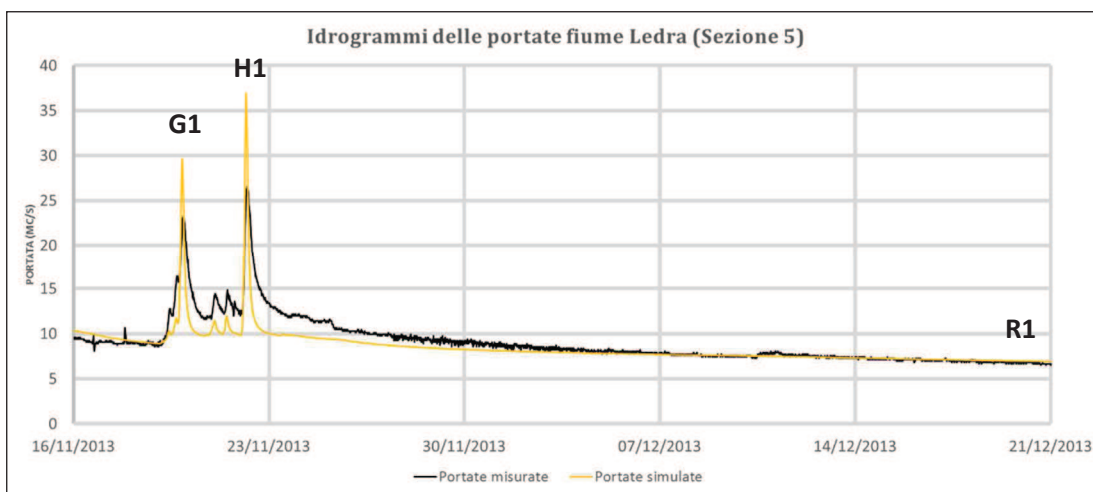


Figura 6.18: Idrogrammi delle portate Sezione 5 (periodo dal 16/11/2013 al 21/12/2013).

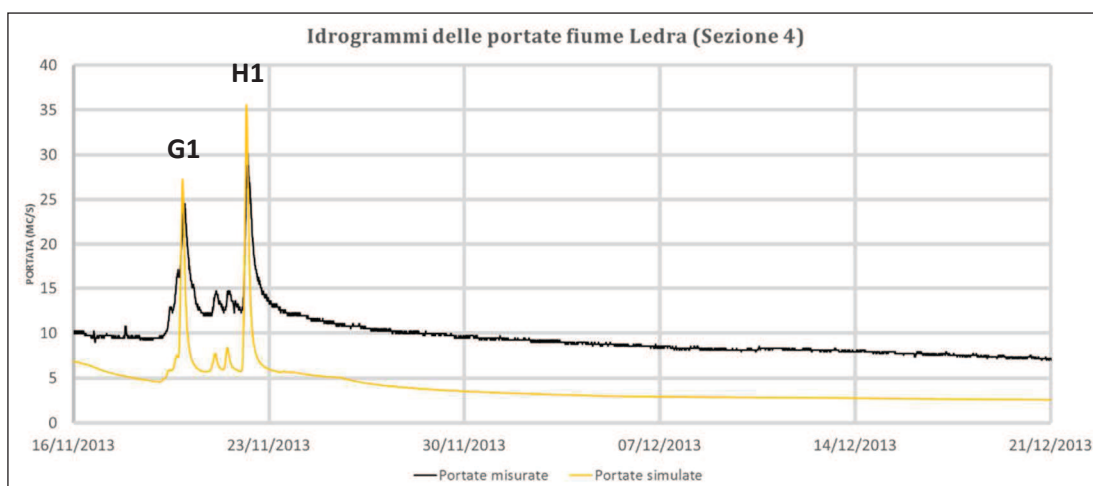


Figura 6.19: Idrogrammi delle portate Sezione 4 (periodo da 16/11/2013 al 21/12/2013).

Propedeutica alla simulazione degli idrogrammi di piena è risultata essere l'individuazione dei valori da assegnare al parametro n.16 (Lateral groundwater hydraulic cond.) al fine di poter fornire al modello le corrette condizioni iniziali per la fedele riproduzione delle portate fluenti in alveo negli istanti antecedenti l'inizio della simulazione dei deflussi superficiali.

Tabella 6.6: Valori assunti dal parametro n.16 nelle cinque zone in cui è stato suddiviso il bacino idrogeologico del fiume Ledra al fine di poter simulare le effettive portate fluenti in data 16/11/2013 garantite dalle interazioni acquifero - reticolo fluviale.

Id. macrozona	1	2	3	4	5
k [cm/hr]	1850	250	250	250	3000

Osservando sia le Figure 6.17 - 6.18 - 6.19 sia i valori riportati in Tabella 6.7 si noti come il modello non sia in grado di simulare correttamente, sovrastimandoli, i picchi di portata verificatisi in occasione del 19/11/2013 (G1) e del 22/11/2013 (H1).

Tabella 6.7: Confronto fra i valori relativi ai picchi di portata più significativi misurati e simulati con riferimento al periodo dal 16/11/2013 al 21/12/2013.

Id. picco	SEZIONE 10			SEZIONE 5			SEZIONE 4		
	Q _{OSS.} [mc/s]	Q _{SIM.} [mc/s]	ΔQ [%]	Q _{OSS.} [mc/s]	Q _{SIM.} [mc/s]	ΔQ [%]	Q _{OSS.} [mc/s]	Q _{SIM.} [mc/s]	ΔQ [%]
G1	6.0	6.7	+11.6	23.3	29.6	+26.9	24.6	26.9	+9.3
H1	6.9	8.0	+15.9	26.6	36.8	+38.3	30.2	35.2	+16.5

Come emerge chiaramente dalla Figura 6.19 in corrispondenza della Sezione 4 nelle fasi antecedenti i picchi di piena il modello realizzato non risulta essere in grado di simulare correttamente (sottostimandole) le portate generate dagli apporti idrici sotterranei nonostante siano stati assegnati valori considerevoli relativi al parametro n.16. Le motivazioni sono pertanto da ricercarsi nella: (a) non corretta modellazione delle condizioni dell'acquifero in

corrispondenza del periodo considerato; (b) modesta quantità e qualità dei dati idrogeologici a disposizione; (c) limiti del codice di calcolo GSSHA nel simulare processi che non siano prettamente di tipo idrologico; (d) oggettiva complessità dei fenomeni idrogeologici in essere nel bacino del fiume Ledra. Tuttavia dalle Figure 6.17 - 6.18 ed in Tabella 6.8 emerge una buona capacità del modello nel simulare fedelmente, nelle settimane successive gli eventi di piena, le fasi di esaurimento delle portate in assenza di apporti meteorici a conferma della corretta assegnazione del valore associato al parametro n. 17 (Lateral groundwater porosity) assunto convenzionalmente uguale a 0.50; circa l'assegnazione del valore associato a tale parametro nulla si è potuto affermare in precedenza durante la fase di calibrazione del modello (sulla base dell'evento del 25 - 26 dicembre 2013) non essendo il periodo considerato caratterizzato da una fase di recessione delle portate così protratta come quella che ha interessato il bacino idrografico del fiume Ledra dal 23/11/2013 al 21/12/2013.

Tabella 6.8: Confronto fra i valori relativi alle portate di esaurimento misurate e simulate con riferimento alle ore 00:00 del 21/12/2013 (Id. R1).

Id.	SEZIONE 10			SEZIONE 5			SEZIONE 4		
	Q _{oss.} [mc/s]	Q _{sim.} [mc/s]	ΔQ [%]	Q _{oss.} [mc/s]	Q _{sim.} [mc/s]	ΔQ [%]	Q _{oss.} [mc/s]	Q _{sim.} [mc/s]	ΔQ [%]
R1	2.5	2.7	+ 8.0	6.7	6.9	+2.9	-	-	-

6.6.2 La validazione del modello numerico per il periodo dal 13/02/2014 al 12/05/2014

In considerazione del fatto che la campagna di misura delle portate si è conclusa in data 12/05/2014 è stato ritenuto opportuno effettuare la validazione del modello anche per il periodo dal 13/02/2014 al 12/05/2014. Propedeutica alla simulazione degli idrogrammi di piena è risultata essere la fase necessaria all'individuazione dei valori da assegnare al parametro n.16 al fine di poter fornire al modello le corrette condizioni necessarie per una fedele riproduzione delle portate iniziali ovvero quelle garantite in assenza di precipitazioni meteoriche dalle interazioni acquifero - reticolo fluviale.

Tabella 6.9: Valori assunti dal parametro n.16 (Lateral groundwater hydraulic conductivity) nelle cinque zone in cui è stato suddiviso il bacino idrogeologico del fiume Ledra al fine di poter simulare le effettive portate fluenti in data 13/02/2014 garantite dalle interazioni acquifero - reticolo fluviale.

Id. macrozona	1	2	3	4	5
k [cm/hr]	1500	250	250	250	3000

Considerando il periodo particolarmente protratto (13/02/2014 - 12/05/2014) si è deciso di riportare, per ciascuna delle tre sezioni, il confronto tra gli idrogrammi delle portate misurate e simulate in grafici distinti come illustrato nelle Figure 6.20 - 6.25.

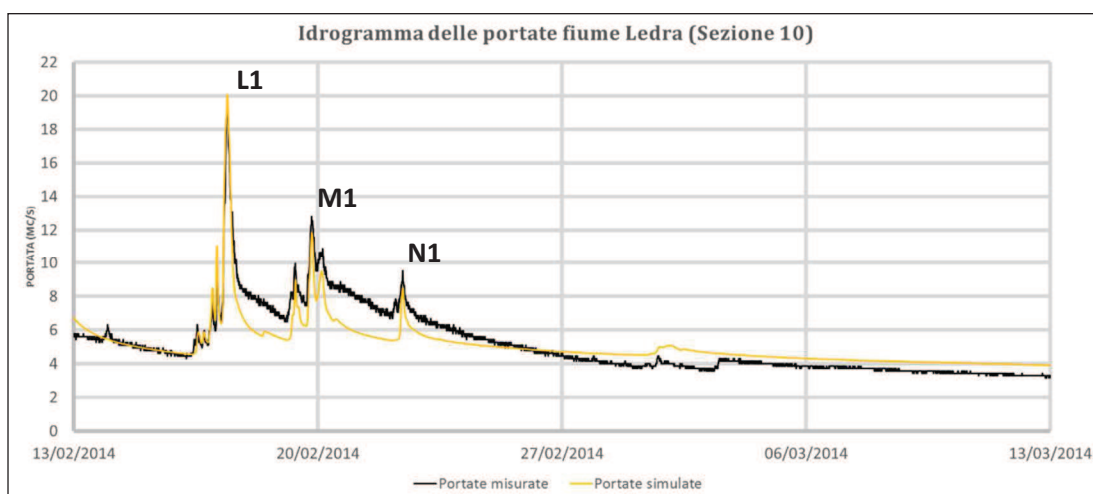


Figura 6.20: Idrogrammi delle portate Sezione 10 (periodo dal 13/02/2014 al 13/03/2014).

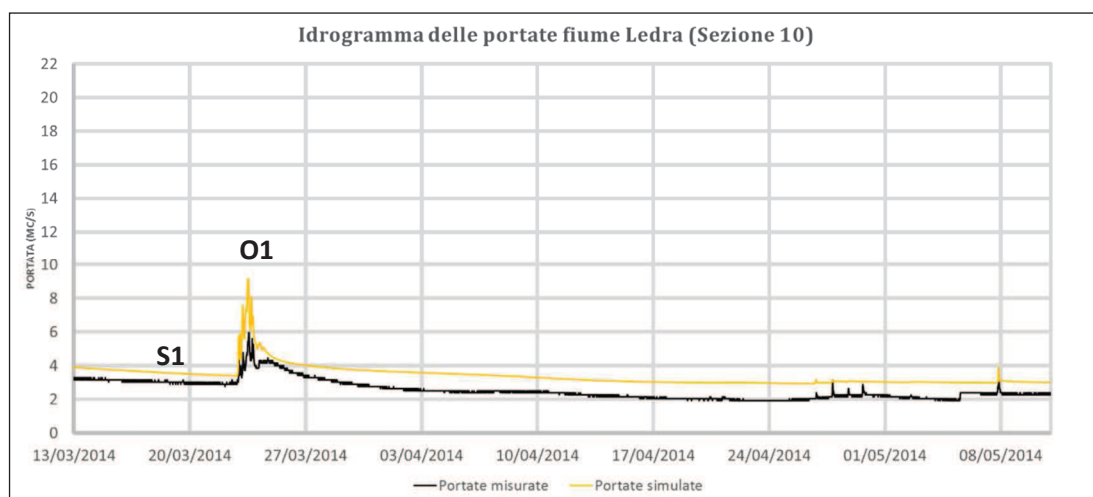


Figura 6.21: Idrogrammi delle portate Sezione 10 (periodo dal 13/03/2014 al 12/05/2014).

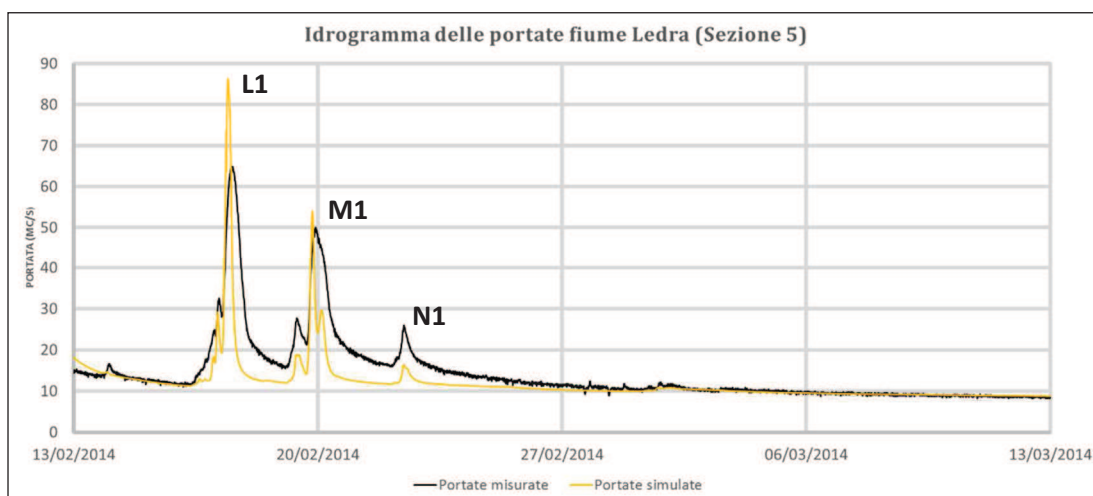


Figura 6.22: Idrogrammi delle portate Sezione 5 (periodo dal 13/02/2014 al 13/03/2014).

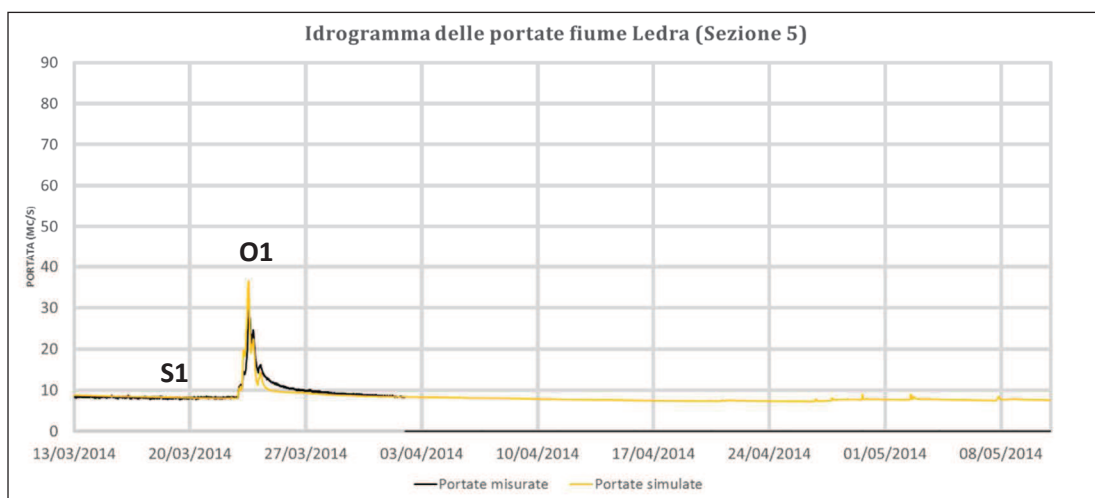


Figura 6.23: Idrogrammi delle portate Sezione 5 (periodo dal 13/03/2014 al 12/05/2014).

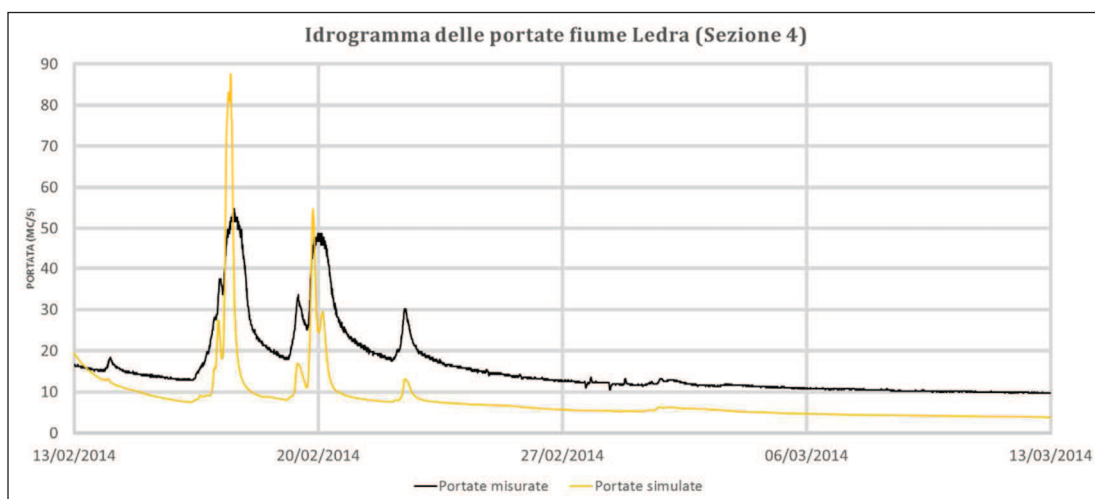


Figura 6.24: Idrogrammi delle portate Sezione 4 (periodo dal 13/02/2014 al 13/03/2014).

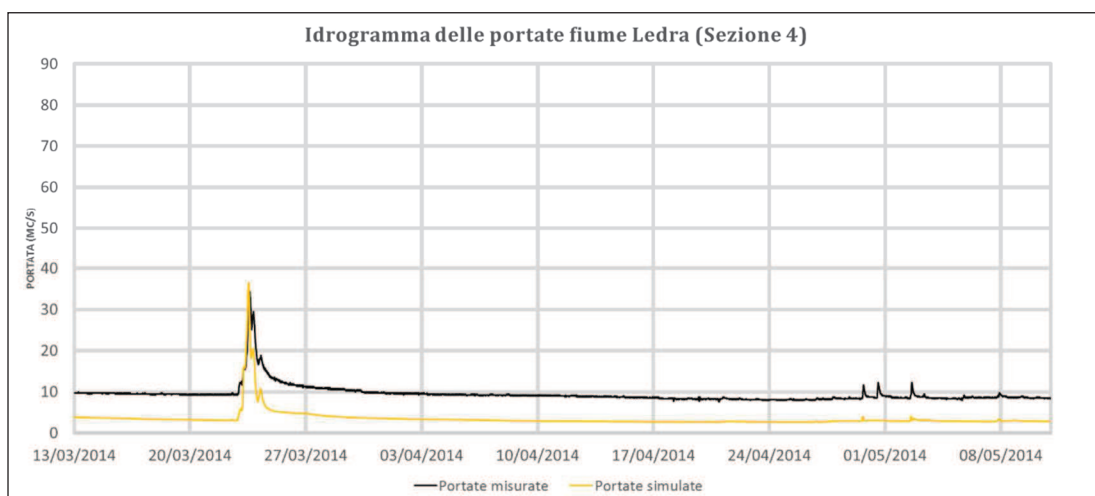


Figura 6.25: Idrogrammi delle portate Sezione 4 (periodo dal 13/03/2014 al 12/05/2014).

La capacità del modello realizzato nel simulare correttamente le portate di piena generate dal bacino idrografico del fiume Ledra lungo le tre sezioni individuate è sintetizzata in Tabella 6.10.

Analizzando la Figura 6.24 emerge nuovamente come il modello realizzato non risulta essere in grado di simulare correttamente (sottostimandole) in corrispondenza della Sezione 4 le portate iniziali generate dagli apporti idrici sotterranei nonostante siano stati assegnati valori considerevoli relativi al parametro n.16 (Lateral groundwater hydraulic conductivity); per tale motivazione i risultati ottenuti della simulazione numerica relativi alla Sezione 4 risultano essere non significativi e quindi tali da non essere riportati in Tabella 6.10.

Tabella 6.10: Confronto fra i valori relativi ai picchi di portata più significativi misurati e simulati con riferimento al periodo dal 13/02/2014 al 12/05/2014.

Id. picco	SEZIONE 10			SEZIONE 5			SEZIONE 4		
	Q _{OSS.} [mc/s]	Q _{SIM.} [mc/s]	ΔQ [%]	Q _{OSS.} [mc/s]	Q _{SIM.} [mc/s]	ΔQ [%]	Q _{OSS.} [mc/s]	Q _{SIM.} [mc/s]	ΔQ [%]
L1	19.2	19.9	+3	64.9	86.3	+33	-	-	-
M1	12.8	11.9	-7	50.1	53.9	+7	-	-	-
N1	9.5	8.5	-11	26.1	16.3	-38	-	-	-
O1	6.0	9.1	+51	29.5	36.5	+23	-	-	-

Relativamente alla capacità del modello numerico nel riprodurre fedelmente le fasi di esaurimento delle portate fluenti lungo il corso del fiume Ledra in assenza di apporti di tipo meteorico, osservando la Figura 6.20 e la Figura 6.22 si evince come i risultati forniti dalla simulazione siano sostanzialmente confrontabili (Tabella 6.11) con i dati forniti dalla misure di portata effettuate; ciò ancora una volta a conferma della corretta assegnazione del valore associato al parametro n. 17 (Lateral groundwater porosity) assunto convenzionalmente uguale a 0.50.

Tabella 6.11: Confronto fra i valori relativi alle portate di esaurimento misurate e simulate con riferimento alle ore 00:00 del 20/03/2014 (Id. S1).

Id.	SEZIONE 10			SEZIONE 5			SEZIONE 4		
	Q _{OSS.} [mc/s]	Q _{SIM.} [mc/s]	ΔQ [%]	Q _{OSS.} [mc/s]	Q _{SIM.} [mc/s]	ΔQ [%]	Q _{OSS.} [mc/s]	Q _{SIM.} [mc/s]	ΔQ [%]
S1	3.1	3.4	+9	8.2	8.1	0	-	-	-

6.7 La calibrazione sulla base dell'evento del 04 - 05 gennaio 2014

I precedenti paragrafi dal 6.6 al 6.6.2 hanno consentito di verificare le potenzialità ed i limiti del modello numerico calibrato sulla base dell'evento pluviometrico del 25 - 26 dicembre 2013 nel simulare gli idrogrammi delle portate generate dal bacino idrografico del fiume Ledra all'interno del periodo dal 16/11/2013 al 12/05/2014.

Considerando l'oggettiva difficoltà riscontrata nel modello numerico nel simulare correttamente l'andamento di alcuni idrogrammi delle portate è stato ritenuto opportuno effettuare a titolo di confronto una nuova calibrazione del modello numerico in riferimento all'evento pluviometrico del 04 - 05 gennaio 2014. Occorre precisare come a causa delle ingenti portate generate da tale evento, la Sezione 4 non è stata presa in considerazione ai fini della calibrazione (e quindi anche per le successive fasi di validazione) poiché si sono verificati episodi di tracimazione arginale poco più a monte della sezione medesima. In virtù di tale motivazione si sarebbe potuto utilizzare per la calibrazione del modello numerico l'evento meteorico del 19 - 22 novembre 2013 (caratterizzato dall'assenza di episodi di esondazione) ma come già emerso nel paragrafo 6.6.1 il modello non è in grado di ricreare presso la Sezione 4 i deflussi fluenti in alveo in data 16/11/2013 (Figura 6.19) ovvero le portate garantite al fiume Ledra dagli apporti sotterranei in assenza di precipitazioni e che sono quindi necessarie come condizione iniziale per la successiva simulazione degli idrogrammi di piena. In sintesi le motivazioni che hanno spinto nel considerare tale periodo per l'ulteriore calibrazione del modello sono le seguenti:

- Periodo caratterizzato da precipitazioni intense tali da generare portate molto elevate che hanno consentito di calibrare il modello sulla base di un evento di piena particolarmente significativo;
- Periodo caratterizzato dall'assenza di precipitazioni nevose all'interno del bacino nonostante la stagione invernale e l'ubicazione pedemontana;
- Corretta simulazione delle portate del fiume Ledra garantite dagli apporti sotterranei per il periodo immediatamente antecedente all'evento pluviometrico che si intende simulare;

Propedeutica alla calibrazione del modello numerico è risultata essere ancora una volta la fase necessaria all'individuazione dei valori da assegnare al parametro n.16 (Lateral groundwater hydraulic conductivity) al fine di poter fornire al modello le corrette condizioni iniziali necessarie per una fedele riproduzione delle portate fluenti in alveo negli istanti antecedenti l'inizio della simulazione vera e propria come riassunto in Tabella 6.12.

Tabella 6.12: Valori assunti dal parametro n.16 (Lateral groundwater hydraulic conductivity) nelle cinque zone in cui è stato suddiviso il bacino idrogeologico del fiume Ledra al fine di poter simulare le effettive portate fluenti in data 03/01/2014 garantite dalle interazioni acquifero - reticolo fluviale.

Id. macrozona	1	2	3	4	5
k [cm/hr]	1850	100	100	100	100

Per le procedure adottate in fase di calibrazione, essendo le medesime, si rimanda ai precedenti paragrafi; in Tabella 6.13 sono riportati i nuovi valori assunti dai parametri che hanno consentito la calibrazione del modello sulla base dell'evento del 04 - 05 gennaio 2014. I parametri contrassegnati da (*) sono quelli oggetto di calibrazione ovvero quelli che sono stati fatti variare sistematicamente al fine di ottenere una adeguata coincidenza tra picco di portata iniziale e portata massima simulati ed osservati. Per l'assegnazione dei valori relativi ai rimanenti parametri sono stati utilizzati valori medi reperibili in letteratura scientifica in funzione delle caratteristiche/tipologia di zona modellata.

Tabella 6.13: Valori calibrati (sulla base dell'evento del 04 - 05 gennaio 2014) relativi ai parametri utilizzati nel modello numerico in funzione delle zone con le quali è stato definito.

PARAMETRI	ID.1	ID.2	ID.3	ID.4	ID.5
1. Retention depth [mm] (*)	5	15	15	10	10
2. Hydraulic conductivity [cm/hr] (*)	0.15	0.50	0.3	0.05	0.05
3. Capillary head [cm]	1.00	1.00	1.00	1.00	0.20
4. Porosity [mc/mc]	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40
5. Pore distribution index [cm/cm]	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
6. Residual saturation [mc/mc]	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05
7. Field capacity [mc/mc]	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20
8. Wilting point [mc/mc]	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10
9. Overland roughness [s/m ^{1/3}]	0.014	0.20	0.20	0.10	0.10
10. River/channel roughness [s/m ^{1/3}]	0.035	0.035	0.035	0.035	0.035
11. Land surface albedo [adim.]	0.25	0.10	0.10	0.25	0.25
12. Vegetation height [m]	-	10	10	1.00	1.00
13. Vegetation radiation coeff. [adim.]	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25
14. Canopy stomatal resistance [s/m]	-	150	150	250	250
15. Soil moisture depth [m] (*)	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10

Anche in questo caso un ulteriore grado di aleatorietà in fase di calibrazione è stato causato dalla mancanza di misure di portata relative al solo sottobacino del torrente Orvenco. A tal proposito si rimanda alle considerazioni in merito precedentemente riportate nel paragrafo 6.4 ed in Appendice A. Nelle Figure 6.26 e 6.27 sono riportati i grafici relativi al confronto fra gli idrogrammi delle portate simulate dal modello numerico calibrato sulla base dell'evento pluviometrico del 04 - 05 gennaio 2014 e gli idrogrammi delle portate registrate presso le sezioni del fiume Ledra nelle quali sono state effettuate le misure di portata. Da una prima analisi degli idrogrammi delle portate simulate si può immediatamente osservare come anche in questo caso il modello numerico opportunamente calibrato, a fronte di una buona capacità nel riprodurre fedelmente i valori di portata del primo picco e del picco massimo di piena in riferimento all'evento pluviometrico del 04 - 05 gennaio 2014, non sia tuttavia in grado di simulare correttamente i valori di portata nei giorni immediatamente successivi

all'evento di piena, ovvero nelle fasi iniziali di recessione delle portate (deflussi di tipo ipodermico).

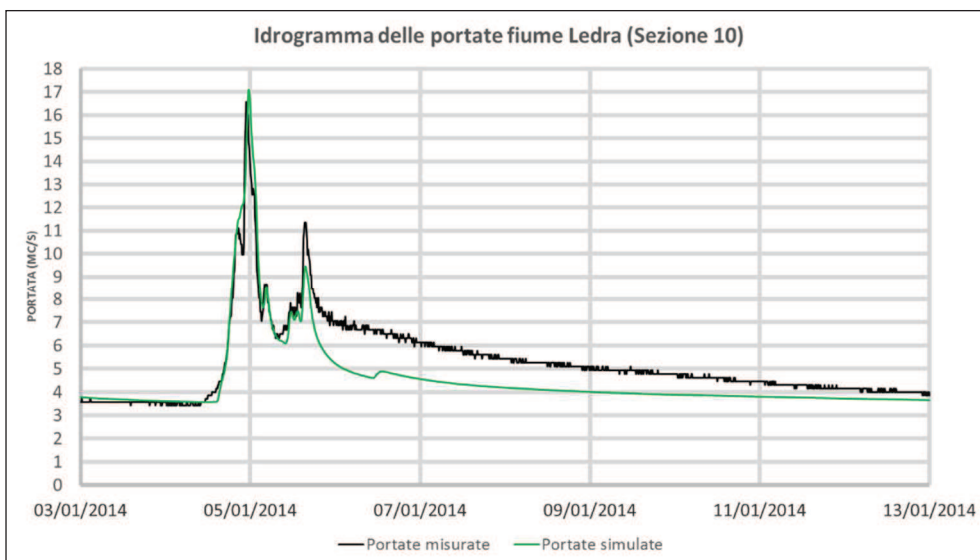


Figura 6.26: Confronto idrogramma delle portate misurate (linea nera) e simulate dal modello numerico calibrato (linea verde) presso la Sezione 10.

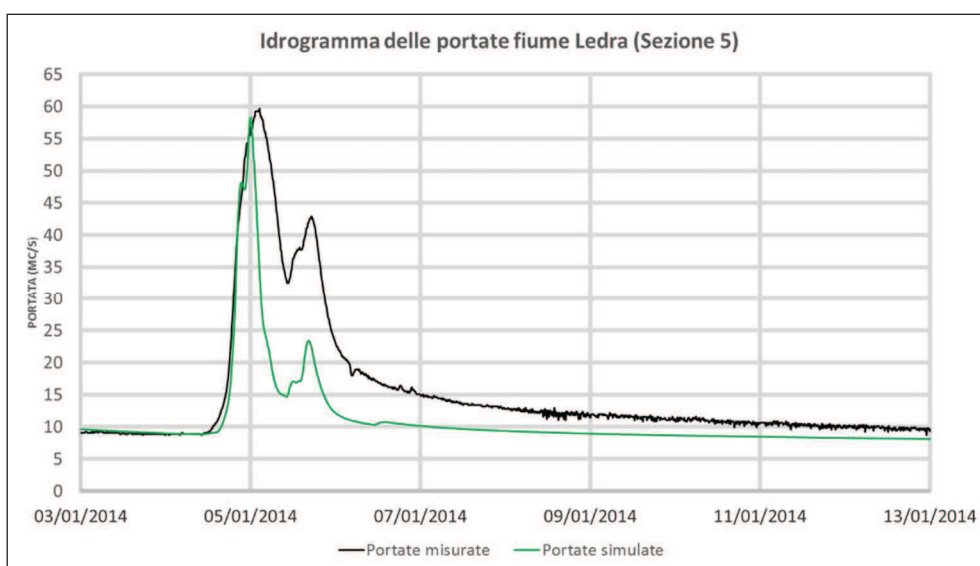


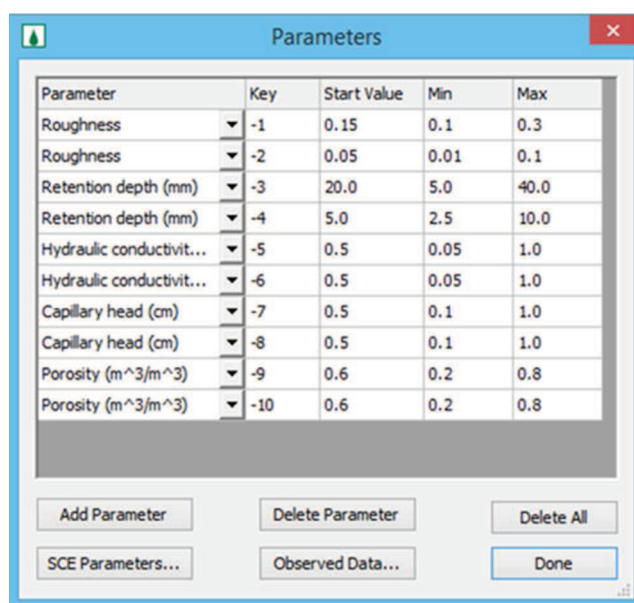
Figura 6.27: Confronto idrogramma delle portate misurate (linea nera) e simulate dal modello numerico calibrato (linea verde) presso la Sezione 5.

Si noti come un analogo comportamento sia già emerso anche nella fase di calibrazione del modello numerico precedentemente effettuata sulla base dell'evento del 25 - 26 dicembre 2013; ciò a conferma dell'incapacità del modello numerico realizzato nel simulare correttamente le portate nelle fasi immediatamente successive agli eventi di piena sia a testimonianza di come siano complesse e difficilmente riproducibili con gli strumenti a

disposizione le interazioni esistenti tra circolazione sotterranea (deflussi sotterranei) ed il reticolo fluviale del fiume Ledra.

6.8 La calibrazione automatica sulla base dell'evento del 04 - 05 gennaio 2014

Ad ulteriore verifica e confronto delle potenzialità offerte dall'algoritmo di ottimizzazione SCE-UA è stato ritenuto opportuno effettuare nuovamente una procedura di calibrazione automatica del modello numerico con riferimento all'evento meteorico del 04 - 05 gennaio 2014. La metodologia operativa adottata ed i parametri utilizzati risultano essere i medesimi di quelli impiegati per la calibrazione automatizzata del modello sulla base dell'evento del 25 - 26 dicembre 2013 (cfr. paragrafo 6.5). In particolare con riferimento al bacino avente sezione di chiusura presso la Sezione 10 (Figura 6.7), i parametri oggetto di calibrazione sono quelli riportati in Figura 6.28.



Parameter	Key	Start Value	Min	Max
Roughness	-1	0.15	0.1	0.3
Roughness	-2	0.05	0.01	0.1
Retention depth (mm)	-3	20.0	5.0	40.0
Retention depth (mm)	-4	5.0	2.5	10.0
Hydraulic conductivit...	-5	0.5	0.05	1.0
Hydraulic conductivit...	-6	0.5	0.05	1.0
Capillary head (cm)	-7	0.5	0.1	1.0
Capillary head (cm)	-8	0.5	0.1	1.0
Porosity (m ³ /m ³)	-9	0.6	0.2	0.8
Porosity (m ³ /m ³)	-10	0.6	0.2	0.8

Figura 6.28: Parametri oggetto di calibrazione con il metodo SCE-UA per il periodo dal 03 al 08 gennaio 2014 con riferimento al bacino con sezione di chiusura presso la Sezione 10.

L'algoritmo di ottimizzazione SCE-UA ha richiesto la definizione sia dei valori relativi ai fattori peso w_i (cfr. Figura 4.6) sia del numero massimo di iterazioni ($n. \max \text{ iter}$) ed anche in questo caso, in accordo con quanto espresso al punto b) del paragrafo 6.4 circa gli indicatori utilizzati per la valutazione della bontà dei risultati forniti dalle simulazioni (ovvero come funzione obiettivo), si è adottato un fattore di 0.90 relativamente al Peak Weight e di 0.10 relativamente al Volume Weight in modo tale da privilegiare una calibrazione che si concentri sostanzialmente sulla replicabilità da parte del modello del picco massimo di piena. Il numero massimo di iterazioni consentite ($n. \max \text{ iter}$) all'algoritmo SCE-UA è risultato

essere in questo caso posto uguale rispettivamente a 30, 40 e 50 (n. max iter = 30 costituisce l'estremo inferiore ovvero il numero minimo di iterazioni necessarie all'algoritmo d'ottimizzazione SCE-UA per avviare la procedura di calibrazione in riferimento al numero ed ai valori dei parametri adottati per il periodo considerato).

Dai risultati riportati in Tabella 6.14 si evince come, a fronte di un numero progressivamente maggiore di iterazioni eseguite dall'algoritmo SCE-UA (n. max iter > 30), non si riscontra tuttavia una variazione dei valori associati a ciascun parametro oggetto di calibrazione; ciò a testimonianza che il set di valori ottimali da associare ai parametri oggetto di calibrazione che rende minimo il valore della funzione obiettivo può essere individuato effettuando un numero di almeno 30 iterazioni.

Tabella 6.14: Confronto dei valori (relativi ai parametri oggetto di calibrazione) forniti dall'algoritmo di ottimizzazione SCE-UA al variare del numero massimo di iterazioni consentite.

PARAMETER	KEY	Optimized Value (30 iterations)	Optimized Value (40 iterations)	Optimized Value (50 iterations)
Roughness	-1	0.252	0.252	0.252
Roughness	-2	0.074	0.074	0.074
Retention depth [mm]	-3	31.667	31.667	31.667
Retention depth [mm]	-4	5.257	5.257	5.257
Hydraulic cond. [cm/hr]	-5	0.260	0.260	0.260
Hydraulic cond. [cm/hr]	-6	0.150	0.150	0.150
Capillary head [cm]	-7	0.520	0.520	0.520
Capillary head [cm]	-8	0.306	0.306	0.306
Porosity [m ³ /m ³]	-9	0.561	0.561	0.561
Porosity [m ³ /m ³]	-10	0.385	0.385	0.385

Analizzando il grafico di Figura 6.29 e confrontando l'idrogramma delle portate misurate con quello delle portate simulate si evince come i valori relativi ai parametri oggetto di calibrazione calcolati per mezzo dell'algoritmo SCE-UA consentano in tale circostanza di ottenere risultati molto soddisfacenti essendo evidente la capacità del modello numerico nel poter simulare fedelmente i valori di picco di portata. Nonostante gli apprezzabili risultati ottenuti in fase di calibrazione mediante l'impiego dell'algoritmo SCE-UA, a causa degli elevati tempi computazionali richiesti per effettuare la procedura di ottimizzazione in maniera completamente automatizzata anche soltanto per una ridotta porzione del bacino idrografico del fiume Ledra (come quella avente sezione di chiusura presso la Sezione 10), è stato ritenuto opportuno considerare anche in questo caso come significativi i risultati ottenuti per mezzo della calibrazione effettuata impiegando la metodologia di tipo manuale che risulterà essere quella utilizzata anche per la calibrazione dell'intero modello numerico con riferimento alla Sezione 4 e Sezione 5 individuate lungo il corso del fiume Ledra.

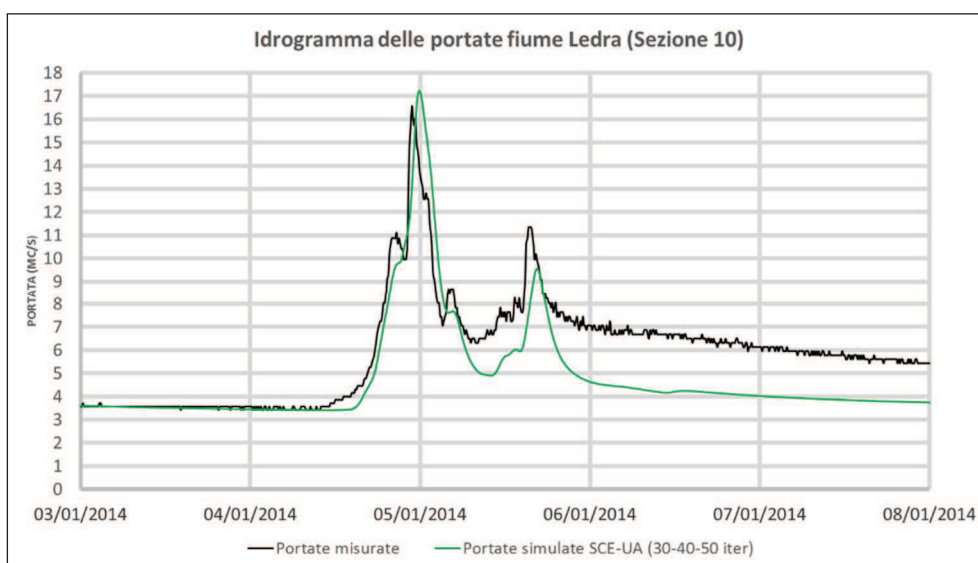


Figura 6.29: Confronto idrogramma delle portate misurate e simulate (presso la Sezione 10) dal modello numerico calibrato impiegando l’algoritmo SCE-UA.

6.9 La validazione del modello numerico per il periodo dal 21/12/2013 al 12/02/2014

Al fine di verificare la capacità del modello numerico calibrato (manualmente) sulla base dell’evento del 04 - 05 gennaio 2014 nel poter simulare e quindi riprodurre le portate generate dal bacino idrografico del fiume Ledra per qualsivoglia evento pluviometrico è stata effettuata una procedura di validazione in riferimento al periodo compreso dal 09/10/2013 al 12/05/2014 presso la Sezione 10 e la Sezione 5 individuate lungo il corso del fiume Ledra.

In particolare nella Figure 6.30 e Figura 6.31 sono riportati i grafici relativi al confronto tra gli idrogrammi delle portate misurate e simulate per il periodo compreso dal 23 dicembre 2013 al 31 gennaio 2014.

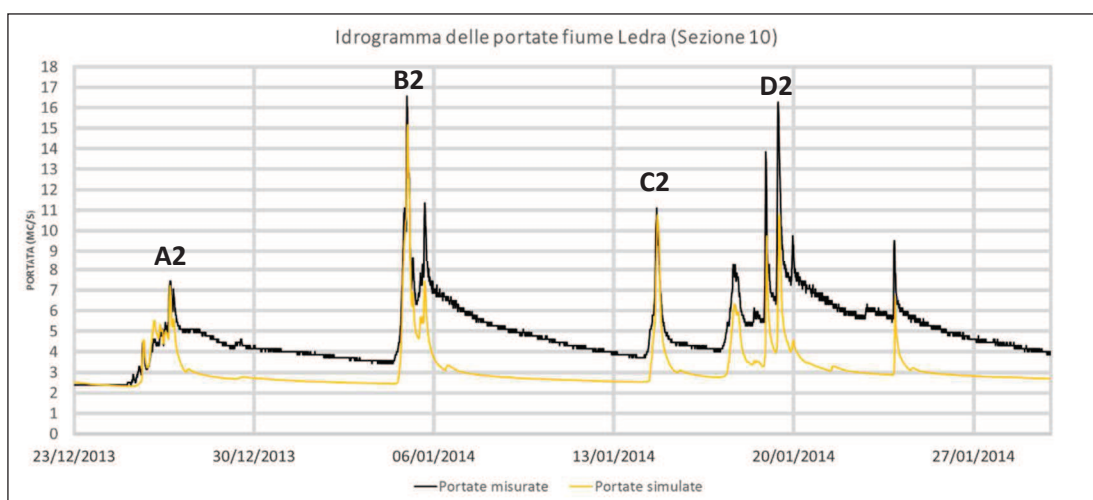


Figura 6.30: Idrogrammi delle portate Sezione 10 (periodo da 23/12/2013 al 31/01/2014).

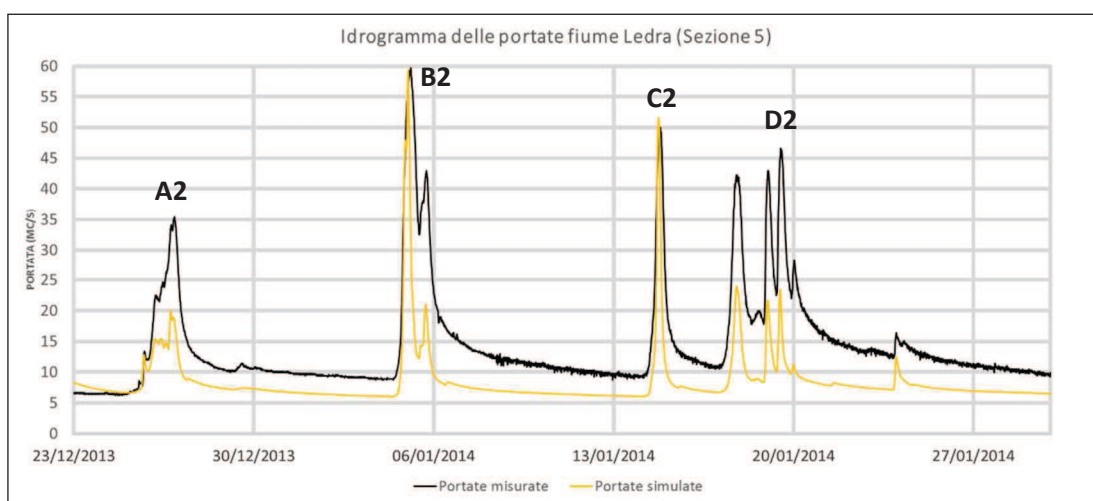


Figura 6.31: Idrogrammi delle portate Sezione 5 (periodo da 23/12/2013 al 31/01/2014).

Propedeutica alla simulazione degli idrogrammi di piena è risultata essere nuovamente la fase necessaria all'individuazione dei valori da assegnare al parametro n.16 (Lateral groundwater hydraulic conductivity) al fine di poter fornire al modello le corrette condizioni iniziali di portata fluente in alveo negli istanti antecedenti l'inizio della simulazione vera e propria (cfr. Tabella 6.15).

Tabella 6.15: Valori assunti dal parametro n.16 (Lateral groundwater hydraulic conductivity) nelle cinque zone in cui è stato suddiviso il bacino idrogeologico del fiume Ledra al fine di poter simulare le effettive portate fluenti in data 23/12/2013 garantite dalle interazioni acquifero - reticolo fluviale.

Id. macrozona	1	2	3	4	5
k [cm/hr]	1700	80	80	80	1350

La Tabella 6.16 riporta le differenze fra i valori relativi ai picchi di portata misurati e simulati dal modello numerico per le due sezioni in cui sono disponibili le misure di portata con riferimento ai picchi verificatisi il 26/12/2013 (A2), il 05/01/2014 (B2), il 14/01/2014 (C2) ed il 19/01/2014 (D2).

Tabella 6.16: Confronto fra i valori relativi ai picchi di portata più significativi misurati e simulati con riferimento al periodo dal 23/12/2013 al 31/01/2014.

Id. picco	SEZIONE 10			SEZIONE 5			SEZIONE 4		
	Q _{OSS.} [mc/s]	Q _{SIM.} [mc/s]	ΔQ [%]	Q _{OSS.} [mc/s]	Q _{SIM.} [mc/s]	ΔQ [%]	Q _{OSS.} [mc/s]	Q _{SIM.} [mc/s]	ΔQ [%]
A2	7.4	7.2	-3	35.1	20.0	-53	-	-	-
B2	16.6	15.3	-8	59.7	59.5	0	-	-	-
C2	11.1	10.9	-2	50.1	50.9	+2	-	-	-
D2	16.3	10.6	-35	46.6	23.3	-50	-	-	-

6.9.1 La validazione del modello numerico per il periodo dal 16/11/2013 al 21/12/2013

Ancora una volta ad ulteriore verifica delle capacità del modello numerico calibrato nel poter simulare e quindi riprodurre le portate generate dal bacino idrografico del fiume Ledra è stata effettuata una procedura di validazione in riferimento al periodo dal 16/11/2013 al 21/12/2013. Nella Figura 6.32 e Figura 6.33 sono riportati i grafici relativi al confronto tra gli idrogrammi delle portate misurate e simulate per il periodo compreso dal 16 novembre 2013 al 21 dicembre 2013.

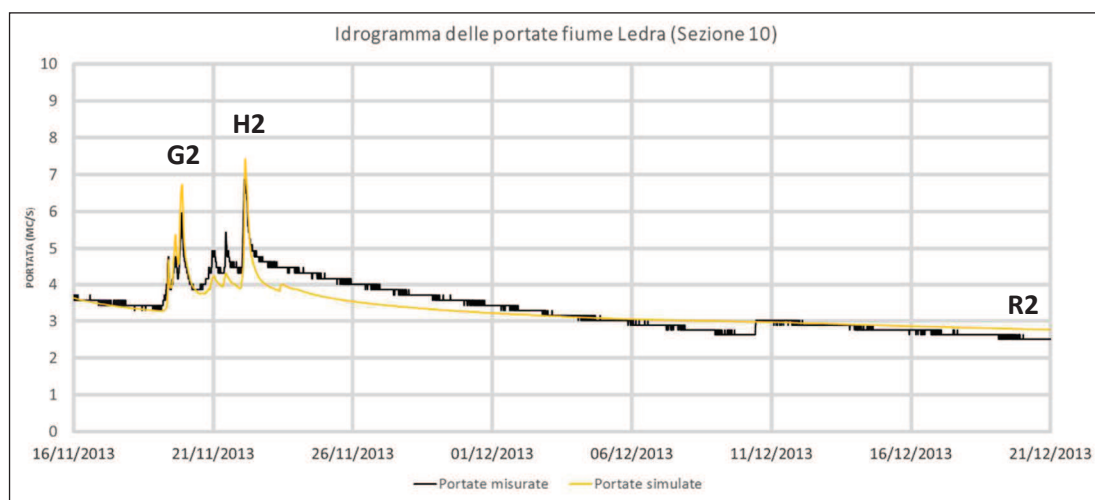


Figura 6.32: Idrogrammi delle portate Sezione 10 (periodo da 16/11/2013 al 21/12/2013).

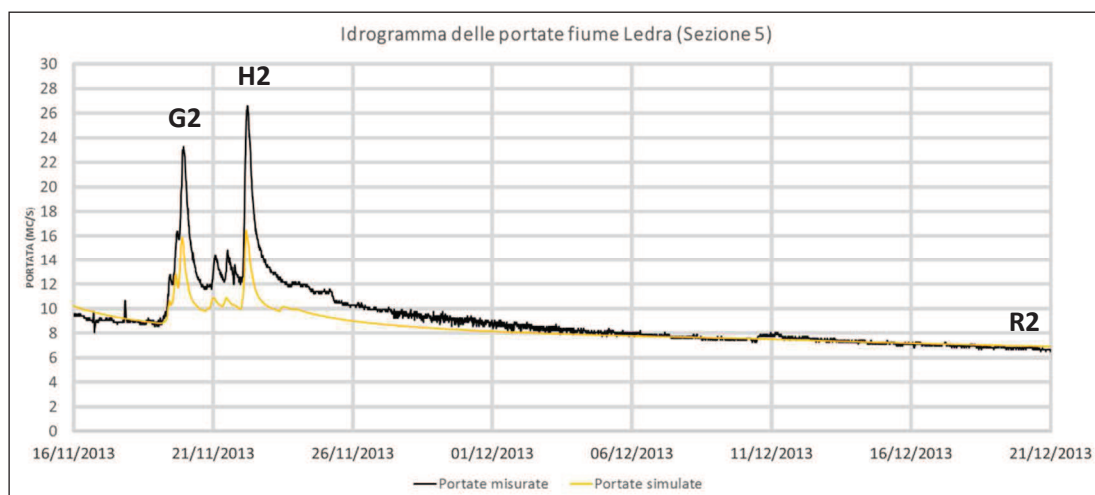


Figura 6.33: Idrogrammi delle portate Sezione 5 (periodo da 16/11/2013 al 21/12/2013).

In Tabella 6.17 sono riportati i valori da assegnare al parametro n.16 (Lateral groundwater hydraulic conductivity) al fine di poter fornire al modello le corrette condizioni iniziali necessarie per una fedele riproduzione delle portate fluenti in alveo negli istanti antecedenti l'inizio della simulazione vera e propria.

Tabella 6.17: Valori assunti dal parametro n.16 (Lateral groundwater hydraulic conductivity) nelle cinque zone in cui è stato suddiviso il bacino idrogeologico del fiume Ledra al fine di poter simulare le effettive portate fluenti in data 16/11/2013 garantite dalle interazioni acquifero - reticolo fluviale.

Id. macrozona	1	2	3	4	5
k [cm/hr]	1850	250	250	250	2000

Osservando sia la Figure 6.33 sia i valori riportati in Tabella 6.18 si noti come il modello non sia in grado di simulare correttamente, sottostimandoli, i picchi di portata verificatisi in occasione del 19/11/2013 (G2) e del 22/11/2013 (H2) in riferimento alla Sezione 5.

Tabella 6.18: Confronto fra i valori relativi ai picchi di portata più significativi misurati e simulati con riferimento al periodo dal 16/11/2013 al 21/12/2013.

Id. picco	SEZIONE 10			SEZIONE 5			SEZIONE 4		
	Q _{oss.} [mc/s]	Q _{sim.} [mc/s]	ΔQ [%]	Q _{oss.} [mc/s]	Q _{sim.} [mc/s]	ΔQ [%]	Q _{oss.} [mc/s]	Q _{sim.} [mc/s]	ΔQ [%]
G2	6.0	6.5	+8	23.3	16.0	-32	-	-	-
H2	6.9	7.2	+4	26.6	16.5	-38	-	-	-

Dalle Figure 6.32 - 6.33 ed analizzando la Tabella 6.19 emerge una buona capacità del modello nel simulare fedelmente, nelle settimane successive gli eventi di piena, le fasi di esaurimento delle portate in assenza di apporti meteorici a conferma della corretta assegnazione del valore associato al parametro n. 17 (Lateral groundwater porosity) assunto convenzionalmente uguale a 0.50.

Tabella 6.19: Confronto fra i valori relativi alle portate di esaurimento misurate e simulate con riferimento alle ore 00:00 del 21/12/2013 (Id. R2).

Id.	SEZIONE 10			SEZIONE 5			SEZIONE 4		
	Q _{oss.} [mc/s]	Q _{sim.} [mc/s]	ΔQ [%]	Q _{oss.} [mc/s]	Q _{sim.} [mc/s]	ΔQ [%]	Q _{oss.} [mc/s]	Q _{sim.} [mc/s]	ΔQ [%]
R2	2.5	2.7	+ 8.0	6.7	6.9	+3	-	-	-

6.9.2 La validazione del modello numerico per il periodo dal 13/02/2014 al 12/05/2014

In considerazione del fatto che la campagna di misura delle portate si è conclusa in data 12/05/2014 è stato ritenuto opportuno effettuare la validazione del modello per il periodo dal 13/02/2014 al 12/05/2014. Anche in questo caso è risultata essere propedeutica alla simulazione degli idrogrammi di piena la fase necessaria all'individuazione dei valori da assegnare al parametro n.16 (Lateral groundwater hydraulic conductivity) al fine di poter fornire al modello le corrette condizioni necessarie per una fedele riproduzione delle portate iniziali ovvero quelle garantite in assenza di precipitazioni meteoriche dalle interazioni acquifero - reticolo fluviale (Tabella 6.20).

Tabella 6.20: Valori assunti dal parametro n.16 (Lateral groundwater hydraulic conductivity) nelle cinque zone in cui è stato suddiviso il bacino idrogeologico del fiume Ledra al fine di poter simulare le effettive portate fluenti in data 13/02/2014 garantite dalle interazioni acquifero - reticolo fluviale.

Id. macrozona	1	2	3	4	5
k [cm/hr]	1850	100	100	100	100

Considerando il periodo particolarmente protratto (13/02/2014 - 12/05/2014) si è deciso di riportare il confronto tra gli idrogrammi delle portate misurate e simulate in grafici distinti come illustrato nelle Figure dalla 6.34 alla 6.37. La capacità del modello realizzato nel simulare i valori di portata relativi ai picchi di piena generati dal bacino idrografico del fiume Ledra è sintetizzata in Tabella 6.21.

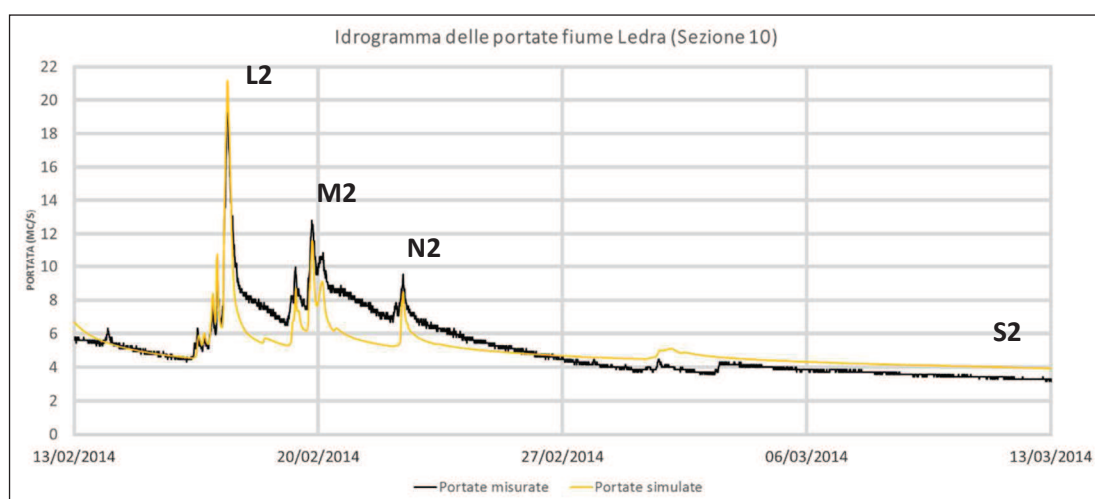


Figura 6.34: Idrogrammi delle portate alla Sezione 10 (periodo da 13/02/2014 al 13/03/2014).

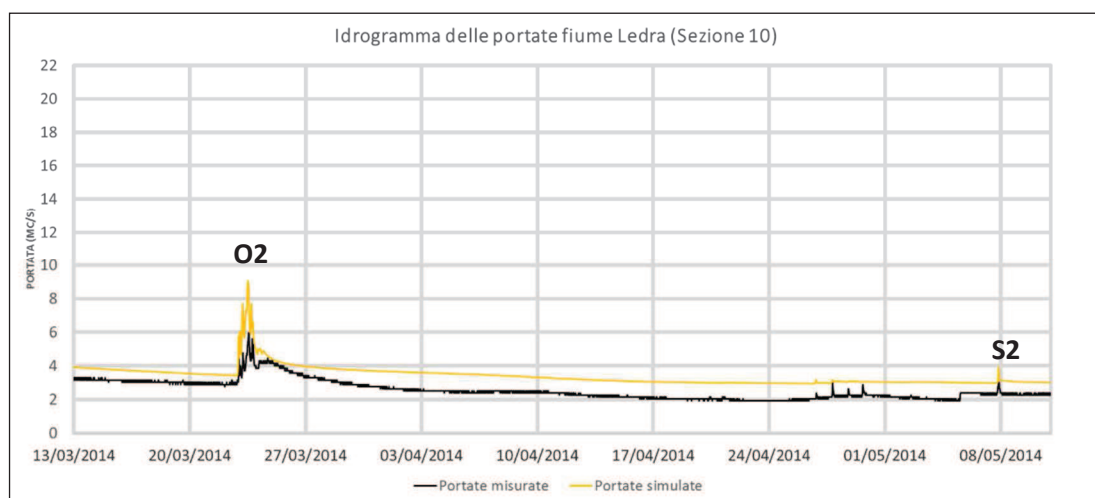


Figura 6.35: Idrogrammi delle portate Sezione 10 (periodo da 13/03/2014 al 12/05/2014).

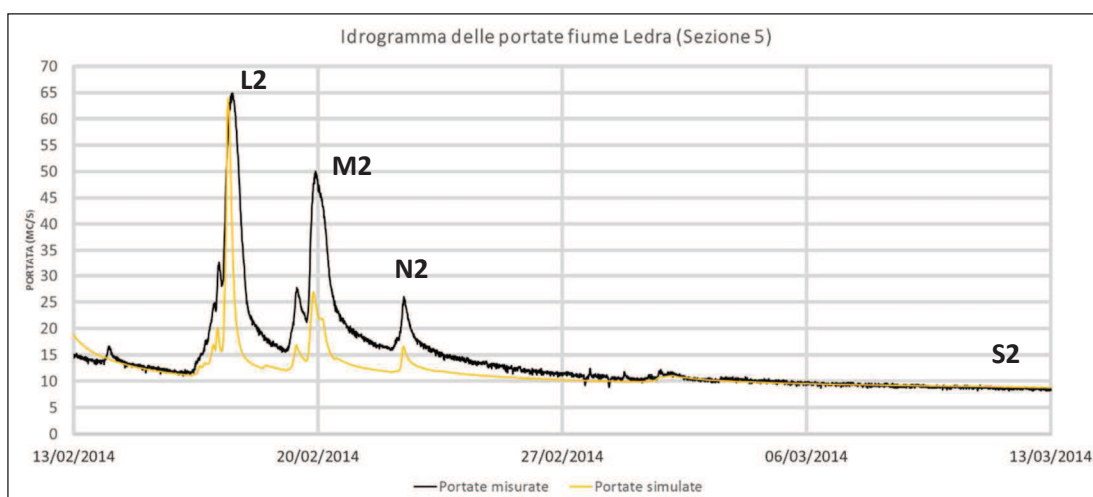


Figura 6.36: Idrogrammi delle portate Sezione 5 (periodo da 13/02/2014 al 13/03/2014).

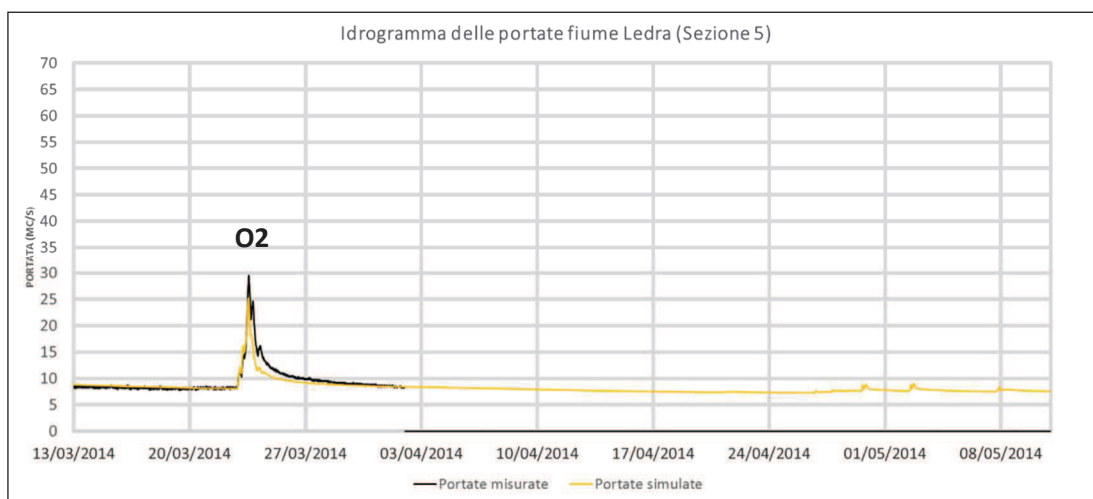


Figura 6.37: Idrogrammi delle portate Sezione 5 (periodo da 13/03/2014 al 12/05/2014).

Tabella 6.21: Confronto fra i valori relativi ai picchi di portata più significativi misurati e simulati con riferimento al periodo dal 13/02/2014 al 12/05/2014.

Id. picco	SEZIONE 10			SEZIONE 5			SEZIONE 4		
	Q _{oss.} [mc/s]	Q _{sim.} [mc/s]	ΔQ [%]	Q _{oss.} [mc/s]	Q _{sim.} [mc/s]	ΔQ [%]	Q _{oss.} [mc/s]	Q _{sim.} [mc/s]	ΔQ [%]
L2	19.2	21.1	+10	64.9	64.1	-1	-	-	-
M2	12.8	11.7	-9	50.1	26.8	-47	-	-	-
N2	9.5	8.5	-11	26.1	16.6	-36	-	-	-
O2	6.0	8.8	+47	29.5	25.2	-15	-	-	-

Appare evidente come a fronte di una buona capacità nel cogliere il valore relativo al picco di portata maggiore (L2) il modello non sia altrettanto in grado di riprodurre fedelmente, con riferimento alla Sezione 5 (Figura 6.36), i valori relativi ai picchi di minore entità (M2; N2).

Relativamente alla capacità del modello nel riprodurre fedelmente le fasi di esaurimento delle portate in assenza di apporti meteorici, osservando il punto S2 in Figura 6.34, Figura 6.35 e Figura 6.36 si evince come i risultati forniti dalle simulazioni siano sostanzialmente confrontabili con i dati forniti dalle misure di portata effettuate; ciò ancora una volta a conferma della corretta assegnazione del valore associato al parametro n. 17 (Lateral groundwater porosity) assunto convenzionalmente uguale a 0.50.

6.10 Considerazioni conclusive

In Tabella 6.22 e Tabella 6.23 sono riportati a titolo di confronto i valori relativi ai picchi di portata misurati (Q_{OSS}) e simulati dal modello numerico calibrato sulla base sia dell'evento del 25 - 26 dicembre 2013 ($Q_{SIM(c1)}$) sia dell'evento del 04 - 05 gennaio 2014 ($Q_{SIM(c2)}$) relativamente alla Sezione 10. Da una prima analisi emerge come in fase di validazione non siano emerse sostanziali differenze, in particolar modo per la Sezione 10, nei risultati forniti dal modello calibrato in base all'evento del 25 - 26 dicembre 2013 ed in base all'evento del 04 - 05 gennaio 2014.

Tabella 6.22: Confronto dei valori di portata di picco misurati (Q_{OSS}) e simulati dal modello numerico calibrato sulla base sia dell'evento del 25-26 dicembre 2013 ($Q_{SIM(c1)}$) sia dell'evento del 04-05 gennaio 2014 ($Q_{SIM(c2)}$) relativamente alla Sezione 10.

Id. picco	SEZIONE 10				
	Q_{OSS} [mc/s]	$Q_{SIM(c1)}$ [mc/s]	$Q_{SIM(c2)}$ [mc/s]	$\Delta Q(c1)$ [%]	$\Delta Q(c2)$ [%]
A1/A2	7.40	7.38	7.2	-0.3	-3
B1/B2	16.6	15.7	15.3	-5.5	-8
C1/C2	11.1	10.9	10.9	-1.8	-2
D1/D2	16.3	11.2	10.6	-31.3	-35
G1/G2	6.0	6.7	6.5	+11.6	+8
H1/H2	6.9	8.0	7.2	+15.9	+4
L1/L2	19.2	19.9	21.1	+3	+10
M1/M2	12.8	11.9	11.7	-7	-9
N1/N2	9.5	8.5	8.5	-11	-11
O1/O2	6.0	9.1	8.8	+51	+47

Al contrario, in riferimento alla Sezione 5, è stata riscontrata in fase di validazione una sostanziale scostamento tra alcuni risultati forniti dal modello calibrato in base all'evento del 25 - 26 dicembre 2013 ed in base all'evento del 04 - 05 gennaio 2014; tale discrepanza nei valori risulta essere sostanzialmente imputabile alla maggiore incertezza nei risultati forniti dal modello procedendo progressivamente verso valle a causa delle sempre più complesse interazioni tra circolazione idrica sotterranea e reticolo fluviale che interessano il bacino idrografico del fiume Ledra nella sua parte mediana e terminale.

Tabella 6.23: Confronto dei valori di portata di picco misurati ($Q_{Oss.}$) e simulati dal modello numerico calibrato sulla base sia dell'evento del 25-26 dicembre 2013 ($Q_{SIM(c1)}$) sia dell'evento del 04-05 gennaio 2014 ($Q_{SIM(c2)}$) relativamente alla Sezione 5.

Id. picco	SEZIONE 5				
	$Q_{Oss.}$ [mc/s]	$Q_{SIM.(c1)}$ [mc/s]	$Q_{SIM.(c2)}$ [mc/s]	$\Delta Q(c1)$ [%]	$\Delta Q(c2)$ [%]
A1/A2	35.1	34.3	20.0	-2.3	-53
B1/B2	59.7	77.2	59.5	+29.3	0
C1/C2	50.1	88.9	50.9	+77.4	+2
D1/D2	46.6	68.5	23.3	+47.1	-50
G1/G2	23.3	29.6	16.0	+26.9	-32
H1/H2	26.6	36.8	16.5	+38.3	-38
L1/L2	64.9	86.3	64.1	+33	-1
M1/M2	50.1	53.9	26.8	+7	-47
N1/N2	26.1	16.3	16.6	-38	-36
O1/O2	29.5	36.5	25.2	+23	-15

Capitolo 7

Il modello idrologico - idraulico dell'area industriale del CIPAF

Nei capitoli precedenti sono state illustrate le fasi che hanno consentito l'analisi dei processi di trasformazione afflussi - deflussi, a scala di bacino idrografico, al fine di quantificare le portate generate dal fiume Ledra e dai suoi principali affluenti focalizzando l'attenzione sullo studio e la simulazione numerica dei complessi meccanismi che determinano sia la formazione degli eventi di piena sia le successive fasi di recessione dei deflussi durante i periodi siccitosi.

Nel presente capitolo si riporteranno le fasi che hanno consentito la messa a punto di un modello numerico di tipo idrologico - idraulico relativo all'intero bacino sede della zona industriale del consorzio CIPAF al fine di effettuare un'analisi dei processi di trasformazione afflussi - deflussi, a scala di distretto industriale, che consenta di quantificare le portate generate dai singoli insediamenti antropici/industriali collocati all'interno del bacino idrografico del fiume Ledra e direttamente immesse nel medesimo attraverso i manufatti di sfioro presenti sia lungo la rete di drenaggio sia in corrispondenza dell'impianto di depurazione consortile. Nonostante l'intera area industriale del CIPAF sia collocata all'esterno dei confini che delimitano il bacino idrografico del fiume Ledra, essa può essere considerata a tutti gli effetti parte integrante del bacino idrografico oggetto di studio in quanto le acque meteoriche, dopo essere state depurate e/o sfiorate, possiedono come ricettore finale proprio il fiume Ledra immediatamente a monte della sua immissione nel fiume Tagliamento (Figura 7.1).

Appare evidente come la realizzazione di un modello numerico in grado di simulare le portate generate costituisca un valido sistema di supporto alle decisioni, da un lato, per la fase progettuale (riabilitazione e ampliamento della rete) e, dall'altro, per la successiva gestione del sistema di smaltimento, in particolar modo potendo fornire delle indicazioni sul posizionamento, dimensionamento e sulla eventuale regolazione di dispositivi di scarico (diversivi, sfioratori, scolmatori di piena) e di invaso (vasche di prima pioggia, vasche di laminazione) per il controllo quali - quantitativo dei deflussi.

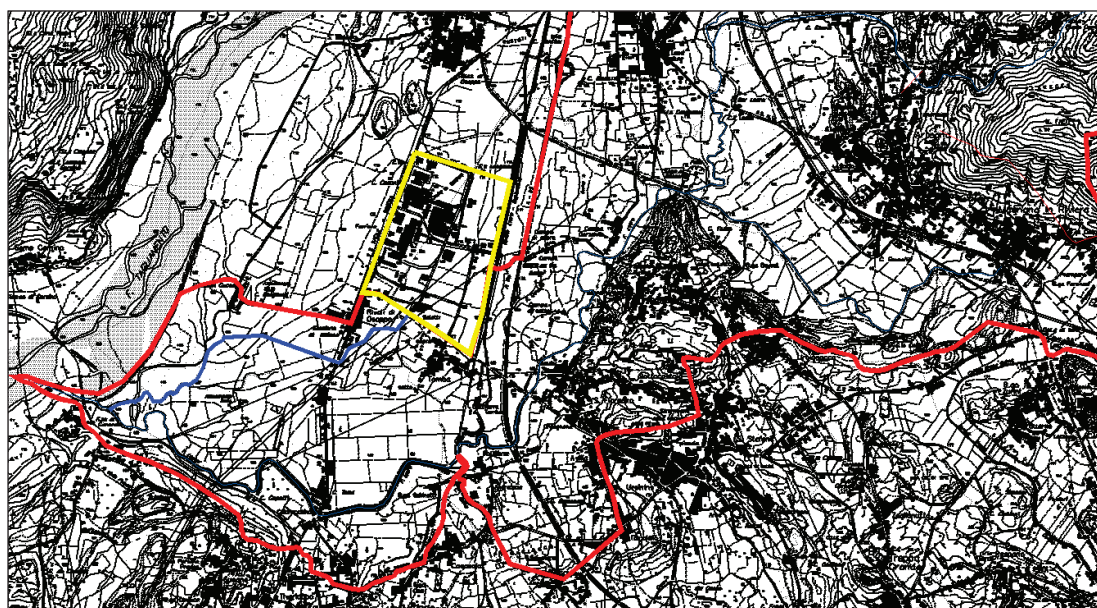


Figura 7.1: Delimitazione del bacino idrografico dell'area industriale CIPAF (linea gialla).

Nel presente capitolo viene riportata l'analisi dello stato di fatto della rete e l'implementazione del modello idrologico - idraulico di simulazione, mentre nel capitolo successivo verrà illustrata la procedura che è stata adottata per la calibrazione e successiva validazione del modello numerico realizzato.

7.1 Il consorzio industriale CIPAF

Il Consorzio per lo Sviluppo Industriale ed Economico della Zona Pedemontana Alto Friuli (CIPAF) è un Ente Economico, così come sancito dalla L.R. 3/1999, composto da 44 soggetti consorziati e rappresenta una equilibrata sintesi tra soggetti pubblici e privati, cogliendo le specifiche prerogative di ognuno per la migliore realizzazione dell'obiettivo istituzionale ovvero la promozione delle condizioni necessarie per la creazione e lo sviluppo di attività produttive nel settore dell'industria.

L'Ente, che raccolse l'eredità della ZIRO S.p.A. (Zona Industriale Rivoli di Osoppo), fu costituito il 15 febbraio 1966 ai sensi della L.R. 24/1965 e tra i soci fondatori annovera i comuni di Gemona del Friuli, Artegna, Buia, Bordano, Forgaria nel Friuli, Majano, Montenars, Osoppo, Trasaghis e Treppo Grande. Attualmente al Consorzio partecipano come Soggetti pubblici i comuni di Gemona del Friuli, Osoppo, Buia, Majano e la Provincia di Udine. Relativamente ai soggetti privati, partecipano le associazioni di categoria (Assindustria, Unione Artigiani e Piccola Impresa), gli operatori privati (industrie e aziende artigiane), la Camera di Commercio e CISL.

7.2 Inquadramento geografico dell'area oggetto di studio

L'area oggetto di studio è collocata all'estremità settentrionale dell'alta pianura friulana (Figura 7.2), e ricade all'interno dell'ampia piana nota come Campo di Osoppo compresa tra la sponda sinistra del fiume Tagliamento (a Ovest), i rilievi e l'abitato di Osoppo (a Nord), le colline dell'anfiteatro morenico tilaventino (a Est), e i terreni riordinati a monte del fiume Ledra (a Sud).



Figura 7.2: Panoramica dell'area oggetto di studio (fonte Google Earth).

Il comprensorio produttivo in esame ricade nei comuni di Buja e Osoppo, ed è compreso tra la SS 463 (a Ovest), la linea ferroviaria Sacile - Gemona (a Nord - Ovest), la S.P. Osovana bis (a Est) e una zona agricola a Sud. In particolare, nell'area industriale e artigianale (caratterizzata da una superficie insediata di circa 215 ha) sono attualmente presenti oltre quaranta aziende (tra cui spiccano Ferriere Nord S.p.A. - Gruppo Pittini S.p.A. e Fantoni S.p.A.), per un totale di 2500 addetti circa. La zona industriale CIPAF si è sviluppata sull'area già occupata dagli insediamenti industriali della zona ex ZIRO, il cui sistema fognario veniva recapitato nel canale terminale costruito dal Comune di Osoppo. L'insediamento e lo sviluppo della nuova zona industriale hanno indotto alla costruzione di un nuovo canale emissario, con recapito dei deflussi nel Rio Molino del Cucco, previa depurazione presso l'impianto consortile ubicato a sud della località Saletti in Comune di Osoppo.

7.3 Caratteristiche principali della rete fognaria

La topologia e le caratteristiche geometriche e idrauliche del sistema di drenaggio consortile sono state desunte dall'esame degli elaborati progettuali pregressi, con rilievi integrativi di alcuni nodi in situ, in particolar modo di quelli lungo il nuovo Canale di Gronda, ultimato nel 2009. In particolare, si è fatto principalmente riferimento ai progetti ed elaborati come di seguito elencato:

- Manufatto di scarico Collettore Est, Progetto Esecutivo, a firma dell'ing. Roberto Foramitti, Studio Tecnico Foramitti Associati (Gennaio 2001);
- Collettore di gronda delle acque di piena, Progetto Esecutivo, a firma dell'ing. Roberto Foramitti, Studio Tecnico Foramitti Associati (Marzo 2003);
- Studio idraulico, Piano Territoriale Infraregionale, a firma dell'ing. Mario Cappellari, Studio Tecnico Puntel&Cappellari Associati (Settembre 2006);
- Lavori di adeguamento del depuratore consortile del CIPAF, Progetto Esecutivo, a firma degli ingg. Gianni De Cecco e Giulio Gentili, INARCO S.r.l. (Dicembre 2006);
- Lavori di ristrutturazione, ricalibratura ed attraversamento ferrovia Gemona - Sacile del canale di scarico dell'impianto di depurazione consortile, Progetto Definitivo - Esecutivo, a firma dell'ing. Edoardo Insalaco, NOESIS Italia S.r.l. (Giugno 2008);
- Collettore di gronda delle acque di piena, Prima perizia suppletiva e di variante, a firma dell'ing. Roberto Foramitti, Studio Tecnico Foramitti Associati (Luglio 2008);
- Rilievo dello stato di fatto della rete, a cura del Geom. Bruno Bertoldi (aggiornamento 2009);
- Sistemazione ed adeguamento del canale di scarico dell'impianto di depurazione 3° lotto, Progetto Definitivo, a firma dell'ing. Giulio Gentili (Dicembre 2009);
- Lavori di completamento della viabilità e manutenzione della rete fognaria nella zona industriale CIPAF (primo lotto), Progetto Preliminare, a firma dell'ing. Giovanni Valle, Studio GTA S.r.l. (Settembre 2010);
- Sistemazione ed adeguamento del canale di scarico dell'impianto di depurazione - 3° lotto, Progetto Esecutivo, a firma dell'ing. Giulio Gentili (Gennaio 2011);

Al fine di chiarire il funzionamento della rete e per una migliore presentazione dei successivi risultati derivanti dalle simulazioni effettuate con l'ausilio del modello idrologico - idraulico, viene introdotta la seguente schematizzazione con riferimento ai principali collettori che costituiscono il sistema fognario (Figura 7.3):

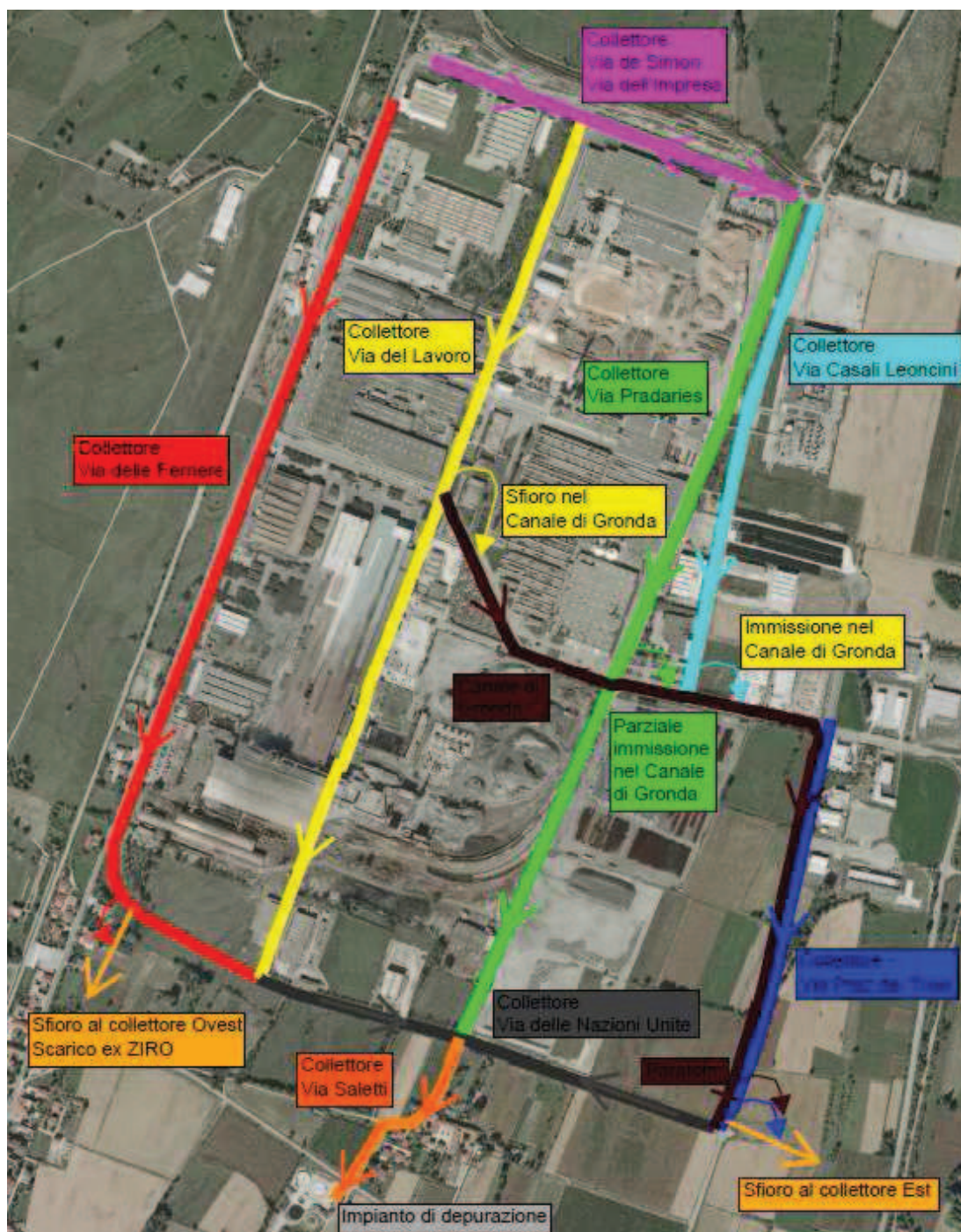


Figura 7.3: Schema funzionamento rete fognaria a servizio della zona industriale CIPAF.

1. Collettore di Via delle Ferriere (in rosso), che delimita il comprensorio a Ovest e raccoglie anche le acque del tratto Ovest di Via de Simon e parte delle acque del tratto Ovest di Via dell'Impresa; sfiora parte delle acque di esubero nel Collettore Ovest ex ZIRO;

2. Collettore di Via del Lavoro (in giallo), che comprende anche il tratto centrale (ad andamento Nord - Sud) di Via dell'Impresa e che, dopo aver raccolto le acque di Via de Simon e Via dell'Impresa (parte Nord) e aver attraversato gli stabilimenti di Fantoni e Pittini, si immette nel Collettore di Via delle Nazioni Unite;
3. Collettore di Via Pradaries (in verde), che corre lungo tutta Via Pradaries a partire da Via dell'Impresa (a Nord, di cui raccoglie parte delle acque) fino al nodo ubicato all'incrocio tra Via delle Nazioni Unite e Via Saletti (a Sud);
4. Collettore di Via Casali Leoncini (in azzurro), che, a seguito della realizzazione del Canale di Gronda, vi si immette in corrispondenza dell'incrocio con Via Europa;
5. Collettore di Via Praz dai Trois (in blu), che raccoglie (a monte) le acque di Via Vilsbiburg, e rappresenta il collettore più orientale del sistema; alla fine del suo tracciato, si interseca con il Canale di Gronda nel nodo idraulico ove è presente lo sfioro nel Collettore Est, verso il Canale Ledra - Tagliamento;
6. Collettore di Via de Simon e Via dell'Impresa (in magenta), che corre lungo il lato Nord del comprensorio (trattasi di collettore secondario, ma che potrebbe risentire in modo rilevante della futura espansione della zona industriale a Nord dello scalo ferroviario);
7. Collettore di Via delle Nazioni Unite (in grigio), formato da due tronconi principali che corrono lungo il lato Sud del comprensorio e che raccolgono tutte le acque non sfiorate direttamente verso i corpi idrici ricettori;
8. Collettore di Via Saletti (in arancione), che rappresenta il collettore finale del sistema, e convoglia le acque all'impianto di depurazione consortile;
9. Collettore (o Canale) di Gronda (in marrone), ultimato nel 2009 e che, traendo origine dal piazzale antistante all'ingresso principale della Fantoni S.p.A., raccoglie dapprima le acque in esubero sfiorate dal Collettore di Via del Lavoro, quindi interseca e riceve parte delle acque del Collettore di Via Pradaries, accoglie l'immissione del Collettore di Via Casali Leoncini, e quindi (dopo aver ricevuto anche le acque del collettore secondario lungo Via Europa) piega verso Sud e corre parallelamente al Collettore di Via Praz dai Trois, per poi confluire tramite sfioro regolato da una paratoia e relativa luce sotto battente di recente realizzazione.

Le caratteristiche geometriche dei collettori principali (tutti realizzati in tubazioni di calcestruzzo armato) sono riportate nella Tabella 7.1.

Tabella 7.1: Caratteristiche geometriche dei collettori principali.

COLLETTORE	LUNGHEZZE [m]	DIAMETRI [m]	PENDENZE [%]
Via delle Ferriere	1774	0.60 - 1.00	0.10 - 0.46
Via del lavoro	1623	0.80 - 1.20	0.31 - 0.48
Via Pradaries	1594	0.80 - 1.00	0.50
Via Casali Leoncini	897	0.80	0.42
Via Praz dai Trois	990	1.00 - 1.20	0.20 - 0.47
Via De Simon - Dell'Impresa	680	0.50	0.20 - 0.36
Via delle Nazioni Unite	839	2.00x1.00 (scatolare)	0.10
Via Saletti	378	2.00x1.55 (scatolare)	0.10
Canale di Gronda	1578	1.00 - 1.40	0.10 - 0.23

7.4 Funzionamento e schematizzazione del sistema fognario

Il funzionamento dell'intera rete fognaria gestita dal CIPAF può essere descritto facendo riferimento allo schema riportato precedentemente in Figura 7.3. In particolare, può essere sinteticamente riassunto nei seguenti punti:

- Il Collettore di Via de Simon e Via dell'Impresa convoglia le acque principalmente nel Collettore di Via del Lavoro, il quale, dopo aver raccolto anche parte delle acque del tratto Ovest di Via dell'Impresa, in corrispondenza dell'incrocio con Via Europa Unita sfiora parte delle portate di piena verso il Canale di Gronda, per poi proseguire no all'immissione nel Collettore di Via delle Nazioni Unite;
- Il Collettore di Via delle Ferriere raccoglie le acque di Via de Simon (tratto Ovest) e parte delle acque di Via dell'Impresa (tratto Ovest); proseguendo lungo Via delle Ferriere raccoglie parte delle acque di Via Europa Unita (tratto Ovest) per poi ricevere l'immissione di un tratto secondario (parallelo al collettore stesso) poco a monte dello sfioratore nel Collettore Ovest (scarico ex ZIRO), verso il quale immette una quota parte delle portate di piena (superiori a 10 volte la portata media giornaliera di tempo asciutto); quindi prosegue verso il Collettore di Via delle Nazioni Unite;
- Il Collettore di Via Pradaries, dopo aver raccolto la parte rimanente delle acque di Via dell'Impresa (tratto Nord - Est), percorre Via Pradaries fino al nodo con il Canale di Gronda in corrispondenza dell'incrocio con Via Europa, verso il quale devia parte delle portate, per poi proseguire verso il Collettore di Via delle Nazioni Unite, nel quale si immette;
- Il Collettore di Via Casali Leoncini, dopo aver raccolto le acque dell'omonima via e quelle provenienti dallo scalo ferroviario, si immette nel Canale di Gronda in corrispondenza dell'incrocio con Via Europa;

- Il Collettore di Via Praz dai Trois convoglia le acque degli insediamenti più orientali della zona industriale, per poi intersecarsi in un nodo idraulico con il Canale di Gronda poco a monte dell'incrocio con Via delle Nazioni Unite. In particolare, in corrispondenza di tale nodo, riceve la maggior parte delle portate di piena che pervengono, tramite un primo sfioro, dal Canale di Gronda (ad esso parallelo e il cui battente è controllato, poco più a valle del nodo, da una paratoia); quindi, funge da controllo per la ripartizione delle portate che, da un lato, devono proseguire verso il Collettore di Via delle Nazioni Unite per essere inviate all'impianto di depurazione e, dall'altro, vengono sfiorate nel Collettore Est verso il Canale Ledra - Tagliamento (solo per eventi intensi che superano il valore di 40 volte la portata media giornaliera in tempo asciutto);
- Il Collettore di Via delle Nazioni Unite (scatolare di 2.00 x 1.00 m con fondello per il convogliamento delle acque di magra), raccoglie le portate che vi si immettono dai Collettori di Via delle Ferriere, da Via del Lavoro, da Via Pradaries e da Via Praz dai Trois;
- Il Collettore di Via Saletti (scatolare di 2.00 x 1.55 m con fondello) raccoglie il totale delle portate in arrivo dai due tronconi del Collettore di Via delle Nazioni Unite, per convogliarle all'impianto di depurazione, dove vengono interamente inviate al trattamento fino ad un limite massimo di circa 23 volte la portata media giornaliera di tempo asciutto.

7.5 Il codice di calcolo EPA-SWMM

La modellazione del sistema oggetto di studio è stata effettuata con il software EPA-SWMM (versione 5.0.022), di dominio pubblico e messo a punto dall'Agenzia di Protezione Ambientale Statunitense (EPA - Environmental Protection Agency), che permette di simulare in maniera particolareggiata e distribuita il comportamento idraulico di un sistema di drenaggio e delle superfici scolanti a seguito di eventi meteorici storici o di progetto, con possibilità di entrata in pressione dei collettori, qualora a sezione chiusa. Nei paragrafi seguenti si riporterà sia la descrizione analitica delle equazioni che governano i fenomeni che si intende modellare (unitamente a qualche cenno sulla risoluzione numerica adottata) sia le fasi principali che costituiscono la realizzazione del modello di simulazione.

7.5.1 Moduli principali di calcolo

Il software EPA-SWMM è strutturato in due principali moduli di calcolo, accoppiati tra loro e aventi le seguenti funzioni:

- Il modulo idrologico: simula la trasformazione afflussi - deflussi, i processi di infiltrazione, di evaporazione, di ritenzione nelle depressioni superficiali del terreno, lo scorrimento superficiale e l'ingresso dei deflussi di piena nelle canalizzazioni della rete;
- Il modulo idraulico: simula la propagazione della piena (considerando le equazioni complete di Saint Venant) all'interno dei collettori a sezione chiusa e/o aperta, contemplando anche la possibilità di entrata in pressione.

7.6 Individuazione della pioggia di progetto

Il codice di calcolo EPA-SWMM consente di utilizzare sia ietogrammi di tipo storico, ossia costituiti dalle serie storiche delle effettive registrazioni pluviometriche effettuate nel corso del tempo, sia di tipo sintetico, ossia costruiti secondo schemi concettuali di diversa natura partendo dalle curve di possibilità pluviometrica (il programma comunque non determina automaticamente tali ietogrammi sintetici, che quindi devono essere preventivamente e separatamente calcolati).

Nel presente lavoro, al fine di realizzare un modello numerico capace di simulare fedelmente i processi di trasformazione afflussi - deflussi del bacino relativo al distretto industriale del CIPAF, si è fatto uso delle serie storiche dei dati pluviometrici registrati presso una stazione pluviometrica (appositamente installata all'interno dell'area oggetto di studio) che hanno consentito di definire il dato di input necessario per la fase di calibrazione e successiva validazione del modello numerico (si rimanda al Capitolo 8 per la trattazione completa della metodologia impiegata).

L'impiego di ietogrammi di tipo sintetico potrà essere adottato solo nella fase successiva alla validazione del modello numerico in modo tale da poter simulare un evento pluviometrico di qualsivoglia durata, intensità e tempo di ritorno e poter quindi analizzare la risposta idrologica e idraulica del bacino oggetto di studio identificando, ad esempio, l'evento critico che manda in crisi il sistema provocando fenomeni di allagamento, entrata in pressione dei collettori e fenomeni di rigurgito lungo la rete. In particolare per effettuare tale tipo di analisi si è fatto ricorso al più semplice fra gli ietogrammi sintetici generalmente utilizzati nell'ambito della progettazione e della verifica di reti idrauliche, ovvero lo ietogramma costante per il quale l'intensità di precipitazione è costante e quindi uguale all'intensità media dell'altezza di pioggia:

$$i(t) = \text{cost} = \frac{h}{\theta} = a\theta^{n-1} \quad (7.1)$$

al quale corrisponde un andamento nel tempo dell'altezza di precipitazione lineare:

$$p(t) = \int_0^t i(t') dt' = a\theta^{n-1}t \quad (7.2)$$

Per la determinazione delle curve di possibilità pluviometrica relative alle piogge orarie, si è fatto riferimento all'applicativo RainMapFVG (v. 2.0), che per una qualsiasi località sita all'interno dei confini regionali fornisce (sulla base di tecniche di regionalizzazione delle precipitazioni) i principali parametri pluviometrici richiesti per tempi di ritorno fino a 200 anni.

Dalla Figura 7.4 si evince come per tempi di ritorno pari a 2, 5 e 10 anni il coefficiente a relativo alle piogge orarie riferite alla località di Rivoli di Osoppo assume un valore rispettivamente uguale a 39.1, 51.5 e 60.3 mm/ora, mentre il coefficiente n risulta essere uguale a 0.34.

Essendo il bacino in esame caratterizzato da tempi di corrivazione nell'ordine dell'ora, si è preferito rimanere nell'ambito delle curve di possibilità pluviometrica relative a piogge variabili tra 15 e 60 minuti, le cui curve sono date per i medesimi tempi di ritorno dalle seguenti espressioni:

$$h(\vartheta, T_r = 2) = 40.48\theta^{0.48} \quad (7.3)$$

$$h(\vartheta, T_r = 5) = 55.89\theta^{0.55} \quad (7.4)$$

$$h(\vartheta, T_r = 10) = 66.11\theta^{0.58} \quad (7.5)$$

A fronte di una marcata differenza relativa al valore del coefficiente n (trattandosi di risultati ottenuti dall'elaborazione di dati riguardanti gli scrosci e ricavati in precedenti relazioni idrauliche aventi a riferimento i dati pluviometrici storici relativi alla stazione meteo di Gemona del Friuli), i valori del coefficiente a sono in buon accordo con quelli desunti dall'elaborazione delle piogge orarie.

7.7 Determinazione della pioggia netta

Analizzando il ciclo dell'acqua nell'atmosfera è immediato percepire come non tutta l'acqua che precipita al suolo contribuisca alla formazione dei deflussi superficiali e quindi sia necessario determinare per qualsivoglia ietogramma l'aliquota che determinerà l'effettivo deflusso superficiale in direzione dei collettori di raccolta.

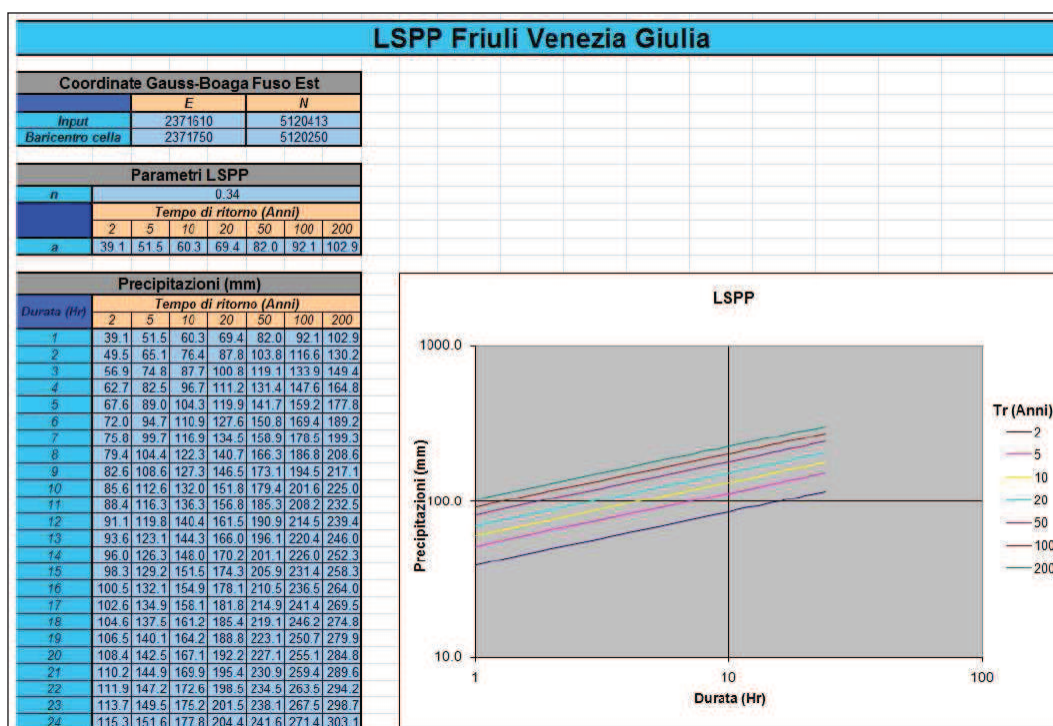


Figura 7.4: Risultati ottenuti dall'elaborazione dei dati pluviometrici con RainMapFVG.

Le principali perdite idrologiche considerate dal modello sono:

- Evaporazione: tale perdita viene considerata inserendo i valori medi mensili;
- Ritenzione nelle depressioni superficiali: tale perdita viene considerata inserendo i mm d'acqua trattenuti nelle depressioni delle superfici permeabili e impermeabili;
- Infiltrazione nelle superfici permeabili: tale perdita può essere computata dal modello del coefficiente di afflusso, con il metodo di Horton, con quello di Green - Ampt, oppure con la metodologia che si basa sul Curve Number.

Nel caso in esame non è stato adottato alcuno dei modelli di infiltrazione proposti dal codice di calcolo EPA-SWMM ma è stata adottata la metodologia del coefficiente di afflusso ϕ , dove tale coefficiente è inteso come il rapporto tra la precipitazione efficace (al netto delle perdite idrologiche) e la precipitazione totale, ovvero:

$$\phi = \frac{P_{netta}}{P_{totale}} \quad (7.6)$$

In particolare, per ogni area oggetto della modellazione, è stato assegnato un valore del coefficiente d'afflusso in funzione della tipologia e/o destinazione d'uso del terreno. I valori del coefficiente d'afflusso proposti in letteratura sono quelli riportati in Tabella 7.2 anche se per la loro esatta determinazione (così come per le ritenzioni nelle depressioni superficiali, le

scabrezze delle superfici scolanti ed altri parametri costituenti il modello numerico) sono stati oggetto di successiva revisione a seguito della campagna di misure e della successiva fase di calibrazione del modello numerico.

Tabella 7.2: Valori coefficienti d'afflusso generalmente adottati in letteratura scientifica.

Tipologia Urbana	Coefficiente di Afflusso
COMMERCIALE	
centro	0.70 - 0.95
periferia	0.50 - 0.70
RESIDENZIALE	
monofamiliare	0.30 - 0.50
plurifamiliari isolate	0.40 - 0.60
plurifamiliari contigue	0.60 - 0.75
appartamenti	0.50 - 0.70
INDUSTRIALE	
industriale pesante	0.50 - 0.80
industriale leggera	0.60 - 0.90
PARCHI - CIMITERI	0.10 - 0.25
PARCO GIOCHI	0.20 - 0.35
AREE NON URBANIZZATE	0.10 - 0.30

Essendo la modellazione finalizzata alla determinazione della risposta idrologica relativa ai singoli eventi pluviometrici (al più della durata di qualche giorno) non sono state calcolate le perdite idrologiche per evapotraspirazione, necessarie invece qualora si desideri effettuare bilanci idrologici su scala temporale nell'ordine delle settimane oppure dei mesi.

7.8 Modellazione dei sottobacini

L'intero bacino complessivamente drenato dai collettori della rete viene suddiviso in molteplici sottobacini, ognuno dei quali è caratterizzato dalla presenza di aree diverse tra loro dal punto di vista geomorfologico, idrogeologico e dell'uso del suolo. Ogni sottobacino viene schematizzato come una falda piana rettangolare, la cui pendenza media è quella in direzione perpendicolare alla sua larghezza, ovvero parallela alla direzione dello scorrimento superficiale.

Il generico sottobacino viene idealmente suddiviso in tre aree, A_1 , A_2 e A_3 (Figura 7.5), che simulano, rispettivamente, la superficie impermeabile con ritenzione nelle depressioni superficiali del terreno, quella impermeabile senza ritenzione e la superficie permeabile. Il programma non chiede specificatamente l'input di queste tre aree, ma ragiona in termini percentuali: una volta inserita la superficie totale di un sottobacino, è sufficiente infatti specificare la percentuale di superficie impermeabile (indicata con A_{imp}) e quella di superficie impermeabile che non possiede capacità di ritenzione nelle depressioni; quest'ultimo

parametro, indicato con $A_{imp,0}$, viene specificato con riferimento alla sola frazione impermeabile del bacino, e sono quindi valide le seguenti relazioni:

$$S = A_1 + A_2 + A_3 \quad (7.7)$$

$$A_{imp} = \frac{A_1 + A_3}{S} \quad (7.8)$$

$$A_3 = \frac{A_{imp,0}}{100} (A_1 + A_3) \quad (7.9)$$

La larghezza dell'area permeabile corrisponde all'intera larghezza del sottobacino, mentre per le aree impermeabili è proporzionale al rapporto tra le loro superfici e la superficie totale impermeabile. Come indicato in Figura 7.5, il deflusso da ogni area si immette direttamente nella sezione di chiusura senza passare sopra le altre (cioè è indipendente dalle altre e non ha ritardo).

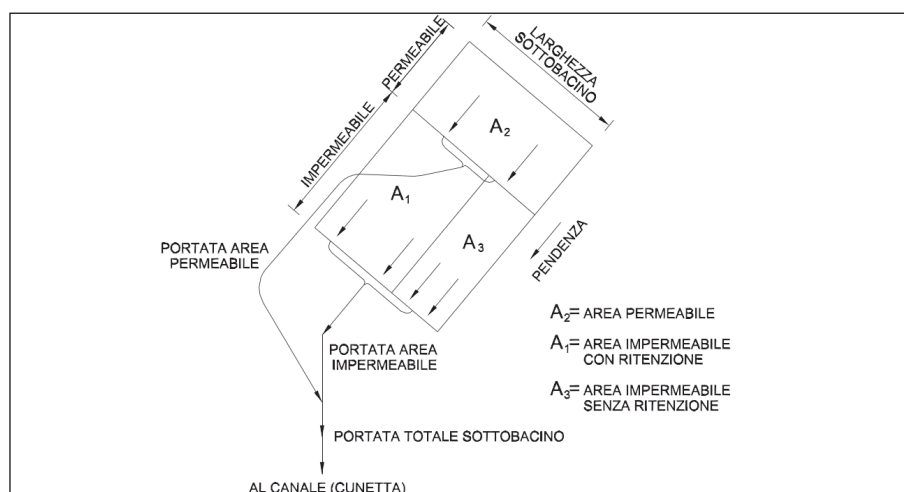


Figura 7.5: Schematizzazione dei sottobacini ($A_1 + A_2 + A_3 = S$, con S superficie totale del sottobacino).

7.9 Trasformazione piogge - portate a livello di singolo sottobacino

Il meccanismo di trasformazione afflussi - deflussi viene simulato schematizzando ogni area che compone il generico sottobacino come un serbatoio non lineare (Figura 7.6), ovvero accoppiando l'equazione di continuità con l'equazione di Manning.

L'equazione di continuità può essere scritta come:

$$\frac{dV}{dt} = \frac{d(Sd)}{dt} = S \frac{dd}{dt} = Si^* - Q \quad (7.10)$$

nella quale $V = Sd$ rappresenta il volume d'acqua sull'area di superficie S (dove S può assumere i valori A_1 , A_2 o A_3 , a seconda dell'area in esame), d il tirante idrico, i^* l'intensità netta di pioggia (pari all'intensità di pioggia meno l'aliquota d'acqua evaporata e infiltrata), e Q la portata in uscita, che può essere espressa con l'equazione di moto uniforme:

$$Q = \frac{1}{n_M} AR^{2/3} p^{1/2} \quad (7.11)$$

dove n_M è il coefficiente di scabrezza di Manning, p è la pendenza media del sottobacino ed A è la sezione liquida, data da:

$$A = W(d - d_p) \quad (7.12)$$

avendo indicato con W la larghezza dell'area nel sottobacino considerato e con d_p la profondità delle depressioni superficiali, come mostrato nella Figura 7.6. Il raggio idraulico R che compare nell'equazione (7.11) si può esprimere come:

$$R = \frac{A}{P} = \frac{W(d - d_p)}{W} = d - d_p \quad (7.13)$$

nella quale si è ipotizzato di approssimare il perimetro bagnato con la sola larghezza (essendo il tirante idrico molto piccolo rispetto a quest'ultima). Sostituendo le equazioni (7.12) e (7.13) nella (7.11), si ottiene:

$$Q = \frac{1}{n_M} W(d - d_p)^{5/3} p^{1/2} \quad (7.14)$$

Combinando l'equazione (7.10) con la (7.14) si ottiene la seguente equazione del serbatoio non lineare:

$$S \frac{dd}{dt} = i^* S - \frac{W}{n_M} (d - d_p)^{5/3} p^{1/2} \quad (7.15)$$

ovvero:

$$\frac{dd}{dt} = i^* - \frac{W}{Sn_M} (d - d_p)^{5/3} p^{1/2} \quad (7.16)$$

La procedura di soluzione avviene numericamente alle differenze finite: l'equazione (7.16) viene approssimata come:

$$\frac{d_{n+1} - d_n}{\Delta t} = \frac{i_{n+1}^* - i_n^*}{2} - \frac{W}{Sn_M} \left(\frac{d_{n+1} + d_n}{2} - d_p \right)^{5/3} p^{1/2} \quad (7.17)$$

dalla quale si ricava l'unica incognita d_{n+1} , che serve a calcolare Q_{n+1} utilizzando la (7.10) approssimata come:

$$\frac{d_{n+1} - d_n}{\Delta t} = \frac{i_{n+1}^* + i_n^*}{2} - \frac{1}{S} \frac{Q_{n+1} + Q_n}{2} \quad (7.18)$$

L'equazione (7.17) viene risolta con la tecnica di Newton - Raphson. Una volta determinati i tre idrogrammi di piena nelle relative aree, questi vengono sommati per fornire la risposta totale del sottobacino a seguito della precipitazione in input. Tale risposta rappresenta l'ingresso nella rete di collettori attraverso il nodo idraulico cui il sottobacino si riferisce.

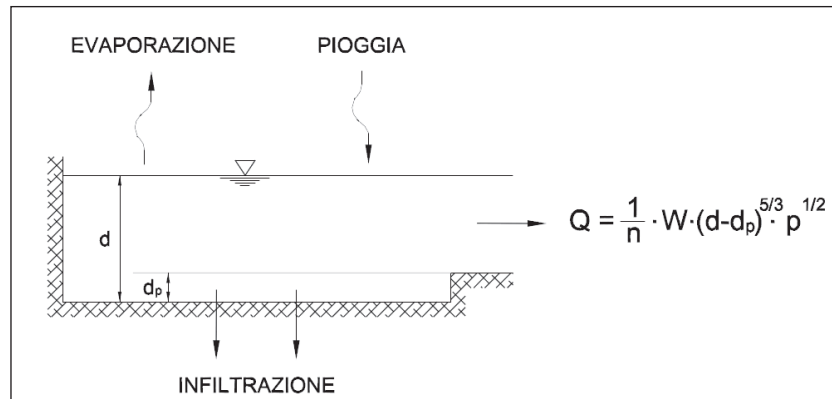


Figura 7.6: Modello del serbatoio non lineare per la schematizzazione del processo afflussi - deflussi in ogni sottobacino.

7.10 Modellazione idraulica della rete

Il modulo idraulico utilizza l'integrazione numerica delle equazioni di Saint Venant per la propagazione della piena all'interno dei collettori chiusi e/o aperti di un sistema di drenaggio. La rete idraulica è schematizzata come un insieme di condotte (tubi o canali) connesse a dei nodi come illustrato in Figura 7.7.

Le equazioni di Saint Venant in forma conservativa sono date da:

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \quad (7.19)$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{Q^2}{A} \right) + gA \frac{\partial H}{\partial x} + gAS_f = 0 \quad (7.20)$$

$$Q_{t+\Delta t} = \frac{1}{1 + \frac{k\Delta t}{R_t^{4/3}} \left| \bar{V}_t \right|} \left[Q_t + 2\bar{V}_t \left(\frac{\Delta \bar{A}}{\Delta t} \right)_t \Delta t + \bar{V}_t^2 \left(\frac{A_v - A_m}{L} \right)_t \Delta t - g \bar{A}_t \left(\frac{H_v - H_m}{L} \right)_t \Delta t \right] \quad (7.23)$$

Una volta calcolata la portata al successivo istante temporale, si può utilizzare l'equazione di continuità scritta per ogni nodo per aggiornare le quote del pelo libero. Alle differenze finite l'equazione di continuità si scrive infatti come:

$$H_{t+\Delta t} = H_t + \sum \frac{Q_{t+\Delta t}}{A_{s,t}} \Delta t \quad (7.24)$$

La risoluzione delle equazioni precedenti permette di ricavare, a fronte dei deflussi meteorici entranti in rete, l'andamento nel tempo di portate, velocità e tiranti idrici in tutti gli elementi del sistema.

Le equazioni di Saint Venant si particolarizzano nei casi in cui vi sia la presenza di luci sotto battente o a stramazzo (come quelli presenti lungo il Canale di Gronda e lo scarico nel Collettore ex ZIRO), in particolare:

- L'equazione che descrive il funzionamento di una generica luce a battente è:

$$Q_u = \mu_1 \sigma \sqrt{2gh} \quad (7.25)$$

in cui σ è l'area della luce, h il battente sulla stessa, cioè il carico rispetto al baricentro della vena effluente, μ_1 il coefficiente di portata, il cui valore dipende dal tipo di contrazione che subisce la vena, e può assumersi pari a 0.6 per luci circolari o rettangolari (senza contrazione sui fianchi) a spigolo vivo;

- L'equazione che descrive il funzionamento di uno stramazzo rettilineo senza contrazione laterale è:

$$Q_u = \mu_2 L (h - h_s)^{3/2} \sqrt{2g} \quad (7.26)$$

in cui L è la lunghezza della soglia sfiorante, $(h - h_s)$ è il carico sul ciglio sfiorante e μ_2 il coefficiente di portata, dipendente dalle caratteristiche costruttive dello stramazzo e dal carico H . Per il classico stramazzo Bazin, μ_2 è circa 0.4, per quello a soglia larga vale 0.385, mentre per quello Creager 0.48.

7.11 Realizzazione del modello con il codice di calcolo EPA-SWMM

Il software EPA-SWMM necessita di un unico file ASCII di input (estensione *.inp) che contiene la descrizione completa del sistema da analizzare (bacini scolanti, nodi, collettori, manufatti particolari tipo dispositivi di invaso e/o di controllo dei deflussi) e delle forzanti pluviometriche (sotto forma di ietogrammi di precipitazione), nonché tutta una serie di opzioni propriamente modellistiche e relative alla durata della simulazione, al time step di calcolo, alla tipologia di salvataggio dati. Tale file può essere costruito servendosi dell'interfaccia grafica di cui il programma è stato dotato a partire dalla versione 5.0, di ausilio anche nelle funzioni di pre e post-processing, ma può essere realizzato anche con un normale editore di testo, a patto di rispettare le convenzioni di inserimento dati nelle relative linee di input.

Nella Tabella 7.3 sono riportate in sintesi le caratteristiche del modello realizzato per il distretto industriale del CIPAF. Da essa si può osservare come questo sia complessivamente costituito da 365 nodi, 369 rami e 396 sottobacini (si ricorda che EPA-SWMM considera come rami anche le luci a stramazzo e quelle sotto battente).

Propedeutica alla realizzazione del modello numerico è risultata essere la fase di creazione per mezzo del software AutoCAD sia delle polilinee rappresentanti il tracciato esistente dei collettori della rete fognaria sia delle polilinee chiuse rappresentanti i contorni dei singoli sottobacini con i quali è stato discretizzato l'intero bacino del CIPAF.

Tabella 7.3: Riassunto delle principali caratteristiche del modello SWMM dell'area CIPAF (N.B.: i subcatchments sono da intendersi quelli di calcolo, quindi ben più numerosi dei macrobacini, che invece sono utili a definire le caratteristiche geometriche, idrauliche e idrologiche degli stessi).

Rain gage	001
Subcatchments	396
Junction Nodes	365
Outfall Nodes	003
Conduit Links	369
Orifice Links	002
Weir Links	004
Flow Units	LPS
Flow Routing	DYNWAVE

Le polilinee rappresentanti la rete di collettori fognari sono state successivamente importate nel software EPA-SWMM per mezzo del software EPA-CAD, che a partire da un file con estensione .dxf permette di ottenere un file di testo con estensione .inp avente la formattazione corretta per EPA-SWMM.

Al contrario le polilinee rappresentanti i limiti dei sottobacini sono state trasformate per mezzo di una macro per AutoCAD, ovvero AutoCAD2EPASWMM, in un file di testo (sempre con estensione .inp) contenente le coordinate dei vertici delle polilinee di ciascuno dei sottobacini.

Operando in tale maniera è stato possibile unire i due file ottenendo un unico file con estensione .inp contenente sia il tracciato del reticolo di drenaggio sia tutti i sottobacini contribuenti in modo georiferito.

La Figura 7.8 illustra la schematizzazione e la modellazione dell'intero reticolo drenante attraverso l'impiego degli elementi nodo (Junction Nodes) e degli elementi ramo (Conduit Links). Per ogni nodo è stato necessario definire sia la quota del fondo pozzetto (Invert Elevation) sia la relativa profondità massima rispetto al piano campagna (Max Depth).

Per la modellazione delle condotte è stato necessario definire la forma e la geometria della sezione, le relative dimensioni caratteristiche (in funzione della forma adottata, ovvero diametro per le condotte circolari oppure larghezza ed altezza per quelle a sezione rettangolare), la lunghezza di ogni singolo ramo ed il valore del coefficiente di scabrezza associato. In presenza di salti fondo è stato necessario definire anche i valori di offset, ovvero la distanza fra la quota del fondo pozzetto e fondo condotta.

La schematizzazione dell'intero reticolo drenante ha previsto inoltre anche la modellazione dei manufatti di sfioro (Weir) e delle paratoie mobili di regolazione dei deflussi (Orifice) presenti all'interno della rete (elementi cerchiati in rosso nella Figura 7.8).

La Figura 7.9 riporta un particolare relativo alla modellazione del nodo idraulico di via delle Nazioni Unite - via Praz dai Trois che a causa della presenza di due sfioratori laterali e di due saracinesche (che regolano il funzionamento sia dell'uno che dell'altro manufatto di sfioro ripartendo i deflussi in modo tale che parte di essi vengano mantenuti all'interno della fognatura e che parte vengano sfiorati verso il Canale Sussidiario Ledra - Tagliamento) rendono tale nodo idraulico il più complesso fra quelli presenti all'interno della rete oggetto di studio.

In Figura 7.11 è riportato lo schema del modello della rete di drenaggio in cui sono rappresentate le dimensioni dei diametri dei collettori di tipo circolare (indicate in legenda come Max Depth) oggetto di modellazione. Nel caso dei collettori con sezione rettangolare il valore del parametro Max Depth è da intendersi come l'altezza del manufatto). La Figura 7.12 riporta lo schema del modello numerico nel quale è rappresentata la modellazione dei bacini contribuenti e la relativa suddivisione in classi, ognuna delle quali rappresentativa dei

valori assegnati ai coefficienti di afflusso per ciascuno dei bacini contribuenti in cui è stata suddivisa l'intera zona industriale.

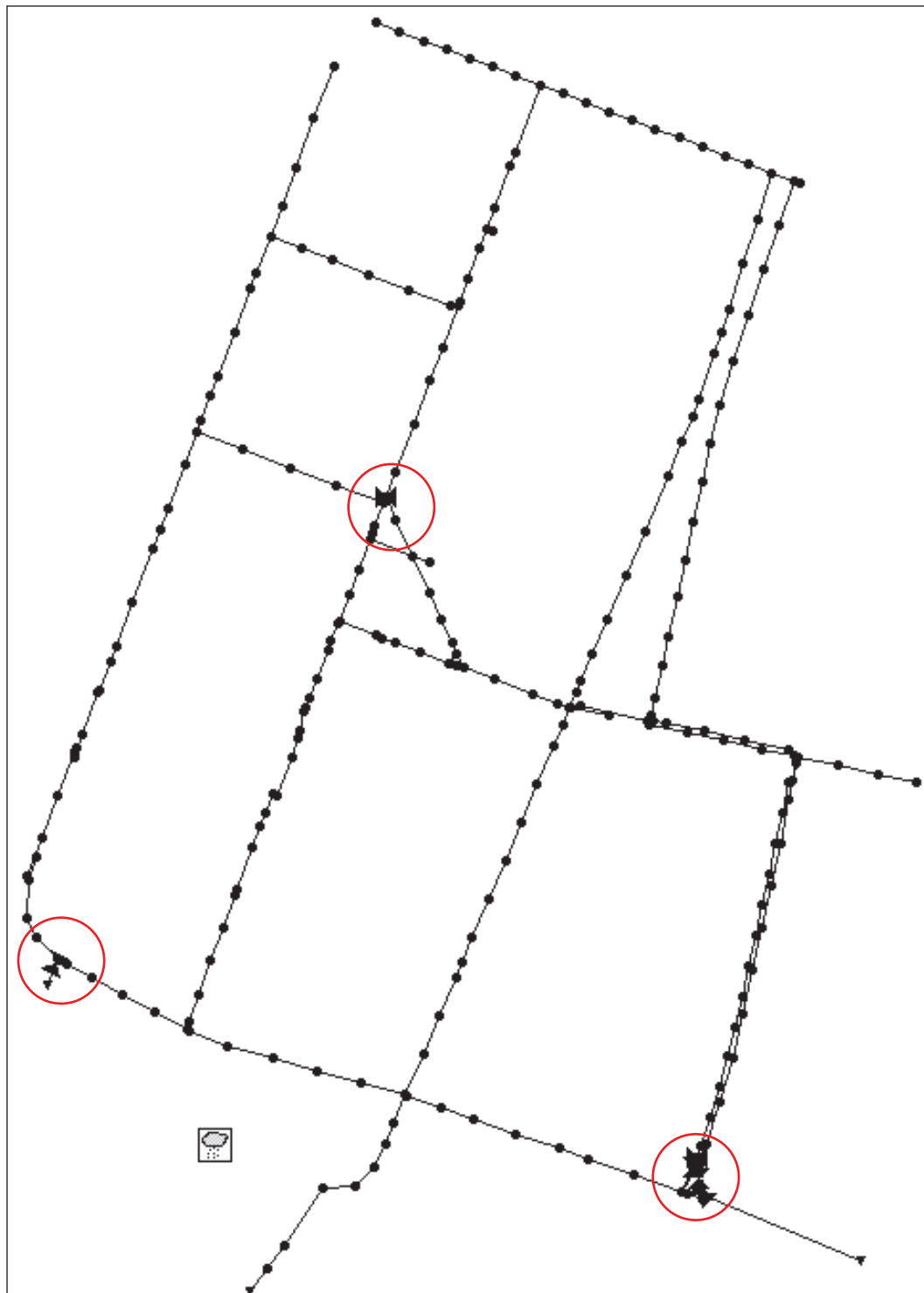


Figura 7.8: Schematizzazione della rete di drenaggio dell'area industriale CIPAF modellata per mezzo del software EPA-SWMM. Gli elementi cerchiati in rosso rappresentano sia i manufatti di sfioro (Weir) sia le paratoie mobili di regolazione dei deflussi (Orifice) che sono presenti all'interno della rete e che sono stati opportunamente modellati.

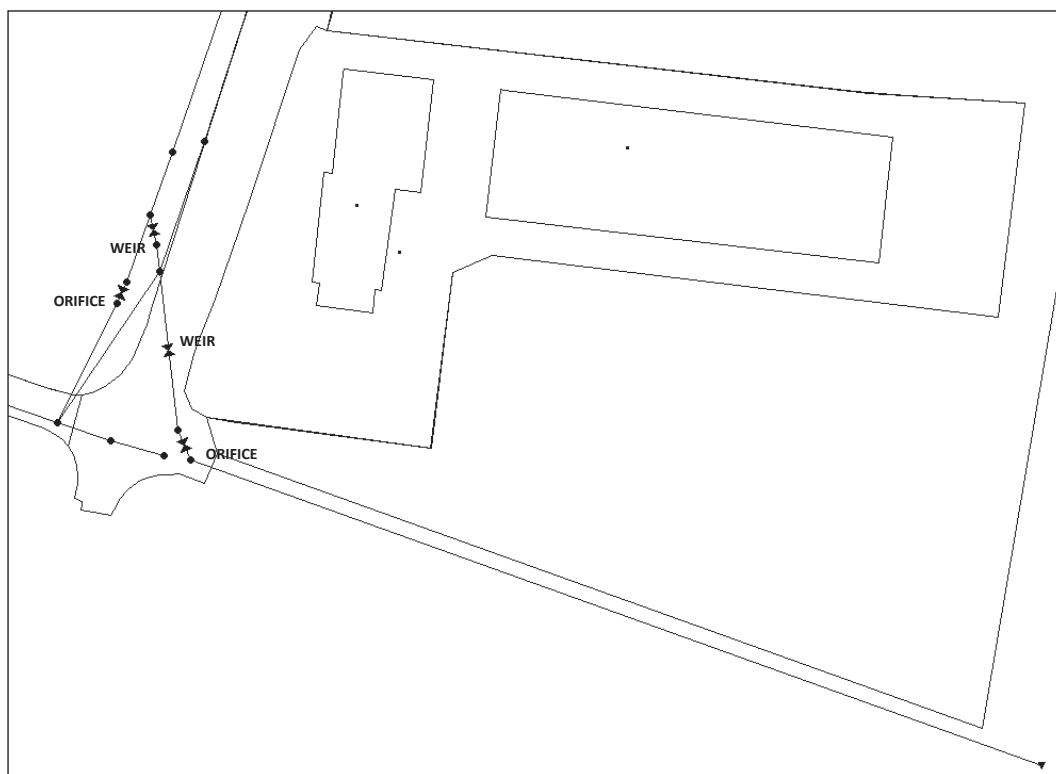


Figura 7.9: Particolare relativo alla modellazione degli sfioratori laterali (Weir) e delle saracinesche (Orifice) presenti all'interno dei collettori fognari posizionati lungo via delle Nazioni Unite e via Praz dai Trois.

Peculiarità del modello numerico realizzato relativo al distretto industriale del CIPAF è quella di avere considerato l'entità bacino contribuente in maniera differente rispetto quanto si è soliti fare usualmente nella modellazione di tipo idrologico - idraulico dei sistemi di drenaggio urbano.



Figura 7.10: Sfiatore di piena, visto da valle, posizionato alla fine del canale di gronda per l'immissione delle acque di esubero nel collettore Est (foto a sinistra) - Paratoia di regolazione, vista da monte, localizzata immediatamente a monte dello sgrigliatore nel collettore Est (foto a destra).



Figura 7.11: Schematizzazione della rete di drenaggio dell'area industriale CIPAF modellata per mezzo del software EPA-SWMM e rappresentazione delle dimensioni dei collettori.

Nella comune pratica progettuale infatti i bacini scolanti vengono definiti su vasta area, ad esempio a scala di quartiere oppure di isolato, in modo tale da svincolarsi da una complessa discretizzazione e suddivisione, funzione della destinazione urbanistica e/o dell'uso del suolo, delle zone ricadenti all'interno del bacino. Nel presente studio si è voluto pertanto estendere il concetto di bacino contribuente a livello (o meglio a scala) di singolo edificio, capannone industriale, piazzale di carico - scarico, piazzali di stoccaggio merci, parcheggio, strada, giardino.

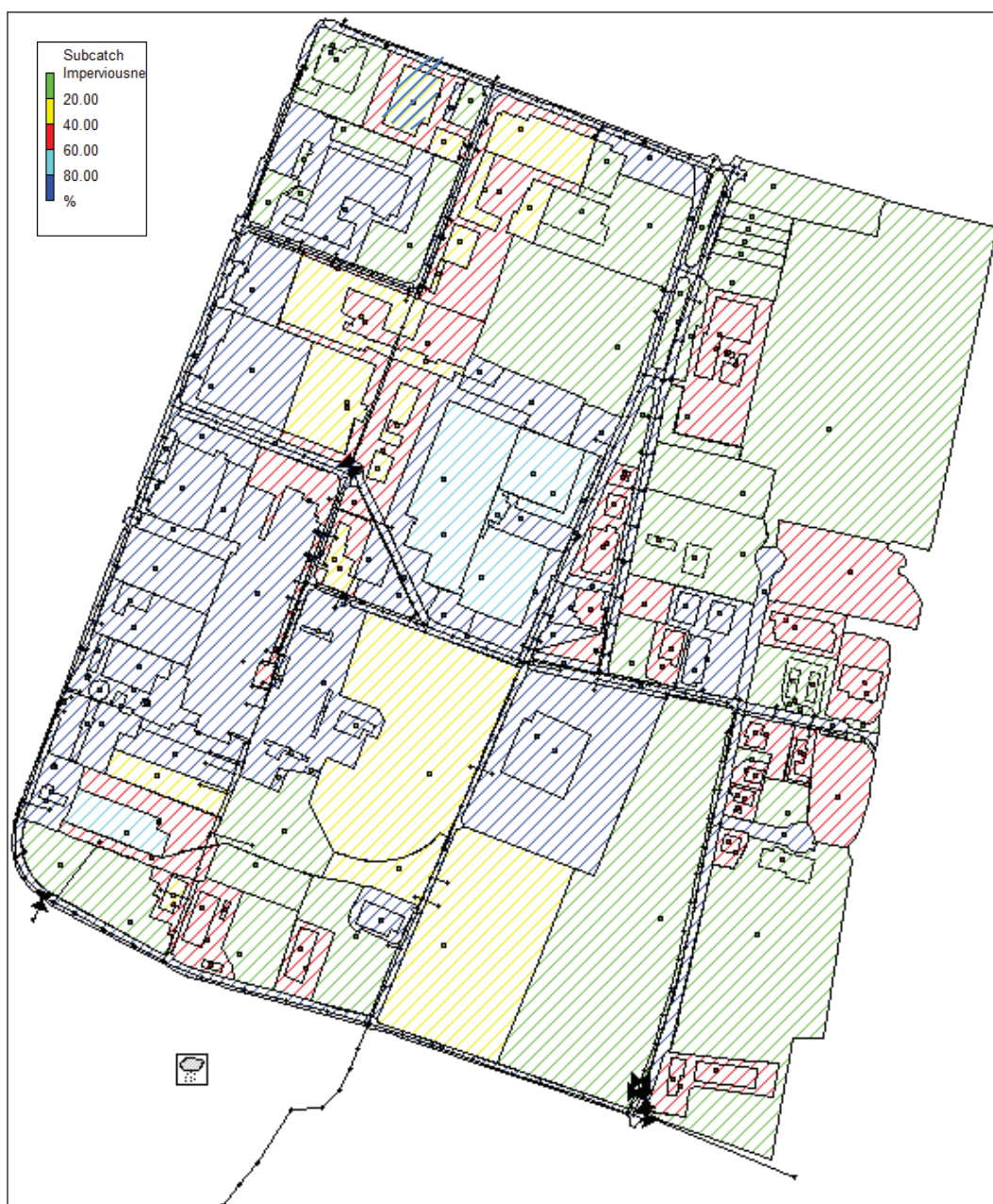


Figura 7.12: Modellazione dei bacini contribuenti e rappresentazione delle classi relative ai valori dei coefficienti d'afflusso impiegati.

Una discretizzazione così raffinata dei bacini contribuenti è stata effettuata sia al fine di cercare di descrivere nel modo più fedele possibile le diverse risposte idrologiche delle singole entità (edifici, piazzali, depositi, aree verdi, strade ecc.), sia in virtù dell'articolata campagna di misure di portata in ambito fognario eseguita da febbraio a maggio 2011 (cfr. Capitolo 8). A titolo di esempio, al fine di evidenziare la filosofia adottata per la modellazione di ogni singolo bacino contribuente, si riporta nel seguito un confronto tra i

bacini modellati sia per mezzo del software EPA-SWMM nonché la loro rappresentazione sulla carta tecnica regionale (Figura 7.13).



Figura 7.13: Rappresentazione dei bacini contribuenti come modellati con EPA-SWMM (a sinistra) e come rappresentati nella carta tecnica regionale (a destra).

Una volta definito il numero e la tipologia di bacini contribuenti è necessario definire alcune delle loro caratteristiche principali, ovvero:

- Area di ciascun bacino (Area);
- Valore del coefficiente d'afflusso di ciascun bacino (% Imperv);
- Pendenza del bacino (% Slope);
- Valore delle scabrezze superficiali dei singoli bacini (N-Imperv);
- Ritenzione idrica di ciascun bacino (Dstore-Imperv);
- Larghezza di ciascun sottobacino (Width);

A tal proposito è doveroso evidenziare come uno fra i parametri più importanti della modellazione è rappresentato dalla larghezza di ciascun sottobacino (Width). A parità di area (ma anche di pendenza, scabrezza e coefficiente d'afflusso di ciascun sottobacino), la risposta idrologica di un bacino può essere molto diversa in funzione di come viene scelto tale parametro: valori elevati significano che la forma del bacino risulta essere tozza, ovvero larga e bassa, per cui l'acqua che vi ricade impiega poco tempo per raggiungere la rete e ne segue pertanto una risposta idrologica di tipo impulsivo caratterizzata da consistenti valori di portata al colmo. Viceversa per valori inferiori del parametro Width la risposta idrologica del bacino è più smorzata, ovvero aumenta l'effetto laminante del medesimo con portata al colmo minore e forma dell'idrogramma di piena meno impulsiva (Figura 7.14).

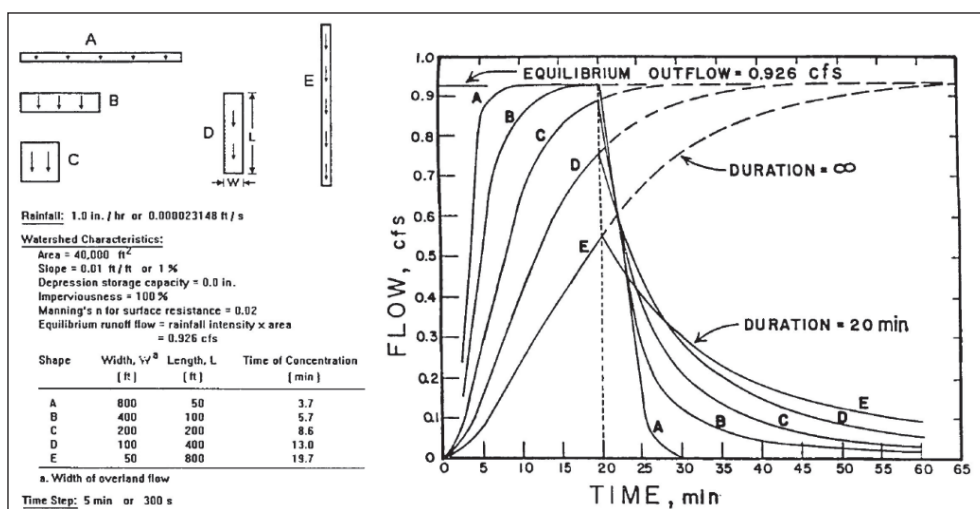


Figura 7.14: Modalità di risposta idrologica del bacino in funzione del valore assegnato al parametro Width.

Definita l'entità sottobacino è stato necessario associare ad ognuno di essi il relativo nodo di recapito dell'idrogramma di piena (Outlet). Tale nodo coincide con il punto in cui si suppone vengano scaricate le acque provenienti dal lotto considerato. A tal proposito è stato necessario consultare alcuni degli elaborati tecnici, dove disponibili, riportanti il tracciato del reticolo di drenaggio delle acque interno ad ogni singolo lotto.

L'ultima fase, necessaria alla realizzazione del modello numerico, è risultata essere quella relativa all'identificazione della sezione di chiusura della rete mediante la definizione del nodo finale di recapito (Outfall) di tutte le acque collettate dall'intera rete di drenaggio. Per tale nodo è necessario assegnare, oltre alla quota del fondo (Invert Elevation), anche una condizione al contorno, funzione dalle caratteristiche e condizioni idrauliche del corso d'acqua ricettore e dalla modalità di immissione delle acque meteoriche nello stesso. Il software EPA-SWMM mette a disposizione le seguenti tipologie di condizioni al contorno:

- FREE: mediante tale condizione si simula il caso in cui il livello idrometrico del corso d'acqua ricettore sia sempre inferiore alla quota del fondo dell'Outfall; dal punto di vista idraulico si instaura un profilo di chiamata che fa diminuire il livello dell'acqua nella parte terminale della rete di drenaggio modellata, rappresentando così la situazione più favorevole per il deflusso delle portate generate dall'intero bacino, ma anche meno cautelativa;
- NORMAL: rappresenta la condizione di moto uniforme, detta anche condizione di trasparenza; si ipotizza infatti che nella condotta virtuale a valle dell'Outfall il tirante idrico sia esattamente lo stesso di quello presente nell'ultima condotta della rete. È una condizione ideale che difficilmente si verifica, ma è più cautelativa della

precedente e conviene utilizzarla nei casi in cui non sia noto il livello idrico raggiungibile dal corpo idrico ricettore;

- FIXED: da utilizzarsi qualora sia noto il livello della superficie libera del ricettore per l'evento considerato; tale condizione è importante per tenere conto di eventuali fenomeni di rigurgito che si instaurerebbero nel caso in cui il livello del corso d'acqua ricettore fosse maggiore del livello nell'ultima condotta della rete;
- TIMESERIES: da utilizzarsi qualora sia noto l'andamento temporale del livello idrico del ricettore, ovvero nei casi in cui il ricettore è rappresentato da un corso d'acqua molto vicino alla foce nel mare o addirittura il mare stesso (condizioni nelle quali il livello nel tempo è noto se si conoscono gli andamenti delle maree).

Nel capitolo successivo sarà riportata la trattazione approfondita e completa relativa alla metodologia impiegata per l'assegnazione dei valori per ciascuno dei parametri precedentemente menzionati caratterizzanti il modello numerico del distretto industriale del CIPAF.

Capitolo 8

Calibrazione del modello numerico e prima campagna di monitoraggio delle portate

Come già ampiamente discusso nel Capitolo 4 e nel Capitolo 6, si evince come l'obiettivo della calibrazione dei modelli numerici sia quello di pervenire ad una migliore definizione, da un lato, dei processi idrologici di trasformazione afflussi - deflussi e, dall'altro, dei processi di propagazione delle onde di piena all'interno della rete dei collettori in modo tale che i risultati forniti dalle simulazioni effettuate dal modello numerico siano il più possibile fedeli ed aderenti al reale funzionamento del sistema oggetto di studio.

8.1 Le misure di portata e di livello nella rete fognaria del CIPAF

Nell'ambito di una convenzione stipulata tra il Consorzio per lo Sviluppo Industriale ed Economico della Zona Pedemontana Alto Friuli (CIPAF) ed il Dipartimento di Chimica, Fisica e Ambiente (DCFA) dell'Università degli Studi di Udine, sono state posizionate lungo la rete di drenaggio 15 stazioni di misura di portata e livello oltre ad un pluviometro per la registrazione degli eventi meteorici.

In particolare la campagna di monitoraggio delle portate è stata eseguita dalla società BM Idrodato di Limena (PD) nel periodo compreso dal 24/02/2011 al 23/05/2011 ed ha previsto l'impiego di strumenti del tipo area - velocity per la misura delle portate. I punti di misura sono stati collocati nel modo seguente (Figura 8.1):

1. Punto n. 1 (CP01): posizionato lungo Via Europa Unita nel Canale di Gronda, subito a monte del tombotto di attraversamento ferroviario presso l'incrocio con Via Pradaries;
2. Punto n. 2 (CP02): posizionato lungo Via Europa Unita nel Canale di Gronda, subito a valle dello sfioratore antistante il piazzale di ingresso di Fantoni S.p.A.
3. Punto n. 3 (CP03): posizionato lungo Via Pradaries nell'omonimo collettore, subito a valle dell'intersezione con il Canale di Gronda;

4. Punto n. 4 (CP04): posizionato lungo Via Europa nel Canale di Gronda, subito a valle dell'intersezione con il Collettore di Via Pradaries;
5. Punto n. 5 (CP05): posizionato lungo Via Europa nel Canale di Gronda, subito a valle dell'intersezione con il Collettore di Via Casali Leoncini;
6. Punto n. 6 (CP06): posizionato lungo Via Praz dai Trois nel collettore dell'omonima via, subito a monte dello sfioratore verso il Collettore Est;
7. Punto n. 7 (CP07): posizionato lungo Via Praz dai Trois nel collettore dell'omonima via, subito a valle dello sfioratore verso il Collettore Est;
8. Punto n. 8 (CP08): posizionato lungo Via delle Nazioni Unite all'inizio dello scatolare che raccoglie le acque dei collettori lungo Via Praz dai Trois (a meno dell'eventuale sfioro nel Collettore Est);
9. Punto n. 9 (CP09): posizionato lungo Via delle Nazioni Unite alla fine dello scatolare che raccoglie le acque dei collettori lungo Via Praz dai Trois (a meno dell'eventuale sfioro nel collettore Est);
10. Punto n. 10 (CP10): posizionato lungo Via delle Nazioni Unite alla fine dello scatolare che raccoglie le acque dei collettori di Via delle Ferriere e di Viale del Lavoro;
11. Punto n. 11 (CP11): posizionato lungo Via Saletti per la misura delle portate nell'omonimo collettore;
12. Punto n. 12 (CP12): posizionato lungo Via delle Nazioni Unite all'inizio dello scatolare che raccoglie le acque dei collettori di Via delle Ferriere e di Viale del Lavoro;
13. Punto n. 13 (CP13): posizionato lungo Via delle Nazioni Unite, subito a monte dello scatolare che raccoglie le acque dei collettori di Via delle Ferriere e di Viale del Lavoro (e a valle dello sfioratore verso il Collettore Ovest);
14. Punto n. 14 (CP14): posizionato lungo Via delle Ferriere, subito a monte dello sfioratore verso il Collettore Ovest (scarico ex ZIRO);

15. Punto n. 15 (CP15): posizionato lungo Via Praz dai Trois nel Canale di Gronda subito a monte dello sfioro che immette le acque nel Collettore di Via Praz dai Trois.

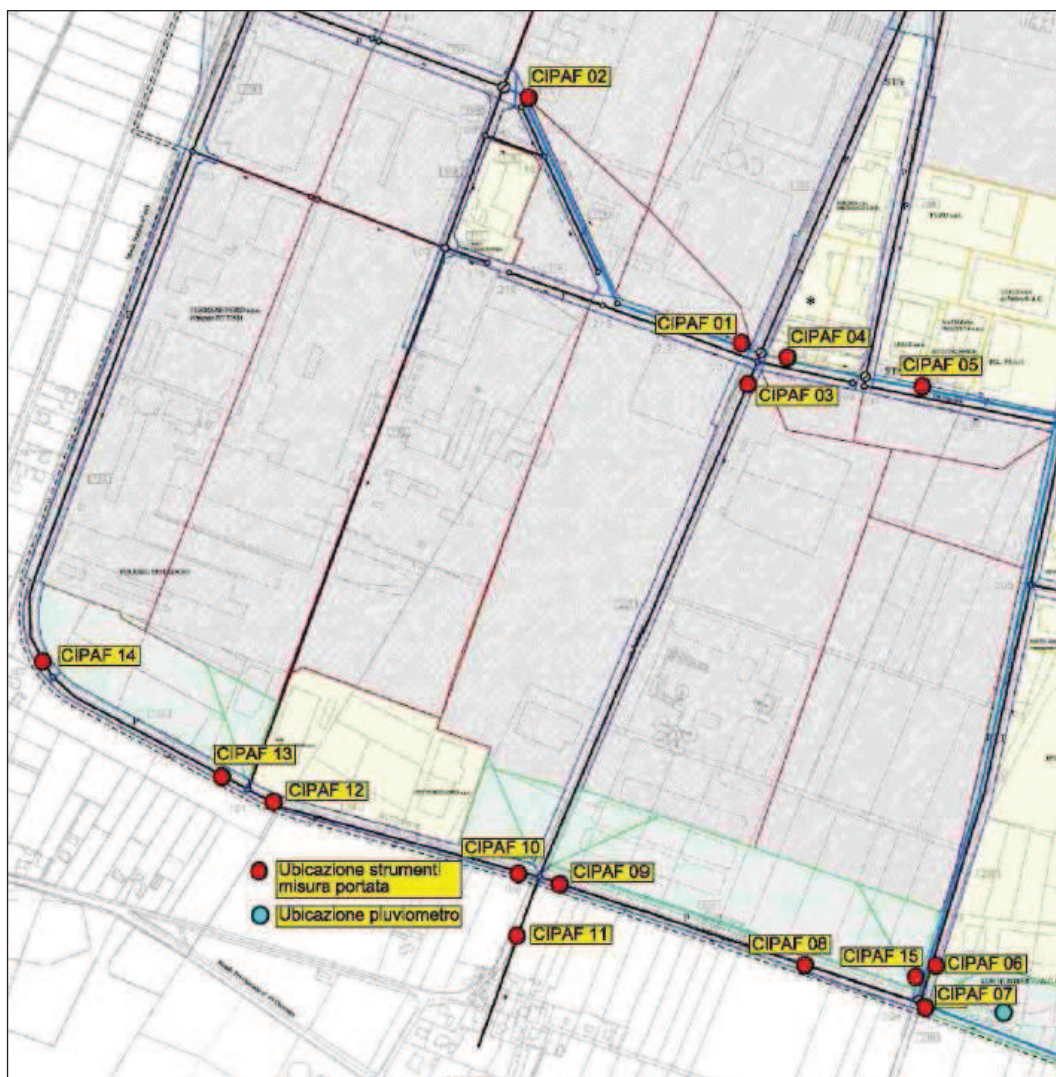


Figura 8.1: Identificazione dei 15 punti lungo la rete di drenaggio presso i quali sono stati installati gli strumenti di misura del tipo area - velocity.

I punti prescelti per l'installazione degli strumenti sono il risultato di una attenta fase conoscitiva, relativa all'intero distretto industriale del CIPAF, finalizzata sia all'impiego del minore numero di strumenti possibile (ma compatibile con le esigenze richieste per una adeguata calibrazione del modello numerico) sia al monitoraggio delle portate all'interno di quelle tratte di rete maggiormente interessate da fenomeni di intrusione di acque parassite (cfr. paragrafo 8.4).

Per ogni punto di misura è stato inserito all'interno del collettore uno strumento ad effetto Doppler (posto sul fondo) del tipo area - velocity, accoppiato ad un sensore di pressione per

il monitoraggio del livello (Figura 8.2). In particolare questi strumenti si basano sulla tecnologia a doppler continuo (C.W.D. continuous wave doppler), inviano cioè un segnale acustico a frequenza costante. Tale segnale viene riflesso dalle particelle in sospensione nel fluido e dalle bolle d'aria per poi ritornare sotto forma di eco al sensore con uno shift nella frequenza. Il sensore rileva tale spostamento e riesce a ricavare la velocità media nel collettore. L'intervallo di misura varia da -1.5 a circa 6 m/s. Nota la velocità media, per ottenere la portata è necessario conoscere la sezione liquida, funzione del tirante idrico. Il tirante idrico nel collettore viene misurato da un trasduttore di pressione (a compensazione) inserito nel sensore che viene posto all'interno del fluido, tipicamente fissato sul fondo della condotta o sulla parete laterale.

L'unità area - velocity è completata dall'unità di registrazione, alimentata a batteria, che viene posta in prossimità del chiusino (Figura 8.2). Gli intervalli di acquisizione delle portate sono generalmente programmabili in periodi di 15, 30 secondi oppure 1, 5, 15, 30 minuti ma anche con frequenza oraria ad es. 1, 2, 4, 12 e 24 ore.



Figura 8.2: Fissaggio dello zoccolo di supporto al sensore di misura area-velocity nel fondo collettore (a sinistra). Programmazione data logger associato al sensore di misura (a destra).

Considerando sia le ridotte dimensioni del bacino oggetto di studio sia le relative modalità di generazione e propagazione delle piene dal carattere impulsivo, proprie di aree fortemente impermeabilizzate, si è optato per adottare una frequenza di acquisizione delle portate pari ad 1 minuto. Conseguentemente è stata impostata una frequenza pari ad 1 minuto anche per i dati registrati dal pluviometro.

A causa delle gravose condizioni ambientali nelle quali si trovano ad operare gli strumenti per le misure di portata in ambito fognario è doveroso precisare come i dati acquisiti risultano essere talvolta sia viziati da errori grossolani oppure del tutto assenti, in particolare quando la sonda dello strumento risulta essere collocata in contesti caratterizzati da

significativi fenomeni di sedimentazione e conseguente accumulo di materiale sul fondo dei collettori. Episodi di malfunzionamento degli strumenti dovuti alle motivazioni appena esposte hanno riguardato principalmente i punti di misura CP05 e CP15. In Figura 8.3 si riporta a titolo di esempio un caso in cui si è presentata un'interruzione nell'acquisizione dei dati di portata relativi al 16 marzo 2011.

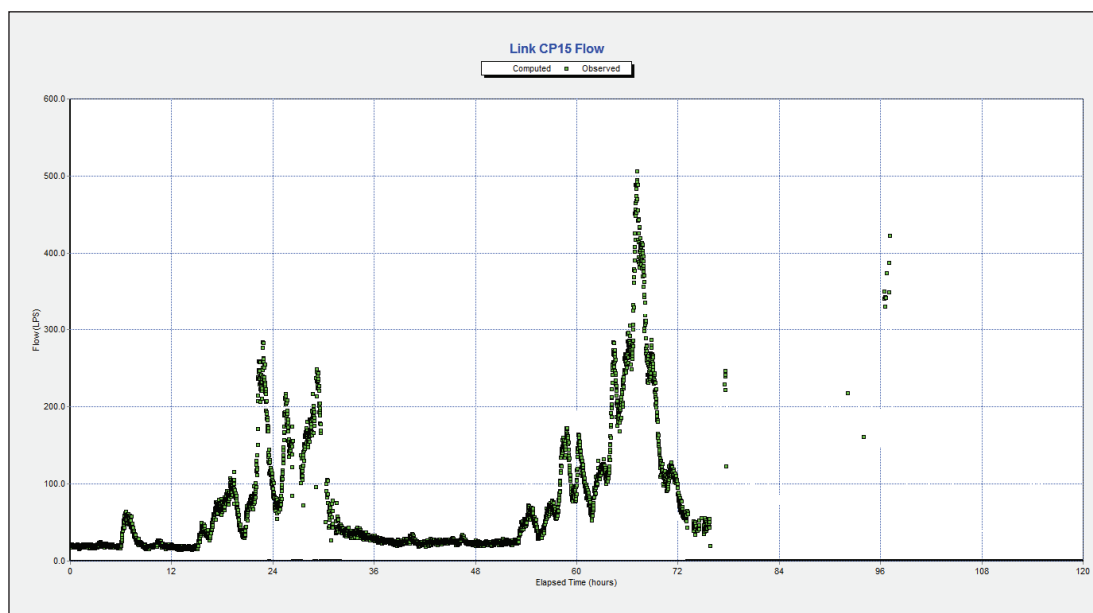


Figura 8.3: Episodio di interruzione nell'acquisizione del dato di portata relativo allo strumento CP 15.

8.2 La metodologia adottata per la calibrazione del modello numerico

La corretta scelta dell'evento meteorico attraverso il quale effettuare la fase di calibrazione dei modelli numerici risulta essere una delle fasi più importanti al fine di poter ottenere uno strumento in grado di riprodurre in maniera realistica il complesso fenomeno della trasformazione afflussi - deflussi e della propagazione delle onde di piena all'interno dei collettori.

A causa della persistente siccità che ha caratterizzato gran parte del periodo in cui sono stati installati gli strumenti di misura di portata all'interno dei collettori della rete fognaria, gli unici eventi meteorici significativi che è stato possibile registrare sono stati rispettivamente quelli dal 13 al 17 marzo 2011 e quelli dal 14 al 15 maggio 2011. Tale regime pluviometrico, caratterizzato soltanto da due eventi meteorici significativi avvenuti nell'arco di quasi tre mesi di osservazioni, ha comunque consentito di effettuare sia la calibrazione del modello numerico sia la successiva validazione, anche se la presenza di ulteriori eventi pluviometrici di una certa consistenza avrebbe certamente consentito di validare il modello basandosi su

una maggiore casistica di dati sperimentali acquisiti e quindi ottenere una validazione più robusta del modello.

Ad ogni modo l'assenza prolungata di precipitazioni di una certa rilevanza, in particolare nel periodo compreso dal 18 marzo al 24 aprile 2011, ha consentito di analizzare l'andamento delle curve di esaurimento delle portate all'interno dei collettori fognari fornendo così utili indicazioni circa la presenza all'interno della rete fognaria del CIPAF di acque parassite causate dall'infiltrazione delle acque di falda all'interno dei collettori fognari (a tal proposito si rimanda al paragrafo 8.4).

Considerando l'elevato numero di strumenti di misura del tipo area - velocity installati lungo la rete di collettori è stato necessario adottare una determinata metodologia per la calibrazione del modello numerico tale da sfruttare appieno l'elevato numero di dati sperimentali acquisiti senza però incorrere in procedure eccessivamente lunghe e complesse dal punto di vista computazionale. A tal proposito l'intera area industriale del CIPAF è stata suddivisa in otto distretti aventi come sezioni di chiusura alcuni dei punti in cui sono stati installati gli strumenti di misura (Figura 8.4). Ogni distretto pertanto risulta essere formato dall'unione di più sottobacini contribuenti.

In particolare, partendo dal punto di misura posizionato più a monte (CP01), si è operato in modo tale da individuare i limiti dei relativi sottobacini ad esso afferente e poter quindi definire il primo distretto tra quelli individuati. Successivamente si è condotta l'operazione di calibrazione agendo sui parametri del modello in modo tale che i risultati forniti dalla simulazione coincidessero sostanzialmente con i valori di portata registrati proprio in corrispondenza di tale punto di misura (CP01). A questo punto si è proseguito individuando sia il punto di misura successivo (CP04), ubicato più a valle rispetto quello precedente, sia il relativo distretto di pertinenza. Appare evidente come in questo caso la procedura di calibrazione interessi esclusivamente il nuovo distretto individuato al netto però del distretto iniziale per il quale i parametri risultano essere già stati calibrati nella fase precedente (rendendo quindi attendibile il contributo delle relative portate simulate). La procedura appena esposta è stata applicata successivamente in cascata, ovvero in successione a tutti gli altri distretti afferenti ai rimanenti punti di misura delle portate ubicati progressivamente più a valle lungo la rete di drenaggio.

Individuati i distretti si è reso necessario adottare una suddivisione in classi, funzione della tipologia costruttiva e/o destinazione urbanistica, dei singoli sottobacini ricadenti all'interno di ogni singolo distretto come illustrato in Figura 8.4.

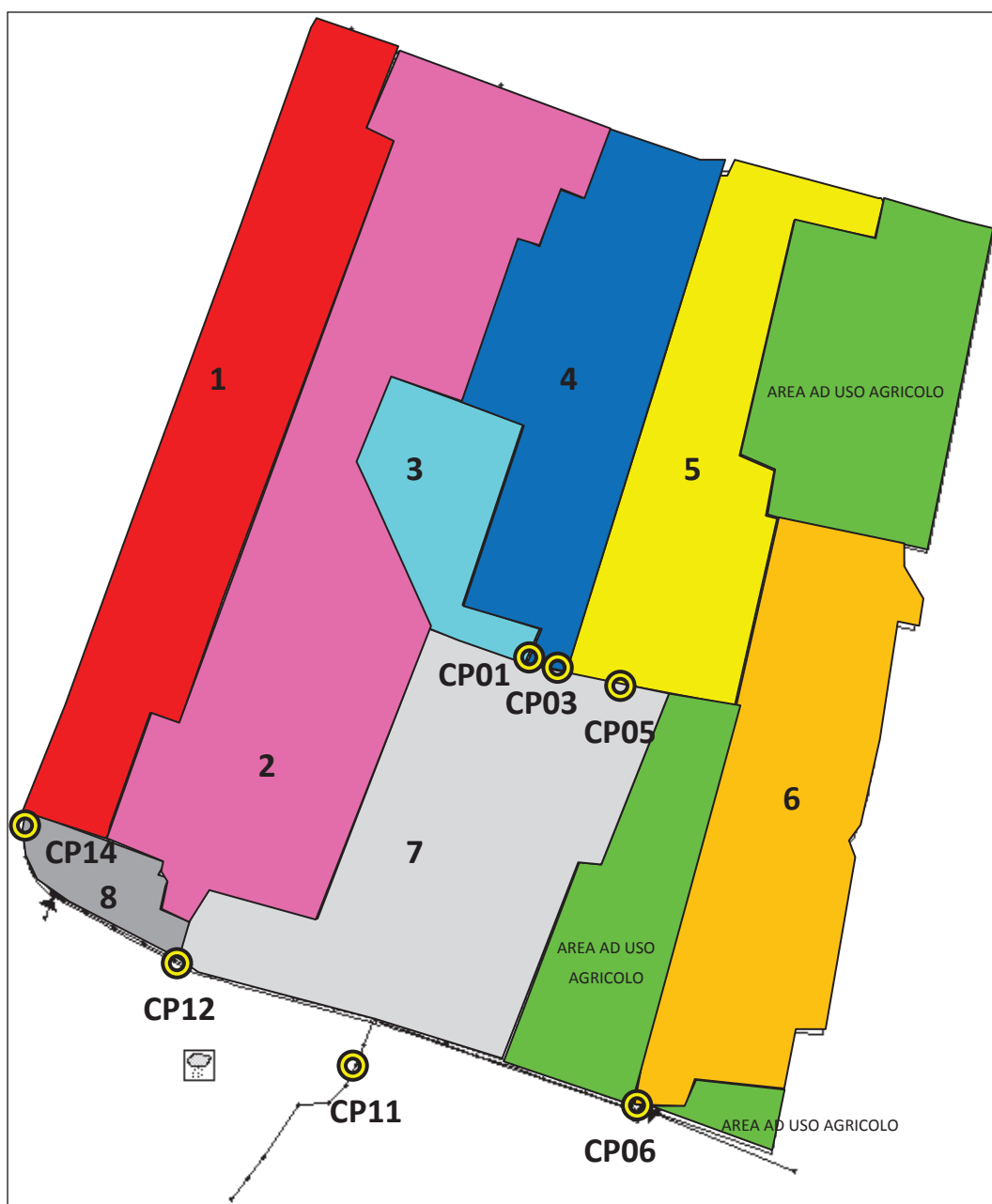


Figura 8.4: Suddivisione in otto distretti dell'intero bacino della zona industriale CIPAF.

Individuati i distretti si è reso necessario adottare una suddivisione in classi, funzione della tipologia costruttiva e/o destinazione urbanistica, dei singoli sottobacini ricadenti all'interno di ogni singolo distretto.

In particolare sono state definite cinque classi:

- ASPHALT (identificativa delle aree asfaltate dei piazzali industriali adibite sia alle operazioni di carico – scarico merci oppure a parcheggio autoveicoli);
- GRASS (identificativa delle aree verdi presenti all'interno dei lotti urbanizzati);

- MOUND (identificativa delle aree esterne adibite allo stoccaggio di scarti di lavorazione);
- ROAD (identificativo di tutte le strade e parcheggi presenti lungo la rete viaria a servizio dell'area CIPAF);
- ROOF (identificativa delle coperture sia dei capannoni industriali sia degli edifici civili);
- WOOD (identificativa delle aree esterne adibite allo stoccaggio di legnami);

Appare evidente come tale suddivisione in classi sia adeguata per descrivere le differenti risposte idrologiche di zone estremamente eterogenee sia in termini di valori di coefficiente d'afflusso sia in termini di macro scabrezze delle superfici scolanti.

8.2.1 Parametri oggetto di calibrazione

In linea teorica la simulazione di un determinato fenomeno fisico mediante la modellazione dello stesso potrebbe apparire tanto più affidabile quanto maggiore risulta essere il numero di parametri (da calibrare) di cui è composto il modello, in modo tale da consentire un elevato grado di flessibilità nel descrivere i processi da analizzare. Tuttavia nella pratica si riscontra come il dover considerare un elevato numero di parametri da calibrare non sempre garantisce risultati migliori, ma anzi rende l'operazione di calibrazione estremamente complessa nonché lunga a livello computazionale.

In particolare, i parametri coinvolti nella modellazione dell'area CIPAF sono stati i seguenti:

- %Imperv: valore del coefficiente d'afflusso di ciascun bacino;
- %Slope: pendenza del bacino nella direzione dello scorrimento superficiale;
- N-Imperv: valore delle scabrezze superficiali dei singoli bacini secondo Manning;
- Dstore-Imperv: invasi superficiali nelle superfici impermeabili;
- Width: larghezza di ciascun sottobacino;
- Roughness: ovvero il coefficiente di Manning relativo alle condotte;

Dei parametri sopra elencati sono stati oggetto di calibrazione esclusivamente quelli relativi al coefficiente di afflusso di ogni sottobacino (%Imperv), agli invasi superficiali nelle superfici impermeabili (Dstore-Imperv) ed alle scabrezze delle superfici scolanti (N-Imperv).

Le motivazioni che hanno condotto a tale scelta sono sostanzialmente le seguenti:

1. La calibrazione del modello idrologico - idraulico dell'area CIPAF è stata effettuata in maniera tradizionale, ovvero senza l'ausilio di specifici programmi di ottimizzazione (come effettuato per il modello idrologico - idraulico del bacino idrografico del fiume Ledra) che avrebbero consentito di calibrare modelli numerici dotati di un numero consistente di parametri in maniera automatizzata.
2. I parametri %Imperv e Dstore-Imperv rappresentano implicitamente la modellazione dei processi di infiltrazione e la ritenzione idrica delle superfici dei bacini in esame. Avendo tali parametri la funzione di stimare le perdite idrologiche, ovvero di determinare la pioggia netta che andrà ad interessare ogni singolo sottobacino, appare evidente come una corretta simulazione di tali processi non possa prescindere da una attenta e scrupolosa calibrazione di tali parametri.
3. Si è verificato come variazioni, anche modeste, del parametro %Imperv possano comunque fornire significative differenze in termini di deflussi generati da ogni singolo bacino; pertanto si è dedotto come gli abituali intervalli (range) di valori proposti in letteratura per i coefficienti di afflusso da associare a ciascuna delle classi individuate possono fornire anche notevoli differenze in termini di portate generate da ciascun bacino.
4. A causa dell'elevato numero di sottobacini con il quale è stata modellata l'intera area CIPAF è stato necessario adottare un metodo speditivo per l'assegnazione dei valori relativi al parametro rappresentante la larghezza di ogni singolo sottobacino (Width). In particolare si è optato per calcolare direttamente tale parametro come la radice quadrata dell'area del relativo sottobacino in tutti quei casi in cui la cui forma risultasse essere assimilabile orientativamente a quella di un quadrato.
5. Il parametro relativo alla pendenza dei sottobacini (%Slope) è stato definito direttamente in base alla pendenza calcolata per ciascun sottobacino utilizzando le quote fornite dalla Carta Tecnica Regionale.
6. Il parametro relativo alla scabrezza delle condotte (Roughness) è stato adottato in base ai comuni valori riportati in letteratura; infatti la variazione dei valori ad esso associati ricadenti all'interno degli usuali intervalli (range) non ha prodotto variazioni significative in termini di portate generate da ciascun sottobacino.
7. La variazione di alcuni parametri provoca sostanzialmente gli stessi effetti; in altre parole si è notato come ad esempio la larghezza (Width), la scabrezza (N-Imperv) e la pendenza dei sottobacini (%Slope) hanno tutti come conseguenza principale l'aumento o la diminuzione del tempo d'accesso alla rete, determinando così la forma dell'idrogramma di piena. Si è stabilito di considerare il parametro N-Imperv

(relativo alle scabrezze superficiali da assegnare ad ognuno dei sottobacini) in funzione della suddivisione in classi effettuata (ognuna delle quali rappresentativa di una ben determinata tipologia costruttiva e/o destinazione urbanistica) i cui intervalli di valori possono essere reperiti in prima approssimazione nella letteratura scientifica.

In sintesi si può affermare che:

- Al fine di far coincidere i valori dei diversi picchi di portata simulati con quelli osservati si è stabilito di agire sulla variazione dei valori da assegnare ai coefficienti d'afflusso (%Imperv);
- Al fine di cogliere il primo picco di portata (una volta determinati i valori da assegnare ai coefficienti d'afflusso) si è stabilito di agire sulla variazione del valore da assegnare al parametro relativo ai volumi invasati nelle depressioni superficiali (Dstore-Imperv);
- Al fine di ottenere la medesima fase, ovvero allineare temporalmente gli idrogrammi simulati e registrati sia durante la fase di crescita che di recessione, si è stabilito di agire diminuendo oppure aumentando i valori relativi alle scabrezze delle aree impermeabili (N-Imperv);

A verifica di quanto appena affermato circa l'influenza di ciascun parametro nel modificare i risultati finali di output forniti dalle simulazioni si rimanda al paragrafo 8.7 relativo all'analisi di sensitività dei parametri costituenti il modello numerico.

Dal punto di vista prettamente operativo per la calibrazione dei valori relativi ai coefficienti di afflusso si è ricorso ad un consistente numero di simulazioni al fine di determinare i valori che rendessero minimo lo scarto quadratico medio tra portate simulate e portate osservate, mentre al contrario per la determinazione dei valori relativi sia agli invasi superficiali nelle depressioni superficiali sia alle scabrezze delle superfici scolanti si è agito in maniera visiva, ovvero confrontando i grafici delle portate simulate e di quelle registrate al fine di far coincidere il più possibile le due curve.

Si è deciso di operare in tale maniera, ovvero effettuando una variazione sistematica dei soli valori dei coefficienti d'afflusso e relativo calcolo dello scarto quadratico medio, in modo da rendere minore possibile il numero delle simulazioni da effettuare poiché altrimenti con un numero elevato di parametri da calibrare le combinazioni possibili di calcolo sarebbero diventate nell'ordine delle migliaia.

Ad ogni modo anche utilizzando per la calibrazione un solo parametro %Imperv, in virtù delle sei classi adottate identificative della tipologia costruttiva e/o destinazione urbanistica di ciascun sottobacino, appare evidente come il numero delle simulazioni per ottenere i valori che rendono minimo lo scarto quadratico medio sia stato comunque elevato. A testimonianza di quanto sopra affermato si prenda in considerazione ad esempio il distretto n.3 (Figura 8.4) ed analizzando la classificazione del suolo adottata (Figura 8.5) appare evidente, qualora si indichi con:

- k il numero dei possibili valori assunti dal coefficiente d'afflusso (ovvero se ad esempio il coefficiente d'afflusso varia da 0.55 a 0.80 con intervalli di 0.05 allora il valore associato al parametro k risulterà essere uguale a 6);
- n il numero di classi d'uso (definite in base alla tipologia costruttiva e/o destinazione urbanistica, ovvero tre nel caso in esame);

come il numero delle combinazioni possibili da simulare risulterebbe essere pari a:

$$k^n \tag{8.1}$$

che nel caso in esame equivarrebbe a dire un numero di 6^3 , ovvero di 216 simulazioni per il solo distretto numero 3.

Emerge immediatamente come un tale numero di simulazioni, per un solo distretto, sia troppo elevato e quindi si è stabilito di imporre ad una classe, ovvero quella che rappresenta sia la minore estensione areale all'interno del distretto analizzato sia quella che garantisce (a causa della sua tipologia) meno incertezze al fine della corretta attribuzione del coefficiente d'afflusso, un determinato valore (considerato come il più attendibile fra i dati disponibili in letteratura scientifica) del coefficiente d'afflusso.

Operando in tale modo nel caso del distretto numero 3 si è riusciti pertanto a diminuire il numero delle simulazione da un valore di 6^3 ad un valore di 6^2 , ovvero 36 simulazioni rispetto alle 216 originariamente preventivate (Figura 8.6).

Nel caso di situazioni in cui dovesse presentarsi un valore maggiore di classi d'uso (Figura 8.7) si è valutato caso per caso se diminuirne il numero n di tali classi d'uso oggetto della procedura di calibrazione (come illustrato nel caso precedente) oppure ridurre il valore del parametro k riducendo i limiti entro i quali cercare il valore ottimale da associare al coefficiente d'afflusso e/o aumentare il passo dell'intervallo di variazione (ad esempio riducendo i limiti della ricerca da 0.60 a 0.80 anziché da 0.55 a 0.80 aumentando gli intervalli di ricerca con passo da 0.05 a 0.10).

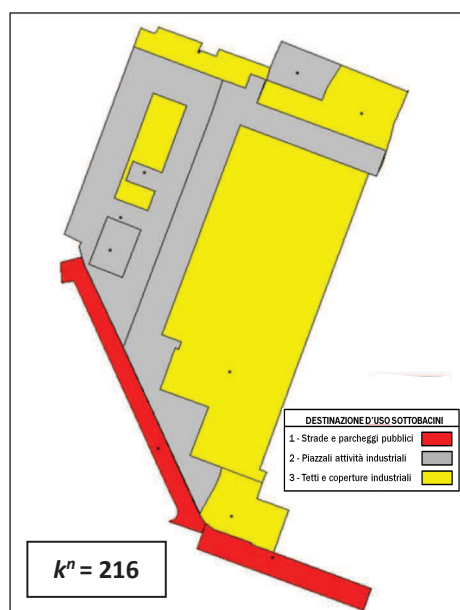


Figura 8.5: Classificazione uso del suolo adottata relativa al distretto n.3.

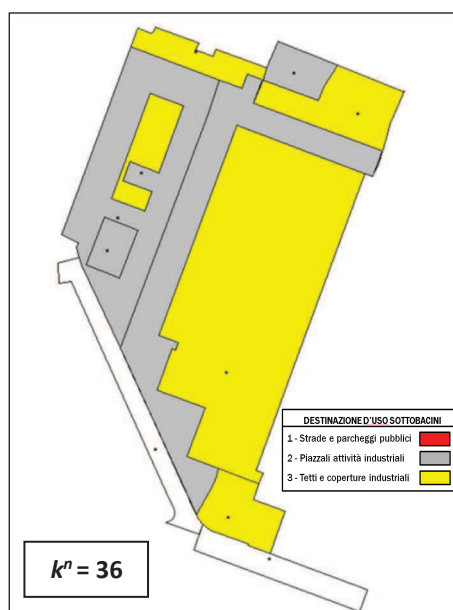


Figura 8.6: Classificazione uso del suolo semplificata relativa al distretto n.3.

Analogamente si è agito in tale maniera anche per gli altri distretti individuati all'interno dell'area oggetto di studio.

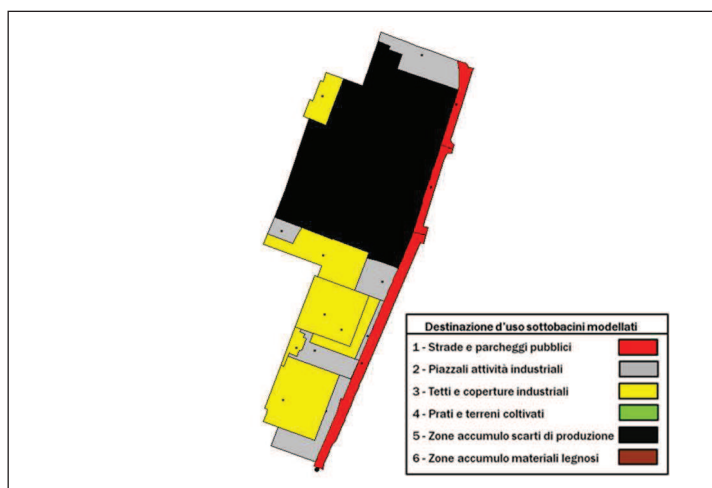


Figura 8.7: Classificazione uso del suolo relativa al distretto n.4.

8.2.2 La definizione della funzione obiettivo

Come già trattato nel Capitolo 4, la funzione obiettivo è un'equazione che quantifica numericamente la differenza tra i risultati simulati dal modello ed i valori ottenuti dalle misure di portata risultando così essere rappresentativa della qualità della simulazione effettuata. L'obiettivo della calibrazione del modello è quindi quello di trovare quei valori

dei parametri che minimizzino la funzione obiettivo, coincidente in questo caso con lo scarto quadratico medio definito come:

$$\sigma = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N (Q_{sim}(i) - Q_{mis}(i))^2}{N}} \quad (8.2)$$

Sono state così eseguite le simulazioni numeriche per ognuna delle combinazioni ottenute variando i valori dei coefficienti d'afflusso associati ad ognuna delle classi individuate e si è successivamente calcolato il valore dello scarto quadratico medio per ciascuna delle combinazioni individuate.

In particolare il calcolo dello scarto quadratico medio è stato condotto sia utilizzando i risultati forniti dall'intera simulazione, in modo tale da avere un indicatore globale circa la bontà dell'intera simulazione effettuata, sia i risultati forniti dalla simulazione nell'intorno (valutabile nell'ordine delle due ore, ovvero l'ora antecedente e quella successiva al picco) dei picchi di portata più significativi (Figura 8.8) in modo tale da avere anche un indicatore locale circa le capacità del modello di cogliere anche gli eventi di piena. Sono state ottenute quindi sia una funzione obiettivo globale sia una funzione obiettivo locale.

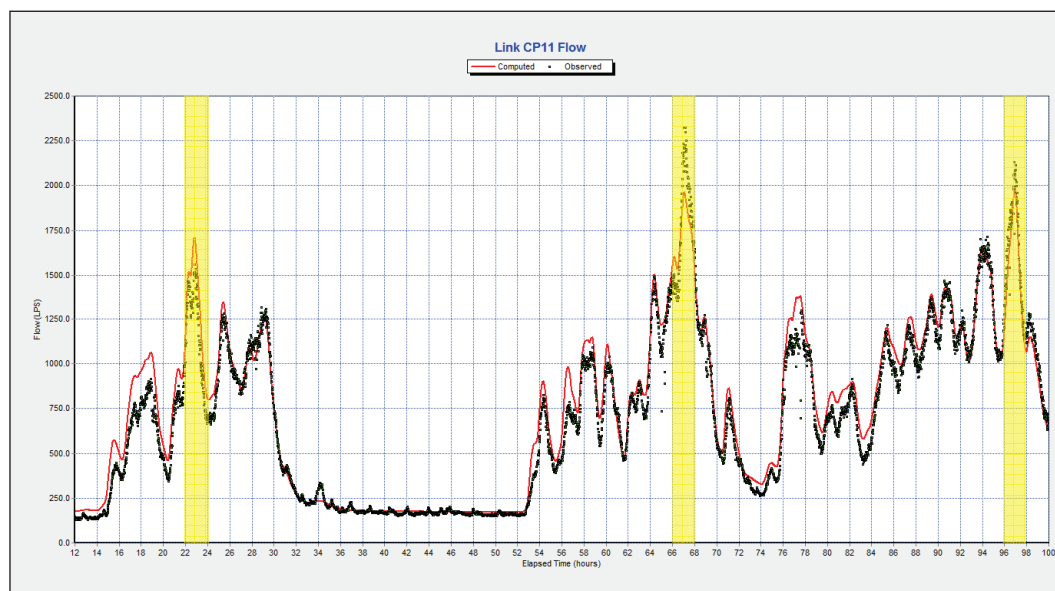


Figura 8.8: Individuazione degli intervalli temporali per i quali è stata considerata la funzione obiettivo locale.

Una volta calcolate queste due funzioni obiettivo, una per l'intero periodo ed una esclusivamente per gli eventi di picco, le medesime sono state opportunamente identificate (in base ai relativi valori dei coefficienti di afflusso adottati) e successivamente ordinate dal valore minore a quello maggiore dello scarto quadratico medio. A questo punto è stato

sufficiente semplicemente individuare i valori dei coefficienti d'afflusso che hanno fornito contemporaneamente i valori minori sia della funzione obiettivo globale sia della funzione obiettivo locale.

A titolo di esempio si riporta la procedura adottata per la determinazione dei valori da assegnare al parametro %Imperv relativo al distretto identificato con il numero 3. In Tabella 8.1 sono riportate le permutazioni dei valori da assegnare al parametro %Imperv ognuna delle quali identificata con il relativo numero progressivo (SIM ID.).

Tabella 8.1: Permutazioni dei valori da assegnare al parametro %Imperv.

SIM. ID.	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
ASPHALT	60	65	70	75	65	70	75	60	70	75	60	65	75	60	65
ROOF	60	65	70	75	60	60	60	65	65	65	70	70	70	75	75

SIM. ID.	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
ASPHALT	70	75	80	80	80	70	75	85	70	85	80	85	90	85	85
ROOF	75	80	75	80	70	80	85	75	85	70	85	80	70	65	85

In Tabella 8.2 sono riportate esclusivamente le prime quattro coppie di valori associati al parametro %Imperv che hanno fornito rispettivamente i valori minori della funzione obiettivo globale e di quella locale adottata (S.Q.M.) sempre con riferimento alle simulazioni effettuate per il distretto numero 3:

Tabella 8.2: Valori assunti dalla funzione obiettivo globale e locale.

FUNZIONE OBIETTIVO GLOBALE		FUNZIONE OBIETTIVO LOCALE	
SIM. ID.	S.Q.M.	SIM. ID.	S.Q.M.
20	12.04	25	22.67
4	12.13	23	22.86
25	12.16	18	22.92
18	12.20	19	22.94

Appare evidente come nel caso in esame, la coppia di valori con l'identificativo (SIM ID.) numero 25 sia stata quella che ha fornito il miglior compromesso nel fornire i valori minori di entrambe le funzioni obiettivo impiegate.

8.3 La calibrazione sulla base dell'evento del 13-17 marzo 2011

Il modello di simulazione è stato calibrato con riferimento all'evento meteorico che ha interessato l'area oggetto di studio nel periodo compreso dal 13 al 17 marzo 2011. In particolare lo ietogramma registrato al pluviometro (relativo al periodo dalle ore 00:00 del 13 marzo 2011 alla ore 23:00 del 17 marzo 2011) è riportato in Figura 8.9 (i valori riportati nel grafico si riferiscono ai millimetri orari di precipitazione cumulata).

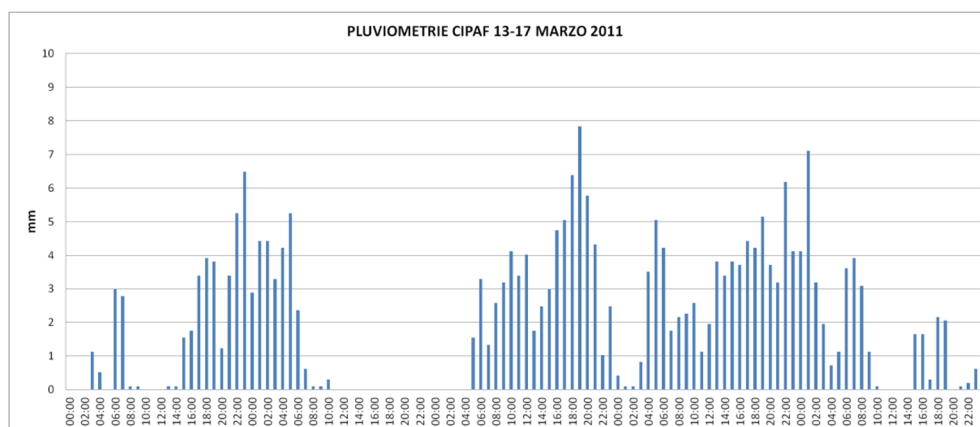


Figura 8.9: Ietogramma delle precipitazioni (13-17 marzo 2011).

La Tabella 8.3 riporta per ciascuno dei distretti individuati i valori associati ai parametri oggetto di calibrazione del modello numerico ottenuti applicando la metodologia esposta nel paragrafo precedente.

Tabella 8.3: Valori assunti dai parametri dopo la procedura di calibrazione.

DISTRETTO	ASPHALT		MOUND		ROAD		ROOF		WOOD	
	%Imp	N-Imp	%Imp	N-Imp	%Imp	N-Imp	%Imp	N-Imp	%Imp	N-Imp
n. 1	90	0.016	-	.	85	0.016	80	0.011	-	-
n. 2	45	0.016	10	0.050	85	0.016	35	0.011	-	-
n. 3	85	0.016	-	.	85	0.016	70	0.011	-	-
n. 4	90	0.016	10	0.050	85	0.016	70	0.011	-	-
n. 5	50	0.016	-	.	85	0.016	40	0.011	10	0.035
n. 6	55	0.016	-	.	85	0.016	55	0.011	-	-
n. 7	85	0.016	30	0.050	85	0.016	90	0.011	-	-
n. 8	90	0.016	-	.	85	0.016	80	0.011	-	-

Le Figure dalla 8.10 alla 8.22 riportano, per i punti di misura più significativi, il confronto fra l'andamento delle portate così come rilevate dal singolo strumento di misura (punti di colore verde) e delle portate calcolate dal modello numerico opportunamente calibrato (linea continua di colore rosso).

Da una prima analisi dei grafici emerge come il modello numerico realizzato possieda sostanzialmente una buona capacità nel simulare fedelmente l'andamento delle portate all'interno delle prime 72 ore (Elapsed Time) del periodo considerato per la procedura di calibrazione, fatta eccezione tuttavia la sua capacità nel poter simulare fedelmente l'evento di picco di piena relativo allo scroscio registrato intorno alle ore 19:00 del 15 marzo 2011 (Elapsed Time corrispondente 67 hours).

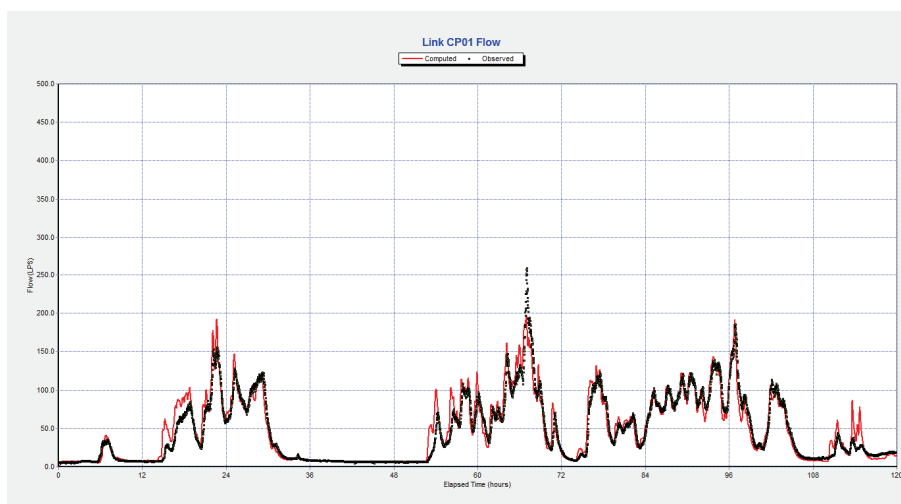


Figura 8.10: Evento del 13-17 marzo 2011. Idrogrammi di piena misurato (in verde) e calcolato (in rosso) relativi alle portate nel punto di misura CP01.

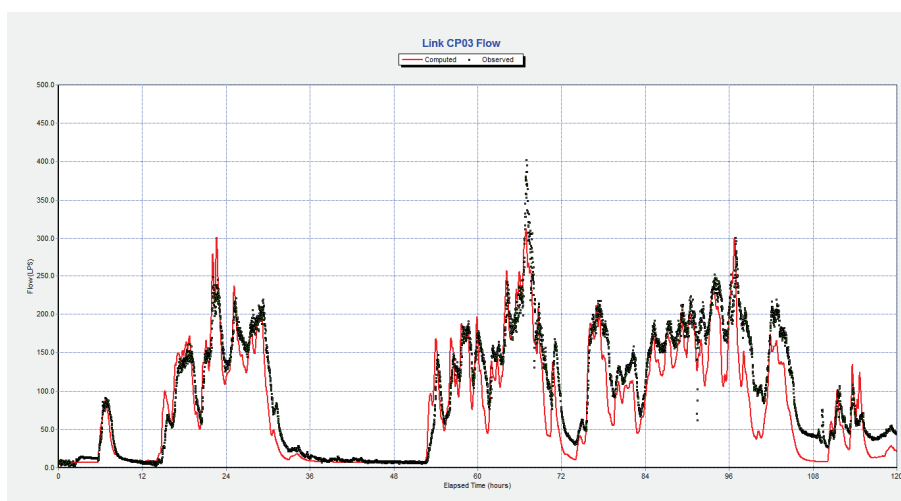


Figura 8.11: Evento del 13-17 marzo 2011. Idrogrammi di piena misurato (in verde) e calcolato (in rosso) relativi alle portate nel punto di misura CP03.

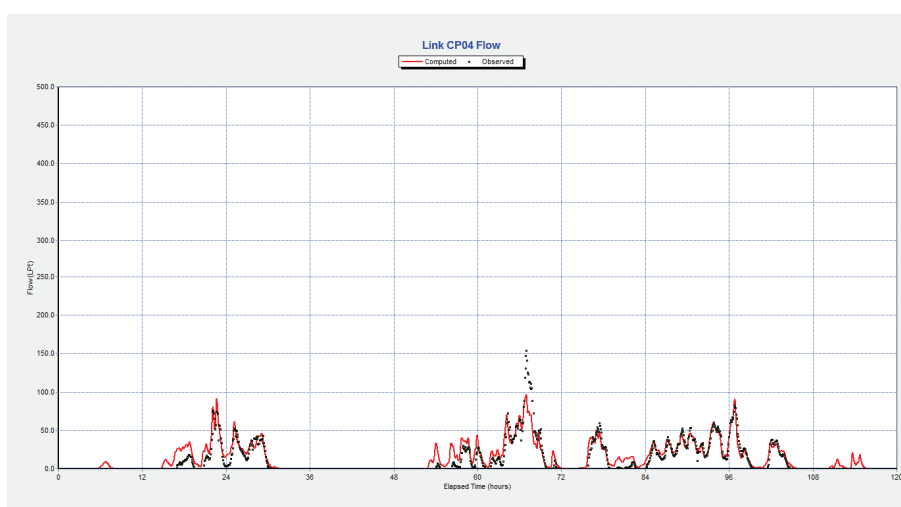


Figura 8.12: Evento del 13-17 marzo 2011. Idrogrammi di piena misurato (in verde) e calcolato (in rosso) relativi alle portate nel punto di misura CP04.

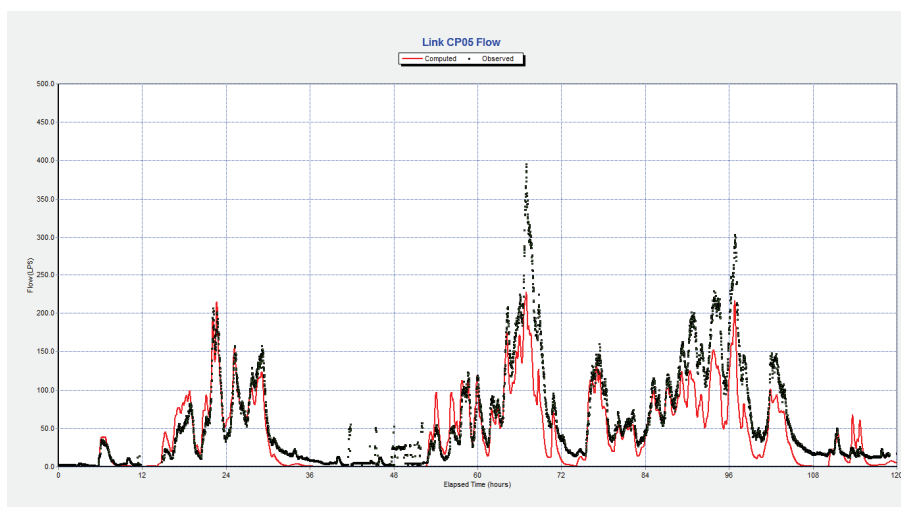


Figura 8.13: Evento del 13-17 marzo 2011. Idrogrammi di piena misurato (in verde) e calcolato (in rosso) relativi alle portate nel punto di misura CP05.

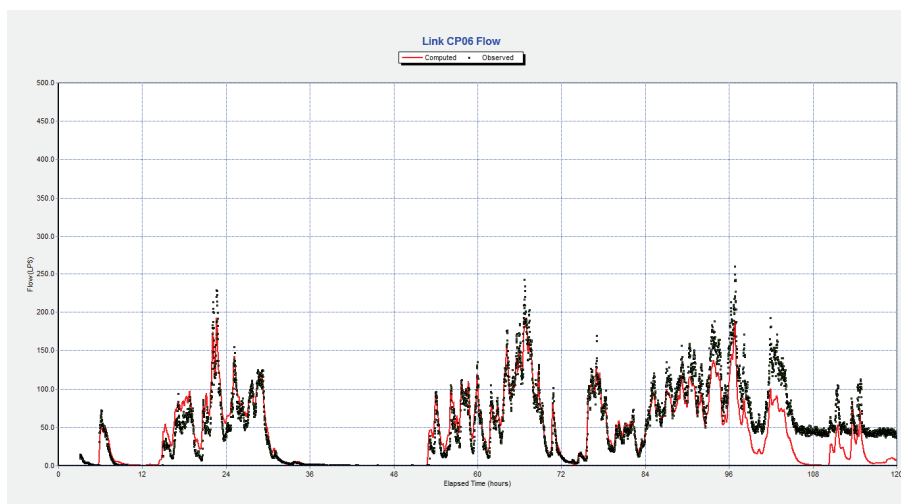


Figura 8.14: Evento del 13-17 marzo 2011. Idrogrammi di piena misurato (in verde) e calcolato (in rosso) relativi alle portate nel punto di misura CP06.

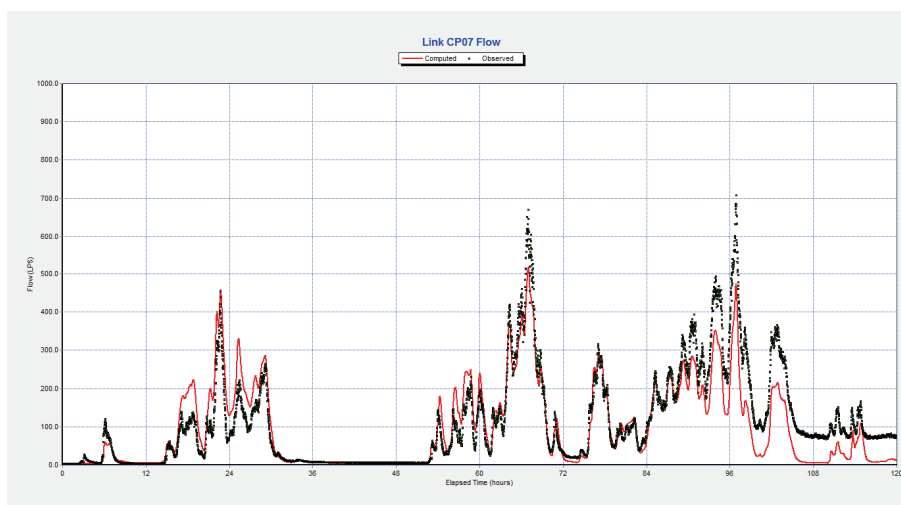


Figura 8.15: Evento del 13-17 marzo 2011. Idrogrammi di piena misurato (in verde) e calcolato (in rosso) relativi alle portate nel punto di misura CP07.

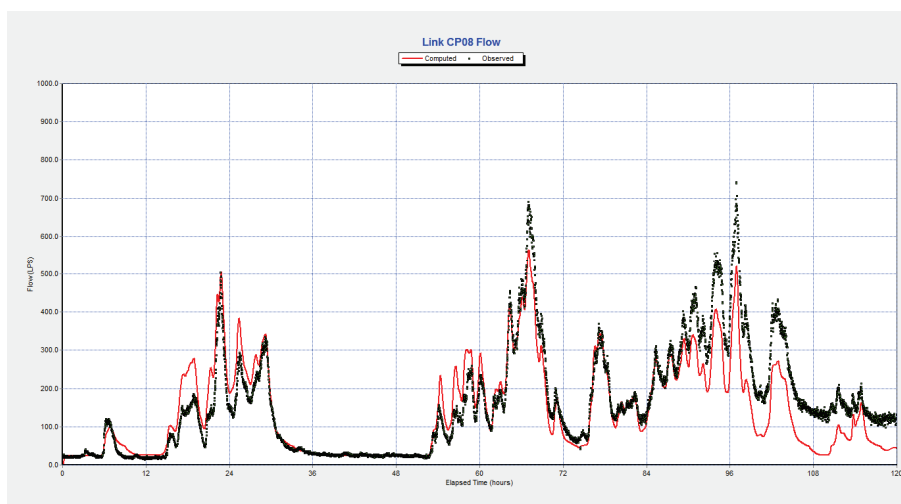


Figura 8.16: Evento del 13-17 marzo 2011. Idrogrammi di piena misurato (in verde) e calcolato (in rosso) relativi alle portate nel punto di misura CP08.

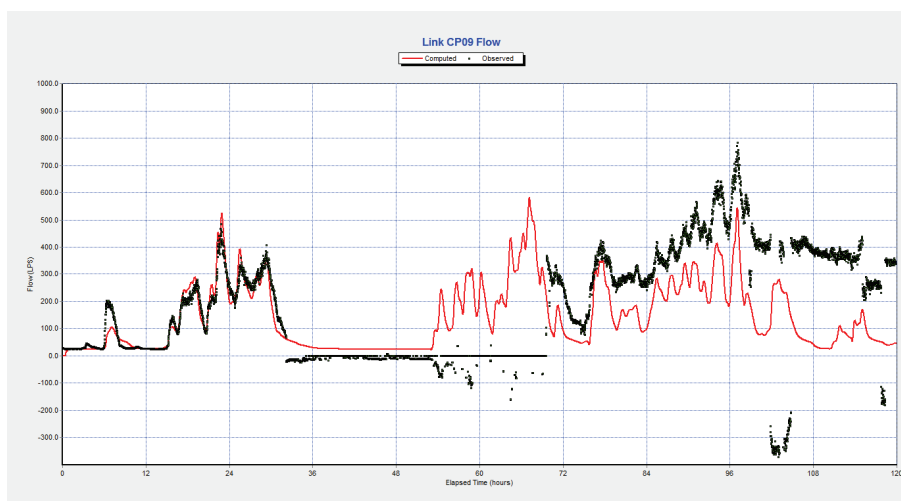


Figura 8.17: Evento del 13-17 marzo 2011. Idrogrammi di piena misurato (in verde) e calcolato (in rosso) relativi alle portate nel punto di misura CP09.

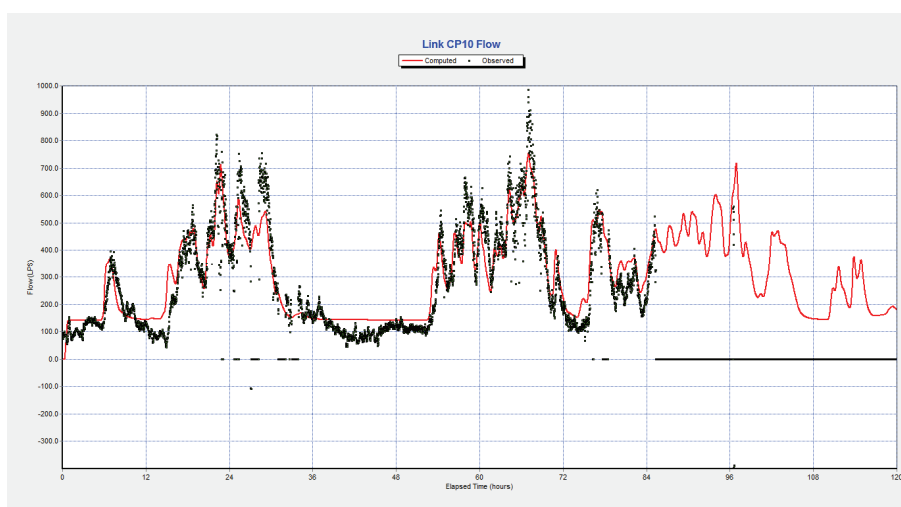


Figura 8.18: Evento del 13-17 marzo 2011. Idrogrammi di piena misurato (in verde) e calcolato (in rosso) relativi alle portate nel punto di misura CP10.

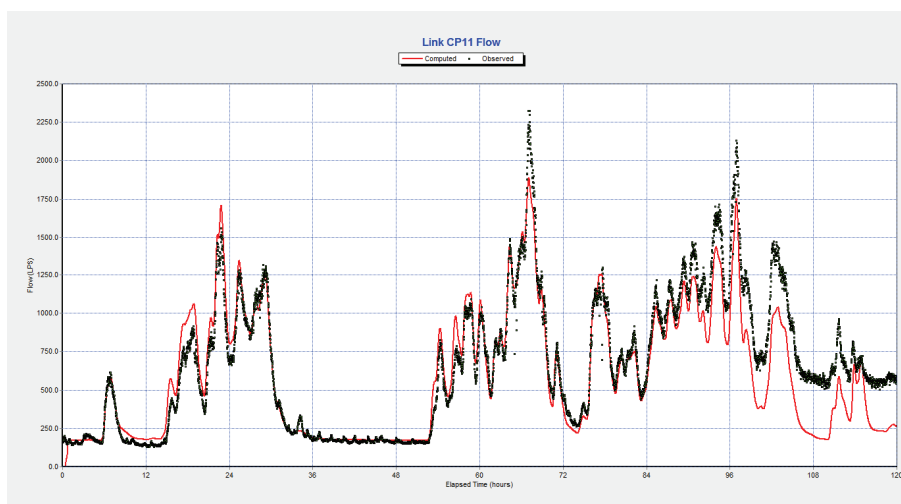


Figura 8.19: Evento del 13-17 marzo 2011. Idrogrammi di piena misurato (in verde) e calcolato (in rosso) relativi alle portate nel punto di misura CP11.

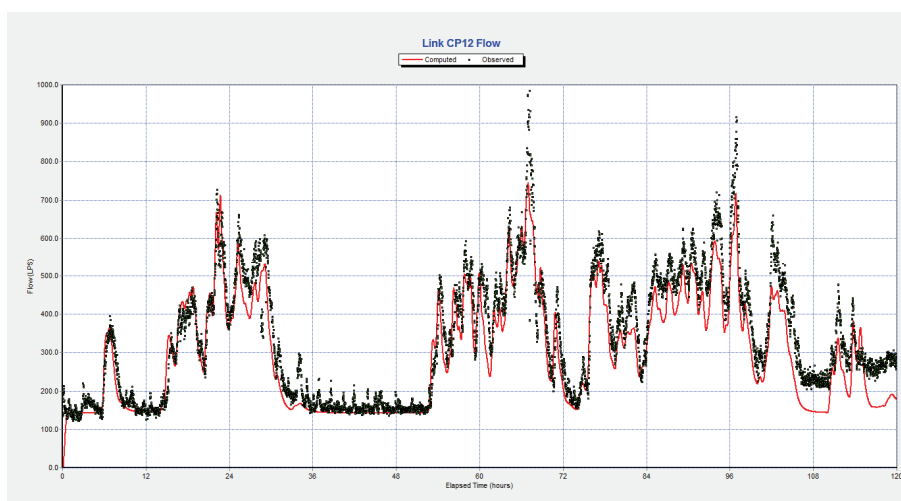


Figura 8.20: Evento del 13-17 marzo 2011. Idrogrammi di piena misurato (in verde) e calcolato (in rosso) relativi alle portate nel punto di misura CP12.

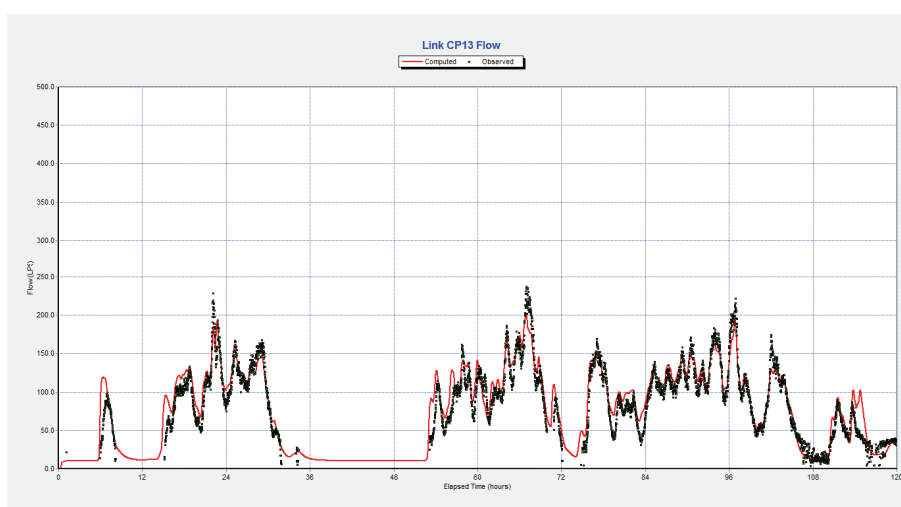


Figura 8.21: Evento del 13-17 marzo 2011. Idrogrammi di piena misurato (in verde) e calcolato (in rosso) relativi alle portate nel punto di misura CP13.

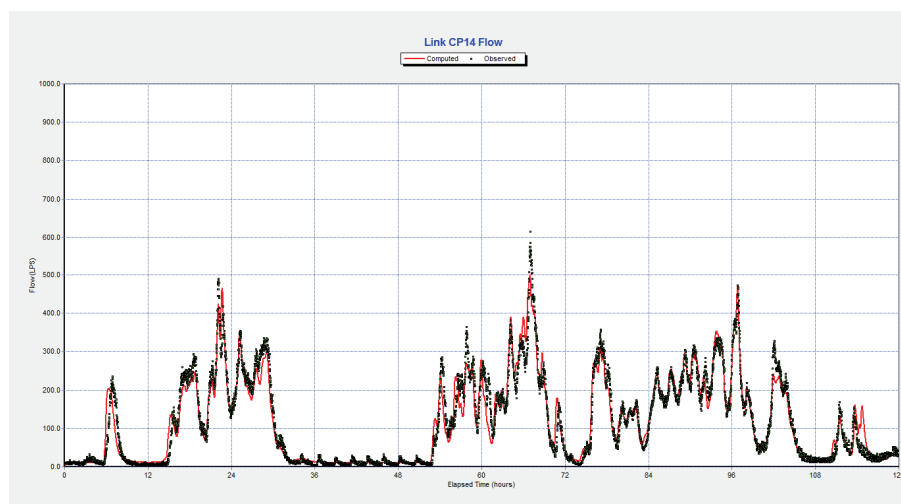


Figura 8.22: Evento del 13-17 marzo 2011. Idrogrammi di piena misurato (in verde) e calcolato (in rosso) relativi alle portate nel punto di misura CP14.

Da una prima analisi dei grafici sopra riportati emerge come il modello numerico realizzato possieda sostanzialmente una buona capacità nel simulare fedelmente l'andamento delle portate all'interno delle prime 72 ore (Elapsed Time) del periodo considerato per la procedura di calibrazione, fatta eccezione tuttavia la sua capacità nel poter simulare fedelmente l'evento di picco di piena relativo allo scroscio registrato intorno alle ore 19:00 del 15 marzo 2011 (Elapsed Time corrispondente 67 hours). L'incapacità del modello numerico nel cogliere fedelmente il valore di portata di tale picco di piena potrebbe essere dovuta alle seguenti motivazioni:

- 1) Nel caso di precipitazioni brevi e particolarmente intense potrebbe verificarsi il fenomeno del rimbalzo di alcune gocce di pioggia al di fuori del cono di raccolta del pluviometro, sottostimando così la reale intensità dell'evento meteorico;
- 2) Eventi meteorici particolarmente intensi potrebbero essere legati a fenomeni temporaleschi o comunque a situazioni meteo associate a significative raffiche di vento che in qualche modo potrebbero deviare la naturale traiettoria delle gocce d'acqua falsando così le registrazioni pluviometriche;
- 3) L'impiego di un solo pluviometro (collocato nelle propaggini meridionali del bacino) su un'area estesa come quella in esame potrebbe essere risultato non idoneo per cogliere eventuali eventi meteorici intensi e localizzati esclusivamente in una determinata porzione del bacino in corrispondenza ad esempio di particolari celle temporalesche;

- 4) Per definizione un modello numerico è una rappresentazione (semplificata) della realtà e pertanto risulta essere evidente come sia fisiologica una certa imprecisione nel simulare alcuni processi;

Appare evidente come una calibrazione orientata a cogliere principalmente gli eventi di piena più importanti avrebbe implicitamente significato sia fornire maggior credito a pochi eventi puntuali rispetto l'andamento globale delle portate sull'intero arco temporale analizzato, sia incorrere nel rischio di basarsi esclusivamente su dati sperimentali potenzialmente affetti da vizi d'acquisizione a causa delle gravose condizioni di misurazione.

Un fenomeno di fondamentale importanza, che emerge osservando le fasi terminali dei grafici precedentemente riportati, riguarda la presenza di un sostanziale scostamento tra le portate simulate e le portate osservate in particolare in corrispondenza dei punti nei quali sono stati installati gli strumenti di misura identificati come CP03, CP05, CP06, CP07, CP08, CP09, CP11 e CP12. Tale differenza è imputabile principalmente al fenomeno dell'intrusione in rete di acque parassite, argomento che sarà trattato nel paragrafo successivo.

Infine si riportano alcune considerazioni relative alla simulazione sia delle acque nere sia dei reflui di scarico provenienti dai processi industriali che a priori risultano essere impossibili da quantificare non essendo disponibili i dati relativi ai prelievi idrici da parte di ogni singola attività. Per sopperire infatti all'incapacità del modello di cogliere tale aspetto ad ogni simulazione è stato assegnato, in corrispondenza dei nodi associati ai punti in cui sono stati installati gli strumenti di misura, un valore di portata costante atto a riprodurre la portata nera media effettivamente registrata nel periodo per il quale si intende effettuare la simulazione. In particolare si noti la Figura 8.13, relativa al punto di misura CP05, dove si può osservare la presenza di due picchi di portata in tempo asciutto (Elapsed Time compreso tra 36 e 48 hours) legati certamente a qualche scarico di acque reflue direttamente in rete. Se tale circostanza dovesse pertanto presentarsi anche in presenza di fenomeni piovosi un simile contributo andrebbe ad aumentare il valore di picco di portata registrato, rendendo quindi molto difficoltoso il processo di calibrazione del modello qualora ci si basasse esclusivamente sul valore di portata raggiunto dai picchi di piena.

8.4 Il fenomeno delle acque parassite nei sistemi di drenaggio urbano

I fenomeni di infiltrazione ed exfiltrazione (spandimento) nelle reti di fognatura determinano in maniera diretta ed indiretta la contaminazione dell'ambiente idrico urbano, sia superficiale che profondo, nonché problemi gestionali alla rete e agli impianti di depurazione.

Sotto queste premesse, e in risposta a precisi vincoli normativi (quali il Decreto Legislativo 3 aprile 2006, n. 152 Norme in materia ambientale), i gestori delle reti di drenaggio urbano sono chiamati ad effettuare una programmazione mirata ed oculata di interventi, che conducano in tempi brevi ad avere una miglior conoscenza delle reti stesse. Maggior conoscenza significa, principalmente, più facile e miglior gestione, ma anche possibilità di un controllo più efficace della rete, ad esempio per le situazioni di emergenza.

Le acque parassite in fognatura sono quella componente della portata non conforme né per qualità né per quantità al sistema fognario in oggetto. Esse possono essere infiltrazioni provenienti dalla falda superficiale, in ragione di una non perfetta impermeabilità delle opere, difetti strutturali oppure collegamenti illeciti.

Il problema delle infiltrazioni è determinato dal fatto che esse hanno un effetto negativo sull'efficienza degli impianti di trattamento delle acque reflue. In particolari condizioni, tale sovraccarico può raggiungere valori particolarmente elevati, determinando una indesiderata diluizione del carico inquinante addotto all'impianto con un conseguente mal funzionamento del comparto biologico. Oltre a ciò, un aumento della portata nella rete comporta una maggiore quantità di reflui da sollevare in corrispondenza delle stazioni di pompaggio, nonché maggiore frequenza degli scarichi in corrispondenza degli scolmatori di piena posti lungo la rete di fognatura, con un conseguente notevole apporto di inquinanti al corpo ricettore. Le acque di infiltrazione, inoltre, erodono il materiale di rinfiacco delle condotte trascinando, all'interno della tubazione, i granelli di terreno e determinando quindi: la perdita di resistenza del terreno, la riduzione della sezione idraulica e l'aumento della concentrazione dei solidi nel refluo. Quest'ultima condizione, in particolare, può danneggiare gli impianti di sollevamento (giranti delle pompe) in corrispondenza degli impianti di trattamento. Tutte queste problematiche si traducono in evidenti ed importanti costi per l'ente gestore.

Al contrario il fenomeno delle exfiltrazioni si determina, ad esempio, in corrispondenza di ammaloramenti nelle tubazioni quando il livello della falda è inferiore a quello idrico nella fognatura. Esso costituisce per gli acquiferi confinati e non confinati un inquinamento di tipo diffuso, caratterizzato da microrganismi di origine fecale, virus, carico organico, ammoniaca, nitrati, nitriti, metalli pesanti, cloruri, sostanze organiche e inorganiche contenute nelle acque reflue di diversa provenienza.

Come già menzionato in precedenza l'evento meteorico riferito al mese di marzo 2011 è da considerarsi molto significativo ai fini della quantificazione (seppur affetta da un certo grado di incertezza) delle acque parassite presenti nel sistema.

Dall'analisi delle Figure 8.10 alla 8.22 si evince come, a fronte di portate precedenti l'evento meteorico abbastanza basse (pari alla media di tempo asciutto), immediatamente dopo la fine della pioggia i valori dei deflussi si attestano attorno a valori decisamente superiori a quelli preesistenti. La principale causa di tale fenomeno è proprio da attribuirsi sia all'innalzamento della falda freatica a causa del prolungato periodo di precipitazioni che ha interessato le giornate dal 13 al 17 marzo 2011, sia a causa dei processi idrologici a scala di bacino del fiume Tagliamento. In particolare si può notare come la distribuzione spaziale delle intrusioni di acque parassite sia marcatamente concentrata nella zona Sud - Est del comprensorio, e più precisamente lungo Via Praz dai Trois e Via delle Nazioni Unite (lato Est). Dalla Figura 8.14 (punto di misura CP06) si nota infatti come, a fronte di una portata praticamente nulla prima dell'inizio delle precipitazioni relative al mese di marzo, si passa a valori medi di circa 40 l/s (ca. 0.80 l/s/ha). Nel punto di misura CP07 (Figura 8.15), ubicato poco più a valle del precedente, da un valore quasi nullo si passa a quasi 80 l/s (ca. 1.60 l/s/ha), indicando come nel breve tratto di collettore compreso tra i due punti di monitoraggio si abbiano infiltrazioni massime che possono arrivare a circa 40 l/s. La situazione peggiora notevolmente andando ad analizzare i punti successivi lungo Via delle Nazioni Unite (CP08 e CP09): già nel punto CP08 (Figura 8.16) si vede come le portate passano da circa 20 l/s (ca. 0.25 l/s/ha) a circa 120 - 130 l/s (ca. 1.50 l/s/ha), ma se si considera il punto CP09 (Figura 8.17) si nota come, a fine evento, la portata media si attesti attorno a valori di 350 l/s (ca. 4.0 l/s/ha). Analizzando ora il lato Ovest del comprensorio, si nota come in corrispondenza del punto di misura CP14 (Figura 8.22), la portata media passi da valori quasi trascurabili a circa 10 - 20 l/s (ca. 0.75 l/s/ha), indicando una bassa incidenza delle intrusioni da falda lungo Via delle Ferriere. Nel punto CP13 (Figura 8.21) posizionato più a valle il tasso d'infiltrazione di acque parassite in rete si attesta invece attorno a valori più alti quantificabili in circa 40 l/s (ca. 1.35 l/s/ha), per poi incrementare ulteriormente nel punto successivo (CP12). In particolare, il punto CP12 (Figura 8.20) presenta valori medi che passano da circa 140 - 150 l/s (ca. 1.80 l/s/ha) a quasi 300 l/s (ca. 3.75 l/s/ha), indice di una notevole presenza di acque parassite nello scotolare di Via delle Nazioni Unite. Per confermare quanto affermato in precedenza, si osservi l'andamento dei dati misurati nel punto di chiusura del sistema (CP11): vista l'importanza di tale stazione, oltre ai dati registrati durante l'evento meteorico di marzo (Figura 8.19), sono anche riportate alcune figure per avere un'idea dell'evoluzione temporale dei deflussi nell'intero periodo di monitoraggio (febbraio 2011 - maggio 2011). Dalla Figura 8.23 si può notare come, a fronte di valori medi precedenti l'evento meteorico di marzo quantificabili in 160 - 180 l/s (ca. 0.80 l/s/ha), i deflussi a fine evento si aggirano su valori pari a circa 600 l/s (ca. 2.80 l/s/ha).

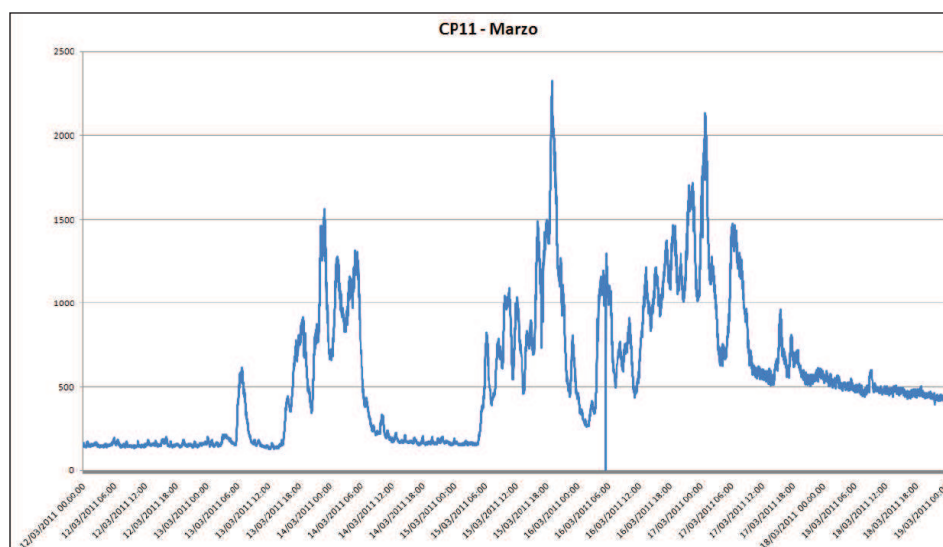


Figura 8.23: Idrogramma delle portate registrate nel punto CP11 (13-17 marzo 2011).

E' da sottolineare come, per tutti i punti di monitoraggio, tali valori elevati di portata a fine evento meteorico vanno poi lentamente esaurendosi (in un periodo pari a circa tre settimane, senza ulteriori eventi meteorici), ritornando quindi ai valori preesistenti. Dall'analisi congiunta delle Figure 8.19 e 8.23 si nota infatti come, a fronte di un valore iniziale pari a circa 600 l/s, dal termine dell'evento meteorico ci vogliono quasi tre settimane (fino al 09/04/2011) per ripristinare le condizioni antecedenti (Figura 8.24).

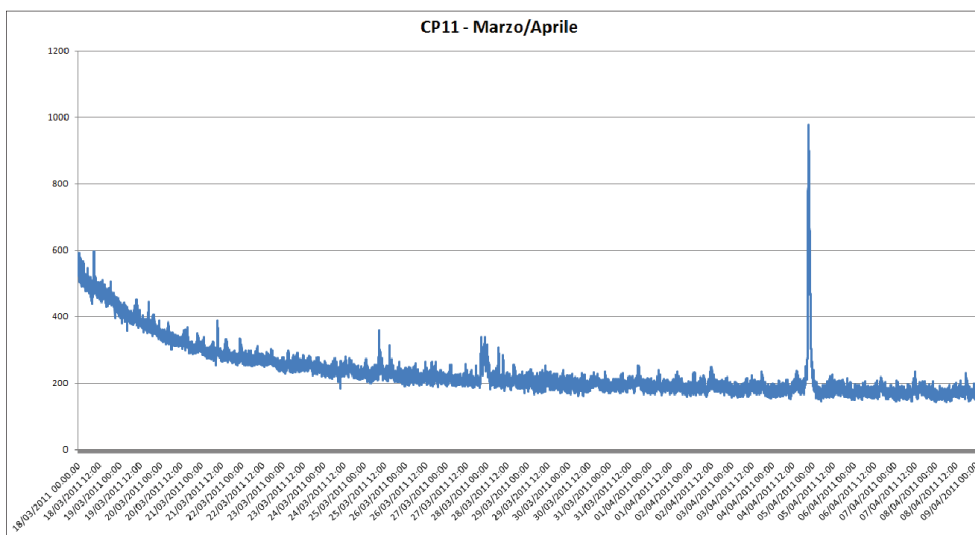


Figura 8.24: Idrogramma delle portate di recessione registrate nel punto CP11 (18 marzo-09 aprile 2011).

E' importante evidenziare comunque come non tutti gli eventi meteorici provocano un valore residuo di acque parassite molto elevato. Ne è esempio l'evento di maggio 2011: dall'analisi

della Figura 8.25 si nota infatti come, a seguito di un evento breve ed intenso, i valori dei deflussi a fine evento sono solo di poco superiori a quelli precedenti, indicando come il livello freatico non abbia pertanto subito innalzamenti di un certo rilievo durante l'evento meteorico.

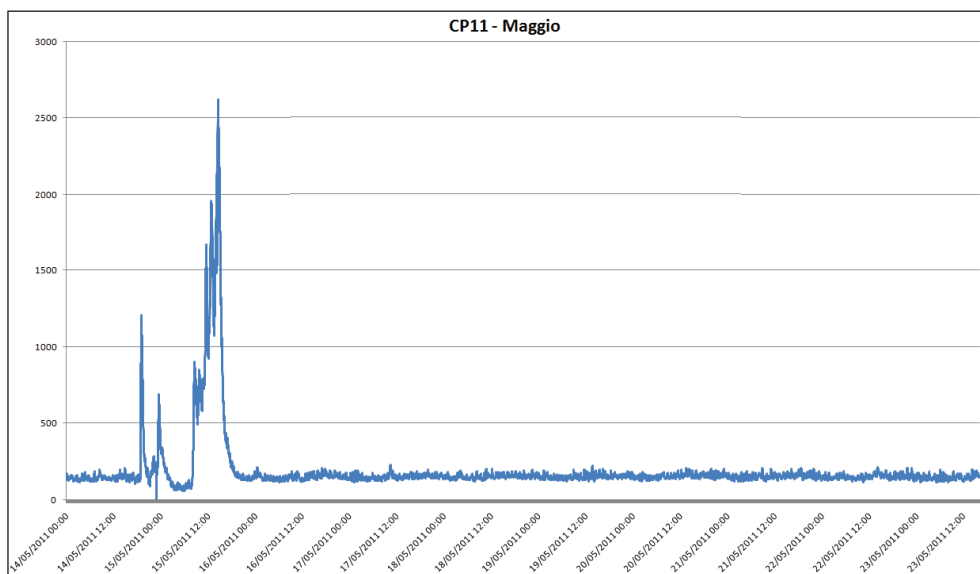


Figura 8.25: Idrogramma delle portate registrate dallo strumento nel punto CP11 (14 - 23 maggio 2011).

Relativamente ai valori raggiunti dalle acque parassite è stato possibile quindi accertarsi come possano anche arrivare ad essere 4 - 5 volte superiori alle acque reflue civili e industriali, con conseguenti malfunzionamenti dei processi depurativi all'impianto e, aspetto non trascurabile, rilevanti spese energetiche di gestione.

Per concludere a conferma di quanto appena descritto si riportano alcune delle fotografie (Figura 8.26) scattate all'interno dei collettori in corrispondenza dello sfioratore Est, ovvero nella zona maggiormente interessata dalla presenza di acque parassite.



Figura 8.26: Infiltrazioni di acque di falda all'interno della rete di drenaggio CIPAF.

8.5 Metodologia impiegata per la simulazione dell'intrusione di acque parassite in rete

Alla luce di quanto riportato nel paragrafo precedente in merito alla presenza delle acque parassite all'interno della rete di drenaggio, al fine di ottenere una modellazione idrologica - idraulica più fedele alla realtà si è reso necessario implementare nel modello numerico un ulteriore modulo di calcolo che permetta di simulare il processo di infiltrazione delle acque di falda all'interno dei collettori fognari. L'impiego di tale metodologia per la simulazione delle acque parassite è stata applicata esclusivamente ai nodi della rete in cui tale fenomeno è risultato essere particolarmente significativo come evidenziato in Figura 8.27:

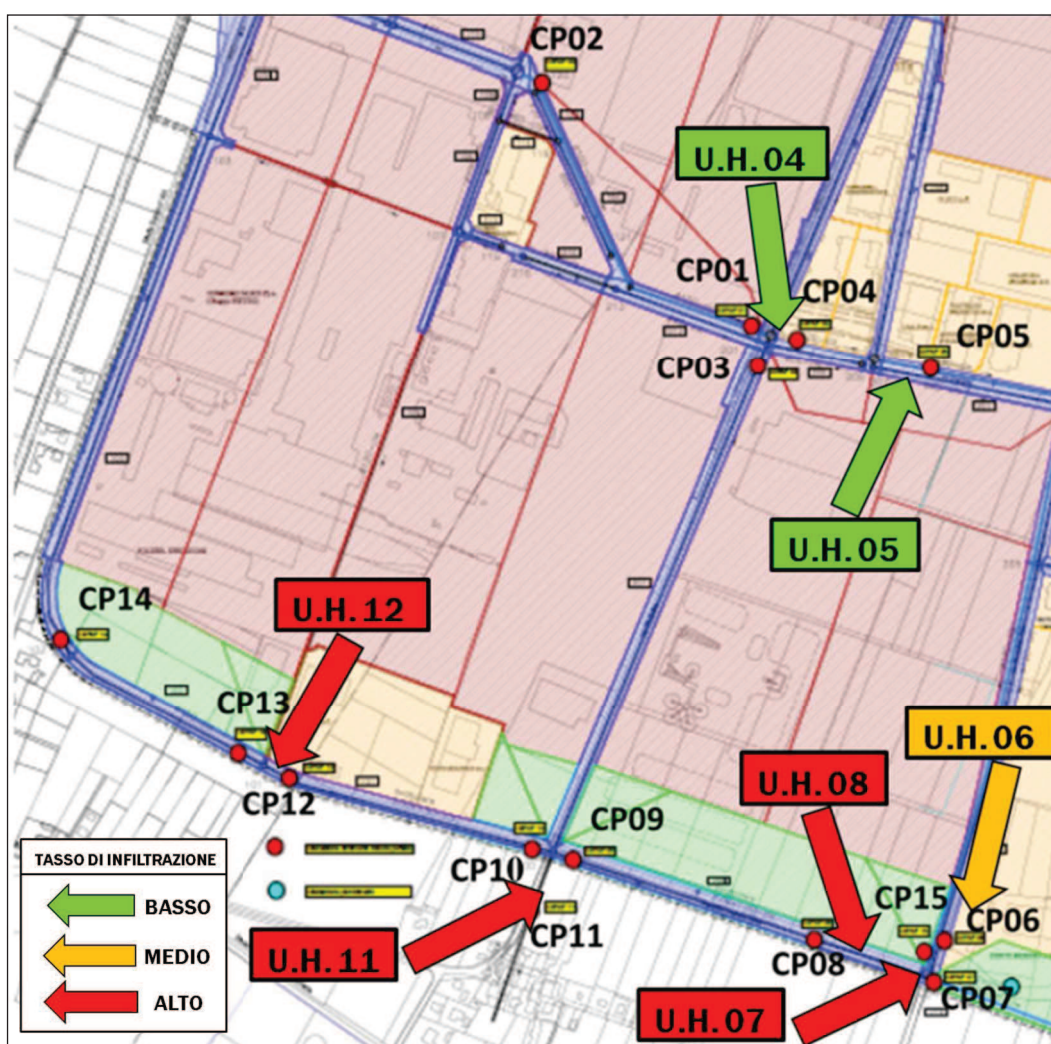


Figura 8.27: Localizzazione dei punti della rete affetti da intrusioni di acque parassite.

Il software EPA-SWMM, attraverso un'apposita funzione, consente di assegnare ai nodi del modello un idrogramma unitario (U.H.) il quale, in funzione dei dati pluviometrici e di altri parametri che saranno illustrati successivamente, fornisce dei valori di portata che possono

essere calibrati in modo da simulare l'infiltrazione delle acque di falda attraverso le fessurazioni presenti nei collettori della rete fognaria.

Nonostante l'impiego dell'idrogramma unitario (U.H.) sia utilizzato prevalentemente in ambito idrologico per lo studio dei fenomeni di generazione e propagazione degli eventi di piena lungo i corsi d'acqua, l'utilizzo di tale metodologia, associata ad una campagna di misure delle portate, è risultata essere particolarmente idonea anche per la stima delle acque parassite. Infatti agendo su molteplici parametri (ad esempio, tempo di picco dell'idrogramma, durata della fase di crescita e di esaurimento, ecc.) è stato possibile effettuare una adeguata modellazione dei fenomeni di infiltrazione da parte delle acque di falda all'interno delle condotte fognarie senza dover ricorrere necessariamente ad informazioni di tipo pedologico - geologico oppure a dati freaticometrici da confrontare con le quote di posa della rete.

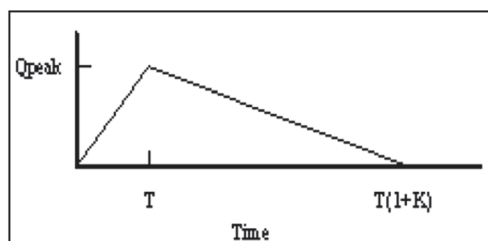
Mutuando pertanto concetti propri dell'idrologia e dell'idraulica fluviale, è stato necessario definire un operatore U.H. (Unit Hydrograph) che trasformi una frazione di pioggia efficace (J) in portata di acque parassite $Q(J)$, ovvero:

:

$$J \longrightarrow \text{U.H.} \longrightarrow Q(J)$$

Al fine di definire la forma e le caratteristiche dell'operatore U.H. il software EPA-SWMM impiega cinque parametri (Figura 8.28):

- T = tempo di picco dell'idrogramma [ore];
- K = rapporto fra la fase di recessione e di crescita dell'idrogramma;
- R = frazione di pioggia effettiva utilizzata per il calcolo;
- Initial Abstraction [mm];
- Sewershed Area [ha];



8.28: Parametri relativi all'U.H. (Unit Hydrograph).

Il parametro dell'operatore U.H. legato alle perdite iniziali (Initial Abstraction) consente di determinare l'istante iniziale in cui l'operatore U.H. inizia a simulare il processo di

infiltrazione di acque parassite all'interno della rete in virtù del fatto, come evidenziato dagli appositi grafici, che tali intrusioni all'interno della rete non si verificano istantaneamente all'inizio dell'evento pluviometrico ma bensì nei giorni successivi (in presenza ovviamente di precipitazioni particolarmente protratte nel tempo).

Il parametro Sewershed Area fornisce l'indicazione sull'estensione areale sulla quale verrà condotto il calcolo della trasformazione afflussi - deflussi condotta dall'operatore idrogramma unitario (U.H.). Agendo così su questi cinque parametri dell'U.H. è possibile pertanto definire il ritardo, la fase e quantificare l'apporto in termini di portata dei fenomeni di infiltrazione all'interno delle condotte fognarie.

Appare evidente come i parametri adottati per la simulazione delle acque parassite necessitino anch'essi di una accurata procedura di calibrazione. Riassumendo i parametri oggetto di taratura sono quelli riportati in Tabella 8.4:

Tabella 8.4: Parametri oggetto di taratura per la modellazione delle acque parassite.

➤ Sewershed Area (ha)	}	Parametri che definiscono la portata da infiltrazione e lo sfasamento temporale
➤ Initial abstraction depth (mm)		
➤ T (ore)	}	Parametri che definiscono la "forma" della curva di esaurimento delle portate
➤ K (adimensionale)		

Si noti come il parametro R risulti essere implicitamente legato al parametro Sewershed Area e pertanto al fine di utilizzare il minor numero possibile di parametri il valore di R è stato imposto uguale all'unità.

Il valore da assegnare al parametro Initial Abstraction è stato univocamente determinato per ognuno degli U.H. semplicemente osservando nei grafici riportanti i risultati delle simulazioni l'istante temporale in cui risultava essere evidente lo sfasamento nella fase di recessione tra le portate simulate e quelle osservate (ovvero si è assegnato come valore di Initial Abstraction il quantitativo di pioggia, espresso in mm, effettivamente precipitato a partire dall'inizio dell'evento meteorico fino all'istante in cui la fase di recessione delle portate inizia a divergere da quella simulata). Il parametro T è stato imposto convenzionalmente uguale all'unità in modo da rendere minore possibile il tempo della fase ascendente dell'idrogramma unitario U.H. (non fondamentale per l'obiettivo che si vuole perseguire) e concentrarsi pertanto sulla determinazione del parametro K, identificativo dell'andamento della fase di recessione delle portate.

Per quanto riguarda la determinazione dei valori legati ai parametri Sewershed Area e K sono state create delle apposite classi ognuna rappresentativa del valore associato al

parametro Sewershed Area (direttamente proporzionale al quantitativo di acque parassite effettivamente presenti in ogni singolo punto) e per ognuna di esse sono stati fatti variare i valori associati al parametro K. Sono state quindi effettuate le simulazioni utilizzando il modello numerico precedentemente calibrato con l'unica differenza che per la quantificazione della funzione obiettivo (anche in questo caso è stato utilizzato lo scarto quadratico medio fra le portate simulate e quelle misurate) sono stati utilizzati esclusivamente i risultati relativi alla sola fase di recessione delle portate. Anche in questo caso la coppia di valori Sewershed Area e parametro K che hanno fornito il minor valore della funzione obiettivo sono stati considerati rappresentativi del processo di simulazione dell'intrusione di acque parassite per il periodo considerato.

In Tabella 8.5 sono riassunti i valori assegnati ai parametri costituenti i singoli U.H. che hanno permesso la fedele simulazione delle intrusioni di acque parassite nei nodi interessati da tale fenomeno.

Tabella 8.5: Parametri relativi alla definizione degli U.H. necessari alla modellazione delle infiltrazioni di acque parassite all'interno della rete fognaria del CIPAF.

ID.	Sewershed Area [ha]	Initial Abstraction [mm]	K [ore]	T [ore]	R
U.H. 04	5	75	96	1	1
U.H. 05	7	75	600	1	1
U.H. 06	6	75	144	1	1
U.H. 07	6	75	192	1	1
U.H. 08	10	75	720	1	1
U.H. 11	30	75	336	1	1
U.H. 12	35	75	312	1	1

Per meglio comprendere il significato dei due parametri oggetto di calibrazione si riporta un estratto relativo alla fase di esaurimento delle portate relative al periodo marzo/aprile 2011 in cui si evidenzia il contributo sia di uno che dell'altro parametro ai fini di una corretta calibrazione del modello. In particolare nella Figura 8.29 si evince come un valore del parametro K notevolmente maggiore rispetto a quello ottimale fornisca come conseguenza quella di ottenere una fase di recessione con andamento quasi rettilineo; la Figura 8.30 al contrario illustra come sia fondamentale la corretta stima del parametro Sewershed Area al fine di non sottostimare invece l'effettivo valore delle portate in fase di esaurimento.

Per concludere nelle Figure 8.31 - 8.39 si riportano (esclusivamente per i punti di misura più significativi) i risultati ottenuti attuando questo ulteriore affinamento del modello numerico dell'area CIPAF: dalle figure appare evidente la bontà dell'adattamento dei calcoli ai dati osservati, anche per la fase di recessione della piena, nella quale è preponderante il

contributo della presenza delle acque parassite. Si può affermare come l'aver modellato l'andamento della acque parassite si sia reso necessario non tanto per ottenere considerazioni circa la verifica della rete fognaria a fronte di eventi meteorici particolarmente intensi, bensì al fine di riprodurre l'andamento della fase di recessione delle portate che, a causa delle motivazioni precedentemente menzionate, risultano essere cospicue nonché particolarmente protratte nel tempo, generando malfunzionamenti dei processi depurativi all'impianto e, aspetto del tutto non trascurabile, importanti costi energetici e di gestione.

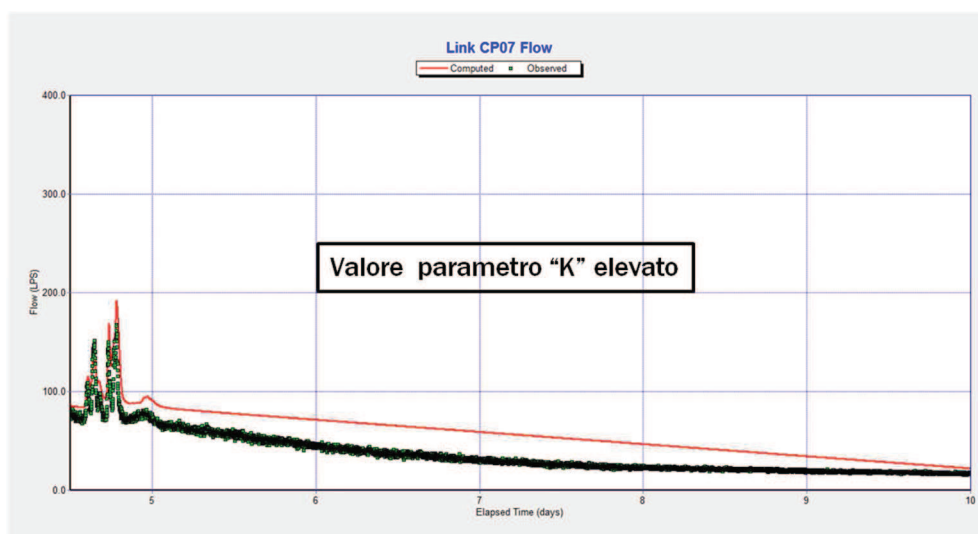


Figura 8.29: Influenza del parametro di calibrazione "K" nella simulazione della fase di recessione.

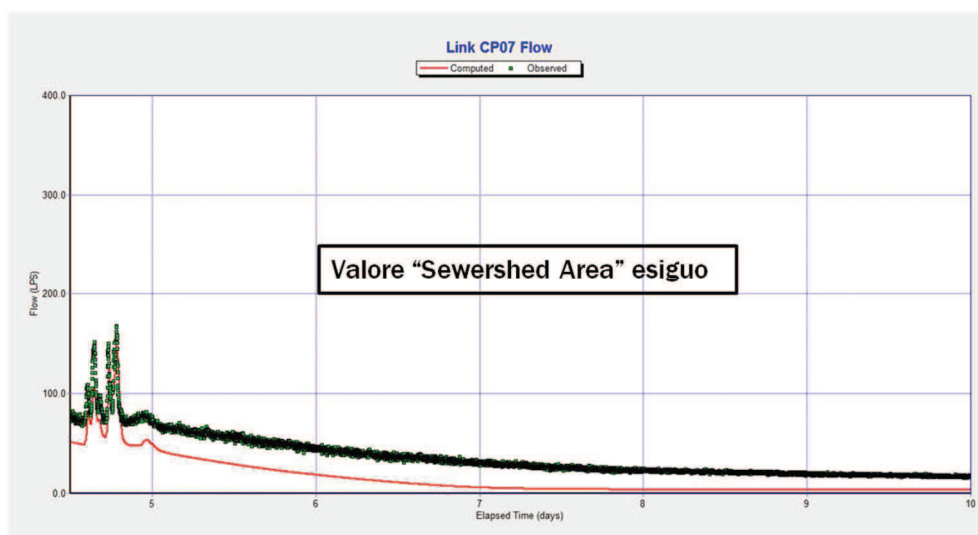


Figura 8.30: Influenza del parametro di calibrazione "Sewershed Area" nella simulazione della fase di recessione.

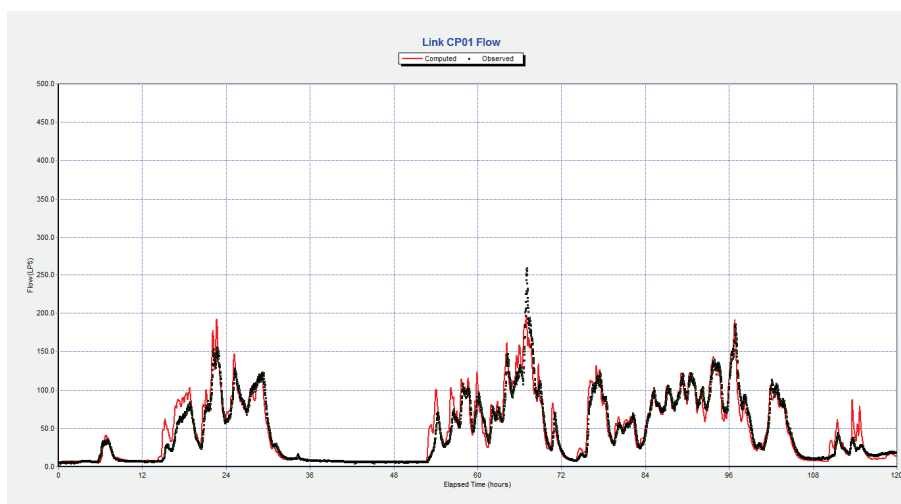


Figura 8.31: Evento del 13-17 marzo 2011. Idrogramma di piena misurato (in verde) e calcolato (in rosso) relativi alle portate nel punto di misura CP01.

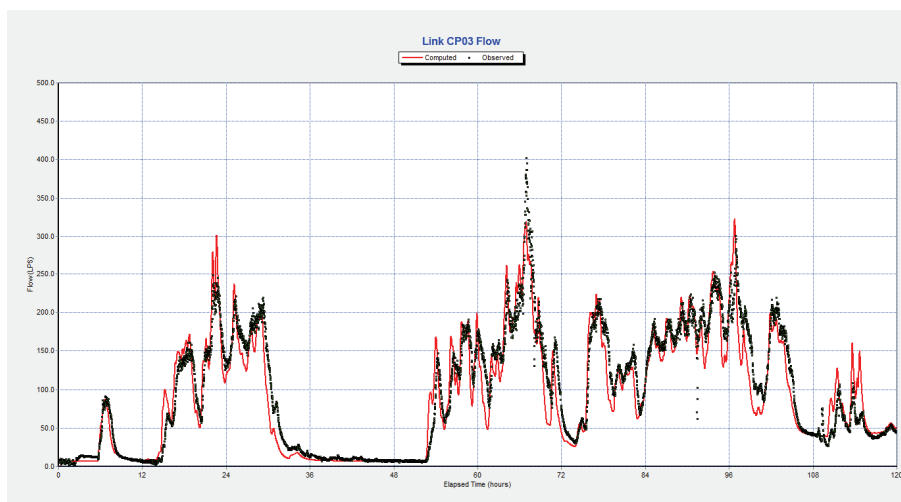


Figura 8.32: Evento del 13-17 marzo 2011. Idrogramma di piena misurato (in verde) e calcolato (in rosso) relativi alle portate nel punto di misura CP03.

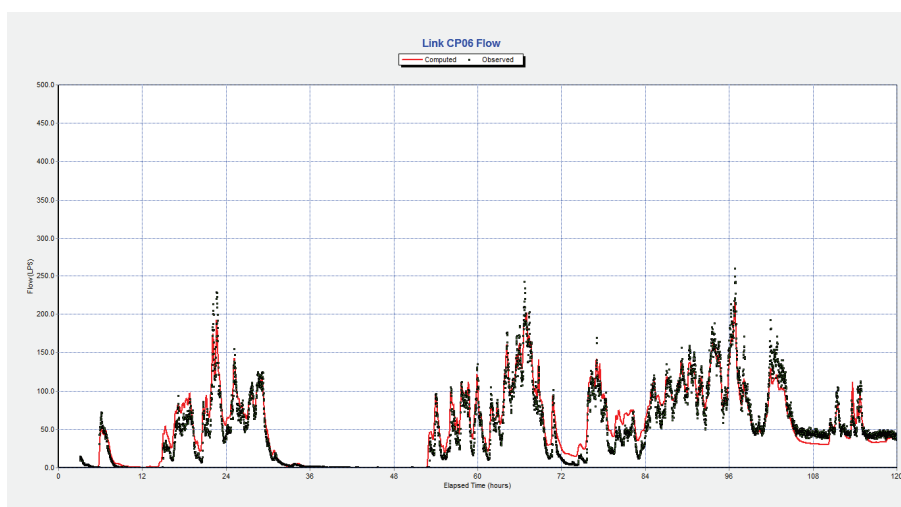


Figura 8.33: Evento del 13-17 marzo 2011. Idrogramma di piena misurato (in verde) e calcolato (in rosso) relativi alle portate nel punto di misura CP06.

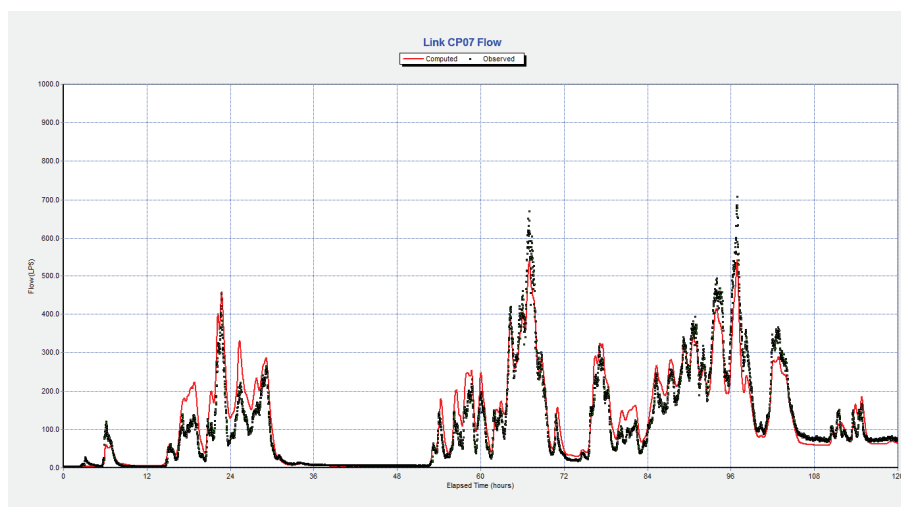


Figura 8.34: Evento del 13-17 marzo 2011. Idrogramma di piena misurato (in verde) e calcolato (in rosso) relativi alle portate nel punto di misura CP07.

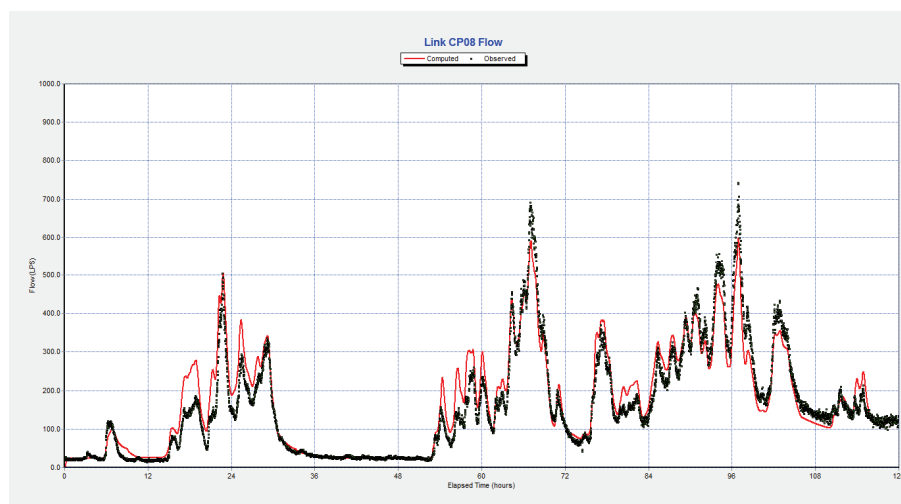


Figura 8.35: Evento del 13-17 marzo 2011. Idrogramma di piena misurato (in verde) e calcolato (in rosso) relativi alle portate nel punto di misura CP08.

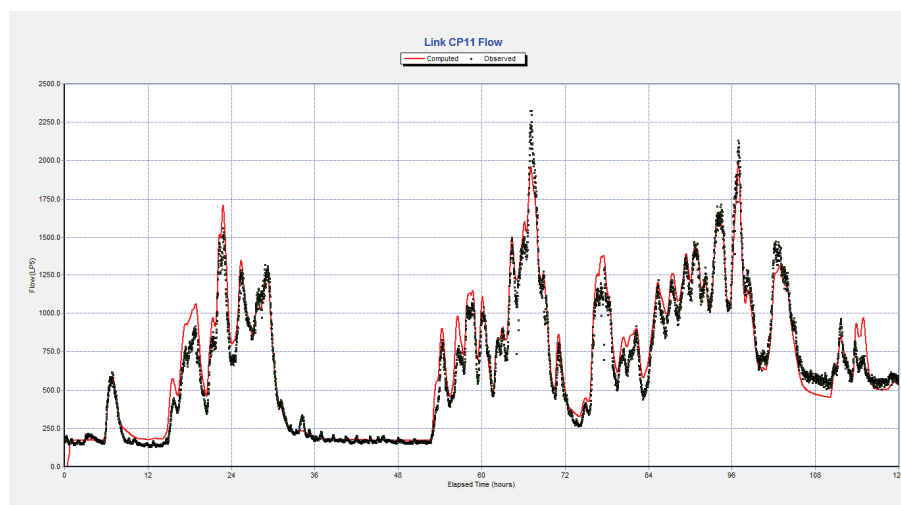


Figura 8.36: Evento del 13-17 marzo 2011. Idrogramma di piena misurato (in verde) e calcolato (in rosso) relativi alle portate nel punto di misura CP11.

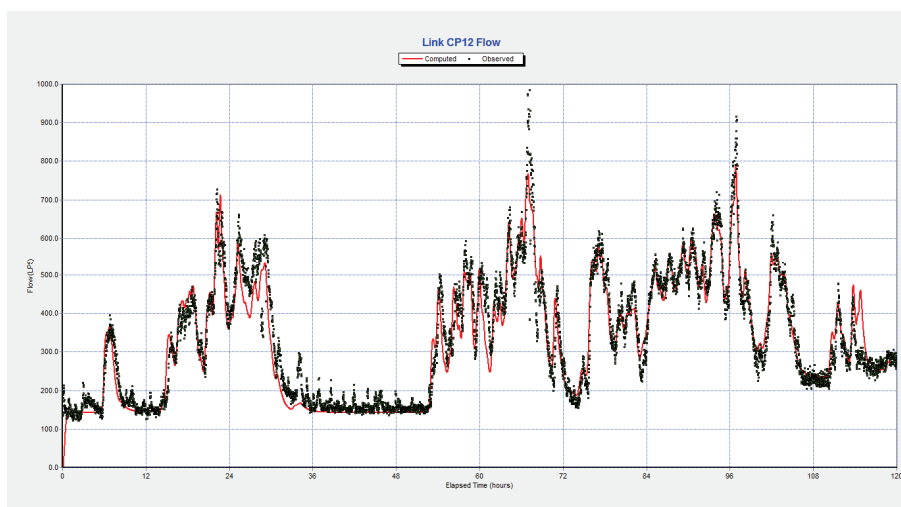


Figura 8.37: Evento del 13-17 marzo 2011. Idrogramma di piena misurato (in verde) e calcolato (in rosso) relativi alle portate nel punto di misura CP12.

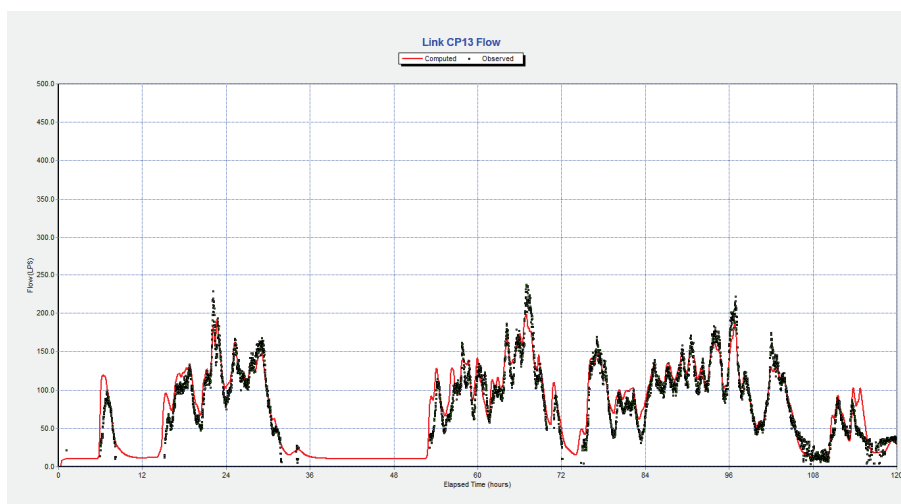


Figura 8.38: Evento del 13-17 marzo 2011. Idrogramma di piena misurato (in verde) e calcolato (in rosso) relativi alle portate nel punto di misura CP13.

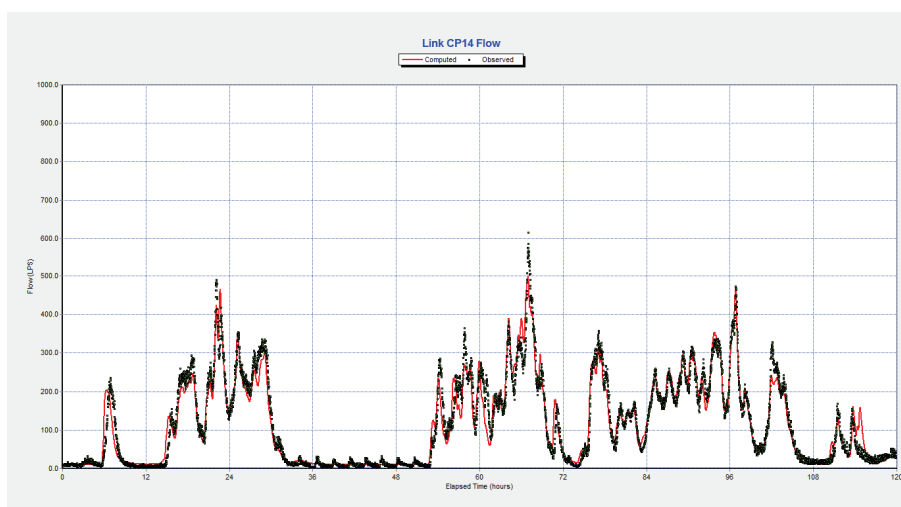


Figura 8.39: Evento del 13-17 marzo 2011. Idrogramma di piena misurato (in verde) e calcolato (in rosso) relativi alle portate nel punto di misura CP14.

8.6 La validazione del modello sulla base dell'evento del 14-15 maggio 2011

Il modello di simulazione è stato validato con riferimento all'evento pluviometrico che ha interessato il bacino nel periodo dal 14 al 15 maggio 2011. Lo ietogramma registrato al pluviometro è riportato in Figura 8.40.

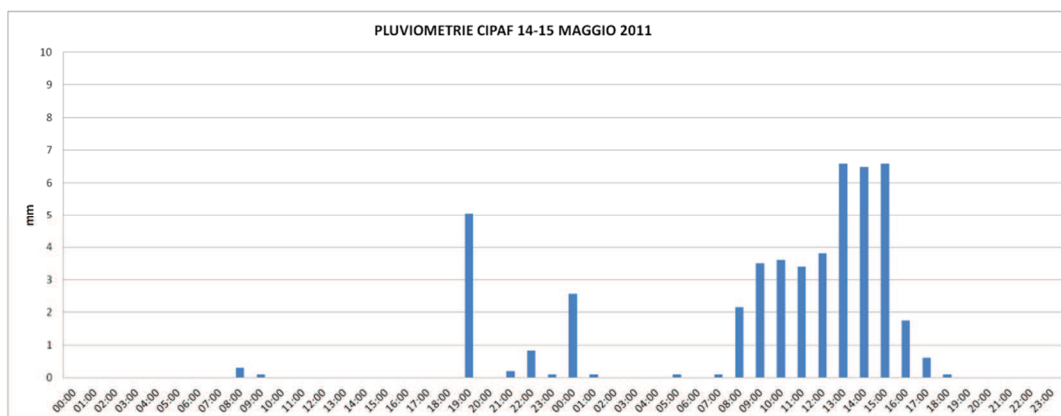


Figura 8.40: Ietogramma delle precipitazioni (14-15 maggio 2011).

Le Figure dalla 8.41 alla 8.52 riportate nelle pagine seguenti mostrano i risultati della validazione in termini di diagrammi che riportano, per i punti di misura più significativi, l'andamento delle portate come rilevate dallo strumento e quello delle portate calcolate dal modello. Osservando i grafici appare del tutto evidente come il modello numerico calibrato in base all'evento del 13 - 17 marzo 2011 presenti qualche difficoltà nel riprodurre fedelmente l'evento del 14 - 15 maggio 2011.

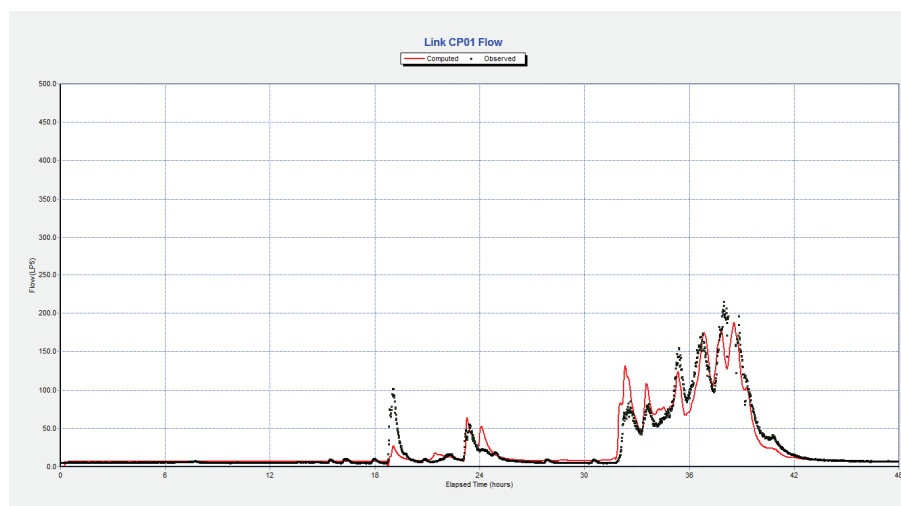


Figura 8.41: Evento del 14-15 maggio 2011. Idrogramma di piena misurato (in verde) e calcolato (in rosso) relativi alle portate nel punto di misura CP01.

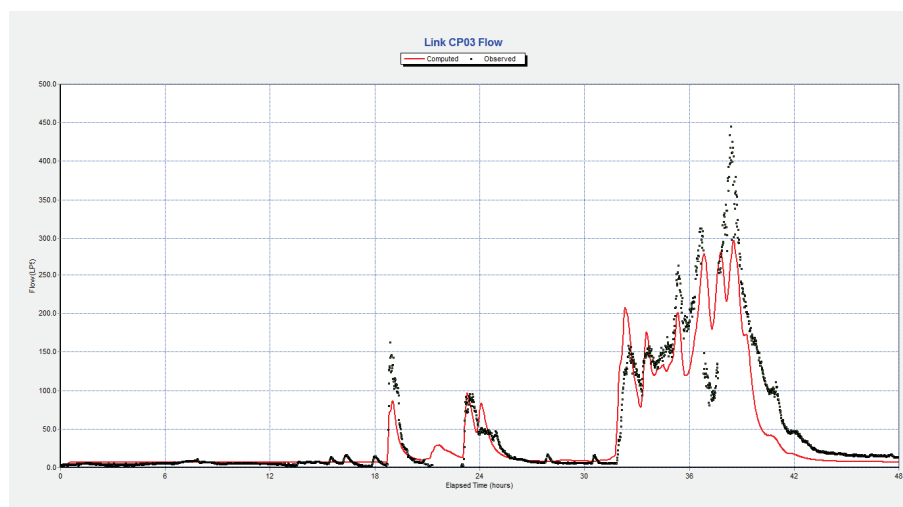


Figura 8.42: Evento del 14-15 maggio 2011. Idrogrammi di piena misurato (in verde) e calcolato (in rosso) relativi alle portate nel punto di misura CP03.

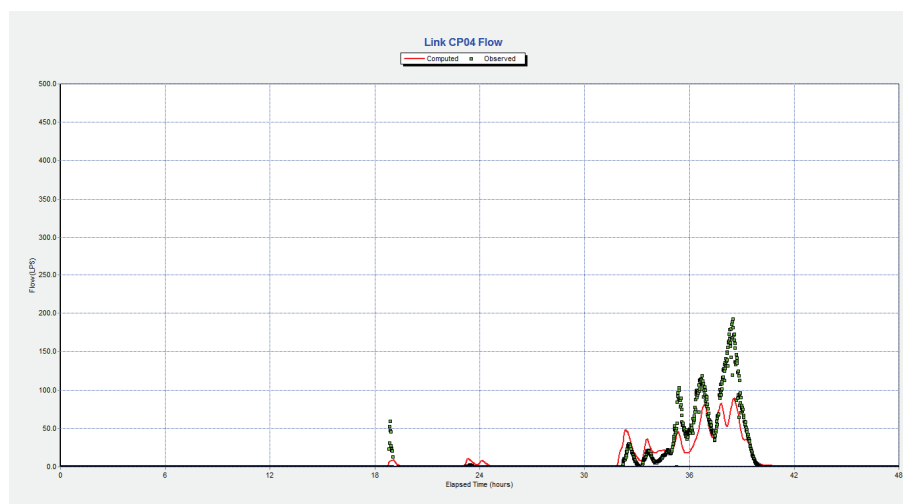


Figura 8.43: Evento del 14-15 maggio 2011. Idrogrammi di piena misurato (in verde) e calcolato (in rosso) relativi alle portate nel punto di misura CP04.

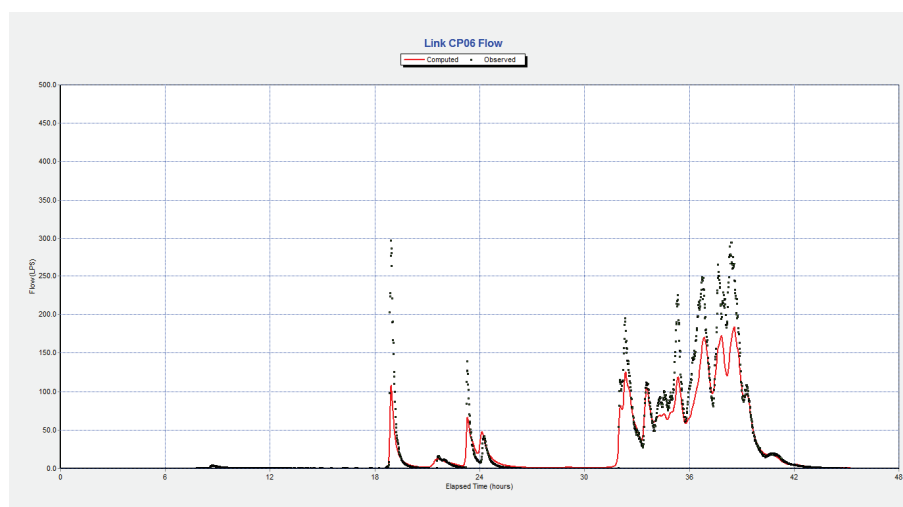


Figura 8.44: Evento del 14-15 maggio 2011. Idrogrammi di piena misurato (in verde) e calcolato (in rosso) relativi alle portate nel punto di misura CP06.

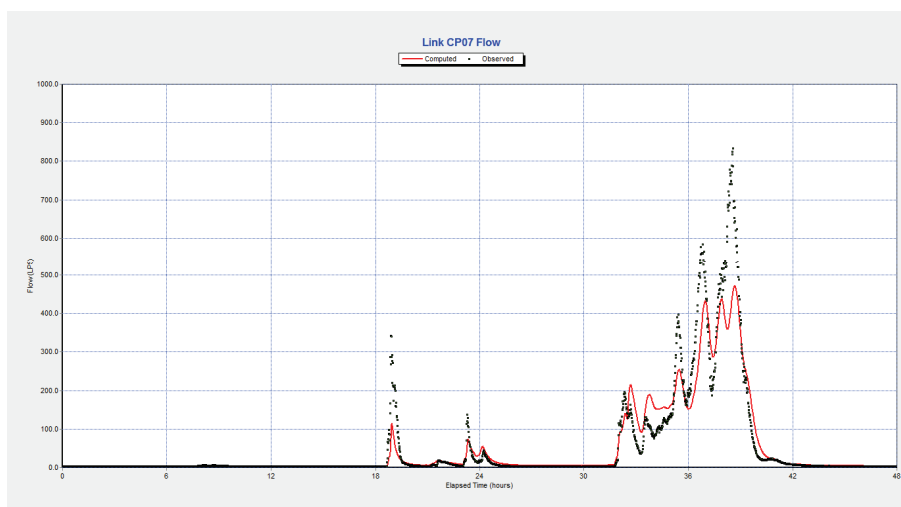


Figura 8.45: Evento del 14-15 maggio 2011. Idrogrammi di piena misurato (in verde) e calcolato (in rosso) relativi alle portate nel punto di misura CP07.

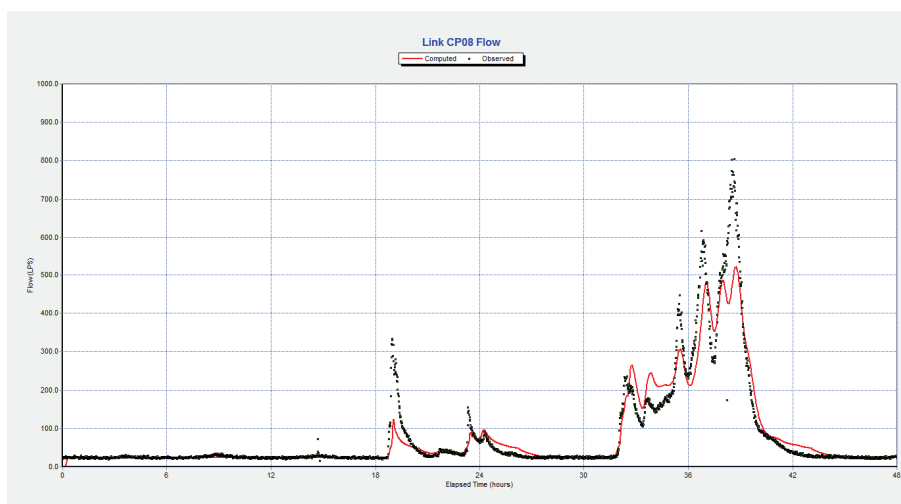


Figura 8.46: Evento del 14-15 maggio 2011. Idrogrammi di piena misurato (in verde) e calcolato (in rosso) relativi alle portate nel punto di misura CP08.

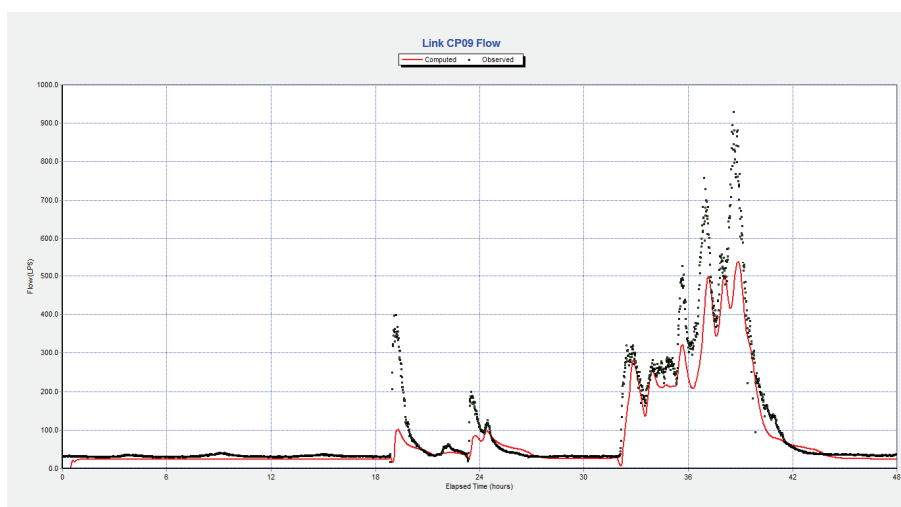


Figura 8.47: Evento del 14-15 maggio 2011. Idrogrammi di piena misurato (in verde) e calcolato (in rosso) relativi alle portate nel punto di misura CP09.

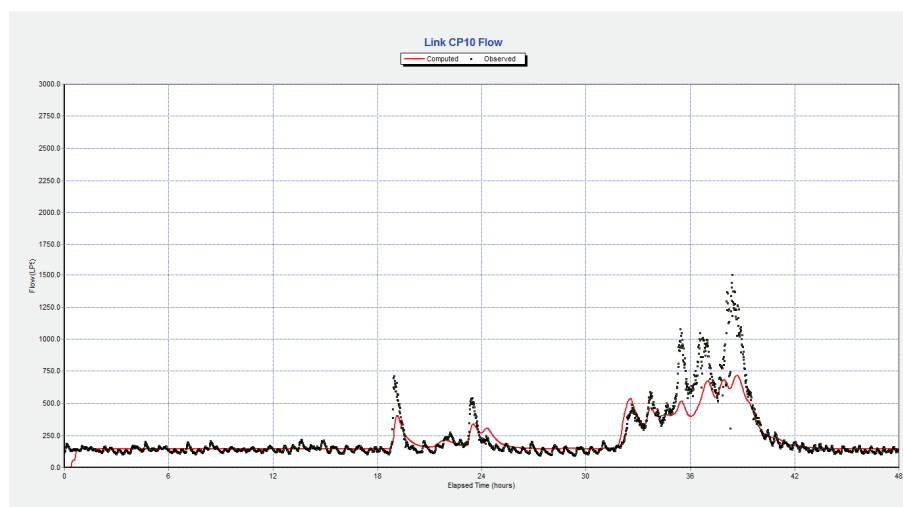


Figura 8.48: Evento del 14-15 maggio 2011. Idrogrammi di piena misurato (in verde) e calcolato (in rosso) relativi alle portate nel punto di misura CP10.

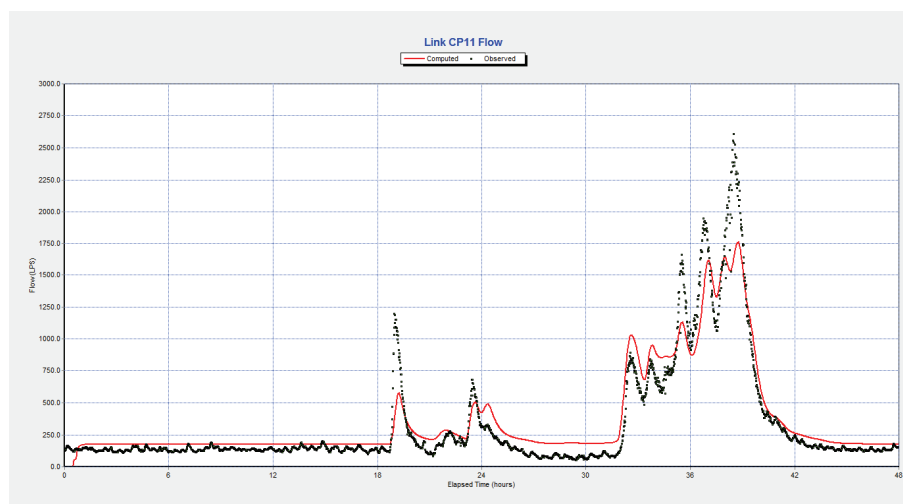


Figura 8.49: Evento del 14-15 maggio 2011. Idrogrammi di piena misurato (in verde) e calcolato (in rosso) relativi alle portate nel punto di misura CP11.

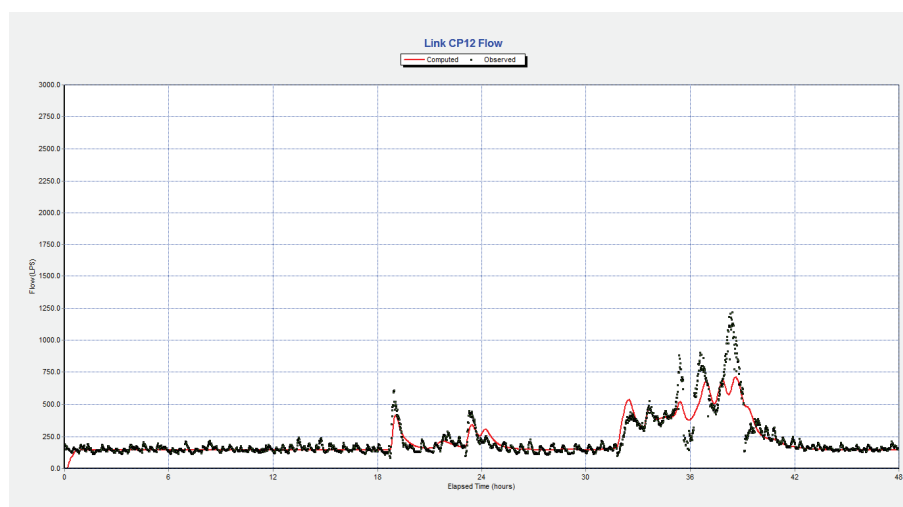


Figura 8.50: Evento del 14-15 maggio 2011. Idrogrammi di piena misurato (in verde) e calcolato (in rosso) relativi alle portate nel punto di misura CP12.

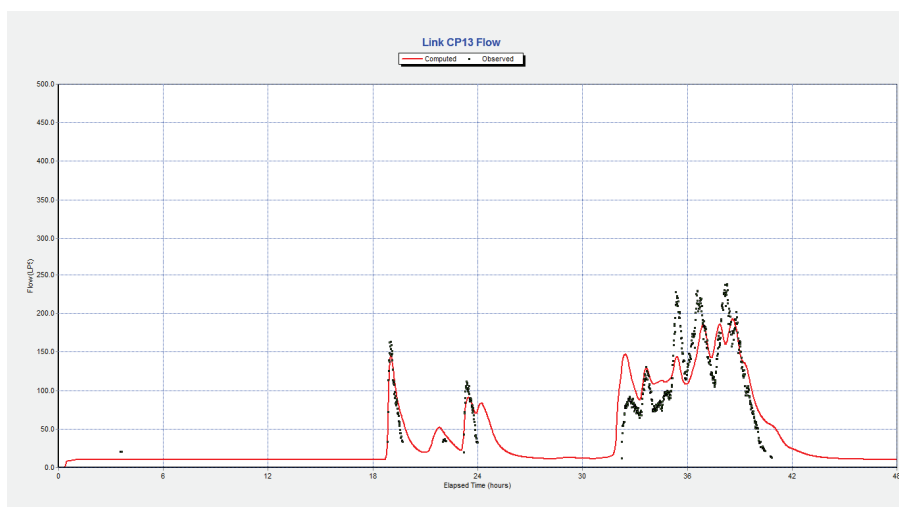


Figura 8.51: Evento del 14-15 maggio 2011. Idrogrammi di piena misurato (in verde) e calcolato (in rosso) relativi alle portate nel punto di misura CP13.

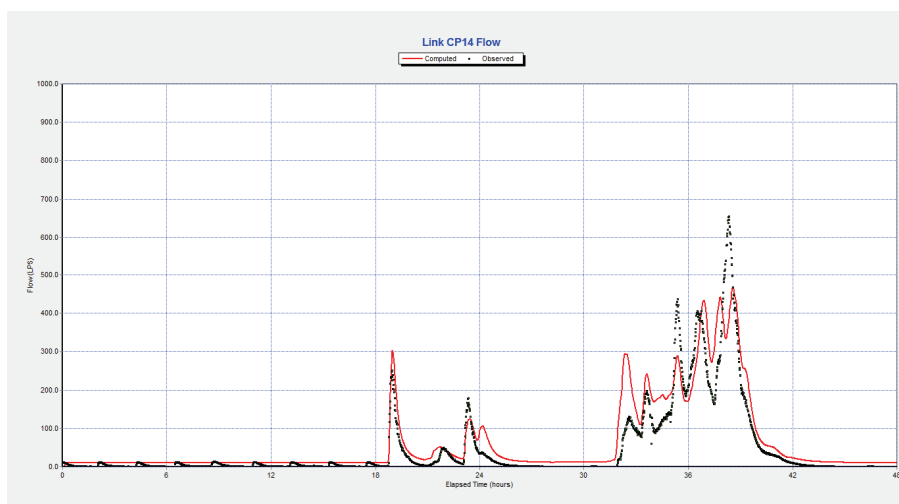


Figura 8.52: Evento del 14-15 maggio 2011. Idrogrammi di piena misurato (in verde) e calcolato (in rosso) relativi alle portate nel punto di misura CP14.

In particolare se si considera sia il primo picco di portata sia l'ultimo picco di portata, ovvero quello più significativo in corrispondenza dello scroscio verificatosi dalle 13:00 alle 15:00 del 15 maggio 2011.

Relativamente alla non corretta riproducibilità del primo picco di portata, le cause potrebbero ricercarsi nel fatto che il comportamento del sistema nei primi istanti della simulazione è funzione delle sue condizioni iniziali che in questo caso coincidono con le condizioni iniziali proprie del terreno che sono funzione della sua capacità di invasare i primi millimetri di precipitazione. Inoltre essendo pressoché equiparabile il valore medio espresso in millimetri associato alle perdite iniziali causate dagli invasi superficiali con il valore della precipitazione che ha generato il primo picco di portata (circa 5 mm in un'ora), appare evidente come una modesta sottostima (oppure sovrastima) legata al parametro atto a

simulare le perdite iniziali per infiltrazione e/o invaso conduca a notevoli differenze fra le portate simulate ed osservate in tale circostanza. Al contrario qualora il primo picco di portata sia generato da un evento meteorico particolarmente intenso (ad esempio 60 mm/ora) risulta evidente come la differenza tra idrogramma simulato ed osservato sarebbe stata sicuramente poco significativa avendo i due valori una differenza di quasi un ordine di grandezza (a tal proposito si ricorda che per aree urbanizzate il valore legato ai volumi degli invasi superficiali ed al velo idrico superficiale è stimabile in circa 1 - 5 mm, ovvero 10 - 50 mc/ha).

Differenti al contrario sono le motivazioni che hanno causato la non corretta riproducibilità dell'ultimo picco di piena verificatosi all'interno del periodo considerato. In prima battuta, per motivare tale divergenza tra portata di picco simulata ed osservata si potrebbero riportare le medesime motivazioni espresse nei punti dal n.1 al n.5 del paragrafo 8.3, anche se alla luce di un'analisi più approfondita (compatibile con i dati a disposizione) sono emersi alcuni fondamentali aspetti legati all'impiego dell'evento del 14 - 15 maggio 2011 per la validazione del modello numerico.

In particolare è stata effettuata una simulazione imponendo un valore del coefficiente d'afflusso pari all'unità per tutti i 396 sottobacini costituenti il modello numerico, ovvero si è deciso di simulare la condizione in cui tutta la pioggia registrata dal pluviometro contribuisce alla formazione dei deflussi superficiali, senza considerare quindi le perdite idrologiche causate dagli invasi superficiali e dai processi d'infiltrazione. Appare evidente come una tale modellazione del sistema che non ammetta nessun tipo di perdita idrologica (anche modesta) non sia ovviamente affatto reale, e nonostante ciò si è potuto verificare come le portate simulate relative al picco di piena più significativo siano risultate essere ancora minori rispetto a quelle registrate dagli strumenti di misura come riportato nelle Figure 8.53 - 8.55.

Osservando i risultati ottenuti ed in virtù dei valori dei coefficienti d'afflusso utilizzati si potrebbe ipotizzare, in via del tutto preliminare, come l'unico pluviometro presente all'interno dell'area CIPAF probabilmente non sia stato in grado di misurare correttamente l'effettivo quantitativo di pioggia precipitato al suolo durante lo scroscio del 15 maggio 2011, sottostimandolo.

In realtà tale ipotesi, fondata sull'incapacità del pluviometro di cogliere l'effettivo quantitativo di precipitazione, è stata confutata orientando così la ricerca delle possibili cause che hanno prodotto una consistente differenza tra i valori di picco simulati ed osservati verso una probabile imprecisione da parte degli strumenti di misura nel cogliere correttamente i valori associati ai picchi di portata.

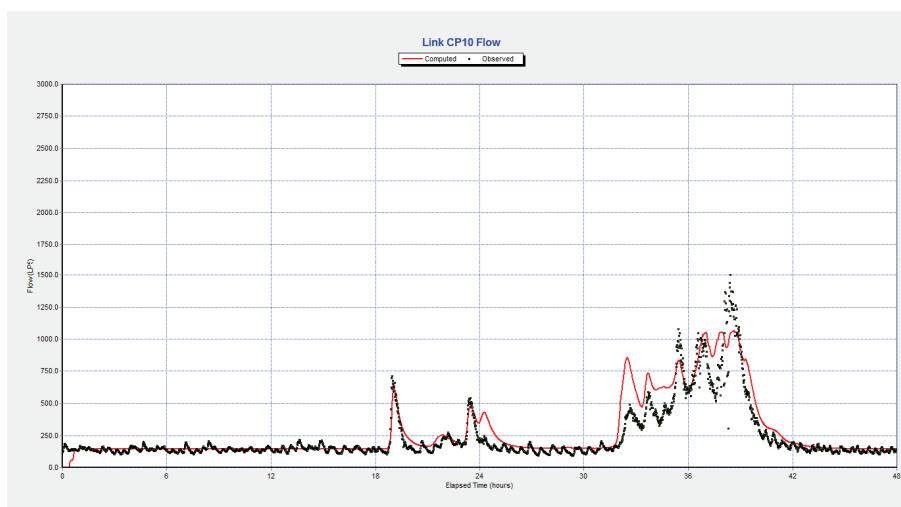


Figura 8.53: Confronto tra idrogramma di piena misurato (in verde) e calcolato (in rosso) relativi alle portate nel punto CP10 impiegando valori dei coeff. d'afflusso pari all'unità.

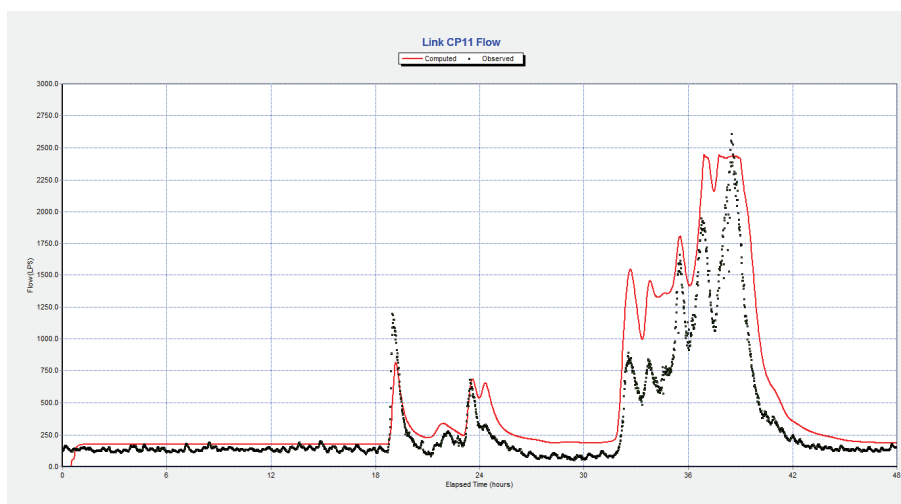


Figura 8.54: Confronto tra idrogramma di piena misurato (in verde) e calcolato (in rosso) relativi alle portate nel punto CP11 impiegando valori dei coeff. d'afflusso pari all'unità.

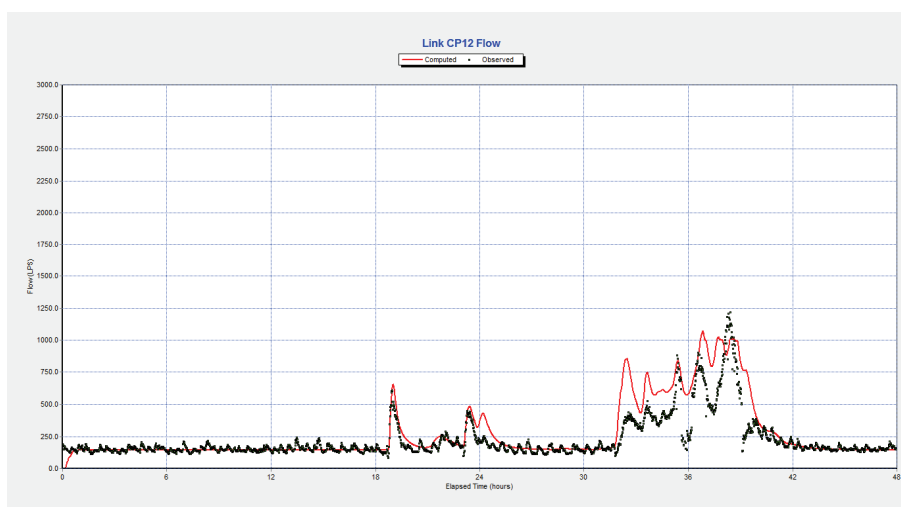


Figura 8.55: Confronto tra idrogramma di piena misurato (in verde) e calcolato (in rosso) relativi alle portate nel punto CP12 impiegando valori dei coeff. d'afflusso pari all'unità.

Per giungere a tale considerazione è stato verificato che:

1. Il quantitativo di pioggia cumulato, registrato dal pluviometro installato nell'area CIPAF, relativo alle 10 ore antecedenti (dalle ore 06:00 alle 15:00) al picco di portata risulta essere di 36.2 mm equiparabile con il valore registrato dal pluviometro installato nei pressi dell'abitato del comune di Osoppo (gestito dalla Rete Idrometeorologica della Protezione Civile Regionale) che ha registrato un valore di 38.2 mm per il medesimo periodo (Figura 8.56).

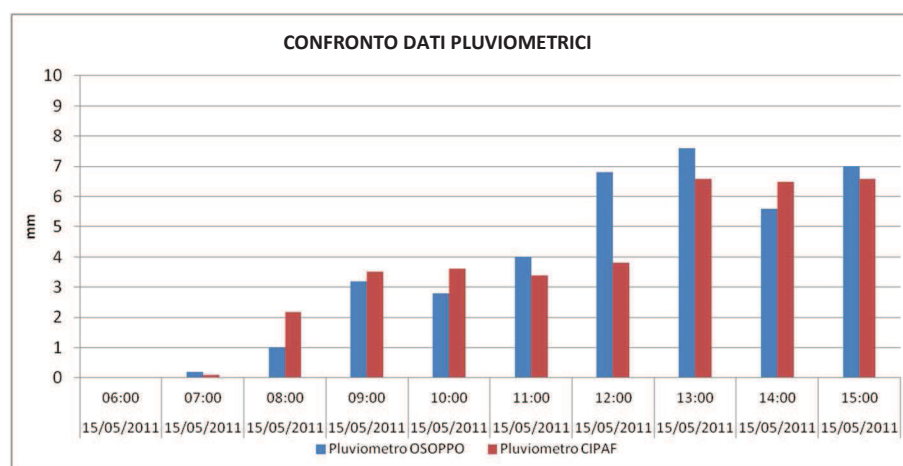


Figura 8.56: Confronto dati pluviometrici relativi al periodo dalle 06:00 alle 15:00 del 15/05/2011.

2. Confrontando il valore del picco di portata dell'evento del 13 - 17 marzo 2011 con quello dell'evento del 14 - 15 maggio 2011 e mettendoli in relazione con rispettivi ietogrammi dai quali sono stati generati si evince come il valore del picco di piena registrato intorno alle ore 14:30 del 15 maggio 2011 sia stato sempre maggiore rispetto a quello fatto registrare intorno alle ore 19:00 del 15 marzo 2011 per ognuno dei punti in cui sono stati installati gli strumenti di misura, nonostante i dati pluviometrici registrati farebbero eventualmente propendere per una sostanziale parità in termini di deflussi di picco (o addirittura valori di picco di portata maggiori per l'evento del 15 marzo).

A tal proposito si riporta in Figura 8.57 un confronto fra i valori di pioggia (con frequenza di acquisizione oraria) precipitati nelle 15 ore antecedenti i picchi di portata registrati rispettivamente intorno alle ore 19:00 del 15 marzo 2011 ed alle ore 15:00 del 15 maggio 2011. Tale confronto pone in evidenza come il picco di piena del 15 maggio sia stato generato da un evento dalla durata di circa 8 ore mentre quello del 15 marzo da un evento dalla durata di 15 ore, quindi avente durata quasi

doppia rispetto al primo ma nonostante ciò caratterizzato comunque da una intensità oraria di precipitazione (mm/ora) sostanzialmente paragonabile.

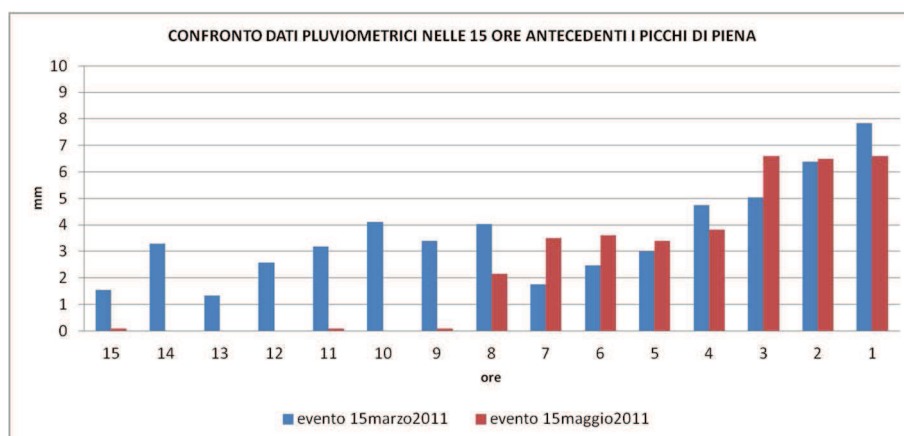


Figura 8.57: Confronto dati pluviometrici relativi al periodo dalle 01:00 alle 15:00 del 15/05/2011.

La Figura 8.58 riporta i valori cumulati di precipitazione con frequenza oraria nelle 15 ore antecedenti i picchi oggetto di indagine. Si noti ad esempio come nelle prime due ore antecedenti i picchi di piena i valori di pioggia cumulati risultino essere maggiori nel caso dell'evento del 15 marzo 2011 (14.2 mm) rispetto a quelli del 15 maggio 2011 (13.1 mm) così come nella prima ora antecedente ai picchi (7.8 mm vs. 6.6 mm) ed anche nella quarta ora antecedente (24.0 mm vs. 23.4 mm). Nella terza ora antecedente si registra invece una sostanziale parità di valori di precipitazione cumulata (19.3 mm vs. 19.6 mm).

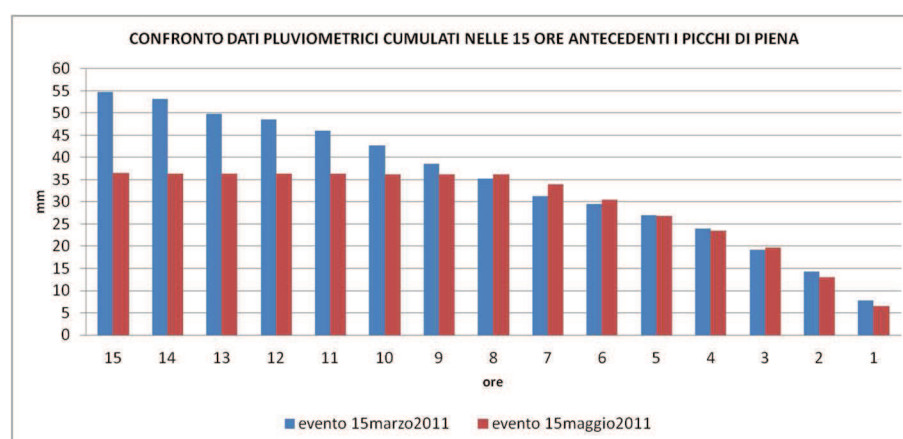


Figura 8.58: Confronto dati pluviometrici cumulati nelle 15 ore antecedenti i picchi di piena.

L'analisi degli ietogrammi appena effettuata tuttavia cozza con i valori di picco di portata registrati; infatti osservando i soli dati di portata (Tabella 8.6) sembrerebbe

che l'evento pluviometrico del 15 maggio 2011 sia stato più gravoso rispetto a quello del 15 marzo 2011.

Tabella 8.6: Confronto portate di picco eventi del 15/03/2011 e 15/05/2011.

PUNTO MISURA	EVENTO 15/03/2011 [lit/s]	EVENTO 15/05/2011 [lit/s]	VARIAZIONE [%]
CP 01	258	218	-16
CP 03	402	445	+11
CP 04	154	192	+25
CP 06	242	297	+23
CP 07	670	832	+24
CP 08	690	870	+26
CP 09	583	930	+60
CP 10	1019	1498	+47
CP 11	2324	2608	+12
CP 12	1009	1214	+20
CP 13	237	238	-
CP 14	614	654	+7

Appare evidente come, a fronte di ietogrammi sostanzialmente confrontabili nelle prime ore antecedenti i picchi di portata, sono stati tuttavia registrati valori di portata notevolmente maggiori durante l'evento del 15 maggio 2011 (eccezion fatta per i valori di portata registrati dallo strumento collocato nel punto CP01, i quali sembrerebbero essere coerenti con le considerazioni ottenibili dai dati pluviometri).

Per concludere si palesa come sarebbe stato auspicabile avere a disposizione almeno un ulteriore evento meteorico significativo all'interno del periodo di monitoraggio delle portate in modo tale da poter confrontare i dati acquisiti con risultati prodotti dal modello opportunamente calibrato ed effettuare quindi una validazione del modello più robusta.

Osservazione: tutte le considerazioni effettuate circa i dati pluviometrici hanno riguardato i valori di pioggia lorda e non di pioggia netta (ovvero quella che contribuisce effettivamente alla formazione delle portate) ma è stato dimostrato come simulando l'evento del 14 - 15 maggio 2011 senza considerare alcun tipo di perdita idrologica (circostanza impossibile) la portata di picco fornita dal modello è risulta essere comunque inferiore a quella registrata dagli strumenti di misura.

8.7 Analisi di sensitività del modello numerico

Questa tipologia di analisi consente di valutare gli effetti sui risultati di output forniti da un modello numerico indotti da modifiche nei valori delle variabili di ingresso. Essa inoltre evidenzia le capacità di ciascun parametro nel produrre o meno variazioni significative a

livello di risultati di output in modo tale da identificare i parametri che devono essere considerati maggiormente nelle operazioni di calibrazione di un modello numerico.

Relativamente al parametro %Imperv, legato al coefficiente d'afflusso di ogni singolo sottobacino, si è potuto constatare come il modello numerico sia risultato essere particolarmente sensibile alle variazioni di tale parametro; infatti a fronte di un aumento (diminuzione) ad esempio del 20% dei valori dei coefficienti d'afflusso si ottiene un aumento (diminuzione) medio di circa il 20% dei valori delle portate simulate in tempo di pioggia; ciò equivale a dire che l'aumento (diminuzione) di portata risulta essere direttamente proporzionale all'aumento (diminuzione) del valore del parametro %Imperv. A titolo di esempio si riporta in Figura 8.59 un confronto fra idrogrammi delle portate, relativi alla sezione di chiusura del distretto n.1, ottenuti da un estratto di simulazione dell'evento del 14 - 15 maggio 2011 effettuata con valori del parametro %Imperv originali, aumentati e diminuiti del 20%.

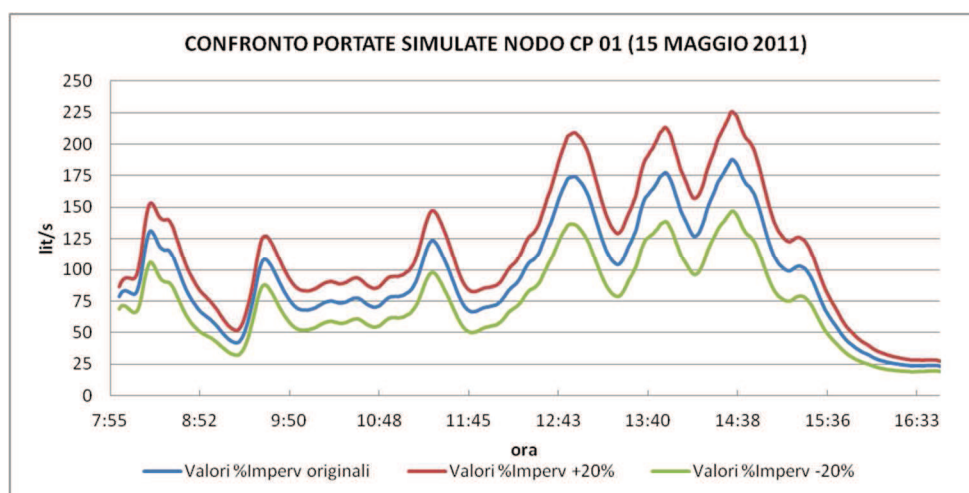


Figura 8.59: Confronto idrogrammi simulati in funzione del variare (+/- 20%) del parametro %Imperv.

Al contrario si è osservato come variazioni dei valori associati al parametro N-Imperv non producano variazioni significative in termini di aumenti oppure diminuzioni delle portate di picco. A fronte di un aumento (diminuzione) del 20% dei valori relativi alla scabrezza delle superfici rappresentanti ogni singolo sottobacino si è potuto constatare un aumento medio (diminuzione) di circa 1.5% in termini di portate di picco.

E' stata inoltre effettuata una simulazione con i valori dei parametri N-Imperv aumentati del 100% che ha tuttavia fornito valori di picco di portata mediamente inferiori di circa il 5%. A causa della modesta differenza di valori di portata ottenuti con le varie simulazioni, la Figura 8.60 riporta esclusivamente uno zoom relativo ai soli picchi dell'evento del 15 maggio 2011.

Si può quindi affermare come avendo stimato correttamente il valore da associare al parametro N-Imperv (ovvero coerentemente con i valori riportati in letteratura scientifica), anche variazioni significative di esso (in termini di variazione percentuale) non producono particolari effetti a livello di incremento/diminuzione delle portate di picco.

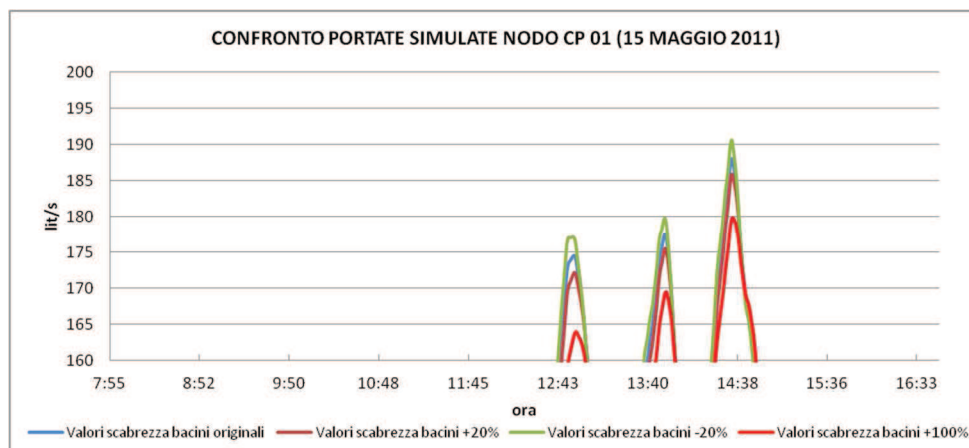


Figura 8.60: Confronto dei picchi relativi agli ideogrammi simulati al variare del parametro N-Imperv.

Si noti invece la capacità del parametro N-Imperv di agire sulla forma degli idrogrammi simulati (Figura 8.61) essendo infatti in grado di influenzare l'andamento relativo sia alla fase di crescita che di recessione delle portate. Modificando i valori di tale parametro è quindi possibile operare per far coincidere fase di crescita e fase di recessione tra idrogramma simulato ed idrogramma osservato senza modificare sostanzialmente i valori di picco di portata.

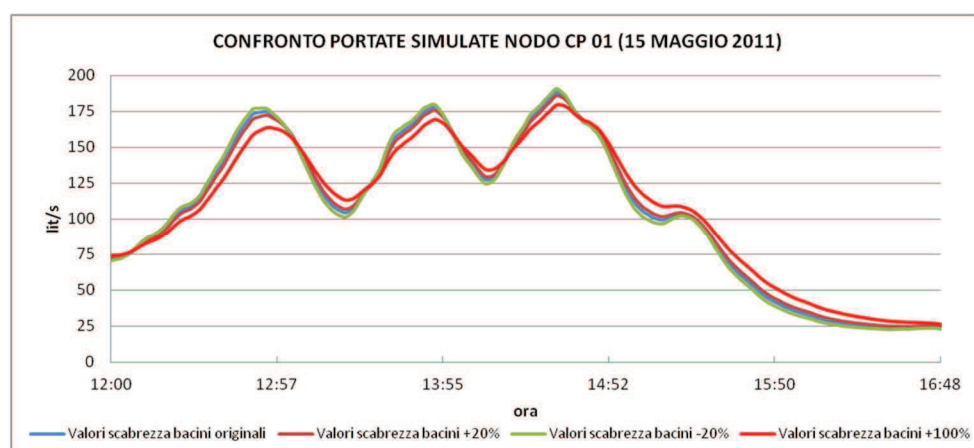


Figura 8.61: Confronto relativo agli idrogrammi simulati in funzione del variare del parametro N-Imperv.

Per quanto riguarda invece il parametro legato alla larghezza dei bacini contribuenti, ovvero il parametro Width, si è potuto notare come una sua variazione produca esattamente gli stessi effetti che si hanno variando i valori relativi al parametro legato alla scabrezza delle superfici (N-Imperv). Ad esempio una variazione del +20% dei valori relativi al parametro N-Imperv (ovvero aumentando del 20% il valore delle scabrezze relative ai piani rappresentativi dei singoli sottobacini) ha prodotto risultati medesimi a quelli ottenuti diminuendo del 20% il valore della larghezza di ogni singolo sottobacino.

Appare evidente come l'aumento del parametro N-Imperv e la riduzione del parametro Width vadano comunque verso la medesima direzione, ovvero quella di smorzare la formazione dell'idrogramma di piena essendo il primo parametro responsabile dell'aumento della scabrezza delle superfici ed il secondo atto a rappresentare il maggior percorso che deve compiere la singola particella d'acqua prima di raggiungere il collettore principale. A causa della perfetta sovrapposizione dei risultati ottenuti variando della medesima percentuale i due parametri in questione non è stato riportato alcun grafico comparativo.

Per concludere si riporta il confronto fra idrogrammi simulati in funzione della variazione del valore di scabrezza (Roughness) relativo alle condotte costituenti il reticolo di drenaggio. Alla luce dei sopralluoghi effettuati e dello stato in cui versano le condotte fognarie si è optato per attribuire al parametro Roughness un valore di 0.0166 secondo Manning (ovvero di $60 m^{1/3} / s$ secondo Strickler).

Si noti come a fronte di una variazione anche del +/- 20% di tale parametro (in modo da coprire eventuali errori nella valutazione del medesimo) le portate di picco non variano in maniera sostanziale (Figura 8.62) così come le forme e la fase degli idrogrammi simulati (Figura 8.63).

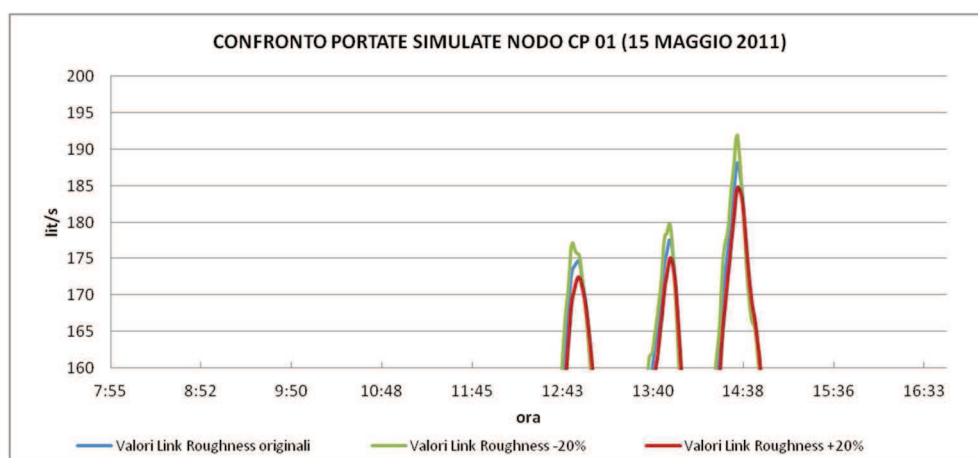


Figura 8.62: Confronto dei picchi relativi agli idrogrammi simulati al variare del parametro Roughness.

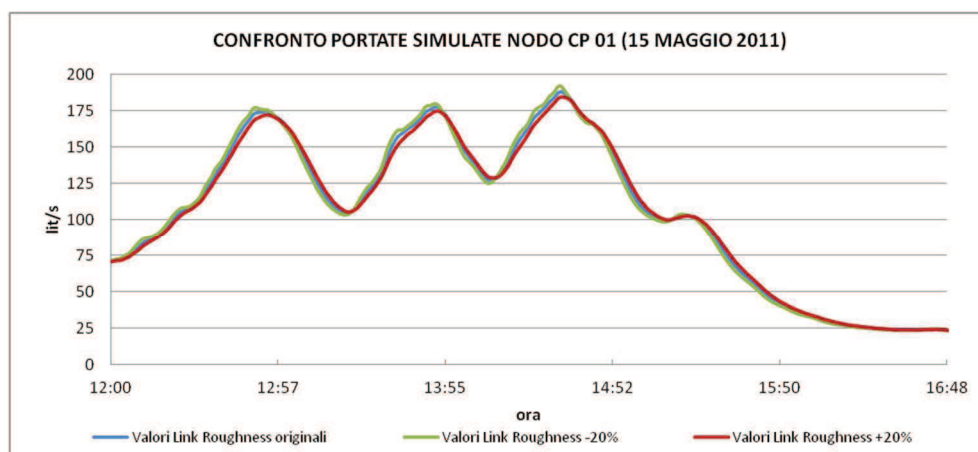


Figura 8.63: Confronto relativo agli idrogrammi simulati in funzione del variare del parametro Roughness.

8.8 Risultati forniti dalle simulazioni e considerazioni conclusive

Per mezzo del modello idrologico - idraulico opportunamente calibrato è stato quindi possibile effettuare le simulazioni atte alla descrizione del comportamento del sistema sotto diversi input pluviometrici. In particolare, le simulazioni hanno innanzitutto consentito l'individuazione del tempo di corrivazione del sistema, che è stato ricavato per tentativi successivi andando a determinare quale fosse la durata di precipitazione che provocasse (a parità di tempo di ritorno) la massima portata al colmo: come già affermato, tale durata si è attestata all'incirca attorno al valore di un'ora.

Assumendo tale durata critica come riferimento, si è passati alla fase successiva in cui sono state condotte alcune simulazioni facendo riferimento a precipitazioni (assumendo un ietogramma di tipo costante) con tempo di ritorno di 2 anni (cfr. Paragrafo 7.6) che è risultato essere già sufficiente per creare la situazione di crisi più frequente per il sistema oggetto di studio rappresentata dall'insufficienza di smaltimento degli scolarari lungo Via delle Nazioni Unite.

Dai risultati ottenuti con le simulazioni del modello idrologico - idraulico è emersa una generalizzata condizione di criticità della rete di smaltimento, dovuta principalmente a due fattori:

1. Insufficienti dimensioni della sezione per la maggior parte dei collettori, soprattutto a causa del progressivo aumento nel corso dei decenni delle superfici impermeabili e, quindi, dei coefficienti di afflusso alla rete; in particolare, risulta critica la capacità di smaltimento degli scolarari lungo Via delle Nazioni Unite e del Collettore di Via Saletti (verso l'impianto di depurazione);

2. Eccessiva presenza di acque parassite nel sistema fognario: a fronte di particolari eventi meteorici (locali o a scala di bacino) che determinano un innalzamento della falda freatica, si possono infiltrare all'interno dei collettori cospicui valori di acque parassite, specie nella zona Sud-Est del sistema. Tali infiltrazioni, i cui valori possono permanere elevati anche per parecchi giorni, inducono una notevole diluizione delle acque di tempo asciutto, con conseguenti malfunzionamenti dell'impianto di depurazione consortile con elevate spese energetiche di gestione. Per quel che riguarda il primo punto c'è inoltre da evidenziare che il sistema formato dagli scolari su Via delle Nazioni Unite e dallo scolare di Via Saletti si comporta come un dispositivo che automaticamente limita il flusso verso l'impianto di depurazione, imponendo quindi maggiori sforzi per quel che riguarda le portate scaricate in corrispondenza del Collettore Est (verso il Canale Ledra - Tagliamento) e il Collettore Ovest (scarico ex ZIRO).

Nel prosieguo sono riportate le situazioni di criticità idraulica riscontrate per i vari collettori costituenti la rete di drenaggio del consorzio CIPAF:

- Collettore di Via delle Ferriere: presenta alcuni problemi di esondazione per l'evento caratterizzato da $Tr = 2$ anni, anche attribuibili al suddetto fenomeno di rigurgito degli scolari su Via delle Nazioni Unite. Per tempi di ritorno maggiori di 2 persiste una situazione di criticità diffusa, con esondazioni che si verificano a partire già dalla parte centrale di Via delle Ferriere;
- Collettore di Via del Lavoro: non sussistono problemi di esondazione per l'evento caratterizzato da $Tr = 2$ anni (con ietogramma costante), anche se si riscontra l'entrata in pressione per il tratto a valle dell'incrocio tra Via del Lavoro e Via dell'Impresa (cioè a valle dell'inizio del Canale di Gronda). Per tempi di ritorno maggiori di 2 anni oltre ad un generale aumento dell'estensione dei tratti che entrano in pressione, si possono anche verificare dei fenomeni di spandimento specialmente a valle dell'incrocio anzidetto, sia per le ridotte dimensioni dei collettori, sia per l'elevata quota del ciglio sfiorante verso il Canale di Gronda. Anche in questo caso risente, nella parte terminale, del suddetto fenomeno di rigurgito dei collettori di Via delle Nazioni Unite.
- Collettore di Via Pradaries: tale collettore risente dell'effetto benefico di parziale immissione delle portate di piena verso il Canale di Gronda, per cui l'entrata in pressione delle condotte (che si verifica anche per tempi di ritorno di 2 anni soprattutto nel tratto centrale), viene pressoché eliminata grazie a tale nuovo

collettore. Non ci sono problemi di esondazione per l'evento caratterizzato da $Tr = 2$ (a ietogramma costante), mentre negli altri casi, si verificano diffusi fenomeni di esondazione (sempre nel tratto centrale), che poi vengono meno a valle dell'interconnessione con il Canale di Gronda.

- Collettore di Via Casali Leoncini: anche tale collettore beneficia dell'immissione nel Canale di Gronda (con salto di fondo), per cui i fenomeni di entrata in pressione (che già si verificano per tempi di ritorno pari a 2 anni), vengono limitati alla sola parte centrale del tratto. Permangono invece numerosi problemi di esondazione diffusa (a causa della ristretta sezione delle condotte) per gli altri eventi.
- Collettore di Via Praz dai Trois: Questo collettore è probabilmente quello caratterizzato dalle minori criticità dal punto di vista idraulico (escludendo ovviamente le considerazioni sulle acque parassite che, a fronte delle campagne di misura effettuate, sembrano concentrarsi lungo la parte terminale dello stesso): le dimensioni già rilevanti (1.20 m) e il fatto di essere stato svincolato dalla raccolta delle acque di parte di Via Europa (che ora si immettono direttamente nel Canale di Gronda), non provoca particolari problemi di entrata in pressione (che è invece limitata al solo tratto finale, anche per l'evento caratterizzato da $Tr = 2$ assumendo uno ietogramma costante). Lo stesso comportamento si riscontra anche per gli altri eventi, che si differenziano solo per il fatto di interessare un tratto lievemente maggiore (comunque terminale) per l'entrata in pressione delle condotte. Non ci sono fenomeni di esondazione, se non nel tratto finale, sempre a seguito del fenomeno di rigurgito dello scatolare di Via delle Nazioni Unite. L'entrata in pressione del collettore è anche imputabile al funzionamento del nodo idraulico in corrispondenza dello sfioro verso il Collettore Est: infatti, oltre a sfiorare le acque verso il Canale Ledra-Tagliamento, il Collettore di Via Praz dai Trois riceve le acque di sfioro dal Canale di Gronda, quest'ultimo controllato dalla paratoia con luce sotto battente presente poco più a valle. In questo modo, la dinamica delle portate, da un lato, scaricate e, dall'altro, ricevute, crea un fenomeno di rigurgito che si fa risentire verso monte (per quanto limitatamente). Particolare attenzione dovrebbe essere rivolta al nodo in questione che, per tempi di ritorno superiori ai 2 anni (o per piogge caratterizzate da ietogrammi con picco), può arrivare a sfiorare portate anche superiori al limite di 2.0 mc/s.
- Collettore di Via de Simon - Via dell'Impresa: questo collettore, che si sviluppa su più vie, non presenta attualmente problemi di esondazione, pur entrando in pressione per quasi tutti gli eventi considerati (funziona invece correttamente solo per l'evento

caratterizzato dal tempo di ritorno di 2 anni e ietogramma costante), anche per via delle portate che vi si immettono dallo scalo ferroviario.

- Collettore di Via delle Nazioni Unite: tale collettore (suddiviso in due tronconi principali, rispettivamente, a Ovest e ad Est del Collettore di Via Saletti) entra spesso in pressione (per lo meno, per tutti gli eventi qui analizzati), con possibilità di esondazione nel troncone occidentale (verso Via delle Ferriere) e, più limitatamente, nella parte orientale. E' anche da evidenziare come le condotte appartenenti ai due tronconi sono quelle che soffrono maggiormente, da un lato, della presenza di sedimento al fondo (come desumibile dai risultati delle operazioni di video ispezione effettuate in passato dal CIPAF) e, dall'altro, del fatto di dover convogliare, oltre alle acque reflue civili ed industriali, anche quelle parassite a seguito delle numerose intrusioni da falda, specie attraverso i giunti delle tubazioni.
- Collettore di Via Saletti: anche per l'evento caratterizzato da un tempo di ritorno di 2 anni (e ietogramma costante) tale collettore entra in pressione (specialmente nella parte di monte, assieme quindi ai due tronconi di Via delle Nazioni Unite): nella parte terminale del sistema di fognatura si realizza perciò una sorta di autolimitazione allo scarico, per cui verso l'impianto di depurazione sono inviate portate che difficilmente superano i 7 mc/s. Come detto in precedenza, se questo fenomeno è in linea con le massime portate che sono autorizzate allo scarico nel Rio Molino del Cucco, tale limite intrinseco comporta maggiori portate sfiorate in corrispondenza degli altri punti di recapito verso i corpi idrici ricettori (Collettore Est e Collettore Ovest).
- Canale di Gronda: complessivamente caratterizzato da un buon funzionamento idraulico per l'evento con $Tr = 2$ (a ietogramma costante), per il quale esiste solo un breve tratto terminale (a monte della paratoia) che, naturalmente, entra in pressione per via del rigurgito provocato sia dalla luce sotto battente che dall'entrata in pressione del collettore di Via delle Nazioni Unite, questo collettore è interessato da estesi fenomeni di entrata in pressione quando si considera eventi con tempo di ritorno maggiore di due anni. Con l'eliminazione delle cause che provocano rigurgito, tale collettore presenterebbe ancora un discreto margine di sicurezza (specie nei tratti caratterizzati da un diametro maggiore o uguale a 1.20 m), per cui potrebbe accogliere una più cospicua quota parte delle portate in arrivo dal Collettore di Via Pradaries (come detto, caratterizzato da fenomeni di esondazione a monte di tale interconnessione). Alcuni problemi si riscontrano invece nel primo tratto del Canale di Gronda che, attualmente, è quello soggetto alla maggiore entrata

in pressione, sia per le dimensioni più contenute dei diametri (pari a 1.00 m), sia (soprattutto) per il nodo di interconnessione con il Collettore di Via Pradaries, che presenta un breve tratto caratterizzato da un diametro di 0.80 m facente parte dello stesso Canale di Gronda (e che molto probabilmente è la causa di una, seppur limitata, esondazione in corrispondenza dell'incrocio tra Via Europa e il tratto Sud di Via del Lavoro). L'eliminazione di tale strozzatura avrebbe il beneficio di alleviare il primo tratto del Canale di Gronda, in modo da poter anche aumentare la quota parte delle portate sfiorate dal Collettore di Via del Lavoro.

Capitolo 9

Conclusioni

9.1 Premessa

Il presente elaborato di tesi di dottorato che ha riguardato la modellazione numerica a scala di bacino del fiume Ledra si propone come studio pilota propedeutico alla definizione di un approccio metodologico in grado di definire uno strumento operativo utile alla gestione ottimale delle azioni finalizzate alla salvaguardia ambientale ed alla mitigazione del rischio idraulico del bacino idrografico del fiume Ledra.

La simulazione dei processi di trasformazione afflussi - deflussi e quindi la conoscenza delle portate generate sia a scala di bacino idrografico sia a scala di bacino urbano/industriale costituiscono infatti la base di partenza per qualsivoglia intervento di pianificazione, gestione e salvaguardia della risorsa idrica. Risulta infatti evidente come sia nel caso di interventi per lo sfruttamento delle risorse idriche (ad es. attraverso la realizzazione di centraline idroelettriche) e soprattutto nel caso di interventi di protezione idraulica (ad es. per la progettazione di opere idrauliche per la messa in sicurezza dei corsi d'acqua dal rischio di esondazione), la stima delle portate generate a scala di bacino idrografico costituisca un dato fondamentale senza il quale sarebbe del tutto improbabile attuare valide ed efficaci azioni sul territorio. Allo stesso modo la modellazione con relativa simulazione dei deflussi di origine meteorica generati dagli insediamenti di tipo urbano/industriale e direttamente immessi nel corpo idrico ricettore per mezzo dei manufatti di sfioro, rappresenta un'ulteriore strumento conoscitivo di fondamentale importanza in un'ottica di approccio integrato al fine di ottenere una pianificazione ottimale a scala di bacino idrografico anche dal punto di vista qualitativo per la salvaguardia della risorsa idrica.

Assodata l'importanza dell'obiettivo che si intende perseguire nel prosieguo saranno riassunti i tratti salienti e le maggiori risultanze emerse dallo studio effettuato.

9.2 Considerazioni conclusive relative al modello idrologico del bacino idrografico del fiume Ledra

1. La scelta di utilizzare il codice di calcolo GSSHA per la realizzazione del modello di simulazione dei deflussi generati al bacino idrografico del fiume Ledra è stata avvalorata fondamentalmente dai due motivazioni, ovvero:

- a. Testare le potenzialità, evidenziandone pregi e limitazioni, offerte dai modelli idrologici di tipo distribuito e bidimensionale che ad oggi rappresentano lo stato dell'arte per quanto riguarda la modellistica numerica di tipo idrologico per la simulazione dei processi di trasformazione afflussi - deflussi a scala di bacino idrografico.
 - b. Capacità del codice di calcolo GSSHA di modellare, seppur in maniera molto semplificata, i deflussi sotterranei della zona satura che unitamente alla modellazione del reticolo fluviale consente così di simulare le loro interazioni (stream/groundwater interaction) e relativi scambi idrici; tale aspetto risulta essere di fondamentale importanza alla luce degli ingenti apporti garantiti al fiume Ledra dalle dispersioni laterali del fiume Tagliamento, dalle dispersioni dei corsi d'acqua orientali (torrente Vegliato e torrente Orvenco) e dagli apporti profondi provenienti dai massicci carbonatici che circondano la pianura sul lato occidentale ed orientale.
2. A causa sia dell'estrema complessità ed eterogeneità che caratterizza il bacino idrologico ed idrogeologico del fiume Ledra sia della preponderante influenza degli apporti di natura sotterranea che caratterizzano le portate lungo il corso del fiume Ledra, si è potuto constatare come il modello numerico realizzato, nonostante i soddisfacenti e promettenti risultati forniti in fase di calibrazione, abbia tuttavia dimostrato una certa difficoltà in fase di validazione nel riprodurre fedelmente i valori relativi ad alcuni picchi di portata, in particolar modo nella parte mediana del corso del fiume Ledra (Sezione 5 e Sezione 4) ovvero in corrispondenza delle aree in cui le interazioni falda e reticolo fluviale diventano preponderanti. Il modello numerico realizzato denuncia inoltre una cronica incapacità nel simulare fedelmente l'andamento dell'idrogramma delle portate nella fase relativa ai deflussi di tipo ipodermico, ovvero nei giorni immediatamente successivi ai picchi di piena, ad ulteriore conferma di come il codice di calcolo GSSHA, nonostante l'implementazione del modulo idrogeologico, non sia stato in grado di simulare fedelmente le interazioni tra deflussi sub-superficiali. Al contrario si riscontra una buona capacità del modello numerico nel riprodurre i deflussi di tipo profondo ovvero quelli relativi alla fase di esaurimento delle portate che garantiscono gli apporti al corso d'acqua in periodi caratterizzati dall'assenza protratta di precipitazioni anche per numerose settimane.
3. Alla luce dei risultati ottenuti, ed in particolar modo in riferimento alla simulazione dei deflussi di tipo ipodermico, si evince come il codice di calcolo GSSHA se da un lato si propone come un raffinato strumento per la modellazione dei processi idrologici

mediante la rigorosa applicazione di consolidate formulazioni teoriche dei processi che avvengono a scala di bacino idrografico dall'altro non consenta tuttavia, come ad esempio nel caso di EPA-SWMM per la modellazione dell'intrusione delle acque parassite all'interno dei collettori fognari, l'implementazione all'interno del codice stesso di una modellazione di tipo sintetico (black box) la quale al contrario non si propone come obiettivo quello di rappresentare in modo rigoroso i processi di tipo idrologico che intervengono nella trasformazione afflussi - deflussi ma bensì esclusivamente quello di considerare il sistema fisico come una scatola nera (black box appunto sulle cui caratteristiche non sia ha interesse ad indagare) limitandosi pertanto alla ricerca di un opportuno operatore matematico in grado di riprodurre il comportamento del sistema che si intende modellare. Da quanto appena esposto si evince come per una fedele riproduzione dei deflussi di tipo ipodermico è da ritenersi più idoneo un approccio basato su una modellazione di tipo sintetico (black box) piuttosto che a simulazione particolareggiata (come nel caso del codice di calcolo GSSHA) ovvero modelli fisicamente basati che utilizzano per descrivere i principali processi di movimento dell'acqua le equazioni differenziali di conservazione delle massa e della quantità di moto.

4. In riferimento alla fase di calibrazione del modello numerico si evidenzia come in futuro sia auspicabile ottenere i valori idrometrici registrati dall'idrometro collocato in coincidenza delle opere di presa di una derivazione di tipo idroelettrico presente lungo il corso del fiume Ledra immediatamente a valle della sua confluenza con il torrente Orvenco. Alla luce di tali dati sarà possibile, per mezzo della realizzazione di una apposita scala dei deflussi, estrapolare le effettive portate generate dal bacino idrografico del torrente Orvenco in modo tale da svincolarsi dalle ipotesi fatte come illustrato in Appendice A ed effettuare quindi una calibrazione del modello più raffinata ed aderente alla realtà. Analogamente non appena sarà disponibile il rilievo topografico di precisione della sezione terminale del torrente Vegliato, per mezzo della scala dei deflussi opportunamente realizzata, sarà possibile ottenere una prima stima relativa ai picchi massimi di portata generati dal bacino del torrente Vegliato al netto dei deflussi generati dal bacino di natura urbana di Gemona del Friuli in modo tale da consentire al modello di simulare correttamente il contributo in termini di portate fornito da due sottobacini caratterizzati da una tipologia completamente differente.
5. Per una più fedele modellazione della propagazione dei deflussi di piena in alveo si prescrive l'attuazione di una campagna di rilievo topografico - batimetrico delle sezioni

fluviali del fiume Ledra al fine di poter modellare anche gli episodi di tracimazione arginale ed ottenere così sia una stima più reale delle portate effettivamente fluenti in alveo in occasione di eventi pluviometrici particolarmente intensi, nonché uno strumento per l'identificazione e la mappatura delle zone in base alla pericolosità di rischio idraulico.

6. L'aver effettuato una procedura comparativa in fase di calibrazione del modello numerico realizzato avvalendosi sia di procedure di tipo automatizzato sia della tradizionale tecnica di tipo manuale ha consentito di mettere in luce pregi e difetti legati a ciascuna delle due metodologie impiegate. In particolare, alla luce del numero di iterazioni con il quale è stato impostato l'algoritmo SCE-UA al fine di individuare i valori ottimali da assegnare al set di parametri utilizzati per la calibrazione del modello, è stato possibile constatare sia come un numero di 30 iterazioni risulti essere sufficiente nel minimizzare globalmente la funzione obiettivo sia come un ulteriore numero di iterazioni non avrebbe garantito un miglioramento apprezzabile nei risultati. Relativamente al valore da assegnare ai fattori peso w_i , oltre alla coppia 0.90 - 0.10 (relativa rispettivamente al Peak Weight e Volume Weight) è stato impiegato l'algoritmo SCE-UA utilizzando anche come fattori peso w_i le coppie di valori (0.80 - 0.20) e (0.70 - 0.30); nonostante siano state riscontrate modeste variazioni relative ai valori di qualcuno dei dieci parametri oggetto di calibrazione in funzione dei fattori di peso w_i adottati, tuttavia non sono stati individuati scostamenti sostanziali negli idrogrammi delle portate simulate tali da giustificare l'assunzione di una determinata coppia di valori al fine di ottenere una calibrazione del modello più efficiente.
7. Alla luce delle problematiche emerse circa la realizzazione e la calibrazione del modello numerico del bacino idrografico del fiume Ledra (ad esempio misure di portata non disponibili per alcune sezioni fondamentali del reticolo idrografico, assenza di rilievo topografico e batimetrico di alcune sezioni fluviali considerate come significative, ecc.) nel presente elaborato di tesi di dottorato non sono state effettuate valutazioni circa la risposta idrologica - idraulica del fiume Ledra e del relativo bacino idrografico finalizzate ad esempio alla stima di portate di progetto in funzione del tempo di ritorno ed alla perimetrazione di aree a potenziale rischio idraulico ma bensì si è voluto perseguire come obiettivo quanto già esposto al punto 1 del presente paragrafo.

9.3 Considerazioni conclusive relative al modello idrologico - idraulico dell'area industriale del CIPAF

1. Peculiarità del modello numerico realizzato relativo al distretto industriale del CIPAF è stata quella di avere considerato l'entità bacino contribuente in maniera differente rispetto quanto si è soliti fare nella modellazione di tipo idrologico - idraulico dei sistemi di drenaggio urbano. Nella comune pratica progettuale infatti i bacini vengono definiti su vasta area in modo tale da svincolarsi da una complessa discretizzazione e suddivisione (funzione della destinazione urbanistica e/o dell'uso del suolo) delle zone ricadenti all'interno del bacino. Nel presente studio si è voluto pertanto estendere il concetto di bacino contribuente a scala di singolo edificio, capannone industriale, piazzali di stoccaggio merci, parcheggio, strada, giardino al fine di cercare di descrivere nel modo più fedele possibile le diverse risposte idrologiche delle singole entità modellate (edifici, piazzali, depositi, aree verdi, strade ecc.) in virtù dell'articolata campagna di misure di portata in ambito fognario eseguita da febbraio a maggio 2011.
2. Alla luce sia della raffinata metodologia impiegata per la modellazione dei sottobacini sia dell'obiettivo di effettuare un'accurata calibrazione del modello numerico realizzato sono state posizionate lungo la rete di drenaggio 15 stazioni di misura di portata e livello oltre ad un pluviometro per la registrazione degli eventi meteorici. L'impiego di un numero considerevole di misuratori di portata ha consentito un monitoraggio capillare delle portate fluenti all'interno dei collettori della rete fognaria rendendo quindi possibile in tal modo quantificare il contributo di ciascuna zona sita all'interno dell'area industriale CIPAF nel generare deflussi sia in assenza di precipitazioni sia in coincidenza di alcuni eventi meteorici per il periodo compreso dal mese di febbraio al mese di maggio 2011. Inoltre il particolare posizionamento degli strumenti di misura di portata lungo la rete fognaria (ad es. all'inizio ed alla fine di una tratta nella quale non sono presenti confluenze con altri collettori) ha permesso durante i periodi caratterizzati dall'assenza di precipitazioni di valutare e quantificare le intrusioni di acque parassite all'interno della rete di drenaggio. In particolare i risultati relativi alla fase di monitoraggio del sistema hanno permesso di stimare deflussi medi dell'ordine di 150 - 180 lit/s in regime di tempo asciutto ed in corrispondenza di bassi livelli freatici, anche se è importante sottolineare come le campagne in situ hanno evidenziato come tali valori possano crescere notevolmente a seguito di eventi meteorici di una certa durata e consistenza tali da provocare l'innalzamento del livello di falda (anche a seguito di processi idrologici a scala di bacino). In tali casi si sono misurati valori di tempo asciutto pari a circa 600 lit/s che, in condizioni di assenza di ulteriori eventi, ritornano ai

valori precedenti l'evento in un lasso di tempo pari a circa due-tre settimane. La criticità del sistema derivante da tali intrusioni parassite deve quindi essere attentamente analizzata per pianificare correttamente gli interventi di riabilitazione della rete fognaria il cui funzionamento sia anche finalizzato all'ottimizzazione energetica nella gestione dell'impianto di trattamento.

3. A causa della significativa presenza di acque parassite all'interno della rete di drenaggio, al fine di ottenere una modellazione idrologica - idraulica più fedele alla realtà si è reso quindi necessario modellare il processo di infiltrazione delle acque di falda all'interno dei collettori fognari. Attraverso un'apposita metodologia attuabile per mezzo del codice di calcolo EPA-SWMM è stato possibile assegnare ad alcuni nodi della rete di drenaggio modellata un particolare input definito come un idrogramma unitario (U.H.) il quale, in funzione dei dati pluviometrici e di alcuni parametri, è risultato essere in grado di simulare l'infiltrazione delle acque di falda attraverso le fessurazioni presenti nei collettori lungo la rete fognaria.
4. L'articolata campagna di misure di portata ha reso necessario al fine di una calibrazione efficace ed efficiente del modello numerico realizzato una particolare distrettualizzazione dell'intera area della zona industriale CIPAF che ha implicato la messa a punto e l'adozione di una ben determinata metodologia operativa al fine di ridurre al minimo il numero dei parametri oggetto di calibrazione e quindi conseguentemente il numero di simulazioni necessarie per identificare il set di valori associato a ciascun parametro in grado di minimizzare la funzione obiettivo adottata.

9.4 Sviluppi futuri

Sulla base di quanto è stato realizzato con la presente tesi di dottorato, l'obiettivo futuro che si intende perseguire è quello di ottenere come prodotto finale un modello numerico di tipo idrologico - idraulico rappresentativo dell'intero bacino idrografico del fiume Ledra, ovvero un modello di tipo integrato che permetta da un lato di simulare ed analizzare con estremo dettaglio a "micro scala" (ovvero a scala di area urbana) le singole criticità derivanti dagli apporti idrici provenienti da tutti gli insediamenti di tipo urbano ed industriale insistenti sul corso d'acqua, e dall'altro di riprodurre a "macro scala" (ovvero a scala di bacino idrografico) la risposta idrologica dell'intero bacino idrografico in funzione delle condizioni meteo - climatiche ed idrogeologiche. In particolare quanto realizzato per il distretto industriale del CIPAF è da intendersi quindi come dimostrativo, ovvero deve essere adottato come studio pilota da esportate anche a tutti gli altri insediamenti antropici presenti

all'interno del bacino idrografico del fiume Ledra, ovvero effettuando la modellazione dei sistemi fognari dei comuni di Artegna, Buia, Gemona del Friuli, Magnano in Riviera e Montenars in modo tale da quantificare gli apporti idrici direttamente immessi nei corpi idrici ricettori per mezzo degli scaricatori di piena presenti lungo le reti fognarie.

L'accoppiamento di due differenti scale (micro e macro) a livello di modellazione consentirà pertanto di realizzare uno strumento operativo completo da impiegarsi sia come supporto decisionale a futuri interventi strutturali sul corso d'acqua finalizzati alla mitigazione del rischio idrogeologico, sia come strumento in grado di fornire indicazioni sulla regolazione di manufatti ed opere idrauliche esistenti ed interagenti con il fiume, come dispositivi di scarico e di invaso (ad esempio sfioratori di piena e vasche di prima pioggia delle aree urbanizzate), al fine di garantire il controllo qualitativo - quantitativo dei deflussi in un'ottica di sviluppo sostenibile e di salvaguardia del patrimonio idrico.

Appendice A

Nel seguito verrà riportata la metodologia utilizzata per la stima degli idrogrammi di piena generati dal bacino idrografico del torrente Orvenco in funzione dell'evento pluviometrico relativo al periodo che si intende analizzare. In particolare sarà esposto il metodo basato sull'impiego dell'idrogramma unitario istantaneo geomorfologico (GIUH). L'applicazione di tale metodologia per la stima degli idrogrammi di piena è risultata essere particolarmente congeniale in quanto consente di svincolarsi dalla corretta assegnazione dei numerosi parametri richiesti dal modello numerico realizzato con il codice di calcolo GSSHA. L'esperienza dimostra infatti come in assenza di misure di portata sia davvero difficoltoso se non impossibile assegnare correttamente il giusto valore a tutti i parametri molti dei quali risultano essere determinabili con successo esclusivamente tramite attente procedure di calibrazione. Al contrario l'impiego della metodologia basata sull'utilizzo dell'idrogramma istantaneo geomorfologico (GIUH) richiede soltanto la stima della frazione efficace di precipitazione e la determinazione attraverso appositi software dei parametri geomorfologici (cfr. Capitolo 2). A tal proposito per la determinazione della frazione di precipitazione efficace, considerando che l'intento principale è quello di ottenere il picco massimo di piena (relativo all'evento pluviometrico considerato) senza quindi prestare particolare interesse per la determinazione dell'andamento delle perdite idrologiche nelle fasi iniziali, si è optato nell'utilizzare il metodo del coefficiente d'afflusso che rappresenta il più semplice (ma non per questo meno efficace) metodo per stimare le perdite idrologiche per infiltrazione.

A.1 L'idrogramma Unitario Istantaneo (IUH)

La maggior parte dei modelli per lo studio della trasformazione della pioggia netta in deflusso superficiale appartiene alla categoria dei modelli lineari e stazionari, per i quali la relazione tra l'ingresso $p(t)$ e l'uscita $Q(t)$ assume la forma di un'equazione differenziale lineare a coefficienti costanti la cui soluzione per condizioni iniziali omogenee è data dall'integrale di convoluzione:

$$Q(t) = \int_0^t p(t-\tau) \cdot u(\tau) d\tau \quad (A1)$$

dove $p(t-\tau) = i_{\text{net}}(t-\tau) \cdot S$ rappresenta la cosiddetta portata meteorica, cioè l'intensità di pioggia netta per la superficie del bacino, mentre la funzione $u(\tau)$, che ha le dimensioni dell'inverso di un tempo, viene detta Idrogramma Unitario Istantaneo (Instantaneous Unit Hydrograph, IUH). L'IUH rappresenta l'idrogramma di piena conseguente ad una precipitazione netta impulsiva unitaria, ovvero di volume unitario e durata infinitesima. Spesso i modelli adottati nella comune pratica per schematizzare la risposta di un bacino alle sollecitazioni meteoriche sono costituiti da una combinazione in serie e/o in parallelo di modelli lineari e stazionari elementari (serbatoio e canale lineare).

Uno fra i metodi più noti per la determinazione dell'idrogramma unitario istantaneo è senza dubbio quello proposto da J.E. Nash (1957) il quale ipotizza che l'azione svolta dal bacino idrografico attraverso gli elementi fisici che lo caratterizzano possa essere simulata da una successione di serbatoi disposti in cascata. Il bacino viene quindi rappresentato da una cascata di n serbatoi lineari di identica costante d'invaso k . Il primo di essi riceve un afflusso istantaneo che fa passare istantaneamente il volume invasato da 0 a V_0 e la uscente portata da 0 a Q_0 . La portata in uscita dal primo serbatoio $Q_1(t)$ invasa il secondo serbatoio, dal quale è derivata, in uscita la portata $Q_2(t)$ e così via (Figura A1).

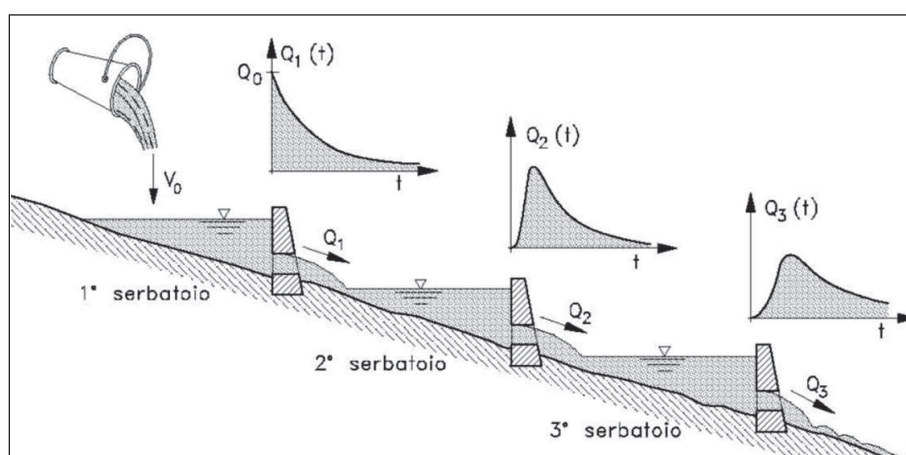


Figura A1: Schematizzazione della cascata di serbatoi lineari (Da Deppo et al.).

Il procedimento proposto è una generalizzazione del metodo dell'invaso, con una non dissimile difficoltà intorno al problema di determinare il legame tra volume V e portata Q , superato con l'ipotesi di una relazione lineare tra loro (serbatoio lineare). Le equazioni che governano il processo sono pertanto le seguenti:

$$V = kQ \quad (\text{A2})$$

$$p - Q = \frac{dV}{dt} \quad (\text{A3})$$

essendo p l'afflusso al serbatoio.

Il sistema per il primo serbatoio è da integrare (con $p = 0$) assumendo che sia $Q = Q_0$ per $t = 0$. Poiché è $dV/dt = kdQ/dt$, dalla relazione (A3) si ottiene:

$$k \frac{dQ}{dt} + Q = 0 \quad (\text{A4})$$

da integrare a partire dalla condizione $V_0 = kQ_0$ per $t = 0$.

L'integrazione dà facilmente:

$$Q_1 = Q_0 e^{-t/k} = \frac{V_0}{k} e^{-t/k} \quad (\text{A5})$$

Ponendo $Q_1(t)$ al posto di p nella relazione (A3), l'equazione del secondo serbatoio diventa:

$$\frac{V_0}{k} e^{-t/k} - Q_2 = k \frac{dQ_2}{dt} \quad (\text{A6})$$

dalla quale moltiplicando ambo i membri per $e^{t/k}$, si ottiene:

$$\frac{V_0}{k} = Q_2 e^{t/k} + k e^{t/k} \frac{dQ_2}{dt} = \frac{d}{dt} (k e^{t/k} Q_2) \quad (\text{A7})$$

Quest'ultima integrata a partire da $Q_2 = 0$ per $t = 0$, fornisce:

$$Q_2 = \frac{V_0}{k^2} e^{-t/k} t = \frac{V_0}{k} e^{-t/k} \frac{\left(\frac{t}{k}\right)^{2-1}}{(2-1)} \quad (\text{A8})$$

Procedendo in modo analogo si ha per l' n -esimo serbatoio:

$$Q_n = \frac{V_0}{k} e^{-t/k} \frac{\left(\frac{t}{k}\right)^{n-1}}{(n-1)!} \quad (\text{A9})$$

per n intero. Per maggiore generalità, potendo assumersi per una migliore descrizione del fenomeno n non intero, il termine $(n-1)!$ è sostituito dalla funzione gamma (funzione fattoriale) $\Gamma(n)$ dove:

$$\Gamma(n) = \int_0^{\infty} e^{-x} x^{n-1} dx \quad (\text{A10})$$

Si ottiene così la seguente relazione:

$$Q_n = \frac{V_0 e^{-t/k}}{k\Gamma(n)} \left(\frac{t}{k}\right)^{n-1} \quad (\text{A11})$$

L'operatore $u(\tau)$ essendo S la superficie del bacino, diventa allora:

$$u(\tau) = \frac{S e^{-\tau/k}}{k\Gamma(n)} \left(\frac{\tau}{k}\right)^{n-1} \quad (\text{A12})$$

ed il valore di $Q(t)$ assume per la (A1) l'espressione:

$$Q(t) = \frac{S}{k\Gamma(n)} \int_0^t e^{-\tau/k} \left(\frac{\tau}{k}\right)^{n-1} p(t-\tau) d\tau \quad (\text{A13})$$

Definita la relazione che fornisce $Q(t)$, il problema diventa quello di calcolare le due costanti n e k . Una importante limitazione relativa all'applicazione del metodo di Nash è rappresentato proprio dal fatto che i valori delle costanti n e k devono essere necessariamente individuati attraverso un procedimento di taratura, ovvero si deve individuare i valori di n e k che riproducano al meglio l'idrogramma dell'evento osservato. In pratica, note le precipitazioni efficaci e le portate registrate alla sezione di chiusura del bacino idrografico oggetto di studio, la ricerca della coppia di valori n e k viene fatta con opportuni programmi di calcolo che minimizzano automaticamente le differenze complessive fra l'onda di piena osservata e quella riprodotta applicando il metodo di Nash.

Appare pertanto evidente come l'applicazione di tale metodo sia possibile esclusivamente in bacini idrografici strumentati, ovvero dotati almeno di un pluviometro e di misure di portata presso la sezione di chiusura. L'esperienza tuttavia insegna come sia davvero ridotto il numero di corsi d'acqua di modeste dimensioni dotati di stazioni per il monitoraggio e la registrazione in continuo delle portate fluenti, circostanza che pertanto rende inapplicabile il metodo di Nash nella maggior parte dei bacini idrografici non strumentati.

A.2 L'idrogramma istantaneo geomorfologico (GIUH)

Strettamente connessi col modello di Nash sono i modelli geomorfologici, di recente introduzione. Svariate ricerche condotte negli anni '80 hanno mostrato come sia possibile stimare la risposta impulsiva di un bacino idrografico a partire dalla conoscenza della struttura morfologica della rete idrografica dello stesso. La risposta impulsiva in tal caso

prende il nome di idrogramma istantaneo unitario geomorfologico (Geomorphologic Instantaneous Unit Hydrograph, GIUH). Il vantaggio offerto da tale metodologia è del tutto evidente in quanto consente la determinazione delle costanti n e k anche per bacini idrografici non strumentati. Si consideri un bacino la cui rete idrografica sia ordinata secondo lo schema di Strahler (Paragrafo 2.7.1), e si ipotizzi che segua le tre leggi di Horton. Rosso (1984) ha mostrato come, sotto tali ipotesi, è possibile ottenere un'espressione analitica della risposta impulsiva coincidente con quella di Nash trattata nel paragrafo precedente:

$$u(\tau) = \left(\frac{\tau}{k}\right)^{n-1} \frac{e^{-\tau/k}}{k\Gamma(n)} \quad (\text{A14})$$

dove i parametri n e k si determinano dalle seguenti espressioni:

$$n = 3.29 \left(\frac{R_B}{R_S}\right)^{0.78} R_L^{0.07} \quad (\text{A15})$$

$$k = 0.70 \left(\frac{R_S}{R_B R_L}\right)^{0.48} \frac{L_\Omega}{V_m} \quad (\text{A16})$$

nelle quali R_B , R_L e R_S sono, rispettivamente il Rapporto di Biforcazione, il Rapporto delle Lunghezze ed il Rapporto delle Aree, L_Ω è rappresentativo della lunghezza dell'asta fluviale avente ordine massimo, mentre V_m è un parametro cinematico rappresentativo della velocità media di propagazione dei deflussi nella rete idrografica. I parametri R_B , R_L , R_S e L_Ω sono determinabili grazie all'impiego del software TAS (Paragrafo 2.7.1). Per la stima di V_m in genere si ricorre (in mancanza di dati) ai valori calcolati in bacini idrologicamente simili. Ad ogni modo valori della velocità V_m caratteristica delle correnti di piena sono stati suggeriti da Carlo Viparelli: in particolare per corsi d'acqua pedemontani possono essere impiegati valori di velocità variabili tra 1.0 e 1.3 m/s mentre per bacini idrografici caratterizzati da notevoli pendenze valori variabili tra 1.5 e 2.0 m/s.

A.3 Calcolo delle portate di piena per mezzo dell'idrogramma unitario istantaneo geomorfologico (GIUH)

Nel presente paragrafo sarà schematizzato il procedimento che ha portato alla determinazione dell'idrogramma di piena attraverso l'impiego dell'idrogramma unitario istantaneo geomorfologico (GIUH). In particolare il calcolo delle portate è stato eseguito discretizzando l'integrale di convoluzione. Trattando l'equazione (A1) in termini discreti risulta di fondamentale importanza una adeguata scelta dell'intervallo di integrazione

temporale Δt . Nel presente lavoro si è assunto $\Delta t = 1$ ora, ovvero in accordo con la frequenza di acquisizione del dato pluviometrico (Tabella A.1 e Tabella A.2). Per operare numericamente, l'integrale di convoluzione può essere riscritto in termini discreti nel seguente modo:

$$Q(m\Delta t) = \frac{S}{k\Gamma(n)} \sum_{i=1}^m e^{-\frac{i\Delta t}{k}} \left(\frac{i\Delta t}{k}\right)^{n-1} j_{m-i+1}\Delta t \quad (A17)$$

essendo $m\Delta t$ l'istante di tempo t in cui si vuole conoscere il valore della portata Q e $i\Delta t$ la traduzione in termini discreti della variabile ausiliaria τ . Relativamente ai valori delle costanti n e k applicando le relazioni fornite dalle espressioni (A15) e (A16) si è ottenuto $n = 2.98$ e $k = 0.97$ mentre il valore della funzione $\Gamma(n)$ è risultato essere uguale a 1.98. Per la determinazione dell'idrogramma delle portate, l'indice r è stato considerato variabile da 1 a T (dove con T si indica il numero di ore di pioggia che caratterizzano il periodo per il quale si vuole ottenere l'idrogramma delle portate) mentre si è assunto che l'indice i raggiunga un valore pari a 20 in modo tale che l'area sottesa dall'idrogramma unitario istantaneo (IUH) abbia un valore unitario.

A.3.1 Calcolo delle portate di piena relative all'evento del 25 - 26 dicembre 2013

Con riferimento ai dati pluviometrici riportati in Tabella A.1, nella Figura A.2 si riporta il grafico relativo all'idrogramma delle portate generate dal bacino idrografico del torrente Orvenco in occasione dell'evento pluviometrico del 25-26 dicembre 2013 avendo assunto valori del coefficiente d'afflusso variabili tra 0.30 e 0.50.

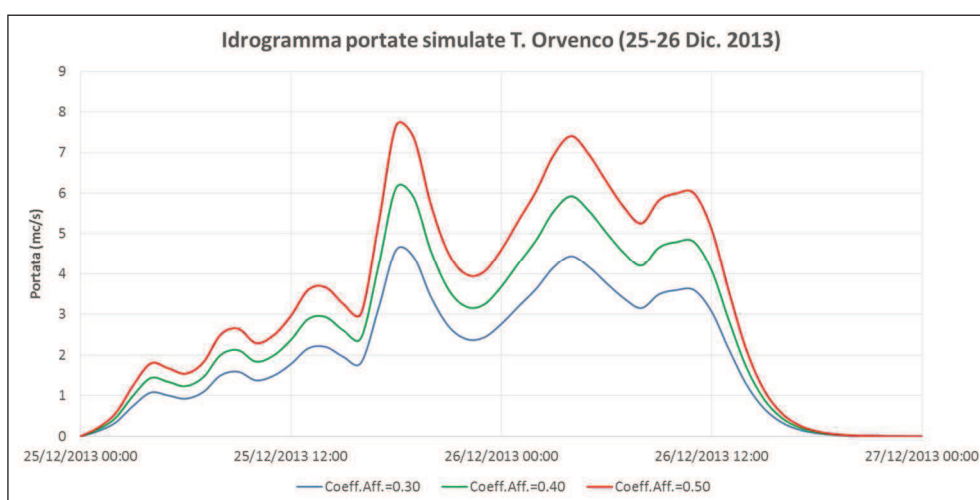


Figura A.2: Idrogrammi delle portate (in funzione del valore assunto dal coefficiente d'afflusso) relativi al sottobacino del torrente Orvenco ed ottenuti per mezzo dell'applicazione dell'idrogramma unitario geomorfologico (GIUH) con riferimento all'evento pluviometrico del 25 - 26 dicembre 2013.

Tabella A.1: Pluviometrie registrate presso le stazioni di Gemona del Friuli e Magnano in riviera relative all'evento del 25 - 26 dicembre 2013.

Data/ora	Gemona del F. [mm]	Magnano in R. [mm]	Media [mm]	Data/ora	Gemona del F. [mm]	Magnano in R. [mm]	Media [mm]
25/12/2013 00:00	1	0.4	0.7	26/12/2013 00:00	5.2	3.8	4.5
25/12/2013 01:00	1	0.8	0.9	26/12/2013 01:00	5.4	4.4	4.9
25/12/2013 02:00	2	2.2	2.1	26/12/2013 02:00	6.8	5.2	6
25/12/2013 03:00	1.2	1.8	1.5	26/12/2013 03:00	5.4	4.2	4.8
25/12/2013 04:00	0.2	0.2	0.2	26/12/2013 04:00	3.6	2.6	3.1
25/12/2013 05:00	1.6	0.8	1.2	26/12/2013 05:00	4	3	3.5
25/12/2013 06:00	2.4	1.6	2	26/12/2013 06:00	3.4	2.6	3
25/12/2013 07:00	2.2	3.6	2.9	26/12/2013 07:00	3.8	2.8	3.3
25/12/2013 08:00	1.4	0.6	1	26/12/2013 08:00	6.2	5.4	5.8
25/12/2013 09:00	1	0.6	0.8	26/12/2013 09:00	3.4	2.8	3.1
25/12/2013 10:00	3.2	2.4	2.8	26/12/2013 10:00	4.6	3.8	4.2
25/12/2013 11:00	3	2.2	2.6	26/12/2013 11:00	1.4	0.6	1
25/12/2013 12:00	3.6	3.2	3.4	26/12/2013 12:00	4.6	3.2	3.9
25/12/2013 13:00	2.6	0.6	1.6	26/12/2013 13:00	4.6	4.2	4.4
25/12/2013 14:00	1.8	1	1.4	26/12/2013 14:00	3.8	2.8	3.3
25/12/2013 15:00	3	1.2	2.1	26/12/2013 15:00	3.2	4.2	3.7
25/12/2013 16:00	10.4	8.8	9.6	26/12/2013 16:00	2.8	0.4	1.6
25/12/2013 17:00	6.6	7.2	6.9	26/12/2013 17:00	12.2	6.4	9.3
25/12/2013 18:00	1.4	1	1.2	26/12/2013 18:00	6.2	6.2	6.2
25/12/2013 19:00	1.4	1.2	1.3	26/12/2013 19:00	0	0	0
25/12/2013 20:00	2.8	2.2	2.5	26/12/2013 20:00	5.6	9.8	7.7
25/12/2013 21:00	2.6	2.4	2.5	26/12/2013 21:00	4.4	3.2	3.8
25/12/2013 22:00	3.4	3.2	3.3	26/12/2013 22:00	1.2	2.4	1.8
25/12/2013 23:00	4.8	3.6	4.2	26/12/2013 23:00	1.2	1.6	1.4

Da una analisi preliminare si evince come il sottobacino relativo al torrente Orvenco con riferimento all'evento pluviometrico del 25 - 26 dicembre 2013 sia in grado di generare, in accordo con la metodologia di calcolo utilizzata, picchi di portata variabili tra circa 5 - 8 mc/s.

A.3.2 Calcolo delle portate di piena relative all'evento del 04-05 gennaio 2014

Con riferimento ai dati pluviometrici riportati in Tabella A.2, nella Figura A.3 si riporta il grafico relativo all'idrogramma delle portate generate dal bacino idrografico del torrente Orvenco (in occasione dell'evento pluviometrico del 04 - 05 gennaio 2014) avendo assunto valori relativi al coefficiente d'afflusso variabili tra 0.30 e 0.50.

Tabella A.2: Pluviometrie registrate presso le stazioni di Gemona del Friuli e Magnano in riviera relative all'evento del 04 - 05 gennaio 2014.

Data/ora	Gemona del F. [mm]	Magnano in R. [mm]	Media [mm]	Data/ora	Gemona del F. [mm]	Magnano in R. [mm]	Media [mm]
04/01/2014 09:00	1.2	1.6	1.4	05/01/2014 03:00	0.8	2	1.4
04/01/2014 10:00	0.8	1.4	1.1	05/01/2014 04:00	8.2	6.2	7.2
04/01/2014 11:00	2.4	2.2	2.3	05/01/2014 05:00	2.4	1.2	1.8
04/01/2014 12:00	3.2	2.6	2.9	05/01/2014 06:00	0.2	0.4	0.3
04/01/2014 13:00	3.8	3.8	3.8	05/01/2014 07:00	1	0.8	0.9
04/01/2014 14:00	3.8	4	3.9	05/01/2014 08:00	1.8	2	1.9
04/01/2014 15:00	4.8	4.8	4.8	05/01/2014 09:00	3.2	3.6	3.4
04/01/2014 16:00	5.4	5.8	5.6	05/01/2014 10:00	2.2	2.6	2.4
04/01/2014 17:00	6.4	7	6.7	05/01/2014 11:00	6.2	10.8	8.5
04/01/2014 18:00	11	10.6	10.8	05/01/2014 12:00	3	3.4	3.2

04/01/2014 19:00	12	16	14	05/01/2014 13:00	5	3.4	4.2
04/01/2014 20:00	12.4	9.8	11.1	05/01/2014 14:00	2	1.4	1.7
04/01/2014 21:00	9.0	7.2	8.1	05/01/2014 15:00	10.6	11.4	11
04/01/2014 22:00	7.8	7.8	7.8	05/01/2014 16:00	5.2	3	4.1
04/01/2014 23:00	14.8	14.6	14.7	05/01/2014 17:00	0.6	0.4	0.5
05/01/2014 00:00	5.4	4	4.7	05/01/2014 18:00	0.2	0	0.1
05/01/2014 01:00	7.6	7.4	7.5	05/01/2014 19:00	0.2	0	0.1
05/01/2014 02:00	0.2	0	0.1	05/01/2014 20:00	0	0.2	0.1

Anche in questo caso per mezzo di una analisi preliminare si evince come il sottobacino relativo al torrente Orvenco con riferimento all'evento pluviometrico del 04 - 05 gennaio 2014 sia in grado di generare, in accordo con la metodologia di calcolo utilizzata, picchi di portata variabili tra circa 10 - 16 mc/s.

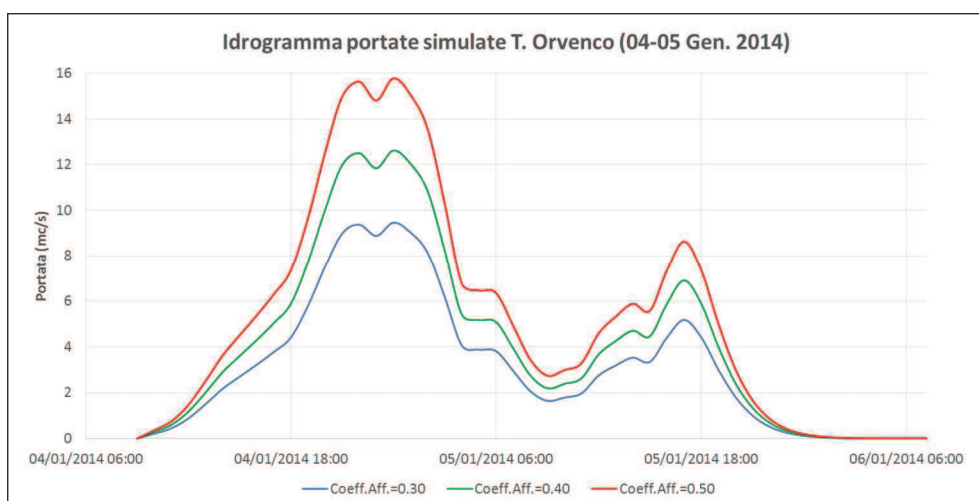


Figura A.3: Idrogrammi delle portate (in funzione del valore assunto dal coefficiente d'afflusso) relativi al sottobacino del torrente Orvenco ed ottenuti per mezzo dell'applicazione dell'idrogramma unitario geomorfologico (GIUH) con riferimento all'evento pluviometrico del 04 - 05 gennaio 2014.

BIBLIOGRAFIA

- [1] AA. VV. (1990). *Catasto regionale dei pozzi per acqua e delle perforazioni eseguite nelle alluvioni quaternarie e nei depositi sciolti del Friuli Venezia Giulia - Stratigrafie*, Regione Autonoma Friuli Venezia Giulia - Direzione Regionale dell'Ambiente.
- [2] AA. VV. (2007). *Esecuzione di campagne di misura e di monitoraggio delle portate dei corsi d'acqua, dei livelli di falda e della biocenosi acquatica nell'ambito del bacino montano del f. Tagliamento*, Direzione Centrale Ambiente e Lavori Pubblici RFVG - Servizio Idraulica - Unità Operativa Idrografica RFVG.
- [3] Barozzi N. (1859). *Gemona e il suo distretto. Notizie storiche, statistiche e industriali*, Venezia, Tipografia del Commercio.
- [4] Chow, V. T., Maidment D. R., Mays L. M. (1988). *Applied hydrology*, McGraw Hill - New York.
- [5] Da Deppo L., Datei C., Saladin P. (2004). *Sistemazione dei corsi d'acqua*, Libreria Cortina, Padova.
- [6] Da Deppo L., Datei C. (2004) *Fognature*, Libreria Cortina, Padova.
- [7] Di Lena B., Acutis M. (2011). *Confronto tra stime della evapotraspirazione di riferimento ai fini dell'assistenza tecnica irrigua in Abruzzo*, Regione Abruzzo, ARSSA, Centro Agrometeorologico Regionale.
- [8] Coccolo A., Goi D., Nicolini M., Perin R. (2013). *Un modello numerico del bacino idrografico del fiume Ledra*, Rassegna Tecnica Friuli Venezia Giulia, numero 1 - anno 2013.
- [9] Cucchi F. (2003). *La carta della vulnerabilità intrinseca delle falde contenute nelle aree di pianura della Provincia di Udine - Relazione tecnica generale*, Dipartimento di Scienze Geologiche, Ambientali e Marine - Università degli Studi di Trieste.
- [10] Cucchi F., Finocchiaro F. (2003). *Geositi dei Friuli Venezia Giulia*, Dipartimento di Scienze Geologiche, Ambientali e Marine - Università degli Studi di Trieste.
- [11] De Piero G., Poggi G. (1973). *Venti anni di attività per lo sviluppo dell'agricoltura della collina e dell'alta pianura friulana*, Consorzi Riuniti Idraulici, di miglioramento fondiario e minori di bonifica del Friuli.
- [12] Downer C. W., Ogden F. L. (2006). *Gridded Surface Subsurface Hydrologic Analysis. (GSSHA) User's Manual*, Coastal and Hydraulics Laboratory - U.S. Army Engineer Research and Development Center.

- [13] Downer C. W., Ogden F. L. (2004). *GSSHA: Model to simulate diverse stream flow producing process*, Journal of Hydrologic Engineering - ASCE.
- [14] Downer C. W. (2008). *Demonstration of GSSHA Hydrology at Goodwin Creek Experimental Watershed*, U.S. Army Engineer Research and Development Center - Environmental Laboratory;
- [15] Downer, C. W., F. L. Ogden, W. Martin, and R. S. Harmon. (2002). *Theory, development, and applicability of the surface water hydrologic model CASC2D*, Hydrological Processes 16(2): 255-275.
- [16] Duan Q., Sorooshian S., Gupta V. K. (1994). *Optimal use of the SCE-UA global optimization method for calibrating watershed models*, Journal of Hydrology 158 (1994) 265-284;
- [17] Duan Q., Sorooshian S., Gupta V. K. (1993). *Shuffled Complex Evolution approach for effective and efficient global minimization*, Journal of Optimization Theory and Applications, Vol. 76, No. 3, March 1993.
- [18] Feldman A. D. (2000). *Hydrologic Modeling System HEC-HMS Technical Reference Manual*, Hydrologic engineering Center - U.S. Army Corps of Engineers.
- [19] Ferro V. (2002). *La sistemazione dei bacini idrografici*, The McGraw-Hill Companies.
- [20] Frevert D., Singh V. (2006). *Watershed Models*, Taylor&Francis Group.
- [21] Guo J. C. Y., Urbonas B. (2009). *Conversion of Natural Watershed to Kinematic Wave Cascading Plane*, Journal of Hydrologic Engineering, Vol. 14, August 2009, 839-846.
- [22] Guo J. C. Y., Cheng J. C. Y., Wright L. (2012). *Field Test on Conversion of Natural Watershed into Kinematic Wave Rectangular Plane*. Journal of Hydrologic Engineering, Vol. 17, August 2012, 944-951.
- [23] Gupta H. V., Sorooshian S., Yapo P. O. (1999). *Status of automatic calibration for hydrologic models: comparison with multilevel expert calibration*, Journal of Hydrologic Engineering, Vol. 4, No. 2, April 1999.
- [24] Hapuarachchi H. A. P., Li Z., Wang S. Q. (2001). *Application of SCE-UA method for calibrating the Xinanjiang watershed model*, Journal of Lake Sciences, Vol. 12, No. 4, December 2001.
- [25] Lindsay J. B. (2005). *The Terrain Analysis System: a tool for hydro-geomorphic applications*, Hydrological Processes - Wiley InterScience.
- [26] Liong S. H., Atiquzzaman M. (2004). *Optimal design of water distribution network using shuffled complex evolution*, Journal of the Institution of Engineers, Vol. 44, Issue 1, 2004.

- [27] Lombardi L. (2011). *Calibrazione di modelli idrologici con algoritmi multiobiettivo*, Tesi di Dottorato di Ricerca in Ingegneria Idraulica: Scienze e tecnologia dell'acqua - Alma Mater Studiorum, Università degli Studi di Bologna.
- [28] Madsen H. (2003). *Parameter estimation in distributed hydrological catchment modelling using automatic calibration with multiple objectives*, *Advances in Water Resources* 26 (2003) 205-216.
- [29] Madsen H. (2000). *Automatic calibration of a conceptual rainfall-runoff model using multiple objectives*, *Journal of Hydrology* 235 (2000) 276-288.
- [30] Marinelli O. (1912). *Guida delle Prealpi Giulie*, Società Alpina Friulana - Udine.
- [31] Martinis M. (2011). *Le Acque di Magnano in Riviera*, Comune di Magnano in Riviera.
- [32] Martz, L. W., Garbrecht, J. (1992). *Numerical definition of drainage network and subcatchment areas from digital elevation models*, *Computers and Geosciences* 18(6), 747-761.
- [33] Miano G. (2005). *Appunti del corso di Modelli Numerici per i Campi*, Dipartimento di Ingegneria elettrica dell'Università degli Studi di Napoli Federico II.
- [34] Nicolini M. (2011). *Appunti delle lezioni di Costruzioni Idrauliche, A.A. 2011/2012*, Dipartimento di Chimica, Fisica e Ambiente - Università degli Studi di Udine.
- [35] Nicolini M., Perin R., Cabai R. (2011). *Studio generale e realizzazione del modello idrologico-idraulico di simulazione del sistema di drenaggio della zona industriale del CIPAF, propedeutico all'ammodernamento, completamento e razionalizzazione della rete fognaria*", Dipartimento di Chimica, Fisica e Ambiente - Università degli Studi di Udine.
- [36] Ogden, F. L. (2000). *CASC2D Reference manual, version 2.0*, Department of Civil and Environmental Engineering, University of Connecticut.
- [37] Peressi G., Cane G. (2010). *Parametri morfologici del bacino imbrifero del fiume Tagliamento*, Servizio Difesa del Suolo e Protezione Civile - Provincia di Udine.
- [38] Petroselli A., Grimaldi S., Alonso G., Nardi F. (2010). *Modelli afflussi deflussi per piccoli bacini idrografici non strumentati*, Atti del XXXII Convegno Nazionale di Idraulica e Costruzioni Idrauliche.
- [39] Piccialli V. (2004). *Metodi per la soluzione di problemi non vincolati che non fanno uso di derivate*, Tesi di Dottorato di Ricerca in Ingegneria dei Sistemi, corso di Ottimizzazione - Dipartimento di Informatica e Sistemistica A. Ruberti, Università degli Studi di Roma La Sapienza.
- [40] Rossman L. A. (2009). *Storm Water Management Model User's Manual*, National Risk Management Research Laboratory - Office of Research and Development - U.S. Environmental Protection Agency.
- [41] Rosso R. (1984). *Nash model relation to Horton order ratios*, *Water Resources Research*, volume n° 20 (7), pp. 914-920, 1984.

- [42] Rosso R. (2005). *Misure e Reti Idrometeo - Misure Idrometriche*, Politecnico di Milano.
- [43] Russo D., Canali M., Fiorotto V., Caroni E. (2009). *Sulla previsione delle portate di magra nei corsi d'acqua naturali. Il caso del fiume Tagliamento*, Rivista L'Acqua - Associazione Idrotecnica Italiana.
- [44] Sato M. (2009). *Applicazione del metodo del Curve Number per il calcolo della pioggia netta nei bacini idrografici*, Autorità di Bacino Regione Friuli Venezia Giulia.
- [45] Stefanini S. (1991). *Il bilancio idrologico del fiume Ledra e della falda freatica del Campo di Osoppo-Gemona*, Quaderni dell'Ente Tutela Pesca, Rivista di Limnologia numero 19 - anno 1991.
- [46] Sophocleous M. (2000). *Interactions between groundwater and surface water: the state of the science*, Hydrogeology Journal - Springer (2002).
- [47] U.S. Army Corps of Engineers (1994). *Engineering and Design - Flood and Runoff Analysis*, Engineer Manual 1110-2-1417.
- [48] Versace P. (2004). *Dispense del corso di Idrologia*, Facoltà di Ingegneria - Università della Calabria.
- [49] Wanielista, M. P. (1978). *Stormwater management: Quality and quantity*. Ann Harbor, MI: Ann Harbor Science.
- [50] Yapo P. O., Gupta H. V., Sorooshian S. (1998). *Multi-objective global optimization for hydrologic models*, Journal of Hydrology 204 (1998) 83-97.
- [51] Yapo P. O., Gupta H. V., Sorooshian S. (1996). *Automatic calibration of conceptual rainfall-runoff models: sensitivity to calibration data*, Journal of Hydrology 181 (1996) 23-48.