



Università degli Studi di Padova

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

TESI DI LAUREA MAGISTRALE

Modellazione matematica della propagazione delle piene del fiume Astico e verifica degli interventi proposti

Mathematical modeling of the propagation of river Astico's floods
and testing of the suggested solutions

Candidato:
Nicola Di Lisa

Relatore:
Ch.mo Prof. Luigi D'Alpaos

Correlatore:
Dott.ssa Luana Stefanon

Ai miei genitori

Sommario

La presente tesi ha come oggetto di studio il comportamento idrodinamico del torrente Astico, indagando in particolare sulle modalità di propagazione dell'onda di piena lungo il corso d'acqua. A tale scopo sono state eseguite varie simulazioni, atte a riprodurre gli eventi alluvionali che hanno colpito soprattutto il Vicentino ed il Padovano nel 1966, 2010 e 2012. Per lo svolgimento di questo lavoro sono stati utilizzati un modello idrodinamico agli elementi finiti ed un programma di interfaccia grafica utile sia per la preliminare creazione del reticolo di calcolo che per la successiva visualizzazione dei risultati, ottenuti dal modello stesso. Infine sono stati verificati gli interventi di mitigazione della pericolosità idraulica presi in considerazione dalle autorità competenti, valutandone i benefici attesi secondo le simulazioni.

RINGRAZIAMENTI

Innanzitutto desidero ringraziare vivamente il Prof. Luigi D'Alpaos per i preziosi insegnamenti. Inoltre dedico uno speciale ringraziamento all'Ing. Luana Stefanon per la grande disponibilità offerta durante la stesura di questo lavoro. Infine desidero estendere la mia piú profonda gratitudine alla famiglia che mi ha sempre sostenuto lungo l'intero percorso, ed ovviamente ai miei amici per il supporto morale.

4/10/2013

N.D.L.

INDICE

1	INTRODUZIONE	1
2	IL RISCHIO IDRAULICO NEL VENETO	5
2.1	L'importanza della modellazione matematica contro le alluvioni	5
2.2	Le grandi alluvioni del Veneto	7
2.3	Interventi di mitigazione della pericolosità idraulica . . .	14
3	INQUADRAMENTO TERRITORIALE	23
3.1	Il torrente Astico-Tesina	23
3.2	Il bacino idrografico	36
4	DESCRIZIONE DEL MODELLO MATEMATICO	51
4.1	Le equazioni bidimensionali del moto	51
4.2	Transizione asciutto-bagnato: la media di fase	53
4.3	Gli elementi monodimensionali	57
4.3.1	Gli elementi monodimensionali "speciali"	59
4.4	Gli elementi bidimensionali "speciali"	64
5	CREAZIONE DEL MODELLO	71
5.1	Incidenze	72
5.1.1	Files principali	73
5.2	Fasi della costruzione del modello	80
6	TARATURA DEL MODELLO E SIMULAZIONI DELLO STATO DI FATTO	99
6.1	Condizioni al contorno	99
6.2	Primo caso di studio: piena 2010	102
6.2.1	Taratura	102
6.2.2	Analisi di sensibilità	108
6.2.3	Analisi dei risultati	109
6.3	Secondo caso di studio: piena 2012	129
6.3.1	Analisi dei risultati	129
7	VERIFICA DEGLI INTERVENTI DI MITIGAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ IDRAULICA PROPOSTI	143
7.1	Inquadramento territoriale degli interventi	143

Indice

7.2	Modellazione ed inserimento degli interventi nel reticolo di calcolo	145
7.3	Simulazione del funzionamento degli interventi	151
7.3.1	Ricostruzione dell'onda di piena del '66 e condizioni al contorno	151
7.3.2	Serbatoio anti-piena di Meda	153
7.3.3	Cassa di espansione di Mirabella	158
7.3.4	Analisi dei risultati	161
8	CONCLUSIONI	181
A	OPERE DI MITIGAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ IDRAULICA	185
A.1	Processi di laminazione delle piene	185
A.2	Casse di espansione	190
	Bibliografia	199

ELENCO DELLE FIGURE

Figura 2.1	Schema della procedura standard seguita per la simulazione delle alluvioni.	6
Figura 2.2	Carta storica dell'evento alluvionale dell'Autunno 1882 [Autorità di Bacino, 2012].	9
Figura 2.3	Carta storica dell'evento alluvionale dell'Autunno 1966 [Autorità di Bacino, 2012].	10
Figura 2.4	Allagamenti a Longare (Genio Civile 1 Novembre 2010).	11
Figura 2.5	Mappa degli allagamenti dal satellite Cosmo-SkyMed (5 Novembre 2010).	12
Figura 2.6	Esondazione del Bacchiglione a Sud di Vicenza (Protezione Civile 1 Novembre 2010).	13
Figura 2.7	Inquadramento dei possibili interventi [<i>"Professione Ingegnere"</i> , 2010].	21
Figura 3.1	Corso del fiume Astico-Tesina	25
Figura 3.2	Estratto del rilievo fotografico dell'Astico [Settin, Cremonese et al. 2010].	28
Figura 3.4	Ponte di Breganze	29
Figura 3.3	Rilievi granulometrici del fondo.	41
Figura 3.5	Curve cronologiche di portata 2004-2007 [Arpav 2009].	42
Figura 3.6	Curve cronologiche e di durata delle portate 2008-2010 [Arpav 2010b].	42
Figura 3.7	Schema idraulico di riferimento	45
Figura 3.8	Inquadramento territoriale del bacino in esame.	46
Figura 3.9	Rappresentazione a colori delle quote del bacino.	47
Figura 3.10	Classificazione dei sottobacini.	48
Figura 3.11	Rete di canali censiti nella nostra zona.	49
Figura 4.1	Percentuale di area bagnata η in funzione della quota della superficie libera.	55
Figura 4.2	Schema di calcolo dell'elemento monodimensionale "canale".	58
Figura 4.3	Schema di inserimento dei tronchi speciali soglia.	61
Figura 4.4	Efflusso al di sopra di una soglia: (a) libero e (b) rigurgitato.	62
Figura 4.5	Schema di inserimento delle maglie speciali pila.	65

Elenco delle figure

Figura 4.6	Sistema di riferimento assunto per affrontare il problema della pila.	66
Figura 4.7	68
Figura 5.1	Struttura del <i>file</i> di geometria [Maticchio 2010]. .	78
Figura 5.2	Struttura del <i>file</i> di simulazione [Maticchio 2010].	83
Figura 5.3	<i>file</i> DXF creato in Autocad.	85
Figura 5.4	Fasi di creazione del reticolo di calcolo.	86
Figura 5.5	Mappa a scala di colori delle scabrezze.	88
Figura 5.6	Tronchi speciali utilizzati.	93
Figura 5.7	Reticolo di calcolo ultimato.	95
Figura 5.8	Reticolo di calcolo ampliato.	98
Figura 6.1	Alcuni esempi di imposizione delle condizioni al contorno mediante <i>file</i> .SIM.	101
Figura 6.2	Sezioni considerate per il confronto dei livelli e delle portate transitate.	104
Figura 6.3	Taratura del modello mediante confronto delle portate a Ponte Pilo.	105
Figura 6.4	Taratura del modello mediante confronto dei livelli a Bolzano Vicentino.	106
Figura 6.5	Taratura del modello mediante confronto delle portate a Bolzano Vicentino.	106
Figura 6.6	Analisi di sensibilità in base al confronto dei profili liquidi, in funzione di K_s	108
Figura 6.7	Confronto dei livelli a Bolzano Vicentino (2010). .	110
Figura 6.8	Confronto delle portate a Ponte Pilo (2010). . . .	111
Figura 6.9	Confronto dei livelli a Lugo (2010).	111
Figura 6.10	Idrogramma ottenuto da modello a Bolzano Vicentino (2010).	112
Figura 6.11	Interpolazione della scala di deflusso ottenuta da modello (2010).	113
Figura 6.12	Primo tratto.	114
Figura 6.13	Secondo tratto.	114
Figura 6.14	Terzo tratto.	115
Figura 6.15	Quarto tratto.	115
Figura 6.16	Mappa a colori dei valori del numero di <i>Froude</i> (2010).	117
Figura 6.17	Esondazione per rigurgito a Seghe.	118
Figura 6.18	Sezioni di calcolo degli idrogrammi di piena. . . .	119
Figura 6.19	Propagazione dell'onda di piena lungo l'Astico (2010).	120

Figura 6.20	Contributo dell’Astico alla formazione della piena convogliata dal Bacchiglione.	121
Figura 6.21	Prima parte della simulazione dell’evento alluvionale 2010.	123
Figura 6.22	Seconda parte della simulazione dell’evento alluvionale 2010.	124
Figura 6.23	Confronto allagamenti (2010)	126
Figura 6.24	Franchi arginali nel primo tratto (2010).	127
Figura 6.25	Franchi arginali nel secondo tratto (2010).	128
Figura 6.26	Franchi arginali nel terzo tratto (2010).	128
Figura 6.27	Confronto dei livelli a Bolzano Vicentino (2012).	130
Figura 6.28	Confronto delle portate a Ponte Pilo (2012).	131
Figura 6.29	Confronto dei livelli a Lugo (2012).	131
Figura 6.30	Idrogramma ottenuto da modello a Bolzano Vicentino (2012).	132
Figura 6.31	Primo tratto.	133
Figura 6.32	Secondo tratto.	134
Figura 6.33	Terzo tratto.	134
Figura 6.34	Quarto tratto.	135
Figura 6.35	Propagazione dell’onda di piena lungo l’Astico (2012).	135
Figura 6.36	Contributo dell’Astico alla formazione della piena convogliata dal Bacchiglione.	136
Figura 6.37	Prima parte della simulazione dell’evento alluvionale 2012.	137
Figura 6.38	Seconda parte della simulazione dell’evento alluvionale 2012.	138
Figura 6.39	Confronto allagamenti (2012)	139
Figura 6.40	Franchi arginali nel primo tratto (2012).	140
Figura 6.41	Franchi arginali nel secondo tratto (2012).	141
Figura 6.42	Franchi arginali nel terzo tratto (2012).	141
Figura 7.1	Siti scelti per la realizzazione degli interventi.	144
Figura 7.2	Aree sottese dall’invaso considerando diverse ipotesi di quota di massima ritenuta del serbatoio di Meda risultanti dall’analisi della corografia del sito condotta mediante un programma Matlab.	146
Figura 7.3	Curva dei volumi ricavata analizzando la corografia dell’area mediante un programma Matlab.	147

Elenco delle figure

Figura 7.4	Curva delle aree sottese al variare della quota di massima ritenuta del serbatoio ricavata dall'analisi della corografia del sito mediante un programma Matlab.	147
Figura 7.5	Scelta della possibile sezione d'imposta per lo sbarramento di Meda.	148
Figura 7.6	<i>file</i> .GEO con interventi di mitigazione inseriti.	151
Figura 7.7	Ricostruzione dell'onda di piena '66 dell'Astico.	152
Figura 7.8	Definizione delle condizioni al contorno per l'evento del '66.	154
Figura 7.9	Andamenti temporali delle portate in uscita risultanti dalle diverse simulazioni (7.2).	156
Figura 7.10	Profili 2D calcolati in INCIDENZE nella sezione trasversale a monte dello sbarramento.	157
Figura 7.11	Progettazione dello sfioratore.	159
Figura 7.12	Vari tentativi (7.3) di laminazione in funzione della quota di sfioro.	161
Figura 7.13	Fasi del processo d'invaso operato dal serbatoio di Meda.	165
Figura 7.14	Laminazione ottimale svolta dal serbatoio di Meda.	166
Figura 7.15	Inviluppo dei tiranti massimi relativi al serbatoio di Meda.	167
Figura 7.16	Fasi del processo di laminazione operato dalla cassa di Mirabella.	171
Figura 7.17	Livelli lato fiume e lato cassa, nella sezione d'imbocco.	172
Figura 7.18	Fasi del riempimento della cassa.	172
Figura 7.19	Verifica dell'assenza di rigurgiti.	173
Figura 7.20	Laminazione svolta dalla cassa di Mirabella.	174
Figura 7.21	Scenario allagamenti pre-interventi (riferimento evento 1966).	177
Figura 7.22	Scenario allagamenti post-interventi (riferimento evento 1966).	178
Figura 7.23	Laminazione dell'onda di piena.	179
Figura 7.24	Nodo idraulico di Padova per la regolazione delle piene del Bacchiglione in arrivo [<i>"Professione Ingegnere"</i> , 2010].	180
Figura A.1	Principali tipologie di serbatoi per la laminazione delle piene.	186
Figura A.2	Principali modalità di funzionamento degli scarichi di fondo [Da Deppo, Datei e Salandin 2012].	188

Figura A.3	Laminazione della piena del fiume Isarco (Novembre 1966) [Da Deppo, Datei e Salandin 2012].	191
Figura A.4	Specchi lacustri al livello di falda interni alla cassa [Susin 2008].	192
Figura A.5	Principali elementi di progettazione delle casse [Susin 2008].	195

ELENCO DELLE TABELLE

Tabella 3.1	Tabella riassuntiva delle principali grandezze idrologiche.	31
Tabella 3.2	Principali derivazioni censite.	39
Tabella 3.3	Aree allagabili	40
Tabella 5.1	Livelli principali.	80
Tabella 5.2	Classi delle scabrezze.	87
Tabella 6.1	Coefficienti di scabrezza di Gauckler Strickler assunti per le varie prove di taratura.	103
Tabella 7.1	Principali parametri strutturali degli organi di controllo/regolazione.	150
Tabella 7.2	Alcuni esempi di simulazioni condotte sul serbatoio di Meda.	155
Tabella 7.3	Resoconto delle simulazioni effettuate sulla cassa di Mirabella.	160
Tabella 7.4	Tabella riassuntiva degli interventi proposti.	175

INTRODUZIONE

Le passate e recenti alluvioni che hanno colpito la Regione Veneto hanno rivelato un allarmante stato di fragilità idraulica diffusa in tutto il territorio, insieme all'urgente necessità di adeguate opere di difesa idraulica, da una parte, ed enfatizzato l'importanza della modellazione matematica contro tali eventi dall'altra.

Nell'ambito degli strumenti di pianificazione idraulica del territorio, un importante contributo deriva dalla modellazione matematica idrodinamica per simulare gli scenari di propagazione delle onde di piena nel dominio bidimensionale, in concomitanza di possibili esondazioni dei corsi d'acqua. Lo schema operativo seguito sistematicamente da parte dei vari Enti di gestione, a partire dalla previsione meteorologica (con preassegnato tempo di ritorno), prevede la generazione degli idrogrammi di piena mediante modelli idrologici e l'analisi della loro propagazione a valle con l'ausilio di modelli idrodinamici, al fine di mettere in luce eventuali insufficienze del sistema idraulico. I diversi modelli si distinguono l'uno dall'altro per le modalità di rappresentazione della geometria del sistema fluviale, per i processi specificamente presi in considerazione e per gli algoritmi numerici utilizzati nella risoluzione delle equazioni governanti i fenomeni di propagazione e di invaso che si sviluppano lungo i tronchi da esaminare. Il modello matematico deve essere in grado, innanzitutto di riprodurre i dati relativi alla effettiva geometria dell'alveo, nonché i dati di scabrezza dei diversi tratti ed inoltre valutare gli effetti di rigurgito provocati da opere trasversali e/o da eventuali variazioni della sezione. I risultati attesi dal modello sono: la generazione del profilo della corrente del corso d'acqua, sovrapposto al profilo del fondo dell'alveo e delle sommità arginali, in funzione di vari scenari meteorologici; l'individuazione delle sezioni in corrispondenza delle quali, per la presenza di ponti ed attraversamenti in genere, il deflusso delle correnti di piena può risultare ostacolato, anche per via della presenza di elementi galleggianti (arbusti, ecc.); l'eventuale considerazione degli effetti legati alle variazioni nel tempo delle quote del fondo, ovvero ai fenomeni di erosione e di deposito. Il passo finale per ottimizzare questo potente strumento di pianificazione della sicurezza idraulico-ambientale del territorio è rappresentato dalla taratura del modello sul campo.

Il modello idrodinamico utilizzato nel corso di questa tesi è quello

uni-bidimensionale agli elementi finiti, messo a punto negli anni '90 dal Prof. L. D'Alpaos in collaborazione con il Prof. A. Defina dell'Università di Padova ed ampiamente descritto in numerosi contributi scientifici [D'Alpaos e Defina 1993, D'Alpaos, Defina e Matticchio 1994, Defina 2000]. Tale codice di calcolo, che ha trovato numerose applicazioni significative recenti al servizio di diversi Enti, rappresenta un potente strumento di indagine a supporto degli studi, a carattere ingegneristico, del regime idrodinamico dei corsi d'acqua. Il modello é basato su di uno schema numerico che risolve le equazioni differenziali che governano il moto bidimensionale di una corrente a superficie libera su bassi fondali, formulate in modo da poter essere applicate anche ad aree parzialmente asciutte, o che possono essere allagate o prosciugate durante l'evoluzione del fenomeno indagato.

Gli argomenti principali trattati dalla presente tesi riguardano l'analisi del comportamento idrodinamico, in regime di piena, del torrente Astico-Tesina e la verifica dell'efficacia degli interventi di mitigazione della pericolosità idraulica proposti dalla Commissione Interministeriale De Marchi per lo studio della sistemazione idraulica e della difesa del suolo, a seguito dell'evento alluvionale del 4-5 Novembre 1966. A tale scopo sono state effettuate simulazioni atte a riprodurre la dinamica degli eventi alluvionali del Novembre 2010 e del Novembre 2012, volte a scovare eventuali criticità presenti nello stato di fatto del sistema fluviale Astico-Tesina. Tali simulazioni hanno permesso di realizzare la taratura del modello matematico, attraverso il confronto dei livelli idrometrici e delle portate calcolate in determinate sezioni con le misure registrate dall'ARPAV, l'evidenziamento della vulnerabilità di certe zone potenzialmente allagabili, coincidenti in buona misura con quelle realmente censite, il tracciamento dei profili longitudinali del pelo libero e del fondo alveo sovrapposti agli andamenti delle sommità arginali destra e sinistra, per individuare eventuali insufficienze arginali date da riduzioni del franco di sicurezza, ed infine le modalità di propagazione dell'onda lungo il corso d'acqua.

Prima della fase di simulazione, buona parte del lavoro é stata dedicata alla costruzione del reticolo di calcolo a mezzo del *software* grafico INCIDENZE per la visualizzazione dei dati e dei risultati del modello matematico uni-bidimensionale ad elementi finiti. Inoltre, essenziale per la modellazione é risultata la raccolta dei dati inerenti alla cartografia (carte tecniche regionali ed ortofoto fornite dalla Regione), rilievi altimetrici (quote LIDAR fornite dal Ministero dell'Ambiente), condizioni al contorno (idrogrammi forniti dall'Autorità di Bacino), livelli idrometrici e portate registrati dall'ARPAV ed infine alla mappatura degli allagamenti

censiti dal Genio Civile e dall'Autorità di Bacino.

La presente tesi é quindi strutturata come segue:

- Nel Capitolo 2 viene presentato il problema della pericolosità idraulica che da tempo affligge la Regione del Veneto, descrivendo gli eventi alluvionali più gravosi, che in particolare hanno interessato il bacino idrografico del Brenta-Bacchiglione, e dimostrando come la vulnerabilità manifestata dal sistema idraulico richieda urgentemente un piano di interventi di mitigazione della pericolosità idraulica. Quindi si presentano le principali opere previste dai vari organismi competenti che verranno verificate in fase di simulazione. Inoltre viene rimarcata l'importanza della modellazione matematica come strumento di previsione dei potenziali danni causabili dalle piene e, come tale, utile alla gestione programmata dell'emergenza.
- Nel Capitolo 3 viene fornito l'inquadramento territoriale del dominio di studio, che appartiene al bacino idrografico Brenta-Bacchiglione ed é circoscritto nel tratto fluviale compreso tra i centri abitati di Velo D'Astico e Bolzano Vicentino. Il reticolo di calcolo costruito in questa tesi, rappresentante il sistema fluviale Astico-Tesina, va poi a congiungersi con una preesistente triangolazione ricoprente l'area interessata dalla rete idrografica intorno al comune di Vicenza, fino ai pressi di Longare. Il motivo di questa integrazione é legato all'obiettivo di valutare il contributo, in termini di portata, dell'Astico alla formazione della piena generata dal Bacchiglione.
- Nel Capitolo 4 viene descritto il modello idrodinamico uni-bidimensionale agli elementi finiti, utilizzato in fase di simulazione, fornendo qualche cenno sulla teoria alla base del suo funzionamento e presentando le sue caratteristiche principali. Il modello matematico é in grado di interpretare sia elementi 1D, atti ad esempio a simulare il comportamento di argini e canali, che 2D, funzionali a rappresentare gli effetti provocati sul deflusso da *maglie pila, fabbricato, vegetazione*. L'accoppiamento 1D-2D costituisce un punto di forza di questo modello, in quanto permette non solo di riprodurre la propagazione dell'onda di piena, ma anche di simulare verosimilmente altri fenomeni, quali la formazione ed evoluzione di rotte arginali, grazie all'utilizzo di elementi monodimensionali, riducendo sensibilmente i tempi di calcolo.
- Nel Capitolo 5 vengono elencate le principali fasi di lavoro necessarie per creare il reticolo di calcolo, dalla raccolta dei dati utili

all'assegnazione dei coefficienti di scabrezza di Gauckler Strickler K_s ed all'inserimento di alcuni elementi 1D particolari detti *tronchi speciali*. Il capitolo si apre con una breve descrizione dell'altro importante strumento, impiegato in questa tesi proprio per la costruzione del reticolo di calcolo, nominato *INCIDENZE*.

- Nel Capitolo 6 si illustrano i risultati ottenuti dalle simulazioni, dopo aver spiegato le modalità con le quali queste ultime sono state eseguite. Sostanzialmente, in seguito alla definizione delle condizioni al contorno e di una serie di parametri iniziali richiesti dalla simulazione (durata della simulazione, passo temporale di calcolo, porosità, ecc.), si è proceduto con la messa in regime del sistema, a moto permanente, ed infine si è avviata la simulazione vera e propria, a moto vario. Questo è uno dei due capitoli dedicati all'analisi dei risultati, relativo alle simulazioni sullo stato di fatto, con l'obiettivo di mettere in luce le principali criticità del sistema idraulico.
- Nel Capitolo 7 si esaminano gli interventi di mitigazione della pericolosità idraulica proposti, in termini di riduzione del colmo di piena, sulla base delle simulazioni della propagazione dell'onda di piena del 1966, preliminarmente ricostruita.
- Infine nel Capitolo 8 sono riportate le conclusioni più importanti alla luce di quanto emerso dalle simulazioni eseguite, insieme a proposte su eventuali sviluppi del lavoro.

È stata inoltre aggiunta, a completamento della tesi, un'appendice sugli interventi di mitigazione della pericolosità idraulica, con particolare riguardo alle casse d'espansione.

IL RISCHIO IDRAULICO NEL VENETO

2.1 L'IMPORTANZA DELLA MODELLAZIONE MATEMATICA CONTRO LE ALLUVIONI

In tempi recenti e non solo, la nostra Regione ha ancora una volta denunciato uno stato di fragilità idraulica diffusa un po' in tutto il territorio. Questo dato di fatto, da una parte reclama la necessità di adeguate opere di difesa idraulica, dall'altra conferisce al ruolo della modellazione matematica un'importanza fondamentale nell'affrontare il problema delle alluvioni. Attualmente esistono molti modelli in commercio ¹, in grado di analizzare il comportamento idrodinamico dei corsi d'acqua naturali ed artificiali.

Lo schema (fig. 2.1) illustra la metodologia di indagine sul rischio idraulico, seguito dall'Autorità di Bacino così come da altri uffici tecnici, che si articola principalmente in due fasi. Nella prima, mediante modelli idrologici (ad es. di tipo geomorfologico) si simula la trasformazione delle precipitazioni meteoriche in deflussi di piena, resi alla sezione di chiusura dei bacini montani. Successivamente, utilizzando modelli di propagazione delle onde, si completa la modellazione simulando l'evoluzione temporale del colmo di piena in pianura, quindi la sua propagazione fino alla foce. Grazie a tali codici di calcolo è possibile non solo individuare sezione per sezione del reticolo fluviale i livelli idrici attesi per eventi di predeterminato tempo di ritorno, ma anche informarci sulla complessa dinamica delle acque di piena una volta invase le aree di pianura laterali, in seguito a rotture arginali. Una possibile conoscenza sulle modalità con cui si propagano gli allagamenti sul territorio, tenendo conto della sua conformazione, della sua pendenza e quota, degli ostacoli che ne rallentano il moto, come i corpi dei rilevati stradali, o

1

- HEC-RAS, modello idraulico unidimensionale sviluppato dall' *U. S. Army Corps of Engineers*;
- MIKE 11, sviluppato dal DHI, è oggi il modello numerico monodimensionale per le correnti a pelo libero più utilizzato e diffuso in tutto il mondo;
- DELFT 3D, modello 2D 3D sviluppato da *Deltares Systems*;
- SOBEK, modello 1D 2D sviluppato da *Deltares Systems*.



Figura 2.1: Schema della procedura standard seguita per la simulazione delle alluvioni.

delle vie preferenziali che riducono i tempi di diffusione degli allagamenti, é ottenibile mediante una schematizzazione bidimensionale del flusso della corrente in moto vario.

Tuttavia, considerati i numerosi fattori coinvolti in certe dinamiche (ad es. la rottura arginale), l'individuazione rigorosa del fattore di rischio non può prescindere da attente e circostanziate valutazioni in situ delle opere di difesa esistenti, necessitando altresí, in taluni casi, di indagini geognostiche approfondite.

Inoltre, l'utilità, ai fini della sicurezza idraulica, derivabile dall'uso questi sofisticati modelli bidimensionali, integrati da dati territoriali acquisiti da rilievi laser-altimetrici ad alta precisione, deriva dall'individuazione delle aree prossime al reticolo fluviale che si configurano come quelle piú vulnerabili ad eventi di piena. Essi costituiscono quindi un primo passo per poi permettere, a chi di competenza, di mappare le zone idraulicamente piú pericolose e di definire e localizzare, con maggior dettaglio, gli interventi da porre in atto nel medio e lungo termine.

In particolare il lavoro di modellazione svolto nella presente tesi ha avuto come oggetto il bacino del Bacchiglione chiuso a Montegalda, focalizzando l'attenzione sul sistema Astico-Tesina (da Velo d'Astico a Bolzano Vicentino). Per tarare il modello si é presa come riferimento la recente piena del 2010, che ha messo in crisi soprattutto il Bacchiglione.

In definitiva, tra gli scopi dello studio vi é quello di calcolare le portate massime attese, i corrispondenti livelli massimi e quindi le potenziali insufficienze arginali, riservando l'eventuale possibilità di definire i possibili interventi per mettere in sicurezza dal punto di vista idraulico i territori del Vicentino e del Padovano. Tutto ciò dopo aver confrontato, in fase di taratura, i risultati delle simulazioni con i dati registrati e messi a disposizione dall'ARPAV, verificando la validità del modello stesso.

2.2 LE GRANDI ALLUVIONI DEL VENETO

Alla luce del recente evento alluvionale, nel 2010, sono state riprese seriamente in considerazione vecchie questioni già ampiamente discusse dalla Commissione Interministeriale De Marchi riguardo la sistemazione delle acque e la difesa del suolo, tenutasi nel 1974. Prima di allora vi era stata la grande alluvione del 1966 e prima ancora quella del 1882. Questi sono gli eventi alluvionali piú significativi, per altezza del livello idrico e durata dell'evento, documentati che nel passato hanno interessato il bacino idrografico del Brenta-Bacchiglione.

PiENA del 1882

Come dettagliatamente documentato dal [PAI 2007]², l'evento di piena del Settembre 1882 provocó gravi danni nel bacino del Brenta, sia nel tratto montano, fino a Bassano, che nel tratto in pianura dove si verificarono, per l'altezza raggiunta dai livelli idrici e per la durata dell'intumescenza i danni maggiori. In provincia di Padova, in particolare, si ebbero due rotte per sormonto dell'argine in sponda destra a Limena ed a Boion. Crolló il ponte di Curtarolo, vennero danneggiati i due ponti a Ponte di Brenta e fu gravemente lesionata la briglia di Strá. La rotta di Limena provocó l'allagamento di circa 2000 ettari di campagna, quella di Boion di circa 13000 ettari. L'Agno-Guá allagó la valle di Recoaro e ruppe a Serego, inondando circa 17000 ettari di campagna. Altre rotte di minore gravitá si verificarono a Bagnolo, a Zimella ed a valle di Caselle. L'esondazione del Bacchiglione e dei suoi affluenti, infine, provocó l'allagamento della cittá di Vicenza e di vaste zone di pianura situate a settentrione, fino a Thiene. A sud di Vicenza, invece, venne allagata la fascia di pianura compresa tra Marola e Cervarese S. Croce. Esondate furono anche le zone piú depresse della cittá di Padova, mentre rotte e straripamenti vi verificarono ad opera dei torrenti Astico e Leogra.

PiENA del 1966

In occasione dell'evento alluvionale del Novembre 1966 il Brenta, sempre stando a quanto testimoniato dal [PAI 2007], lungo il medio corso tra Bassano del Grappa e Fontaniva, sommerse le aree golenali, interessando piú a Sud, al restringersi dell'alveo, aree sempre maggiori: a Nord di Padova particolarmente colpiti furono i comuni di Piazzola sul Brenta, Campo S. Martino, Curtarolo e Limena dove si verificó, in localitá Tavo, una rotta arinale in destra; estese furono le aree allagate anche a sud di Padova; il territorio comprso tra il Piovego, il Brenta ed il Bacchiglione fu quasi integralmente sommerso a causa di tracimazioni e rotte arginali che si verificarono lungo i canali Battaglia, Piovego e Roncajette, e lungo il Brenta a Codevigo. Il Bacchiglione ed alcuni dei principali affluenti provocarono l'allagamento di vaste aree del territorio vicentino. In particolare il Retrone e l'Astichello, impossibilitati a scaricare nel Bacchiglione per gli elevati livelli idrometrici del fiume, superarono gli argini esondando nella parte Ovest e Nord della cittá di Vicenza. Il Bachiglione in localitá Cresole e Vivaro causó una rotta arginale di circa 150 m ed il crollo di due ponti. Il Tesina, invece, ruppe gli argini in sinistra,

² "Piano per l'Assetto Idrogeologico dei bacini idrografici dei fiumi Isonzo, Tagliamento, Piave, Brenta-Bacchiglione", Autoritá di Bacino.

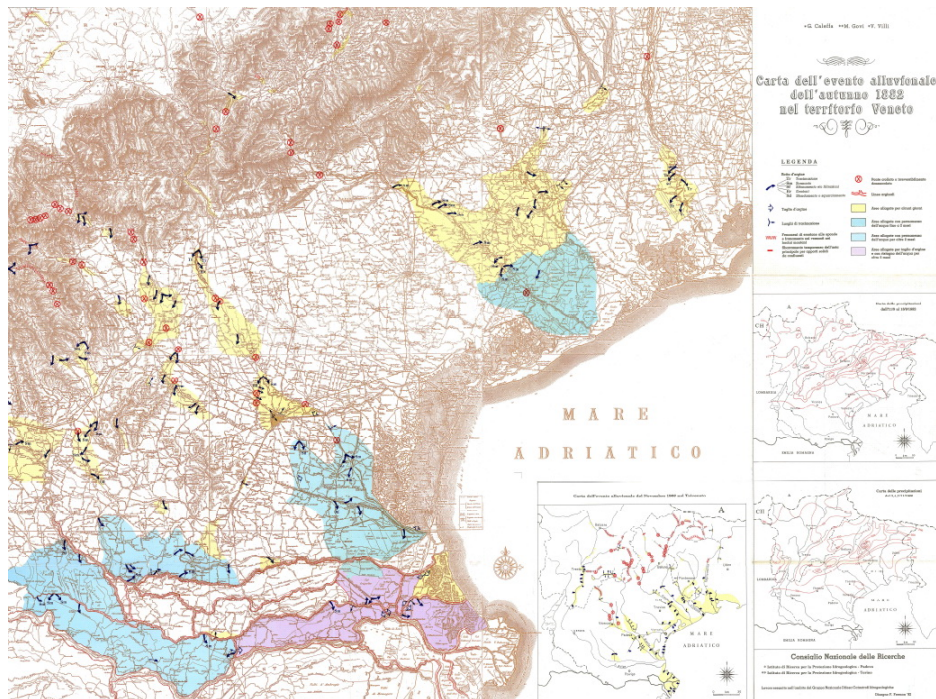


Figura 2.2: Carta storica dell'evento alluvionale dell'Autunno 1882 [Autorità di Bacino, 2012].

a Bolzano Vicentino ed a Marola, causando l'inondazione dei territori dei comuni ad Est ed a Nord-Ovest di Padova. Lungo il tratto di pianura del Guà vennero infine allagate aree di limitata estensione a sud di Montebello Vicentino, in località S. Giustina. Gli allagamenti furono dovuti all'impossibilità di caricare ulteriormente il bacino di espansione di Montebello, che si rivelò comunque di grande utilità nella attenuazione dei livelli di piena.

In particolare, per quanto riguarda il fiume Astico-Tesina, si ricorda [D'Alpaos 2010] inoltre che nel Novembre 1966 l'esistente diga di Leda (nei pressi di Velo d'Astico) scaricò oltre $700 \text{ m}^3/\text{s}$ e ne venne tracimato il coronamento; il fiume poi ruppe in sinistra a Camatte (1 km a monte di Bolzano Vicentino) comportando copiose perdite e probabilmente risparmiando i territori più a valle da scenari più gravosi.

L'alluvione eccezionale del '66 è stata provocata dal verificarsi contemporaneo di precipitazioni intense ed alta marea dopo un lungo periodo di piogge continue. Le precipitazioni, che si riversano praticamente su tutto il territorio dei bacini dei fiumi Brenta e Bacchiglione durante il mese di Ottobre, determinano la saturazione dei terreni, l'innalzamento della falda freatica e caricano la rete idrografica capillare. Nei primi

giorni di Novembre le intense precipitazioni, che si riversano negli stessi bacini, trovano il terreno già saturo e non in grado di allontanare velocemente il *surplus* di deflusso, incrementato dal contemporaneo scioglimento delle nevi, precocemente cadute, da parte del vento di Scirocco. La situazione é quindi aggravata dal verificarsi di un'eccezionalmente alta marea di 1,95 m a Punta della Salute nel Bacino di San Marco mantenuta invariata per circa 12 ore e durata complessivamente circa 25 ore ³. L'ingressione marina oltre a provocare vasti allagamenti nei territori costieri e nelle aree depresse contrastò il libero deflusso in mare dell'acqua convogliata dai fiumi [PAI 2007].



Figura 2.3: Carta storica dell'evento alluvionale dell'Autunno 1966 [Autorità di Bacino, 2012].

³ Gazzettino, 6 Novembre 1966.

Piena del 2010

Dal 31 Ottobre al 2 Novembre 2010, la storia si ripete. Piogge persistenti hanno interessato in generale il Veneto scatenando un evento meteorologico estremo, tale da essere collocato tra i due o tre piú intensi ed abbondanti che hanno colpito la Regione negli ultimi 50 anni. L'alluvione é stata originata da una perturbazione atlantica che si é spinta fino alle coste africane convogliando un intenso e persistente flusso di correnti sciroccali caldo-umide e da una serie di concause analoghe a quelle del '66. Ciò ha determinato precipitazioni sparse in tutta la Regione, con quantitativi estremi sulle zone prealpine e pedemontane, dove si superano diffusivamente i 300 mm complessivi, con punte massime locali anche superiori a 500 mm. Altro fattore cruciale nell'apportare grandi quantità di acqua nei bacini fluviali della zona, é stato l'importante avvezione di aria calda in quota che ha causato la caduta di precipitazioni allo stato liquido anche laddove, nelle settimane precedenti, si era già accumulato un discreto quantitativo di neve, causandone lo scioglimento⁴. Di fronte alla persistenza dei venti di Scirocco, sia sulla costa che in quota, allo scioglimento della neve persistente in montagna, specie sulle Prealpi occidentali, la cui acqua é andata ad aggiungersi a quella meteorica, si sono manifestate una serie di situazioni di dissesto idro-geologico che delinano un quadro di profonda sofferenza idraulica e il cui conto finale é di 140 km² di territorio allagati, ed un bilancio complessivo dei danni che ammonta a 426 milioni di euro⁵.



Figura 2.4: Allagamenti a Longare (Genio Civile 1 Novembre 2010).

Se adesso si volesse confrontare l'evento del 1966 con quanto avvenuto nel 2010, si possono riportare le interessanti considerazioni contenute nell'articolo "*La difesa dalle piene nel vicentino alla luce del recente evento del Novembre 2010*" [D'Alpaos 2010].

Per quanto riguarda l'analisi delle piogge e dei livelli idrometrici registrati, l'evento del 2010 ha principalmente interessato i bacini del Leo-

⁴ In particolare, nella zona delle Prealpi Vicentine e Veronesi, la fase perturbata di quei giorni ha portato lo spessore della neve al suolo di 20 ÷ 50 cm presenti il 26 Ottobre a sciogliersi quasi completamente fino a raggiungere i 0 ÷ 5 cm residui (Arpav).

⁵ Danno complessivo dichiarato al 20 Novembre 2010. Segnalato tramite i comuni, per privati cittadini, imprese, ed opere pubbliche.

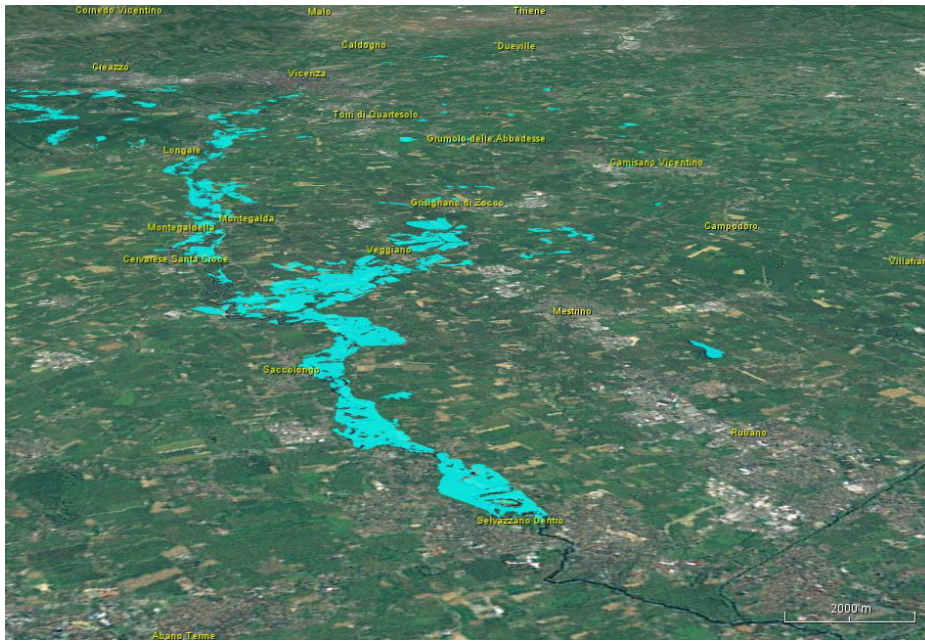


Figura 2.5: Mappa degli allagamenti dal satellite Cosmo-SkyMed (5 Novembre 2010).

gra e del Posina ed in misura assai minore i bacini dell'Asa-Ghelpac (Altopiano di Asiago) e dell'alto Astico (Folgaria, Lavarone, Tonezza).

In particolare, durante quei giorni, la pioggia cumulata nell' Altopiano di Asiago é stata all'incirca la metà di quella del 1966, mentre nel bacino del Leogra (Stazione Valli del Pasubio) la precipitazione é stata quasi doppia rispetto a quell'evento. Schematicamente, il giorno 31 Ottobre, per gli apporti meteorici caduti, si sono saturati i suoli, mentre il giorno successivo, quando anche l'intensità di pioggia é stata maggiore, buona parte della precipitazione caduta si é trasformata rapidamente in portata per i corsi d'acqua⁶. Come già accennato, la risposta idrologica dei bacini é stata certamente aggravata dal fatto che la settimana precedente tutti i pluviometri dell'alto Vicentino hanno registrato precipitazioni di 100 ÷ 150 mm a carattere nevoso alle quote piú elevate. Il giorno 31 Ottobre, quando ha avuto inizio l'evento, i suoli erano verosimilmente parzialmente saturi e quindi piú "reattivi" rispetto agli impulsi meteorici in termini di portate generate. Tant'è che tutte le stazioni idrometriche sul Bacchiglione hanno registrato il loro massimo storico. É stato cosí anche a Bolzano Vicentino sull'Astico (5,56 m), forse per il fatto che nel

⁶ A titolo di esempio, il metodo scs di stima delle precipitazioni cosiddette efficaci, ampiamente utilizzato, conduce per il bacino del Leogra ad un coefficiente di deflusso che é pari a 0,45 per il primo giorno, 0,87 per il secondo e 0,93 per il terzo.

1966 il massimo livello di 5,5 m é stato limitato dalla rotta arginale di Camatte, avvenuta poco a monte.

La dinamica dell'evento secondo le registrazioni agli idrometri, le osservazioni in altre sezioni e le informazioni acquisite presso il Genio Civile di Vicenza é stata sinteticamente descritta sempre nello stesso articolo [D'Alpaos 2010]. Alle ore 7 del mattino l'idrometro di Pievebelvicino del Centro Idrico di Novoledo ha registrato il colmo della piena del Leogra (2,50 m). Sulla base della geometria del salto di fondo in corrispondenza del quale é posizionato l'idrometro la portata puó essere valutata in $250 \text{ m}^3/\text{s}$. Il livello all'idrometro di Pievebelvicino si era nel frattempo abbassato di 30 cm. Si puó concludere che la portata al colmo del Leogra a Schio possa essere stata di circa $270 \text{ m}^3/\text{s}$. Piú o meno alla stessa ora ma 20 km a valle, l'argine destro del Timonchio in corrispondenza dell'immissione dell'Igna (località Due Ponti) veniva tracimato e via via eroso, allagando i campi e le frazioni di Cresole, Rettorgole e Lobbia nel comune di Caldogeno.

Ancora piú o meno alla stessa ora, le acque del Timonchio tracimavano al di sopra dell'argine sinistro del Bacchiglioncello, allagando case e vie della frazione di Vivaro in Comune Dueville. Un'ora dopo, una seconda tracimazione/rottura dell'argine destro del Timonchio é avvenuta anche in località Boschi, circa 1000 m a monte di quella in località Due Ponti. All'idrometro di Ponte Marchese sul Bacchiglione il livello massimo é stato registrato all'incirca alle ore 7.30 . Quindi l'idrometro



Figura 2.6: Esondazione del Bacchiglione a Sud di Vicenza (Protezione Civile 1 Novembre 2010).

ha rilevato un rapido abbassamento dei livelli dovuto sicuramente alla fuoriuscita dall'alveo di importanti volumi d'acqua dalle rotte. L'idrometro di Ponte degli Angeli in centro storico di Vicenza alle 7.30 segnava già 6,0 m e Vicenza si stava già allagando. Nonostante la fuoriuscita di considerevoli volumi d'acqua a monte, l'idrometro di Ponte degli Angeli ha continuato a salire fino a quasi 6,20 m a causa degli apporti idrici importanti del bacino residuo del Timonchio-Bacchiglione, dell'Orolo e dell'interbacino, rimanendo al di sopra di quota di 6,0 m fino alla mezzanotte. A Sant'Agostino l'andamento dei livelli idrometrici del Retrone, interessato da una piena modesta, ha seguito l'andamento dei livelli del

Bacchiglione alla confluenza, incrementandoli tuttavia per effetto delle resistenze localizzate introdotte dai suoi ponti nel tratto in attraversamento al centro storico. Il livello idrometrico massimo é stato cosí di 3,50 m. Il colmo della piena dell’Astico é transitato a Lugo all’incirca alle 13.00 (2,15 m secondo il dato Arpav non validato). Il colmo della piena del Tesina a Bolzano Vicentino é stato registrato poco piú tardi alle 13.30, sicuramente a causa dell’anticipo della piena del Tesina-Laverda-Chiavone-Ghebo. L’idrometro di Longare sul Bacchiglione ha registrato il suo massimo livello (6,64 m) tra le 17.30 e le 21.00, con livelli persistenti caratterizzati da variazioni di qualche centimetro. L’idrometro di Montegalda ha purtroppo smesso di registrare intorno alle 13.00. Il colmo della piena in ogni caso puó essere transitato qualche ora dopo aver superato Longare. Il valore massimo sembra essere stato di 8,60 m, coprendo totalmente l’arco del ponte (sommitá a 8,40 m).

Per una piú approfondita analisi dei dati idrometrici e pluviometrici dell’evento si rimanda alle relazioni del Centro Funzionale Decentrato e dell’ARPAV: http://www.arpa.veneto.it/home/htm/dati_alluvione.asp

Quale sia l’evento di progetto su cui dimensionare eventuali interventi potrebbe comportare accese discussioni. Tuttavia la risposta a questo dilemma é stata esplicitamente avanzata nel già citato articolo [D’Alpaos 2010], secondo il quale gli eventi del 1966 e del 2010 dovrebbero essere considerati come le piene di riferimento, sapendo che il primo evento ha messo in crisi principalmente l’Astico-Tesina, mentre il secondo ha colpito soprattutto il Bacchiglione a monte di Vicenza.

2.3 INTERVENTI DI MITIGAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ IDRAULICA

La diffusa fragilità idraulica e le criticità che caratterizzano il nostro territorio rendono assolutamente necessario un piano di interventi volti a mitigare la pericolosità idraulica, entro i quali sono previsti opere finalizzate sia ad aumentare la capacità di portata, quali i rialzi arginali, sia a diminuire la portata di piena, tipo casse di espansione (vedi appendice A).

Tuttavia, come esplicitamente rimarcato nel *“Piano Stralcio per l’Assetto Idrogeologico dei bacini idrografici dei fiumi Isonzo, Tagliamento, Piave, Brenta-Bacchiglione”* [PAI 2007], é opportuno tener conto che la riduzione della pericolosità idraulica nelle reti principali di pianura non puó, nella generalità dei casi essere demandata esclusivamente ad interventi localizzati, consistenti in sostanza nel rinforzo delle difese arginali mediante diaframmature o nel loro ulteriore innalzamento, ma va pensata

a scala di bacino e può efficacemente concretizzarsi mediante interventi strutturali diffusi, rivolti al trattenimento dei volumi di piena e quindi alla laminazione delle portate al colmo.

Inoltre l'alternativa di un esteso adeguamento degli alvei e delle protezioni spondali, considerate le caratteristiche del territorio e la presenza di importanti e diffuse realtà socio-economiche, è da ritenersi impraticabile sia per il notevole onere economico ed il rilevante impatto ambientale degli interventi necessari, sia per le difficoltà di manutenzione derivanti. L'indicazione è pertanto quella di attivare provvedimenti di contenimento e di moderazione delle piene considerando l'efficacia degli interventi, l'impatto ambientale, l'ottimizzazione del rapporto tra i costi-benefici ed infine la loro fattibilità operativa in relazione alla presenza di fattori naturali ed antropici condizionanti. Nel caso specifico del bacino dell'Astico non dovrebbe essere troppo complicato individuare e realizzare gli invasi necessari in un'area con una storica tradizione estrattiva di ghiaie e argille.

Si fa anche presente che quest'ultimo tipo di soluzione appare non solo efficace e convenientemente realizzabile da un punto di vista tecnico, ambientale ed economico, come intervento avente lo scopo primario di ridurre al minimo il rischio idraulico di esondazione nel bacino Astico-Tesina-Bacchiglione, ma si presta anche in maniera ottimale ad un impiego a fini multipli, in accordo con una razionale politica di gestione del territorio, ed in particolare ad una sostanziale razionalizzazione e sviluppo dell'utilizzo delle risorse idriche presenti nel territorio. Ci si riferisce in particolare ai benefici ricavabili dalle opere proposte in materia di ricarica della falda acquifera, di aumento della disponibilità irrigua, di razionalizzazione ed incremento di produzione idroelettrica, di recupero di aree notevolmente degradate da un punto di vista ambientale e dei possibili utilizzi a fini turistico-ricreativi e di interesse sociale.

Diversi studi condotti dalla Commissione Interministeriale De Marchi prima, e dall'ex Consorzio di Bonifica Medio Astico Bacchiglione poi, hanno dimostrato che i siti ottimali per la realizzazione di tali opere di difesa dall'esondazione del Bacchiglione nel Vicentino e nel Padovano non sono da ricercarsi all'interno o nelle immediate vicinanze dell'alveo dello stesso fiume, ma preferibilmente lungo il corso medio-basso del torrente Astico-Tesina. Infatti l'importanza strategica di quest'ultimo è convalidata dai notevoli apporti (in una percentuale valutabile nell'ordine del 45%) che contribuiscono, in maniera sostanziale e con tempi di accadimento pressoché coincidenti, alle portate di morbida e di piena del Bacchiglione. Inoltre, secondo quanto dichiarato nell'articolo [D'Alpaos 2010] l'immissione della portata smorzata dall'Astico-Tesina

provocherebbe una diminuzione dei corrispondenti livelli idrometrici di piena nel tratto del fiume Bacchiglione a monte della confluenza valutabili in 0,4 m, riducendo quindi anche la criticità dell'attraversamento del centro storico della città di Vicenza.

I siti ottimali degli interventi previsti dal piano di sicurezza idraulica, tra i quali quelli interessanti il fiume Astico-Tesina, sono evidenziati nella pianta (fig. 2.7), presa dall'articolo su *"La difesa dalle piene nel vicentino alla luce del recente evento del Novembre 2010"* [D'Alpaos 2010].

Dunque la criticità dello stato di fatto idraulico della nostra Regione è nota da tempo, quanto meno dai tempi della Commissione De Marchi (1974)⁷ per lo studio della sistemazione idraulica e della difesa del suolo.

Da allora numerosi progetti sono stati proposti per fronteggiare questa situazione, anche da parte dell'ex Consorzio di Bonifica Medio Astico Bacchiglione. In particolare, con riferimento alla salvaguardia della zona a valle dell'Astico-Tesina, gli interventi di cui da tempo si discute sono sostanzialmente:

- Realizzazione di un invaso sull'Astico a Meda ($13 \cdot 10^6 \text{ m}^3$), il quale però oggi risulterebbe incompatibile con la zona artigianale di Velo d'Astico, e la realizzazione di un bacino di espansione a Marola ($3 \cdot 10^6 \text{ m}^3/\text{s}$);
- In anni più recenti si è anche prospettato l'utilizzo come casse di espansione di due ex cave lungo l'Astico ($S = 13 \div 19 \text{ ha}$, $V = 10 \cdot 10^6 \text{ m}^3$), in sinistra idrografica, nei pressi di Mirabella (tra Breganze e Sandrigo). Quest'ultima soluzione presenterebbe inoltre il vantaggio di ridurre il volume d'invaso di Meda a $6 \div 7 \cdot 10^6 \text{ m}^3$, ridiventando così compatibile con la zona industriale di Velo d'Astico;
- "Bacinizzazione" delle golene del Bacchiglione tra Vicenza e Montegalda.

I volumi d'invaso calcolati derivavano dalla necessità di contenere al ponte napoleonico di Torri di Quartesolo la portata dell'Astico-Tesina a $400 \text{ m}^3/\text{s}$ per una piena come quella del '66. Tuttavia, a seguito dell'adeguamento del ponte nel 2001 e considerando che la recente piena del

⁷ La Commissione Interministeriale nota come De Marchi, dal nome del suo presidente, fu istituita a seguito di una sequenza drammatica di catastrofi naturali accadute negli anni Sessanta, allo scopo di individuare una serie di azioni sinergiche, di programmazione e operative, per risolvere i problemi tecnici, economici, legislativi ed amministrativi connessi con la sistemazione idraulica e la difesa del suolo. Il rapporto finale della Commissione, completato agli inizi degli anni Settanta, si suddivide in quattro volumi contenenti sia la descrizione dei vari bacini idrografici che gli interventi ipotetici da realizzare.

2010 é transitata senza causare danni rilevanti, é plausibile che la portata limite di progetto possa essere elevata tranquillamente a $500 \text{ m}^3/\text{s}$. In queste ipotesi le capacità richieste dagli invasi si ridurrebbero ulteriormente ($16 \div 17 \cdot 10^6 \text{ m}^3$).

In fase di simulazione si andranno a verificare i benefici attesi, in termini di riduzione delle portate al colmo, a valle della confluenza Bacchiglione-Tesina, e diminuzione dei livelli idrometrici, a favore del franco di sicurezza.

Nei paragrafi seguenti verranno descritti piú nel dettaglio gli interventi proposti, riportando alcuni dati interessanti emersi dalle indagini e dagli studi eseguiti⁸.

L'invaso di Meda

Per quanto concerne l'invaso sul torrente Astico, é previsto lo sbarramento in località Sant'Agata, in corrispondenza di una stretta gola meandriforme tra Meda e Cogollo del Cengio a pareti subverticali della profondità di 70 m ed una larghezza di base di 10 m costituita da dolomia affiorante. A monte la valle dell'Astico si apre a formare un'ampia conca, lunga oltre 3 km e larga oltre 1 km, il cui fondo é colmato da materiali alluvionali e da depositi morenici.

La sezione di imposta é situata immediatamente a valle dell'esistente sbarramento di proprietà Lanerossi-Marzotto che presenta una quota di coronamento a 231,5 m s.l.m.m. e forma un invaso di $700 \div 800 \cdot 10^3 \text{ m}^3$ utilizzato esclusivamente a fine idroelettrico attraverso una galleria di adduzione alla centrale di Bessé. L'attuale opera, che potrebbe convenientemente essere usata come avandiga di monte durante la costruzione, risulterebbe totalmente sommersa dall'invaso proposto, essendo il volume lordo stimato pari a $9 \cdot 10^6 \text{ m}^3$, affinché non interessi esistenti infrastrutture viarie e/o insediamenti residenziali e produttivi.

Il nuovo sbarramento puó essere costituito da una diga a gravità o ad arco-gravità con quota di massimo livello idrolmetrico di riempimento tra 247 \div 248 m s.l.m.m. ed aventi le seguenti dimensioni di massima:

⁸ Alcuni tra i piú significativi studi e progetti disponibili aventi come oggetto l'invaso sul torrente Astico e piú in generale la sistemazione idraulica del bacino idrografico Bacchiglione-Astico-Tesina sono:

- "*Sistemazione idraulica del Bacino del Bacchiglione*", Commissione interministeriale per lo studio della sistemazione idraulica e la difesa del suolo, 1968
- "*Sistemazione idrogeologica del bacino montano dell'Astico-Tesina*", Regione Veneto, 1975
- "*Sistemazione idraulica del Fiume Bacchiglione - Diga di Meda*", C. Datei, A. Adami, 1987

- altezza di ritenuta sul piano dell'alveo: 25 m circa;
- lunghezza del coronamento: 55 m

Tali grandezze darebbero luogo alla formazione di un serbatoio avente, in condizioni di massimo invaso, una superficie sottesa di circa 1 km².

La zona prescelta per l'esecuzione dello sbarramento e per la formazione del serbatoio è stata oggetto di un'indagine geologica da parte del dott. Dal Prá⁹, dell'Istituto di Geologia generale ed applicata dell'Università di Padova, che ha definito particolarmente favorevoli le condizioni geotecniche del sito per la costruzione di un'opera con ottimi requisiti di sicurezza strutturale. Infatti da una parte la conca occupata dal volume d'invaso non presenta problemi di tenuta idraulica grazie alla natura litologica della roccia ed alla giacitura dei banchi rocciosi, dall'altra le stabilità dei fianchi del previsto serbatoio è garantita dal fatto che le alluvioni antiche ed i depositi morenici che li costituiscono sono generalmente cementati ed in destra poggiano su di un substrato roccioso collegato con la dolomia affiorante nella gola.

Il previsto sbarramento dovrà essere dotato di un opportuno sistema di smaltimento delle portate di piena a sfioro libero attraverso soglia sfiorante allo scopo di garantire in primis la sicurezza idraulica e le necessarie opere di regolazione, quali scarichi di fondo e di alleggerimento, per operare le manovre di svuotamento e sghiaimento del serbatoio, nonché per regolare il rilascio a valle di una portata modulabile stagionalmente in funzione della ricarica di falda, del mantenimento del minimo vitale nell'alveo del torrente Astico e dell'utilizzo irriguo attraverso la derivazione del canale Mordini. Per quanto riguarda l'utilizzo idroelettrico dell'invaso, si può ritenere fattibile l'impiego dell'esistente derivazione alla centrale di Bessé, la quale dovrà essere rinfunzionalizzata a livello impiantistico in relazione al nuovo salto disponibile e per la produzione di energia diurna di punta. Non presenterebbe alcuna difficoltà realizzativa neanche l'installazione di un eventuale impianto di prelevamento a scopo idropotabile dal serbatoio.

Per quanto riguarda l'impatto ambientale, la morfologia della zona si presenta molto favorevole per la creazione di un serbatoio che può anche combinarsi convenientemente con le caratteristiche naturali della conca alveale in questione.

In ultima analisi è stata anche eseguita dall'Autorità di Bacino dell'Alto Adriatico¹⁰ una valutazione di massima dei costi di realizzazio-

⁹ "Relazione geologica preliminare sul serbatoio di piena in località Meda lungo il fiume Astico".

¹⁰ "Studio propedeutico per la redazione del Piano di Bacino del Fiume Bacchiglione", 1994.

ne dell'intervento proposto. La stima sommaria¹¹ si aggirerebbe oggi intorno ai 33,5 milioni di euro¹², suddiviso nelle voci di costo dei lavori (sbarramento, rifunzionalizzazione ad uso idroelettrico, sistemazione del bacino d'invaso) ed amministrativi (imposte, espropri ed indennizzi).

Le casse di espansione di Mirabella

In un'area ricadente sul territorio amministrativo dei comuni di Brenganze e di Sandrigo e situata in fregio alla sponda sinistra del torrente Astico, sono presenti alcuni impianti dismessi di estrazione degli inerti con un volume scavato valutabile intorno a $8 \cdot 10^6 \text{ m}^3$ distribuito in tre distinte cave, con profondità variabili da -20 m a -35 m dal piano campagna. L'intervento proposto prevede di utilizzare le ex cave come casse di espansione per la laminazione delle piene del torrente Astico in concomitanza con il funzionamento dell'Invaso di Meda.

Il nuovo utilizzo renderebbe necessaria la realizzazione di una serie di interventi di adattamento e di trasformazione delle esistenti cave ed in particolare: un abbassamento del piano campagna dell'area circostante le cave con la formazione di tre distinti bacini, invasabili a quote diverse; una sistemazione a gradoni all'interno di ciascun bacino mediante l'adozione di una geometria confacente alle funzioni di laminazione delle piene; aumento del volume complessivo disponibile da $8 \cdot 10^6 \text{ m}^3$ ad un valore ottimale compreso tra $13 \div 15 \cdot 10^6 \text{ m}^3$; un'interconnessione dei tre bacini, mediante soglie sfioranti regolate, che rende possibile sia un funzionamento a cascata, con il loro riempimento da monte a valle progressivo e controllabile, sia un effetto di decantazione del materiale solido trasportato, il quale si depositerebbe sul fondo del bacino di monte; la realizzazione di un'opera di intercettazione, a quota fissa, sul torrente Astico, in corrispondenza della soglia regolata d'ingresso al bacino di espansione più a monte, che limiti la derivazione di portate di morbida-piena dell'Astico con valori superiori a $180 \div 200 \text{ m}^3/\text{s}$, impedendo la derivazione di portate inferiori che ridurrebbe l'effetto di laminazione della cassa; infine la realizzazione di una soglia regolata di recapito all'alveo del torrente Astico, in corrispondenza del bacino più a valle.

Le opere complementari sono essenzialmente costituite da un impianto di pompaggio della capacità di $0,5 \text{ m}^3/\text{s}$ destinato all'alimentazione

¹¹ Per un'informazione più dettagliata a livello di stima di costi si consiglia di consultare il progetto preliminare, preparato a cura dell'ex Consorzio di Bonifica Medio Astico Bacchiglione.

¹² 65 miliardi delle vecchie lire.

della superficie irrigua. Un ulteriore impianto di sollevamento può essere realizzato allo scopo di fornire acqua grezza alle aree artigianali ed industriali di Breganze e Sandrigo sostituendo gli attuali prelevamenti dalla falda o dalla rete acquedottistica ed in tal modo migliorando l'utilizzazione della risorsa idrica. Inoltre, la particolare tipologia dell'intervento proposto renderebbe possibile ricavare ampie zone che, risultando esondabili con tempi di ritorno non frequenti, sono destinabili a coltivazione agricola, nonché ad un utilizzo a fini turistico-ricreativi e sociali.

L'Autorità di Bacino dell'Alto Adriatico ha stimato che il costo complessivo dell'intervento, convertito nella valuta corrente, è sui 23 milioni di euro¹³.

Il bacino d'espansione di Marola

Il bacino d'espansione di Marola potrebbe essere ricavato dalla superficie compresa fra gli argini in destra del Tesina e del Tribolo, in corrispondenza della confluenza di questi due corsi d'acqua, a monte di Torri di Quartesolo. Secondo gli atti della Commissione De Marchi (Volume Secondo, Parte Prima) il bacino dovrebbe essere delimitato da due nuovi argini ad Ovest e a Sud (quest'ultimo a ridosso del rilevato della ferrovia Milano-Venezia) aventi un'altezza di 4,0 m e rispettivamente una lunghezza di 1400 m e 600 m.

L'area disponibile per lo scolamento delle piene sarebbe di circa 1,0 km² alla quale corrisponde, per un'altezza di ritenuta media di circa 3 m, un volume d'invaso di $3,0 \cdot 10^6$ m³.

L'efficacia del bacino ai fini della riduzione dei colmi di piena del Tesina, è stata valutata sulla base degli idrogrammi di piena riferiti all'evento del '66 ed a quello teorico avente $T_r = 100$ anni. Il beneficio che si otterrebbe, nell'ipotesi che il bacino sia atto a decapitare un volume dell'onda di piena pari alla capacità utile dell'invaso, è di circa 200 m³/s.

Dal punto di vista economico, la spesa allora (1975) stimata era dell'ordine di 500 milioni di lire, comprensivi del costo degli argini e degli oneri per espropri, delle spese per rilievi, studi e redazione di progetti, ma non delle spese di manutenzione.

¹³ 45 miliardi delle vecchie lire.

2.3 INTERVENTI DI MITIGAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ IDRAULICA

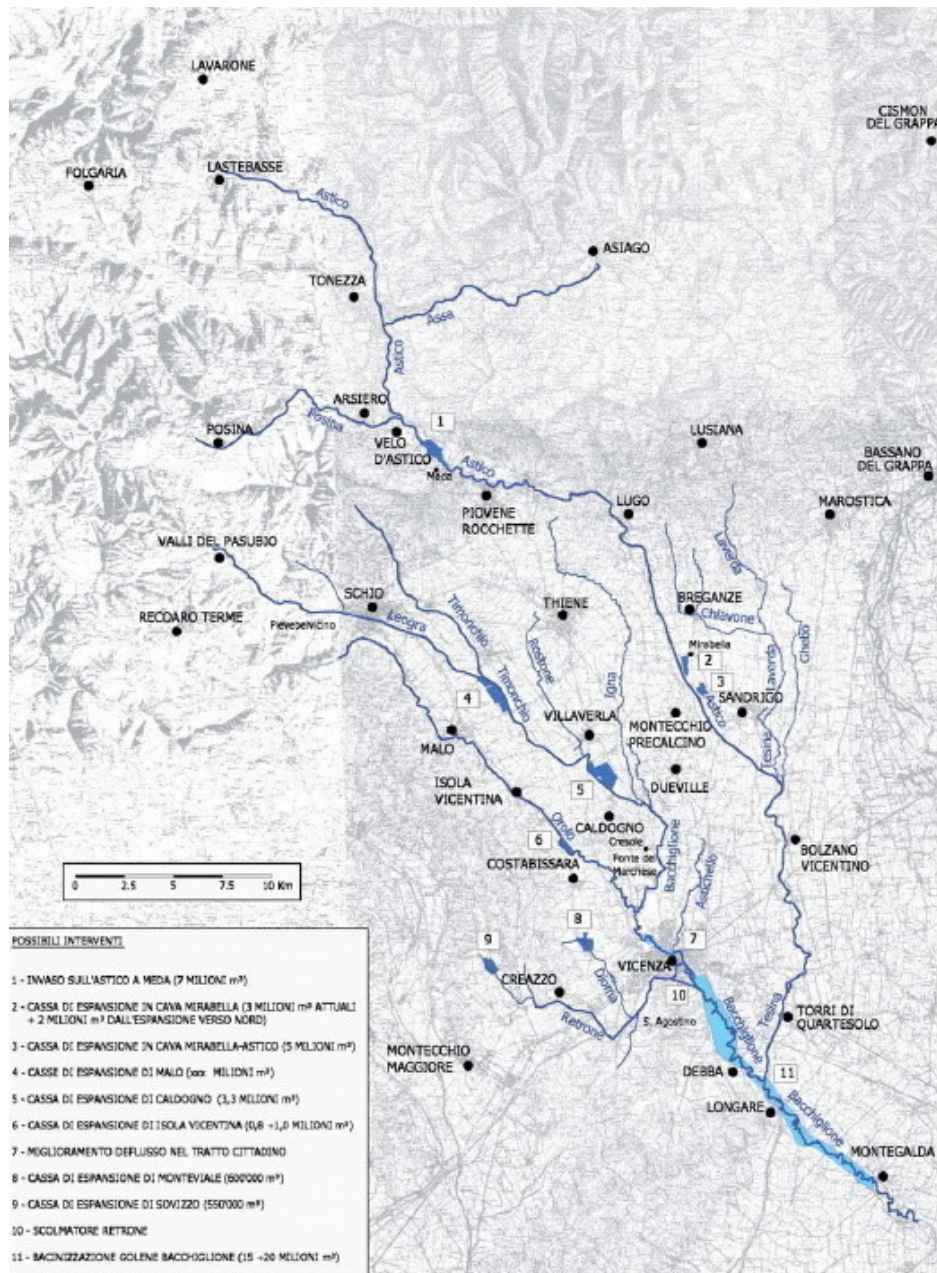


Figura 2.7: Inquadramento dei possibili interventi [“Professione Ingegnere”, 2010].

INQUADRAMENTO TERRITORIALE

L'importanza strategica del torrente Astico, ai fini della difesa contro le alluvioni, non é da sottovalutare anche se, in tempi recenti, non ha causato danni di seria rilevanza¹. Tuttavia esso, in veste di maggior affluente del fiume Bacchiglione, con i suoi 800 km² di bacino (circa il 60% di quello del Bacchiglione), rappresenta un importante contribuente alla formazione della piena del Bacchiglione stesso. Infatti, tralasciando il tratto a monte di Longare, le cui piene sono fondamentalmente generate dal sistema Leogra-Timonchio-Orolo, superato il sostegno di Debba, il Bacchiglione riceve in sinistra l'Astico-Tesina, che dal punto di vista della sicurezza idraulica rappresenta il maggior pericolo per i comuni vicentini rivieraschi e per il Padovano. Per avere un'idea sull'importanza del contributo di questo fiume sulla generazione della piena responsabile degli allagamenti avvenuti piú a valle, si tenga presente che, secondo quanto riportato nella "*Scheda sull'evento idrologico del Novembre 2010*" [Arpav 2010a], il 1 Novembre 2010, a Bolzano-Vicentino, il Tesina avrebbe convogliato una portata massima di circa 550 m³/s e a valle dell'immissione del Tesina, il Bacchiglione a Longare avrebbe fatto defluire una portata di circa 900 m³/s, decisamente in eccesso rispetto alle capacità dell'alveo come ha dimostrato il passaggio del colmo al di sopra del ponte di Montegalda (sommitá del ponte posta a 8,40 m).

3.1 IL TORRENTE ASTICO-TESINA

Il torrente Astico-Tesina trae origine fra i monti Sommo Alto e Plant, a quota 1441 m s. l. m. m.. Inizialmente il suo corso é diretto verso Nord-Nord-Est sin presso Lavarone, per poi ripiegare verso Sud-Est-Sud, fino alla confluenza con il torrente Posina (suo principale affluente di destra, nascente dalle pendici orientali del mt. Pasubio). Superata la diga di

¹ La piena del 2010 é passata senza danni sotto il ponte napoleonico di Torri di Quartesolo. Stando a quanto dichiarato dal Genio Civile di Vicenza e l'Autoritá di Bacino, le aree allagate dal Bacchiglione-Orolo e dall'Astichello (Retrone escluso) in comune di Vicenza si estendono per circa 400 e 150 ettari; quelle allagate dal Timonchio in Comune di Caldogno (frazioni di Cresole, Rettorgole, Lobbia) sono state rispettivamente di 155, 15 e 50 ettari; mentre quelle allagate, sempre dal Timonchio, in comune Dueville (frazioni di Due Ponti, in sinistra, e Vivaro, in destra) sono state di circa 70 e 215 ettari. Quindi, apparentemente, sono state interessate da allagamenti zone al di fuori del nostro dominio.

Leda, il corso d'acqua scorre verso Est lambito in sinistra idrografica dalle pendici dell'Altopiano dei Sette comuni e attraversando dapprima l'apice del conoide alluvionale originato dall'antico corso del fiume e lambendo poi le colline di Chiuppano fino all'abitato di Zugliano. Presso il comune di Calvene il corso del fiume volge nettamente verso Sud ricevendo il contributo del torrente Chiavona. Presso gli abitati di Zugliano-Breganze il corso d'acqua entra nel tratto propriamente vallivo dirigendosi verso Sud-Est, Sud. Dopo la sua confluenza con il Tesina ed assunto il nome di quest'ultimo, l'Astico prosegue il suo corso fino ad immettersi in sinistra del fiume Bacchiglione. Caratterizzato da una lunghezza complessiva di circa 83 km ed una pendenza media del 1,7% il torrente Astico-Tesina, con il suo bacino idrografico, ricopre una superficie complessiva di circa 740 km² tra le province di Trento e Vicenza. Quest'ultimo ricade a sua volta nel bacino piú ampio del Bacchiglione ed é di competenza del Consorzio di Bonfica Alta Pianura Veneta (par. 3.2).

3.1 IL TORRENTE ASTICO-TESTINA

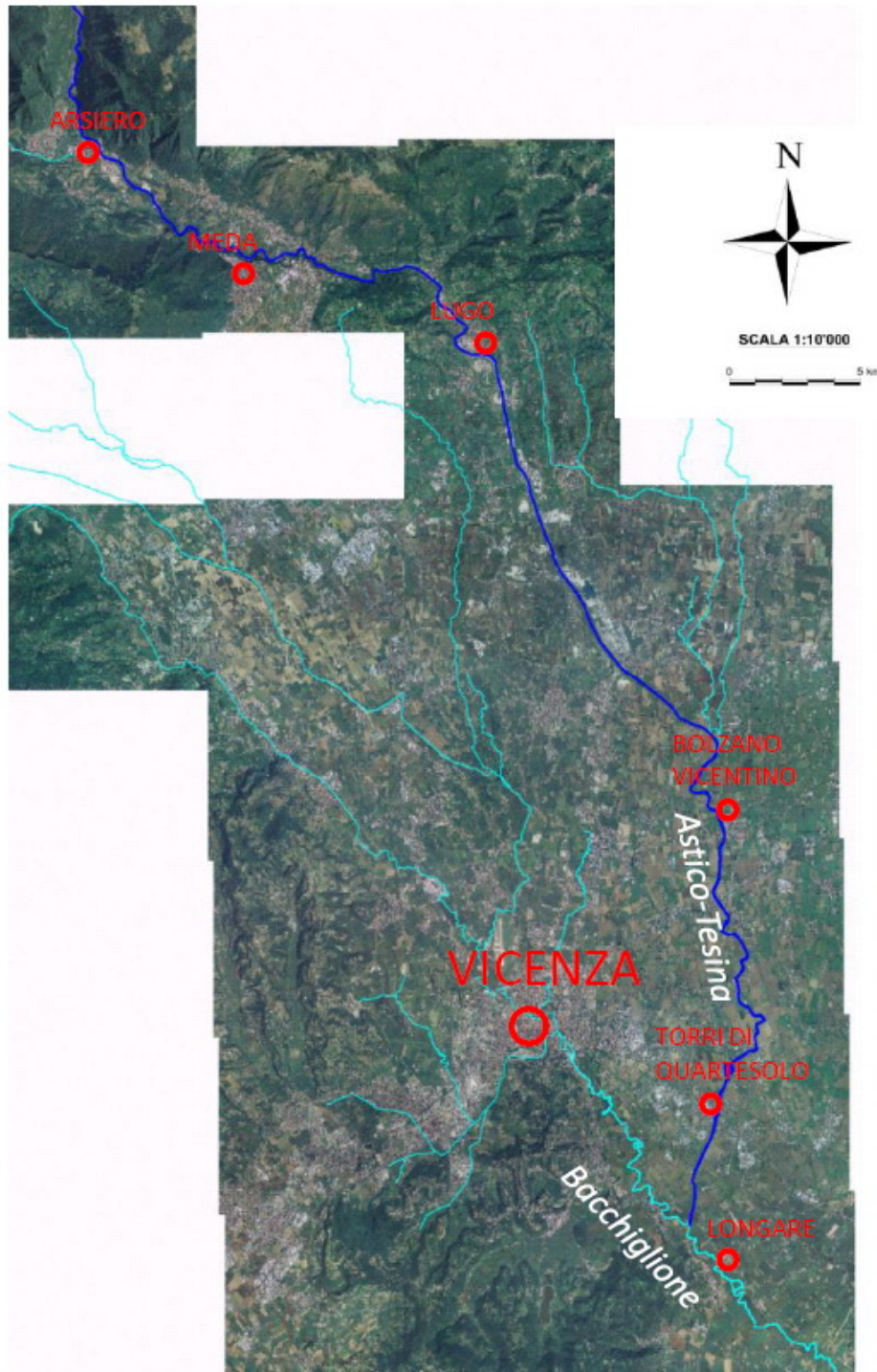


Figura 3.1: Corso del fiume Astico-Tesina

Per quanto riguarda il regime idrologico dall'Astico, esso varia sensibilmente da tratto a tratto a causa degli apporti degli affluenti, delle portate derivate o scaricate dalle utilizzazioni piú rilevanti ed infine dalle interazioni del corso d'acqua con la falda. Infatti, al termine del corso montano, il fiume attraversa l'alta pianura alluvionale presentando, anche visivamente, una profonda interrelazione con il regime delle acque sotterranee. Si puó infatti riscontrare in alcuni tratti, soprattutto in periodo di magra, la completa assenza di deflussi superficiali in alveo e successive emergenze a valle della fascia delle risorgive. Tali interrelazioni sono state oggetto di studi ed approfondimenti dai primi anni '80². In particolare, una recente campagna di misure di portata dell'Astico tra le località di Meda e Bolzano Vicentino, finalizzata alla quantificazione degli scambi tra acque superficiali e sotterranee in magra [Settin, Cremonese et al. 2010], ha riscontrato che il tratto Rocchette-Caltrano é disperdente, mentre quello Caltrano-Lupia globalmente disperdente (fino a Lugo disperdente; tra Lugo e Sarcedo parzialmente drenante; disperdente tra Sarcedo e Passo di Riva; drenante tra Passo di Riva e Lupia). Dunque, i rapporti tra corso d'acqua e la falda sia in pianura e sia soprattutto in un tratto intravallivo sono spesso caratterizzati da un complicato equilibrio idrodinamico, dove processi di dispersione si alternano e, a volte, si sovrappongono a processi di ricarica. Tale aspetto é da tener ben presente in fase di confronto tra le portate sperimentali, misurate da chi di competenza, e quelle teoriche, risultanti dal modello, in quanto costituisce uno dei principali problemi che complicano la misurazione della reale portata transitante, soprattutto per portate di magra o al piú di morbida.

Nel tratto che va da Meda a Bolzano Vicentino, coincidente quasi con quello che intendiamo studiare, l'Astico puó essere suddiviso in due sottotratti principali, omogenei dal punto di vista idrologico:

SETTORE INTRAVALLIVO dalla diga di Leda a Breganze. Lungo questo tratto il corso d'acqua é caratterizzato da un regime propriamente torrentizio ed assume diverse configurazioni. La sezione trasversale passa da stretta ed incisa fino ad allargarsi, disperdendo i propri filoni di corrente su di un letto ghiaioso. Il settore dalla diga di Leda a Caltrano é caratterizzato da ripidi rilevi con frequenti scarpate rocciose, valli secondarie molto incise, canaloni e creste costituiti da rocce coerenti, calcari e dolomie a bassa porositá e ad elevata permeabilitá per fessurazione-fratturazione e carsismo che favoriscono il deflusso sotterraneo. Da Piovene a Caltrano il ver-

² "Indagini idrologiche sulle falde di subalveo di alcuni fiumi veneti e friulani", Dal Prá A., Antonelli R., 1980, CNR-IRSA.

sante sinistro della valle viene a mancare, aprendo così una finestra orografica verso la pianura, per poi riprendere la forma di bassi rilievi di litologia vulcanica fino a Calvene. Il fondo alveo è costituito da materiale sciolto e poco addensato, in prevalenza granulare-grossolano. Ciò conferisce alla scabrezza dell'alveo un valore del coefficiente di Gauckler Strickler compreso tra $15 \div 25 \text{ m}^{1/3} \text{ s}^{-1}$ se si usa, come del resto è lecito per i torrenti, la formula di Muller³. Si tratta per lo più di ghiaie, ciottoli e blocchi con scarsa matrice sabbiosa. Analisi granulometriche tratte da fonti bibliografiche riportano la seguente distribuzione: ghiaie e ciottoli in percentuali variabili fra il 40% ed il 60%, sabbie per circa il 40%, limo fra il 10% ed il 20%. Prevale la componente di natura carbonatica (calcarei e dolomie), ma sono presenti anche elementi di natura basaltica, porfidi, graniti o gneiss;

SETTORE DI PIANURA da Breganze fino a Bolzano Vicentino. Una volta lasciatisi alle spalle gli ultimi bassi rilievi collinari, l'Astico inizia a scorrere nell'Alta Pianura Vicentina. Da un andamento ancora intrecciato (*braided*) si trasforma, dopo la confluenza con il Tesina, in meandriforme assumendo finalmente un carattere propriamente fluviale. Ciò conferisce alla scabrezza dell'alveo un valore del coefficiente di scabrezza leggermente superiore rispetto a prima. Dal punto di vista idrogeologico l'area di pianura in cui scorre l'Astico appartiene all'importante zona definita di ricarica degli acquiferi. Quest'area è infatti caratterizzata da una potente idrostruttura alluvionale composta da materiali ghiaiosi molto permeabili ($K = 10^{-3} \div 10^{-4}$). Sono proprio questi grandi volumi di materiali che, a contatto diretto con la superficie del suolo e sostenuti da un substrato roccioso relativamente impermeabile, costituiscono il serbatoio delle acque sotteranee. Più a sud, l'acquifero si differenzia in una struttura a più orizzonti sovrapposti consentendo l'esistenza di un sistema artesiano multifalda. La presenza di questa serie di falde sovrastanti può essere interpretata come il prolungamento a più livelli della grande falda indifferenziata esistente a monte. Il limite fra i due assetti idrogeologici (che coincide con il confine

3

$$K_s = \frac{26}{d_{50}^{1/6}}$$

, ove d_{50} è la granulometria, in m, del materiale di cui è costituito il fondo per il 50%. E' tuttavia doveroso rimarcare come tale valore, oltre a dipendere dal diametro dei sedimenti sul fondo, a rigore comprenda in sé l'effetto di altre forme di dissipazione di energia quali curve, macroscabrezze, ecc.

meridionale del territorio esaminato) é determinato approssimativamente dalla fascia delle risorgive. Il fenomeno che da luogo all'allineamento di queste tipiche risorgenze di pianura é dovuto alla rastremazione progressiva e all'esaurimento delle ghiaie del livello piú superficiale, interdigerato da piú orizzonti impermeabili. Questi livelli, una volta sostituiti alle ghiaie, costringono la falda libera ad emergere nei punti topograficamente piú depressi, originando appunto i fontanili o risorgive. Queste tipiche sorgenti di pianura, alimentate dalla falda freatica, interessano una fascia continua con andamento Est-Ovest, originando fiumi e rogge.



(a) *Primo tratto.*



(b) *Primo tratto.*



(c) *Secondo tratto.*



(d) *Secondo tratto.*

Figura 3.2: Estratto del rilievo fotografico dell'Astico [Settin, Cremonese et al. 2010].

Per quanto riguarda l'aspetto puramente geologico del fiume in esame, facendo riferimento ai rilievi eseguiti dall'Autoritá di Bacino (fig. 3.3), la distribuzione granulometrica piú o meno uniforme del materiale che costituisce il letto dell'Astico rivela una matrice prevalentemente ghiaiosa, composta perlopiú da ciottoli con diametro variabile tra i 5 e 55 mm.

Come nell'ormai maggioranza dei casi, la pressione antropica é arrivata a farsi sentire anche su questo fiume, le cui acque sono impiegate

per diverse utilizzazioni. Nel tratto montano, sfruttando i dislivelli presenti, troviamo numerose derivazioni a scopo idroelettrico disseminate lungo il corso d'acqua. Più a valle, la diversa topografia ed uso del suolo impongono un utilizzo prevalentemente irriguo o di bonifica. Da un censimento delle concessioni di derivazioni da acque superficiali⁴ risultano, per il solo tratto Meda-Bolzano Vicentino, 119 diverse concessioni per una portata media complessiva di $70 \text{ m}^3/\text{s}$ ⁵. Inoltre l'Astico, essendo per la maggior parte un fiume a carattere torrentizio, è ricco di sistemazioni fluviali tipo traverse (solo nel nostro tratto se ne possono contare ben 31), per la diminuzione della pendenza finalizzata sostanzialmente alla riduzione del trasporto solido di fondo ed alla stabilizzazione delle sponde. Il corso d'acqua è poi interessato da diversi attraversamenti⁶, la maggioranza dei quali, non essendo di recente costruzione, sono dotati in media di ben sei pile in alveo, a sezione cindrica, violando i criteri imposti dalla vigente normativa tecnica⁷.



Figura 3.4: Ponte di Breganze

Per quanto riguarda il regime idrologico dell'Astico-Tesina, i livelli idrometrici e le portate medie giornaliere transitate nelle diverse sezioni di misura, negli anni tra il 2004 ed il 2010, sono periodicamente resi noti dall'ARPAV mediante pubblicazioni consultabili presso il sito: <http://www.arpa.veneto.it/temi-ambientali/idrologia/dati>. Osservazioni sul livello idrometrico del fiume Astico-Tesina sono state sistematicamente raccolte negli *Annali Idrologici* sin dal 1892, ma solo recentemente sono state installate in tutto il Triveneto un certo numero di stazioni di misura rispondenti alla necessità da parte del Magistrato delle Acque di disporre di informazioni sullo stato idrometrico dei principali corsi d'acqua in tempo reale, di supporto alla sorveglianza idraulica in condizioni di piena. L'importanza di tali informazioni è legata al tentativo di conoscere meglio la dinamica del corso d'acqua, riuscire a prevedere il suo comportamento in occasione dei periodi siccitosi o

⁴ Brebach, Giugno 2010.

⁵ Valore ottenuto sommando tutte le portate medie di ogni singola concessione.

⁶ Si riporta l'elenco dei ponti principali compresi solo nel nostro dominio: Viadotto Sant'Agata, Ponte Pilo, Ponte dei Granatieri, Ponte di Lugo SP68, Ponte Strada Provinciale 97, Ponte di Breganze, Ponte SP63, Ponte Via Chiesa.

⁷ "Istruzioni sulla pianificazione della manutenzione stradale", CNR.

di precipitazioni abbondanti ed infine stimare approssimativamente la capacità idraulica della sezione dell'alveo. Tuttavia i dati registrati direttamente, mediante asta idrometrica o misuratore ad ultrasuoni, hanno sempre riguardato solo i livelli idrometrici la cui misurazione, una volta individuata una sezione ideonea, risulta certamente più semplice e precisa di quella di portata. Le difficoltà che rendono ardua la misurazione della portata sono legate principalmente alla complessità del bacino sotteso e ai diversi prelievi-diversioni effettuati a monte delle stazioni. Solo ultimamente l'ARPAV ha intrapreso una campagna di misure di portata, sia mediante mulinello a pesce zavorrato sia con misuratore ADCP montato su zatterino, al fine di giungere alla definizione di una scala di deflusso utile alla determinazione delle portate una volta noti i livelli idrometrici. Le stazioni di monitoraggio permanente nel tratto oggetto di studio sono, procedendo da monte verso valle:

- Astico a Lugo di Vicenza, stazione ARPAV per il monitoraggio dei livelli idrometrici mediante sensore ad ultrasuoni che rileva il livello idrometrico con cadenza semioraria;
- Tesina a Bolzano Vicentino, stazione ARPAV per il monitoraggio dei livelli idrometrici dotata di un'asta idrometrica contro il pilone centrale del ponte, una palladiana subito a valle del ponte stradale parzialmente interrata ed un misuratore di livello ad ultrasuoni con acquisizione dati con cadenza semioraria, dotato di dispositivi di trasmissione dati e appartenente alla rete di telemisura in tempo reale, ubicato sul lato di monte del ponte stradale, circa 20 m a monte di un salto di fondo artificiale.

Durante il periodo di indagine che si estende dal 2004 al 2010 le portate medie giornaliere calcolate dall'ARPAV in corrispondenza della stazione di Bolzano Vicentino sono rappresentate dalle seguenti curve cronologiche di portata, riportate nelle figure (3.6).

Osservando questi grafici si nota sia il carattere spiccatamente torrentizio dell'Astico, in quanto in caso di siccità la portata scende drasticamente, mentre in periodi di forti precipitazioni il sistema reagisce con un netto incremento di deflussi, sia il tipo di clima che caratterizza la zona, ovvero sub-litoraneo, per il manifestarsi di due picchi: il primo in Primavera ed il secondo in Autunno.

Sempre a partire dai dati registrati dalla stazione di Bolzano Vicentino nel periodo 2004-2007, è possibile ricavare le curve di durata delle portate caratteristiche del fiume in esame, rappresentate nella fig.(3.6).

Quest'ultimo tipo di grafico costituisce un significativo strumento di confronto fra il 2010 e gli anni precedenti, in quanto dalla sua lettura

Anno	2004	2005	2006	2007	2008	2009	2010
Q_{max}	156,3	102,9	19,1	106,0	195,9	232,8	404,8
Q_{med}	5,4	3,0	1,8	1,7	5,4	7,9	12,4
Q_{min}	0,4	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,3

Tabella 3.1: Tabella riassuntiva delle principali grandezze idrologiche.

emerge come in generale la portata permanente e semipermanente relative all'annata 2010 si siano dimostrate superiori a causa delle cospicue precipitazioni occorse. Inoltre, secondo quanto riportato nella tabella riassuntiva (3.1) contenente le grandezze idrologiche di maggior interesse relative ad ogni anno, emerge che la massima altezza idrometrica registrata dal teleidrometro di Bolzano Vicentino e la corrispondente portata al colmo si sono verificate nel 2010.

Come già menzionato l'ARPAV ha inoltre estrapolato la scala delle portate dell'Astico-Tesina, riferite alla sezione di Bolzano Vicentino, seppur disponendo di poche misure di piena. Pertanto ciò rende la scala proposta poco affidabile in quel regime e come tale bisognosa di ulteriori verifiche. La principale tecnica di estrapolazione seguita dall'ARPAV consiste nell'osservazione della distribuzione, in un piano cartesiano livello-velocità, delle velocità medie effettive per poi ricavare la sola velocità media, nella sezione di misura, in funzione del livello, e ricostruendo l'area bagnata a partire dai rilievi batimetrici disponibili, applicando poi la relazione: $Q = v \times A$. Tale modo di procedere ha condotto alla formulazione di due scale di portata presentate di seguito. La prima (1) valida fino al 28 Aprile 2009 e la seconda (3) fino al 31 Dicembre 2010.

$$(1) \quad \begin{cases} Q = 47,438 * (h - 0,5)^{1,722} \text{ per } h < 2,22 \text{ m} \\ Q = A * (0,567 * \ln(h) + 1,42) \text{ per } h > 2,22 \text{ m} \end{cases}$$

, avendo indicato con A l'area della sezione che può essere espressa da una funzione approssimante polinomiale di quarto grado:

$$(2) \quad A = -0,035 * h^4 + 0,158 * h^3 + 3,169 * h^2 + 19,327 * h + 5,226$$

$$(3) \quad \begin{cases} Q = 45,659 * (h - 0,48)^{1,626} \text{ per } h < 2,54 \text{ m} \\ Q = A * (0,567 * \ln(h) + 1,42) \text{ per } h > 2,54 \text{ m} \end{cases}$$

Resta comunque da rimarcare come tali scale non tengano conto delle possibili influenze dei fenomeni indotti dal moto vario che comportano la formazione del cosiddetto *cappio di piena* e siano probabilmente affette da errori dovuti soprattutto all'ubicazione e alla tipologia non ottimali dell'attuale stazione. Pertanto é necessario, come esorta ogni volta l'ARPAV nelle conclusioni delle periodiche pubblicazioni sui dati medi giornalieri di livello e portata, persistere nel rilevamento plano-altimetrico, per migliorare l'affidabilit  dei risultati ottenuti, ed idrometrico, soprattutto in piena, viste le incertezze esistenti sui reali deflussi in condizioni estreme. Nel capitolo (cap. 6) confronteremo le scale proposte con quelle ricavate da modello.

Il tratto d'asta oggetto d'indagine nel presente studio, come gi  accennato, é compreso tra il comune di Velo d'Astico e Bolzano Vicentino. Viene di seguito riportata la nostra suddivisione dell'asta principale del fiume Astico-Tesina, i criteri che hanno portato a tale scelta, ed una breve descrizione di ciascun tratto, questa volta mettendo in evidenza soprattutto le interconnessioni del sistema idrologico naturale con la rete idraulica artificiale di utilizzazione della risorsa idrica. Inoltre, nella figura (3.7) viene riportato lo schema idraulico del tratto di fiume d'interesse, indicando le derivazioni/restituzioni e le colature presenti lungo l'asta principale, in grado di modificare sensibilmente il regime idrologico naturale del corso d'acqua e che verranno rappresentate nel nostro modello.

Per ottimizzare il lavoro di costruzione del modello ed ai fini di un corretto trattamento dei diversi ambienti presenti, si é optato per una suddivisione del corso d'acqua in tre tratti. Il primo, da Velo d'Astico a Lugo, é a carattere torrentizio e, oltre ad essere incassato, é interessato da opere di ritenuta (diga di Leda), traverse e derivazioni idroelettriche; il secondo, da Lugo a Mirabella, é arginato e si pu  considerare di transizione. Oltre alle solite sistemazioni fluviali, é interessato da derivazioni per la maggior parte irrigue, gestite dal Consorzio di Bonifica dell'Alta Pianura Veneta; infine il terzo, da Mirabella a Bolzano Vicentino, é pi  opportuno trattarlo come un fiume vero e proprio, viste la pendenza e le velocit  ridotte e la granulometria del fondo, specialmente dopo la confluenza con il Tesina.

Primo tratto

Circa 250 m a valle della confluenza con il torrente Posina, nella zona industriale di Seghe, un ponte segna la sezione iniziale del nostro campo di studio. Dopo neanche un chilometro vi é la derivazione ENEL della centrale Zanini, anteposta ad una serie di briglie a cascata, che preleva,

in sponda sinistra, una portata di $7,0 \text{ m}^3/\text{s}$. Essa viene poi rilasciata e sommata a quella captata piú a monte ($6,0 \text{ m}^3/\text{s}$), nei pressi di Meda.

Circa un chilometro a monte del paese di Piovene Rocchette si trova la diga di Leda. In fregio alla diga, in sponda destra, é ubicata l'opera di presa della galleria di derivazione al servizio della centrale di Bessé, gestita da Eusebio Energia. La quota della soglia di derivazione é posta a 227 m s. l. m. m., mentre a 230 m s. l. m. m. é posta la quota di sfioro della diga alla quale corrisponde il valore massimo di derivazione pari a $10,0 \text{ m}^3/\text{s}$. Campagne di misura della portata, condotte dall'ARPAV nell'Estate del 2008, hanno rilevato che il deflusso dell'Astico a valle della diga é quasi assente ($225 \text{ l/s} \div 2243 \text{ l/s}$) e dovuto principalmente alle perdite delle tenute degli organi idraulici della diga ed al contributo di qualche scaturigine nelle pareti rocciose di destra. Da Ponte Pilo l'Astico scorre per quasi 2 km fino alla localitá di Bessé, dove si trova lo scarico della omonima centrale idroelettrica, denominata anche "G.Gavazzi", alimentata dalla diga di Leda. Viene rilasciata in alveo la totalitá dell'acqua derivata alla diga ed utilizzata per la produzione di energia elettrica alla centrale di Bessé, salvo quella che potrebbe giungere in Astico dal troppo pieno della vasca di carico, mediante un canale ubicato poco a monte del canale di scarico in caso di blocco delle macchine. In questo tratto l'Astico risulta non essere interessato da ulteriori rilasci o sottrazioni d'acqua superficiali, né, in magra, da significativi contributi superficiali.

A partire dallo scarico della centrale di Bessé e per meno di un chilometro, fino a Caltrano, l'Astico presenta un deflusso che in regime di magra é determinato dalla produzione della centrale. Qualche centinaio di metri a valle del ponte dei Granatieri a Caltrano, tramite una traversa ed un'opera di derivazione in sinistra idrografica, viene captata una portata massima pari a $10 \text{ m}^3/\text{s}$. Si tratta di una derivazione di natura idroelettrica che convoglia le acque alla centrale di Razzola e successivamente alla centrale di Calvene. Per portate inferiori a $10 \text{ m}^3/\text{s}$ il rilascio a valle della traversa é legato praticamente alle sole infiltrazioni al di sotto e attraverso l'opera di sbarramento.

Il fiume Astico prosegue il suo percorso per circa 4 km dalla derivazione di Caltrano fino all'opera idraulica subito a valle della centrale idroelettrica di Calvene, con una portata che in condizioni di magra risulta alquanto esigua. A valle dello scarico della centrale di Calvene é presente un nodo idraulico funzionale ad una botte a sifone che attraversa il fiume Astico, che consente di restituire al fiume parte della portata turbinata a monte.

Dunque la centrale di Calvene rilascia parte della sua produzione in

alveo in corrispondenza di una botte a sifone che convoglia la restante parte dell'acqua in sponda sinistra per l'alimentazione di due centrali idroelettriche in cascata (Centrali Maglio e Serra). Poco a valle della sezione di monitoraggio, a Calvene, si ha l'immissione del torrente Chia-vona, il cui contributo risulta tuttavia trascurabile in termini di portata. Proseguendo verso valle il fiume Astico raggiunge l'abitato di Lugo dove, a monte del Ponte degli Alpini avviene lo scarico della centrale Serra, ultima delle quattro centrali idroelettriche in cascata. A valle del Ponte degli Alpini l'alveo dell'Astico non é soggetto a derivazioni per circa 500 m, fino alla presa della cartiera che ne utilizza una parte per il ciclo produttivo, con rilascio subito a monte della stazione idrometrica ARPAV e delle opere di presa del Canale Mordini.

Secondo tratto

A partire dal ponte di Lugo di Vicenza l'alveo da incassato passa ad arginato. Tra i comuni di Lugo e Zugliano é posta, in destra ed in corrispondenza di una briglia, l'opera di presa del canale Mordini. Da esso attingono diversi utilizzi e dipartono diverse rogge con funzione di adduzione delle acque a scopo irriguo nei territori circostanti. Circa 800 m piú a valle della derivazione si trova il ponte tubo della roggia Breganze, mentre a monte del ponte della strada Gasparona é ubicato in destra idrografica uno scarico di "troppo pieno". Le campagne di misura sopra citate hanno rilevato come già a monte del ponte della strada Gasparona, inizi un tratto d'alveo che in regime di magra risulta completamente asciutto sino al Ponte di Passo di Riva.

Un'altra importante caratteristica di questo tratto da tenere in conto é la sua storica tradizione estrattiva di ghiaie e argille, il che dovrebbe facilitare l'individuazione e la realizzazione di potenziali casse d'espansione in quest'area.

Terzo tratto

Il drenaggio delle acque di falda ad opera dell'alveo del fiume Astico in condizioni di magra, si può iniziare ad apprezzare presso Tezze di Lupia, ma diventa piú sostanziale a valle del ponte stradale di Lupia e di una serie di briglie, dove l'Astico restringe il suo alveo di magra. Le prime scaturigini sono già riscontrabili a valle del ponte di Passo di Riva, presso il quale due importanti briglie sul corso d'acqua impongono una significativa discontinuitá abbassando il letto del fiume fino ad intercettare la falda sottostante. Già da tale sezione si può quindi apprezzare la presenza di acqua in alveo che tuttavia si presenta abbastanza stagnan-

te per qualche centinaio di metri. Più a valle invece il corso d'acqua riprende i suoi caratteri naturali con i regolari deflussi.

Dopo circa due chilometri dalla traversa posta all'altezza di Lupia si ha la confluenza con il fiume Tesina, il quale si immette in sinistra idrografica. Tra questa sezione e Bolzano Vicentino si incontrano due derivazioni: la prima, quella di roggia Ghebbio, si trova in destra idrografica ed il suo deflusso é misurabile nei pressi del suo incile; la seconda genera la roggia Moneghina e si trova nelle vicinanze dell'abitato di Bolzano Vicentino.

3.2 IL BACINO IDROGRAFICO

Il tratto di fiume che intendiamo studiare appartiene al bacino idrografico Astico-Tesina (7810 ha), gestito dal Consorzio di Bonifica Alta Pianura Veneta, il quale, in seguito ad un radicale riordino dei Consorzi di Bonifica operato dalla Regione nel 2009, ha sostituito l'ex Consorzio di Bonifica Medio Astico Bacchiglione (38496 ha). Il nuovo Consorzio si ripartisce tra due grandi aree ricadenti nei bacini idrografici, di rilievo nazionale, del fiume Adige e dei fiumi Isonzo, Tagliamento, Livenza, Piave, Brenta-Bacchiglione (Alto Adriatico). A sua volta, il bacino Astico-Tesina si suddivide in 24 sottobacini⁸.

Il bacino Astico-Tesina prende il nome dall'asta fluviale formata dal torrente Astico e dal fiume Tesina classificati come opere idrauliche di seconda categoria, di competenza del Magistrato delle acque di Vicenza. La peculiarità di questo bacino idrografico è data dalla difformità fisico-idraulica delle aree che lo compongono, accumulate solamente dai due corsi d'acqua recettori. Il bacino in esame può essere suddiviso in due differenti zone: la parte alta situata a Nord del comprensorio, caratterizzata dai versanti pedemontani in destra Astico fra i Comuni di Chiuppano, Calvene e Zugliano e la parte meridionale in cui ricade il sottobacino della Roggia Caveggiara, unico corso d'acqua a scolo meccanico alternato. L'elevata variabilità geofisica del comprensorio determina inoltre la presenza di diverse situazioni idrauliche. Nella parte collinare sono preponderanti gli alvei a forte pendenza e con elevata suscettività erosiva; le aree precollinari ed alcune aree di pianura invece sono caratterizzate da situazioni che richiedono la presenza di scoli di tipo meccanico o alternato.

La porzione di territorio presa in considerazione per la discretizzazione agli elementi finiti è stata delineata sulla base di confini naturali (ad es. rilevati stradali, curve di livello, ecc.) riportati nelle carte tecniche regionali. Il campo di studio così ottenuto è rappresentato nella figura (3.8), rappresentante l'inquadramento territoriale e la perimetrazione del nostro dominio.

In generale l'orientamento del bacino segue l'andamento dell'asta principale, ovvero da Nord-Ovest verso Sud-Est. La superficie S del territorio considerato, misurabile come l'area della sua proiezione orizzontale e ricavabile dalle carte tecniche regionali, è di circa 41 km^2 ed è racchiusa da un perimetro P approssimativamente pari a $75,4 \text{ km}$.

⁸ Sottobacini: S. C. Chiuppano, Valle Megan Nord, Valle Murisa, Valle Vaccara, Valle ozzola, Valle Becco, Valle Degani, Valle Pra Lunghi, Valdaro-Vallona-Riale, Breganze, Montecchia, Tribolo, Ghebbo, Degorella, Caveggiara, Degora, Degoretta, Quintarello, Mezzo, Taro, Quaranta, Case Nuove, Cul de Sacco, S. Benedetto.

Il territorio oggetto di studio, dal punto di vista altimetrico, è costituito da parti più basse (a partire dai 39 m) nella porzione meridionale, le quali si innalzano progressivamente procedendo verso Nord, dove raggiungono facilmente i 400 m di quota. Come mostra la rappresentazione altimetrica del nostro bacino (fig. 3.9), si tratta di una zona altamente eterogenea sotto l'aspetto morfologico. Esso è infatti caratterizzato sia dalla presenza di aree subpianeggianti, sia di rilievi montuosi (propagini Nord-orientali dei Monti Lessini e Sud-occidentali dell'Altopiano di Asiago) che raggiungono le quote massime di quasi 500 m. Inoltre la continuità altimetrica della superficie pianegginate viene interrotta da rilievi collinari all'altezza di Montecchio Precalcino e Sandrigo, ove si raggiungono picchi di un centinaio di metri. L'esteso *range* di altezze, concentrato entro una porzione di territorio così ristretta, è ben espresso dalla scala delle quote riportata nella figura stessa.

Per quel che concerne le caratteristiche litologiche, granulometriche e tessiturali dei suoli che compongono l'area consortile, l'analisi dei dati forniti dall'ARPAV nella "*Carta dei Suoli*" (2006) e riportati nel "*Documento propedeutico ai Piani Generali di bonifica e tutela del territorio dei Consorzi di bonifica del Veneto*" rivela che il 67% dell'intero comprensorio è costituito da depositi alluvionali che presentano granulometrie degradanti verso Sud. Le ghiaie sono maggiormente concentrate lungo la valle del fiume Astico, mentre scendendo verso Sud la pianura è per buona parte interessata dalla presenza di sabbie, limi e argille. Il restante 33% del territorio è costituito da un substrato roccioso di origine sedimentaria e vulcanica. In particolare, concentrando l'analisi sul nostro dominio, ed adottando la classificazione USDA-SCS⁹, si trova che la tessitura dello strato superficiale varia da grossolana a moderatamente grossolana, mentre quella del substrato in generale si conserva media. A tali classi granulometriche corrisponde una permeabilità rispettivamente alta e bassa.

Sempre a partire dai dati reperiti dal "*Documento propedeutico ai Piani Generali di bonifica e tutela del territorio dei Consorzi di bonifica del Veneto*", nella "*Carta di uso del suolo*" si evince, in buona sostanza, che circa il 12% dell' territorio consortile è occupato da aree urbanizzate ed industriali, il 69% da aree agricole di cui il 6% costituito da vigneti ed il 2% da frutteti, mentre il restante 9% di territorio è costituito da prati e boschi più o meno evoluti.

⁹ United State Department of Agriculture-Soil Conservation Service.

Idrologicamente, il riferimento assunto in seguito, per la definizione delle condizioni al contorno (cap. 6), è dato dalla carta dei sottobacini (fig. 3.10) elaborata dall'Autorità di Bacino dei fiumi Isonzo, Tagliamento, Livenza, Piave, Brenta-Bacchiglione. In essa è rappresentata la classificazione dei sottobacini adottata e la rete di drenaggio, composta dai fiumi Bacchiglione, Astico e Tesina, insieme ai loro affluenti principali e canali contribuenti alla formazione della piena. L'importanza di questi ultimi è fondamentale per una corretta impostazione delle condizioni al contorno, quando si andranno ad assegnare gli idrogrammi in entrata, relativi a ciascun sottobacino.

All'interno del bacino si dirama una rete di drenaggio che conta ben 90 canali per un'estensione complessiva di 141 km. Considerando poi l'estensione relativamente ridotta del bacino si può dedurre in generale che esso è caratterizzato da un'elevata *densità di drenaggio*. Quest'ultimo, come sarà spiegato nel capitolo dedicato alla descrizione del modello matematico impiegato (cap. 4), costituisce un parametro significativo nei riguardi dei meccanismi di formazione e trasferimento dell'onda di piena. Come già menzionato, l'impiego di questi canali varia da idroelettrico ad irriguo e la loro presenza forte influenza pesantemente il regime idrologico del fiume complicandone l'analisi stessa. La scelta di quali canali rappresentare è stata dettata dalla "*Scheda delle principali derivazioni*"¹⁰, ove sono elencati quelle principali e relative caratteristiche, riportate schematicamente nella seguente tabella (tab. 3.2) e nella figura (fig. 3.11):

Dal punto di vista della bonifica idraulica, il comprensorio del Consorzio di Bonifica Alta Pianura Veneta è caratterizzato da numerose superfici esondabili, a volte anche di vasta entità, a causa essenzialmente dell'insufficienza delle opere di bonifica consortili o private, o a causa delle non idonee condizioni di deflusso dei corpi idrici ricettori. Tali aree sono quantificate nel 77% delle superfici agricole, nel 18% delle superfici residenziali e nel 5% delle superfici ad uso produttivo o commerciale. Nel "*Documento preliminare*" sono state censite, all'interno del bacino Astico-Tesina, 5 aree soggette ad allagamenti e/o delle quali si conoscono le possibili cause di allagamento nonostante questo non si sia ancora verificato. Nella tabella sottostante si riportano le aree censite, la frequenza di allagamento delle superfici, le varie destinazioni d'uso (aree agricole, residenziali e produttive o commerciali).

È interessante notare come il 74% circa delle superfici allagabili dell'intero bacino idrografico sia ad uso agricolo e caratterizzato da esondazio-

¹⁰ Allegato L della relazione tecnica "*Misure di portata del fiume Astico tra Meda e Bolzano Vicentino*", ARPAV, 2010.

Tabella 3.2: Principali derivazioni censite.

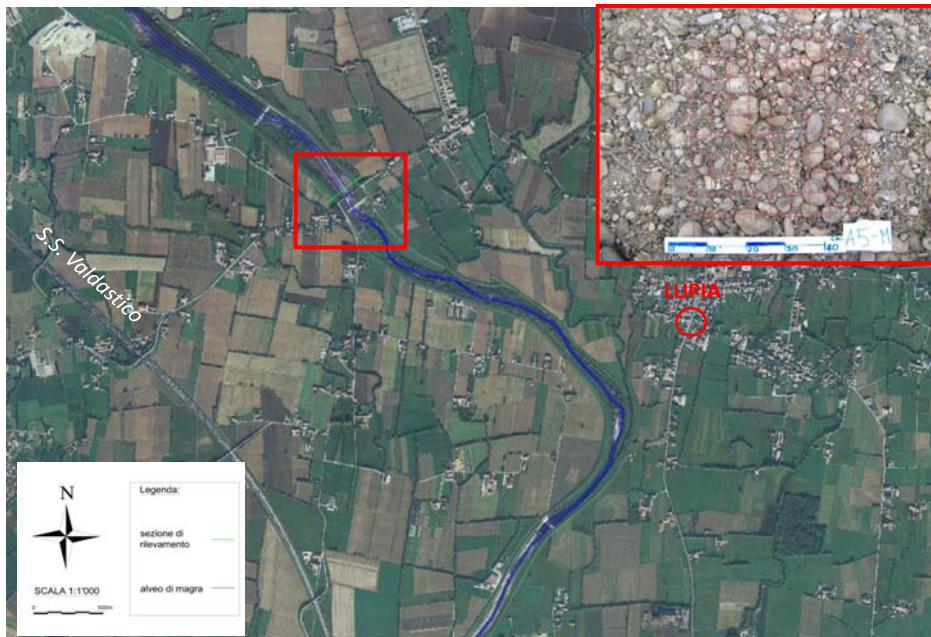
Nome e Concessionario	Portata [m ³ /s]	Opera di presa	Caratteristiche canale	Opera di restituzione
Cogollo Enel Green Power	4 ÷ 6	Sinistra idrografica, circa 1 km a monte della confluenza con il Posina	canale a pelo libero in cls con sezione rettangolare e lunghezza 4400 m	In sinistra idrografica subito a monte del bacino della diga di Leda
Impianto di Bessè Eusebio Energia Spa	5,9 ÷ 10	Diga di Leda	Primo tratto di canale a pelo libero a sezione rettangolare in cls e secondo tratto in galleggeria a sezione circolare. Lunghezza totale 3 km	150 m a valle della produzione, 1 km a monte del ponte dei Granatieri
Impianti di Razzola e di Calvene Idroelettrica Astico	6,445 ÷ 10,6, 125 ÷ 8,5	In sponda sx dell'Astico nei pressi di Caltrano, effettuato tramite soglia a paratoia fissa	In cls a sezione rettangolare (larghezza 4 m e profondità 2 m). Lunghezza del canale: 1 km da derivazione a centrale di Razzola	Poco a monte dell'abitato di Calvene lo scarico della centrale viene condotto in una botte a sifone che attraversa il greto dell'Astico e prosegue fino alla centrale di Maglio
Impianto Maglio e Serara Astico Energia	6,125 ÷ 8,5	Poco a monte dell'abitato di Calvene	Canale lungo 800 m (di cui 300 m in galleria) fino alla centrale di Maglio	400 m a monte del centro di Lugo in sinistra idrografica
Impianto Cartiere Burgo Cartiere Burgo Spa	0,2	500 m a monte del ponte tra Lugo e Zulgiano	Canale circa 7 m × 150 m (fino alla zona di pompaggio) usato come disabbiatore	150 m a monte del ponte tra Lugo e Zulgiano
Canale Mordini Consorzio di Bonifica Alta Pianura Veneta	3 ÷ 5,65	È posto in sponda destra dell'Astico in località Molini di Zulgiano. Sbarramento trasversale al torrente, da cui l'acqua viene immessa nella bocca di immissione al canale adduttore principale. La regolazione dell'ingresso avviene attraverso una paratoia gestita manualmente	Il Canale Mordino dà origine in sequenza alle Rogge primarie Capra, Verlata, Monza, Montecchia, in destra Astico, e la roggia Breganze sottende alla sinistra idrografica del torrente, nei Comuni di Fara Vicentino, Breganze, Sandrigo	Durante i periodi irrigui non avviene restituzione, mentre durante i periodi invernali-autunnali, la portata è restituita attraverso i troppi pieni del canale

Area	Uso del suolo	Superficie [ha]	Cause
S. Pietro Intrigogna a Sud della A4-Vicenza	Agricolo	150,85	Area depressa
Settecó	Agricolo	21,02	Area depressa
Bertesinella-Vicenza	Agricolo	37,02	Area depressa. Insufficienza o degrado del sistema scolante
Tribolo-Vicenza	Agricolo	175,20	Area depressa. Insufficienza o degrado del sistema scolante
Tribolo-Quinto Vicentino	Residenziale	20,64	Area ad elevata urbanizzazione. Insufficienza o degrado del sistema scolante

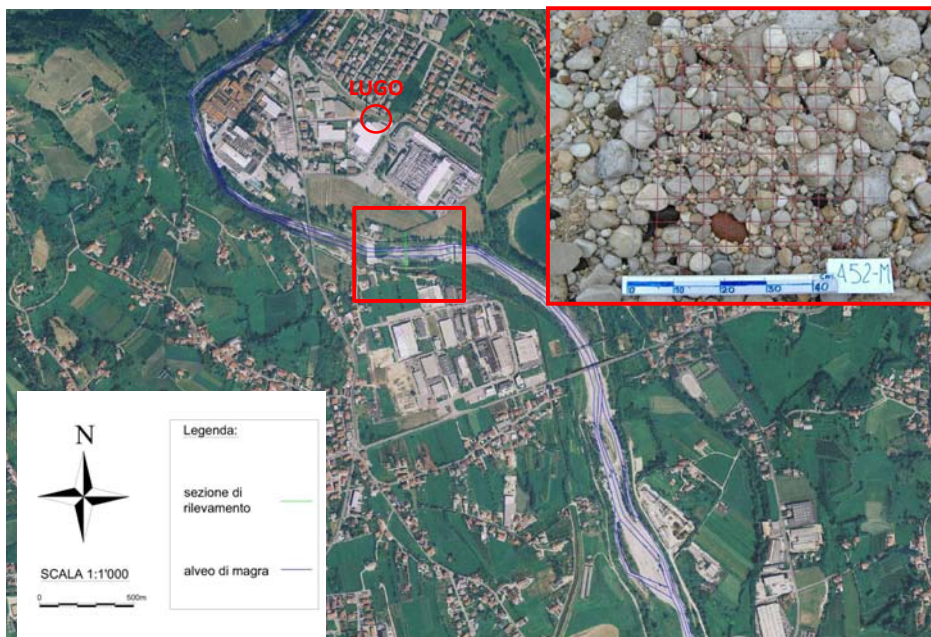
Tabella 3.3: Aree allagabili

ni che si presentano mediamente tra 1 e 5 anni. Nell'ultimo allagamento registrato si evidenziano tiranti che per il 51% delle aree sono compresi tra i 20 ed i 50 cm e che sono persistiti mediamente per 1-5 giorni. Invece il 27% circa degli ultimi allagamenti é stato caratterizzato da tiranti superiori ai 50 cm che sono persistiti anche per alcuni giorni. Le principali cause di allagamento sono imputabili ad insufficienze della rete privata e consortile ed a insufficienze dei manufatti idraulici.

Infine, per quanto riguarda le principali criticità presenti in particolare nel bacino Astico-Tesina, esse sono rappresentate dalla presenza di aree allagabili specialmente nella parte meridionale del bacino e soprattutto nei sottobacini Caveggiara e Quintarello per un'estensione di circa 400 ha, dei quali 20 ha a destinazione residenziale. Tale stato di fatto é imputabile principalmente alla natura depressa di questi territori unita all'insufficienza o degrado della rete scolante. Specialmente per quanto concerne l'area di 2090 ha afferente alla roggia Caveggiara, sono state attivate due idrovore (S. Pietro Intrigogna e Località Rigon), per una portata complessiva di circa 6 m³/s ed una terza idrovora (Monte Santo) con portata di 2,4 m³/s, in fase di realizzazione.



(a)



(b)

Figura 3.3: Rilievi granulometrici del fondo.

INQUADRAMENTO TERRITORIALE

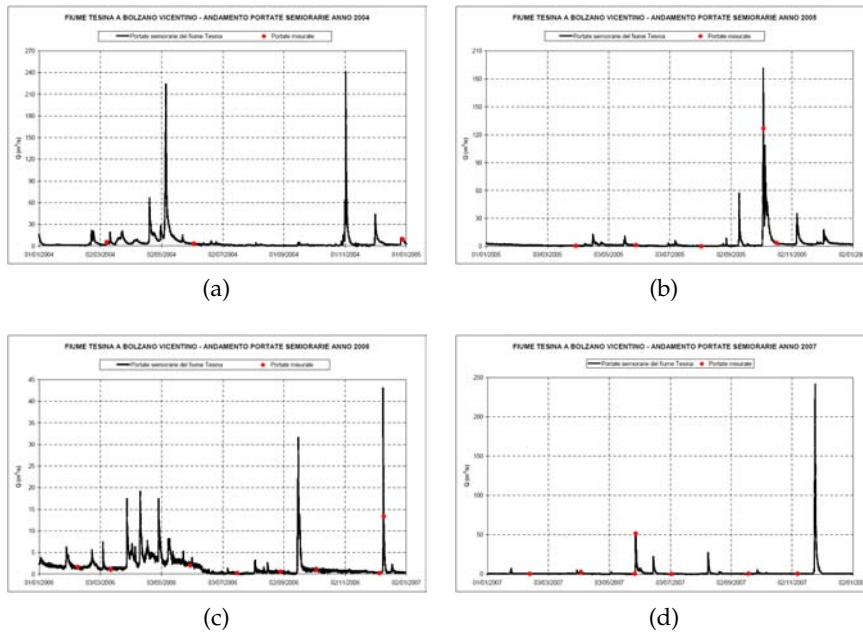


Figura 3.5: Curve cronologiche di portata 2004-2007 [Arpav 2009].

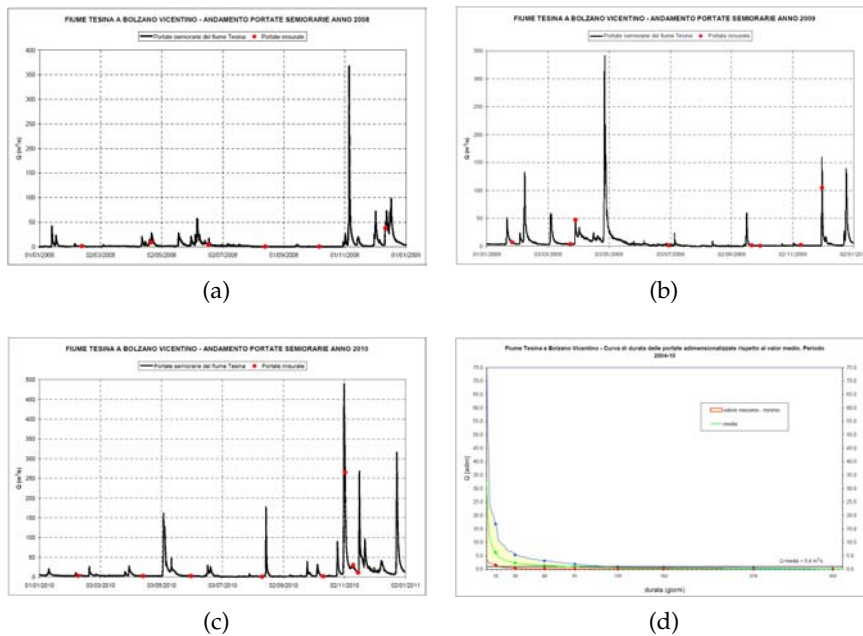
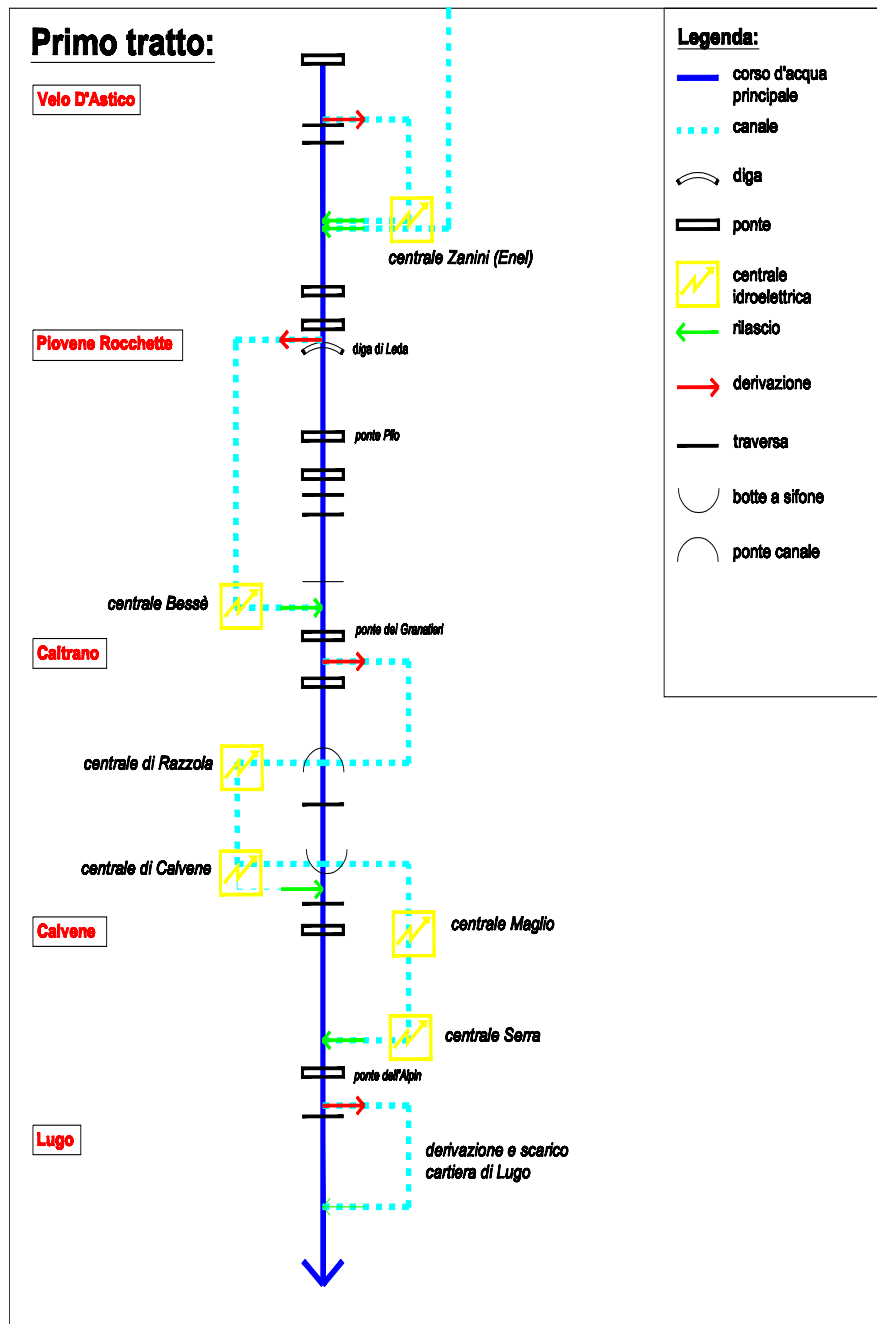
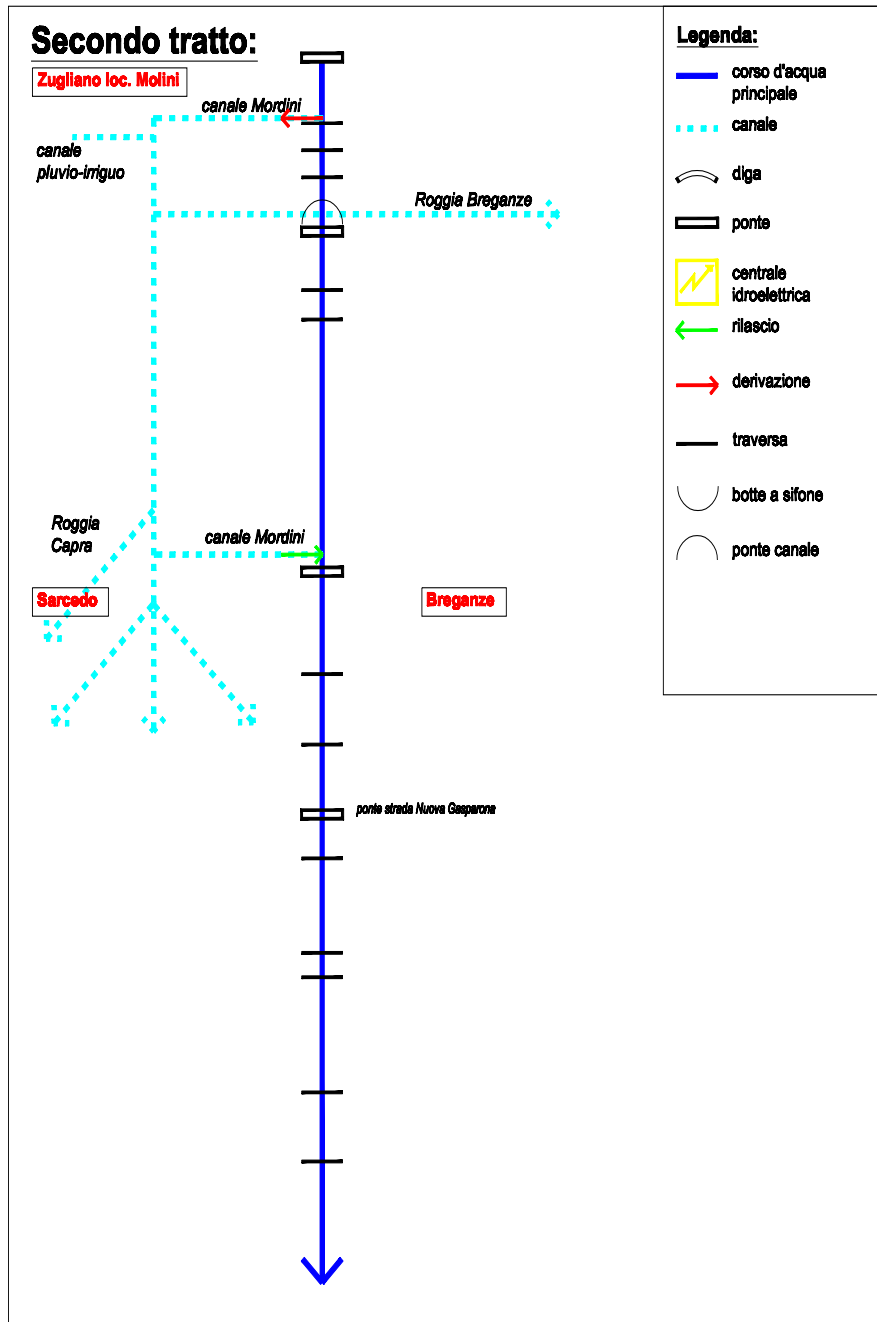


Figura 3.6: Curve cronologiche e di durata delle portate 2008-2010 [Arpav 2010b].





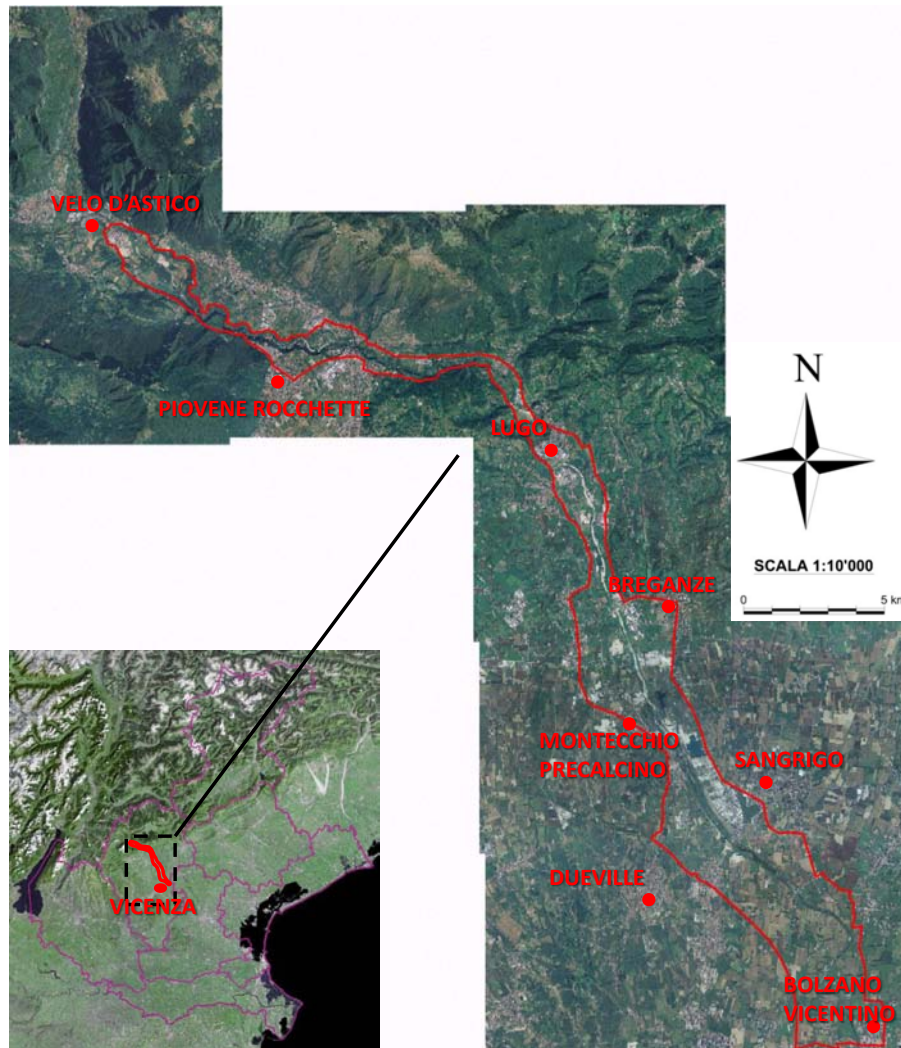


Figura 3.8: Inquadramento territoriale del bacino in esame.

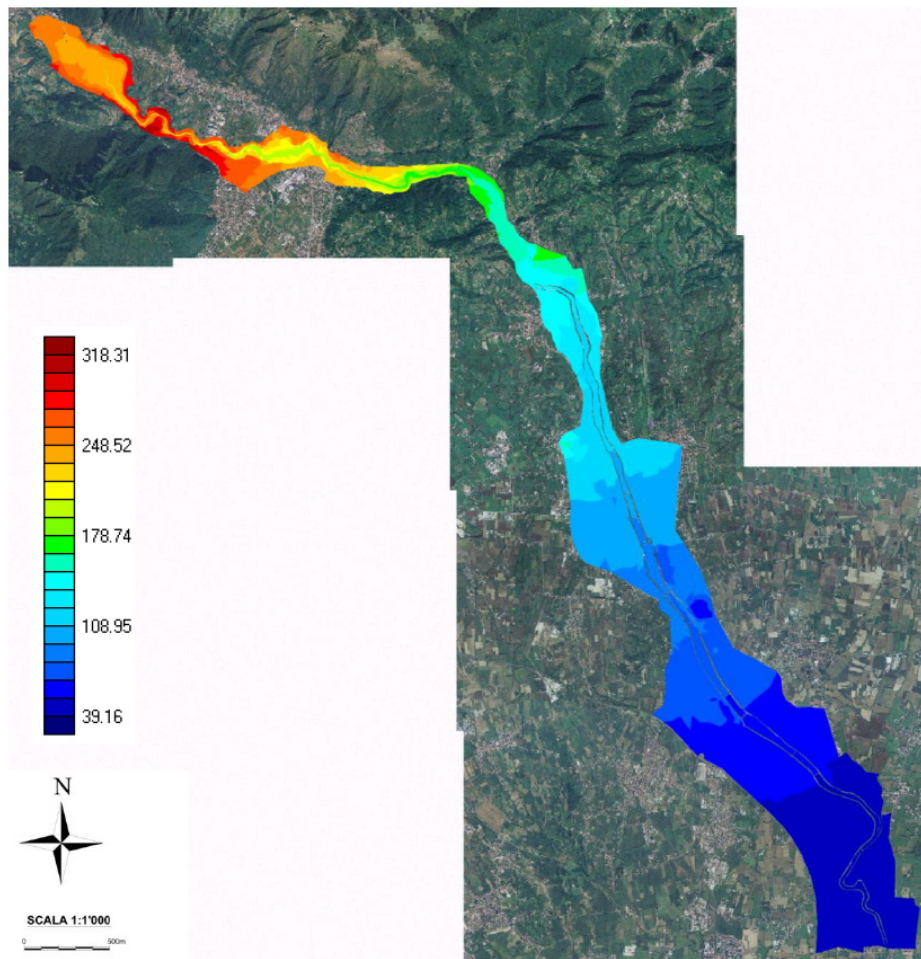


Figura 3.9: Rappresentazione a colori delle quote del bacino.

INQUADRAMENTO TERRITORIALE

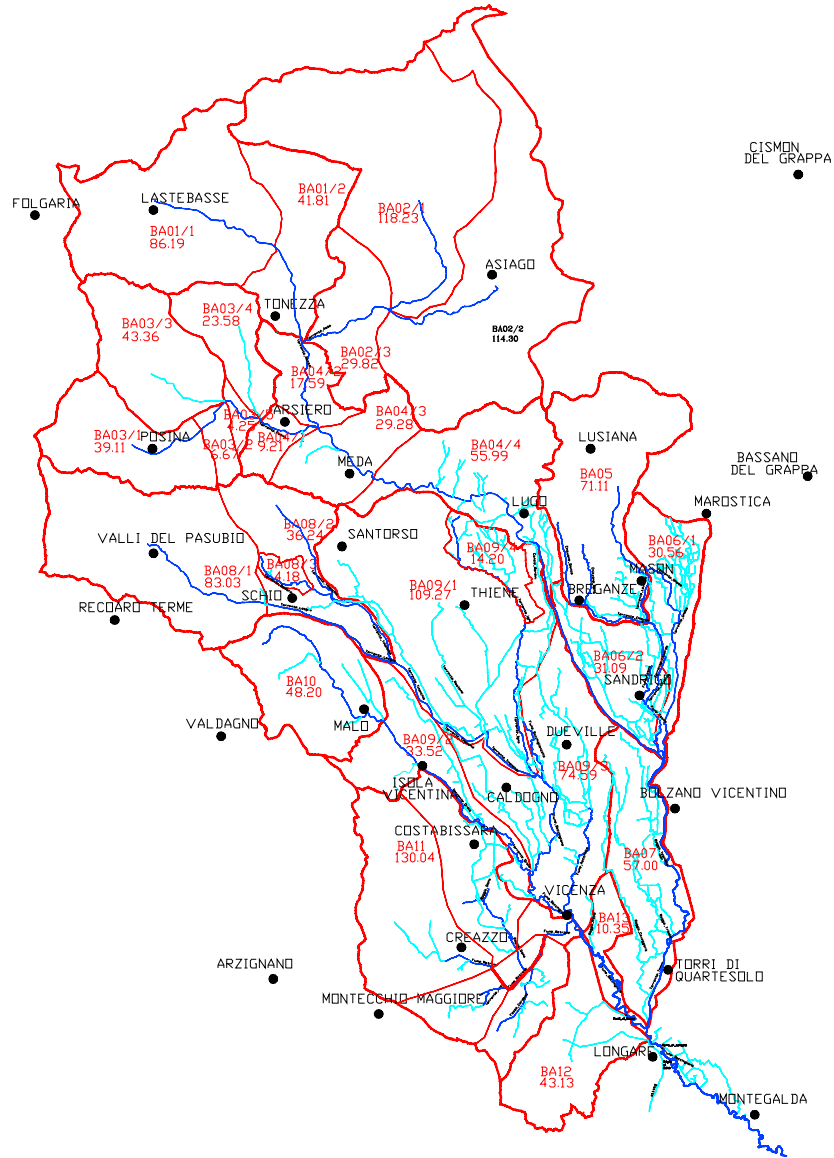


Figura 3.10: Classificazione dei sottobacini.

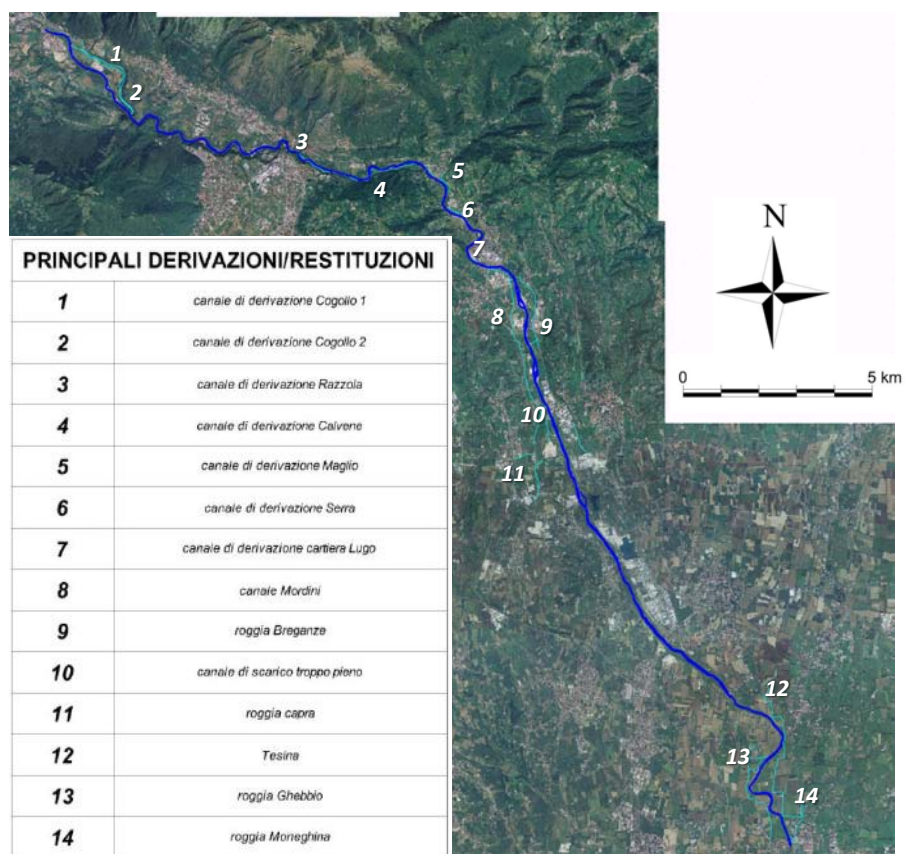


Figura 3.11: Rete di canali censiti nella nostra zona.

DESCRIZIONE DEL MODELLO MATEMATICO

La propagazione di un'onda di piena in un alveo come quello del torrente Astico, caratterizzato nel tratto medio-alto da un percorso meandriforme, caratterizzato da ampie golene e argini posti in forte ritiro rispetto all'alveo principale, può essere affrontata con sufficiente attendibilità utilizzando schemi di calcolo di tipo bidimensionale a fondo fisso. Su tali schemi ci si può basare anche per descrivere la propagazione sul territorio adiacente di eventuali onde di sommersione generate da sormonti o cedimenti arginali, purché le equazioni del moto siano opportunamente adattate e la modellazione delle aree destinate ad essere sommerse sia condotta tenendo conto degli effetti non trascurabili che le diverse strutture presenti sul terreno esercitano sulla propagazione dei fronti di allagamento.

Ciò premesso, nell'allestimento del modello propagatorio dell'Astico si è proceduto alla messa a punto di uno schema uni-bidimensionale a fondo fisso con il quale è possibile simulare il comportamento idraulico dell'intero territorio modellato, considerando le diverse strutture presenti (argini, rilevati stradali, opere di regolazione, idrovore, ecc.) e anche il reticolo idrografico minore.

Caratteristiche e basi teoriche dei modelli predisposti sono sinteticamente illustrate nei successivi paragrafi della presente relazione.

4.1 LE EQUAZIONI BIDIMENSIONALI DEL MOTO

Il modello matematico, ampiamente descritto in numerosi contributi scientifici [D'Alpaos e Defina 1993, D'Alpaos, Defina e Matticchio 1994, Defina 2000] e che ha trovato in questi anni altrettanto numerose applicazioni¹, si basa sull'integrazione delle equazioni di *De Saint Venant*, che, come noto, governano il moto bidimensionale di una corrente a superficie libera su bassi fondali, formulate in modo da poter essere applicate anche ad aree parzialmente asciutte o che possono essere allagate o prosciugate durante l'evoluzione del del fenomeno indagato.

¹ Simulazione di propagazione delle onde di piena lungo il sistema fluviale del Meduna e del Livenza. *Ipros Ingegneria Ambientale S.r.l.*; Progettazione preliminare e definitiva dei lavori di costruzione e potenziamento delle difese spondali con miglioramento del deflusso e regimazione dell'alveo del F. Piave nei Comuni di Longarone e Soverzene. *Ipros Ingegneria Ambientale S.r.l.*, 2006; ecc.

Inoltre lo schema numerico adottato prevederebbe due differenti solutori delle equazioni differenziali. Uno agli elementi finiti, caratterizzato da una maggior accuratezza nella descrizione dei fenomeni propagatori in condizioni di corrente lenta o di corrente localmente rapida comunque caratterizzata da valori del numero di *Froude* di poco superiori all'unità. Un altro ai volumi finiti piú adatto alla descrizione di correnti caratterizzate da elevati numeri di *Froude* o di fenomeni rapidamente variabili nel tempo. Nel nostro caso, tenendo conto delle caratteristiche del campo di moto e delle situazioni che devono essere esaminate, la scelta piú opportuna ha decretato l'utilizzo del primo solutore.

Pertanto le equazioni dinamiche di *De Saint Venant*, nelle ipotesi di distribuzione idrostatica delle pressioni, di velocità uniformemente distribuite lungo la verticale e di fondo inerodibile, sono risolte adottando uno schema numerico agli elementi finiti su di una griglia a maglie triangolari², che viene utilizzata per schematizzare l'area oggetto dello studio.

Come già accennato, il modello risolve le equazioni del moto mediate sulla verticale nelle direzioni orizzontali x e y e l'equazione di continuità, esprimibili rispettivamente come:

$$\begin{aligned}
 & \frac{\partial q_x}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{q_x^2}{Y} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{q_x q_y}{Y} \right) - \left(\frac{\partial R_{xx}}{\partial x} + \frac{\partial R_{xy}}{\partial y} \right) + \frac{\tau_{bx}}{\rho} - \frac{\tau_{wx}}{\rho} + gY \frac{\partial h}{\partial x} = 0 \\
 (4) \quad & \frac{\partial q_y}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{q_x q_y}{Y} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{q_y^2}{Y} \right) - \left(\frac{\partial R_{xy}}{\partial x} + \frac{\partial R_{yy}}{\partial y} \right) + \frac{\tau_{by}}{\rho} - \frac{\tau_{wy}}{\rho} + gY \frac{\partial h}{\partial y} = 0 \\
 & \frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial q_x}{\partial x} + \frac{\partial q_y}{\partial y} = 0
 \end{aligned}$$

nelle quali h indica la quota della superficie libera, x e y sono le ascisse spaziali orizzontali correnti, g é l'accelerazione di gravità, ρ é la densità del fluido, t é il tempo, \bar{q} é la velocità integrata sulla verticale con componenti q_x e q_y secondo le due direzioni orizzontali, R_{ij} sono gli sforzi turbolenti (o di Reynolds) nel piano orizzontale in cui i e j indicano le

² L'utilizzo della tecnica agli elementi finiti é stata ampiamente validata in numerosi studi riportati in letteratura scientifica (v. ad es., *Bates e Anderson, 1993; Brath et al., 2001; Horrit et al., 2007*). Tale tecnica presenta il vantaggio di fondarsi su un reticolo di calcolo non strutturato; ne consegue che esso puó essere opportunamente raffinato al fine di rappresentare accuratamente l'andamento curvilineo dell'alveo inciso e di descrivere gli elementi che determinano importanti variazioni di quota localizzate. Inoltre, dato che i modelli puramente 2D si fondano su griglie di calcolo che coprono l'intero sistema fluvio-golenale, assume notevole importanza l'abilità del modellista per la scelta delle dimensioni ottimali della griglia di calcolo in funzione della qualità del risultato desiderato, della stabilità del modello e dell'ottimizzazione dei tempi di calcolo.

direzioni x o y , $\tau_b = (\tau_{bx}, \tau_{by})$ é lo sforzo tangenziale al fondo espresso dall'equazione (5) e $\tau_w = (\tau_{wx}, \tau_{wy})$ é lo sforzo prodotto dall'azione del vento sulla superficie libera espresso dall'equazione (6).

$$(5) \quad \frac{\tau_b}{\rho} = gY \left(\frac{|\mathbf{q}|}{k_S^2 H^{10/3}} \right) \mathbf{q}$$

$$(6) \quad \tau_w = \rho_a c_d U_{wind}^2$$

Nelle equazioni (5) e (6) sono indicati con k_S il coefficiente di scabrezza secondo *Strickler*, con U_{wind} la velocità del vento e con c_d il coefficiente di resistenza, espresso nel modello mediante la relazione semiempirica:

$$(7) \quad c_d = c_{d0} (1 - e^{-\epsilon_w U_{wind}})$$

in cui c_{d0} e ϵ_w sono costanti scelte opportunamente.

I termini η , Y e H che compaiono nelle equazioni (4)-(5), indicano, rispettivamente, nel tempo generico e per ciascun elemento, la frazione locale di dominio allagato, il volume d'acqua per unità di superficie e una profondità d'acqua equivalente, introdotta per descrivere l'effetto dei termini dissipativi quando il tirante si riduce e diventa confrontabile con le dimensioni delle irregolarità del terreno.

4.2 TRANSIZIONE ASCIUTTO-BAGNATO: LA MEDIA DI FASE

Pensando alla propagazione di una lama d'acqua sottile su di un terreno naturale, l'esperienza mette in evidenza l'importanza delle irregolarità della superficie, che comportano l'esistenza di un transitorio nel quale, all'interno dell'area in esame, coesistono porzioni di suolo asciutte e altre già sommerse.

Il contributo piú innovativo fornito dal Dipartimento IMAGE nella risoluzione delle equazioni descritte al Paragrafo 4.1 consiste nell'introduzione di due parametri, η e H , mediante i quali vengono modificate rispettivamente le equazioni di continuità e del moto. Entrambi i parametri sono dipendenti da una grandezza caratteristica a_r , avente dimensioni di una lunghezza, che é direttamente legata all'altezza e alla distribuzione delle irregolarità presenti sulla superficie dei singoli elementi con cui é schematizzato il campo di moto.

Al riguardo si osserva che abitualmente la superficie del dominio di calcolo é topograficamente caratterizzata attraverso la quota media degli elementi che lo compongono, trascurando, quindi, il ruolo delle irregolarit  del terreno come conseguenza di questa operazione di media. Tale semplificazione é accettabile per tiranti d'acqua elevati rispetto alle irregolarit  della superficie, ma é certamente non veritiera per tiranti d'acqua modesti, a causa essenzialmente di una non corretta valutazione delle resistenze al moto e del volume d'acqua contenuto nell'elemento al generico istante di calcolo t .

Se si mantenesse la rappresentazione di superficie piana per ogni singolo elemento del reticolo di calcolo si avrebbe un' istantanea transizione asciutto-bagnato, che comporta tutta una serie di problemi numerici, ben noti in letteratura, che affliggono i classici schemi bidimensionali a griglia fissa.

Per rimuovere questi limiti, nello schema proposto si é ipotizzato che esista un intervallo di profondit  all'interno del quale, durante l'evolversi della piena, si verificano condizioni variabili, comprese tra le due situazioni limite di elementi completamente asciutti e/o completamente bagnati.

L'idea che sta alla base dell'approccio proposto consente di tradurre concettualmente il transitorio asciutto-bagnato, facendo in modo che la capacit  di invaso del singolo elemento (vale a dire la possibile estensione della superficie libera al variare della quota sul singolo elemento in rapporto alla superficie totale dell'elemento stesso) vari con continuit  da un valore pressoch  nullo, quando la quota idrometrica dell'elemento é inferiore alla quota minima delle irregolarit  del terreno, al valore che compete all'intera estensione dell'elemento, quando la quota idrometrica é maggiore o uguale alla quota massima del terreno. Come indice dell'ampiezza delle irregolarit  si introduce un parametro denominato α_r , pari alla differenza tra la quota della pi  alta asperit  e la quota media \bar{h}_f , assunta come quota dell'elemento stesso (fig. 4.1).

Dal punto di vista matematico, per applicare un' operazione di media alle equazioni del moto si pu  utilizzare la funzione di fase:

$$(8) \quad \varphi(\mathbf{x}) = \begin{cases} 1 & z > h_f \\ 0 & z \leq h_f \end{cases}$$

dove h_f é l'elevazione locale del fondo e $\mathbf{x} = (x, y, z)$ é il vettore delle coordinate spaziali.

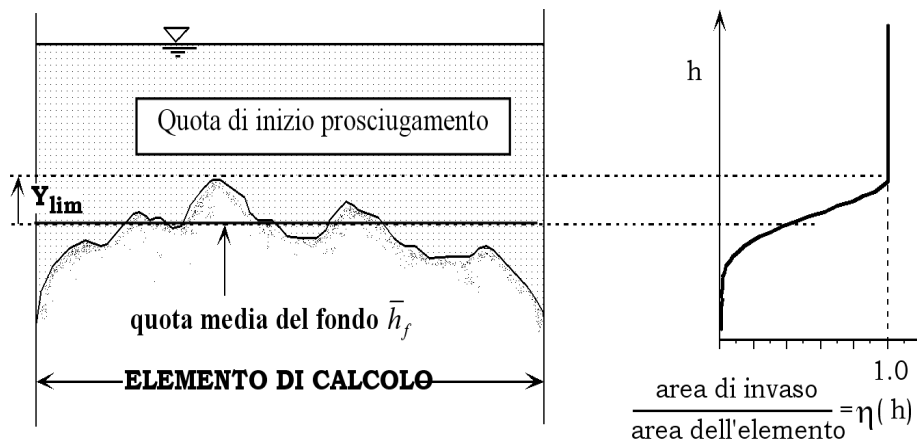


Figura 4.1: Percentuale di area bagnata η in funzione della quota della superficie libera.

Denotando con $\langle \rangle$ il processo di media di fase, ad una generica variabile del campo di moto $f(\mathbf{x}, t)$ corrisponde una $F(\mathbf{x}, t) = \langle \varphi(\mathbf{x})f(\mathbf{x}, t) \rangle$ mediata in fase con il seguente significato:

$$(9) \quad F(\mathbf{x}, t) = \frac{1}{A} \int_A \varphi(\mathbf{x})f(\mathbf{x}, t) dA$$

essendo A l'area dell'elemento di calcolo.

A questo punto, si definiscono le funzioni $\vartheta(\mathbf{x})$ e η :

$$(10) \quad \vartheta(\mathbf{x}) = \langle \varphi(\mathbf{x}) \rangle$$

$$(11) \quad \eta = \vartheta(\mathbf{x}, y, h)$$

che rappresentano, rispettivamente, la frazione di area A che giace sopra la superficie del terreno e la frazione bagnata di A , indicando con h la quota della superficie libera. Data la difficoltà che si incontra nella pratica nell'attribuire un valore al parametro α_r si è cercata, per esso, un'interpretazione diversa: la funzione $\vartheta(\mathbf{x})$ può essere considerata come la probabilità P che l'elevazione locale del fondo h_f all'interno di A non ecceda la generica elevazione z :

$$(12) \quad \vartheta(\mathbf{x}) = P(h_f \leq z)$$

In questo modo $\partial\vartheta(x)/\partial z$ é la funzione densità di probabilità dell'elevazione del fondo all'interno dell'area A e una possibile misura delle irregolarità del terreno é data dalla deviazione standard dell'elevazione del fondo in A :

$$(13) \quad a_r = 2\sigma_b$$

Assumendo che in prima approssimazione l'andamento delle asperità del terreno sia esprimibile con una gaussiana, in queste ipotesi é possibile ricavare un plausibile valore per il parametro a_r in assenza di stime specifiche.

È interessante notare che il significato della lunghezza caratteristica a_r può essere fortemente concettualizzato al punto da descrivere anche gli effetti di irregolarità molto profonde del terreno, tali da formare una vera e propria rete di canali minori, che contribuiscono in modo rilevante al convogliamento delle acque e ad incrementare la celerità di avanzamento di eventuali fronti di sommersione.

Studi specifici svolti al riguardo hanno dimostrato come, in alcuni casi, raddoppiare il valore di a_r porti anche a quintuplicare la celerità media di avanzamento del fronte e come, al contrario, tale celerità risulti fortemente ridotta nel caso di elementi caratterizzati da modeste asperità ($a_r = 0.01$ m), sui quali con rapidità si passa dalla condizione di superficie asciutta a quella di superficie bagnata.

Sulla base di queste sintetiche considerazioni é immediato comprendere come l'ipotesi di terreno sostanzialmente piatto, adottata dalla quasi totalità dei modelli bidimensionali proposti in letteratura, dia risultati inattendibili riguardo alla velocità di avanzamento dei fronti di allagamento, non appena le irregolarità del terreno assumano un ruolo di una certa importanza sul fenomeno. Di conseguenza, risultano non realistiche le stime fornite da questi schemi relativamente ai tempi caratteristici di avanzamento dell'onda di sommersione in un terreno inizialmente asciutto, soprattutto nelle prime fasi dell'allagamento.

Alla luce di quanto esposto, i termini η , Y e H che compaiono nelle equazioni (4)-(5) sono esprimibili come:

$$(14) \quad \eta = \frac{1}{2} \left[1 - \operatorname{erf} \left(\frac{2D}{a_r} \right) \right]$$

$$(15) \quad Y = \int_{-\infty}^h \eta dz = a_r \left(\eta \frac{D}{a_r} + \frac{1}{4\sqrt{\pi}} e^{-4(D/a_r)^2} \right)$$

$$(16) \quad H \cong Y + 0.27\sqrt{Y\alpha_r}e^{-2Y/\alpha_r}$$

nelle quali $\text{erf}()$ é la funzione errore e $D = h - z_f$ é una profonditá media data dalla differenza tra la quota della superficie libera e quella del fondo.

4.3 GLI ELEMENTI MONODIMENSIONALI

La rete idrografica minore, oltre ad esercitare un ben definito ruolo nel drenaggio del territorio posto in adiacenza alla rete idrografica principale, rappresenta, nel caso di esondazione, una vera e propria via preferenziale per la propagazione dei fronti di allagamento, verso la quale le acque esondate tendono a confluire, accelerando sensibilmente la velocitá di avanzamento dei fronti stessi.

La schematizzazione con elementi bidimensionali della rete idrografica minore presenterebbe non poche difficoltá, poiché da una parte essa porterebbe all'utilizzo di elementi di dimensioni cosí piccole da rendere assai onerosa la fase di costruzione del reticolo, dall'altra potrebbe generare l'insorgere di problemi di stabilitá ed accuratezza della soluzione numerica, a meno di non adottare passi di integrazione temporale particolarmente ridotti. Per questa ragione il modello consente l'impiego accoppiato di elementi bidimensionali ed unidimensionali, utilizzando questi ultimi per descrivere il funzionamento dei canali della rete minore che drena porzioni di territorio soggette a prosciugamento o per simulare piccole incisioni profonde in un dominio sostanzialmente bidimensionale come la rete minore di canali di una laguna a marea.

In particolare, nello schema adottato, gli elementi unidimensionali funzionano come canali "in pressione" a sezione costante, fino a quando le zone laterali che li fiancheggiano sono ricoperte dalle acque, e come canali a pelo libero quando il livello scende al di sotto della quota delle zone laterali.

In queste ipotesi una schematizzazione verosimile del campo di moto é quella illustrata nello schema A) di figura (4.2), ove per semplicitá, si é supposta per il canale una sezione rettangolare. Una schematizzazione alternativa a questa e di piú semplice implementazione é quella illustrata nello schema B) della stessa figura (4.2), nella quale il canale é egualmente considerato, conglobandone però la parte superiore negli adiacenti elementi bidimensionali, che sono estesi fino al suo asse, ed introducendo, per tenere conto della parte inferiore, un elemento unidimensionale destinato a funzionare come un "canale in pressione" a sezione liquida costante nel caso in cui le superfici laterali siano inondate.

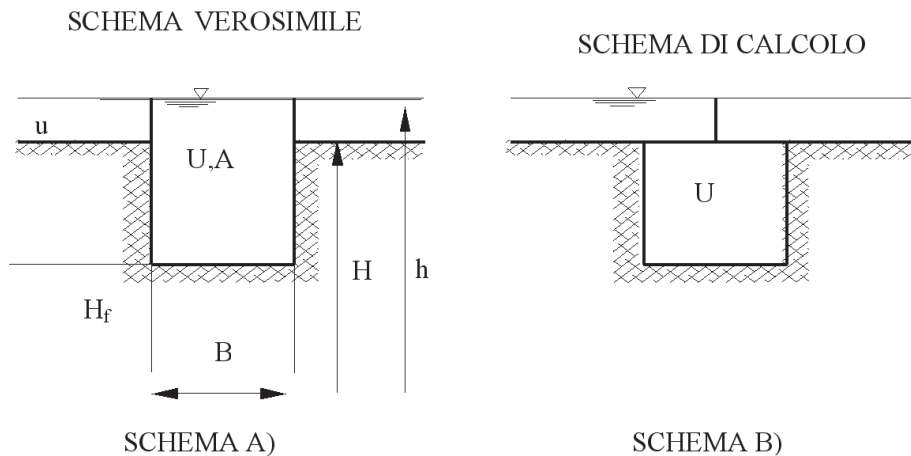


Figura 4.2: Schema di calcolo dell'elemento monodimensionale "canale".

Nello schema proposto, se gli elementi bidimensionali seguono parzialmente o completamente il contorno della rete di canali che li solcano, questi ultimi, descritti con elementi di tipo monodimensionale, possono essere introdotti o eliminati senza apportare modifiche alla struttura del reticolo di calcolo bidimensionale.

Le equazioni del modello, in questo caso, si semplificano ulteriormente: si assume innanzitutto che l'inerzia convettiva sia trascurabile (scompaiono nelle equazioni di partenza i termini di accelerazione convettiva) e si considerano solo sezioni trasversali compatte per le quali sia possibile assumere velocità praticamente uniforme sulla sezione. Sotto queste ipotesi l'equazione del moto e l'equazione di continuità diventano:

$$(17) \quad \frac{\partial h}{\partial s} + \frac{1}{gA} \frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{Q|Q|}{k_S^2 R_H^{4/3} A^2} = 0$$

$$(18) \quad \eta(h) \frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial s} = 0$$

dove s è l'ascissa curvilinea che descrive planimetricamente l'andamento dell'asse del canale, A è l'area della sezione trasversale, Q è la portata che transita attraverso la sezione del canale, R_H è il raggio idraulico.

Il modello si fonda sulla coesistenza di elementi bidimensionali ed unidimensionali che, in alcune zone, possono entrare in sovrapposizione; per tale motivo, nello scrivere il bilancio di massa per ciascun nodo

é necessario considerare che parte della portata che fluisce lungo gli elementi unidimensionali é già stata considerata nel calcolo degli elementi bidimensionali (fig. ??).

In particolare la frazione di portata ΔQ coinvolta puó essere espressa dalla seguente relazione:

$$(19) \quad \Delta Q = B [Y_L (v_L \cdot s) + Y_R (v_R \cdot s)] / 2$$

nella quale B é la larghezza del canale in superficie, v é il vettore velocità relativo agli elementi bidimensionali adiacenti, Y é il volume d'acqua per unità di superficie, s é il versore che individua la direzione dell'asse del canale e i pedici L ed R individuano, rispettivamente, gli elementi bidimensionali a sinistra e a destra del canale.

La portata che deve essere considerata nel bilancio di massa nodale é pertanto la frazione $Q_a = Q - \Delta Q$ e l'equazione di continuità assume la seguente espressione:

$$(20) \quad \left(1 - \frac{\eta_L + \eta_R}{2}\right) B \frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial Q_a}{\partial s} = 0$$

in cui η rappresenta la frazione bagnata del generico elemento bidimensionale adiacente.

Si noti come se $\eta_L = \eta_R = 0$ (cioé gli elementi bidimensionali adiacenti sono asciutti o assenti) la portata Q_a é proprio uguale a Q e l'equazione di continuità assume la sua forma consueta.

Se invece η_L e η_R sono prossimi ad uno, viene di fatto inibito l'effetto di invaso, che resta confinato alla parte bidimensionale sovrastante. In questo caso dovrebbe comparire nell'equazione di continuità un termine addizionale che descrive il flusso che dal canale entra (o esce) nella parte bidimensionale sovrastante. Analogamente lo stesso flusso dovrebbe essere sottratto agli elementi bidimensionali adiacenti. Con riferimento alla soluzione numerica, che prevede di fatto bilanci di massa nodali, questi contributi, uguali ed opposti, si elidono. Per questo motivo non vengono qui esplicitamente considerati.

4.3.1 *Gli elementi monodimensionali "speciali"*

Per il territorio adiacente alla rete idrografica principale non meno importante dei canali minori é il ruolo che assumono, nella propagazione, i rilevati (stradali, ferroviari o di altra natura), gli argini e le strutture di regolazione di diverso tipo presenti sul territorio stesso. Nella fase iniziale dell'allagamento gli argini e i rilevati fungono, infatti, da barriere

di contenimento, ritardando l'espansione delle acque sul terreno circostante. Una volta sormontati, essi funzionano, invece, come delle vere e proprie soglie e, non infrequentemente, possono cedere, creando delle breccie attraverso le quali le acque possono piú facilmente e in quantità rilevante lasciare gli alvei principali per alimentare ulteriormente l'onda di sommersione.

Per simulare con buona approssimazione la presenza di elementi morfologici particolari (quali argini, rilevati stradali o manufatti che possono modificare apprezzabilmente l'evoluzione del fenomeno) il modello uni-bidimensionale descritto nei paragrafi precedenti prevede l'inserimento di una serie di elementi unidimensionali speciali, detti "*tronchi speciali*", che consentono di descrivere correttamente i fenomeni locali e anche le conseguenze di una manovra di regolazione o di un eventuale cedimento del sistema delle numerose opere di difesa presenti.

Mediante l'inserimento di tali elementi é cosí possibile simulare, in particolare, il funzionamento delle arginature, che non potrebbero diversamente essere descritte correttamente utilizzando soli elementi bidimensionali, a meno di non appesantire considerevolmente gli oneri di calcolo. I rilevati arginali sono perciò schematizzati come soglie sfioranti, per le quali é sufficiente assegnare le caratteristiche geometriche e il valore del coefficiente di portata, perché il modello determini, al variare delle quote idrometriche, l'andamento della portata che eventualmente tracima la soglia, considerando condizioni sia di efflusso libero sia di efflusso rigurgitato. Utilizzando queste strutture é egualmente possibile simulare gli effetti di un eventuale cedimento, che apra sul corpo arginale o sul rilevato stradale una breccia, che si va progressivamente ampliando per l'azione erosiva della corrente effluente.

Altri tronchi speciali inseriti nello schema di calcolo consentono di simulare il funzionamento di soglie o salti di fondo, di brevi tratti di canale in pressione, come sottopassi o botti a sifone; altri elementi ancora permettono di simulare il funzionamento di paratoie, che possono operare automaticamente comandate dai livelli o dalla direzione del flusso (porte vinciane). Sempre mediante questi elementi speciali é possibile, infine, simulare il funzionamento degli impianti idrovori presenti all'interno del dominio di calcolo. Ciò consente di semplificare notevolmente la fase di assegnazione delle condizioni al contorno del problema, poiché tali dispositivi, che sono trattati dal modello come condizioni al contorno interne, si attivano automaticamente nel corso della simulazione, quando i livelli idrometrici locali superano le quote di attacco previste per le pompe e si disattivano, quando gli stessi livelli scendono al di sotto delle quote di stacco.

Lo schema implementato permette, infine, di tener conto, volendo, delle portate dovute agli apporti meteorici diretti al suolo, introducendo il relativo idrogramma di piena in corrispondenza ai nodi del reticolo di calcolo deputati a tal fine.

I valori dei parametri che caratterizzano tutti i dispositivi considerati devono essere inseriti nel *file* dei dati associato a ciascuna simulazione. Gli stessi parametri possono, peraltro, essere fatti variare durante la sessione di calcolo, in modo tale da rendere possibile la simulazione interattiva di situazioni particolari che possono verificarsi nel corso dell'evento simulato, quali i già ricordati eventuali cedimenti di corpi arginali, l'interruzione del funzionamento di impianti idrovori o altro.

Tronchi speciali soglia

I *tronchi speciali soglia* consentono di schematizzare mediante degli elementi monodimensionali il funzionamento di un *argine e/o traversa*.

In particolare, ogni tronco speciale connette tra loro due nodi del reticolo bidimensionale (fig. 4.3) e la portata che sfiora al di sopra del tronco è determinata dalle quote idrometriche dei nodi situati a monte e a valle del tronco stesso. Questi elementi speciali possono, pertanto, congiungere o disgiungere le due parti del dominio, a seconda che al di sopra della soglia si instaurino condizioni di flusso nullo, libero o rigurgitato (fig. 4.4).

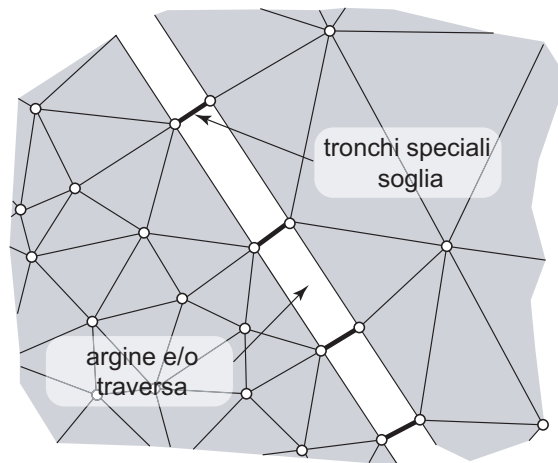


Figura 4.3: Schema di inserimento dei tronchi speciali soglia.

Il tronco speciale soglia è caratterizzato alle sue estremità da due nodi, n_1 e n_2 . Nell'ipotesi in cui l'efflusso avvenga dal nodo n_1 verso il nodo

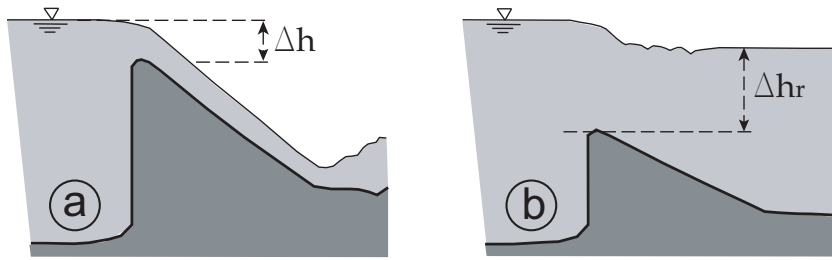


Figura 4.4: Efflusso al di sopra di una soglia: (a) libero e (b) rigurgitato.

n_2 , per continuità la portata uscente dal nodo n_1 deve essere uguale alla portata entrante nel nodo n_2 ($Q_1 = -Q_2$).

Supponendo di trascurare i carichi cinetici, l'energia specifica a monte e a valle della soglia può essere determinata considerando solamente il carico gravitazionale h . In questo caso la portata che sfiora al di sopra della soglia dipende solamente dal coefficiente di portata C_q della soglia stessa e dalla larghezza B dello sfioro.

L'efflusso al di sopra della soglia può essere libero oppure rigurgitato (fig. 4.4). Affinché l'efflusso sia libero il livello liquido a valle deve essere inferiore alla quota di sfioro del tronco speciale incrementata di $2/3$ del valore del carico idraulico istantaneo. Nel caso contrario l'efflusso risulta rigurgitato.

Nel caso di efflusso libero (fig. 4.4a), la portata specifica sfiorata è espressa dalla relazione:

$$(21) \quad q_L = C_{qL} B \sqrt{2g} \Delta h^{3/2}$$

mentre nel caso di efflusso rigurgitato (fig. 4.4b) la portata specifica si può esprimere come:

$$(22) \quad q_R = C_{qR} B \sqrt{2g} \Delta h \left[\max(\Delta h_R, 0) + \frac{2}{3} \Delta h \right]$$

nelle quali q_L e q_R rappresentano la portata per unità di larghezza e C_{qL} e C_{qR} sono i coefficienti di portata della soglia nel caso, rispettivamente, di efflusso libero e rigurgitato.

Agli elementi speciali soglia, infine, può essere associato un valore della quota di sfioro h_{tr} costante nel tempo oppure variabile. In questo modo il modello consente di simulare la formazione di eventuali brecce in corrispondenza degli argini, una volta associata al tronco speciale una tabella che descrive l'andamento di h_{tr} nel tempo.

Tronchi speciali idrovora

Un impianto idrovoro altro non é che una stazione di sollevamento il cui scopo é quello di captare e convogliare le acque da bacini piú depressi, ovvero posti ad una quota media inferiore a quella idrometrica del corpo idrico ricettore, per poi immetterle meccanicamente in quest'ultimo. Il modello, in particolare, prevede la possibilità di inserire nel dominio di calcolo appositi "tronchi speciali idrovora", che permettono di descrivere in maniera estremamente verosimile il funzionamento di questi dispositivi.

In particolare, l'elemento speciale idrovora collega due nodi del dominio, appartenenti indifferentemente alla parte bidimensionale o a quella unidimensionale del reticolo di calcolo. Il tronco é quindi caratterizzato da un nodo di monte n_1 e da un nodo di valle n_2 e il sollevamento avviene dal nodo n_1 verso il nodo n_2 . Ad ogni tronco speciale idrovora corrispondono un numero di pompe equivalente a quello dell'impianto di sollevamento che si vuole simulare e, ad ogni pompa, sono associati la portata sollevabile Q_p , la sua quota di attacco h_a e la sua quota di stacco h_s . In pratica, il funzionamento della pompa é simulato sottraendo la portata Q_p al nodo di monte n_1 , la quale viene poi fornita al nodo di valle n_2 .

Tali dati costituiranno delle condizioni al contorno interne, direttamente legate ai livelli idrometrici dei nodi collegati tramite l'idrovora, la quale entrerà in funzione automaticamente non appena la soluzione, ad un dato istante, produrrá, per il nodo di monte collegato all'idrovora, un livello superiore a quello di attacco della prima pompa.

Il funzionamento di attacco-stacco delle pompe é stabilito dal modello sulla base delle seguenti condizioni:

- se la pompa é a riposo, il livello h del nodo di monte viene confrontato con la quota di attacco h_a della pompa; se $h < h_a$ la pompa viene mantenuta a riposo, altrimenti comincia a funzionare con le modalità descritte.
- se la pompa é in funzione, il livello h del nodo di monte viene confrontato con la quota di stacco h_s della pompa; se $h < h_s$ la pompa viene arrestata, altrimenti continua a funzionare con le modalità descritte.

È prevista, anche, la possibilità di introdurre o di emungere semplicemente della portata da un nodo non recapitandola ad alcun altro nodo della griglia, circostanza che si verifica quando un'idrovora scarica direttamente le sue portate all'esterno del dominio di calcolo in un corpo

idrico. È sufficiente, a tal fine, attribuire al nodo di valle un numero convenzionale superiore al numero di nodi del reticolo di calcolo.

4.4 GLI ELEMENTI BIDIMENSIONALI "SPECIALI"

Nei sistemi idrografici naturali sono spesso presenti elementi il cui comportamento non può essere descritto in modo semplice e diretto mediante le equazioni viste precedentemente. Le resistenze indotte dalla vegetazione, ad esempio, che si vanno a sovrapporre a quelle del fondo, rendono necessario introdurre una formulazione apposita. Così come, per gli effetti idrodinamici introdotti dalla presenza di pile e altre forme di ostruzione dell'alveo, qualora il grado di dettaglio della griglia di calcolo non fosse sufficientemente spinto per poter correttamente descrivere l'idrodinamica locale a piccola scala, è necessario introdurre opportune relazioni addizionali che ne tengano conto in modo complessivo.

Altri effetti di fronte ai quali l'approccio esposto poc'anzi si rivelerebbe "cieco" sono, ad esempio, la perdita di volume per infiltrazione o la presenza di piccole porzioni di dominio dove il moto può avvenire in pressione. Si pensi, a tal proposito, al funzionamento di un ponte quando l'impalcato viene interessato dalle acque in piena.

Appare dunque ragionevole come tali situazioni, per le quali il moto mantiene ancora carattere bidimensionale, richiedano particolari elementi che verranno descritti più in dettaglio nei paragrafi seguenti.

Maglie pila

La pila di un ponte da una parte rappresenta fisicamente un ostacolo al normale deflusso della corrente fluviale e dall'altra può essere matematicamente considerata come una singolarità nel campo di moto che comporta brusche variazioni di velocità. Gli effetti principali di tale elemento strutturale nell'alveo (previsto solo nel caso di luci $> 40 \div 50\text{m}$) danno luogo ai due maggiori problemi idraulici riguardanti i ponti, ossia: l'erosione localizzata alla base della pila del ponte ed il rigurgito.

In merito a quest'ultimo allarmante fenomeno, la presenza delle pile di un ponte nell'alveo comportano un restringimento della sezione, causando una variazione dell'assetto idrometrico. In funzione dell'entità del restringimento e del valore del numero di *Froude* della corrente in arrivo, si distinguono tre modi di defluire attraverso l'ostacolo in questione:

- i Regime di moto subcritico. È la situazione che interessa il tratto basso o medio-basso del corso d'acqua. In questo caso si assiste al-

l'innalzamento del tirante liquido subito a monte del restringimento, delineando un profilo M_1 di rigurgito. L'entità del sovrizzo, interpretabile come accumulo di energia a monte, è uguale all'energia dissipata subito a valle a causa del distacco della vena liquida in uscita dal restringimento e della sua successiva espansione (perdita di sbocco);

- ii Regime di transizione. Pertanto la corrente in arrivo non possiede l'energia minima necessaria per superare l'ostacolo. È la situazione tipica dei vecchi ponti, caratterizzati da notevoli restringimenti di sezione;
- iii Regime di moto supercritico. È il caso riguardante soprattutto i torrenti. La corrente in avvicinamento, essendo dotata di sufficiente energia per oltrepassare l'ostacolo, non subisce variazioni di profilo rilevanti. Infatti si ha che l'elevazione massima del tirante liquido, in corrispondenza della sezione contratta, può al più uguagliare l'altezza critica.

Qualora il grado di raffinatezza della griglia di calcolo non fosse sufficiente a descrivere adeguatamente il campo di moto turbolento (scia vorticoso) che si sviluppa a tergo dell'ostacolo, il modello prevede la possibilità di introdurre una resistenza addizionale S corrispondente a quella offerta dall'ostacolo stesso. In relazione alle dimensioni dell'ostacolo rispetto a quelle della griglia di calcolo, la resistenza S può essere concentrata in una maglia o ripartita fra più maglie (fig. 4.5).

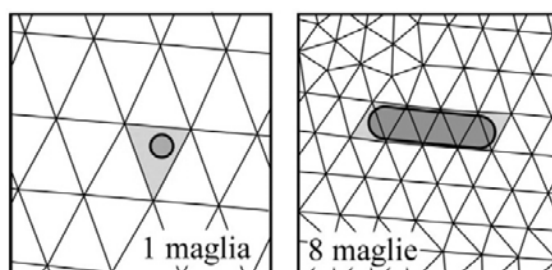


Figura 4.5: Schema di inserimento delle maglie speciali pila.

Nel modello, la resistenza S offerta dall'ostacolo, è ripartita equamente tra le n_p maglie interessate dall'ostacolo stesso. Il contributo relativo a ciascuna è diviso per la sua area ottenendo così uno sforzo tangenziale addizionale τ_p che viene sommato a quello opposto dal fondo τ_b :

$$(23) \quad \tau_p = \frac{S}{n_p A_e}$$

Per quanto riguarda la valutazione della resistenza S , questa viene scritta nella formulazione standard:

$$(24) \quad S = \rho C_D (d_p Y) \frac{q^2}{2Y^2}$$

in cui $d_p Y$ rappresenta l'area investita dalla corrente e C_D é un opportuno coefficiente di resistenza. Esso dipende dalla geometria dell'ostacolo e, per le forme piú semplici, può essere reperito nella letteratura tecnico-manualistica.

Nel caso particolare in cui il moto sia mediamente unidimensionale, all'interno di un alveo fluviale, e gli ostacoli siano costituiti da pile di semplice geometria, il coefficiente di resistenza può essere espresso mediante una relazione deducibile dalla formula di *Yarnell*³ valida per correnti che si mantengono subcritiche. Consideriamo una corrente unidimensionale in alveo prismatico, a sezione rettangolare larga B (fig. 4.6)

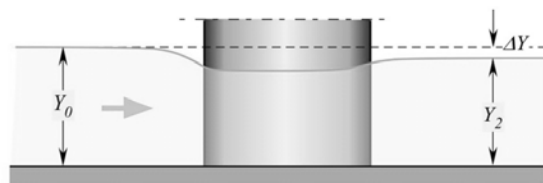


Figura 4.6: Sistema di riferimento assunto per affrontare il problema della pila.

Facendo riferimento alla simbologia indicata in figura (4.6), la formula di *Yarnell* si scrive:

$$(25) \quad \frac{\Delta Y}{\bar{Y}} = \alpha_Y K_Y (K_Y - 0.6 + 5F_{R2}^2)$$

in cui $\bar{Y} = (Y_0 + Y_2)/2$ é il tirante medio tra monte e valle, F_{R2} il numero di *Froude* della corrente di valle, r é il grado di restringimento espresso dal rapporto tra la larghezza del canale in corrispondenza delle pile e la larghezza complessiva B , K_Y un coefficiente⁴ che dipende dalla forma

³ Si tratta di una formula a favore di sicurezza in quanto tende a sovrastimare il valore del sovrizzo e come tale é consigliata nella pratica. Sono state suggerite anche altre formule semiempiriche come quelle di *Rehbock*, *Nagler*, *Aubisson*, sempre dipendenti dalle caratteristiche della corrente, dalla sezione e dalla geometria delle pile.

⁴ $K_Y = 0,9$ per pile arrotondate
 $K_Y = 1,25$ per pile rettangolari
 $K_Y = 1$ per pile circolari

delle pile e α_γ un coefficiente che tiene conto dell'orientamento delle stesse rispetto alla direzione della corrente incidente.

Dall'altra parte, l'applicazione del teorema della quantità di moto tra due sezioni a monte e a valle dell'ostacolo consente di scrivere:

$$(26) \quad \frac{Y_0^2}{2} + \frac{q^2}{gY_0} - \frac{S}{B\gamma} = \frac{Y_2^2}{2} + \frac{q^2}{gY_2}$$

ovvero

$$(27) \quad \frac{Y_0^2 - Y_2^2}{2} + \frac{q^2}{g} \left(\frac{1}{Y_0} - \frac{1}{Y_2} \right) = \frac{S}{B\gamma}$$

Il secondo termine dell'equazione (27) può essere approssimato come segue:

$$(28) \quad \frac{q^2}{g} \left(\frac{1}{Y_0} - \frac{1}{Y_2} \right) = \frac{q^2}{gY_2^3} (Y_2 - Y_0) \frac{Y_2^2}{Y_0} = F_{R2}^2 (Y_2 - Y_0) \frac{Y_2^2}{Y_0} \cong F_{R2}^2 (Y_2 - Y_0) \bar{Y}$$

Al tempo stesso, l'ultimo termine dell'equazione (24), utilizzando la (27) nella quale, per semplicità, si pone $Y = \bar{Y}$, può essere riscritto come segue:

$$(29) \quad \frac{S}{B\gamma} = \frac{\rho C_D (d_p \bar{Y}) \frac{q^2}{2\bar{Y}^2}}{B\rho g} = \frac{C_D d_p q^2}{2B g \bar{Y}} \cong \frac{1}{2} C_D \frac{d_p}{B} F_{R2}^2 \bar{Y}^2$$

Sostituendo le equazioni (28) e (29) nella (27), si trova:

$$(30) \quad (Y_0 - Y_2) \bar{Y} + F_{R2}^2 (Y_2 - Y_0) \bar{Y} = \frac{1}{2} C_D \frac{d_p}{B} F_{R2}^2 \bar{Y}^2$$

ovvero:

$$(31) \quad \frac{\Delta Y}{\bar{Y}} (1 - F_{R2}^2) = \frac{1}{2} C_D \frac{d_p}{B} F_{R2}^2$$

Esplicitata la (31) al coefficiente di resistenza C_D , osservando che é: $\frac{d_p}{B} = 1 - r$, e sostituita la relazione (25) per $\Delta Y/\bar{Y}$, si trova:

$$(32)$$

$$C_D = \frac{\Delta Y}{\bar{Y}} \frac{2}{1-r} \frac{1-F_{R2}^2}{F_{R2}^2} = 2\alpha_Y K_Y (K_Y - 0.6 + 5F_{R2}^2) [1 + 15(1-r)^3] (1-F_{R2}^2)$$

Posto $A_Y = 2\alpha_Y [1 + 15(1-r)^3]$, la precedente si scrive:

$$(33) \quad C_D = A_Y K_Y (K_Y - 0.6 + 5F_{R2}^2) (1 - F_{R2}^2)$$

Maglie fabbricato

Le maglie fabbricato possono essere impiegate quando le dimensioni caratteristiche dei singoli elementi sono grandi rispetto alle dimensioni di singoli fabbricati facenti parte di un gruppo. In altre parole, queste maglie speciali possono essere utilizzate quando la discretizzazione spaziale del dominio non può spingersi fino alla descrizione, ancorché semplificata, dei fabbricati presenti sul territorio.

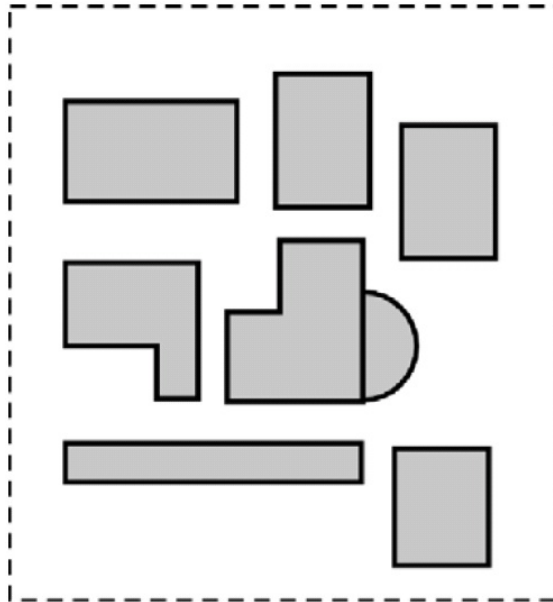


Figura 4.7

Gli aspetti da considerare sono due. Il primo riguarda l'equazione di continuità ed in particolare il fatto che la presenza di edifici riduce l'area destinata all'invaso, il secondo riguarda la stima della resistenza offerta, nel complesso, dagli edifici. A questo proposito è da sottolineare che la struttura delle equazioni del modello è formulata in modo da considerare naturalmente, attraverso il parametro η , sia gli effetti di riduzione di superficie d'invaso sia quelli indotti sulla dinamica.

In particolare, con riferimento al primo aspetto, indicata con A_e l'area complessiva racchiusa dal poligono tratteggiato di figura (4.7), e con A_{fab} l'area in pianta complessivamente occupata dagli edifici, possiamo introdurre una densità delle superfici occupate da fabbricati η_{fab} mediante la relazione: $\eta_{fab} = A_{fab}/A_e$. In tal caso il valore corretto del parametro η è stabilito dalla seguente relazione:

$$(34) \quad \eta = \eta_0(1 - \eta_{fab})$$

in cui η_0 è il valore del parametro η relativo alla frazione di terreno non coperta da edifici.

Per quanto riguarda gli effetti dinamici, è necessario considerare che una riduzione di superficie allagabile si riflette sulle altezze d'acqua Y e H . L'altezza Y rappresenta il volume d'acqua, per unità di superficie, contenuto sulla generica maglia. Indicato con Y_0 il valore che si avrebbe in assenza di edifici, il valore Y corretto vale:

$$(35) \quad Y = \frac{Y_0(A_e - A_{fab})}{A_e} = Y_0(1 - \eta_{fab})$$

Analogamente, con buona approssimazione, si può porre

$$(36) \quad H = \frac{H_0(A_e - A_{fab})}{A_e} = H_0(1 - \eta_{fab})$$

in cui H_0 è il valore di H nell'ipotesi di assenza di fabbricati.

Sempre con riferimento agli aspetti dinamici è però necessario considerare altri effetti. Il primo è determinato dalla resistenza prodotta dalla corrente che impatta i fabbricati. È facile verificare che per un gruppo di fabbricati tale contributo è trascurabilmente piccolo rispetto agli altri e non viene considerato nel modello.

Il secondo effetto è determinato dal fatto che parte della superficie libera da fabbricati viene occupata da acqua ferma o animata da velocità estremamente basse, a causa dell'effetto di schermatura determinati dagli edifici. È come se la superficie coperta dai fabbricati, dal punto di vista dinamico, fosse superiore a quella effettivamente occupata dagli edifici. La scarsa velocità presente in queste zone si riflette sul parametro H per il quale è necessari fornire una densità delle superfici occupate da fabbricati effettiva superiore a quella reale. Indicata con m_{fab} tale densità, essa risulta compresa tra η_{fab} e 1 ed il suo valore (da sostituire nell'equazione (36)) vá stabilito per taratura.

Un terzo effetto é determinato dall'allungamento dei percorsi che l'acqua compie nell'attraversamento di un gruppo di edifici. Tale allungamento é considerato nel modello attraverso un'opportuna riduzione del coefficiente di *Strickler*. In particolare, detto L_{fab} il rapporto medio tra la lunghezza effettiva dei percorsi e quella che si avrebbe in assenza dei fabbricati, si puó calcolare un coefficiente di *Strickler* corretto mediante la seguente relazione:

$$(37) \quad \frac{k_{s,corr}}{k_s} = \frac{1}{\sqrt{L_{fab}}}$$

Al modello viene fornito il valore del parametro L_{fab} stimato per taratura, ed il modello stesso provvede a calcolare la correzione al coefficiente di *Strickler* in accordo con la (37).

In definitiva, i parametri necessari per descrivere gli elementi fabbricati sono: la densità dei fabbricati η_{fab} , la densità dinamicamente effettiva m_{fab} e l'allungamento del percorso L_{fab} .

CREAZIONE DEL MODELLO

Parte consistente del lavoro di questa tesi é costituita dalla costruzione del modello del sistema fluviale in esame. La mole di lavoro richiesta in questa fase deriva sia dalla non facile reperibilit  delle informazioni preliminari necessarie (rilievi altimetrici, batimetrie dell'alveo, misure di portata, caratteristiche dei vari manufatti idraulici che si incontrano lungo il corso, ecc.), sia dalla complessa geomorfologia che caratterizza il bacino, mettendo a dura prova le abilit  tecniche del modellista.

Il sistema fluviale in esame é rappresentato dal torrente Astico-Tesina, preso insieme ai suoi territori limitrofi, estendendo i limiti del dominio fino a delle "barriere naturali", tipo rilevati stradali o rilievi montuosi, che fungono da ostacolo alla propagazione dell'onda di piena. Il sottobacino di cui ci si occupa v  ad inserirsi in un contesto pi  ampio, dato dall'intero bacino del fiume Bacchiglione. In particolare, la sezione di monte che segna il confine settentrionale del nostro comprensorio é stata presa all'altezza del ponte di Velo d'Astico, poco a valle della confluenza tra il torrente Posina e l'Astico stesso, mentre quella di valle, che divide il nuovo reticolo da quello pre-esistente é fissata in proximit  di Bolzano-Vicentino.

Per la costruzione del modello ci siamo serviti del programma di interfaccia grafica INCIDENZE (par. 5.1), basandoci sui dati territoriali della Regione Veneto (CTR supportate da ortofoto), rilievi altimetrici LIDAR e sezioni trasversali dell'alveo. In tal modo la topografia del dominio assume la configurazione finale di una griglia non strutturata di elementi triangolari 2D combinati con elementi 1D, utili per simulare efficacemente il comportamento ad esempio di argini o della rete idrica minore, ed allo stesso tempo ridurre sensibilmente i tempi di calcolo e l'onere computazionale (vedi par. 4.3).

La lunghezza totale dell'asta oggetto di studio risulta approssimativamente pari a 37 km ed é caratterizzata da una notevole complessit  sia dal punto di vista del regime idrologico, sia per quanto concerne la presenza di numerose utilizzazioni, in grado di modificarne sensibilmente il regime, soprattutto in condizioni di magra.

5.1 INCIDENZE

Uno dei principali strumenti utilizzati per la modellazione dell'Acustico é dato dal programma di interfaccia grafica *pre* e *post-processing* INCIDENZE, sviluppato¹ sostanzialmente allo scopo di visualizzare ed eventualmente elaborare i dati ed i risultati del modello matematico unidimensionale ad elementi finiti (cap. 4).

Il nome *incidenze* deriva dalle connessioni nodali che costituiscono il reticolo di calcolo.

Si dice *pre-processing* in quanto si possono predisporre i dati in ingresso del modello matematico, fungendo quindi da pre-processore, mentre con il termine *post-processing*, ovvero post-processore, si fa riferimento all'elaborazione e visualizzazione dei risultati delle simulazioni.

In particolare, in un primo momento si possono inserire, eliminare o modificare le componenti del reticolo, ossia i *nod*i, che devono essere inseriti in senso antiorario, gli elementi bidimensionali (*maglie*), la cui grandezza é proporzionale al passo temporale di calcolo, gli elementi unidimensionali (*canali*), i *tronchi speciali* (soglie, condotte, paratoie, idrovore)². Inoltre le funzionalità del programma offrono la possibilità di visualizzare le diverse tipologie di condizioni al contorno per le simulazioni, elementi grafici di base georeferenziati, quali dati vettoriali derivati da files in formato .DXF o .SHP, immagini *raster*, punti 3D in formato ASCII, costruire automaticamente la triangolazione ad elementi finiti a partire da punti sparsi o da poligoni georeferenziati ed infine calcolare le quote da attribuire alle celle triangolari sulla base di procedure di interpolazione a partire da punti sparsi o da poligoni georeferenziati.

In un secondo momento, quando si vanno a rappresentare graficamente i files di *output* risultanti dalle elaborazioni del modello bidimensionale, é possibile visualizzare in forma di mappe a colori i valori nodali o di maglia dei parametri calcolati con il modello (livello, tirante, velocità, sforzo al fondo, energia, numero di Froude, franchi arginali), in forma di vettori la velocità e la direzione della corrente, analizzare la simulazione modificando l'istante di visualizzazione passo-passo o secondo una sequenza animata, visualizzare i risultati in forma di diagramma, sia come andamento temporale dei parametri, sia come profili longitudinali.

¹ Sviluppato dall'Ing. Bruno Matticchio, in collaborazione con i Prof. Luigi D'Alpaos e Andrea Defina dell'Università di Padova. Esso é stato sviluppato interamente utilizzando il linguaggio Microsoft Visual Basic in ambiente Visual Studio 6.0 .

² Vedi i paragrafi 4.4, 4.3, 4.3.1 del capitolo 4.

5.1.1 *Files principali*

I *file* con i quali si ha maggiormente a che fare sono: quelli di tipo *.CNT*, contenenti i poligoni di appoggio (*contorni*) base per la costruzione del reticolo di calcolo; quelli di triangolazione *.TIN*; quelli di tipo *.GEO*, contenenti i dati geometrici del reticolo di calcolo; infine quelli di tipo *.SIM* contenenti le condizioni al contorno per le simulazioni.

In generale si tratta di *file* scritti in formato ASCII e che possono essere modificati direttamente all'interno di *INCIDENZE* nei primi tre casi, mentre per l'ultimo occorre utilizzare un editore di testi.

File dei contorni (.CNT)

È un *file* vettoriale costituito da poligoni, i cui vertici volendo possono essere caratterizzati da una coordinata *z*. Tali poligoni rappresentano i contorni primitivi del reticolo di calcolo, sui quali verrà effettuata la triangolazione automatica che darà origine al *file* *.TIN*. Inoltre essi possono servire a delimitare aree di *sottomesh* o per tracciare sezioni o profili lungo i quali estrarre i dati delle simulazioni.

CREAZIONE DEL MODELLO

File della geometria (.GEO)

In questo *file* sono contenute le coordinate dei nodi del reticolo e le connessioni nodali delle maglie, dei canali e dei tronchi speciali. Inoltre esso racchiude tutte le proprietà di ciascuno di questi elementi appena citati.

La struttura del *file* .GEO è schematicamente esposta nella tabella (5.1), tratta dal manuale del programma INCIDENZE.

STRUTTURA FILE .GEO	
titolo	una prima stringa con la descrizione lavoro
versione, titolo	versione (2.x) e una seconda stringa con la descrizione lavoro
nodi, nodS, maglie, magS, ncan, ntroS	nodi=numero dei nodi- nodS=numero dei nodi speciali- maglie=numero di maglie triangolari- magS=numero di maglie speciali- ncan=numero di elementi unidimensionali- ntroS=numero di elementi unidimensionali speciali
***** Caratteristiche di scabrezza	stringa di separazione
nks	Numero dei diversi tipi di "materiale"
xks (1), xks (2), xks (3),..... xks (nks)	Valori del coefficiente di Strickler per i diversi "materiali" impiegati: <i>ciclo implicito</i>
***** Caratteristiche dei nodi	stringa di separazione
INIZIO CICLO: per j=1, nodi	
x (j), y(j), z(j)	coordinate x,y dei nodi e quota nodale z
FINE CICLO	
***** Caratteristiche dei nodi speciali	stringa di separazione
INIZIO CICLO: per j=1, nodS	
jnodS(j), jTnS(j), s ₁ (j), s ₂ (j)	jnodS(j)=indice del nodo speciale- jTnS(j)=tipologia del nodo speciale- s ₁ (j), s ₂ (j)=due parametri reali necessari a caratterizzare il funzionamento del nodo. Tipi di nodi speciali e parametri sono elencati nella tabella che segue
FINE CICLO	
jTnS (j)=1 NODO INERODIBILE	
s ₁ (j)	quota del livello inerodibile (se assegno il
s ₂ (j)	0

CREAZIONE DEL MODELLO

	valore 999999. tale quota viene assunta coincidente con quella del terreno)		
jTnS (j)=2 NODO SERBATOIO			
S ₁ (j)	Area della superfie orizzontale di invaso	S ₂ (j)	0
***** Caratteristiche delle maglie		stringa di separazione	
INIZIO CICLO: per j=1, maglie			
n ₁ (j), n ₂ (j), n ₃ (j), k _s j, h _F (j), Y _{lim} (j)	n ₁ (j), n ₂ (j), n ₃ (j) sono i 3 indici nodali della generica maglia- k _s =materiale a cui associare un coefficiente di Strickler- h _F (j)=quota del fondo di maglia- Y _{lim} (j)=altezza delle asperità		
FINE CICLO			
***** Caratteristiche delle maglie speciali		stringa di separazione	
INIZIO CICLO: per j=1, magS			
jmagS(j), jTmS(j), s ₁ (j)-s ₅ (j), k ₁ (j)-k ₃ (j)	jmagS(j)=indice della maglia speciale- jTmS(j)=tipo di maglia speciale- s ₁ (j)-s ₅ (j) e k ₁ (j)-k ₃ (j) sono 3 parametri reali e 3 interi che descrivono le caratteristiche delle maglie speciali. Tipi di maglie speciali e relativi parametri sono elencati nella tabella che segue.		
FINE CICLO			
jTmS (j)=1 MAGLIA IN PRESSIONE			
S ₁ (j)	quota del cielo	S ₅ (j)	0.
S ₂ (j)	Percentuale dell'area dell'elemento che funziona da fessura	k ₁ (j)	0
S ₃ (j)	tempo di manovra	k ₂ (j)	0
S ₄ (j)	0.	k ₃ (j)	0
jTmS (j)=2 MAGLIA VEGETAZIONE			
S ₁ (j)	prodotto del diametro medio per il coefficiente di drag	S ₅ (j)	0.
S ₂ (j)	altezza della vegetazione (m)	k ₁ (j)	numero di piante per metro quadro
S ₃ (j)	0.	k ₂ (j)	0
S ₄ (j)	0.	k ₃ (j)	0
jTmS (j)=3 MAGLIA PILA			
S ₁ (j)	larghezza della pila	S ₅ (j)	Coordinata y del nodo di monte per la velocità di impatto
S ₂ (j)	coefficiente K di Yamell se k ₃ (j)=1 coefficiente di drag se k ₃ (j)=0	k ₁ (j)	<i>indice della maglia a cui fare riferimento per la velocità di impatto</i>
S ₃ (j)	coefficiente A di Yamell se k ₃ (j)=1 0. se k ₃ (j)=0	k ₂ (j)	numero di maglie che descrivono la singola pila (maggiore o uguale a 1)
S ₄ (j)	Coordinata x del nodo di monte per la velocità di impatto	k ₃ (j)	0 o 1 (vedi parametri s ₂ (j) e s ₃ (j))
jTmS (j)=4 MAGLIA BARRIERA (tabella in SIM)			
S ₁ (j)	0.	S ₅ (j)	0.
S ₂ (j)	0.	k ₁ (j)	<i>indice della tabella che contiene l'andamento nel tempo delle quote del fondo</i>
S ₃ (j)	0.	k ₂ (j)	0
S ₄ (j)	0.	k ₃ (j)	0
jTmS (j)=5 MAGLIA "PORTE VINCIANE"			
S ₁ (j)	quota del fondo per simulare le porte chiuse	S ₅ (j)	0.
S ₂ (j)	<i>Memoria della quota fondo maglia</i>	k ₁ (j)	indice del nodo di monte per il controllo dell'apertura (numerazione interna)
S ₃ (j)	<i>DH/DT chiusura in 150 secondi</i>	k ₂ (j)	indice del nodo di valle per il controllo dell'apertura (numerazione interna)
S ₄ (j)	0.	k ₃ (j)	0
jTmS (j)=6 MAGLIA FILTRANTE			

$s_1(j)$	0.	$s_5(j)$	0.
$s_2(j)$	0.	$k_1(j)$	0
$s_3(j)$	0.	$k_2(j)$	0
$s_4(j)$	0.	$k_3(j)$	0
jTmS (j)=7 MAGLIA PROPELLER (tabelle in SIM)			
$s_1(j)$	0.	$s_5(j)$	0.
$s_2(j)$	0.	$k_1(j)$	<i>indice della tabella che contiene l'andamento nel tempo della spinta (N)</i>
$s_3(j)$	0.	$k_2(j)$	<i>indice della tabella che contiene l'andamento nel tempo della direzione (gradi) in cui spinge l'elica</i>
$s_4(j)$	0.	$k_3(j)$	0
jTmS (j)=8 MAGLIA EDIFICIO			
$s_1(j)$	densità degli edifici per la continuità	$s_5(j)$	0.
$s_2(j)$	densità degli edifici per la dinamica	$k_1(j)$	0
$s_3(j)$	allungamento medio dei percorsi (>1.)	$k_2(j)$	0
$s_4(j)$	allungamento medio dei percorsi (>1.)	$k_3(j)$	0
***** Caratteristiche dei canali		stringa di separazione	
INIZIO CICLO: per j=1, ncan			
$n_1(j), n_2(j), itpS(j), k_s(j), s_1(j)-s_5(j), n(j)$	$n_1(j), n_2(j)$ sono i 2 indici nodali del generico tronco unidimensionale- $itpS(j)$ =tipo di sezione del canale- $k_s(j)$ indice del materiale a cui associare un coefficiente di Strickler- $s_1(j)-s_5(j)$ e $n(j)$ sono 5 parametri reali e 1 intero che descrivono le caratteristiche del canale. Tipi di canali e relativi parametri sono elencati nella tabella che segue.		
FINE CICLO			
itpS (j)=1 SEZIONE DATA PER PUNTI			
$s_1(j)$	Y_{um} del canale	$s_4(j)$	0.
$s_2(j)$	<i>Quota fondo talweg</i>	$s_5(j)$	0.
$s_3(j)$	0.	$n(j)$	numero di punti x-z che descrivono la sezione
<i>Per questo tipo di sezione dopo l'indicazione dei valori per i parametri $s_1(j)-s_5(j)$, $n(j)$ seguono due righe (ciclo implicito) con le coordinate dei punti che descrivono la sezione</i>			
$x_1(j), x_2(j), x_3(j), \dots, x_{n(n)}(j)$			
$z_1(j), z_2(j), z_3(j), \dots, z_{n(n)}(j)$			
itpS (j)=2 SEZIONE RETTANGOLARE			
$s_1(j)$	Larghezza della sezione	$s_4(j)$	Coefficiente moltiplicativo dell'apertura standard della fessura (0.1 larghezza)
$s_2(j)$	Altezza della sezione	$s_5(j)$	0.
$s_3(j)$	Quota del fondo della sezione	$n(j)$	0
itpS (j)=3 SEZIONE CIRCOLARE			
$s_1(j)$	Raggio della sezione	$s_4(j)$	0.
$s_2(j)$	Quota del fondo della sezione	$s_5(j)$	0.
$s_3(j)$	Coefficiente moltiplicativo dell'apertura standard della fessura (0.05 raggio)	$n(j)$	0
itpS (j)=4 SEZIONE CHIUSA SIMMETRICA			
$s_1(j)$	Quota del fondo della sezione	$s_4(j)$	<i>Area sezione piena</i>
$s_2(j)$	Coefficiente moltiplicativo dell'apertura standard della fessura (0.02 raggio idraulico sezione piena)	$s_5(j)$	<i>Contorno bagnato sezione piena</i>
$s_3(j)$	<i>Altezza della sezione</i>	$n(j)$	numero di punti x-z che descrivono la parte sinistra della sezione
<i>Per questo tipo di sezione dopo l'indicazione dei valori per i parametri $s_1(j)-s_5(j)$, $n(j)$ seguono due righe (ciclo implicito) con le coordinate dei punti che descrivono la sezione</i>			
$x_1(j), x_2(j), x_3(j), \dots, x_{n(n)}(j)$			

CREAZIONE DEL MODELLO

$z_1(j), z_2(j), z_3(j), \dots, z_n(j)$			
itpS (j)=5 SEZIONE TRAPEZIA			
$s_1(j)$	Larghezza in cunetta	$s_4(j)$	Y_{um} del canale
$s_2(j)$	Quota del fondo della sezione	$s_5(j)$	0.
$s_3(j)$	scarpa	$n(j)$	0
***** Caratteristiche tronchi speciali		stringa di separazione	
INIZIO CICLO: per j=1, ntroS			
$n_1(j), n_2(j), itpS(j), s_1(j)-s_5(j), k_1(j)$		$n_1(j), n_2(j)$ sono i 2 indici nodali del generico tronco speciale unidimensionale- $itpS(j)$ =tipo di tronco speciale- $s_1(j)-s_5(j)$ e $k_1(j)$ sono 5 parametri reali e 1 intero che descrivono le caratteristiche del tronco speciale. Tipi di tronchi e relativi parametri sono elencati nella tabella che segue.	
FINE CICLO			
itpS (j)=1 TRAVERSA/ARGINE/SALTO DI FONDO (tabella in SIM)			
$s_1(j)$	Coefficiente di portata	$s_4(j)$	se $s_4(j)=1$, viene considerato il carico cinetico di monte
$s_2(j)$	Larghezza di sfioro	$s_5(j)$	0.
$s_3(j)$	Quota del ciglio sfiorante	$k_1(j)$	<i>indice della tabella contenente l'andamento nel tempo della quota di sfioro. Se $k_1(j)=0$ si considera il valore costante contenuto in $s_3(j)$.</i>
itpS (j)=2 TRONCO BARRIERA FONDO (tabella in SIM)			
$s_1(j)$	Quota del fondo della sezione rettangolare	$s_4(j)$	0.
$s_2(j)$	Larghezza della sezione	$s_5(j)$	0.
$s_3(j)$	0.	$k_1(j)$	<i>indice della tabella contenente l'andamento nel tempo delle manovre (1=aperto, 0=chiuso)</i>
itpS (j)=3 TRONCO PORTE VINCIANE			
$s_1(j)$	Larghezza della sezione rettangolare equivalente	$s_4(j)$	0.
$s_2(j)$	Quota del fondo della sezione	$s_5(j)$	0.
$s_3(j)$	0.	$k_1(j)$	0
itpS (j)=4 TRONCO IDROVORE			
$s_1(j)$	0.	$s_4(j)$	0.
$s_2(j)$	0.	$s_5(j)$	0.
$s_3(j)$	0.	$k_1(j)$	Numero di pompe
<i>Per questo tipo di tronco dopo l'indicazione dei valori per i parametri $s_1(j)-s_5(j), k_1(j)$ segue un ciclo esplicito (con indice i da 1 a $k_1(j)$ in cui si legge, per ciascuna pompa</i>			
<i>Quota di attacco della i-esima pompa, Quota di stacco della i-esima pompa, Portata della pompa</i>			
itpS (j)=5 PARATOIA A BATTENTE			
$s_1(j)$	Quota del fondo	$s_4(j)$	Apertura della paratoia
$s_2(j)$	Larghezza della sezione rettangolare equivalente	$s_5(j)$	Eventuali portata/livello da sostenere
$s_3(j)$	Coefficiente di contrazione	$k_1(j)$	Tipo di funzionamento (1, 2, 3)
<i>Per questo tipo di tronco sono possibili tre diversi tipi di funzionamento</i>			
<ul style="list-style-type: none"> • Funzionamento 1 ($k_1(j)=1$)-l'apertura $s_4(j)$ rimane fissa, in questo caso si può porre $s_5(j)=0$ • Funzionamento 2 ($k_1(j)=2$)-l'apertura della paratoia viene modificata in modo da far defluire una portata massima costante assegnata in $s_5(j)$; in tal caso $s_4(j)$ deve contenere il massimo valore possibile dell'apertura • Funzionamento 3 ($k_1(j)=2$)-l'apertura della paratoia viene modificata in modo da mantenere a monte la quota assegnata in $s_5(j)$; in tal caso $s_4(j)$ deve contenere il massimo valore possibile dell'apertura 			

Figura 5.1: Struttura del file di geometria [Maticchio 2010].

File della simulazione (.SIM)

In questo *file* sono elencati i dati generali della simulazione (durata della simulazione, passo temporale di calcolo, porosità, ecc.) e le condizioni al contorno, date sostanzialmente dagli idrogrammi in ingresso a monte, e dalla scala delle portate a valle (par. 6.1). In pratica si tratta da una parte di ripartire la portata entrante tra i nodi che compongono le sezioni di monte, dall'altra di assegnare la scala delle portate ai nodi di valle, estrapolando i parametri richiesti Q_0 , h_0 e α .

La struttura del *file* .SIM é schematicamente esposta nella tabella (5.2), tratta dal manuale del programma INCIDENZE.

1) Idrografia	fiumi, canali, scoline, fossi, invasi
2) Fabbricati	edifici civili, industriali, baracche, cimiteri, silos, impianti sportivi
3) Viabilità	autostrada, strada statale, regionale, provinciale, comunale, ferrovia, rilevati
4) Vegetazione	boschi, filari, campi
5) Servizi	centrale elettrica, tralicci, linee elettriche
6) Altimetria	quote, curve di livello
7) Manufatti idraulici	ponti, traverse, dighe, organi di regolazione e controllo
8) Altro	confini, argini, cave

Tabella 5.1: Livelli principali.

5.2 FASI DELLA COSTRUZIONE DEL MODELLO

1) *Disegno dei contorni in Autocad*

La costruzione vera e propria del nostro modello parte dalla definizione dei poligoni che rappresentano i contorni in Autocad. In pratica, come prima operazione sono state caricate le carte tecniche regionali d'interesse (messe a disposizione dalla Regione in formato .DXF e risalenti al 1999), supportate da ortofoto (in formato .ECW e piú aggiornate), in *layer* principali che descrivono la morfologia del corso d'acqua e delle aree adiacenti. In questo modo sono stati individuati otto livelli, elencati in tabella (5.1):

Questa prima operazione é servita ad alleggerire i file .DXF, rendendo piú veloce il lavoro successivo di disegno dei contorni. Essi sono rappresentati da una polilinea chiusa per il confine del dominio, sulla quale poi si appoggiano quelle simboleggianti gli altri elementi principali, quali l'alveo di magra, le sponde, gli argini maestri, gli edifici, le strade, le traverse, i ponti, la vegetazione ed infine le cave dismesse. In particolare é stata dedicata una maggiore precisione alla rappresentazione della fascia fluviale, impiegando almeno tre polilinee per l'alveo di magra mantenendo una distanza tra i vertici di 100 m e seguendo attentamente il reale corso del fiume, diverso oggi rispetto a 15 anni fa, in seguito ai vari eventi di piena susseguitisi nel tempo. Il grado di dettaglio, che auspicabilmente dovrá essere superiore nell'intorno del fiume, é dato non solo dalla densitá di vertici della polilinea ma puó essere anche conferito

CREAZIONE DEL MODELLO

----- Tabelle dati variabili nel tempo	stringa di separazione
Ntab	Numero di tabelle contenenti i dati variabili nel tempo
INIZIO CICLO: per j=1, Ntab (solo se Ntab>0)	
$\Delta T_{tab}, Nval_{tab}$	ΔT_{tab} =passo temporale con cui vengono scanditi i valori (il primo valore si riferisce all'istante t=0)- $Nval_{tab}$ =numero di valori contenuti nella tabella
$X_1, X_2, X_3, \dots, X_{N-1}, X_N$	CICLO IMPLICITO. $Nval_{tab}$ dati della tabella anche su più righe (livelli, portate, ecc.)
FINE CICLO	
----- Condizioni al contorno	stringa di separazione
NH	Numero di nodi con livello assegnato
INIZIO CICLO: per j=1, NH (solo se NH>0)	
Nodo, J_{tab}, X_{cost}	Nodo=nodo a cui si applica il livello- J_{tab} =indice della tabella contenente la serie di livelli- X_{cost} =costante moltiplicativa dei livelli (generalmente $X_{cost}=1$, usata qualche volta per amplificare serie periodiche di livelli)
FINE CICLO	
NQ	Numero di nodi con portata assegnata (positiva entrante)
INIZIO CICLO: per j=1, NQ (solo se NQ>0)	
Nodo, J_{tab}, X_{cost}	Nodo=nodo in cui entra la portata- J_{tab} =indice della tabella contenente la serie di portate- X_{cost} =costante moltiplicativa delle portate (per frazionare un valore di portata in più nodi)
FINE CICLO	
NS	Numero di nodi con scala delle portate assegnata
INIZIO CICLO: per j=1, NS (solo se NS>0)	
$Q_0, h_0, \alpha, \text{nodo}, j_{TAB}$	Q_0, h_0, α , sono tre parametri che descrivono la scala delle portate secondo una legge di potenze: $Q = Q_0(h-h_0)^\alpha$ - nodo=nodo in cui entra la portata- J_{tab} =indice della tabella contenente la serie temporale di Q_0 (se $J_{tab} > 0$); se $J_{tab}=0$, invece, il valore di Q_0 resta costante e pari a quello assegnato.
FINE CICLO	
NMS	Numero di maglie speciali con tabella associata
INIZIO CICLO: per j=1, NMS (solo se NMS>0)	
m, jtipo, j_{TAB1}, j_{TAB2}	m=indice di maglia, jtipo=tipo di maglia speciale, j_{TAB1}, j_{TAB2} =indice delle tabelle jtipo=4 (maglia barriera) , j_{TAB1} = tabella quote del fondo; $j_{TAB2}=0$ jtipo=7 (maglia propeller) , j_{TAB1} = tabella della spinta (N); j_{TAB2} =tabella della direzione (gradi) in cui spinge l'elica
FINE CICLO	
NTS	Numero di tronchi speciali con tabella associata
INIZIO CICLO: per j=1, NTS (solo se NTS>0)	
m, jtipo, j_{TAB1}, j_{TAB2}	m=indice di tronco, jtipo=tipo di tronco speciale, j_{TAB1}, j_{TAB2} =indice delle tabelle jtipo=1 (tronco argine) , j_{TAB1} = tabella quote sfioro; $j_{TAB2}=0$ jtipo=2 (tronco barriera) , j_{TAB1} = tabella aperto=1, chiuso=0; $j_{TAB2}=0$
FINE CICLO	
----- Dati relativi al vento	stringa di separazione
jWIND	Se $j_{wind} > 0$ viene considerato il vento, altrimenti no. Comunque i parametri di seguito elencati vanno letti

$C_d, \varepsilon, j_{TAB1}, j_{TAB2}$	C_d, ε sono due parametri per la stima dello sforzo prodotto dal vento secondo la relazione: $\tau = C_d(1 - e^{-\varepsilon W})W^2$, con W =velocità del vento- j_{TAB1} =indice della tabella contenente la serie temporale delle velocità del vento- j_{TAB2} =indice della tabella contenente la serie temporale delle direzioni del vento (angolo che il vettore velocità del vento forma con l'asse x). Questi dati sono utilizzati solo se $j_{wind}>0$.
----- Dati relativi all'infiltrazione	stringa di separazione
J_{FILTRA}	Se $j_{FILTRA}>0$ viene considerato l'infiltrazione, altrimenti no. Comunque i parametri di seguito elencati vanno letti
$filtra_0, filtra_{\infty}, zita_0$	$filtra_0$ =velocità di infiltrazione iniziale- $filtra_{\infty}$ =velocità di infiltrazione a terreno completamente saturo- $zita_0$ =spessore dello strato di immagazzinamento. Questi dati sono utilizzati solo se $j_{FILTRA}>0$.
----- Dati relativi al trasporto solido	stringa di separazione
$j_{FONDO}, j_{SOSP}, N_{per}, T_{smooth}$	Se $j_{FONDO}>0$ viene considerato il trasporto solido al fondo, altrimenti no. Se $j_{SOSP}>0$ viene considerato il trasporto solido in sospensione, altrimenti no.- N_{per} =fattore di amplificazione temporale dei processi di deposito o erosione (interessa solo l'evoluzione del fondo e non il trasporto solido)- T_{smooth} =intervallo di tempo con cui si procede a lisciare le ondulazioni prodotte da fenomeni di instabilità.
Poros, D_{grain} , Densrel, K_{svero} , curv	Poros=porosità- D_{grain} =diametro dei grani in millimetri- Densrel=densità relativa del materiale solido- K_{svero} =coefficiente di Strickler con cui valutare l'effettivo sforzo che produce trasporto- parametro per effetto curvatura (curv=10).
$C_{dry}, C_{zero}, perC_{stampa}$	C_{dry} =concentrazione che viene assegnata al nodo asciutto- C_{zero} =concentrazione iniziale dei sedimenti in sospensione, utilizzato solo se non si usa un file di restart- $perC_{stampa}$ =coefficiente di amplificazione per i valori di concentrazione stampati.
$N_{C_{Ass}}$	$N_{C_{Ass}}$ =numero di nodi con concentrazione assegnata

Figura 5.2: Struttura del file di simulazione [Maticchio 2010].

da un'etichetta indicante il passo della triangolazione. Nel nostro caso abbiamo optato per valori compresi tra 100 e 300, assegnando quelli piú grandi alle zone nelle estremitá del dominio. In tal modo si é ottenuta una griglia la cui raffinatezza decresce allontanandosi dal corso d'acqua verso l'esterno. Per la rappresentazione degli argini, come richiesto da uno dei programmi Matlab preparati ad hoc, si é considerato l'intero corpo arginale in quanto la successiva assegnazione delle quote viene eseguita calcolando il 5% delle piú alte.

Un ultimo accorgimento necessario per agevolare la futura triangolazione é stato quello di predisporre delle polilinee non rappresentative di alcun elemento, ma semplicemente di appoggio. Il file .DXF che si ottiene alla fine di questa prima fase é riportato in figura (5.3):

5.2 FASI DELLA COSTRUZIONE DEL MODELLO

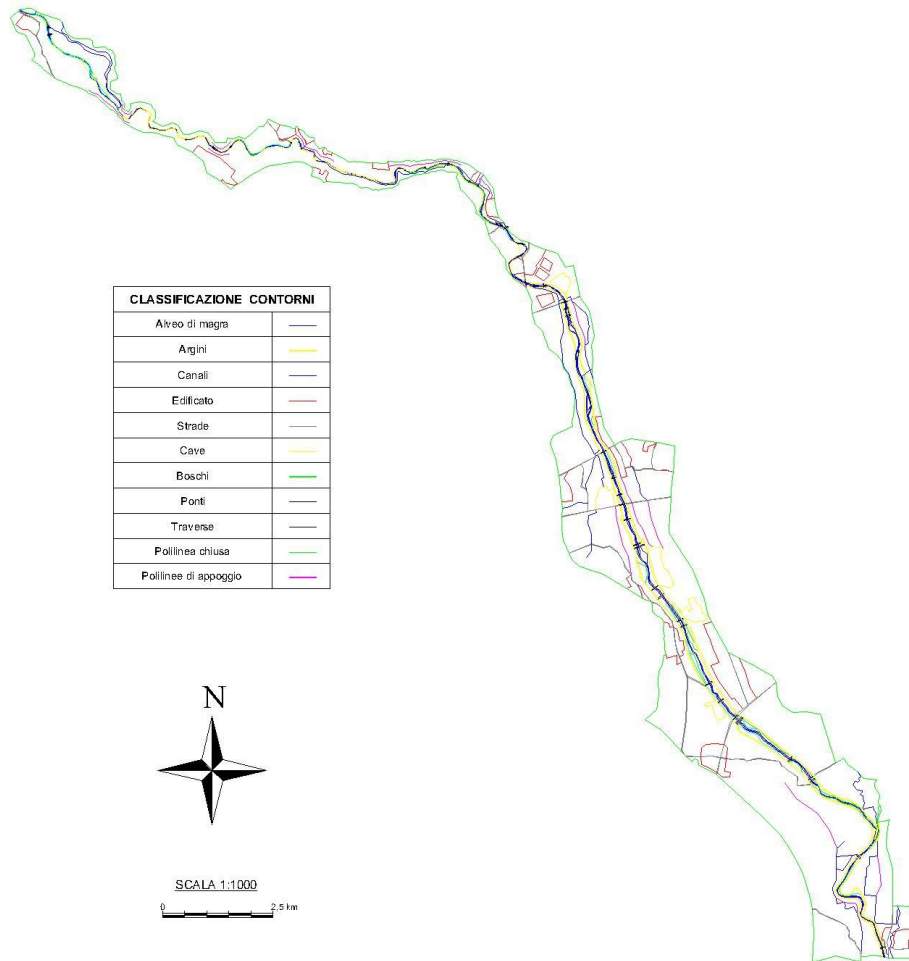


Figura 5.3: *file* DXF creato in Autocad.

2) Importazione del .DXF in Incidenze e conversione in .GEO

Successivamente si procede con l'importazione del .DXF in INCIDENZE, ove poi, in sequenza, si trasforma nel file dei contorni (.CNT), della triangolazione (.TIN) e finalmente della geometria (.GEO), come mostrato dalla sequenza fig.(5.4).

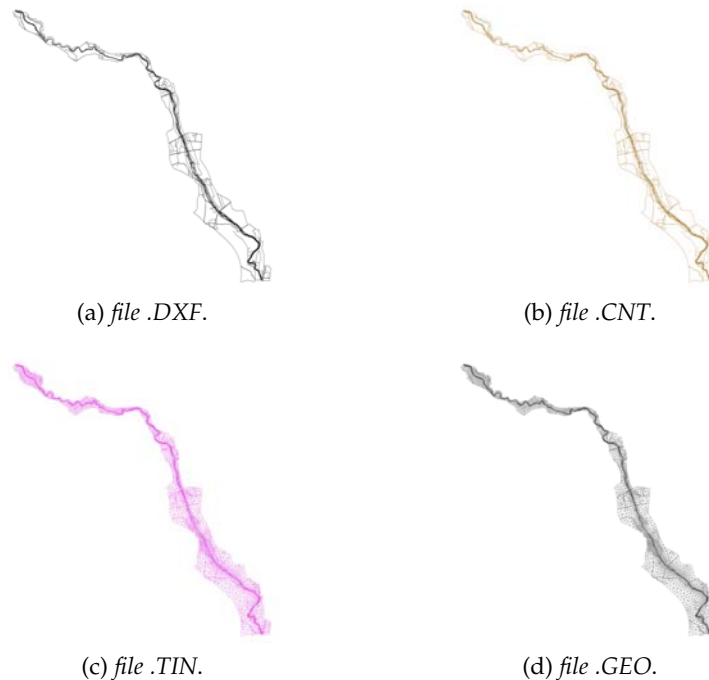


Figura 5.4: Fasi di creazione del reticolo di calcolo.

Parte consistente della creazione del modello avviene proprio in quest'ultima fase, durante la quale si assegnano le varie grandezze ed eventualmente si inseriscono gli elementi speciali. Il primo parametro da attribuire alle maglie é la macroscabrezza α_r ³, indicante sostanzialmente le asperità del fondo. Nel nostro caso é stato fissato un valore pari a 0.3, valido per tutte le maglie.

³ Con il termine macroscabrezza ci si riferisce a tutte le varie forme di fondo (*ripples, dune, antidune, ecc.*) che dipendono dal regime idrico della corrente. Pertanto la superficie del fondo, che in realtà si presenta estremamente irregolare, può approssimarsi piana, facendo la media di tutte le asperità presenti, ovvero del profilo istantaneo del fondo. Questo approccio statistico, adottato nel modello a quattro strati (1.tirante idrico, in cui avviene il trasporto in sospensione; 2.strato di fondo in, cui ha luogo luogo il trasporto di fondo; 3.strato di mescolamento; 4.substrato), si basa sulla rappresentazione del fondo mediante una funzione densità di probabilità di esposizione dei sedimenti. Secondo tale interpretazione lo spessore della macroscabrezza α può essere considerato come varianza σ della funzione densità di probabilità del fondo.

Classe	Significato	K_s [m ^{1/3} s ⁻¹]
1	canali rivestiti in cls	40
2	fondo alveo	30
3	golena	25
4	piano campagna	15
5	alberi	10
6	edifici	12
7	strade	50
8	cave	40

Tabella 5.2: Classi delle scabrezze.

3) Assegnazione delle scabrezze

L'altro importante parametro, sulla base del quale verrà tarato il modello, è il coefficiente di scabrezza di Gauckler Strickler K_s . La sua importanza deriva dal forte peso che esso esercita nelle formule empiriche per la stima della portata nei canali, per i quali il moto può tranquillamente considerarsi turbolento. Tuttavia vi è sempre molta incertezza circa il giusto valore da attribuirgli. Come mostra la tabella (5.2) abbiamo inizialmente individuato 13 classi ciascuna delle quali, a parte alcune utili come riserva, rappresenta un materiale assunto come omogeneo dal punto di vista della scabrezza.

Per adesso i valori scelti sono quelli reperibili normalmente in letteratura⁴ e come tali suscettibili di ulteriori modifiche per riprodurre al meglio il reale comportamento idrodinamico del corso d'acqua. È pertanto da tener presente che i valori presentati nella tabella (5.2) sono da ritenersi provvisori e verranno modificati in fase di taratura.

In figura (5.5) è rappresentata la mappa a scala di colori delle scabrezze assegnata al modello come prima ipotesi, ottenuta isolando le varie *sottomesh* caratterizzate da uguale K_s .

⁴ "Open Channel Hydraulics", Chow Ven Te, 1959.

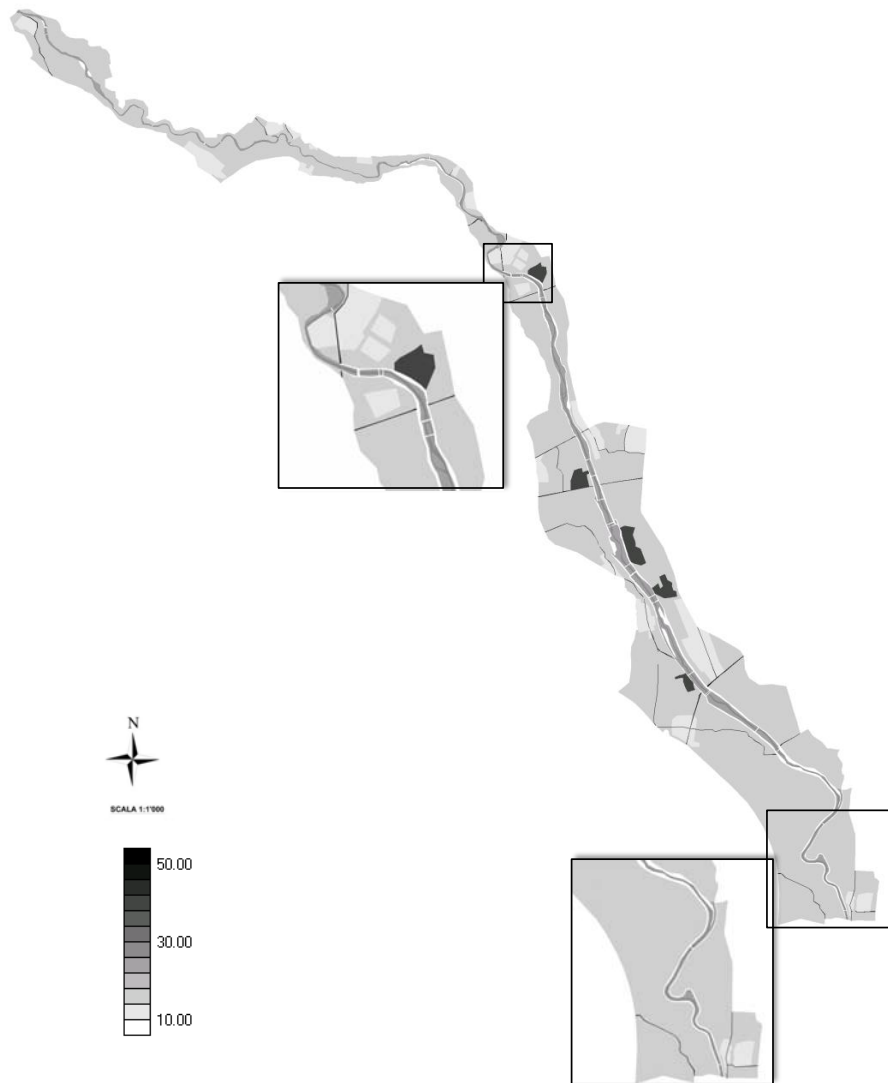


Figura 5.5: Mappa a scala di colori delle scabrezze (assegnate al modello in prima ipotesi).

4) Quotatura

A questo punto si prosegue con la quotatura del modello, che in pratica consiste nell'attribuire un valore di altezza del fondo h_f ad ogni maglia del reticolo. Si tratta di una fase operativa meno immediata delle altre finora viste, in quanto da una parte é impedita dalla scarsa reperibilità dei dati necessari, dall'altra essa richiede sempre una sistemazione finale, da eseguirsi manualmente, a causa delle inevitabili discontinuitá che possono emergere tra gli elementi bidimensionali.

Le fonti utili per la quotatura sono fundamentalmente i rilievi topografici ad alta risoluzione LIDAR, le batimetrie del fondo alveo (dati Multibeam), le sezioni del fiume, e le quote riportate nelle CTR. Tuttavia, nel nostro caso, ci siamo dovuti accontentare dei primi, condotti dal Ministero dell'Ambiente, e degli ultimi, anche se inferiori per densitá di punti rispetto ai rilievi LIDAR⁵ caricati in INCIDENZE come *file.XYZ*⁶.

Prima di procedere con la quotatura automatica del reticolo di calcolo utilizzando i rilievi LIDAR in formato .XYZ mediante INCIDENZE, é stato necessario trasformare, attraverso un programma MATLAB creato appositamente, il sistema di riferimento geografico dei punti relativi al rilievo LIDAR espressi in coordinate geografiche WGS84 (Sistema di riferimento solidale geocentrico, caratterizzato da un proprio ellissoide), come fornite dal Ministero, in quelle piano-altimetriche Gauss Boaga Fuso Ovest⁷, utilizzate nella cartografia tecnica regionale. Per eseguire tale operazione il programma si é servito di funzioni atte a convertire le coordinate da ellissoidiche in geocentriche e, mediante le formule di Helmert, trasformare i dati da WGS84 a Roma40.

In un secondo momento, le aree rimaste scoperte dalla nuvola di punti .XYZ a disposizione, sono state quotate mediante l'ausilio dei capisaldi di livellazione delle CTR. Questi ultimi, una volta importati in INCIDENZE sono stati interpolati mediante triangolazione, creando un *file .TIN* dal quale é stato possibile completare la quotatura del modello.

Un altro problema riguardante l'altimetria é legato alla reale quota di *talweg* del corso d'acqua. Infatti i rilievi LIDAR intercettano il pelo libero e per l'andamento altimetrico del fondo sarebbero necessarie campagne batimetriche *multibeam* oppure sezioni topografiche del fiume. Per fortu-

5 LIDAR é l'acronimo che sta per *Light Detection and Ranging* o *Laser Imaging Detection and Ranging*. Sostanzialmente é una tecnica di telerilevamento che permette di determinare la distanza di un oggetto o di una superficie utilizzando un impulso laser.

6 Si tratta di *file ASCII* contenenti tre colonne di valori reali rappresentativi delle coordinate x , y e z di una serie di punti quotati. INCIDENZE é predisposto per consentire l'importazione di un elevato numero di punti .XYZ (circa $15 \cdot 10^6$).

7 rappresentazione cilindrica accoppiata al sistema di riferimento locale Roma40 che si basa sull'ellissoide di Heyford

na, nel caso del torrente Astico, vi sono tratti estesi dove in condizioni di magra l'alveo si presenta quasi completamente asciutto e pertanto il fondo del corso d'acqua coincide apprezzabilmente con quanto rilevato dal Lidar.

Il file .GEO quotato é stato già rappresentato in figura (3.9), quando abbiamo descritto il bacino idrografico preso in esame (par. 3.2).

Ricordiamo inoltre che un'accurata quotatura dell'alveo é fondamentale per poi, in fase di taratura, ottenere livelli idrometrici attendibili o quanto meno confrontabili con quelli registrati dall'ARPAV.

5) *Inserimento dei tronchi speciali*

La fase seguente della creazione del modello consiste nell'inserire i cosiddetti tronchi speciali (par. 4.3.1). In particolare, nel nostro caso, sono stati utilizzati quelli tipo *argine*, per simulare la presenza di argini sormontabili, e *soglia*, per rappresentare fedelmente il comportamento idraulico delle soglie e delle briglie presenti lungo il corso d'acqua. Sono stati inoltre adoperati tronchi *paratoia a battente* e *porta vinciana* per simulare il corretto funzionamento dei canali al livello delle derivazioni e degli scarichi, ove potrebbero verificarsi sgraditi fenomeni di rigurgito (fig. 5.6). Per l'inserimento dei tronchi *argine*, che manualmente sarebbe stato lungo e tedioso, ci si è serviti di un programma Matlab capace di compiere il lavoro automaticamente, una volta fornite le quote di sfioro preliminarmente calcolate ed il coefficiente di deflusso C_q , assunto pari a 0,5. Ovviamente per effettuare tali operazioni il programma necessita di specifiche funzioni in grado di leggere e riscrivere il file .GEO, il quale sarà costituito esclusivamente dalle *sottomesh* argini. Per quanto riguarda i tronchi *soglia*, i coefficienti di deflusso scelti sono $C_q = 0,39$ per le traverse, e $C_q = 0,48$ per la diga di Leda. Tali valori derivano da valutazioni sperimentali⁸, nel caso delle traverse, e dalla letteratura per lo sfioratore sagomato alla Creager-Scimemi, nel caso della diga.

E' stato inoltre necessario, in un secondo momento, inserire altri tipi di tronchi speciali, quali *paratoia a battente* tipo 2⁹ e tronchi *idrovara*, allo scopo, in generale, di rendere più stabile il modello in fase di calcolo. In particolare, i tronchi *porta vinciana* in corrispondenza delle immissioni dei canali nel fiume principale vorrebbero simulare la presenza di chiaviche, le quali, in occasione della piena, vengono chiuse. Invece l'inserimento dei tronchi *idrovara* è funzionale alla simulazione dello sbocco nel vuoto dei canali che fuoriescono dal nostro dominio.

⁸ Esperienze in laboratorio sul salto di fondo condotte durante il corso di Idrodinamica.

⁹ L'apertura della paratoia viene modificata in modo da far defluire una portata massima costante assegnata.

6) Inserimento dei canali

L'ultimo passaggio seguito per completare il modello é stato l'inserimento dei canali, rappresentati da elementi monodimensionali descritti nel paragrafo (4.3). Come già esposto nel paragrafo (3.2) il bacino del fiume Astico-Tesina é interessato da una rete di drenaggio piuttosto fitta ed in particolare essa é caratterizzata da canali ad uso prevalentemente idroelettrico, nella parte settentrionale, e destinati perlopiú alla bonifica ed all'irrigazione, in quella meridionale. Benché la presenza di tali canali, soprattutto quelli di derivazione idroelettrica, risulti ininfluenza sui livelli idrometrici che si possono registrare durante un evento di piena, sia perché essi verrebbero plausibilmente chiusi, sia per le portate esigue convogliate dagli stessi, relativamente ai valori raggiungibili al colmo, si é tuttavia ritenuto doveroso inserirli per rendere il modello ancora piú fedele alla realtà.

Inoltre, ai fini dell'impostazione delle condizioni al contorno, date sostanzialmente dagli idrogrammi di piena forniti dall'Autorità di Bacino, é stato necessario aggiungere degli appositi canali, considerati come "*contribuenti*", che raccolgono la portata invasata dai vari sottobacini individuati nel comprensorio d'interesse.

La rappresentazione dei canali inseriti nel nostro modello, con riferimento alla tabella (3.2) sulle principali derivazioni e restituzioni censite nell'area d'interesse, é stata già presentata in fig. (3.11).

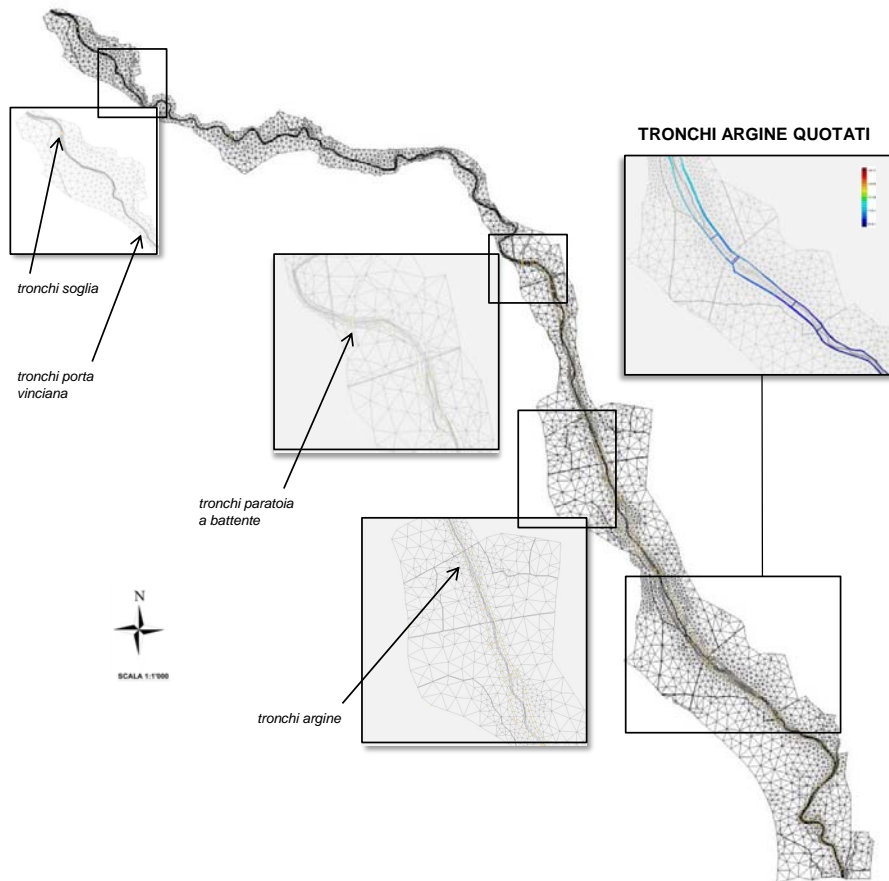


Figura 5.6: Tronchi speciali utilizzati.

CREAZIONE DEL MODELLO

Il risultato finale, rappresentato nella figura (5.7), é un reticolo composto da 6075 nodi, 10207 maglie, 301 tronchi speciali, 557 canali.

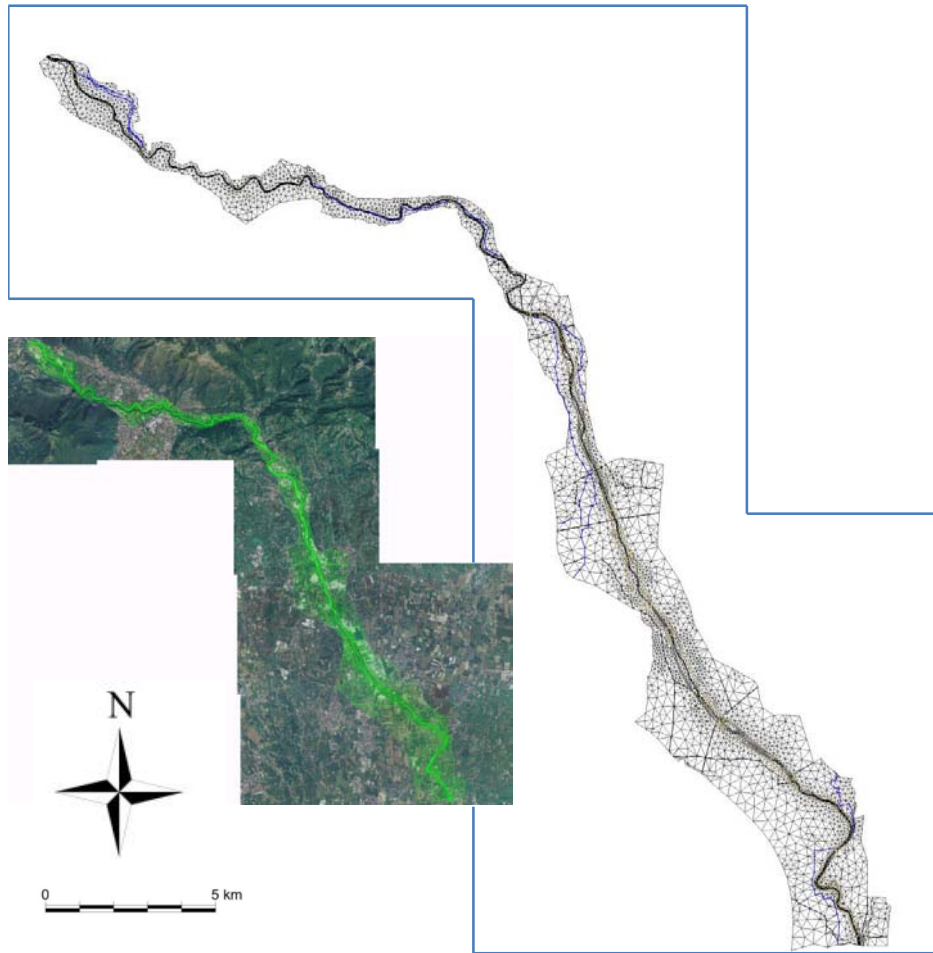


Figura 5.7: Reticolo di calcolo ultimato.

7) *Controlli finali*

Infine, per sicurezza, é stato effettuato un rapido controllo sul *file* .GEO, possibile grazie ad un' utilissima funzione offerta dal programma INCIDENZE, che permette di individuare e correggere eventuali errori nella costruzione del reticolo di calcolo. In particolare, i difetti sui quali é indirizzata la ricerca sono:

- Nodi isolati;
- Nodi doppi;
- Maglie invertite;
- Maglie area nulla;
- Canali/tronchi lung. nulla;
- Canali/tronchi sovrapposti;
- Canali/tronchi sconnessi;
- H_f laterale canali;
- Tronchi bassi.

É sempre conveniente effettuare questi controlli prima di utilizzare il *file* .GEO per una simulazione.

8) Ampliamento del dominio di calcolo

In un secondo momento, allo scopo di simulare l'evento di piena che ha interessato il Vicentino nel Novembre 2010 e soprattutto per analizzare l'influenza dell'Astico nella propagazione della piena generata dal Bacchiglione, é stato necessario unire il nostro reticolo di calcolo con uno preesistente, chiuso poco a valle di Longare e rappresentante la parte del bacino Bacchiglione-Brenta che interessa la rete idrografica intorno al comune di Vicenza. Il reticolo finale cosí ottenuto, mostrato nella figura (5.8), conta in tutto 40850 nodi, 72931 maglie, 2686 tronchi speciali, 1010 canali.

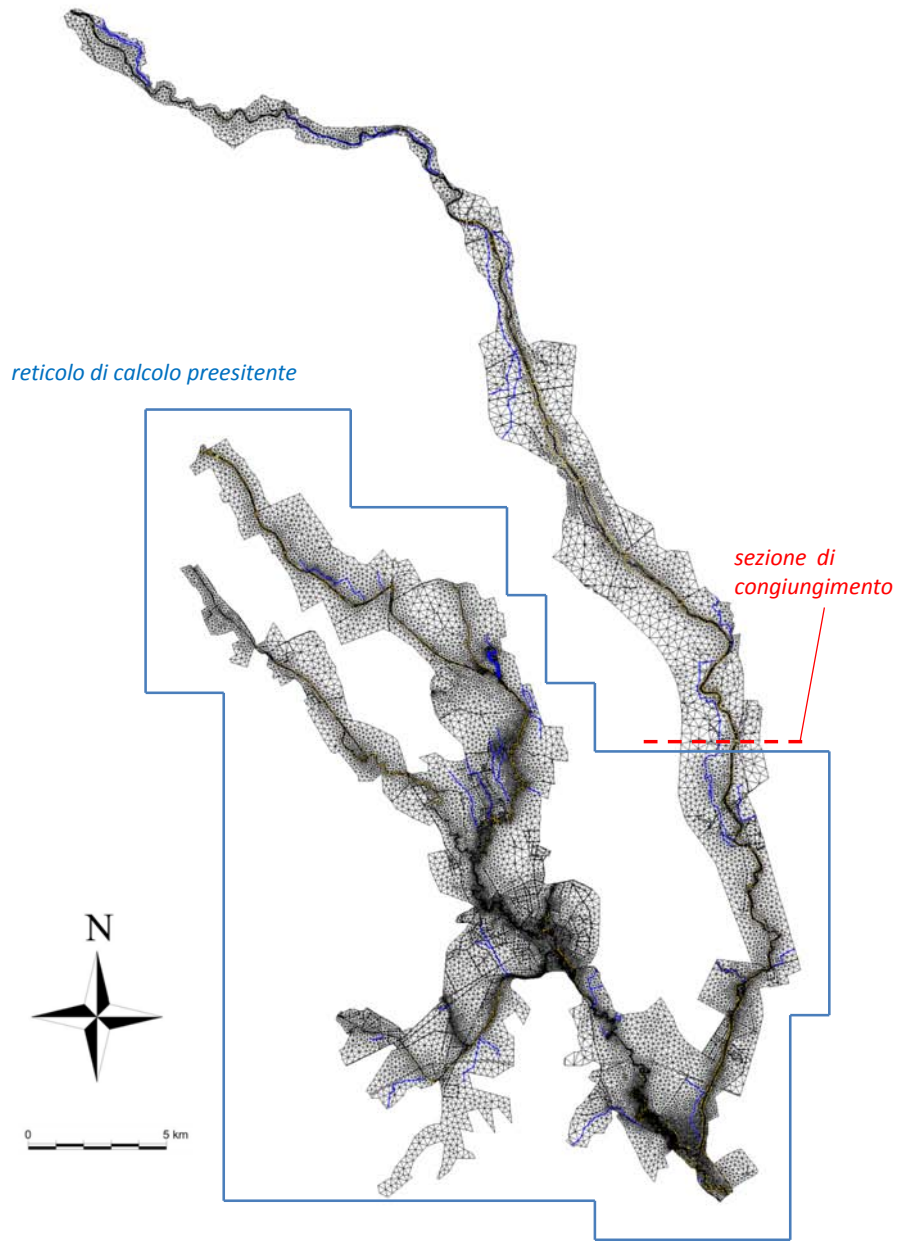


Figura 5.8: Reticolo di calcolo ampliato.

TARATURA DEL MODELLO E SIMULAZIONI DELLO STATO DI FATTO

Le simulazioni che si intendono effettuare, con la presente, sono tre:

1. La prima volta a ricreare l'evento alluvionale del 2010;
2. La seconda volta a riprodurre la piena del 2012;
3. La terza finalizzata a verificare l'efficienza degli interventi di mitigazione della pericolosità proposti.

Tra gli strumenti di indagine adoperati a supporto di tali simulazioni, oltre al *software* grafico INCIDENZE (cap. 5.1), risulta determinante il sofisticato programma eseguibile 2DEF (cap. 4), il quale nota la geometria del modello ed assegnatogli un opportuno *file* di simulazione, è in grado di ricostruire il comportamento idrodinamico del fiume d'interesse. In particolare, grazie ad esso è possibile affrontare dettagliatamente importanti questioni dal punto di vista della sicurezza idraulica, quali: la tenuta arginale per eventi di piena piuttosto gravosi, gli effetti sul territorio circostante di possibili tracimazioni o breccie arginali, i potenziali benefici derivanti dalla laminazione controllata di volumi di piena al di fuori delle arginature maestre o da altre tipologie di sistemazioni fluviali.

Questo capitolo ha come oggetto di studio gli eventi alluvionali del 2010 e 2012, con l'obiettivo in primo luogo di tarare il modello e, in secondo luogo, di mettere in luce le principali criticità dello stato di fatto. Nel prossimo capitolo si esamineranno gli interventi di mitigazione del rischio proposti, in termini di riduzione del colmo di piena, sulla base delle simulazioni della propagazione dell'onda di piena del 1966, preliminarmente ricostruita.

6.1 CONDIZIONI AL CONTORNO

Affinché la soluzione del problema di *Cauchy* sia unica, è necessario fornire le condizioni iniziali e le condizioni al contorno. Un problema idrodinamico relativo alla propagazione di onde di piena in regime di moto lento richiede l'imposizione a monte di un idrogramma delle portate e a valle dell'andamento dei livelli o di una scala delle portate. Nelle simulazioni della propagazione delle onde di piena, la procedura da

seguire é quella di fornire una condizione iniziale possibilmente equilibrata, quale puó essere, ad esempio, quella rappresentata dal moto stazionario determinato da un valore relativamente piccolo di portata fluente nelle diverse sezioni di ingresso e da un prefissato livello o scala delle portate nella sezione di valle. Tale condizione di moto permanente viene raggiunta imponendo delle condizioni al contorno costanti nel tempo.

La procedura di portare a moto permanente un corso d'acqua su fondo completamente asciutto rappresenta la fase piú delicata dal punto di vista numerico: essendo il dominio inizialmente asciutto é necessario adottare un passo di integrazione temporale Δt molto piú piccolo di quello che sará poi utilizzato nella simulazione della propagazione dell'onda di piena. Nel nostro caso sono stati scelti come dati iniziali della simulazione a moto permanente: $\Delta t = 2 \text{ s}$, $\eta = 0.1$.

Un espediente é quello di far propagare sull'asciutto una portata piú piccola di quella permanente e quindi, una volta che l'alveo si é "bagnato", incrementare progressivamente la portata fino al valore desiderato, lasciando che il sistema si porti a regime.

Per quanto riguarda le condizioni al contorno, lo schema di calcolo adottato garantisce l'impermeabilitá dei limiti del reticolo.

Con riferimento al primo caso di studio, sono stati assunti, come idrogrammi di piena, quelli calcolati dall'Autoritá di Bacino mediante modello geomorfologico. Quindi le portate entranti nelle varie sezioni prefissate (fig. 6.1) sono state opportunamente ripartite tra i nodi ricadenti nell'alveo di magra.

Una volta assegnate, nel *file* .SIM, le condizioni di monte, si é attribuita una scala delle portate del tipo $Q = Q_0(h - h_f)^\alpha$ per ciascun nodo della sezione di chiusura a valle. I parametri che compaiono nella funzione potenza sono ricavati mediante l'interpolazione della curva che descrive la scala delle portate a moto vario, la quale assume la tipica forma a "cappio di piena". In particolare, nel nostro caso, i parametri richiesti dalla simulazione sono i seguenti: $Q_0 = 4,02 \text{ m}^3/\text{s}$, $h_f = 18,90 \text{ m}$, $\alpha = 2,42$.

É interessante notare come, a differenza degli idrogrammi di piena, la scala delle portate rimane invariata per tutte le simulazioni, essendo caratteristica esclusivamente della geometria della sezione trasversale d'alveo.

Infine, prima di procedere con la simulazione vera e propria, si é dovuto predisporre il modello con una preliminare simulazione a moto permanente. Operativamente si tratta di assegnare, come condizioni al contorno di monte, portate con andamento temporale tendente asintoti-

6.1 CONDIZIONI AL CONTORNO

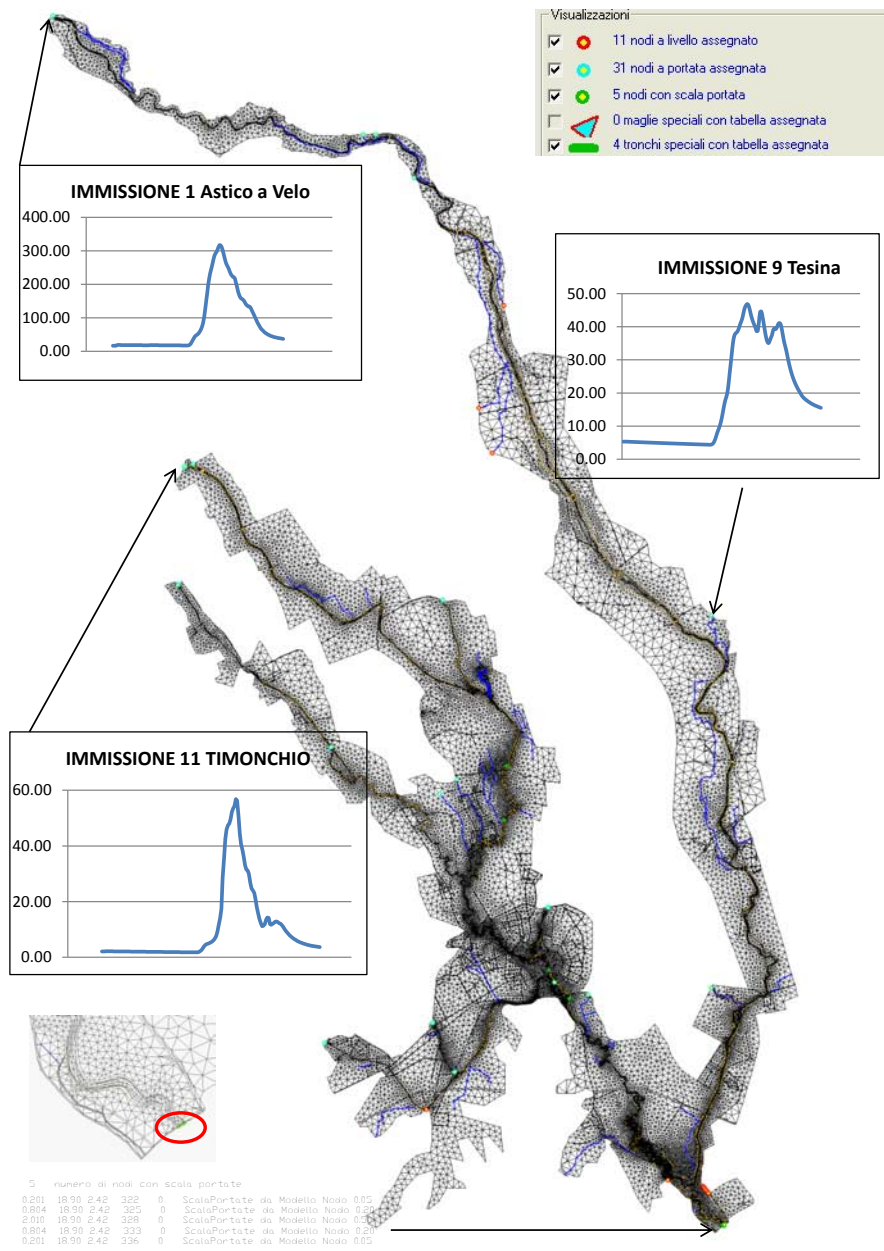


Figura 6.1: Alcuni esempi di imposizione delle condizioni al contorno mediante file .SIM.

camente da 0 al valore di regime, coincidente con quello iniziale nell'idrogramma a moto vario. Questa prima simulazione, la cui durata dipende dalla velocità di propagazione dell'onda di piena nell'alveo, non è da considerarsi come rappresentante il reale comportamento a moto permanente del corso d'acqua, ma costituisce solamente un'operazione di messa a regime, propedeutica per quella a moto vario. Pertanto non ha ancora senso trarre considerazioni di alcun genere in questa fase.

6.2 PRIMO CASO DI STUDIO: PIENA 2010

La simulazione dell'evento alluvionale verificatosi tra la fine di Ottobre e gli inizi di Novembre del 2010 (par. 2.2), nota anche come l'*"Alluvione dei Santi"*, costituisce forse il caso più importante tra quelli presi in esame, in quanto non solo fa riferimento all'evento più gravoso degli ultimi cinquant'anni, ma è stato inoltre ampiamente documentato [D'Alpaos 2010, Carraro, Casarin et al. 2011, Arpav 2010a, Arpav 2009, Arpav 2010b]. Questa ricchezza di informazioni, la cui attendibilità può risultare tuttavia poco affidabile in certi casi, rappresenta nell'insieme un utile riferimento per validare il nostro modello e dedurre alcune considerazioni interessanti sullo stato di fatto.

La durata della simulazione a moto vario è stata fissata a 4 giorni, a partire dalle 0.00 del 31/10/2010 fino alle 0.00 del 4/11/2010.

Per quanto riguarda i dati iniziali della stessa, a differenza del caso a moto permanente, questa volta si tende ad aumentare il passo temporale Δt ed a diminuire la porosità η . Secondo questo principio sono stati scelti così i seguenti valori: $\Delta t = 3 \text{ s}$, $\eta = 0,05$.

6.2.1 Taratura

Le regole della modellazione prevedono ad un certo punto la cosiddetta fase di taratura, che deve necessariamente anticipare l'analisi dei risultati definitivi. In pratica essa consiste nel calibrare al meglio il modello sulla base di un campione di dati registrati sperimentalmente. In particolare, il parametro da tarare è il coefficiente di scabrezza K_s , in modo tale da ottenere un'accettabile coincidenza tra i livelli o le portate calcolate dal modello idrodinamico ed i valori effettivamente misurati in corrispondenza di certe sezioni. A tale scopo sono state scelte le sezioni di Ponte Pilo, ove è presente una stazione di monitoraggio dei livelli idrometrici di proprietà di Eusebio Energia, dotata di scala di deflusso valida in condizioni di morbida/piena, Lugo di Vicenza, ove l'ARPAV ha installato un sensore ad ultrasuoni che rileva il livello idrometrico con

Tabella 6.1: Coefficienti di scabrezza di Gauckler Strickler assunti per le varie prove di taratura.

	PROVA ₁	PROVA ₂	PROVA ₃	PROVA ₄
Primo Tratto	$K_{s,a} = 30^a$	$K_{s,a} = 25$	$K_{s,a} = 20$	$K_{s,a} = 15$
	$K_{s,g} = 25^b$	$K_{s,g} = 20$	$K_{s,g} = 15$	$K_{s,g} = 10$
Secondo Tratto	$K_{s,a} = 30$	$K_{s,a} = 25$	$K_{s,a} = 25$	$K_{s,a} = 20$
	$K_{s,g} = 25$	$K_{s,g} = 20$	$K_{s,g} = 20$	$K_{s,g} = 15$
Terzo Tratto	$K_{s,a} = 30$	$K_{s,a} = 30$	$K_{s,a} = 25$	$K_{s,a} = 25$
	$K_{s,g} = 25$	$K_{s,g} = 25$	$K_{s,g} = 20$	$K_{s,g} = 20$

^a Coefficiente di scabrezza relativo all'alveo di magra [$m^{1/3}s^{-1}$].

^b Coefficiente di scabrezza relativo alla golena [$m^{1/3}s^{-1}$].

cadenza semioraria e Bolzano Vicentino, ove é presente una stazione ARPAV per il monitoraggio dei livelli idrometrici, dotata di opportuna scala di deflusso per la stima delle portate transitate (fig. 6.2).

É tuttavia da tener presente che i dati registrati dai vari Enti, in corrispondenza di tali sezioni, non possono essere impiegati indiscriminatamente per stabilire confronti sia in termini di portata che di livelli, ma devono essere attentamente selezionati a seconda dei casi. Infatti mentre le registrazioni fornite dalla centrale idroelettrica di Eusebio Energia si rivelano buone dal punto di vista delle portate, ma meno affidabili per quanto riguarda i livelli idrometrici, in quanto il valore dello zero idrometrico é incognito, le altezze idrometriche misurate dall'ARPAV a Bolzano Vicentino costituiscono un valido riferimento per la taratura. Lo zero idrometrico stimato per questa stazione é $z = 37,18$ m s.l.m.m.. D'altra parte le portate transitate in questa sezione non sono state misurate direttamente, bensí stimate con una scala di deflusso generata appositamente (par. 3.1), la quale é stata ricavata mediante interpolazione di uno scarso numero di punti rappresentativi lo stato di piena, rendendola quindi poco affidabile in questo regime.

Dunque sono state effettuate quattro prove, riportate in tabella (6.1), caratterizzate da diversi valori di scabrezza per l'alveo e la golena.

Come si può leggere nella tabella (6.1) si é scelto di suddividere l'asta fluviale in esame in tre tratti ritenuti omogenei sotto il profilo geomorfologico, in accordo con quanto descritto nel par. (3.1). La scelta del coefficiente di scabrezza di Gauckler Strickler da attribuire ai vari elementi é stata parzialmente dettata dalla distribuzione granulometrica del fondo (par. 3.1), da altre forme di resistenza (curve, restringimenti,

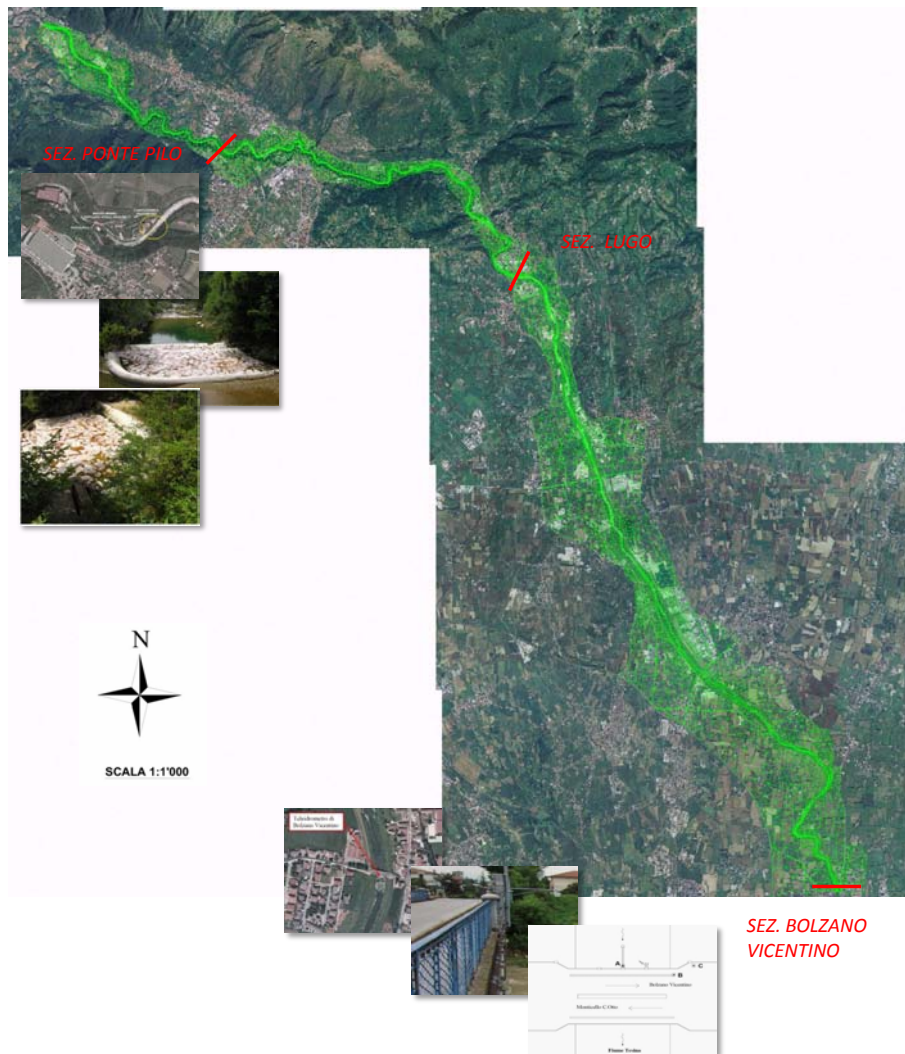


Figura 6.2: Sezioni considerate per il confronto dei livelli e delle portate transitate.

allargamenti) e dai valori presenti in letteratura ("*Open Channel Hydraulics*", Chow Ven Te, 1959.), anche se, al di lá del suo significato fisico, il coefficiente K_s é un parametro che viene concettualizzato in questo tipo di modelli finalizzato a ottimizzare la corrispondenza tra i dati misurati ed i risultati del modello matematico. Si riportano di seguito i grafici ottenuti dal confronto dei livelli e delle portate calcolati da modello con quelli misurati, in corrispondenza delle sezioni prefissate.

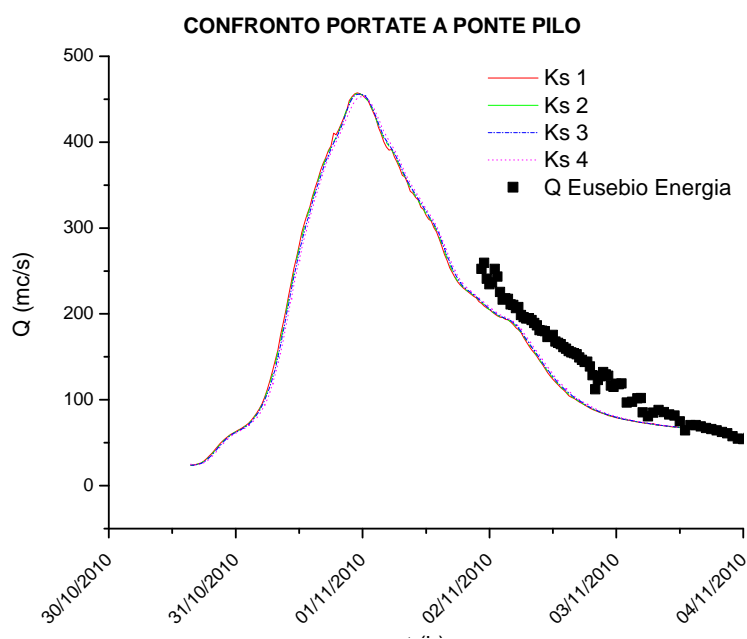


Figura 6.3: Taratura del modello mediante confronto delle portate a Ponte Pilo.

Come si puó vedere nei grafici (fig. 6.5), dal confronto delle diverse prove, caratterizzate da coefficienti di scabrezza differenti, é emerso innanzitutto che il modello manifesta apparentemente una scarsa sensibilità alle variazioni di K_s , probabilmente imputabile alle condizioni di valle, le quali restano invariate per tutte le simulazioni svolte. Infatti non si riesce a cogliere distintamente la traslazione verso l'alto della curva riferita a K_s minori, data dall'innalzamento dei livelli, secondo quanto ci si aspetterebbe dalla teoria, a meno che non si restringa l'intervallo d'indagine ($L < 1000$ m). Inoltre la sezione di Ponte Pilo, anche se costituita da un numero ridotto di punti sperimentali, rappresentativi peraltro solamente della fase calante della piena, non sembra dare risultati soddisfacenti per nessuna prova mentre il confronto condotto a Bolzano Vicentino, sia sui livelli che sulle portate, conferma la bontá del

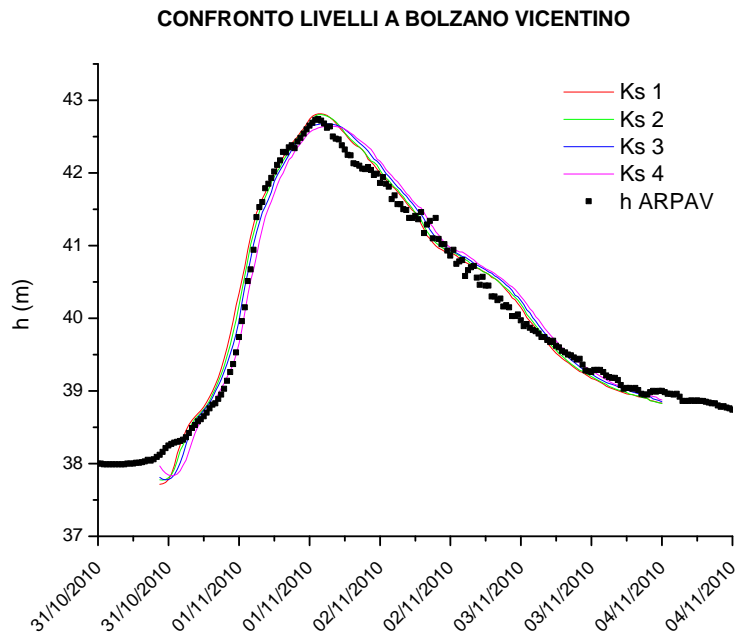


Figura 6.4: Taratura del modello mediante confronto dei livelli a Bolzano Vicentino.

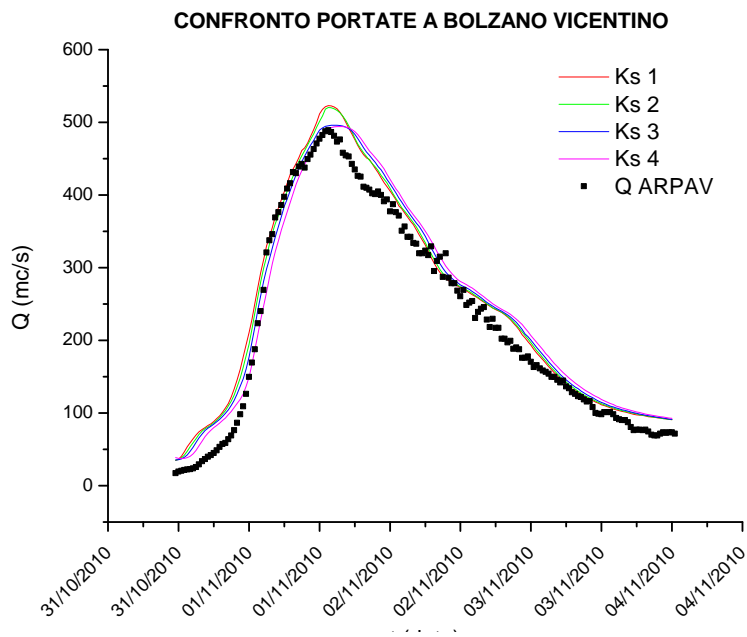


Figura 6.5: Taratura del modello mediante confronto delle portate a Bolzano Vicentino.

modello.

Vi sono poi altre osservazioni importanti circa l'interpretazione dei risultati appena ottenuti dalla taratura. Nonostante i dati di riferimento per il confronto con i nostri risultati siano stati rilevati secondo procedure standardizzate¹ e modalità operative controllate in ogni fase delle attività, essi comunque restano affetti da un'intrinseca incertezza e come tali non dovrebbero essere presi eccessivamente sul serio in fase di taratura del modello. Le principali fonti di incertezza derivano fondamentalmente dalla complessa conformazione fisica della sezione di misura, per la quale risulta assai arduo determinare con precisione l'area bagnata per il calcolo della portata. Ulteriori complicazioni sono dovute alla complessità geomorfologica ed idrologica del bacino interessato, data sostanzialmente dai continui apporti scambiati con la falda fratica, prelievi e diversioni effettuati a monte prevalentemente a scopo idroelettrico o irriguo. Infine l'errore associato a ciascuna misura può essere legato proprio a malfunzionamenti degli strumenti, come è probabile che si verifichi in occasione di piene, facendo diventare il campione di dati il frutto di ricostruzioni piuttosto che di misurazioni. D'altra parte i limiti che possono presentare i nostri risultati sono strettamente dipendenti dal grado di discretizzazione dell'alveo, dai rilievi planoaltimetrici e dalla correttezza delle condizioni al contorno, rappresentate dagli idrogrammi di piena.

In conclusione, l'analisi degli errori relativi tra i risultati ottenuti dalle diverse prove con K_s differenti e le misure reali, hanno portato a scegliere, per l'intero corso fluviale, da Velo D'Astico a Bolzano Vicentino, i seguenti valori di scabrezza:

- per l'alveo di magra $K_s = 30 \text{ m}^{1/3} \text{ s}^{-1}$;

- per la golena $K_s = 20 \text{ m}^{1/3} \text{ s}^{-1}$.

¹ Metodi e procedure vengono stabiliti in accordo con i principali riferimenti tecnici e normativi disponibili, quali ad esempio:

- ISO/FDIS 748/2007 (Hydrometry-Measurement of liquid flow in open channels using currentmeters or floats);
- ISO/CD 24578 (Hydrometry-Guide to the Application of Acoustic Doppler Current Profilers for Measurement of Discharge in open channels);
- UNI EN ISO 6416/2005 (Idrometria-Misurazione della portata mediante metodo acustico ad ultrasuoni);
- ISO 9555-1/1994 (Measurement of liquid flow in open channel-Tracer dilution methods for the measurement of steady flow-Part 1);
- ISO 5168/2005 (Measurement of fluid flow-Procedures for the evaluation of uncertainties);

6.2.2 *Analisi di sensibilità*

A partire dalle prove eseguite ai fini della taratura, caratterizzate da diversi valori del coefficiente di scabrezza sia per l'alveo di magra che per la gola, per ogni tratto dell'asta fluviale, si è voluta verificare la sensibilità del modello a variazioni di K_s . L'analisi in questione è stata circoscritta all'area settentrionale del nostro campo di studio, ove l'alveo si presenta ancora incassato e non arginato, in quanto è soprattutto questo primo tronco ad essere interessato da rilevanti variazioni di K_s , come si può leggere nella tabella (6.1). I grafici (fig. 6.6), rappresentanti il confronto dell'andamento del pelo libero in funzione del coefficiente di scabrezza, mostrano che la sensibilità di risposta del modello inizia a farsi sentire per variazioni $\Delta K_s \geq 10$.

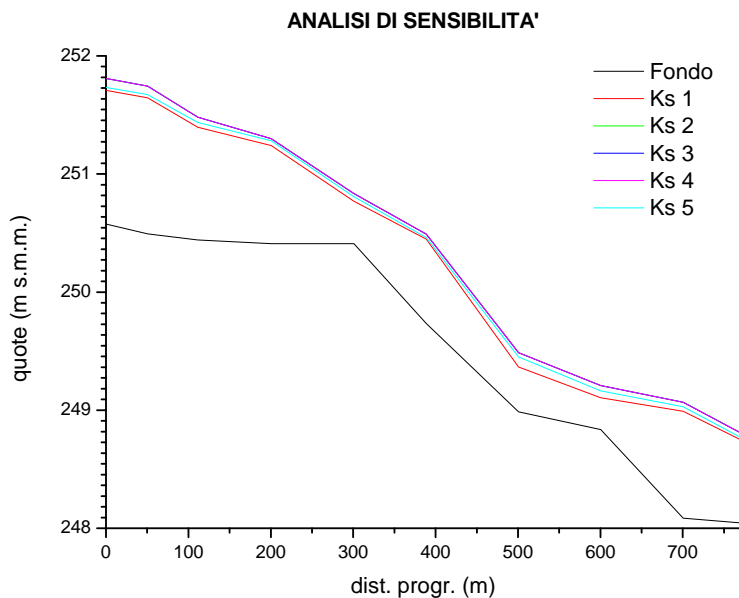


Figura 6.6: Analisi di sensibilità in base al confronto dei profili liquidi, in funzione di K_s .

Inoltre, la validità della sensibilità del modello è confermata anche dal corretto posizionamento del profilo liquido caratterizzato da K_s minore sopra quello con K_s maggiore in accordo con quanto previsto dalla teoria. Secondo l'idraulica delle correnti unidimensionali a superficie libera [Ghetti 1980, Defina 2010], il coefficiente di scabrezza di Gauckler Strickler influenza fortemente l'andamento del profilo di moto gradualmente vario. L'interpretazione teorica del particolare andamento assunto dai

profili liquidi in funzione dei diversi K_s si comprende considerando la formula di moto uniforme:

$$Q = K_s A R_h^{2/3} \sqrt{i_f}$$

, valida per condizioni di moto turbolento di parete scabra e rappresentativa di un'approssimazione della formula di Darcy-Weisbach, nella quale la funzione di resistenza é calcolata mediante la formula di Colebrook-White. A paritá di altre condizioni, si nota che, al crescere della scabrezza di fondo, cioé al diminuire di K_s , l'altezza di moto uniforme y_0 aumenta e viceversa.

6.2.3 *Analisi dei risultati*

L'analisi dei risultati della simulazione dello stato di fatto riguarda principalmente: (i) il confronto tra i valori ottenuti da modello e quelli effettivamente misurati; (ii) il tracciamento dei profili liquidi, dati dall'inviluppo dei livelli massimi, per mettere in luce eventuali riduzioni del franco o insufficienze arginali; (iii) le modalitá di propagazione dell'onda di piena lungo il corso d'acqua; (iv) il confronto tra gli allagamenti generati dalla simulazione e quelli censiti dall'Autoritá di Bacino, dal Genio civile di Vicenza e dagli altri Comuni interessati dalle esondazioni, in occasione dell'alluvione del Novembre 2010.

In seguito a numerosi tentativi di perfezionamento, nei quali si é cercato di risistemare le quote arginali, le condizioni al contorno, le quote del fondo per un certo tratto e alcuni canali, alla fine si é giunti al modello definitivo sul quale finalmente intraprendere l'analisi dei risultati.

É inoltre da tener presente che, sebbene sia il nostro modello che la simulazione si appoggino sul preesistente reticolo di calcolo rappresentante tutto il bacino del fiume Bacchiglione, giá analizzato in un'altra tesi [Paoli 2011] e necessario per verificare l'influenza dell'Astico-Tesina sul Bacchiglione stesso, la nostra attenzione é rivolta esclusivamente al sistema Astico-Tesina, che rappresenta il vero oggetto di questa tesi.

Le grandezze che si sono selezionate nella finestra di dialogo del programma INCIDENZE, la quale offre un'ampia gamma di risultati visualizzabili, sono la rappresentazione a colori del tirante, calcolato in ciascun nodo, e l'illuminazione dei tronchi speciali *soglia* qualora entrassero in funzione. La determinazione del tirante per nodo é stata preferita a quella per elemento in quanto il secondo caso comporterebbe un'interpolazione sulla maglia dei risultati nodali, dando luogo ad una rappresentazione a colori poco precisa.

Confronto tra le misure registrate e quelle ottenute da modello

Mettendo a confronto i risultati della simulazione a moto vario del modello definitivo, caratterizzato dai valori di scabrezza tarati, con le misure effettuate dall'ARPAV e dalla centrale Eusebio Energia, si ottengono nuovamente i grafici già visti durante la fase di calibrazione (fig. 6.5). Si nota una buona corrispondenza per quanto riguarda i livelli idrometrici a Bolzano Vicentino (fig. 6.7), ma poco soddisfacente in relazione alle portate transitate per la sezione di Ponte Pilo (fig. 6.8).

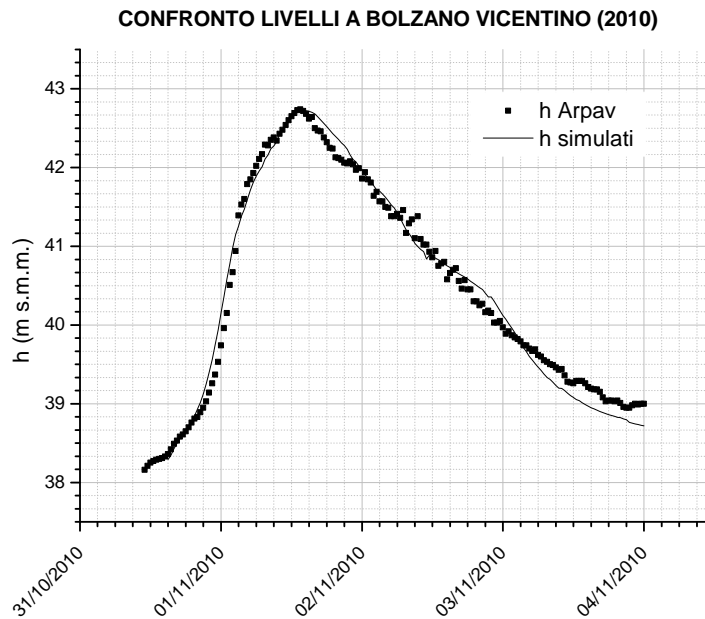


Figura 6.7: Confronto dei livelli a Bolzano Vicentino (2010).

Inoltre sono stati messi a confronto i livelli idrometrici in corrispondenza del ponte di Lugo di Vicenza, immediatamente a monte della derivazione del canale Mordini, di cui sono note le misurazioni eseguite dall'Arpav in occasione dell'evento di riferimento, ma lo zero idrometrico è incognito. Pertanto sono state eseguite diverse prove finalizzate a determinare proprio quale potesse essere il livello iniziale ipotetico di riferimento. I grafici (fig. 6.9) rivelano che lo zero idrometrico più probabile per la sezione di Lugo potrebbe essere $z = 142,72 \text{ m s.l.m.}^2$.

² Il valore dichiarato non è completamente validato in quanto per poter individuare lo zero idrometrico di un idrometro basandosi sulle simulazioni si dovrebbe essere sicuri della taratura eseguita a monte e a valle dell'idrometro. Tuttavia nel nostro caso si dispone degli elementi per tarare la parte di valle, ma non quella di monte.

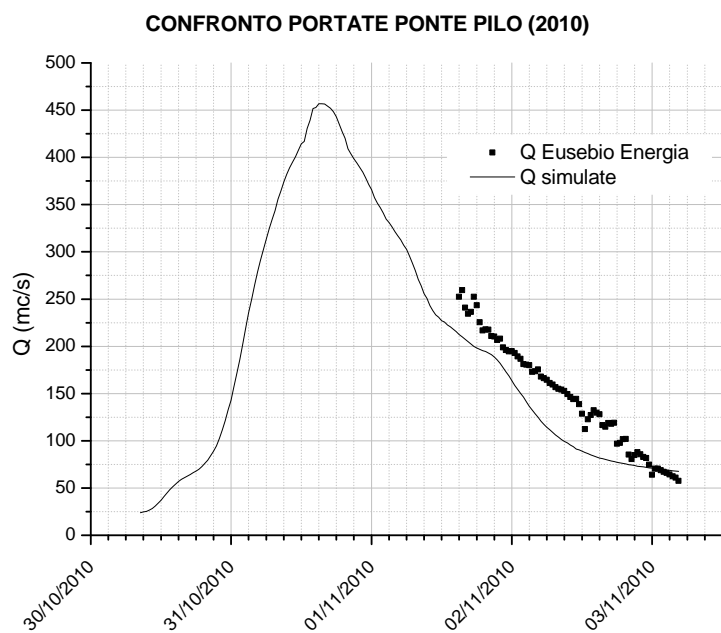


Figura 6.8: Confronto delle portate a Ponte Pilo (2010).

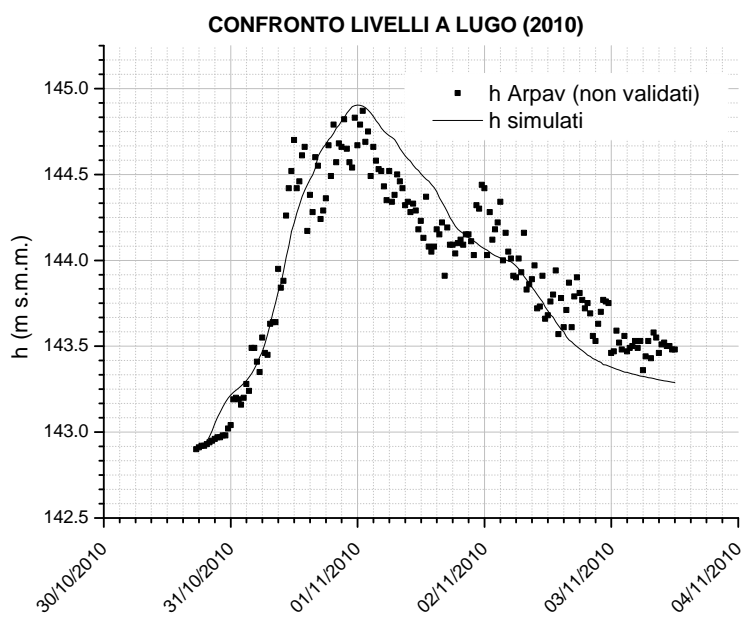


Figura 6.9: Confronto dei livelli a Lugo (2010).

Successivamente sono stati confrontati gli idrogrammi, calcolati e misurati, a Bolzano Vicentino (fig. 6.10), tenendo presente che in realtà le portate non sono state misurate ma calcolate mediante opportuna scala di deflusso. Si era anche detto che tale scala poteva rivelarsi poco affidabile in regime di piena ed infatti si nota che il punto dove gli idrogrammi si discostano maggiormente si trova proprio al colmo. Quest'ultimo aspetto è stato un altro criterio di scelta del coefficiente di scabrezza in fase di taratura, selezionando quindi quello che sovrastimasse il colmo di piena, risultando più a favore di sicurezza.

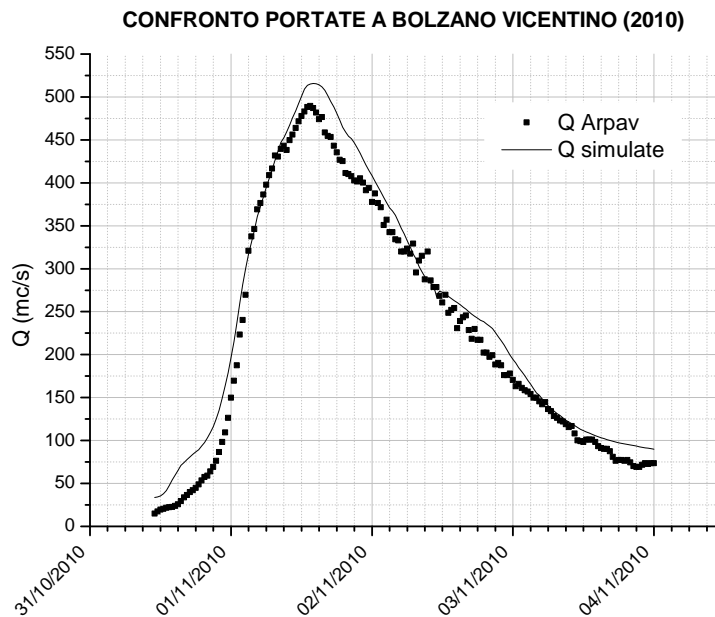


Figura 6.10: Idrogramma ottenuto da modello a Bolzano Vicentino (2010).

Infine sono state confrontate le scale delle portate nel grafico (fig. 6.11), in cui quella raffigurata con una linea tratteggiata è stata ottenuta a partire dalle formulazioni (eq. 1, 3) suggerite dall'ARPAV. È da notare come quelle ricavate dall'ARPAV non tengano conto delle possibili influenze dei fenomeni indotti dal moto vario che comportano la formazione del cosiddetto "cappio di piena". Invece la nostra è stata ricavata diagrammando i livelli con le portate calcolati, ottenendo la configurazione tipica a cappio e interpolando quindi con una funzione potenza definita dalla seguente espressione:

$$(38) \quad Q = 5,528 * (h - 35,011)^{2,233} - 14,281 \text{ per } h > 37,5 \text{ m}$$

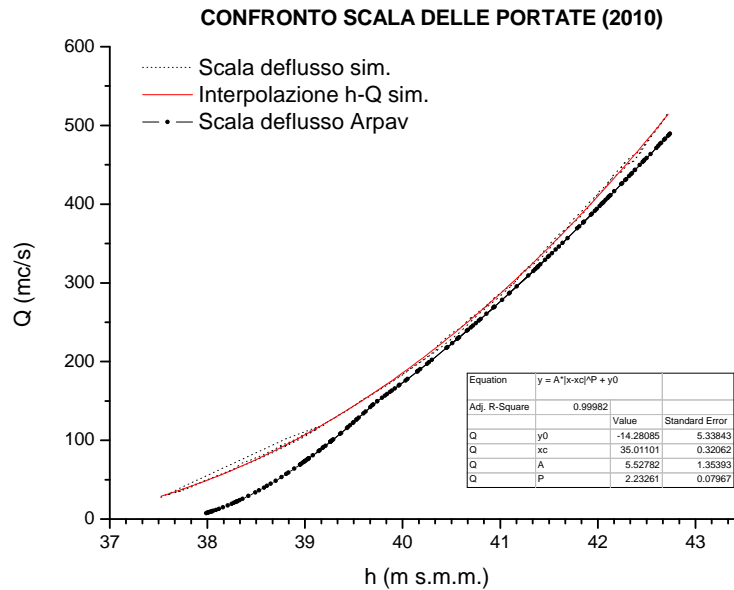


Figura 6.11: Interpolazione della scala di deflusso ottenuta da modello (2010).

Profili longitudinali

Il tratto considerato per il tracciamento dei profili longitudinali si estende approssimativamente da Lugo di Vicenza, laddove l'Astico diventa arginato, fino alla confluenza con il Bacchiglione.

I grafici (fig. 6.15) rappresentano non solo i profili liquidi dati dall'inviluppo dei livelli massimi a moto vario, ma anche l'andamento delle sommità arginali rispettivamente destro e sinistro, in modo da individuare eventuali insufficienze arginali. Esse costituiscono i punti dove potenzialmente si verificherebbero sormonti in caso di piene importanti come quella del 2010, innescando rotte arginali³. La rappresentazione dell'andamento del pelo libero nei grafici (fig. 6.15) consente inoltre di riconoscere i principali tipi di profili di moto gradualmente vario che si instaurano lungo il corso d'acqua. Infatti la presenza diffusa di salti

³ In pratica è una modalità di rottura del manufatto arginale il quale una volta innescato, si evolve in tempi brevi, producendo un'onda di piena il cui studio deve essere affrontato in riferimento a condizioni di moto vario. Le cause possono essere sormonto o sifonamento senza escludere la loro azione concomitante. Una volta iniziata la tracimazione, per esaurimento del franco arginale, ha inizio un violento processo erosivo controllato dal carico idraulico a monte.

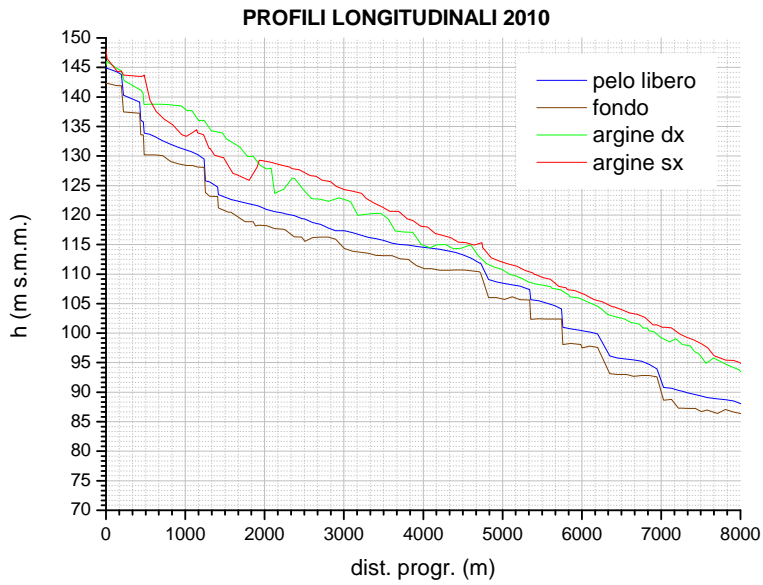


Figura 6.12: Primo tratto.

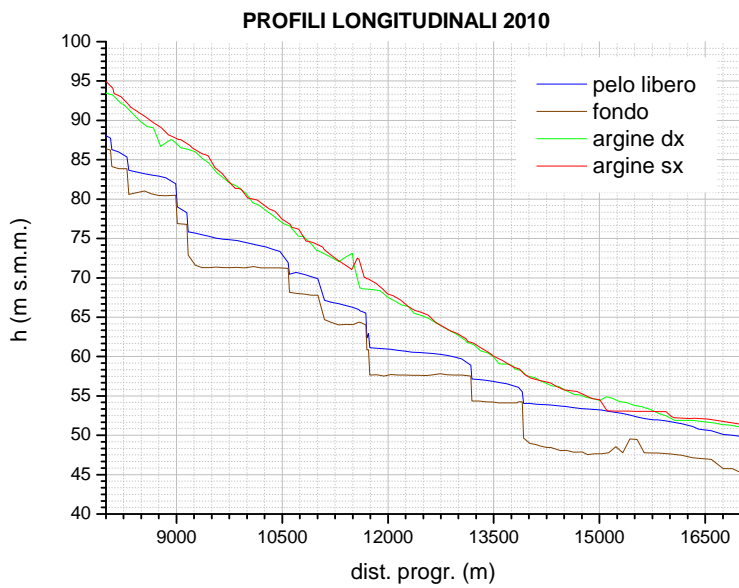


Figura 6.13: Secondo tratto.

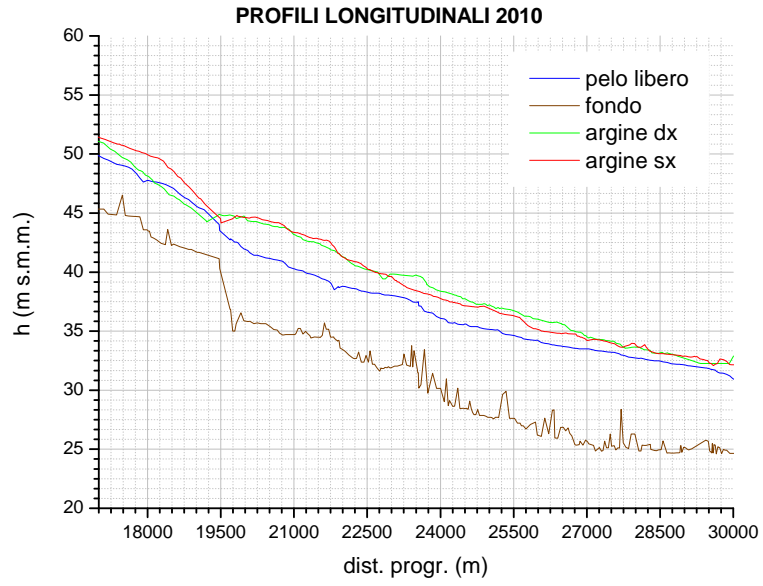


Figura 6.14: Terzo tratto.

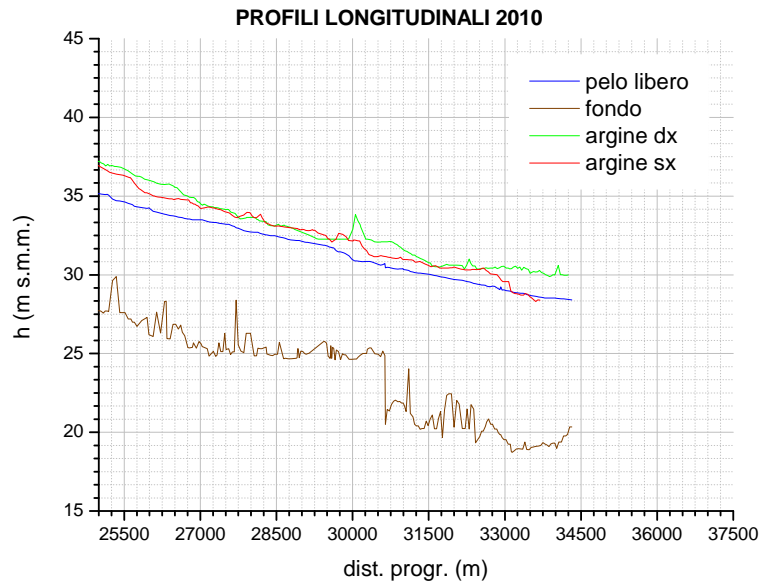


Figura 6.15: Quarto tratto.

di fondo, prevista dalla sistemazione dei torrenti⁴, provoca il delinarsi di profili di chiamata tra una traversa e l'altra, in cui la velocità della corrente, inizialmente lenta, accelera in prossimità della soglia di sfioro, come si nota dalla figura (6.16) rappresentante la mappa a colori del numero di *Froude*.

Un ulteriore fenomeno interessante da rintracciare nei profili liquidi ai fini della sicurezza idraulica sono i rigurgiti. Questi possono manifestarsi quando un corpo ricettore (mare, lago, fiume) mantiene un tirante idrico superiore rispetto a quello che caratterizza il moto del flusso in arrivo, oppure ogni volta che la corrente non dispone di sufficiente energia per il superamento di un ostacolo (restringimento, gradino di fondo, ecc.). Nella prima circostanza, il non regolare smaltimento della portata di piena convogliata dal fiume provoca un'ulteriore diminuzione del franco di sicurezza a monte, peggiorando una situazione già di per sé d'emergenza. Nel nostro caso gli unici rigurgiti sono localizzati a monte, in corrispondenza della prima traversa e del restringimento della sezione che si incontra poco più avanti, quando la valle dell'Astico incomincia a farsi più incisa, stretta tra il monte Summano e l'altopiano di Asiago. Probabilmente al primo rigurgito è imputabile la micro-esondazione che ha luogo nel primissimo tratto e si arresta a ridosso del rilevato stradale che protegge la zona industriale di Seghe (fig. 6.17).

Invece le cause più plausibili del secondo rigurgito possono essere dovute sia all'immissione di portata ad opera degli scarichi sulla sponda sinistra, sia dal restringimento di sezione, il quale, favorendo le condizioni naturali per uno spontaneo allagamento dell'area disabitata circostante, rende il sito idoneo per la creazione dell'invaso di Meda.

La procedura operativa seguita per il tracciamento dei profili longitudinali è stata piuttosto laboriosa. Infatti, durante questa fase, ci si imbatte nel problema dello sfasamento tra i punti che costituiscono la traccia dell'alveo di magra e quelli delle sommità arginali destra e sinistra. In alcuni tratti, specialmente se si è in presenza di aree golenali ampie, in cui il corso d'acqua segue molte anse, è possibile che asta fluviale e coronamenti arginali seguano percorsi diversi. In tale circostanza accade che, a parità di distanza dall'origine al punto finale il fiume abbia percorso una lunghezza maggiore rispetto agli argini in quanto dotato di uno sviluppo superiore. Allora per rappresentare correttamente gli andamenti longitudinali è necessario tracciare delle sezioni che mantengano sempre allineati i punti da confrontare. Alla base di questa complessità che caratterizza l'operazione di tracciamento dei profili possono collegarsi tutte le possibili incongruenze riscontrabili nei grafici. Inoltre, a

⁴ *Steps and pools*, ovvero configurazione del fondo a gradoni.

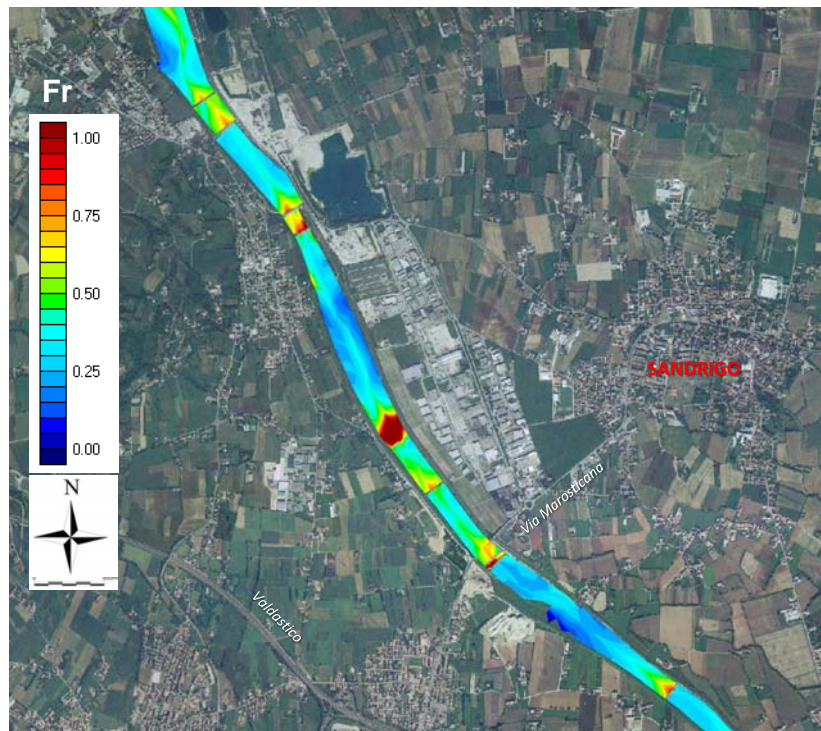


Figura 6.16: Mappa a colori dei valori del numero di *Froude* (2010).

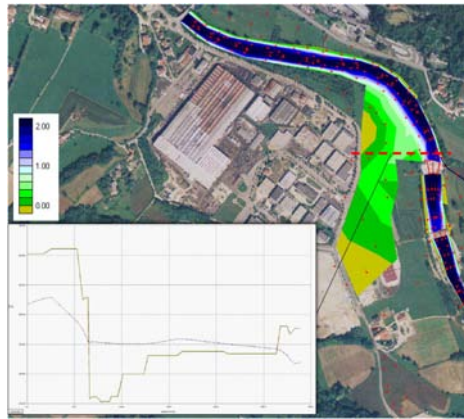


Figura 6.17: Esondazione per rigurgito a Seghe.

differenza dell'asse della sommità arginale, quello dell'alveo non è così facilmente individuabile. Questo sia poiché a rigore bisognerebbe sempre seguire il luogo di punti con profondità maggiore, sia perché a volte si possono accidentalmente attraversare meglio adiacenti con quota del fondo superiore, le quali risultano pertanto emerse.

Propagazione dell'onda di piena

Passiamo allo studio della propagazione dell'onda di piena lungo l'Astico, che oltre a rappresentare uno degli argomenti centrali della presente tesi, rappresenta una delle specialità del modello idrodinamico bidimensionale adottato.

Per la rappresentazione della propagazione dell'onda di piena lungo l'Astico sono state prefissate alcune sezioni ritenute significative per la comprensione del fenomeno, riportate nella tabella compresa nella figura (6.18).

Oltre alle sezioni 6 (Ponte Pilo), 15 (Lugo), 26 (Bolzano Vicentino), già prese in considerazione in occasione della taratura e del confronto tra i dati calcolati e misurati, sono state assunte sezioni a monte e a valle di derivazioni o restituzioni, quali la 3, 4, 10, 11, ecc., per verificare l'entità del loro contributo in termini di portata. Si è ritenuto anche interessante valutare l'effetto sull'evoluzione degli idrogrammi di piena dovuto all'immissione dei principali affluenti (sez. 23, 24), insieme ad altri parametri caratteristici utili a descrivere sinteticamente le modalità di propagazione dell'onda. A tale scopo sono state prese, come sezioni di calcolo degli idrogrammi, quelle poste in tratti piuttosto regolari e sufficientemente distanziate tra loro (sez. 21, 22). Infine sono state prefissate le sezioni a monte e a valle degli interventi di mitigazione del rischio,

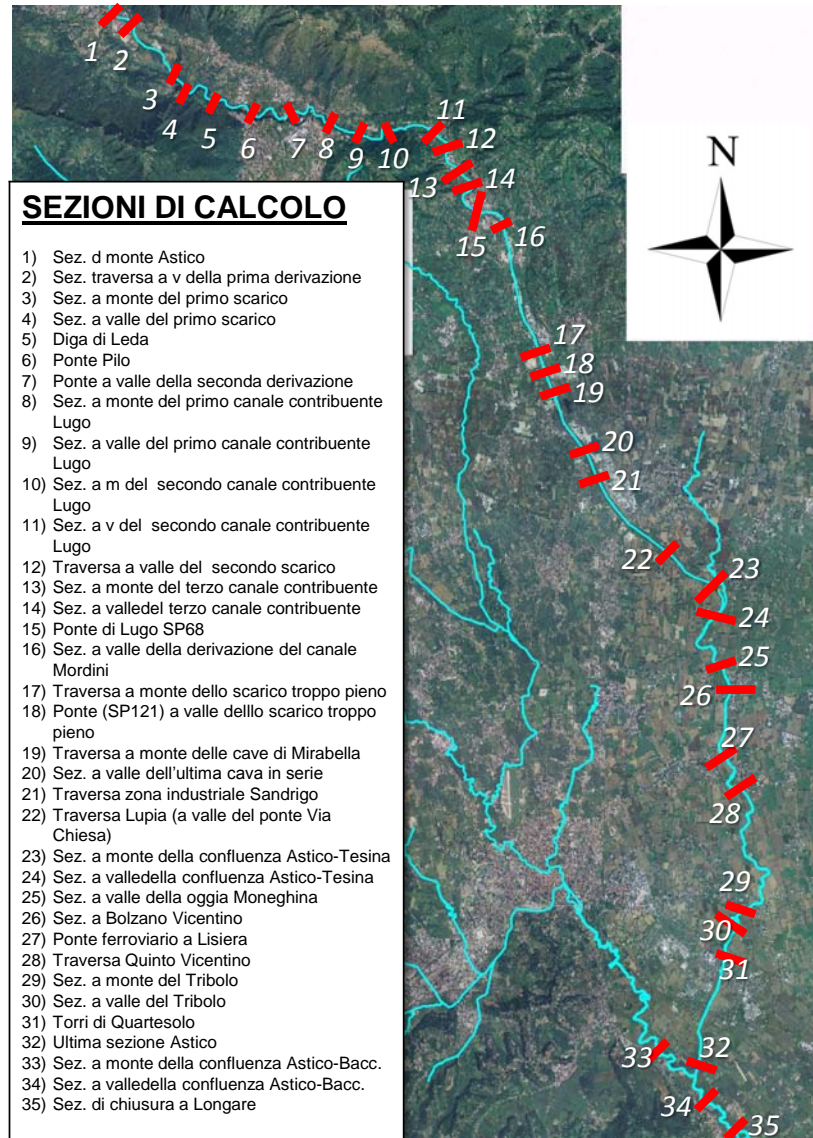


Figura 6.18: Sezioni di calcolo degli idrogrammi di piena.

localizzati a Mirabella (sez. 19, 20), alle quali si farà riferimento quando si analizzeranno i risultati derivanti dalla simulazione con le casse di laminazione.

Il grafico (fig. 6.19) mostra la propagazione dell'onda di piena lungo l'Astico, relativa all'evento alluvionale 2010, ottenuta sovrapponendo gli idrogrammi calcolati in corrispondenza di alcune delle sezioni elencate precedentemente.

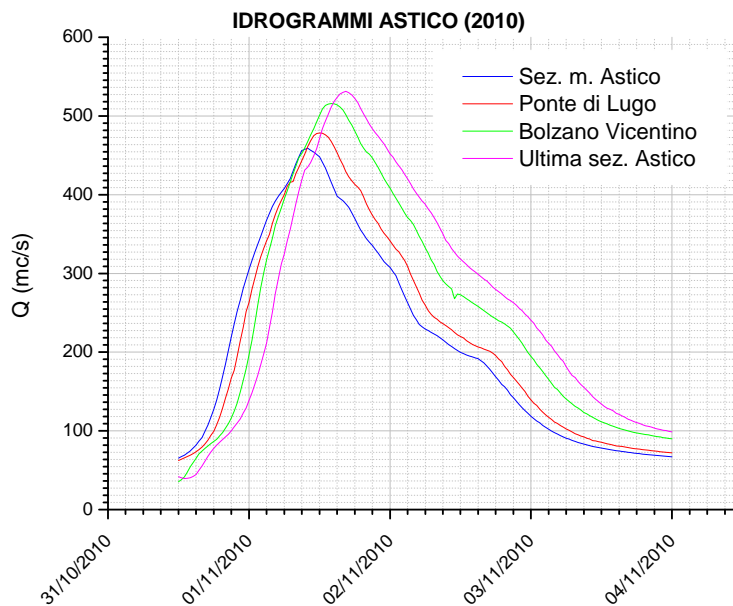


Figura 6.19: Propagazione dell'onda di piena lungo l'Astico (2010).

Osservando il grafico (fig. 6.19) si nota innanzitutto la velocità di propagazione dell'onda di piena, la quale impiega circa sei ore e mezzo per percorrere il tratto del fiume Astico da Velo alla confluenza col Bacchiglione. Essendo la distanza percorsa pari a 36994 km, un immediato calcolo per la stima della celerità di propagazione porge come risultato: $c = 2,57 \text{ m/s}$. Inoltre è interessante notare come, a parità di distanza, il tempo necessario all'onda di piena per raggiungere la sezione di Lugo sia maggiore rispetto a quello impiegato per coprire il secondo tratto, in quanto quest'ultimo si presenta più regolare ed uniforme. Per quanto riguarda la forma dell'onda, essa rimane praticamente invariata, non risentendo degli effetti di laminazione dovuti alle golene, eccetto un incremento del picco di portata, dovuto ai contributi dell'interbacino di Lugo, del Tesina e del Tribolo, incontrati lungo il corso.

Infine si é voluta valutare l'entità del contributo dell'Astico-Tesina alla formazione dell'onda di piena transitante a valle della confluenza con il Bacchiglione.

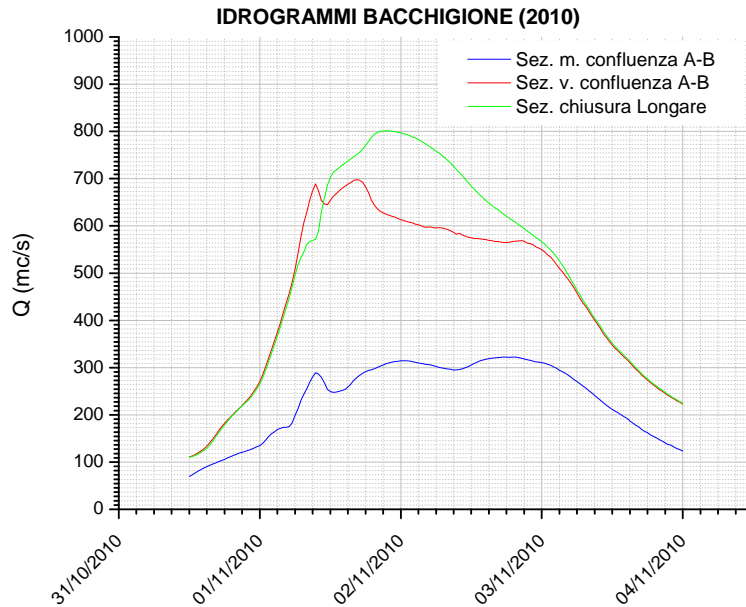


Figura 6.20: Contributo dell'Astico alla formazione della piena convogliata dal Bacchiglione.

Il grafico (fig. 6.20) conferma la notevole importanza strategica che contraddistingue l'Astico nella pianificazione territoriale e difesa contro le alluvioni. Infatti osservando gli idrogrammi calcolati rispettivamente a monte (sez.33) e a valle (sez.34) della confluenza e confrontandoli con quello relativo all'Astico, calcolato nell'ultima sezione (sez.32), si nota come quest'ultimo rappresenti il 76% della portata al colmo a valle dell'immissione. Proseguendo oltre, la portata massima, transitante per la sezione di chiusura fissata a Longare, raggiunge $800 \text{ m}^3/\text{s}$, superando nettamente la capacità idraulica della sezione dell'alveo.

Mappa degli allagamenti

Secondo il nostro modello, la ricostruzione di ciò che sarebbe accaduto durante l'evento alluvionale del Novembre 2010, entro i confini del nostro dominio, é rappresentata dalla seguente successione di immagini (fig. 6.22), immortalate in diversi istanti della simulazione.

In generale la dinamica degli allagamenti presentata nella simulazione non si discosta troppo da quella realmente avvenuta, ricostruita nel paragrafo (2.2). Gli scenari proposti dal modello vedono allagarsi soprattutto le aree piú a Sud, interessanti il comune di Vicenza ed in generale circostanti al fiume Bacchiglione, mentre lungo l'Astico si presentano sporadici allagamenti. Tuttavia é da tener presente che dalla simulazione risultano anche alcune incongruenze rispetto a quanto documentato riguardo il caso dell'Astico. Infatti, osservando attentamente le fig. (6.22), si nota l'illuminazione di qualche tronco speciale argine, a segnalare possibili tracimazioni, in disaccordo con quanto realmente accaduto. Indagando piú approfonditamente si scopre che in realtà, nemmeno al colmo della piena, vi é alcuna esondazione da parte dell'Astico.

La fig.(6.23) mostra il confronto grafico tra la mappa degli allagamenti simulati e quelli effettivamente censiti dalle autorità competenti.

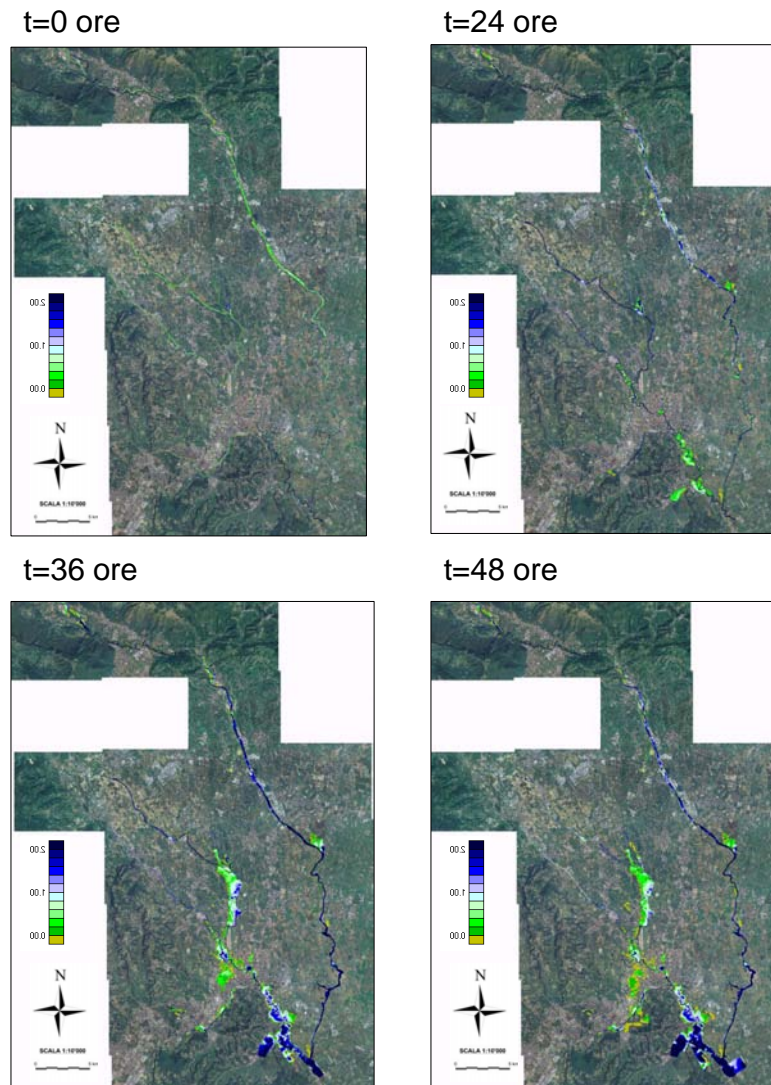


Figura 6.21: Prima parte della simulazione dell'evento alluvionale 2010.

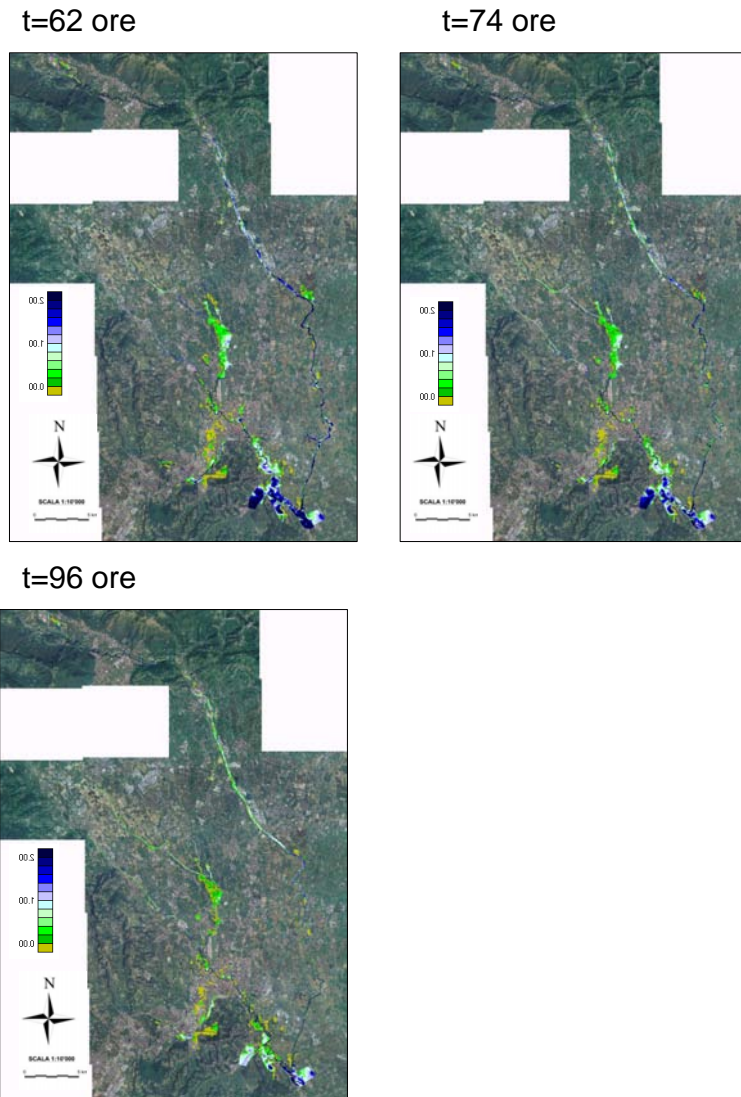


Figura 6.22: Seconda parte della simulazione dell'evento alluvionale 2010.

Dalla fig. (6.23) é possibile, nell'insieme, apprezzare la buona concordanza tra i nostri risultati e quelli realmente registrati, ad eccezione di alcune aree ricadenti al di fuori dei confini "impermeabili" del dominio ed altre situate lungo il primo tratto dell'Astico. In quest'ultimo caso, la presenza di certe zone allagate non registrate ufficialmente potrebbe spiegarsi con l'ipotesi che vengano censite soprattutto le aree edificate, trascurando le aree di campagna. Comunque, facendo riferimento alla legenda, é da notare come, in certi casi, le maglie bagnate assumano colori indicanti allagamenti con tiranti non superiori ai 20 cm.

Spostando l'analisi verso Sud, in prossimitá della confluenza dell'Astico con il Bacchiglione, si trova la conferma di quanto esposto nel paragrafo (3.2), quando si erano elencate le criticitá idrauliche individuate dal Consorzio di Bonifica dell'Alta Pianura Veneta. La nostra simulazione evidenzia la particolare vulnerabilitá dei sottobacini Caveggiara e Quintarello, in quanto zone depresse, a scolo meccanico e potenzialmente allagabili. L'estensione totale delle superfici allagate risultanti dalla nostra simulazione é stata calcolata⁵ essere pari approssimativamente a: 28,6 km². In conclusione, le criticitá maggiori messe in risalto dalla simulazione sono situate in prossimitá della zona industriale di Velo d'Astico, alla confluenza Astico-Tesina, e piú a valle, verso Torri di Quartesolo.

Franchi arginali

Il franco rappresenta uno dei piú importanti parametri per controllare la sicurezza idraulica. Definito come la distanza tra il livello del pelo libero, una volta raggiunta la massima piena, e la sommitá arginale, esso si puó considerare come una sorta di riserva di sicurezza. Le normative impongono per gli argini il rispetto di un franco $f \geq 1 \div 1,5$ m e della distanza minima tra il *talweg* e la quota di sotto-trave di un ponte $h_{\min} = 6 \div 7$ m. Grazie ad una specifica funzione offerta da INCIDENZE é possibile rappresentare l'andamento dei franchi arginali in modo chiaro e semplice. In pratica il programma, sulla base delle tracce che seguono l'andamento dei coronamenti arginali in esame, ovvero una volta caricati i .CNT degli argini, ed in funzione dei livelli massimi di piena, é in grado di evidenziare le eventuali insufficienze arginali. Tale rappresentazione viene proposta nelle figure (6.26), ove si sono riportati gli assi

⁵ Il computo dell'area allagata é reso possibile grazie ad una funzione del programma INCIDENZE, che, una volta delimitata la zona d'interesse, estende il calcolo a tutta la superficie, comprendendo anche gli alvei stessi. Pertanto il valore dichiarato sará sovrastimato.

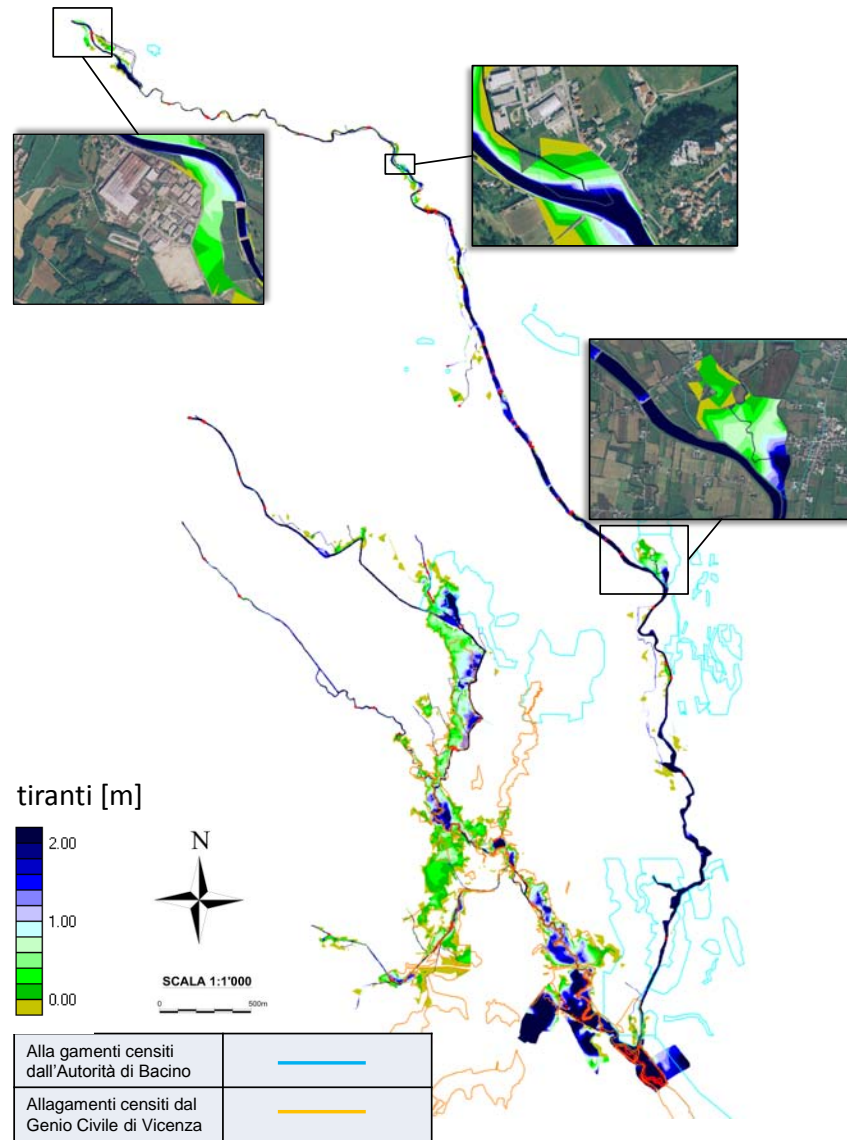


Figura 6.23: Confronto degli allagamenti riprodotti dalla simulazione con quelli effettivamente registrati.

degli argini e l'andamento della condizione dei franchi arginali, i quali se inferiori ai due metri assumono una tonalità cromatica rossa.

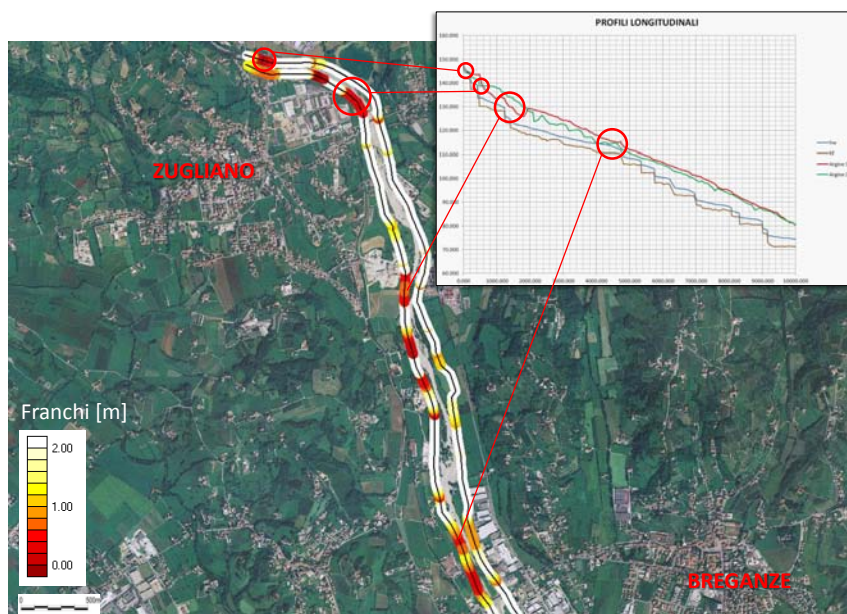


Figura 6.24: Franchi arginali nel primo tratto (2010).

Le mappe dei franchi arginali (fig. 6.26) evidenziano come i punti piú depressi degli argini del fiume Astico ed a rischio tracimazione siano concentrati nel tratto superiore ed interessino specialmente l'argine destro. In particolare si nota un'allarmante riduzione del franco arginale poco a valle della derivazione del canale Mordini, nei pressi di Sandrigo ed all'altezza della zona industriale di Breganze.

In definitiva, stando a quanto emerso dall'analisi di questa simulazione, possiamo concludere che l'Astico si presenta sufficientemente sicuro contro piene di una certa importanza come quella del 2010, ma richieda qualche intervento di ulteriore messa in sicurezza, anche nell'ottica di mitigare la piena complessiva generata dal Bacchiglione in arrivo alla città di Padova.



Figura 6.25: Franchi arginali nel secondo tratto (2010).

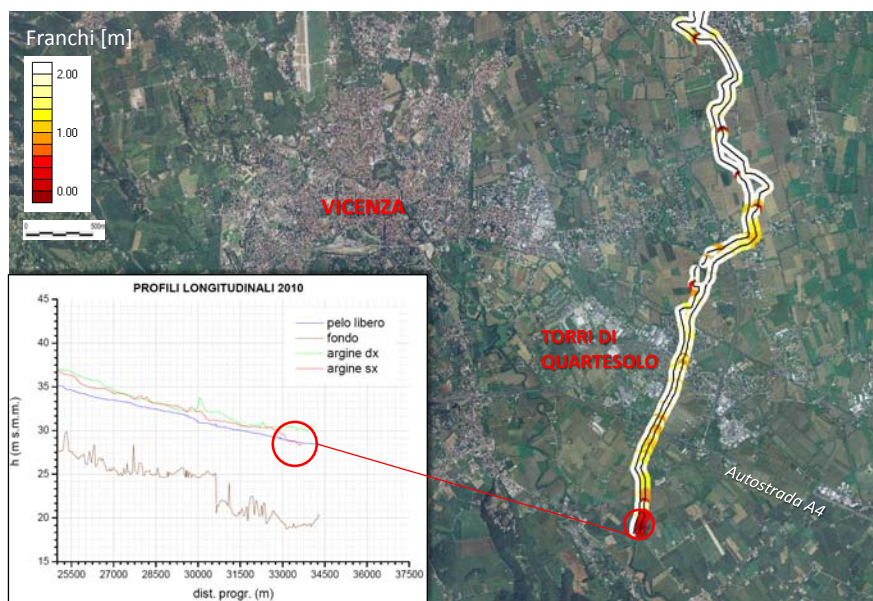


Figura 6.26: Franchi arginali nel terzo tratto (2010).

6.3 SECONDO CASO DI STUDIO: PIENA 2012

L'11 Novembre 2012, a distanza di soli due anni dalla piena del 2010, é riscattato l'allarme in Veneto, ove si é sfiorata un'altra grande alluvione. Teatro del disastro scampato sono ancora il Vicentino ed il Padovano. A Vicenza il livello del Bacchiglione al Ponte degli Angeli ha superato i 6 m, andando oltre il livello di guardia, e sono stati allagati 2,3 km² di territorio dall'acqua esondata in alcuni punti e da quella uscita a forte pressione dalle condutture fognarie. Questo secondo caso di studio é stato preso in esame per confermare la bontá del modello anche per altre onde di piena meno intense e di cui si hanno misure a sufficienza. I dati di cui disponiamo, utili per il confronto in fase di analisi dei risultati, sono quelli raccolti dall'ARPAV sui livelli idrometrici registrati a Lugo di Vicenza ed a Bolzano Vicentino, le portate transitate a monte di Ponte Pilo, fornite dala centrale Eusebio Energia, gli idrogrammi per le condizioni al contorno ricostruiti dall'Autoritá di Bacino ed infine gli allagamenti censiti dal Genio Civile di Vicenza. La durata dell'evento considerata per la simulazione a moto vario é di sei giorni, a partire dalle 0.00 dell' 11/11/12 fino alle 0.00 del 16/11/12.

6.3.1 *Analisi dei risultati*

Facendo riferimento allo stesso modello utilizzato per la simulazione dell'evento 2010, ovvero mantenendone intatta la geometria, i tipi di risultati che si andranno ad analizzare nei prossimi paragrafi sono gli stessi visti nel caso precedente. Tuttavia, preliminarmente é stato necessario modificare opportunamente le condizioni al contorno contenute nel *file* .SIM. Per quanto riguarda l'Astico, si é traslato di circa due ore⁶ l'idrogramma, riferito alla sezione di Lugo, a quella di monte, fissata in corrispondenza del ponte di Velo d'Astico, e poi sono stati assegnati gli andamenti temporali delle portate raccolte e rilasciate dall'interbacino di Lugo ed il Laverda all'altezza della confluenza dell'Astico-Tesina. L'importanza dell'affidabilitá degli idrogrammi e della corretta imposizione delle condizioni al contorno é data dalla stretta dipendenza che intercorre tra questi requisiti e la validitá del modello, che si verifica confrontando portate e livelli simulati con quelli realmente registrati in determinate sezioni.

⁶ Tempo pari alla celeritá di propagazione dell'onda di piena misurata dalle simulazioni a moto vario precedenti.

Confronto tra le misure registrate e quelle da modello

Facendo riferimento sempre alle stesse sezioni del caso precedente, per il confronto dei livelli idrometrici, in corrispondenza di Lugo e Bolzano Vicentino, e delle portate a Ponte Pilo e Bolzano Vicentino, sono stati ottenuti risultati il cui andamento si discosta leggermente da quello realmente misurato, come mostrato dai grafici riportati nelle figure (6.27,6.28,6.29,6.30).

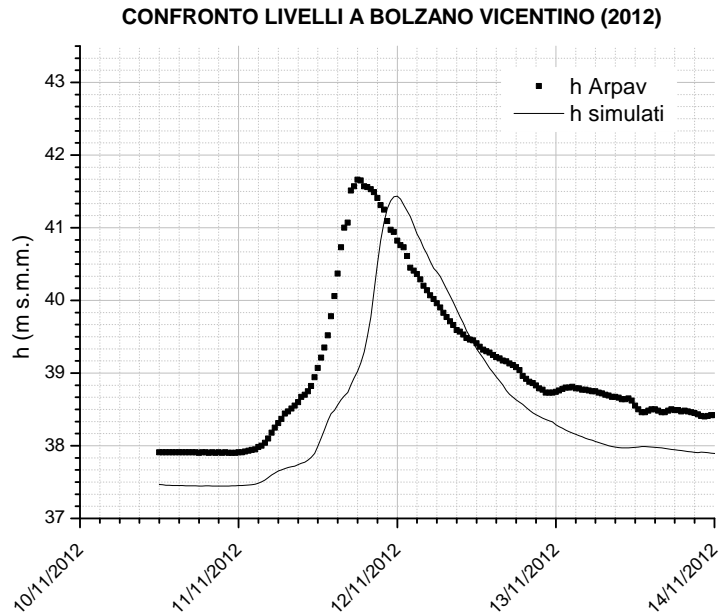


Figura 6.27: Confronto dei livelli a Bolzano Vicentino (2012).

Uno dei motivi che hanno spinto ad effettuare quest'altra simulazione è legato proprio alla completezza del campione di dati che caratterizza le portate a Ponte Pilo, a differenza dell'anno 2010, dei quali si possedeva solamente l'ultima serie. Purtroppo la speranza di scorgere una buona corrispondenza tra i dati forniti da Eusebio Energia e i nostri risultati è stata definitivamente vanificata con quest'ultima simulazione, come rappresentato dal grafico (fig. 6.28). Mentre nel primo caso di studio il confronto, anche se insoddisfacente, era limitato alla coda e come tale non poteva essere esaustivo, lasciando il beneficio del dubbio, quest'ultimo rivela chiaramente che la forma degli idrogrammi di piena è nettamente diversa. Il motivo di tale discordanza è senza dubbio imputabile alle condizioni al contorno di monte.

Anche per quanto riguarda le portate transitate nella sezione di Bolzano Vicentino, si nota uno sfasamento temporale tra l'onda calcolata,

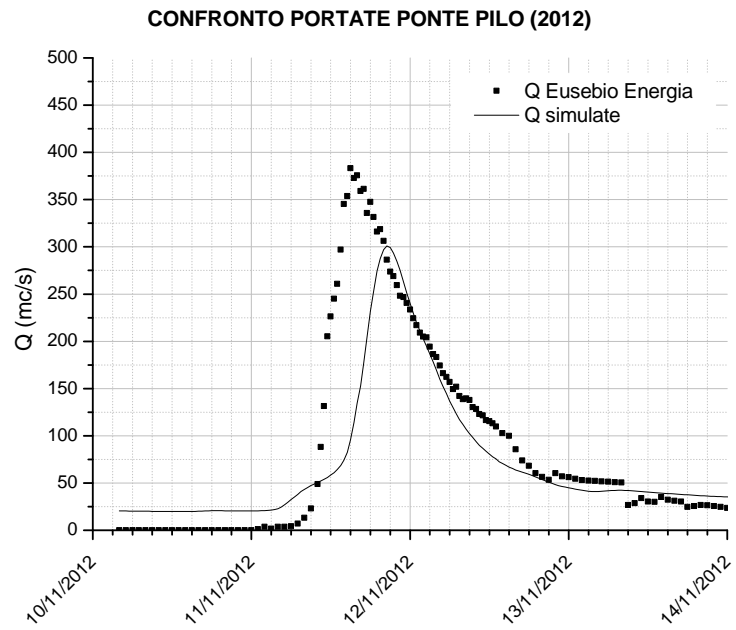


Figura 6.28: Confronto delle portate a Ponte Pilo (2012).

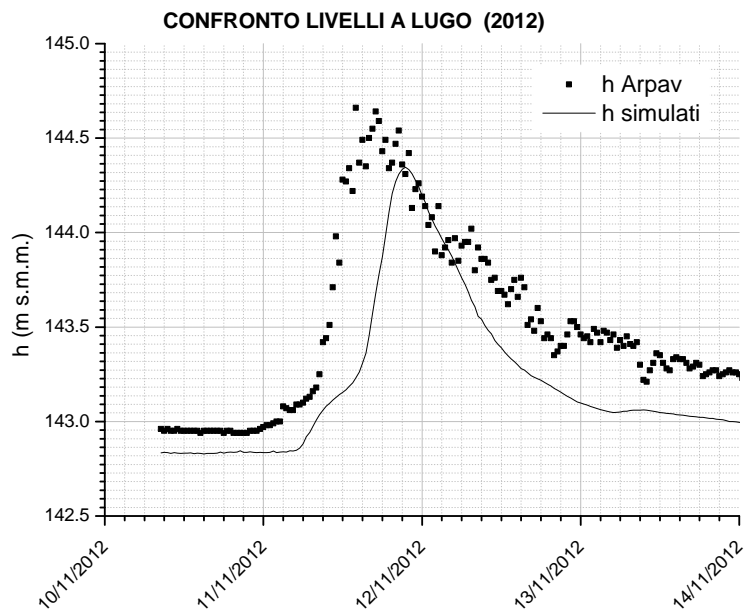


Figura 6.29: Confronto dei livelli a Lugo (2012).

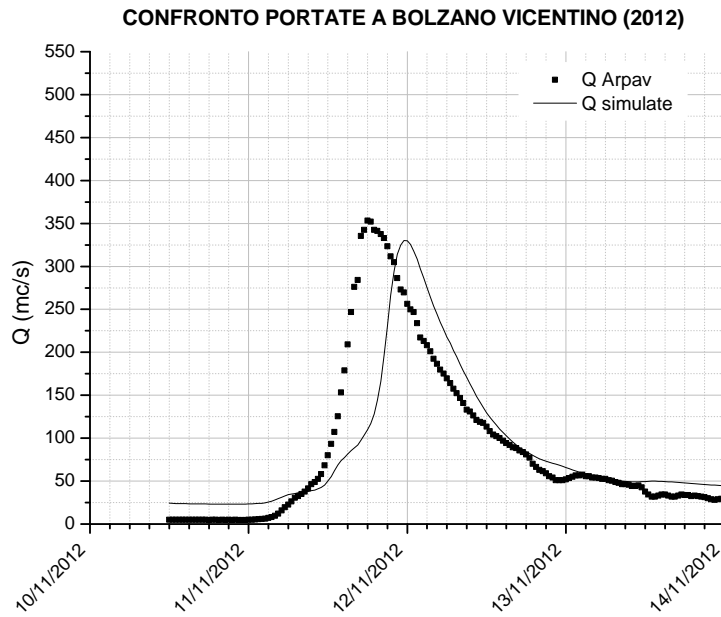


Figura 6.30: Idrogramma ottenuto da modello a Bolzano Vicentino (2012).

rappresentata da una linea continua, e quella misurata, costruita su una serie di punti, come si può notare nel grafico (fig. 6.30). È da tener presente che le portate considerate per il confronto non sono in realtà misurate ma ricavate mediante la scala delle portate (eq. 3) proposta dall'ARPAV dopo il 2009.

Proseguendo il confronto dei risultati in questa sezione, anche i livelli sembrano confermare la tendenza del ritardo dell'onda simulata rispetto a quella misurata, come visualizzabile nel grafico (fig. 6.27).

Invece, il confronto dei livelli a Lugo, rappresentato nel grafico (fig. 6.29), con riferimento allo zero idrometrico supposto precedentemente, evidenzia sempre lo sfasamento temporale tra le due curve ed una sottostima del livello idrometrico.

Pertanto, alla luce della coerenza dei risultati emersi dai vari confronti, appare evidente che la scarsa corrispondenza tra i dati calcolati e misurati non è da imputare al cattivo funzionamento del modello, bensì alla non corretta definizione delle condizioni al contorno.

Profili longitudinali

Rispetto al caso precedente non si notano differenze per quanto riguarda la tipologia di profili liquidi che si vengono a delineare. Invece

si riscontrano variazioni in termini di tiranti, legate ovviamente alle portate ridotte dell'evento in esame, e di conseguenza, a parità di sommità arginale, un aumento dei franchi, a favore di sicurezza. L'andamento dei profili longitudinali del pelo libero, del fondo e dei coronamenti arginali, riferiti alla piena del 2012, sono riportati nei grafici in figura (6.34).

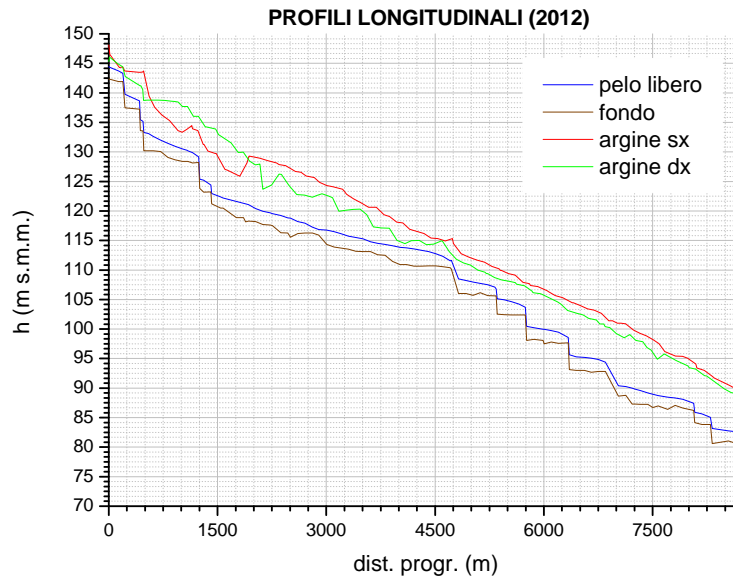


Figura 6.31: Primo tratto.

Propagazione dell'onda di piena

Analogamente a quanto fatto nel primo caso, ai fini della rappresentazione della propagazione dell'onda di piena lungo l'Astico sono state considerate le solite sezioni notevoli (1, 6, 15, 23, 24, 26, 32) e osservando la figura (fig. 6.35) si nota, in generale, una tendenza simile al caso precedente.

Osservando il grafico rappresentante la propagazione dell'onda di piena si possono trarre le stesse considerazioni formulate nel caso precedente ed anche la celerità che si ottiene è confrontabile con quella ricavata prima, essendo rimasti invariati i tempi di percorrenza dei tratti considerati. Successivamente, per valutare l'influenza, in termini di portata, del fiume Astico-Tesina sul Bacchiglione, anche in occasione della piena 2012, sono stati tracciati nel grafico (fig. 6.36) gli idrogrammi calcolati rispettivamente nella sezione a monte e a valle della confluenza tra i due fiumi.

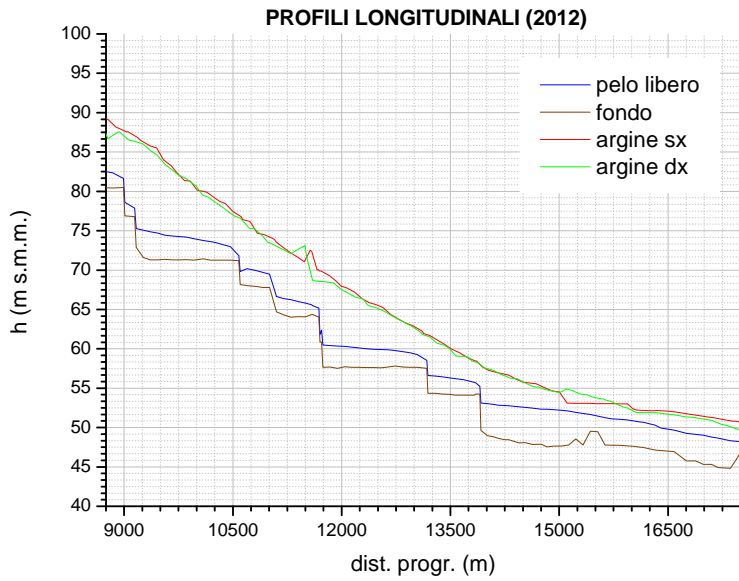


Figura 6.32: Secondo tratto.

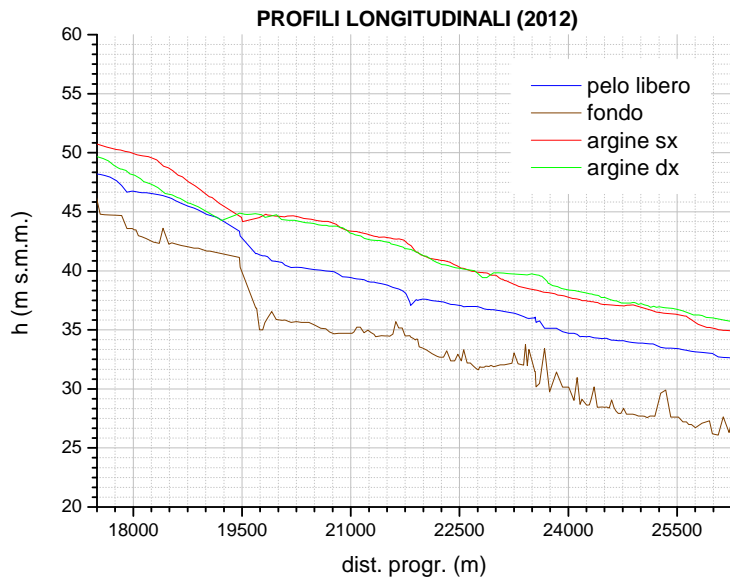


Figura 6.33: Terzo tratto.

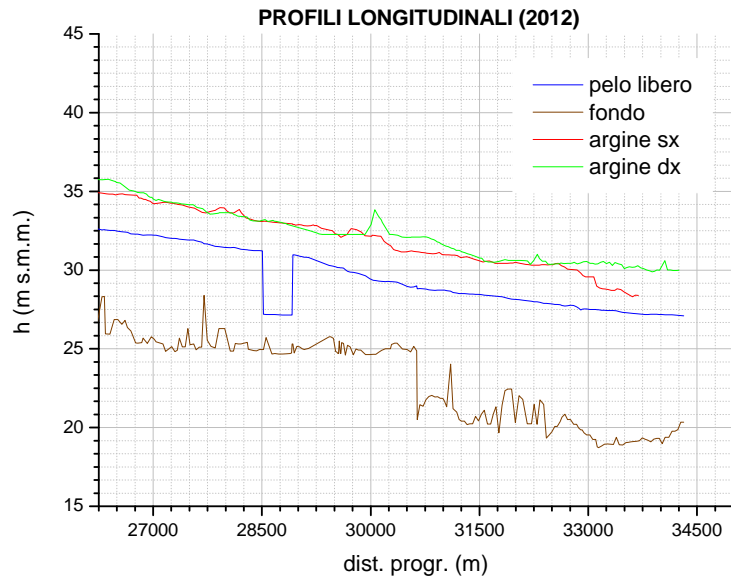


Figura 6.34: Quarto tratto.

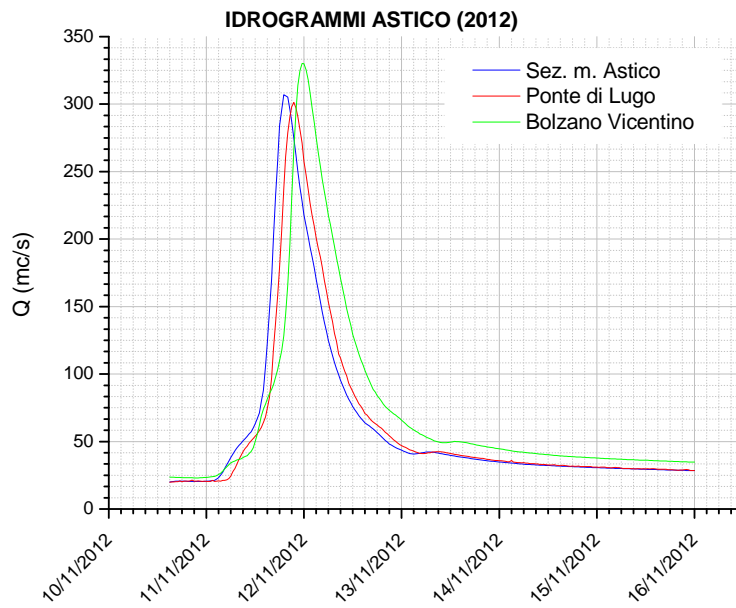


Figura 6.35: Propagazione dell'onda di piena lungo l'Astico (2012).

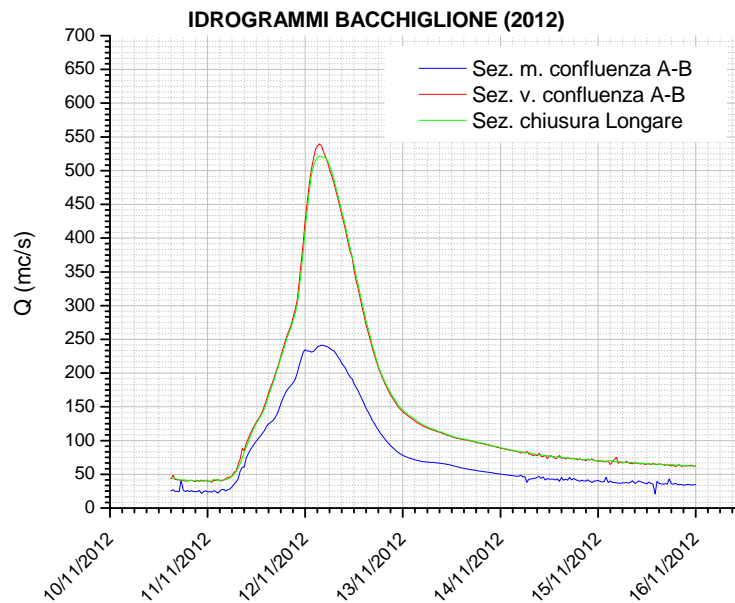


Figura 6.36: Contributo dell’Astico alla formazione della piena convogliata dal Bacchiglione.

Mappa degli allagamenti

Secondo il nostro modello, la ricostruzione di ciò che sarebbe accaduto durante l’evento alluvionale del Novembre 2012, entro i confini del nostro campo di studio, è rappresentata dalla seguente successione di immagini (fig. 6.38), immortalate in diversi istanti della simulazione.

Se si trascura la parte meridionale del dominio, ove si concentra la maggior parte degli allagamenti, non resta molto da dire riguardo alla porzione di territorio di nostra competenza, eccetto notare, giustamente, una diminuzione del numero di maglie bagnate rispetto al primo caso. Inoltre, visto il carattere piuttosto recente dell’evento, non si hanno ancora riscontri sugli eventuali allagamenti verificatisi a ridosso dell’Astico e ciò rende impossibile qualsiasi considerazione in tal senso. Tuttavia confrontando la figura (fig. 6.23) con la (fig. 6.39) si può notare come le aree sommerse in occasione dei due eventi coincidano in alcuni punti, dimostrando ancora una volta la vulnerabilità di questo territorio di fronte agli eventi di piena, ormai frequenti, e la necessità di idonei interventi di mitigazione del rischio idraulico.

Infine, confrontando l’estensione totale delle superfici allagate risultanti da questa simulazione con quelle ottenute dalla prima, è emersa una riduzione del 38%.

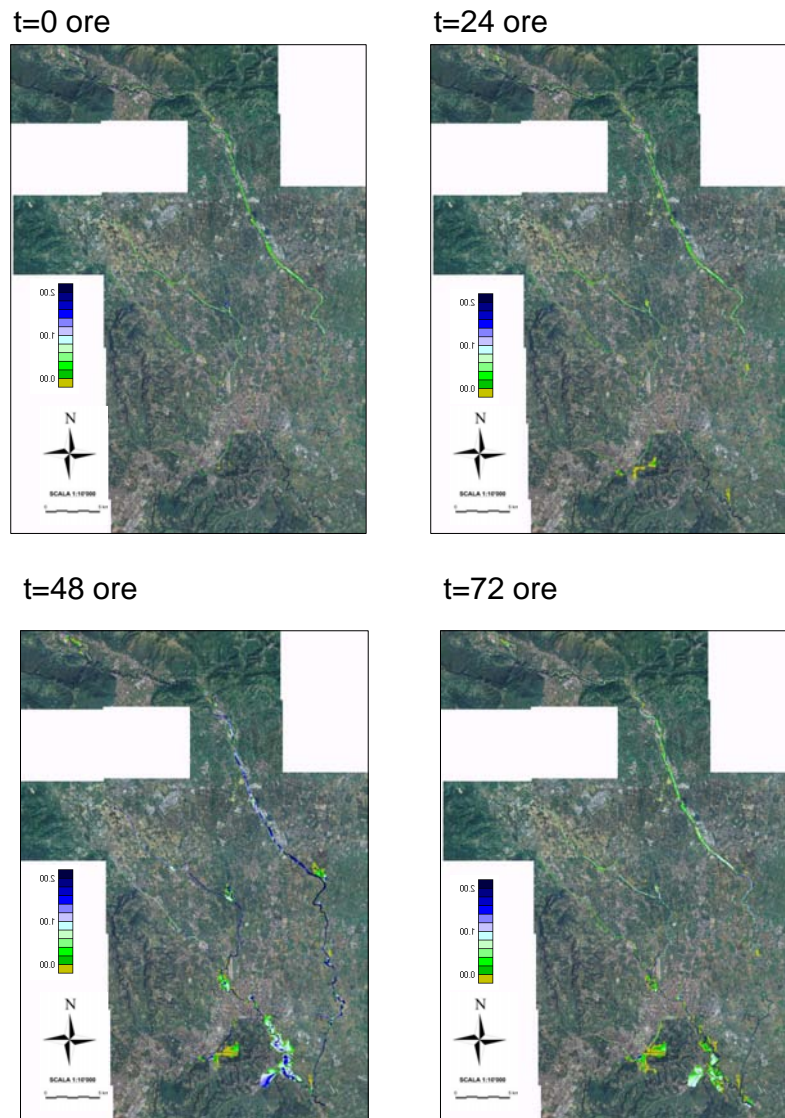


Figura 6.37: Prima parte della simulazione dell'evento alluvionale 2012.

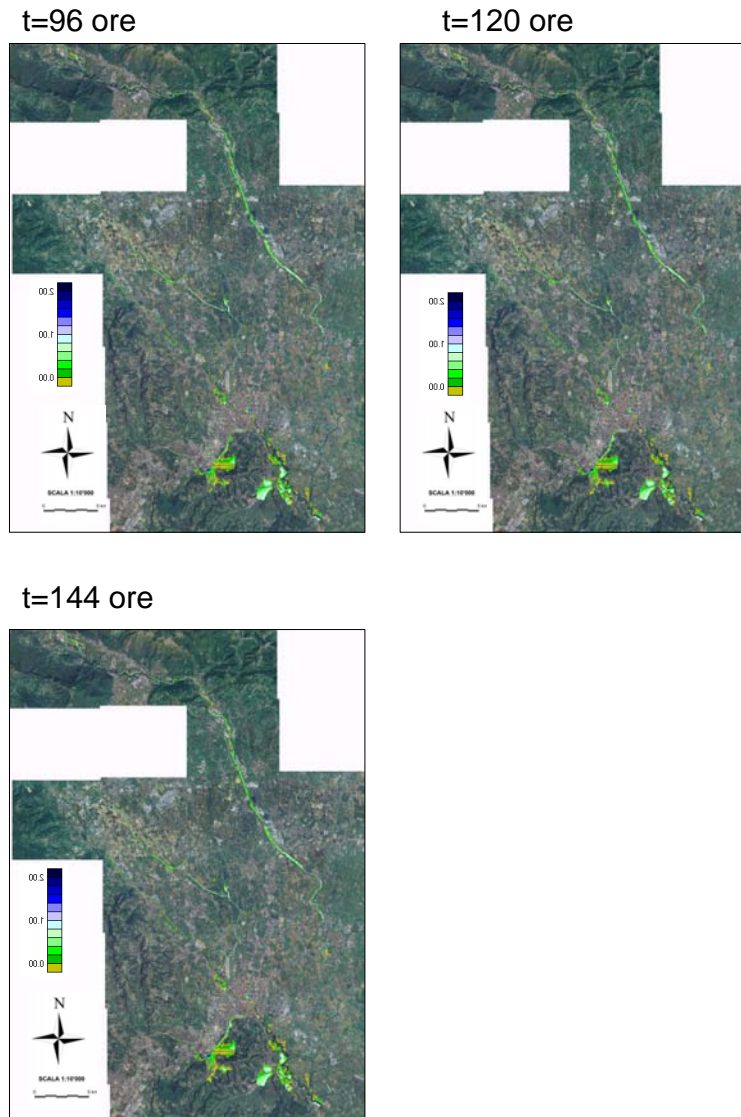


Figura 6.38: Seconda parte della simulazione dell'evento alluvionale 2012.

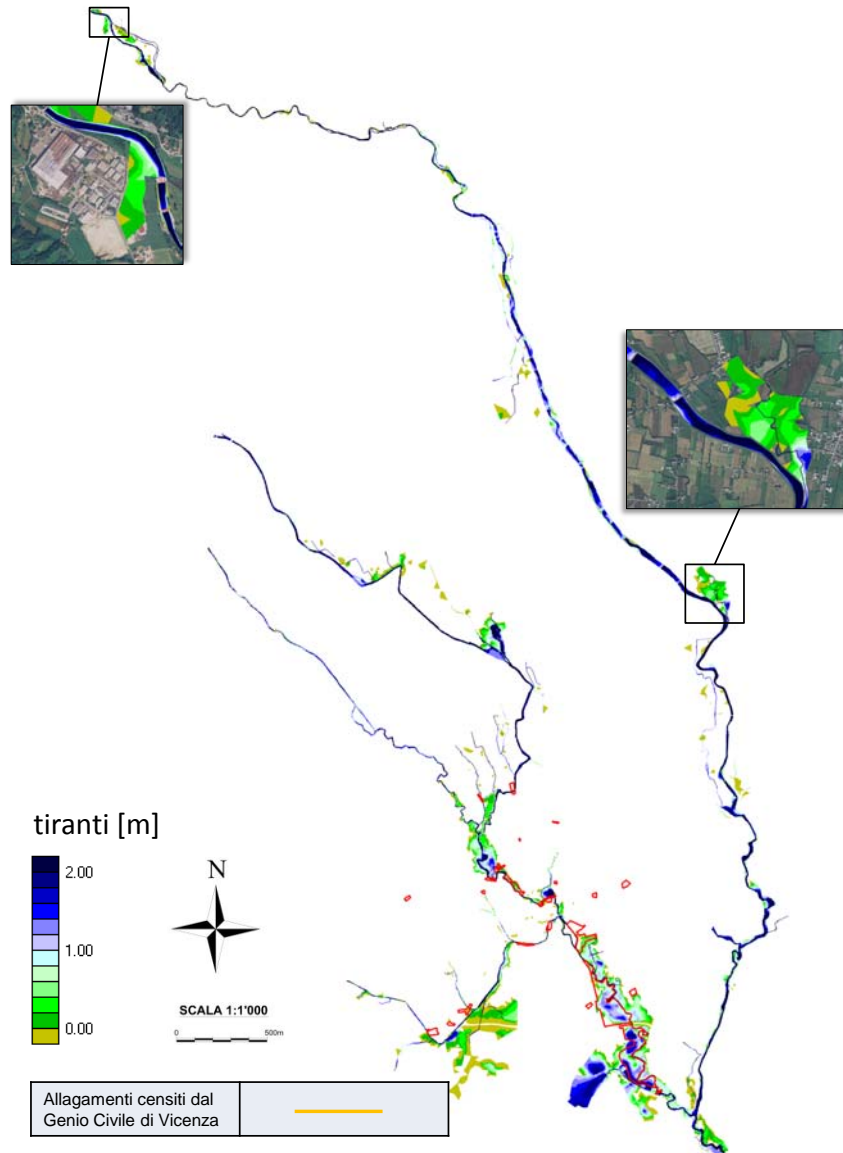


Figura 6.39: Confronto degli allagamenti riprodotti dalla simulazione con quelli effettivamente registrati.

L'estensione totale delle superfici allagate risultanti dalla nostra simulazione é stata calcolata essere pari circa a: 17,7 km².

Franchi arginali

In chiusura dell'analisi dei risultati relativi alla simulazione dell'evento alluvionale 2012, si presentano nelle seguenti immagini (fig. 6.42) l'andamento dei franchi arginali, mettendo in evidenza eventuali criticit .

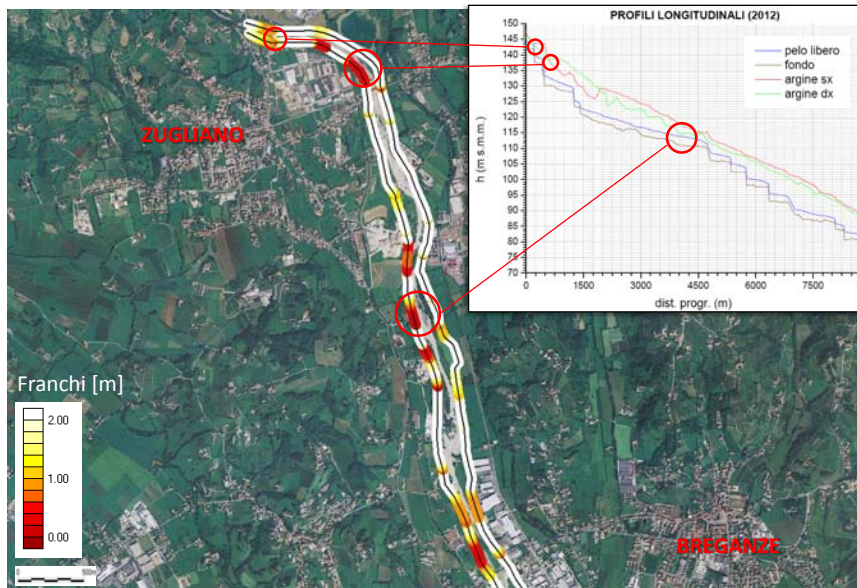


Figura 6.40: Franchi arginali nel primo tratto (2012).

Come ci si aspettava dalla portata minore dell'evento in questione rispetto al 2010, la simulazione ha fornito esito negativo circa l'eventuale presenza di insufficienze arginali, limitando ovviamente l'analisi nel tratto di nostra competenza.



Figura 6.41: Franchi arginali nel secondo tratto (2012).



Figura 6.42: Franchi arginali nel terzo tratto (2012).

VERIFICA DEGLI INTERVENTI DI MITIGAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ IDRAULICA PROPOSTI

La terza ed ultima simulazione che si intende eseguire nella presente tesi é finalizzata a verificare l'efficacia degli interventi proposti ¹ (cap. 2.3) sul torrente Astico, in termini di riduzione dei colmi di piena in arrivo a Padova, analizzandone inoltre il funzionamento e gli effetti di mitigazione della pericolosità idraulica.

7.1 INQUADRAMENTO TERRITORIALE DEGLI INTERVENTI

Gli interventi che sono stati presi in considerazione in questa simulazione sono il serbatoio anti-piena di Meda, costituito in sostanza da uno sbarramento per la formazione dell'invaso a monte, e le casse di espansione in derivazione (cap. A) al posto delle ex-cave di Mirabella. I siti, individuati dalla Commissione De Marchi, ove ubicare le opere di contenimento, sono segnalati nella figura (fig. 7.1) e rispondono ai requisiti essenziali per la loro costruzione, ossia che l'area non ospiti insediamenti e che il valore del terreno sia basso per contenere i costi di esproprio qualora questo fosse necessario ed inoltre che l'area sia pianeggiante per contenere l'altezza massima degli argini di contenimento delle casse e quindi i costi di realizzazione. Si ricorda anche che la conformazione geomorfologica del bacino a monte di Meda favorisce l'avvio naturale del processo d'invaso (par. 6.2.3).

Secondo quanto descritto in diverse realizzazioni [D'Alpaos 2010, Apolloni et al. 1996, Carraro, Casarin, D'Alpaos et al. 2010] il serbatoio di Meda, formato da uno sbarramento costituito da una diga a gravità (o a gravità alleggerita), raggiungerebbe in condizioni di massimo invaso una superficie dello specchio liquido pari a 1 km^2 per un volume utile di circa $6 \div 7 \cdot 10^6 \text{ m}^3$. Si é voluto verificare la correttezza di tale stima a partire dai rilievi plano-altimetrici utilizzati per costruire il nostro reticolo di calcolo. Grazie ad un programma MATLAB creato appositamente, in grado di leggere il file .GEO, di rappresentare l'espandersi dell'area di bacino sottesa dallo specchio liquido (fig. 7.2) in funzione della quota

¹ Proposte avanzate non solo dalla Commissione De Marchi, ma anche dal "Piano delle azioni e degli interventi di mitigazione del rischio idraulico e geologico", Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n.3906 del 13/11/10.

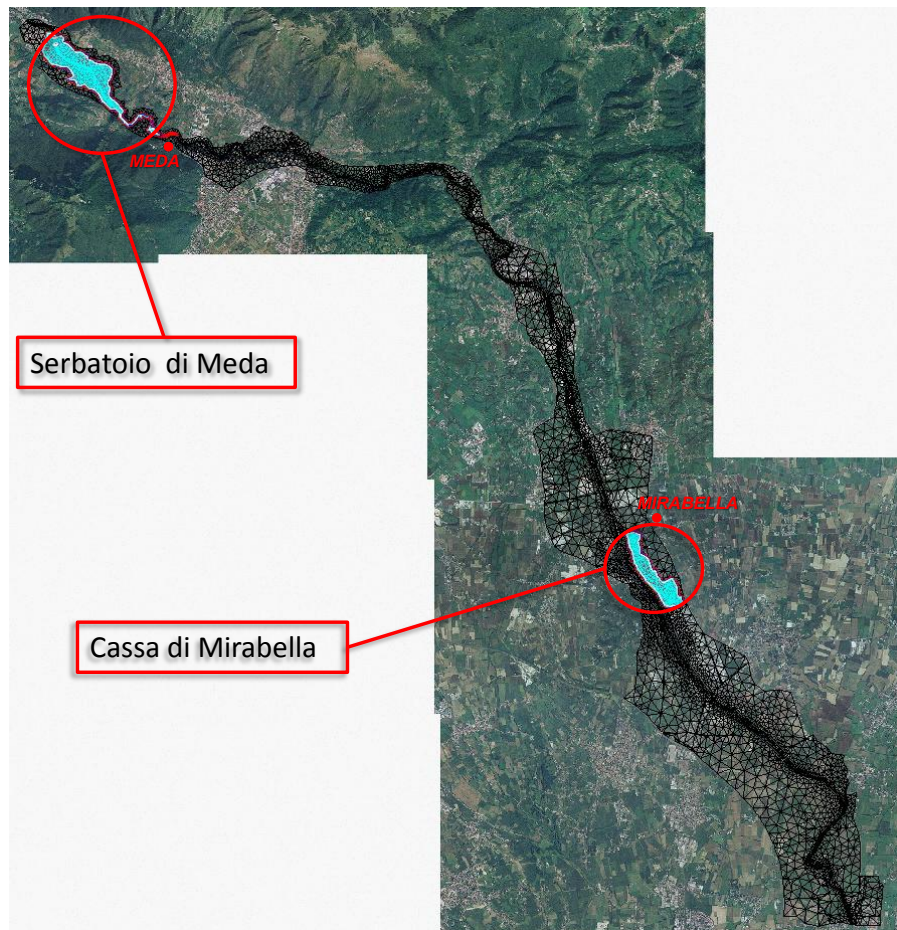


Figura 7.1: Siti scelti per la realizzazione degli interventi.

di massima ritenuta dello sbarramento ed infine calcolare il volume e l'area corrispondenti a varie altezze, i cui andamenti sono rappresentati rispettivamente nei grafici (fig. 7.3), (fig. 7.4), si é pervenuti a valori non troppo lontani da quelli dichiarati dalle stesse fonti. Resta tuttavia da verificare la fattibilit  di tale opera, in relazione al livello d'invasivit  comportato da essa ai danni delle strutture economiche presenti.

In particolare si nota che ad una quota d'invaso di $z = 247$ ms.l.m.m. corrisponde un volume d'invaso di $6,92 \cdot 10^6 \text{ m}^3$ ed un'area di 1 km^2 . Ovviamente si tratta di un valore dipendente dall'ubicazione della sezione d'imposta per lo sbarramento, la cui individuazione, non potendosi avvalere delle precise coordinate geografiche, si é basata sulle caratteristiche morfologiche del sito descritte negli *Atti*. Secondo quanto previsto da quest'ultimo, la costruzione dello sbarramento, caratterizzato da un'altezza di ritenuta di 25 m sul piano dell'alveo e da una lunghezza del coronamento di circa 55 m, é da eseguirsi entro una stretta gola rocciosa meandriforme, a pareti subverticali della profondit  di 70 m e della larghezza minima alla base di $8 \div 10$ m. Qui, all'altezza di Cogollo del Cengio, il largo svaso formato dalla valle dell'Astico é sbarrato da una serie di basse colline che costituiscono l'apparato morenico frontale dell'antico ghiacciaio dell'Astico. Seguendo tali indicazioni sono state individuate tre possibili sezioni d'imposta, come mostrato nella figura (fig. 7.5), scegliendo alla fine la terza, in quanto quella che realizza i risultati migliori.

L'estensione delle aree interessate dalle casse di Mirabella fra le zone deputate agli invasi, ricadenti sul territorio amministrativo dei comuni di Breganze e di Sandrigo, e quelle delle adiacenze di pertinenza fluviale é di circa 75 ha e sono atte a contenere un volume d'invaso di $10 \cdot 10^6 \text{ m}^3$. Si é scelto invece di trascurare il bacino di espansione di Marola in quanto, come verr  dimostrato pi  avanti, una volta realizzati i due interventi sopra descritti, é da ritenersi superfluo ai fini del contenimento della portata transitabile lungo l'Astico-Tesina. Infatti, come riportato su *"La difesa dalle piene nel Vicentino alla luce del recente evento del Novembre 2010"* [D'Alpaos 2010], é plausibile che la portata limite di progetto possa essere elevata a $500 \text{ m}^3/\text{s}$ rendendo cos  gi  sufficienti i $16 \div 17 \cdot 10^6 \text{ m}^3$ totalizzati dagli altri due serbatoi previsti.

7.2 MODELLAZIONE ED INSERIMENTO DEGLI INTERVENTI NEL RETICOLO DI CALCOLO

A livello di modellazione si sono dovute preliminarmente apportare alcune modifiche rispetto al reticolo utilizzato nelle simulazioni prece-

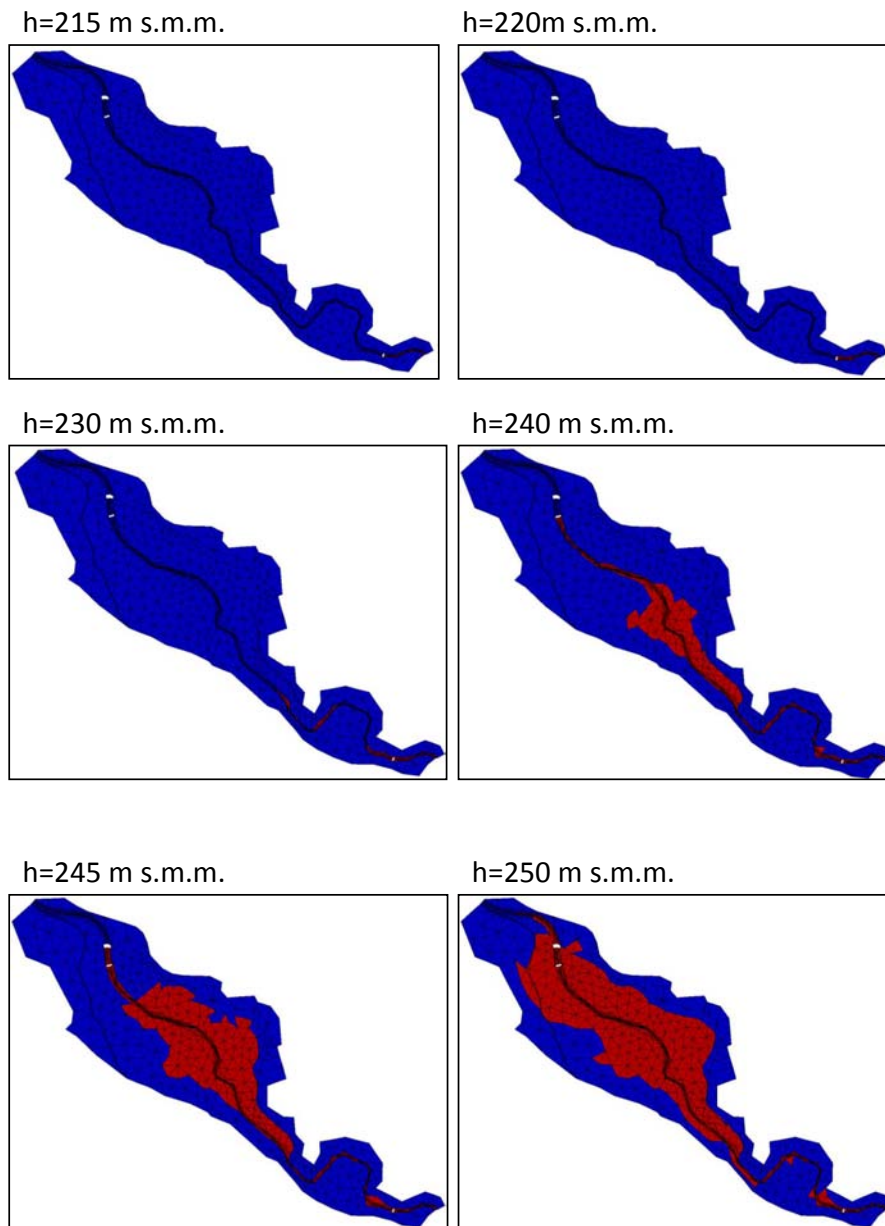


Figura 7.2: Aree sottese dall'invaso considerando diverse ipotesi di quota di massima ritenuta del serbatoio di Meda risultanti dall'analisi della corografia del sito condotta mediante un programma Matlab.

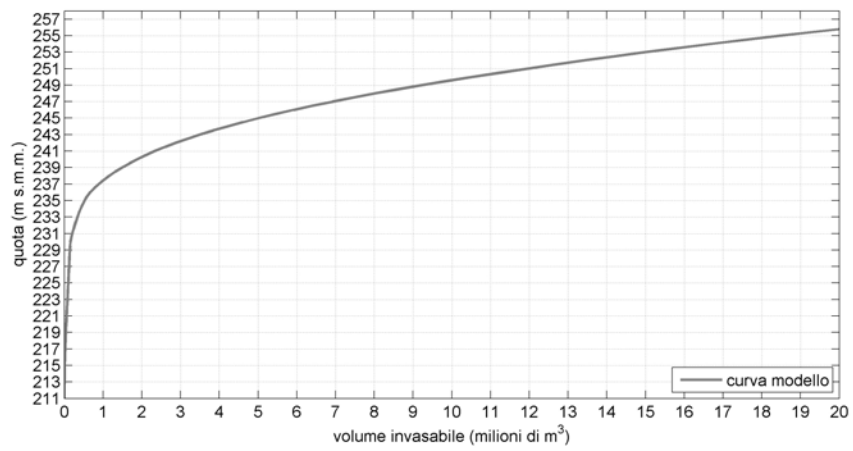


Figura 7.3: Curva dei volumi ricavata analizzando la corografia dell'area mediante un programma Matlab.

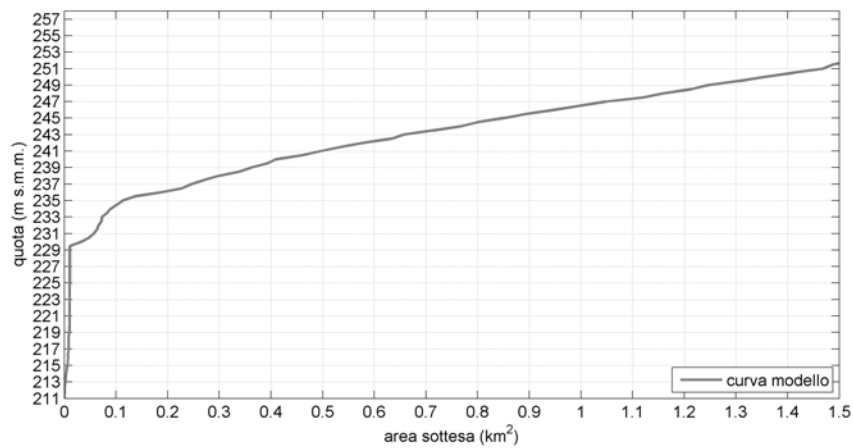


Figura 7.4: Curva delle aree sottese al variare della quota di massima ritenuta del serbatoio ricavata dall'analisi della corografia del sito mediante un programma Matlab.

denti (fig. 7.6). In pratica per inserire il serbatoio di Meda é stato sufficiente sconnettere le maglie del reticolo in corrispondenza della sezione d'imposta, preventivamente individuata, ed aggiungere dei tronchi speciali tipo *soglia* e *paratoia sottobattente* per simulare il funzionamento della diga a gravitá prevista per lo sbarramento anti-piena (cap. A).

Una volta assegnati i parametri (tab. 7.1) richiesti per l'inserimento dei tronchi *soglia* (larghezza sfioro L , quota sfioro H , e coefficiente di portata C_q) e di quelli *paratoia* (quota del fondo h_f , larghezza luce L , altezza luce a , coefficiente di contrazione C_c , livello o portata massima da sostenere Q_{max}) non occorre modificare altro in quanto l'invaso a monte viene a generarsi automaticamente, grazie alle caratteristiche geomorfologiche ideali del sito.

La scelta di tali tronchi speciali é dettata dall'esigenza di far defluire a valle una portata costante e, nel caso venisse raggiunta la quota massima d'invaso, dare inizio allo sfioro attraverso i tronchi sfioratori laterali, volti a riprodurre il funzionamento dello scarico superficiale, che cosí si attiverrebbero.

Piú complicate si sono rivelate le operazioni necessarie per inserire le casse d'espansione di Mirabella, per le quali é stata adottata una soluzione a bacino unico. La perimetrazione dell'area interessata dalle cave dismesse racchiude una superficie di circa 75 ha, la quale, dovendo contenere un volume d'invaso di $10 \cdot 10^6 \text{ m}^3$, necessita di una profonditá, arrotondata per eccesso, di 15 m, comprensiva di franco di sicurezza ($\approx 1,5 \text{ m}$). Delineato il contorno della cassa, sono state eliminate le maglie al suo interno per poi inserire una *sottomesh*, creata a parte, che ricostruisce il fondo del serbatoio, fissato alla quota media di $\bar{h} = 74 \text{ m}$ e con scabrezza $K_s = 40 \text{ m}^{1/3} \text{ s}^{-1}$. La cassa é delimitata in parte dall'argine maestro destro del fiume Astico, sul quale si appoggia, ed in parte da arginature di contenimento aggiunte in una seconda fase, di altezza minima 91 ms.l.m.m., per garantire il suddetto volume d'invaso, senza correre il rischio di tracimazioni. Questi ultimi sono stati schematizzati a mezzo di tronchi speciali *argine*, caratterizzati da un coefficiente di portata $C_q = 0,5$. Oltre alla progettazione degli scavi e degli argini di contenimento comprensivi del franco di sicurezza, la modellazione é stata concentrata sul sistema di alimentazione della cassa ed in particolare sulla quota di sfioro dell'opera d'imbocco, in funzione della massima economia d'invaso. Si é scelto di andare a collocare lo sfioratore, la cui altezza del ciglio é stata ottimizzata per tentativi individuando quella che permette il massimo volume di invaso, lungo un tratto arginale il piú possibile rettilineo in modo da scongiurare indesiderati effetti turbolenti. A rigore, il sistema di alimentazione di monte dovrebbe essere costituito

Tabella 7.1: Principali parametri strutturali degli organi di controllo/regolazione.

Serbatoio di Meda		Cassa di Mirabella
sfioratori laterali	paratoia sottobattente (n.3)	sfioratore (n.3)
$L = 30 \text{ m}$	$h_f = 213 \text{ mm.m.}$	$L = 100 \text{ m}$
$H = 250 \text{ mm.m.}$	$L = 5 \text{ m}$	$H = 88,5 \div 89,00 \text{ m}$
$C_q = 0,48$	$a = 2 \text{ m}$	$C_q = 0,48$
	$C_c = 0,61$	
	$Q_{\max} = 160 \text{ m}^3/\text{s}$	

da un bacino di carico, delimitato da una traversa di stabilizzazione di monte, una traversa limitatrice a valle ed un'altra di alimentazione della cassa. Il progetto dovrebbe inoltre prevedere una traversa di "troppo pieno" lungo uno degli argini maestri che delimitano la cassa. Tuttavia, essendo la presente tesi finalizzata soprattutto alla simulazione del funzionamento idraulico ed alla valutazione dell'efficacia degli interventi, piú che alla vera e propria progettazione degli stessi, la modellazione é stata concentrata sulla traversa di alimentazione, con 3² tronchi speciali *traversa*, caratterizzati da un coefficiente di portata $C_q = 0,48$, in quanto sagomati in parete grossa alla *Creager-Scimemi*.

2 La scelta di utilizzare un un numero di tronchi superiore all'unitá é legata sia a questioni di instabilitá numerica che potrebbero verificarsi nel caso di un solo tronco, sia alla maggior sensibilitá del modello a variazioni della quota di sfioro, permettendo cosí una calibrazione ottimale.

7.3 SIMULAZIONE DEL FUNZIONAMENTO DEGLI INTERVENTI

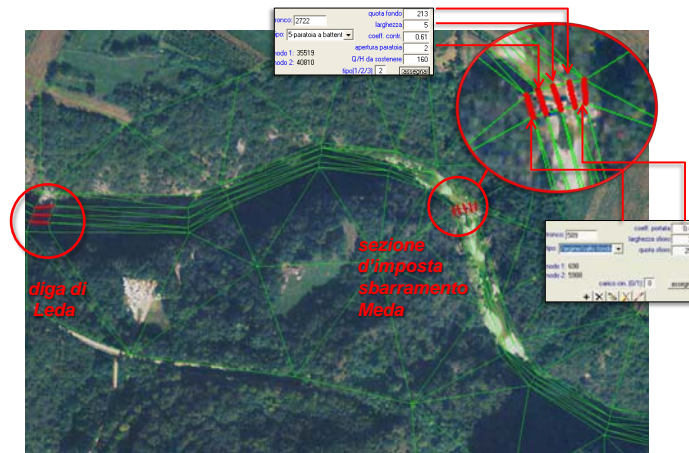


Figura 7.6: file .GEO con interventi di mitigazione inseriti.

7.3 SIMULAZIONE DEL FUNZIONAMENTO DEGLI INTERVENTI

7.3.1 Ricostruzione dell'onda di piena del '66 e condizioni al contorno

Alla preliminare fase di modellazione, consistente in sostanza nell'inserimento nel reticolo di calcolo dello stato di fatto degli interventi di mitigazione ipotizzati, segue l'avvio delle simulazioni. L'onda di piena di riferimento per il dimensionamento di tali opere e degli organi di controllo/regolazione è quella del 1966, come concordato da diverse fonti [D'Alpaos 2010, Carraro, Casarin, D'Alpaos et al. 2010]. Fondamentalmente tale scelta è dettata dal fatto che, al contrario dell'immaginario collettivo che decreta il primato di gravità all'alluvione del 2010, l'evento del 1966 ha messo in crisi principalmente l'Astico-Tesina, mentre il primo ha colpito soprattutto il Bacchiglione a monte di Vicenza. A conferma di ciò si consideri che nel Novembre del 1966 la diga di Leda scaricò una portata di $700 \text{ m}^3/\text{s}$ e ne venne tracimato il coronamento, mentre il 1 Novembre 2010 ne vennero scaricati non più di $550 \text{ m}^3/\text{s}$.

È da notare come il tempo di ritorno della piena per la quale è prevista una laminazione pienamente efficace sia univocamente definito. Si ricorda infatti come il massimo volume di laminazione dipenda strettamente

sia dalla forma che dal volume mobilitato da una determinata onda di piena, caratterizzata da una certa frequenza probabile. Nel nostro caso, al valore massimo al colmo ($700 \text{ m}^3/\text{s}$), registrato nel Novembre 1966 nella sezione di Leda³, é associato un tempo di ritorno dell'ordine di 35 anni.

Non avendo dati disponibili sulle portate relative all'evento alluvionale del 1966, in fase di definizione delle condizioni al contorno, si é utilizzato l'idrogramma di piena ricostruito tramite modello matematico dall'Ing. Martini P. , in assenza di esondazioni e rotture arginali, sottoponendolo a qualche ulteriore manipolazione. Quest'ultimo é stato calcolato in corrispondenza della sezione di Longare, a valle della confluenza Astico-Bacchiglione, e dunque é stato necessario sottrargli il contributo derivante dal fiume Bacchiglione ed infine traslarlo fino alla sezione al contorno di monte, fissata a Velo d'Astico. Dunque a partire dall'idrogramma presentato nel sopraccitato articolo [D'Alpaos 2010], dato dalla sovrapposizione di due contributi fluviali, facendo riferimento per l'Astico al valore di portata al colmo pari a $700 \text{ m}^3/\text{s}$, si é calcolato un coefficiente di ripartizione del 60% a carico dell'Astico ed il restante del Bacchiglione (fig. 7.7).

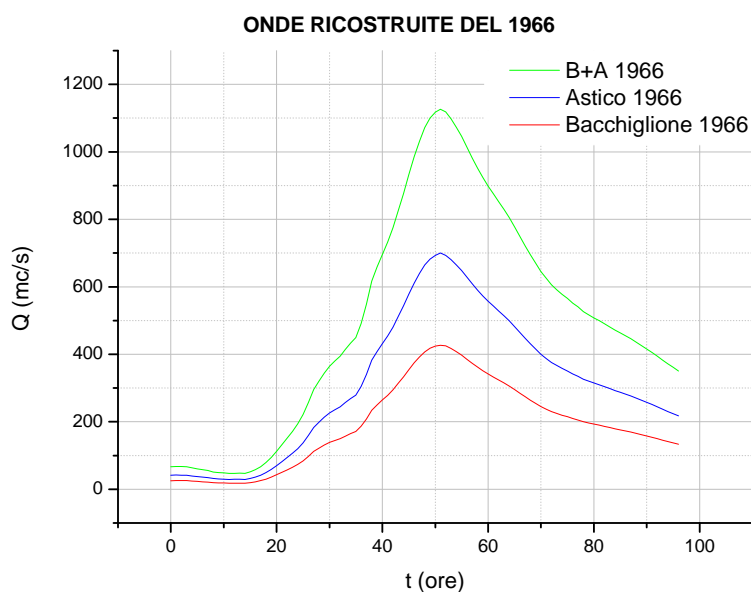


Figura 7.7: Ricostruzione dell'onda di piena '66 dell'Astico.

³ Dati forniti dal Servizio Impianti dell' Impianto di derivazione Lanerossi S.p.A.

È stato inoltre necessario prolungare la serie di dati, relativa all'onda di piena del '66, ai fini della visualizzazione completa delle ultime fasi del processo di laminazione, svolto dalla cassa di Mirabella. L'allungamento del campione è stato ottenuto semplicemente estrapolando i dati a partire dall'equazione della linea di tendenza osservata intorno alla coda dell'onda.

Una volta ricostruita l'onda di piena del 1966, rispettivamente per l'Astico ed il Bacchiglione, si è semplicemente proceduto alla traslazione degli idrogrammi alle sezioni di frontiera della griglia computazionale prefissate (fig. 7.8), per un tempo pari a quello osservato nelle simulazioni precedenti. In particolare l'idrogramma ricavato per l'Astico nell'ultima sezione, prima della confluenza, è stato anticipato di 7 ore, fino alla sezione di monte, fissata a Velo d'Astico. Invece, nel caso del Bacchiglione, sono state scelte solamente 3 sezioni iniziali (Retrone, Timonchio, Orolo), attribuendo a ciascun affluente un ipotetico peso nella formazione della piena (rispettivamente: 20%, 30%, 50%).

In fase di simulazione si deve tener conto del funzionamento accoppiato dei due serbatoi previsti e pertanto eseguire una prima simulazione, funzionale a ricreare le condizioni di deflusso prodotte dal serbatoio di Meda e successivamente una seconda, volta a simulare il funzionamento della cassa di Mirabella in queste nuove condizioni di regime. Tutto ciò, ovviamente, dopo aver eseguito una prima simulazione con il modello dello stato di fatto, per meglio cogliere, nella fase successiva di analisi dei risultati, i benefici attesi dall'inserimento di questi interventi.

L'obiettivo è quello di contenere la portata limite di progetto al di sotto della capacità idraulica dell'alveo, stimata pari a $500 \text{ m}^3/\text{s}$. Tuttavia, nel corso delle simulazioni, si è scelto di assumere come limite a favore di sicurezza $Q = 400 \text{ m}^3/\text{s}$, in modo tale sia di rimanere entro i margini cautelativi, sia di non essere eccessivamente vincolati dal punto di vista progettuale. Tale valore dovrà raggiungersi parzialmente grazie all'effetto moderatore del serbatoio di Meda, al quale si imporrà il rilascio di una portata costante in uscita di $480 \text{ m}^3/\text{s}$ ed in parte grazie al contributo offerto dalle casse di Mirabella, capaci di ridurre ulteriormente la portata fino al raggiungimento della soglia prefissata.

7.3.2 Serbatoio anti-piena di Meda

La simulazione del funzionamento del serbatoio di Meda è finalizzata a determinare la quantità di portata ottimale da rilasciare a valle dello sbarramento e tale da rispettare i requisiti progettuali dichiarati in diverse relazioni [D'Alpaos 2010, Carraro, Casarin, D'Alpaos et al. 2010,

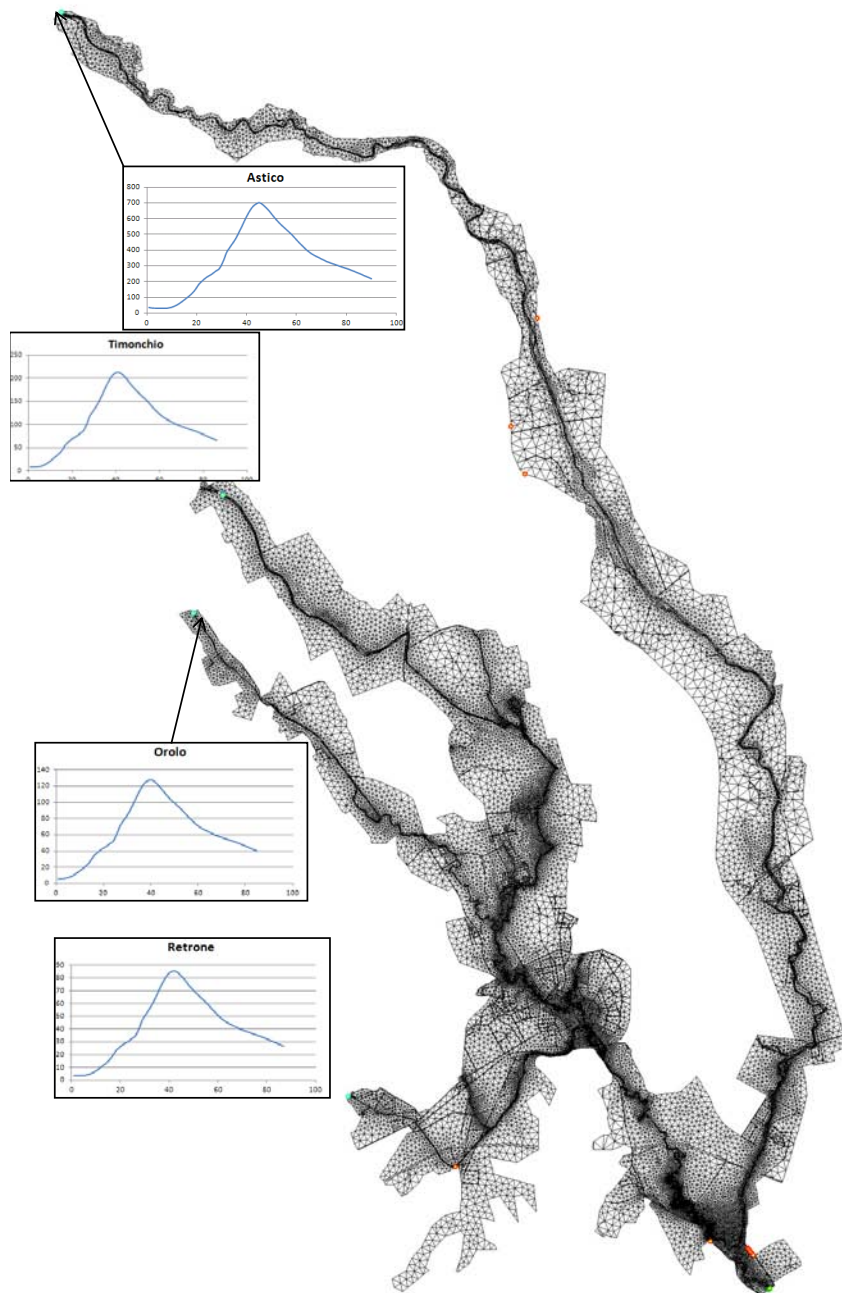


Figura 7.8: Definizione delle condizioni al contorno per l'evento del '66.

Tabella 7.2: Alcuni esempi di simulazioni condotte sul serbatoio di Meda.

PROVA	Portata evacuata	Altezza sfioro	Dimensioni apertura	
	[m ³ /s] (x luce)	[m s.m.m.]	a [m]	b [m]
1	156,67	250	2	4
2	156,67	247	2	5
3	160	250	2	5

Apolloni et al. 1996, De Marchi et al. 1974]. Ricordiamo che i dati tecnici disponibili circa questo intervento sono: il volume d'invaso ($V = 6 \div 7 \cdot 10^6 \text{ m}^3$), la corrispondente altezza di ritenuta ($H = 247 \text{ ms.m.m.}$) e l'estensione della superficie allagata ($S \approx 1 \text{ km}^2$). Pertanto il valore della portata limite da avviare verso a valle é stato ricavato numericamente, col *metodo dei trapezi*, grazie al quale é possibile integrare l'area compresa dalla curva dell'onda entrante e quella dell'onda uscente, ricavando cosí il volume effettivamente invasato dal serbatoio. Il risultato finale di una serie di tentativi (fig. 7.9) é stato: $Q_u = 450 \text{ m}^3/\text{s}$. A quest'ultimo corrisponde un volume invasabile di $V = 6,04 \cdot 10^6 \text{ m}^3$, compreso nei limiti inferiore e superiore rispettivamente di $V = 8,6 \cdot 10^6 \text{ m}^3$, per $Q_u = 400 \text{ m}^3/\text{s}$ e $V = 4,8 \cdot 10^6 \text{ m}^3$, per $Q_u = 470 \text{ m}^3/\text{s}$. Tuttavia dai risultati delle simulazioni é emerso che il valore ottimale, tale da evitare l'allagamento in misura eccessiva della zona industriale di Velo d'Astico, garantendo la massima economia d'invaso, segnalata dalla non entrata in funzione degli scarichi di superficie, coincide con $Q_u = 470 \text{ m}^3/\text{s}$. Inoltre tale valore consentirebbe di invasare gli altri 10 milioni di metri cubi previsti per la cassa di Mirabella, abbattendo la portata a valle al limite tollerabile di circa $Q_u = 400 \text{ m}^3/\text{s}$. Una volta determinata la portata uscente, da suddividersi tra le tre luci di fondo presidiate ed alla quale corrisponde un potenziale volume invasabile, é possibile ricavare l'altezza di ritenuta grazie al grafico altezza-volume (fig. 7.4) caratteristico del nostro bacino. Quest'ultima, trovata essere pari a 247 ms.m.m. rappresenta la quota di sfioro di primo tentativo da assegnare ai tronchi *soglia*, per la quale si verifica una capacità di quasi $7 \cdot 10^6 \text{ m}^3$ nell'ipotesi di serbatoio vuoto. Dopo una serie di tentativi (tab. 7.2) é stato trovato come valore definitivo $H = 250 \text{ ms.m.m.}$, che permette di invasare effettivamente $5 \cdot 10^6 \text{ m}^3$ avviando verso valle una portata costante di $Q_u = 470 \text{ m}^3/\text{s}$ esclusivamente attraverso le aperture presidiate al fondo. Nella figura (7.10) viene rappresentata la quota massima raggiunta dal pelo libero immediatamente a monte del paramento e l'altezza del

ciglio di sfioro.

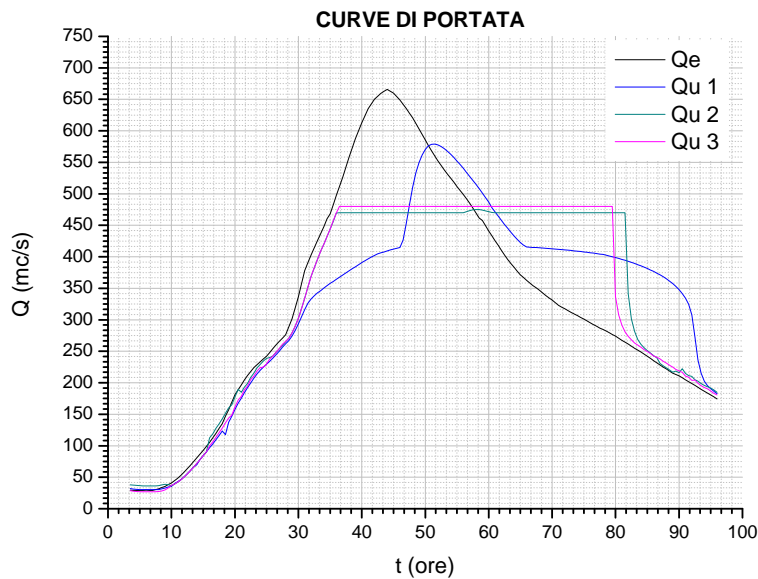


Figura 7.9: Andamenti temporali delle portate in uscita risultanti dalle diverse simulazioni (7.2).

Per quanto riguarda le luci di fondo, simulate con tronchi *paratoia a battente* funzionanti in modo tale da evacuare una portata costante, il calcolo della massima apertura richiesta é stato eseguito mediante la formula dell'efflusso sotto battente:

$$Q = C_q L a \sqrt{2gH}$$

, ove H indica il carico a monte dato dalla differenza tra la quota di *talweg* e l'altezza massima d'invaso determinata precedentemente; Q é la portata defluente da una singola luce, pari a 156,7 m³/s; C_q un coefficiente di deflusso che si calcola con la formula:

$$C_q = \frac{C_c}{\sqrt{1 + \frac{aC_c}{H}}}$$

,ove C_c = 0,61 é il coefficiente di contrazione della vena liquida. Fissata la larghezza della luce L = 5 m, compatibilmente con lo spazio disponibile alla quota di realizzazione (20 m), si perviene al valore arrotondato per eccesso a = 2 m.

7.3 SIMULAZIONE DEL FUNZIONAMENTO DEGLI INTERVENTI

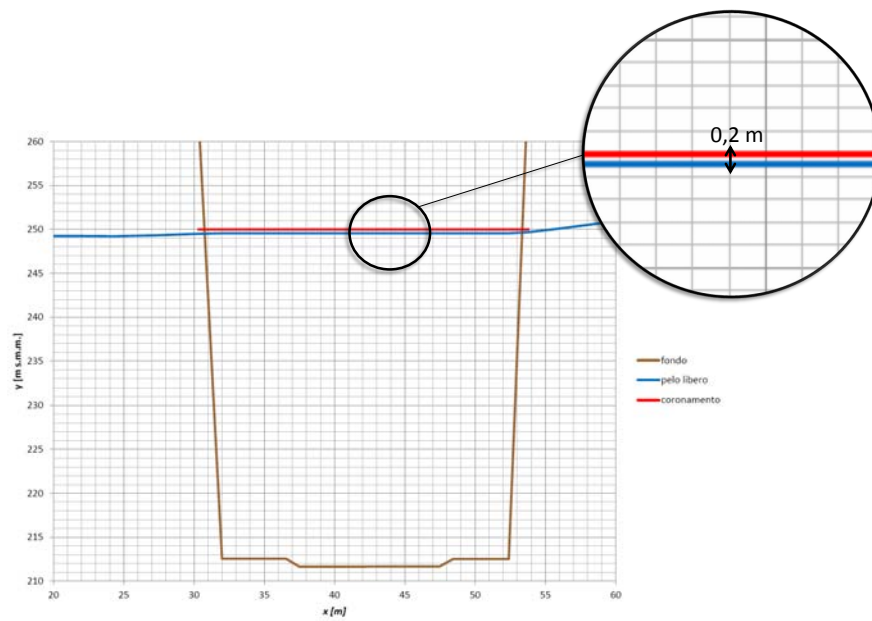


Figura 7.10: Profili 2D calcolati in INCIDENZE nella sezione trasversale a monte dello sbarramento.

7.3.3 *Cassa di espansione di Mirabella*

La simulazione del funzionamento della cassa di Mirabella é finalizzata alla determinazione del livello di sfioro ottimale, ovvero che conferisce l'efficienza massima al processo di laminazione. Tale obiettivo é raggiungibile se il volume di progetto della cassa viene impiegato totalmente, per il tempo necessario alla laminazione della piena, senza che si verificino rigurgiti verso l'alveo del fiume e se la portata fluente dopo la sottrazione del volume d'acqua invasato nelle casse coincide con quella transitabile a valle senza causare danni. Il valore di primo tentativo é stato fissato sulla base dell'andamento temporale dei livelli idrometrici in corrispondenza alla sezione d'imbocco. In particolare esso corrisponde all'istante di attivazione della cassa, che si puó leggere direttamente nell'idrogramma della portata entrante Q_e calcolato nella stessa sezione. La ricerca ha cosí condotto al livello $h = 89,13$ ms.m.m., raggiunto all'inizio del processo di laminazione, coincidente con l'istante $t = 38$ ore. A questo punto la quota di sfioro é determinabile mediante la formula dell'efflusso a stramazzo:

$$Q = C_q L h_0 \sqrt{2gh_0}$$

, ove h_0 indica il carico a monte dello sfioratore, dato dalla differenza tra il livello liquido ricavato precedentemente e la quota incognita. Risulta invece nota la portata approssimativa da scolmare, data da:

$$Q = V/\Delta t$$

, ove V é il volume da invasare e Δt il tempo di laminazione, che dall'idrogramma della portata entrante risulta pari a $\Delta t = 42,5$ ore. Utilizzando tre tronchi speciali, per una lunghezza complessiva $L = 300$ m e caratterizzati da un coefficiente di portata $C_q = 0,48$, il valore di primo tentativo é risultato pari a $h_1 = 89,00$ ms.m.m.. La simulazione eseguita con questa configurazione dell'opera di imbocco ha poi suggerito l'adozione di due differenti quote di sfioro: la prima fissata a $89,00$ m per i primi due tronchi e la seconda a $88,95$ m per l'ultimo (fig. 7.11). É inoltre interessante notare come sia stato necessario abbassare la quota del fondo della cassa per impedire fenomeni di rigurgito, causati dall'altezza ridotta del petto rispetto agli argini di contenimento, la cui sommitá era stata preventivamente posta a 91 ms.m.m.. Il riassunto di tutte le simulazioni effettuate prima di ottenere la quota di sfioro ottimale é riportato schematicamente nella tabella (7.3), in cui sono riportati i parametri principali, relativi a ciascuna prova. Successivamente viene presentato il

7.3 SIMULAZIONE DEL FUNZIONAMENTO DEGLI INTERVENTI

grafico delle curve di portata (fig.7.12) in base al quale é stata scelta l'altezza di stramazzo tale da garantire il funzionamento piú efficiente della cassa.

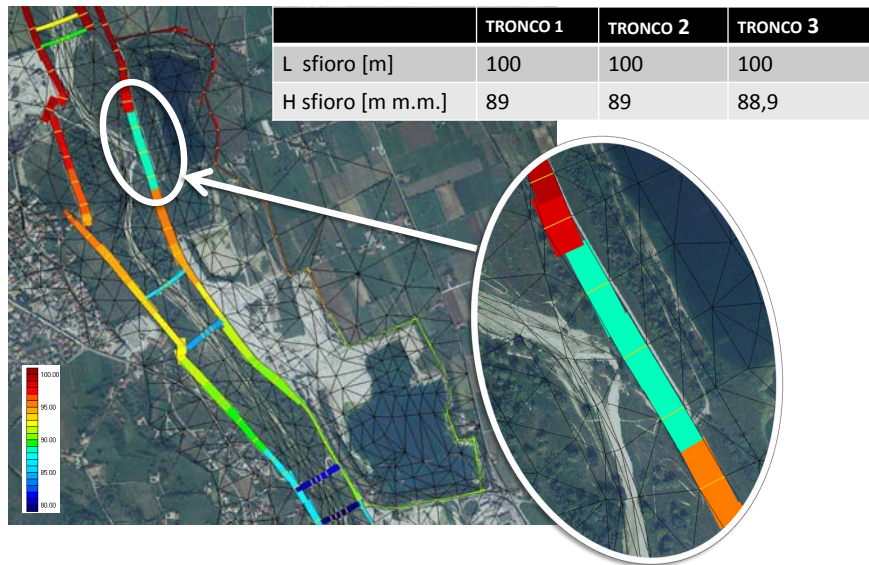


Figura 7.11: Progettazione dello sfioratore.

Tabella 7.3: Resoconto delle simulazioni effettuate sulla cassa di Mirabella.

PROVE	n. tronchi	L x tronco [m]	h sfioro [ms.m.m.]	rigurgito	sfruttamento sfioro	fondo cassa [ms.m.m.]
1	1	100	88,727	no	totale	76
2	1	100	88,7	sí	totale	76
3	1	100	88,65	sí	totale	76
4	3	100	89	no	parziale	75
5	3	100	88,5	sí	totale	75
6	3	100	89 89 88,8	sí	totale	75
7	3	100	89 89 88,8	no	parziale	74
8	3	100	89 89 88,9	no	totale	74

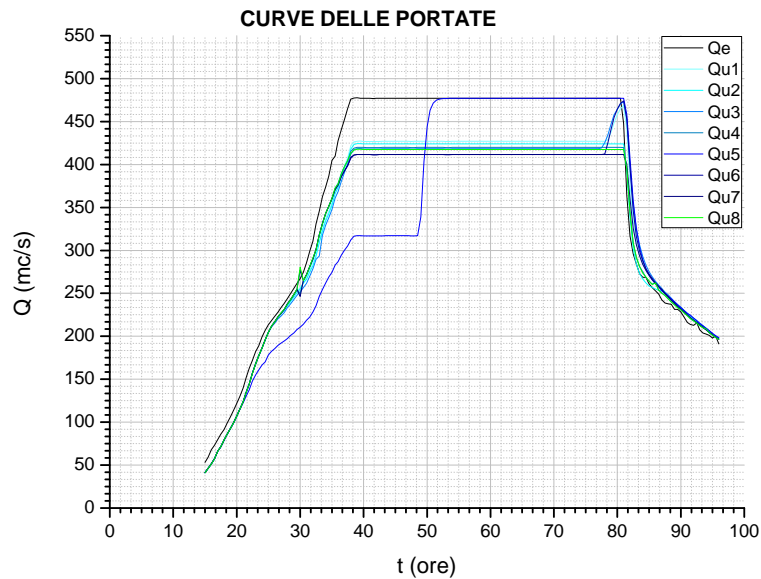


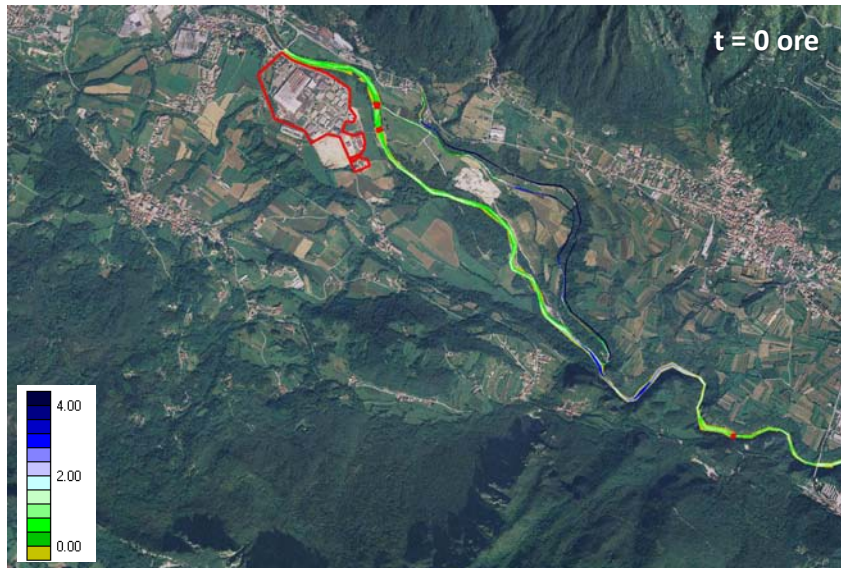
Figura 7.12: Vari tentativi (7.3) di laminazione in funzione della quota di sfioro.

7.3.4 Analisi dei risultati

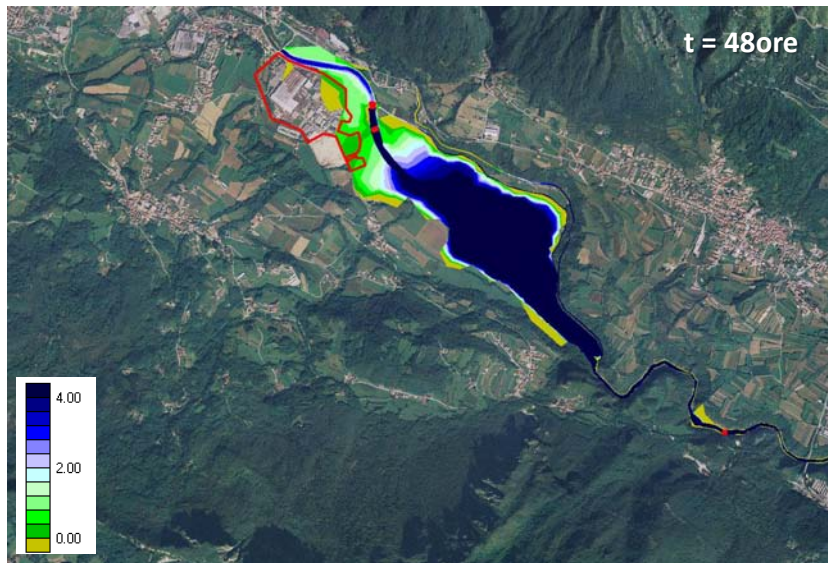
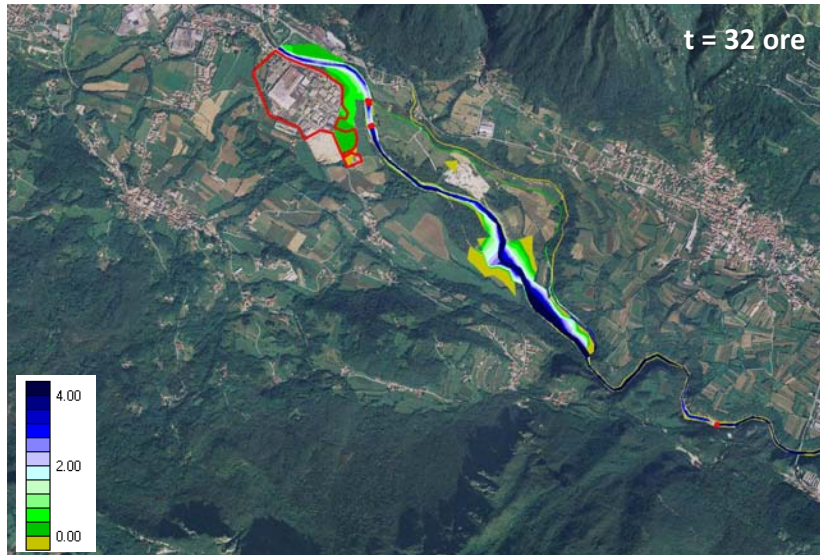
Presentiamo nell'insieme delle figure (7.13) l'evolversi della simulazione, immortalata in 6 istanti distinti con passo temporale di 16 ore, in cui con una linea rossa si è delimitata la zona industriale di Velo d'Astico.

Dall'osservazione della della figura (7.13) appare evidente come la proposta inizialmente avanzata dalla Commissione De Marchi di invasare $14 \cdot 10^6 \text{ m}^3$ nel serbatoio di Meda sia assolutamente da escludere, dal momento che già con un volume minore si assiste all'allagamento parziale della zona industriale di Velo d'Astico. Ricordiamo come quest'ultimo non sia da imputare unicamente all'effetto dello sbarramento anti-piena, ma sia anche dovuto ad una non idonea sistemazione fluviale del tratto d'Astico accanto alla zona industriale a rischio esondazione. I provvedimenti possibili per salvare l'area produttiva da eventuali allagamenti sono di due tipi. Il primo prevede la realizzazione di un argine di contenimento oppure il rialzo del rilevato stradale di almeno 1 m in modo da arrestare l'avanzamento del fronte degli allagamenti a ridosso della zona industriale. Il secondo, più interessante e suggerito dall'Ing. Martini P., consiste nel captare il volume in eccesso mediante uno scolmatore collegato più a Sud ad una delle tante cave dismesse

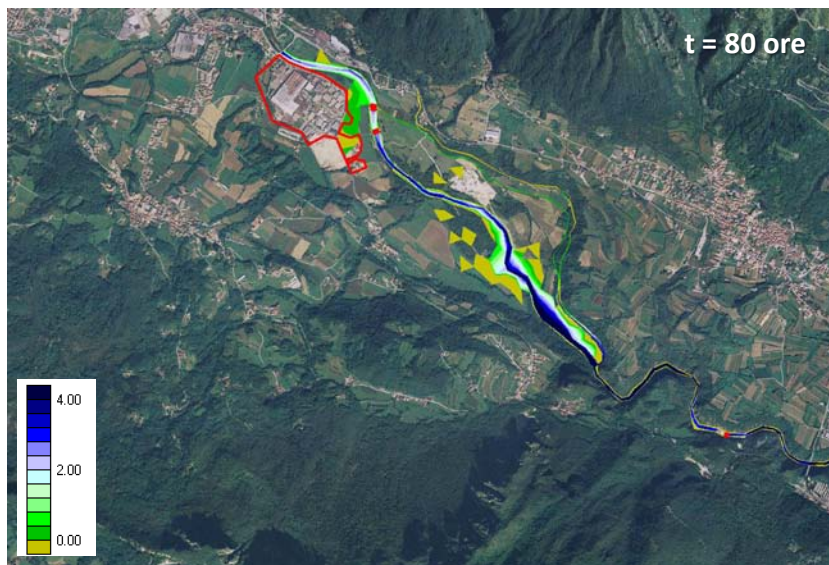
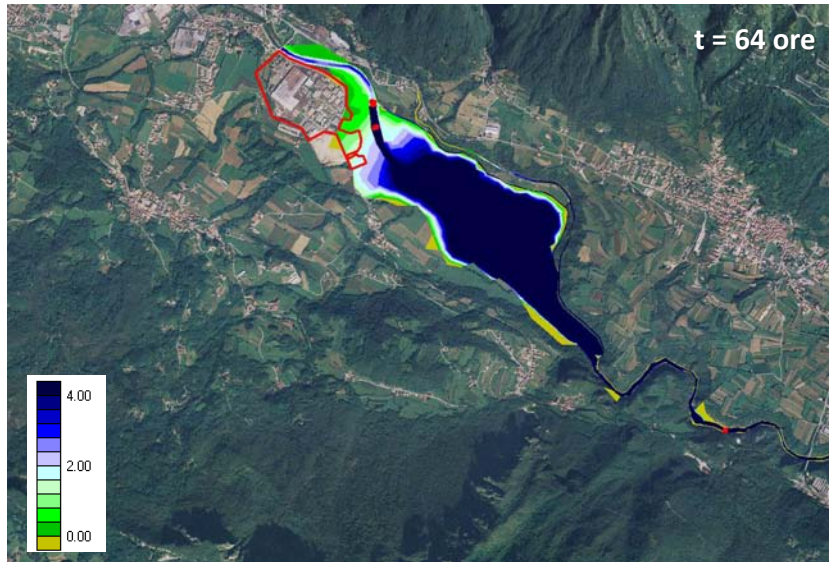
VERIFICA DEGLI INTERVENTI DI MITIGAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ IDRAULICA PROPOSTI



7.3 SIMULAZIONE DEL FUNZIONAMENTO DEGLI INTERVENTI



VERIFICA DEGLI INTERVENTI DI MITIGAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ IDRAULICA PROPOSTI



7.3 SIMULAZIONE DEL FUNZIONAMENTO DEGLI INTERVENTI

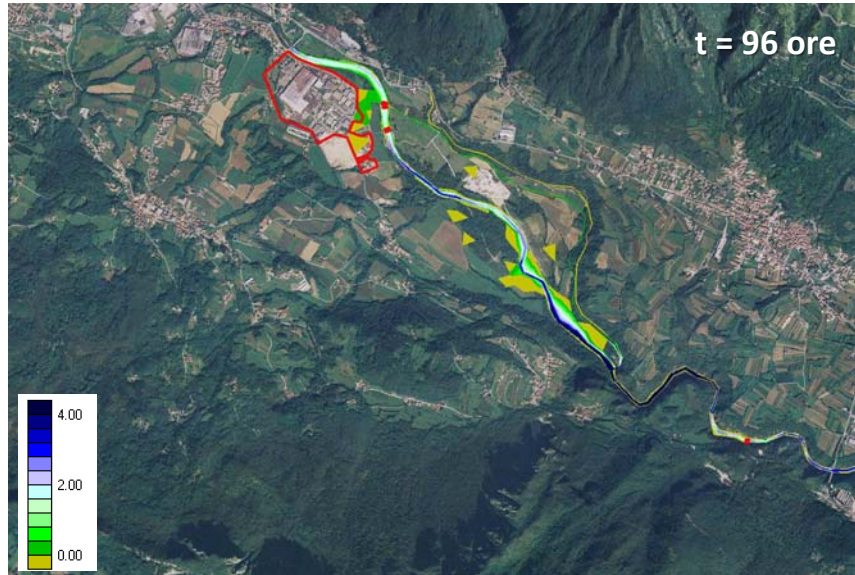


Figura 7.13: Fasi del processo d'invaso operato dal serbatoio di Meda.

presenti.

Il corretto funzionamento dello sbarramento é testimoniato dall'inattivazione degli sfioratori, i quali restano spenti per l'intera durata della simulazione. Dopo vari tentativi di perfezionamento, il miglior risultato ottenuto é stato quello che vede il livello subito a monte del paramento assestarsi alla quota di massimo invaso, senza coinvolgere anche lo scarico superficiale, rappresentato dagli sfioratori. In tal modo la portata lasciata defluire verso valle rimane costantemente pari al massimo valore tollerabile e l'effetto di laminazione risulta "pulito" come mostrato nella figura (7.14).

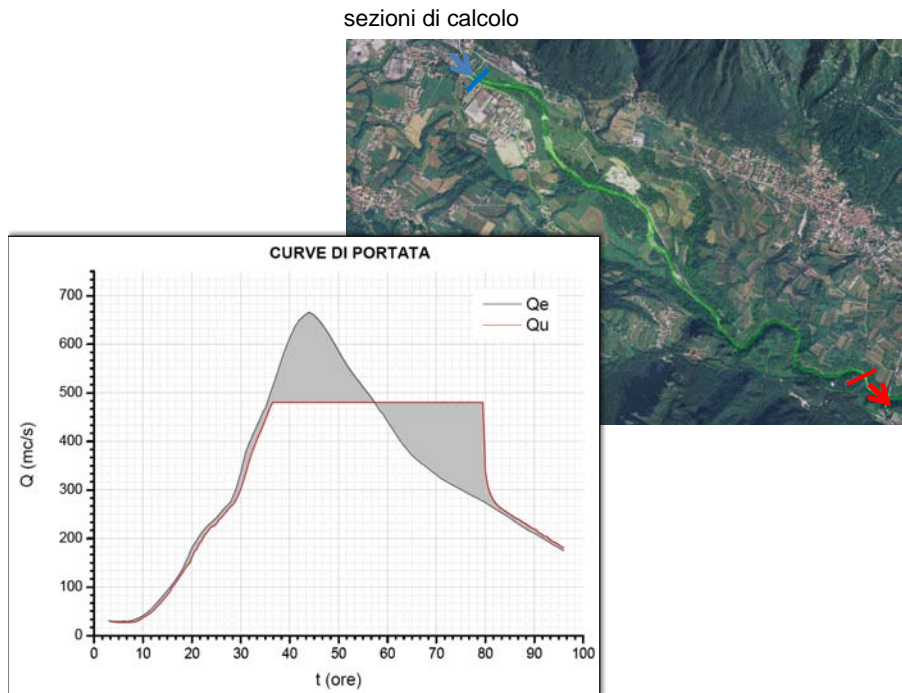


Figura 7.14: Laminazione ottimale svolta dal serbatoio di Meda.

Il volume così invaso risulta essere $V = 4,97 \cdot 10^6 \text{ m}^3$.

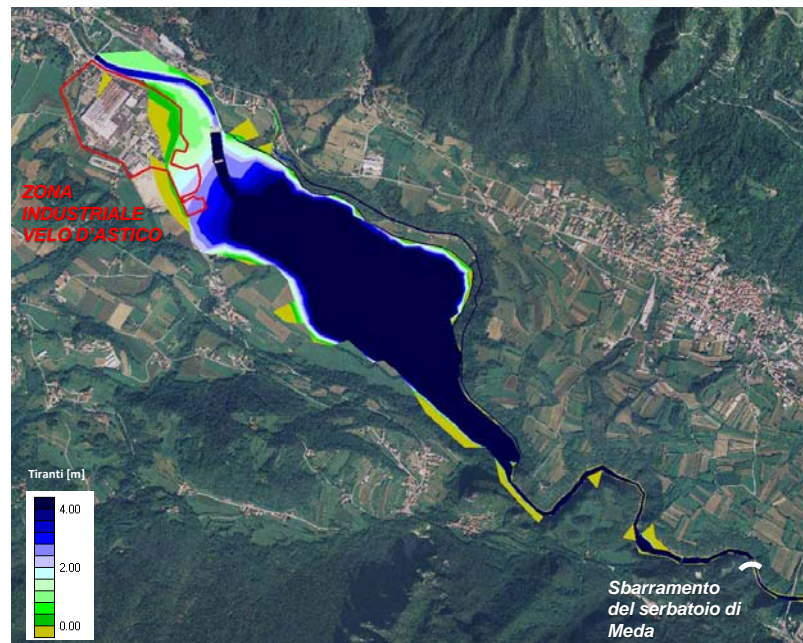


Figura 7.15: Involuppo dei tiranti massimi relativi al serbatoio di Meda.

Spostando l'attenzione alla cassa di Mirabella, la dinamica del processo di laminazione é descritto dalla sequenza di immagini prese dalla simulazione definitiva, in diversi istanti, presentata in figura (7.16).

Si nota l'attivazione della cassa all'istante $t = 29$ ore, segnalata dall'illuminazione del primo tronco speciale e poi, in rapida successione, degli altri due. Quindi ha inizio il riempimento graduale della cassa che si esaurisce dopo un intervallo temporale $\Delta t = 86$ ore, in seguito al quale i tronchi *traversa* cessano di illuminarsi. Quest'ultimo segnale risulta particolarmente incoraggiante in quanto assicura l'assenza di fenomeni di rigurgito, i quali comprometterebbero la laminazione, rendendola poco efficace. La conferma di tale situazione é riscontrabile nel grafico dei livelli (fig. 7.17) misurati in corrispondenza della sezione d'imbocco, sul lato fiume e sul lato cassa.

Il processo di riempimento e la dinamica del processo di sfioro sono rispettivamente descritti graficamente nelle figure (7.18) (7.19). Il primo grafico é stato ottenuto seguendo come traccia il perimetro della cassa, escluso il tratto lungo l'argine fluviale.

Dall'osservazione della figura (7.18) si scopre il tirante massimo che si instaura nella cassa, pari a $y = 13,79$ ms.m.m.. Essendo quest'ultimo uniformemente distribuito sull'intera superficie di $0,75 \text{ km}^2$, il loro pro-

VERIFICA DEGLI INTERVENTI DI MITIGAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ IDRAULICA PROPOSTI



7.3 SIMULAZIONE DEL FUNZIONAMENTO DEGLI INTERVENTI



VERIFICA DEGLI INTERVENTI DI MITIGAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ IDRAULICA PROPOSTI





Figura 7.16: Fasi del processo di laminazione operato dalla cassa di Mirabella.

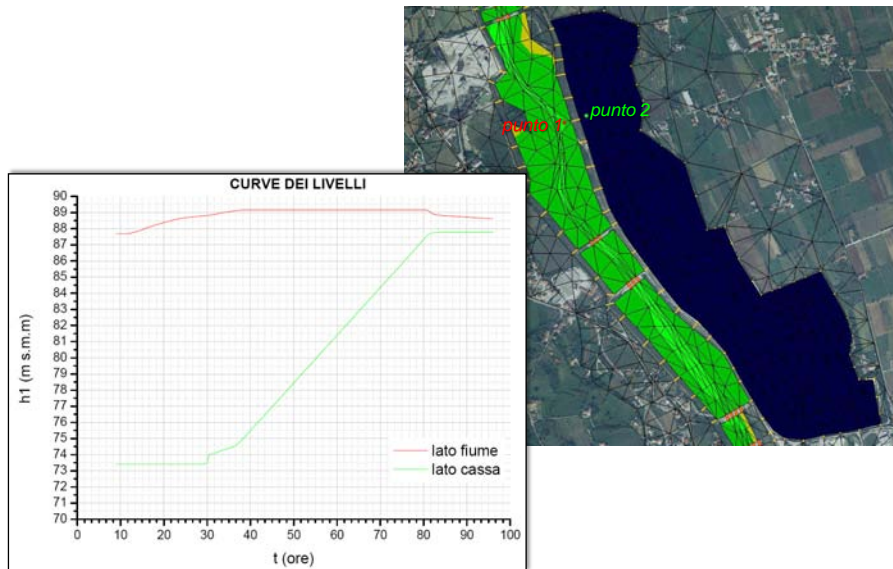


Figura 7.17: Livelli lato fiume e lato cassa, nella sezione d'imbocco.

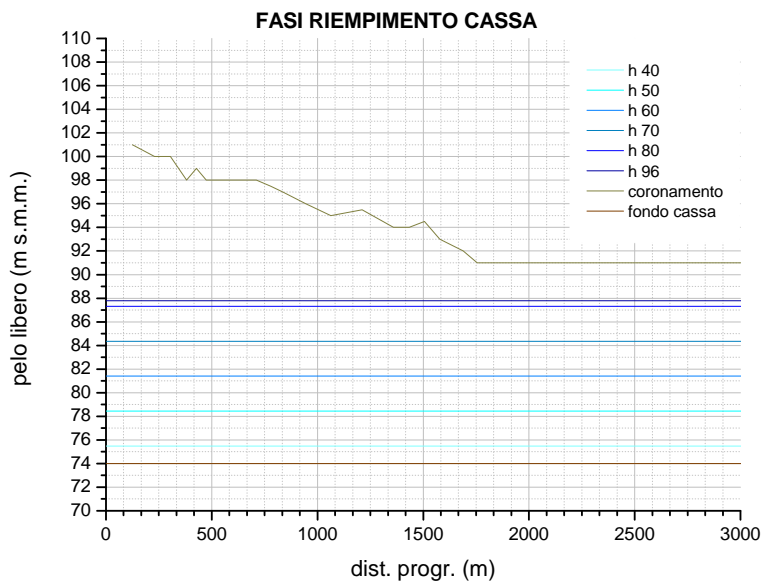
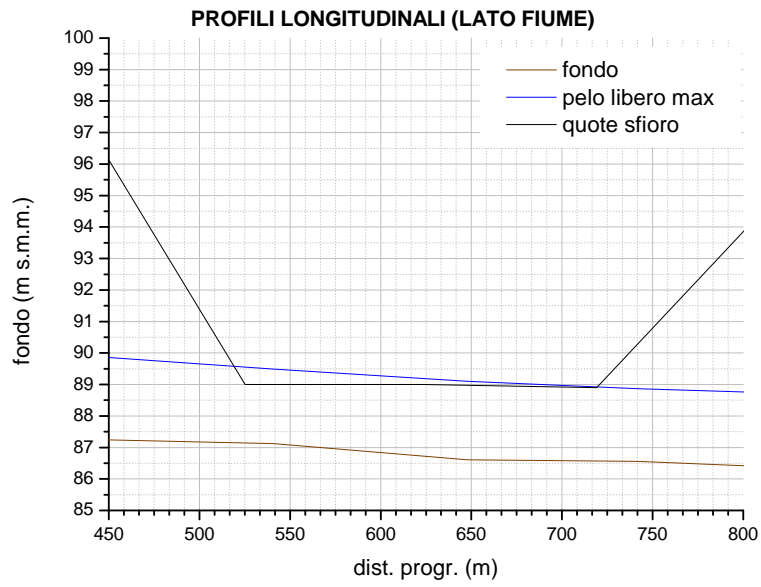
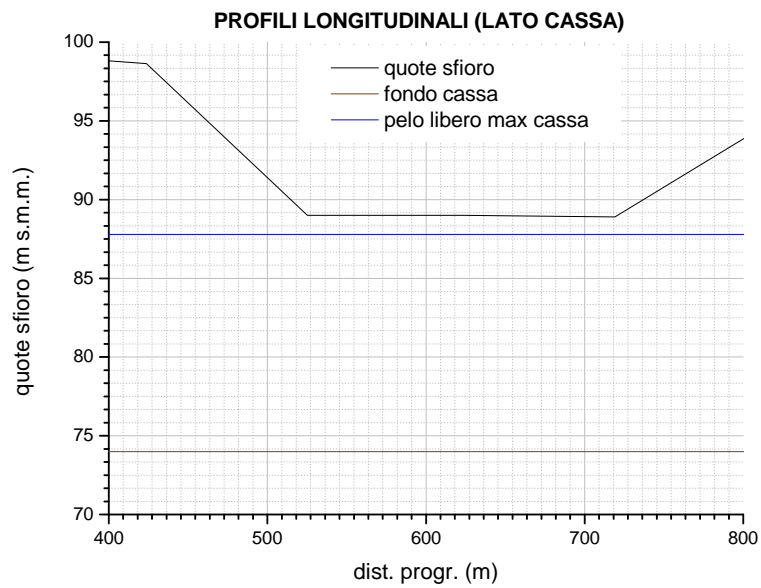


Figura 7.18: Fasi del riempimento della cassa.

7.3 SIMULAZIONE DEL FUNZIONAMENTO DEGLI INTERVENTI



(a)



(b)

Figura 7.19: Verifica dell'assenza di rigurgiti.

dotto restituisce un volume d'invaso $V = 10,0051 \cdot 10^6 \text{ m}^3$, prossimo a quello di progetto. La qualità della progettazione della cassa è confermata anche dalla regolarità della curva della portata in uscita (fig. 7.20), il cui valore al colmo si arresta a $Q_u = 417,5 \text{ m}^3/\text{s}$ per tutto il tempo necessario alla laminazione.

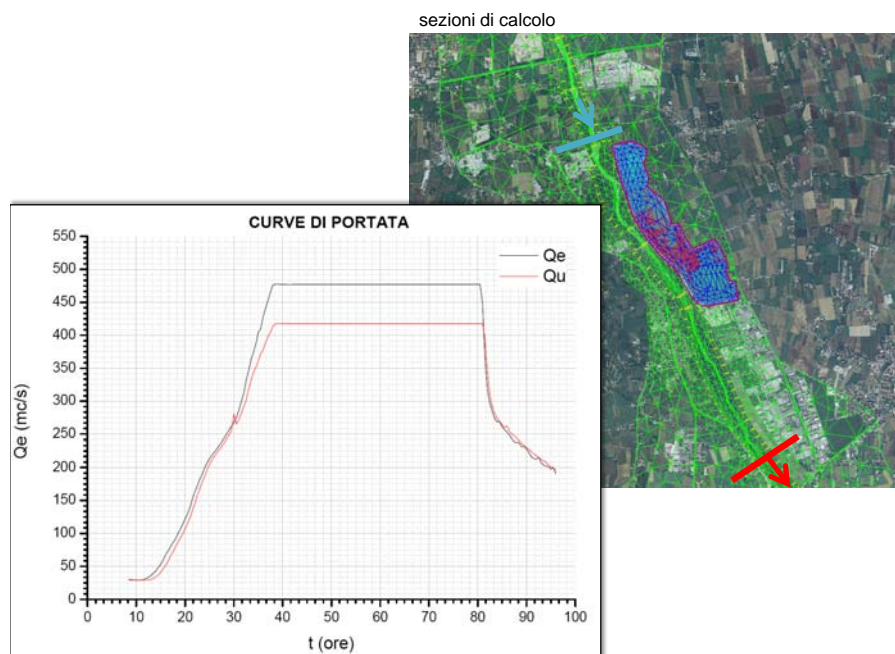


Figura 7.20: Laminazione svolta dalla cassa di Mirabella.

Per il tacciamento dell'andamento temporale delle portate entrante ed uscente sono state prese come sezioni di calcolo rispettivamente la traversa a monte dell'imbocco e quella più a valle, sufficientemente lontane per non risentire di eventuali effetti di instabilità.

Qualora si volesse prevedere nel progetto della cassa anche un'opera di scarico, funzionale a svuotare gradualmente il serbatoio subito dopo il passaggio della piena, si potrebbe pensare ad uno scolmatore collegato all'alveo più a valle. Essendo la quota di presa posta ragionevolmente alla stessa altezza del fondo della cassa, per restituire in modo naturale e controllato l'acqua invasata al fiume di provenienza, occorre individuare opportunamente la quota di sbocco dello scolmatore.

Infine si riporta la tabella riassuntiva (tab.7.4) delle caratteristiche principali degli interventi di mitigazione del rischio idraulico analizzati e contenente un'indicazione di massima circa la loro efficienza in termini di riduzione dei colmi dell'onda di piena.

Tabella 7.4: Tabella riassuntiva degli interventi proposti.

Intervento	Superficie (km ²)	V Invaso (10 ⁶ m ³)	T _r (anni)	Portata al colmo		Efficienza	
				Q _e (m ³ /s)	Q _u (m ³ /s)	ΔQ (m ³ /s)	ε (%)
Serbatoio di Meda	1,34	4,97	35	700	480	220	31
Cassa di Mirabella	0,75	10,0051	35	480	420	60	13

I coefficienti ϵ contenuti nell'ultima colonna rappresentano la riduzione percentuale della portata al colmo e si possono considerare come un'indicazione di massima dell'efficienza dell'opera di laminazione. Altri benefici attesi dagli interventi proposti sono quantificabili confrontando gli allagamenti a Sud dell'Astico ed in particolare a partire da Camatte dove effettivamente vi fu la rotta arginale nel 1966 (fig. 7.22), e dalla laminazione dell'onda di piena del '66 ricostruita (fig. 7.24).

In conclusione, l'obiettivo degli interventi, finalizzati a mettere in sicurezza la città di Padova ed il Padovano, è di ridurre le portate in arrivo al valore tollerabile di $650 \div 700 \text{ m}^3/\text{s}$. Infatti esso è inizialmente condizionato dalla portata massima transitabile lungo il tratto di Bacchiglione Selvazzano-Tencarola, limitato a $650 \text{ m}^3/\text{s}$, e poi dalla capacità del nodo idraulico di Padova⁴ (fig. ??). Senza entrare troppo nel dettaglio del funzionamento di questa ingegnosa sistemazione, le portate in arrivo a Padova da Montegalda (sommate a quelle del Tesina Padovano-Ceresone che si immette in Bacchiglione a Veggiano) entrano in città all'altezza del ponte Bassanello. Durante le piene il transito delle portate in centro storico è intercluso tramite il Sostegno dei Cavai. Le portate in arrivo da monte sono conseguentemente convogliate nel canale Scaricatore, dimensionato per $800 \div 900 \text{ m}^3/\text{s}$, e da quest'ultimo ai due sostegni regolatori di Voltabarozzo. Qui $150 \div 200 \text{ m}^3/\text{s}$ possono essere scolmati in Brenta tramite il canale di San Gregorio, prima, e il Piovego, poi. La portata rimanente è scaricata nel vecchio corso del Roncagette Inferiore, che è però in grado di convogliare fino a $500 \div 550 \text{ m}^3/\text{s}$ subito a valle di Voltabarozzo. Pertanto ora risulta fondatamente motivato il limite di portata proveniente dall'Astico-Tesina, imposto prudenzialmente a $400 \text{ m}^3/\text{s}$, anche se in realtà la capacità idraulica del fiume consentirebbe di elevarlo tranquillamente a $500 \text{ m}^3/\text{s}$. Nell'ipotesi che la portata di piena, convogliata dal Bacchiglione a monte della confluenza, sia dell'ordine dei $300 \div 350 \text{ m}^3/\text{s}$, sommando il contributo seppur contenuto dell'Astico, si ottiene una portata diretta verso Padova di $700 \div 750 \text{ m}^3/\text{s}$, ovvero tale da non mettere in crisi il nodo idraulico che regola le portate in arrivo città.

Il valore residuo intorno ai $420 \text{ m}^3/\text{s}$, ottenuto grazie al funzionamento sinergico del serbatoio anti-piena di Meda e della cassa di laminazione di Mirabella, può essere ulteriormente abbassato al minimo di $400 \text{ m}^3/\text{s}$, mediante l'inserimento del terzo intervento proposto dalla Commissione De Marchi, ovvero della cassa di Marola. Infatti essa, essendo dimensionata per trattenere un volume di $3 \cdot 10^6 \text{ m}^3$, sarebbe in grado di ridurre

⁴ La sistemazione del nodo idraulico di Padova si deve all'Ing. Gasparini (1922).

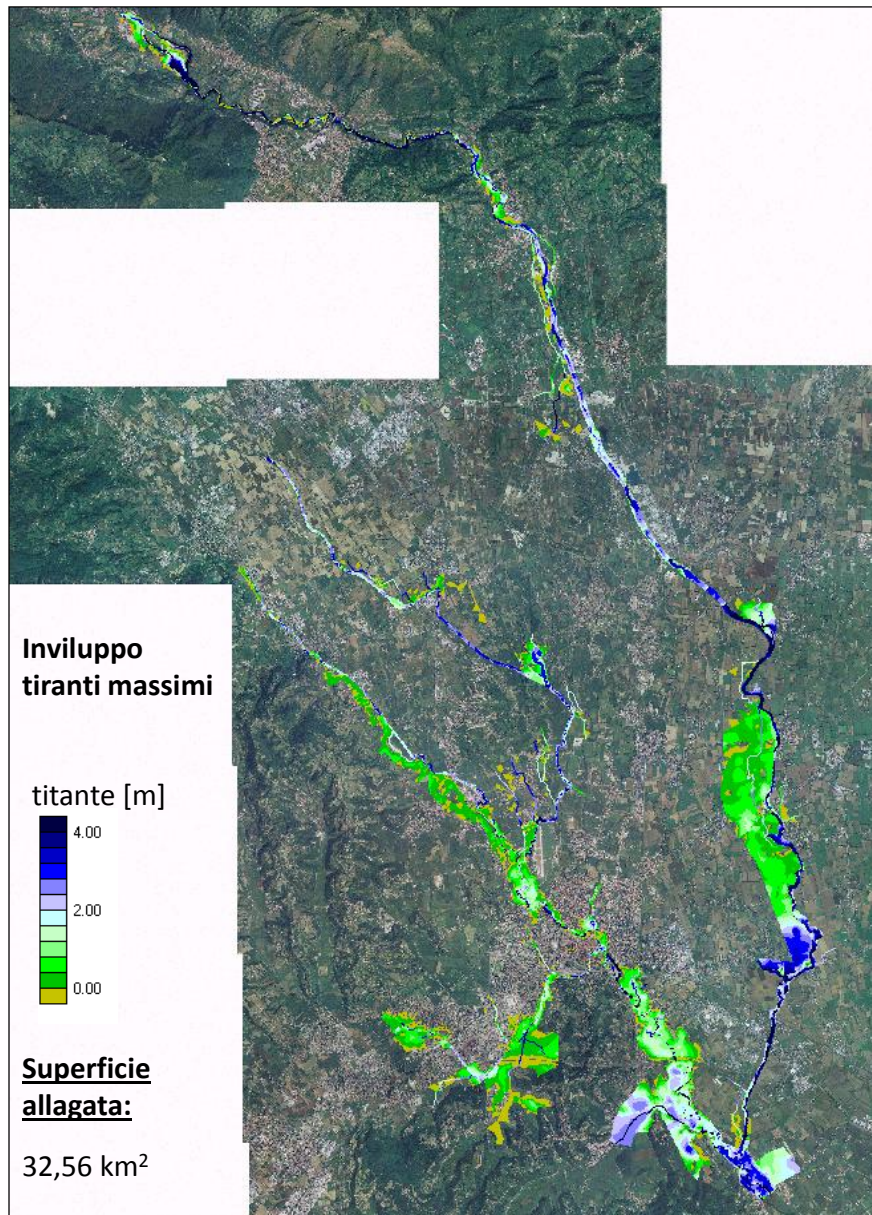


Figura 7.21: Scenario allagamenti pre-interventi (riferimento evento 1966).

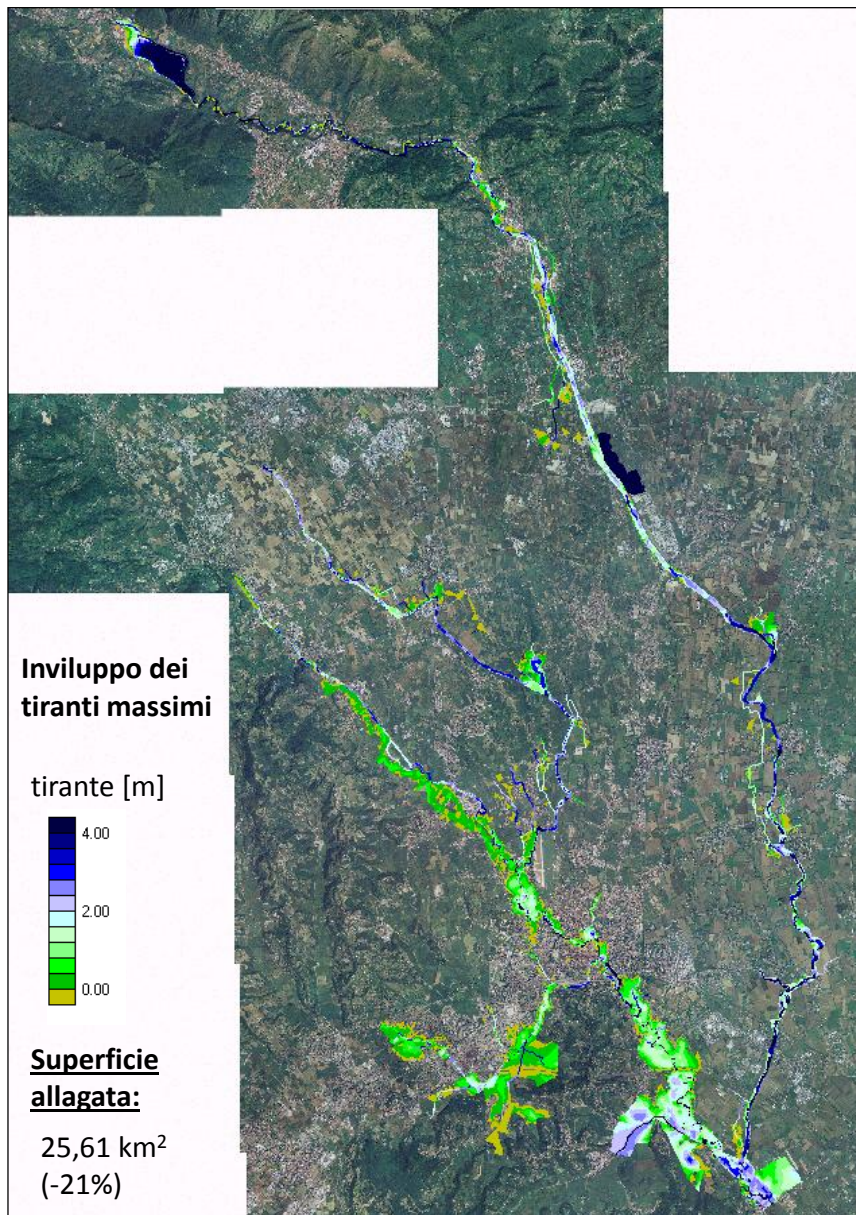


Figura 7.22: Scenario allagamenti post-interventi (riferimento evento 1966).

7.3 SIMULAZIONE DEL FUNZIONAMENTO DEGLI INTERVENTI

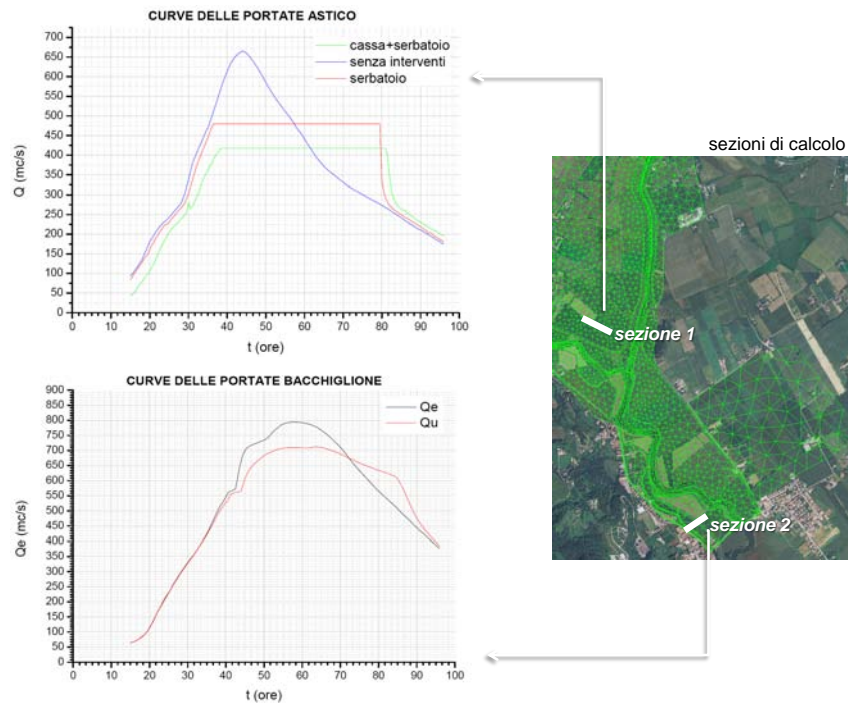


Figura 7.23: Laminazione dell'onda di piena.

il colmo della portata di piena residua di altri $20 \text{ m}^3/\text{s}$, come dimostra di seguito il breve procedimento risolutivo impiegato:

$$Q = \frac{V}{\Delta t} = \frac{3 \cdot 10^6}{(81,5 - 38)3600} \approx 420$$

, ove V indica il volume invasabile dalla cassa e Δt è l'intervallo di tempo durante il quale la portata massima si mantiene pressoché costante. Graficamente, facendo riferimento alle curve di portata entrante ed uscente, la portata sottratta dal serbatoio corrisponde approssimativamente all'altezza del rettangolo avente per base Δt ed area V . I benefici attesi dall'ulteriore realizzazione della cassa di espansione a Marola risultano, quindi, poco efficaci se confrontati con quelli derivanti dal serbatoio di Meda e dalla cassa di Mirabella

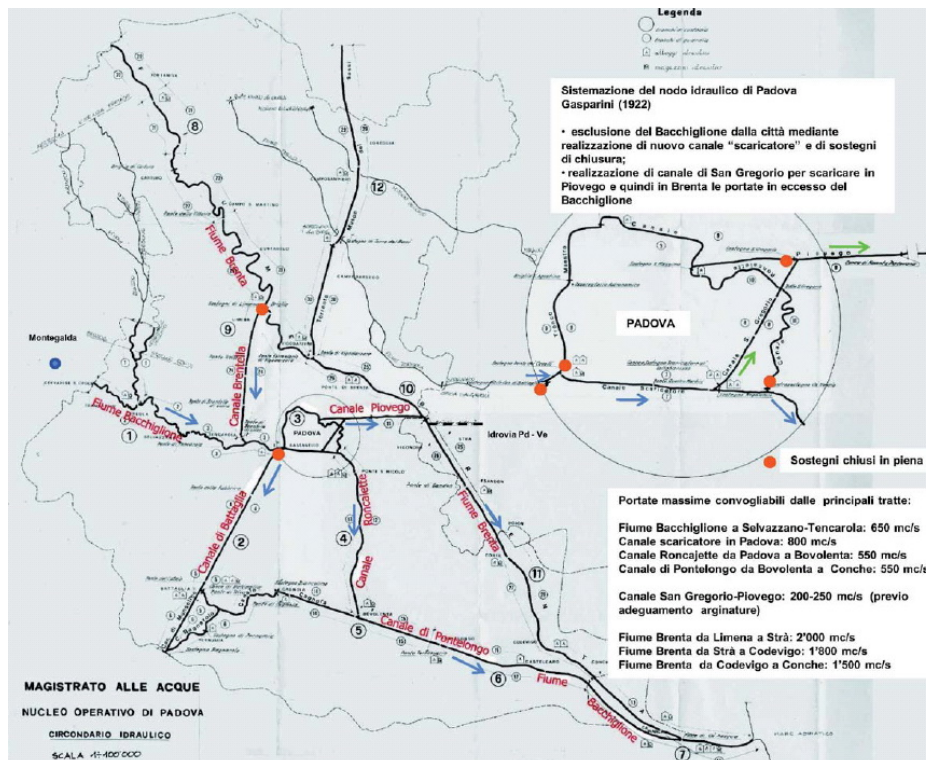


Figura 7.24: Nodo idraulico di Padova per la regolazione delle piene del Bacchiglione in arrivo [“Professione Ingegnere”, 2010].

CONCLUSIONI

Alla luce del recente evento alluvionale del Novembre 2010 appare ormai non piú differibile l'adozione di una seria politica di difesa dalle piene, capace di guidare e anche condizionare, se necessario, la pianificazione territoriale. A tale scopo la modellazione matematica contro le alluvioni assume un ruolo sempre piú importante. Attualmente esistono molti modelli in commercio (HEC-RAS, MIKE 11, DELFT 3D, SOBEK) in grado di analizzare il comportamento idrodinamico dei corsi d'acqua naturali ed artificiali. Quello utilizzato in questo lavoro é il modello bidimensionale agli elementi finiti sviluppato dall'ex Dipartimento IMAGE dell'Università di Padova..

I casi di studio presi in esame sono stati l'evento alluvionale 2010, quello del 2012 ed infine sono stati verificati gli interventi di mitigazione della pericolosità idraulica, proposti dalla Commissione De Marchi, con riferimento alla piena del 1966.

I risultati sperimentali ottenuti dalle simulazioni hanno da una parte messo in luce le principali criticità del sistema fluviale Astico-Tesina e dall'altra dimostrato l'efficacia delle opere di difesa contro le esondazioni. In particolare é emerso che le maggiori criticità sono situate in prossimità della zona industriale di Velo d'Astico, probabilmente a causa di una cattiva sistemazione fluviale del posto, intorno alla confluenza Astico-Tesina, e piú a valle, nei sottobacini Caveggiara e Quintarello, a causa della natura particolarmente depressa di questi territori.

É stata inoltre verificata l'importanza strategica del fiume Astico-Tesina nella pianificazione della sicurezza idraulica del territorio che interessa il comune di Padova. Infatti il confronto delle portate calcolate in corrispondenza della sezione di chiusura a Longare, riferite all'evento 2010, hanno rivelato che il contributo di questo fiume alla formazione della piena convogliata dal Bacchiglione é superiore al 50%.

Il confronto dei nostri risultati, sulle portate ed i livelli idrometrici calcolati in sezioni prefissate, con le misure registrate dall'ARPAV hanno in parte confermato la bontà della modellazione matematica svolta, soprattutto per quanto riguarda i livelli a Bolzano Vicentino, ma restano alcune incongruenze, particolarmente pronunciate per l'evento 2012, imputabili sia alla non assoluta validità dei dati raccolti nel corso dell'evento, sia a notevoli incertezze legate agli idrogrammi di piena in ingresso alla rete. In particolare la forma dell'onda simulata, che presenta una for-

CONCLUSIONI

ma apprezzabilmente diversa rispetto a quella misurata, dimostra l'inattendibilità degli idrogrammi forniti, essenziali per la definizione delle condizioni al contorno.

Per quanto riguarda gli allagamenti che si sono verificati nell'Autunno del 2010, il quadro disegnato dalla simulazione ricalca in buona misura (sia per entità dei tiranti che per durata della permanenza) quanto realmente censito dall'Autorità di Bacino e dal Genio Civile, eccetto alcune zone non edificate, ove il potenziale danno è minimo. Comunque, dal punto di vista degli allagamenti, si può concludere che, in generale, la piena del 2010 non ha provocato danni rilevanti nei territori limitrofi al fiume Astico-Tesina, quanto quella del 1966, la quale fu caratterizzata da un valore al colmo decisamente superiore.

In base a quest'ultima considerazione risulta pertanto evidente che la portata di progetto cui fare riferimento per il dimensionamento degli interventi di mitigazione della pericolosità idraulica deve necessariamente essere quella del '66.

Le soluzioni prese in esame per la salvaguardia contro le esondazioni nel medio e basso corso del Bacchiglione si inseriscono in un contesto più ampio che ha come obiettivo la sicurezza idraulica della città di Padova e del Padovano. Esse rientrano nella seconda tipologia di soluzione ipotizzata, insieme al completamento dell'idrovia Padova-Venezia come scolmatore del sistema Brenta-Bacchiglione direttamente in Laguna di Venezia.

Le simulazioni finalizzate a verificare l'efficacia del serbatoio anti-piena di Meda, in accoppiamento con la cassa di laminazione di Mirabella, hanno fornito esito positivo circa i potenziali benefici derivanti da questi interventi. In particolare è emerso che il limite della capacità di portata del fiume Astico-Tesina, nel tratto a Sud di Bolzano Vicentino, può tranquillamente essere innalzato da $400 \text{ m}^3/\text{s}$ a $500 \text{ m}^3/\text{s}$, dal momento che la piena di quella portata transitata nel 2010 per la sezione di Torri di Quartesolo è passata senza provocare danni. Ciò alleggerirebbe i carichi d'acqua che entrambi i serbatoi dovrebbero trattenere, consentendo all'invaso di Meda una riduzione di volume tale da non invadere la zona industriale di Velo d'Astico. D'altro canto il limite di portata tollerabile non dipende solo dalla capacità idraulica del fiume Astico-Tesina, a valle di Bolzano Vicentino, ma deve tener conto del contributo alla formazione della piena incanalata verso Padova. La portata in arrivo da Montegalda, superata la confluenza Astico-Bacchiglione, e sommata a quelle del Tesina Padovano-Ceresone, entra in città all'altezza del Ponte del Bassanello per poi essere convogliata nelle varie diramazioni del nodo idraulico di Padova. Pertanto la progettazione degli interventi di

CONCLUSIONI

mitigazione della pericolosità idraulica dev'essere fatta a garanzia che il nodo idraulico padovano non venga messo in crisi.

OPERE DI MITIGAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ IDRAULICA

Le principali strategie di difesa dalle piene dei territori di pianura seguono essenzialmente due indirizzi. Da una parte si mira all'aumento della capacità dell'alveo mediante tecniche note come *rialzo arginale*, *ricalibratura*, *rettifica fluviale*. Dall'altra si tende alla diminuzione della portata di piena, svolta attraverso processi di *laminazione delle piene*, oppure aggirando il centro abitato mediante *diversivi* o *canali scolmatori*. In particolare, con la presente tesi, si vuole prendere in esame la seconda tipologia di soluzione, che prevede la "*decapitazione*" del colmo di piena, descrivendone i processi e le opere finalizzate a tale obiettivo, con particolare riguardo verso gli organi di regolazione e controllo associati.

A.1 PROCESSI DI LAMINAZIONE DELLE PIENE

L'attenuazione della portata di piena è l'azione svolta dai serbatoi di piena, i quali in pratica sono capacità inserite nel corso d'acqua o su qualche importante affluente allo scopo di modificare, trattenendone una parte, i deflussi di piena da avviare verso valle.

Per la precisione sono chiamati *serbatoi di piena* le capacità inserite nella parte alta e medio-alta del bacino, mentre per la parte media o bassa del corso d'acqua assumono la denominazione di *casse d'espansione*. Sep-pure differenti per manufatti e modalità di gestione, entrambe le opere (fig. A.1) sono ideate con lo stesso obiettivo di modificare la successione di afflussi naturali rispetto alle portate rispettivamente tollerate o richieste in uscita dal serbatoio e si dimostrano efficaci in egual misura. Oltre alla difesa idraulica, tali serbatoi, sfasando l'uso della risorsa accumulata rispetto al suo modo naturale di prodursi, possono essere utili ai fini della utilizzazione idroelettrica o irrigua.

La laminazione delle piene è da considerarsi un processo che richiede, a moto vario, non solo la conoscenza della portata al colmo, ma anche del suo andamento temporale, dato dall'idrogramma, e quindi del volume mobilitato dall'onda di piena. Il processo idraulico dei serbatoi di laminazione è descritto dall'equazione di continuità (dei serbatoi) (39), associata a quelle del moto (40), (41), le quali a loro volta dipendono dalla condizione di deflusso esistente (da luce libera o a battente). Dun-

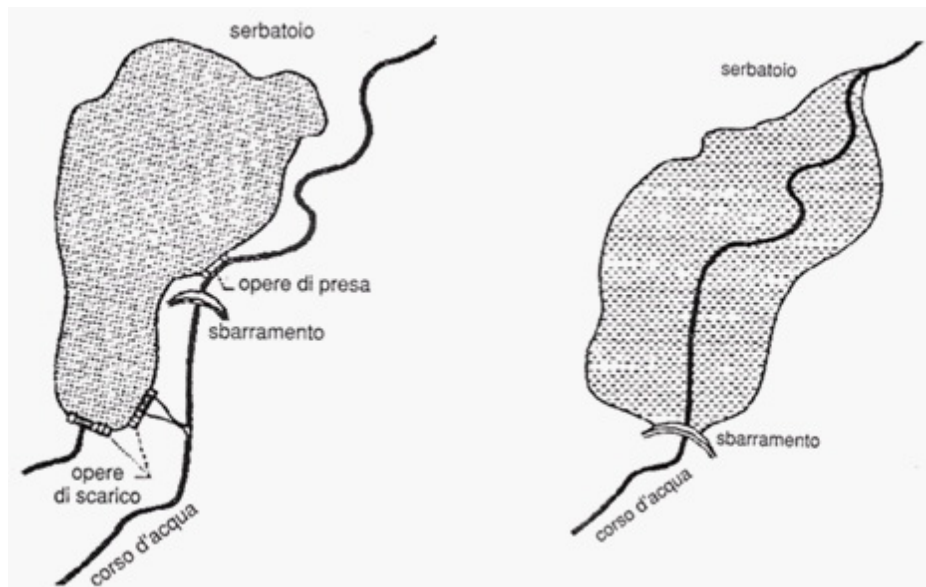


Figura A.1: Principali tipologie di serbatoi per la laminazione delle piene.

que, in generale, l' impostazione del problema si può esprimere con la seguente scrittura:

$$(39) \quad Q_a - Q_e = S \frac{dz}{dt} = \frac{dV}{dt}$$

$$(40) \quad Q_e = Q_e(z) \quad \text{per } t < t_0$$

$$(41) \quad Q_e = C_1 A \sqrt{2gz} \quad \text{per } t \geq t_0$$

,ove Q_a indica la portata affluente, Q_e la portata effluente, S l' area dello specchio d'acqua, V volume invasato in funzione del tempo. Le altre due equazioni, tradotte, significano che in una prima fase la portata dipende dall' altezza idrometrica ed il suo andamento è rappresentato dalla scala delle portate. Successivamente la portata effluente si ricava con la formula degli efflussi da luce a battente. La portata effluente è da commisurarsi al tempo di ritorno T_r caratteristico dell'evento dal quale difendersi, ma anche ad eventi meno intensi con durata maggiore. Inoltre, sempre in riferimento alla progettazione del serbatoio, è da tener

presente che non sono infrequenti i casi di due onde di piena consecutive nell' arco di un periodo relativamente breve.

La trattazione del processo di laminazione si suddivide in due casi, a seconda della modalità di realizzazione dello scarico di fondo (fig. A.2). Se é di tipo classico, ovvero presidiato da paratoie, all'inizio lo scarico é completamente aperto e il deflusso avviene a superficie libera (eq. 42). Anche nel corso di questo momento si riscontra un parziale invaso in quanto $Q_e < Q_a$. Successivamente, quando é impiegata tutta la luce A_0 dello scarico, ha inizio un deflusso a battente (eq. 43) finché, raggiunto il valore massimo Q' transitabile a valle senza causare danni, lo scarico viene parzializzato, in modo graduale, per mantenere una portata in uscita uguale al valore tollerabile, invasando nel serbatoio l'eccedenza. In formule:

$$(42) \quad \left. \begin{array}{l} A = A(z) \\ Q_e = Q_e(z) \end{array} \right\} \text{ per } t < t_0$$

$$(43) \quad \left. \begin{array}{l} A = A_0 \\ Q_e = C_1 A_0 \sqrt{2gz} \\ V_1 = \int_0^1 (Q_a - Q_e) dt \end{array} \right\} \text{ per } t_0 < t_1$$

$$(44) \quad Q_e = C_1 A_t \sqrt{2gz} = C_1 A_0 \sqrt{2gz_1} = Q' \quad \text{per } t_1 \leq t \leq t'$$

da quest'ultima é possibile ricavare la legge di chiusura della paratoia:

$$(45) \quad A(t) = A_0 \sqrt{\frac{z_1}{z}}$$

Il volume necessario per la richiesta di laminazione é:

$$(46) \quad V(t) = \int_1^{t'} Q_a dt + V_1 - Q'(t - t_1)$$

Per $t > t'$ la manovra che consente di vuotare il serbatoio nel minor tempo possibile consiste nel mantenere costante la portata effluente $Q_e = Q'$ aprendo gradualmente (poiché il carico diminuisce) le paratoie di controllo. La rappresentazione grafica (fig. A.3) dell'andamento di Q_e , con scarico regolato, é data da una spezzata ed il volume massimo d'invaso é dato dalla differenza tra le ordinate delle curve integrali in corrispondenza di $t = t'$.

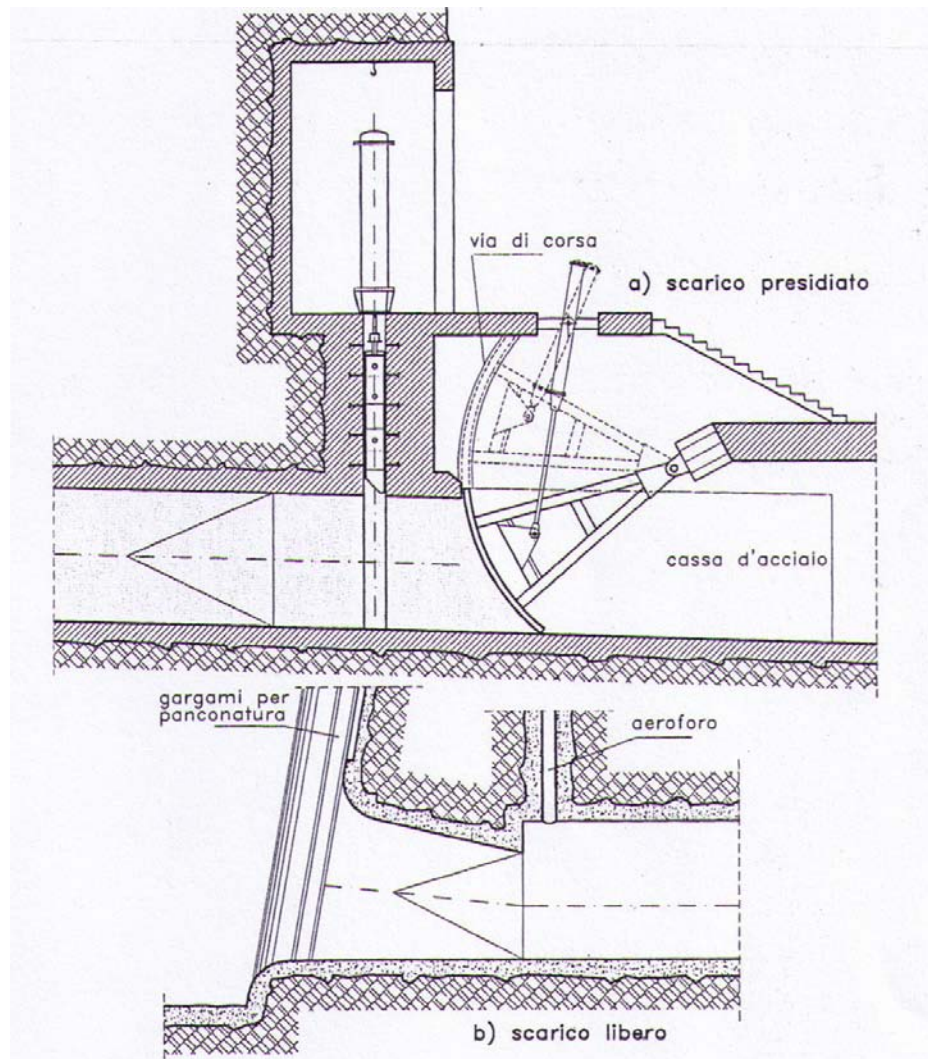


Figura A.2: Principali modalità di funzionamento degli scarichi di fondo [Da Deppo, Datei e Salandin 2012].

Se é di tipo luce fissa a scarico libero, la portata puó inizialmente defluire libera. Successivamente, creatosi il battente, la portata aumenta con la radice quadrata del carico sulla luce, mentre l'apertura A_0 si mantiene costante nel tempo. In formule:

$$(47) \quad \left. \begin{array}{l} A = A(0) \\ Q_e = C_q A_0 \sqrt{2gz} \end{array} \right\} \text{ per } t > t_0$$

la quale, mediante sostituzione nella (39), conduce a:

$$(48) \quad Q_a - C_q A_0 \sqrt{2gz} = S(z) \frac{dz}{dt}$$

Gli andamenti della portata scaricata per le due soluzioni sono rappresentati nella fig.(A.3), ove l'area compresa tra l'onda entrante e quella uscente corrisponde al volume di laminazione che deve essere trattenuto dal serbatoio per essere restituito a partire dal momento in cui le due curve si intersecano. Inoltre, un veloce confronto delle aree sottese dalle curve di portata affluente, data dall'onda di piena in arrivo, ed effluente, relative ai due casi di funzionamento, rivela che, a paritá di evento da controllare, la disposizione a scarico libero richiede un volume superiore a quello richiesto da un serbatoio con luce di fondo regolata. D'altra parte, mentre il primo assicura il funzionamento del serbatoio per la laminazione senza possibilitá di governo, il secondo necessita dell'intervento da parte di operatori ed é maggiormente esposto al rischio di guasti meccanici.

A.2 CASSE DI ESPANSIONE

Analogamente ai serbatoi di piena, le casse di espansione sono delle capacità di controllo delle piene realizzate essenzialmente con un'opera di sbarramento, ma circoscritte nel tratto medio o basso del bacino e collocate a cavallo o a lato del corso fluviale. Il nome di casse di laminazione (di espansione quando l'invaso è diffuso in vasto areale) si riferisce con il termine *cassa* ai piccoli accumuli d'acqua per irrigazioni aziendali in aree di pianura chiamati casse, o forse deriva dalle aree golenali del Po contornate da argini secondari che, come è noto, hanno anche funzioni di laminazione e che vengono anch'esse chiamate casse. Esse, opportunamente arginate e sistemate, si prestano all'invaso temporaneo di volumi d'acqua anche rilevanti in rapporto al volume di piena. Essendo l'altezza a disposizione di pochi metri, la superficie da riserervare all'invaso dev'essere assai estesa. Pertanto i requisiti che deve possedere il sito ove far sorgere queste opere prevedono che l'area non ospiti insediamenti importanti, che il valore dei terreni sia basso per contenere i costi d'esproprio quando essi non siano già pertinenze fluviali, che non sia soggetta ad allagamenti, ed infine che sia pianeggiante. Mentre nel caso di terreni in pendenza, si consiglia di frazionare il volume fra più casse collegate fra loro in serie.

L'alternativa tra serbatoi di piena e casse d'espansione porta in genere gli ambientalisti a preferire queste ultime per il minor impatto che hanno sul territorio e per le oasi (fig. A.4) che vi si possono creare, specie per le casse poste a cavallo del corso d'acqua e spesso, quindi, parzialmente invase dall'acqua.

Poiché il principio di funzionamento è analogo a quello dei serbatoi di piena, il processo idraulico è regolato dalle stesse equazioni (39-47), con luci a stramazzo (sfioratori) e a battente (scarichi), insieme eventualmente ad un'equazione che descriva il moto di infiltrazione, nel caso in cui le vasche siano poste su terreni permeabili (materassi alluvionali).

A seconda della disposizione delle vasche rispetto al corso d'acqua esistono due tipi principali di casse d'espansione:

CASSE DI VALLE collocata a cavallo del corso d'acqua. Dal punto di vista tecnico, esse rappresentano la soluzione più semplice, in quanto sono attrezzate solamente con un manufatto d'uscita. L'opera di sbocco è realizzata con una traversa nella sezione di chiusura dotata di sfioratore di superficie. La traversa può essere mobile, dotata di paratoie che regolano e controllano il deflusso, oppure fissa, realizzata in calcestruzzo con una o più luci di fondo presidiate o non presidiate. In alternativa la traversa può essere costituita da una

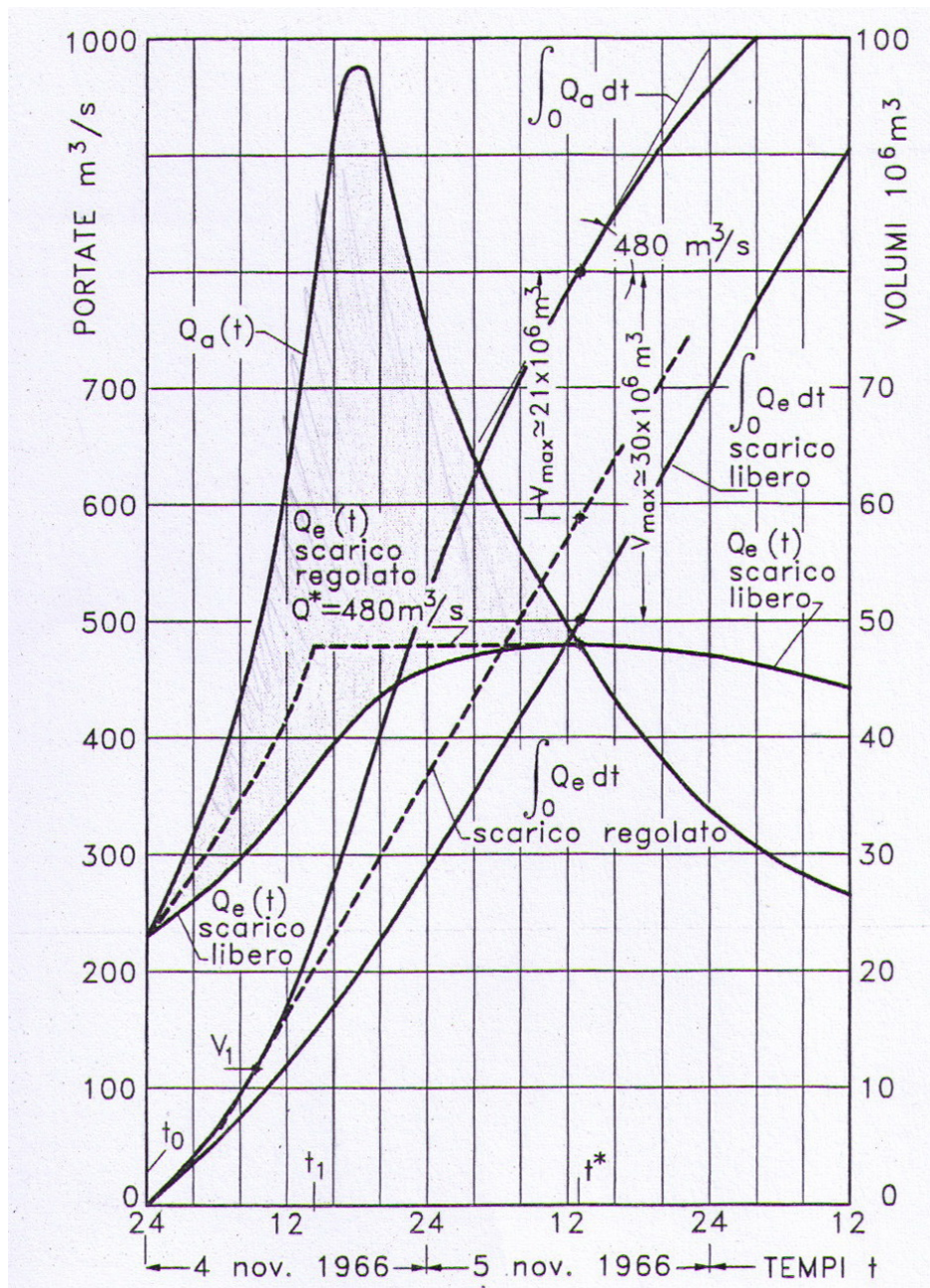


Figura A.3: Laminazione della piena del fiume Isarco (Novembre 1966)
 [Da Deppo, Datei e Salandin 2012].



Figura A.4: Specchi lacustri al livello di falda interni alla cassa [Susin 2008].

soglia fissa di fondo limitata lateralmente da due quinte. Nel caso di deflussi non regolati da paratoie trovano impiego le traverse a maschera (singola o doppia), capaci di produrre una contrazione quando il suo bordo sia lambito dalla corrente, in modo da mantenere costante la portata al variare della quota d'invaso. Infine il manufatto d'uscita è completato da un ponte carrabile o passerella. [Casse in derivazione] più tecniche rispetto a quelle di valle. Esse vengono localizzate al di fuori dell'ambito fluviale e necessitano di un'accurata collocazione altimetrica, tale cioè da consentire la capacità più conveniente. La struttura è composta da più vasche in serie, il cui numero è in funzione del volume da invasare, e la cui ampiezza di superficie le rendono idonee, volendo, anche alla coltivazione. I dispositivi che corredano l'impianto globale sono il manufatto di controllo delle portate in arrivo e quello d'imbocco. Il primo è il dispositivo deputato all'alimentazione, costituito da una struttura fissa che deriva la portata quando sia raggiunto un prefissato stato idrometrico del fiume. Esso è dotato di doppia panconatura (ad aghi) e paratoia (a settore o piana) collocate sia a monte che a valle. Questi dispositivi operano in modo da avere moto lento in corrispondenza dell'opera di derivazione e quindi per agevolare le manovre. Il secondo è funzionale all'alimentazione della vasca con soglia sfiorante. A seconda della modalità di alimentazione si distinguono le soglie sfioranti a becco d'anatra, sfioratori a sifone autolivellanti (tipo Gregotti), nel caso in cui lo spazio a disposizione per lo sviluppo risulti particolarmente ridotto. Vi sono poi da ricordare gli sfioratori fusibili che sono argini golenali tracimabili per una definita estensione. Ogni cassa è munita a sua volta di: sfioratore di superficie, che fornisce alla

cassa successiva le portate in *surplus*; scarico di fondo che rilascia nella vasca successiva o nell' alveo con un' opera controllata da paratoie. Esso assolve a due funzioni: svuotamento della cassa a monte durante la fase calante dell' onda di piena e preparazione della vasca di valle, parzialmente invasata quando incomincia lo sfioro, per facilitare la dissipazione di energia della portata sfiorante. Infine uno scarico di superficie per le casse laterali all' alveo, dimensionato per la massima portata che può essere avviata alla cassa.

Il maggiore problema che si può verificare con quest'ultimo tipo di casse é la sedimentazione, specialmente nella prima cassa, a causa del notevole contenuto di materiale fino in sospensione, mettendo a repentaglio il rapporto che la corrente fluviale trattiene con la falda. Ciò comporta la necessità di interventi ordinari di manutenzione.

In aggiunta alla funzione primaria della laminazione delle piene, anche le casse, come i serbatoi, possono essere impiegate, con idonei manufatti e i limiti del caso, per uso multiplo. Quest'ultimo é da raccomandarsi in quanto l'incidenza sui costi, rispetto all'uso primario, é facilmente ammortizzabile. Vengono di seguito elencati gli impieghi piú interessanti:

- Creazione di un'area ecologica;
- Incremento delle portate irrigue e del deflusso minimo;
- Rimodulazione delle portate;
- Regolazione delle portate;
- Ricarica delle falde.

Per quanto riguarda la realizzazione di queste opere, a livello nazionale, l'impiego di grandi invasi per la laminazione delle piene in corsi d'acqua di una certa importanza appare solo in forma di previsione in Piani di Bacino. L' interesse per gli studi e le applicazioni, già considerati necessari ed urgenti, é ridotto e rallentato a causa, probabilmente, delle implicazioni territoriali, ma probabilmente anche per un diminuito interesse verso i temi sulla difesa dalle grandi piene. Tuttavia, malgrado la scarsa diffusione avuta finora, esistono in Italia alcuni esempi quali l'invaso del Bilancino sul Sieve, presso Barberino del Mugello (FI), affluente dell' Arno, per 69 milioni di m³ e quello di Ravedis nel torrente Cellina affluente del F. Livenza (Regione Friuli) per 24 milioni di m³. Inoltre, già a partire dagli anni '70 ebbero inizio i lavori dell'insieme

di casse in Emilia-Romagna realizzate negli affluenti di destra del Po, Secchia, Panaro, Crostolo, Enza e Parma.

Dal punto di vista della progettazione di una cassa, fermo restando il criterio principe ovvero l'economia d'invaso, essa richiede un insieme alquanto ampio di approfondimenti e studi su argomenti di varia natura (capacità limite di portata da attribuire ai corsi d'acqua a valle delle casse, con le necessarie caratterizzazioni idrauliche, geometriche ed infrastrutturali, comprensive di condizioni arginali, criticità locali; ricostruzione delle piene, dimensionamento degli invasi e loro localizzazioni; opportune modalità di regimazione; verifiche sui modelli fisici ecc.).

L'approccio progettuale di una volta prevedeva la ricostruzione statistico-probabilistica dei massimi valori al colmo delle piene, insieme alla definizione di forme e volumi. I dimensionamenti e le regimazioni venivano affidate ad un modello fisico con un rapporto di scala 1 : 40. Nel modello si esaminavano più soluzioni differenti per entità di area arginata, volume di vaso e modalità di funzionamenti. La ricerca era rivolta non solo ad individuare il perimetro di accorpamento e le altezze da assumere per gli argini di contenimento, ma anche a trovare quelle soluzioni che consentissero la massima economia di vaso e cioè quelle che avessero fornito a parità di vaso i massimi benefici di laminazione.

Il dato iniziale su cui si basa il dimensionamento della cassa resta sempre il limite di capacità di portata del fiume in esame. Sempre ai fini del calcolo del volume di laminazione, risulta inoltre indispensabile la completa ricostruzione delle onde di piena in termini di forme e di volumi e va considerato che, per ogni valore di portata da rilasciare a valle, il massimo volume di laminazione, tra le piene di uguale frequenza, può non corrispondere a quelle con il massimo colmo, ma a quelle provenienti da precipitazioni meno intense e di durata maggiore, che vanno riconosciute ed individuate. Prima della ricostruzione delle piene è necessario trattare i dati di precipitazione mediante elaborazioni statistico-probabilistiche, facendo riferimento ad esempio al metodo di Gumbel. Per la trasformazione degli afflussi in deflussi si può scegliere il metodo dell'idrogramma unitario, basato sulla registrazione, in una sezione del corso d'acqua, di uno o più eventi significativi, dei quali siano anche note le precipitazioni.

Per quanto riguarda l'economia d'invaso nei processi di laminazione, nel caso di cassa ad vaso unico, con sbarramento limitatore a valle e scarichi di fondo a luci fisse, non si può evitare che il volume di laminazione non sia superiore a quello che sarebbe strettamente sufficiente, come già detto prima. Di fatto l'impiego di luci fisse, senza regolazione

delle luci di fondo nel corso della piena, agli irrinunciabili benefici gestionali contrappone la negativa condizione che la portata massima in uscita dalla cassa si verifichi solo al raggiungimento del massimo livello di ritenuta (fig. A.3). In alcune situazioni, in particolare per le piene di lunga durata, l'invaso in eccesso può raggiungere quote rilevanti, anche superiori al 30% dell'invaso complessivo.

L'economia di invaso è ottenuta per mezzo della corretta quota di tracimazione dello sfioratore laterale, che entra in funzione solo quando la portata esitata dal manufatto limitatore è prossima alla massima programmata per l'alveo a valle.

Gli elementi strutturali principali delle casse sui quali si concentra la progettazione (fig. A.5) sono l'opera di entrata, costituita da uno sfioro laterale, con lunghezza e quota di sfioro, e quella di uscita, con scarichi liberi o presidiati ed eventualmente integrati da altre opere di dissipazione (ad es. blocchi a forma di doppio cucchiaino). Relativamente agli sfioratori, per aumentare la portata invasabile entro uno spazio ristretto viene comunemente adottata come soluzione quella dei cosiddetti sfioratori a *becco d'anatra*.

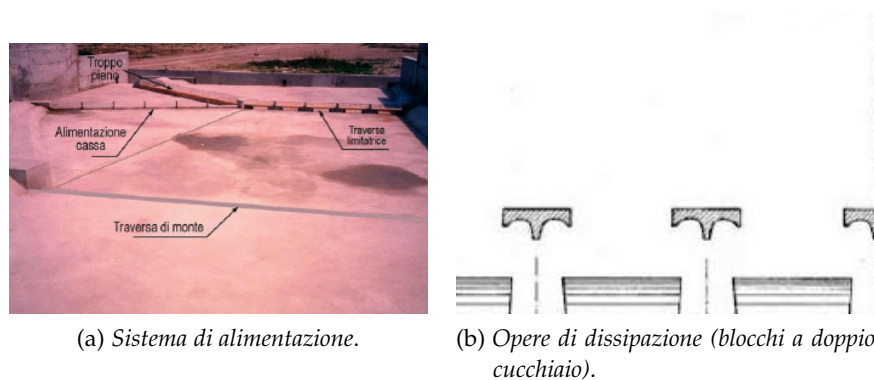


Figura A.5: Principali elementi di progettazione delle casse [Susin 2008].

In fase di progettazione di una cassa d'espansione possono essere considerate svariate soluzioni, differenti per tipologia, ubicazione e funzionamento: a più invasi a cascata lungo l'alveo o ad invaso unico. Nel secondo caso secondo due versioni: con alimentazione da monte a bacino separato dall'alveo o con bacino comprendente l'alveo e sbarramento limitatore a valle.

Un altro parametro fondamentale per la progettazione è dato dal franco di sicurezza da assumere, inteso come dislivello tra la quota del piano di coronamento e quella di massima piena. Secondo le normative esso è in funzione dell'altezza dello sbarramento, dell'ampiezza delle onde

misurate rispetto all'estensione degli specchi d'acqua (*fetch*) e dei sismi. Una volta stabilito il franco, si deve sottoporlo all'approvazione del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

Fra le indagini sono da richiamare quelle relative alle caratterizzazioni geologiche, geomorfologiche ed idrogeologiche, sia per i temi strutturali e di tenuta idraulica che per quelli relativi alle estrazioni degli inerti, alle terre da impiegare per le arginature e alle interferenze permanenti delle escavazioni sui territori esterni alle casse e anche per quelle temporanee in presenza degli invasi in corso di piena. In particolare, per quanto riguarda le indagini geologiche, in generale esse riguardano la giacitura degli strati sedimentari, le loro caratterizzazioni litologiche, i relativi spessori, le loro estensioni, i valori di permeabilità, gli stati piezometrici sia dei livelli freatici che dei sottostanti acquiferi, i loro regimi stagionali, i paleovalvei ricadenti in corrispondenza delle opere e le formazioni profonde. Si prendono inoltre in considerazione i fenomeni della subsidenza, ed il rischio sismico, ed i vari aspetti relativi alle conseguenze delle escavazioni sulle falde.

Dal punto di vista economico, sono da tener presenti le forti economie offerte dalla scelta di far sorgere la cassa al posto di una cava d'estrazione di inerti. È infatti evidente che in questo caso l'invaso necessario sarebbe parzialmente o addirittura totalmente ricavato dagli scavi per l'industria estrattiva. Appare dunque conveniente che i nuovi interventi siano ordinatamente pianificati e coordinati in funzione dei reciproci interessi, tra estrazioni e difesa idraulica, secondo un corretto ed adeguato inserimento ambientale. Da questa reciprocità conseguono non solo forti economie di base relative all'acquisizione gratuita dei volumi d'invaso provenienti dagli scavi estrattivi, ma anche economie secondarie per l'approvvigionamento e la fornitura in situ dei terreni necessari per le arginature¹.

Infine si riportano le normative di riferimento da applicare in ambito progettuale, relative alle casse d'espansione:

- D.P.R. n. 1363/01-11-1959 (Regolamento Dighe) e successivo Decreto Normativo 24/03/1982, in relazione all'entità dell'invaso e all'altezza di ritenuta;
- La L. n. 584/21-10-1994 prende esplicitamente in considerazione gli invasi di laminazione, distinguendoli tra invasi arginati in fianco ai corsi d'acqua e quelli ottenuti mediante lo sbarramento di un

¹ Gli scarti delle lavorazioni (le parti limose dei terreni che usualmente vengono abbandonate all'alveo) possono venir utilmente impiegati per la formazione di miscele atte a ridurre la permeabilità dei corpi arginali.

corso d'acqua. Resta sempre comunque confermato l'obbligo del rispetto del D.P.R. n 1363/59 e successivo Decreto del 1982.

Tra i temi affrontati da tali normative vi é anche quello della vigilanza e della gestione. Gli invasi sperimentali, che sono obbligatori per tutti i bacini di ritenuta a termine della costruzione, oltre alle funzioni di controllo e collaudo, serviranno sia come insostituibile riferimento per definire le parti delle opere da sottoporre a particolare attenzione, e sia ad inquadrare ed organizzare le modalitá per la vigilanza nel tempo. Gli invasi sperimentali al termine dei lavori, sono da considerarsi particolarmente significativi per le casse di laminazione, per le quali rappresentano l' unica occasione possibile per il controllo dei comportamenti delle opere a bacino invasato. Mentre nel caso dei serbatoi ordinari é consentito un controllo permanente e continuo nel corso dell' esercizio, ció non é consentito per le casse, che vengono impegnate solo per brevissime durate, per di piú improvvise e non prevedibili. Oltre agli aspetti relativi alla vigilanza, vanno considerati anche quelli relativi alla gestione corrente e manutenzione ordinaria, e quelli relativi alle varie mansioni, piú episodiche, in corso di piena.

Le strutture tecniche per le attivitá di gestione degli invasi costituiscono una novitá per i Lavori Pubblici che impiega singoli tecnici interni o temporanei aiuti specialistici esterni. Tuttavia all'aumentare dell'impegno per la vigilanza e la gestione, sará necessario organizzarsi o con un proprio adeguato corpo tecnico permanente o rivolgersi ad organizzazioni esterne, ma sempre di tipo permanente. Nel contesto, si crede [Susin 2008] che sará anche da organizzare la collaborazione con Istituti universitari, o analoghi Istituti di ricerca, per un proficuo utilizzo dei dati raccolti, ad esempio per l'approfondimento dei regimi di piena alle sezioni delle casse ,approfittando dell'elevata attendibilitá delle misure di portata, testate su modelli, e dei livelli a registrazione continua.

Per la gestione non é da escludere che in futuro le casse non comprendano anche una qualche forma di impiego irriguo. Le due funzioni, di accumulo per la riduzione delle piene e per l'uso irriguo, sono di fatto antitetiche, ma non é da considerare impossibile che non si individuino una qualche contenuta e limitata coesistenza.

BIBLIOGRAFIA

- Apolloni et al. (1996). «Disposizioni per la realizzazione di misure volte alla sicurezza idraulica dell’Astico». In: *Atti Parlamentari*. Proposta di legge n. 6981.
- Arpav (2009). *Considerazioni sulla scala di deflusso del fiume Tesina a Bolzano Vicentino*. Relazione. Arpav.
- (2010a). *Evento idrologico Novembre 2010*. Scheda Tecnica. Arpav.
 - (2010b). *Livelli e portate medie giornaliere del fiume Tesina a Bolzano Vicentino negli anni 2009-2010*. Relazione. Arpav.
- Carraro, Mariano, Roberto Casarin, Luigi D’Alpaos et al. (2010). *Piano delle azioni e degli interventi di mitigazione del rischio idraulico e geologico*. Relazione Tecnica. Autorità di Bacino.
- Carraro, Mariano, Roberto Casarin et al. (2011). *Veneto La grande alluvione*. Rapporto. Struttura del Commissario Straordinario per il superamento dell’alluvione.
- Da Deppo, Luigi, Claudio Datei e Paolo Salandin (2012). *Sistemazione dei corsi d’acqua*. Libreria Progetto.
- D’Alpaos, Luigi (dic. 2010). «La difesa dalle piene nel vicentino alla luce del recente evento del Novembre 2010». In: *Professione Ingegnere* 40. Notiziario dell’ordine degli Ingegneri della Provincia di Vicenza, pp. 6–17.
- (feb. 2011). «Emergenza alluvioni nel vicentino: il ruolo della modellazione matematica idrodinamica». In: *Professione Ingegnere* 41. Notiziario dell’ordine degli Ingegneri della Provincia di Vicenza, pp. 8–11.
- D’Alpaos, Luigi e Andrea Defina, cur. (1993). *Venice Lagoon hydrodynamics simulation by coupling 2D and 1D finite element models*. Atti di convegno. VIII International Conference on Finite Elements in Fluids-New trends e applications. Barcellona, pp. 917–926.
- D’Alpaos, Luigi, Andrea Defina e Bruno Matticchio, cur. (1994). *A new set of equations for very shallow water and partially dry areas suitable to 2D numerical models*. Atti di convegno. Proceedings of the Specialty Conference on “Modelling of Flood Propagation Over Initially Dry Areas”. Milano: Molinaro, P. e Natale, L., pp. 72–81.
- De Marchi, G. et al. (1974). «Volume Secondo». In: *Atti della Commissione*. Commissione interministeriale per lo studio della sistemazione idraulica e della difesa del suolo, pp. 298–303.
- Defina, Andrea (2000). «Two-dimensional shallow flow equations for partially dry areas». In: *Water Resources Research* 36, pp. 3251–3264.

Bibliografia

- Defina, Andrea (2010). *Profili di moto permanente*.
- Ghetti, Augusto (1980). *Idraulica*. Libreria Cortina.
- Lanzoni, Stefano. *Dinamica degli inquinanti nei corpi idrici superficiali*. Dispense. IMAGE.
- *Elementi di morfodinamica fluviale*. Dispense. IMAGE.
- Marani, Marco (2011). *Processi e modelli dell'idrometeorologia*.
- Matticchio, Bruno (2010). *Manuale di Incidenze*.
- Moisello, Ugo (1985). *Grandezze e fenomeni idrologici*. La Goliardica Pavese.
- PAI (2007). *Progetto di Piano Stralcio per l'Assetto Idrogeologico dei bacini idrografici dei fiumi Isonzo, Tagliamento, Piave, Brenta-Bacchiglione*. Relazione di sintesi. Autorità di Bacino.
- Paoli, Francesco (2011). «Modellazione matematica bidimensionale della propagazione delle piene del Bacchiglione a Vicenza». sperimentale. Università degli studi di Padova.
- Settin, T., S. Cremonese et al. (2010). *Misure di portata del fiume Astico*. Nota Tecnica. Arpav.
- Susin, Giovanni Maria (mag. 2008). «Le casse di espansione in Emilia-Romagna». In: *L'Acqua*, pp. 9–24.
- Tonini, Dino (1983). *Elementi di Idrografia ed Idrologia vol.2*. Libreria Cortina.