



UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI PADOVA

Dipartimento di Ingegneria Civile, Edile e Ambientale
Corso di Laurea in Ingegneria Civile

Tesi di Laurea

CALIBRAZIONE DI UN MODELLO IDRODINAMICO PER LA PREVISIONE IN TEMPO REALE DELLE PIENE DEL MUSON DEI SASSI

*Calibration of a hydrodynamic model for real-time flood forecasting
along the Muson dei Sassi river*

Laureanda: ANNA DE FIORENZE

RELATORE
Luca Carniello

CORRELATORE
Daniele Pietro Viero

Anno Accademico 2013-2014

Indice

1. INTRODUZIONE	1
1.1. PREMESSE	1
1.2. IL PROGETTO SMART WATER	2
1.3. OBIETTIVI DELL'ELABORATO	3
1.4. BASI DI PARTENZA	4
1.4.1. Il modello idrodinamico	4
1.4.2. Il modello idrologico	8
2. INQUADRAMENTO DEL PROBLEMA	11
2.1. DESCRIZIONE GEOGRAFICA DEL DOMINIO	11
2.2. STORIA DEL MUSON DEI SASSI	12
2.3. EVENTI CRITICI	14
2.4. STATO DI PERICOLOSITÀ IDRAULICA	16
3. MODELLO IDRODINAMICO	20
3.1. DESCRIZIONE DEL MODELLO IDRODINAMICO	20
3.1.1. Il modello bidimensionale	20
3.1.2. Gli elementi monodimensionali	24
3.1.3. Condizioni al contorno	30
3.2. DATI A DISPOSIZIONE	31
3.3. CONDIZIONI AL CONTORNO	37
3.4. MODIFICHE DELLE CARATTERISTICHE DEL DOMINIO	40
3.5. CALIBRATURA DEL MODELLO IDRODINAMICO	47
3.5.1. Evento di novembre 2010	48
3.5.2. Evento del novembre 2012	51
3.5.3. Evento del 16 - 18 maggio 2013	55
3.5.4. Evento del 20 - 23 maggio 2013	58
3.6. CONSIDERAZIONI SUI RISULTATI OTTENUTI	61
4. MODELLO IDROLOGICO	65

4.1. DESCRIZIONE DEL MODELLO IDROLOGICO.....	65
4.1.1. Il bilancio di massa e la portata efficace.....	65
4.1.2. Il modello di evapotraspirazione	66
4.1.3. Il modello geomorfologico.....	70
4.2. ESTENSIONE DEL MODELLO ALL'INTERO BACINO	74
5. ESECUZIONE IN CASCATA DEL MODELLO IDROLOGICO ED IDRODINAMICO	79
6.1. RISULTATI OTTENUTI.....	88
7. BIBLIOGRAFIA E SITOGRAFIA	91

1. INTRODUZIONE

1.1. PREMESSE

Negli ultimi anni, sempre più frequente è diventato l'uso di espressioni quali alluvioni, nubifragi, bombe d'acqua e loro sinonimi. Questa diffusione è legata proprio alla frequenza con cui tali fenomeni si sono



Fig. 1.0.1 – Muson dei Sassi in piena a Campodarsego

ripetuti e ai forti impatti che hanno avuto i loro effetti sull'interesse sociale.

Ogni volta che un fiume esonda oppure una precipitazione troppo intensa provoca allagamenti, la modalità di diffusione della notizia si ripete sempre allo stesso modo: prima di tutto vengono trasmesse le immagini che documentano il disastro, le reazioni degli abitanti e il loro modo di reagire e rimettersi in piedi; per rispondere alla rabbia della gente, si cercano quindi le responsabilità, ma queste passano da un organismo ad un altro senza mai trovare un capo alla questione. Le cause dei danni subiti però, sono le ultime ad essere ricercate, e le soluzioni richieste e proposte troppo spesso rapidamente dimenticate, una volta che il fango è stato lavato via e le abitazioni risistemate. Tuttavia i problemi non risolti ovviamente tendono a ripresentarsi, come è successo durante l'ultimo autunno a Genova.



Fig. 1.0.2 – Protezione Civile all'opera nei pressi del Muson dei Sassi

Anche lungo il Muson dei Sassi la situazione è risultata simile a quella che si è verificata in molti altri casi in tutta Italia. Uno studio del 2006 realizzato dal dipartimento IMAGE dell'Università degli Studi di Padova proponeva come plausibili interventi per la riduzione della pericolosità del torrente Muson la creazione di un

canale di gronda pedemontano, sfruttando la costruzione di una nuova arteria stradale tra Bassano e Montebelluna, la realizzazione di ulteriori invasi superficiale nell'area del bacino pedemontano, realizzando opere ex-novo oppure ampliando strutture già esistenti ed eliminando la pensilità dell'alveo nell'area di Camposampiero tramite la ricalibratura e la sistemazione delle sezioni. Gran parte di questi interventi però non ha ancora mosso i primi passi e quindi il sistema non ha ancora potuto godere dei vantaggi ad essi connessi.

1.2. IL PROGETTO SMART WATER

Data la lentezza con cui gli interventi di riordino del sistema del Muson dei Sassi vengono attuati, si è pensato di concentrare l'attenzione sulla rapidità di intervento nel caso di emergenza idrogeologica. Per fare questo l'idea è quella di realizzare un modello che preveda in tempo reale e con dati diffusi via web le piene del Muson dei Sassi. È così che nasce il progetto "Smart Water", un lavoro finanziato con fondi europei la cui capofila è la Provincia di Padova, in associazione all'istituto nazionale per la ricerca e lo sviluppo sul Delta del Danubio (Romania), l'Università e la Regione di Tessaglia (Grecia) e l'Istituto delle tecnologie di informazione e comunicazione dell'Accademia bulgara di Scienze (Bulgaria).

L'obiettivo è quello di mettere insieme le conoscenze di tutta Europa per ottenere un'applicazione facilmente accessibile a tutti e che sia in grado di monitorare e prevedere in tempo reale e in modo sufficientemente preciso le possibili emergenze derivanti dalle piene dei fiumi.

L'applicazione dovrà essere fruibile da ogni livello territoriale e soprattutto da tutti gli enti responsabili della gestione delle emergenze in materia di alluvioni.



Fig. 1.0.3 – Logo del Progetto SMART WATER

L'idea del progetto "Smart Water" nasce proprio dalle esigenze territoriali della Regione Veneto, in particolare della Provincia di Padova, anche in seguito all'evento alluvionale che interessò il territorio nel novembre 2010. I partner contattati hanno aderito con entusiasmo dal momento che problematiche simili

erano state riscontrate anche nelle aree di loro interesse; l'obiettivo non è la semplice creazione di un nuovo strumento di indagine, ma la possibilità di usare i risultati ottenuti ad ogni livello in modo più semplice. L'idea è quella di usare quindi una interfaccia WebGIS che permetta all'utente finale di avere accesso ad una visione completa della situazione attuale come delle condizioni storiche del corso d'acqua, oltre che l'idea della reazione del sistema ad un previsto impulso di pioggia.

1.3. OBIETTIVI DELL'ELABORATO

Da quanto detto finora, è semplice capire come il presente elaborato faccia parte di un percorso di più ampio respiro, i cui primi passi sono stati mossi in precedenza dai miei colleghi Barbara Marin ed Elia De

Marchi e che non si concluderà col mio lavoro.

La mia attenzione si è concentrata principalmente sul modello idrodinamico sviluppato tramite il software Incidenze, per far sì che la simulazione ottenuta fosse quanto più simile possibile all'onda di piena registrata. Vista la collocazione degli idrometri, oltre che per abbreviare i tempi di elaborazione dei risultati, si è ritenuto opportuno ridurre il dominio predisposto in precedenza, andando a chiuderlo poco a monte di Castelfranco Veneto, usando come confine l'andamento della Strada Regionale 53.

Il dominio considerato ha subito quindi modifiche generalizzate lungo i corsi d'acqua per quanto riguarda i coefficienti di scabrezza K_s , per poi passare alle modifiche localizzate che hanno riguardato i nodi idraulici e alcune sezioni

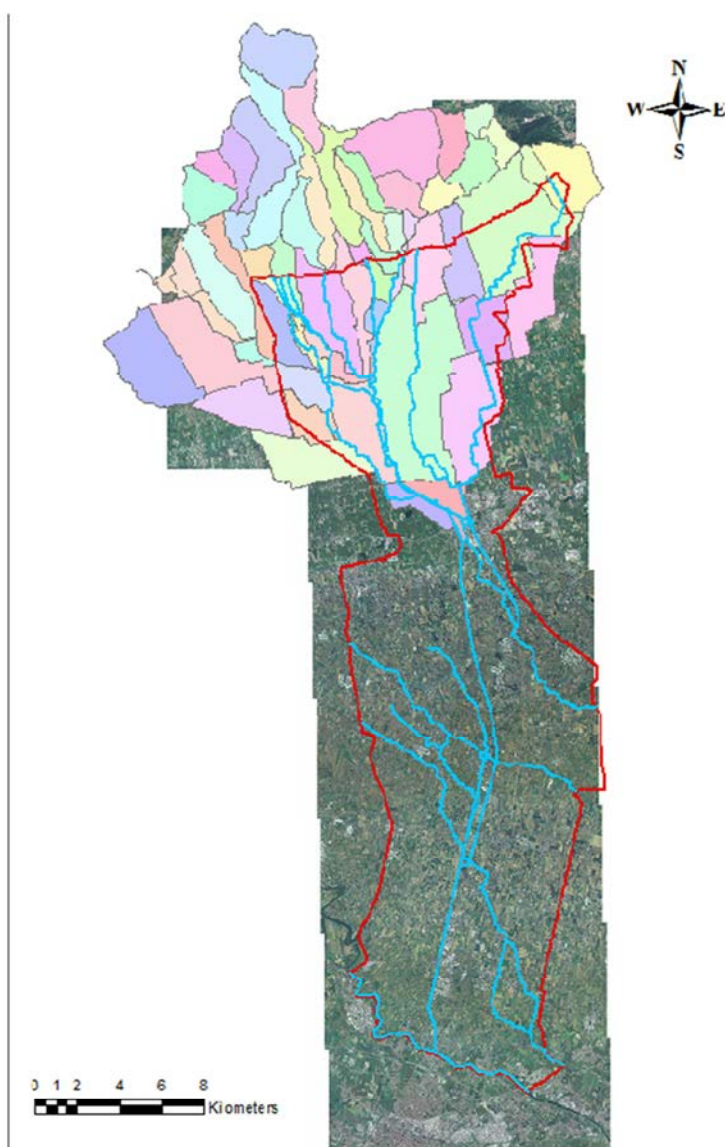


Fig. 1.0.4 - Sovrapposizione dei domini di riferimento per i due modelli

particolari quali ponti o stramazzi per le quali le condizioni di piena creavano degli effetti rilevanti alla fine della modellazione e non erano stati correttamente simulati.

Un'altra cosa che si è voluta sviluppare in contemporanea alle simulazioni riguardanti la calibratura del modello predisposto è stata l'impostazione di una prima interfaccia tra i modelli idrologico ed idrodinamico. I risultati di taratura del processo di trasformazione afflussi-deflussi ottenuti tramite una procedura Montecarlo sono stati estesi anche al sottobacino dell'Astico per poter calcolare quindi gli input da fornire al modello idrodinamico.

Bisogna considerare inoltre che i due modelli si sovrappongono su una grande area del bacino e per consentire la stabilità e la veridicità della propagazione dell'onda di piena lungo i corsi d'acqua tramite il modello idrodinamico, i punti sorgenti di portata vanno distribuiti in modo omogeneo e individuati in modo da poter ricavare le portate nelle varie sezioni. Per far questo il bacino completo è stato suddiviso in una serie di sottobacini più o meno omogenei per dimensioni, nel tentativo di dare una suddivisione equa delle portate.

1.4. BASI DI PARTENZA

1.4.1. Il modello idrodinamico

Per quanto riguarda la modellazione idrodinamica, il presente lavoro parte da un dominio già sviluppato nella sua interezza, per il quale sono state definite quelle caratteristiche morfologiche, come la rete idrografica e i rilevati arginali, ferroviari e stradali, che consentono la schematizzazione in modo realistico della diffusione nel territorio dell'onda di piena e delle esondazioni da essa provocate. I limiti del dominio vanno scelti in modo tale da contenere tutte le aree potenzialmente allagabili o che comunque abbiano la possibilità di interagire col sistema idrografico in esame; per far questo, si seguono quindi quegli elementi che costituiscono un confine naturale alla propagazione delle acque, come una via di comunicazione in rilevato, oppure un sistema di rilevati orografici. In assenza di tali elementi è necessario svolgere una stima delle possibili aree che andranno ad essere allagate e lì fermarsi.

Nel presente caso, per il progetto SMART WATER è risultato necessario estendere il dominio del modello verso Nord, fino alle Prealpi Venete e ai Colli Asolani, coprendo la zona pedemontana a Sud della SP248. A Sud invece, il dominio si estende fino alla confluenza in Brenta del Muson dei Sassi, nel territorio di Vigodarzere (PD).

Una volta individuato il dominio, è quindi necessario andare a schematizzare gli elementi presenti al suo interno nel modo più attinente alla realtà tramite l'uso di una cartografia adeguata; in questo caso si è ricorsi agli elementi in scala 1:5000 della Carta Tecnica Regionale del Veneto, georeferenziata secondo

Gauss Boaga Fuso Ovest, e alle immagini satellitari fornite in formato Raster ECW, in genere più recenti e quindi più attinenti alla realtà odierna.

Il materiale grafico creato, importato nel software INCIDENZE, consente la creazione di un primo file GEO, nel quale però mancano ancora tutte quelle caratteristiche che consentono di propagare in modo realistico le portate che percorrono i corsi d'acqua schematizzati. Una volta creata quindi la mesh triangolare della superficie ed il sistema di canali monodimensionali che costituiranno la rete idrografica, è stato necessario eseguire altre tre operazioni fondamentali:

- l'attribuzione della geometria delle sezioni nel caso dei canali monodimensionali; questa operazione è stata realizzata usando i rilievi eseguiti nei vari anni dagli enti preposti, quali Genio Civile di Padova (2010), Autorità di Bacino dei Fiumi Isonzo, Tagliamento, Piave, Brenta-Bacchiglione (febbraio-marzo 2007) e Magistrato alle Acque (maggio 2001); le sezioni per le quali non erano disponibili dati rilevati sono state schematizzate come sezione trapezia. Per quanto riguarda infine le sezioni che presentavano particolari caratteristiche come tombini e ponti, queste sono state schematizzate con una forma rettangolare equivalente, andando ad intervenire in seguito anche sui coefficienti di scabrezza
- l'attribuzione delle quote degli elementi facenti parte del dominio; per questa operazione è stato necessario ricorrere a vari documenti, dando la precedenza a quelle fonti che risultano essere più attendibili. La prima quotatura è stata realizzata quindi con l'uso dei dati Lidar del Ministero dell'Ambiente, acquisiti tramite rilievo laser e quindi più attendibili. L'esiguità del dominio ricoperto dal rilievo, ha costretto a quotare la restante parte del dominio tramite l'uso della Carta Tecnica Regionale del Veneto, andando poi ad intervenire localmente lungo gli argini, apportando correzioni necessarie sulla base della descrizione delle sezioni;
- l'attribuzione dei coefficienti di scabrezza k_s all'intero dominio; per far questo è necessario individuare le caratteristiche delle superfici che compongono il dominio, suddividere tutti gli elementi per tipologia e a ciascuna classe così costituita, attribuire un valore di questo coefficiente. In base alle conoscenze del territorio i valori dei coefficienti di scabrezza utilizzati sono stati:

COEFFICIENTI DI SCABREZZA UTILIZZATI (k_s)[$m^{1/3}s^{-1}$]	
Alveo dei corsi d'acqua	30
Centri abitati	12
Piano campagna	15
Manufatti in calcestruzzo	40
Strade e Ferrovie	20

All'interno del dominio, si è ricorso poi all'uso degli elementi trochi speciali per schematizzare gli argini della rete idrografica principale, ricorrendo al funzionamento del tipo soglia sfiorante. Sempre i tronchi speciali sono stati utilizzati per la schematizzazione che meglio si adattava in ciascun caso ai manufatti presenti lungo il corso del Muson dei Sassi e del resto della canalizzazione.

La presenza dei gradini e dei salti di fondo di notevole impatto dal punto di vista idrodinamico è stata simulata inserendo anche in questo caso elementi tronchi speciali soglia, mentre nel caso di ponti e sezioni di attraversamento la schematizzazione è stata attuata inserendo dei brevi tratti di sezione chiusa rettangolare, attribuendo poi ad essi un valore di k_s adatto a descrivere la dissipazione di energia che la corrente subisce in quel punto. Tali valori del coefficiente di Strickler sono stati ricavati in riferimento allo studio del maggio 2006 eseguito dal dipartimento IMAGE dell'Università degli Studi di Padova. Dal momento però che i risultati ottenuti in quel caso utilizzavano una schematizzazione dei manufatti a sezioni aperte, nello studio presente si è ritenuto opportuno incrementare i loro valori, dal momento che è necessario riprodurre la sola perdita per brusco allargamento.

CORSO D'ACQUA	POSIZIONE			k_s EQUIVALENTE [$m^{1/3}s^{-1}$]
	COORDINATE GBO		LOCALITÀ	
	E	N		
Musonello	1724255.01	5064476.91	Castello di Godego (TV), Ponte SP139	15
Avenale	1726054.41	5064858.07	Riese Pio X (TV), Serie di ponticelli	20
Muson dei Sassi	1727676.86	5061056.30	Castelfranco Veneto (TV), Ponte della Ferrovia	17
Muson dei Sassi	1729336.07	5051628.49	Camposampiero (PD), Ponte delle Galle	16

Muson dei Sassi	1729418.98	5051076.40	Loreggia (PD), Ponte della Rustega	12
Muson dei Sassi	1727304.59	5043689.30	Campodarsego (PD), Ponte Pennello	13
Tergola	1723784.14	5051708.58	Villa del Conte (PD), Mulino Villa del Conte	10
Vandura	1728098.97	5047343.55	San Giorgio delle Pertiche (PD), Paratoia Caselle	17

A tutti quegli elementi meno noti, ma che comunque provocano al flusso in alveo un brusco cambio di sezione, si è scelto di attribuire un coefficiente di scabrezza k_s del valore di $12 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$.

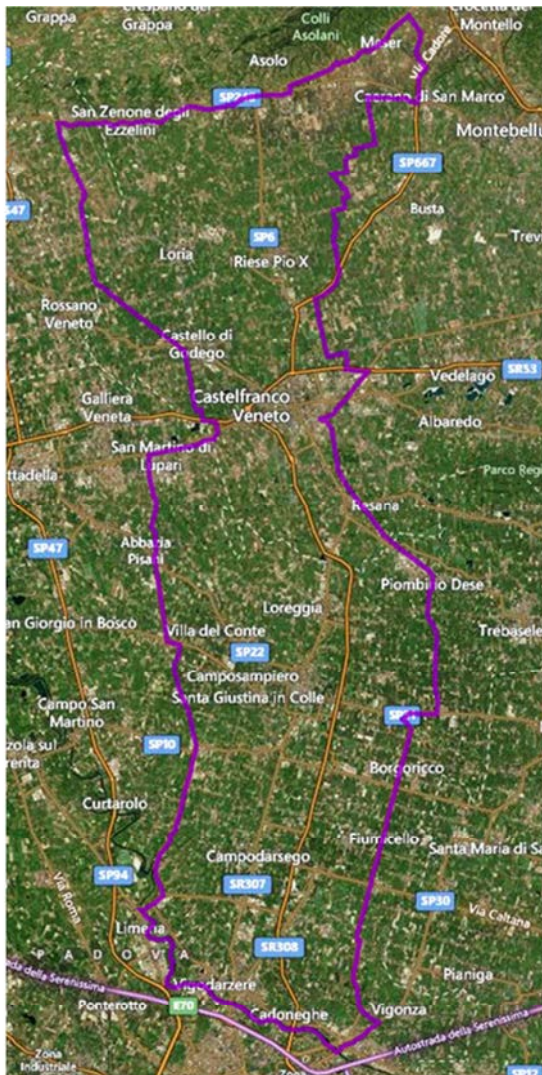


Fig. 1.0.6 - Dominio scelto

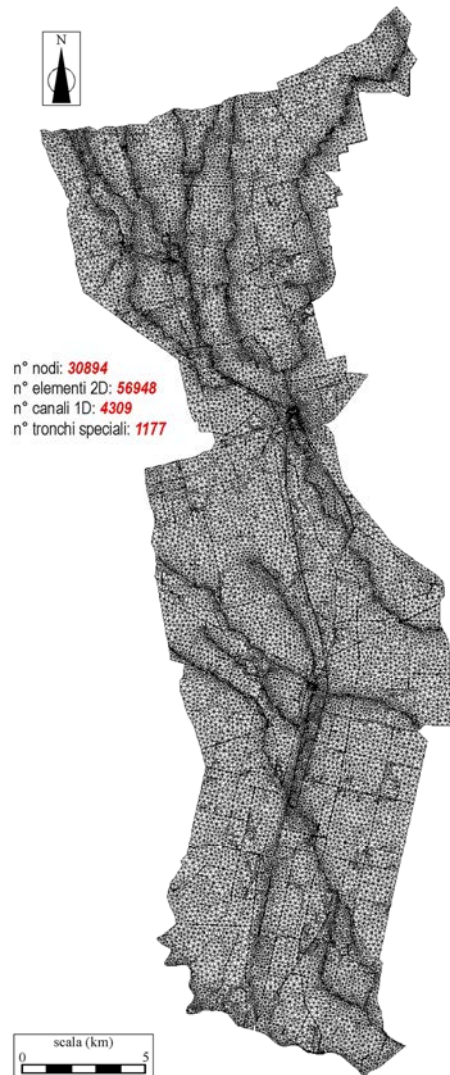


Fig. 1.0.5 - File GEO generato sulla base della geometria definita

1.4.2. Il modello idrologico

Anche nel caso del modello idrologico è stato necessario individuare innanzitutto il dominio di interesse per il progetto SMART WATER. I dati necessari a realizzare una appropriata descrizione dell'area sono stati ricavati dall'archivio on line del Geoportale della Regione Veneto. In particolare si sono scaricati i file relativi a:

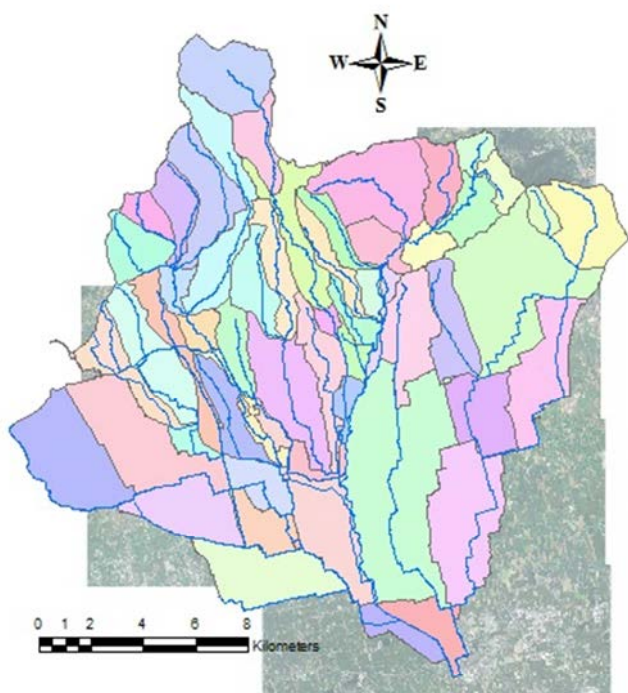


Fig. 1.0.7 - Bacino del Muson dei Sassi, usato per il modello geomorfologico

- schematizzazione della rete idrografica; dal momento che tiene in considerazione tutti i tipi di canali, l'individuazione dei canali principali di interesse per il presente lavoro non è stata di semplice realizzazione;

- file DEM o Digital Elevation Model; esso fornisce l'elevazione dell'area di interesse tramite una griglia di 5 m per la quale viene fornita l'elevazione media di ciascun settore;

- geopedologia; fornisce informazioni riguardo al tipo di suolo, alle sue caratteristiche e alla sua permeabilità;

- uso del suolo; questi dati sono rilevanti sia per poter individuare le aree che

possiamo definire urbane, che provocano un deflusso superiore rispetto a quelle non urbane, sia perché la differenza di colture, provoca un diverso valore di evapotraspirazione del sistema;

- impianti di smaltimento delle acque reflue;
- aree carsiche; le perdite che il bacino subisce a causa del carsismo di alcune aree del dominio è un quantitativo che non può essere modellato in modo preciso, e tuttavia non può essere trascurato.

Anche se il bacino di interesse per il Muson dei Sassi ha il suo punto più alto nella quota di 1775 m di Cima Grappa, la quota media è di 184 m; questo perché il bacino si estende per gran parte nella pianura trevigiana. Questo fatto provoca una ulteriore difficoltà nella suddivisione in sottobacini, dal momento che non è possibile eseguire una estrazione automatica tramite l'uso di software adatti. L'estrazione della rete è

stata fatta quindi in modo manuale, ottenendo un totale di 59 sottobacini; avendo però la necessità di tarare il modello, e disponendo solamente della stazione ARPAV di Castelfranco Veneto come misure di portata, si è preferito ridurre l'indagine alla parte Ovest del bacino. La parte Est infatti fa confluire le proprie acque nel sistema dell'Avenale, il quale si getta nel Muson dei Sassi solamente a valle di Castelfranco Veneto e non sono disponibili dati per questa condizione.

La creazione accurata del dominio di interesse non è però sufficiente per ottenere una buona descrizione dei deflussi che si ottengono alla sezione di chiusura del bacino; per far questo è necessario disporre di una accurata descrizione della distribuzione spazio-temporale delle precipitazioni e delle condizioni meteorologiche dell'atmosfera. Per far questo quindi è necessario avere a disposizione i dati relativi, oltre che all'altezza di precipitazione registrata, alle temperature e valori di umidità massimi e minimi, alla velocità del vento e alla radiazione solare media. Infine, è necessario avere a disposizione le misure di portata eseguite nella sezione che viene definita di chiusura come termine di paragone. Sui valori di questi parametri si è svolta quindi una operazione di Kriging, atta ad ottenere una buona descrizione delle variazioni sul dominio delle caratteristiche meteorologiche.

I risultati ottenuti tramite l'applicazione del modello geomorfologico al bacino Ovest del Muson dei Sassi ha fornito un set di valori per i parametri considerati così definito:

- coefficiente di conducibilità idraulica satura $K_c = 616.12$;
- coefficiente che determina la ripartizione tra i percorsi sub-superficiale e profondo della quantità d'acqua L in uscita dallo strato collaborante $\alpha = 0.24$;
- spessore di suolo collaborante $Z_r = 563.62$ mm;
- coefficiente di Clapp-Hornberger per il calcolo di $L_c = 24.60$;
- coefficiente di ripartizione del termine relative alle perdite profonde in deflusso lento e in ricarica delle acque di falda $\beta = 0.68$;
- coefficiente di ripartizione del deflusso urbano tra componenti di portata e componenti che lasciano il sistema $\gamma = 0.28$;
- massima portata persa dal fondo dell'alveo $Q_d^* = 15.97$ m³/s;
- coefficiente che definisce la dipendenza della perdita di portata dai canali $k = 0.04$;
- tempo medio di residenza nelle aree urbane $t_{urb} = 1.23$ h;
- tempo medio di residenza per il deflusso rapido sub-superficiale $t_{rap} = 3.42$ h;

- tempo medio di residenza per il deflusso lento sub-superficiale $t_{\text{slow}} = 521.11$ h.

Altri parametri invece sono stati trattati come fissi:

- porosità $n = 0.3$;
- celerità dell'onda $a = 3.5$ m/s;
- coefficiente di dispersione $D_h = 1000$ m²/s;
- water content at field capacity $\theta_{\text{FC}} = 0.4$;
- water content at wilting point $\theta_{\text{WP}} = 0.1$.

2. INQUADRAMENTO DEL PROBLEMA

2.1. DESCRIZIONE GEOGRAFICA DEL DOMINIO



Fig. 2.1 – Sorgente del Muson dei Sassi

Il Muson dei Sassi è un affluente in sinistra idrografica del fiume Brenta. Chiamato anche Muson Torrente a causa del carattere impetuoso e irregolare e per l'elevata variabilità delle sue portate durante l'anno, questo corso d'acqua nasce dalle colline di Monfumo a Nord di Asolo (TV) a quota 187 m s.l.m., da un ramo che ha origine nel Gorgo del Tinazzo in località Castelli. Il suo sistema idrografico è composto da corsi d'acqua naturali e artificiali, i cui deflussi interagiscono e vengono

regolati tramite una serie di nodi idraulici disposti lungo l'asta principale.

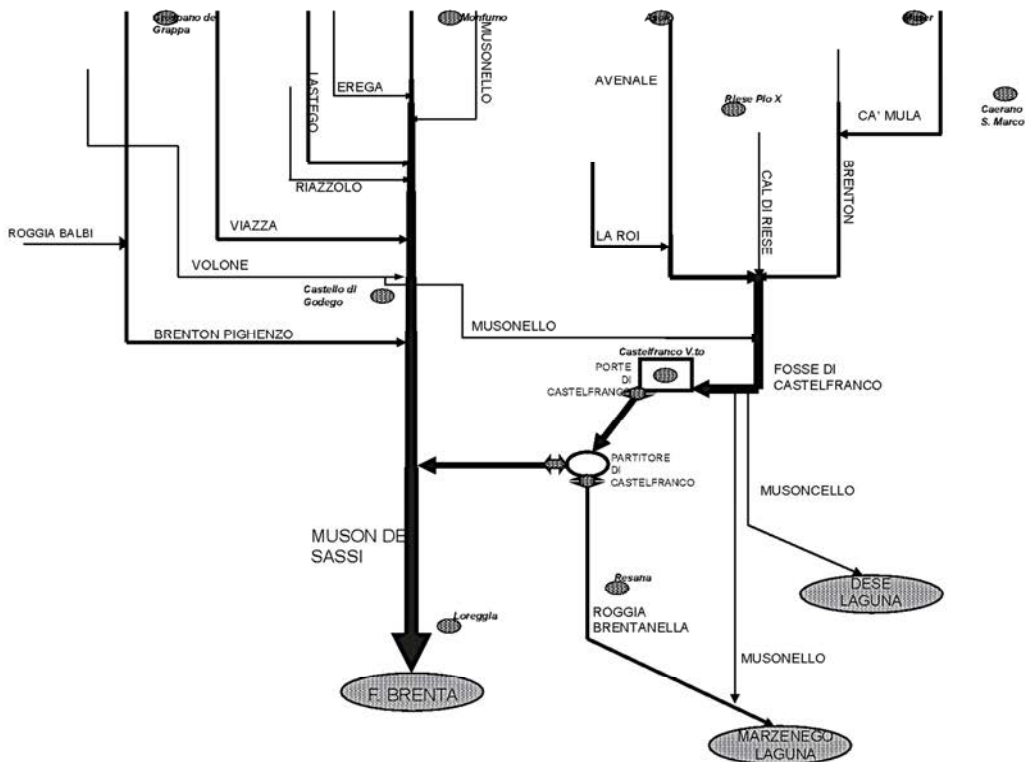


Fig. 2.2 – Schema della rete idraulica del Muson dei Sassi

Nel tratto a nord di Castelfranco Veneto, il torrente Muson dei Sassi ha un'asta lunga circa 20 km e drena un bacino di superficie pari a 310 km² seguendo la direzione NE-SW e ricevendo le acque di vari corsi che percorrono le colline asolane, fino a giungere nella pianura trevigiana al Ponte di Pagnano. A monte di Loria, il Muson riceve come affluente in destra idrografica il torrente Lastego, che scende dal Monte Grappa. In seguito a questa confluenza il torrente piega verso sud e quindi in seguito verso est, dove giunge a Castelfranco Veneto. Tra gli abitati di Castello di Godego e Castelfranco, il torrente Muson si arricchisce di notevoli quantità di portata grazie agli affluenti in destra idrografica che scendono dal Monte Grappa e alimentano il corso del Brentone-Pighenzo.

A partire da Castelfranco Veneto, i deflussi del Muson dei Sassi non subiscono più sostanziali cambiamenti e iniziano a scorrere all'interno di argini sempre più imponenti, che dominano con le loro quote il territorio circostante. Lungo il tratto vallivo, il torrente Muson incontra il Fiume Muson Vecchio, che sottopassa il primo a Camposampiero tramite un'antica botte a sifone, e il fiume Tergola, che sottopassa il corso di nostro interesse tramite una seconda botte a sifone in località Torre dei Burri a San Giorgio delle Pertiche.

Se l'interazione col Muson dei Sassi è impedita nel caso del Muson Vecchio, lo stesso non vale per il corso del Tergola, le cui portate possono defluire nel torrente Muson in caso di piena attraverso il Canale Viana e quindi nell'immissione a Ponte Pennello. Questa condizione in realtà non si verifica in piena dal momento che gli effetti di rigurgito provocati dalle acque del Muson dei Sassi impediscono la possibilità di alleggerire le portate del Vandura e del Tergola.

A valle del nodo di Torre dei Burri, le portate che si gettano ancora nel corso principale del Muson sono dovute al sollevamento meccanico delle acque provenienti dal bacino in destra idrografica; il torrente si getta quindi nel Brenta come affluente in destra idrografica, chiuso da una soglia fissa che ha la funzione di sostenere le quote idrometriche negli stati di magra pronunciata.

2.2. STORIA DEL MUSON DEI SASSI

L'assetto idraulico del Muson dei Sassi descritto nel paragrafo precedente non corrisponde però alla disposizione originaria dei corsi d'acqua nella pianure dell'Est Padovano.

I primi interventi di sistemazione vennero attuati dal dominio di Roma; gli antichi romani si erano resi conto infatti che la pianura dell'alta padovana era molto ricca di acque di risorgiva. Questo fatto, se da un lato poteva favorire il sorgere di numerosi insediamenti, dall'altro poteva rappresentare un problema, dal momento che le acque di risorgiva lasciate a se stesse non riuscivano a defluire in modo completo e regolare in laguna, provocando la formazione di paludi ed acquitrini. Tale problema venne risolto ricorrendo all'organizzazione del territorio tramite la centuriazione romana. In questo periodo l'antico

corso del Muson, ricevute le acque dell'Astico e del Volone, si divideva in due rami tramite un divisorio artificiale e andava ad alimentare il corso del Marzenego e quello più a valle dell'effettivo Muson. (inserire le due cartine della centuriazione dell'epoca e dell'andamento del Muson)

In seguito al crollo dell'Impero Romano però, la sistemazione degli scoli e dei fiumi divenne difficoltosa a causa dell'assenza di un forte ordine sociale. Nel Medioevo quindi le canalizzazioni vennero trascurate o assegnate ai privati, i quali puntavano più ai propri diritti che non alla loro manutenzione.

Nel XIV secolo, il Muson segnava il confine tra i domini dei da Carrara e quelli della Serenissima; nel 1370 Francesco da Carrara decise di usare il corso d'acqua come arma

contro il nemico, andando ad approfondirne l'alveo e convogliando al suo interno altri fiumi minori. L'obiettivo principale che cercava di perseguire con questa opera era quella di aumentare il trasporto solido del fiume contribuendo più fortemente all'interrimento della laguna.

Quando anche i possedimenti da Carrara passarono sotto al dominio della Serenissima, la sistemazione dell'intera rete idrografica dell'area divenne la preoccupazione principale. I fiumi che percorrevano la pianura veneta apportavano infatti in laguna un grande quantitativo di detriti, pregiudicando così i commerci e la navigazione. Il Magistrato alle Acque ed il Consiglio dei Savi, due organi che avevano il compito di elaborare e progettare gli interventi in campo fluviale, decisero quindi di intervenire anche sul Muson.

Dopo numerose proposte, nel 1612 si giunse alla conclusione di andare a dividere il torrente, cui venne poi dato il nome Muson dei Sassi, dal fiume, chiamato Muson Vecchio. I problemi relativi a questo intervento erano già stati messi in luce da un intervento del Magistrato alle Acque e dei delegati eletti dal Collegio delle Acque nel 1611. La medesima commissione quindi, riunitasi nel 1612, redasse il progetto definitivo nel quale si prevedeva di seguire il progetto dei quattro periti Gallo, Gallesi, Contini e Guberni, andando a derivare il Muson poco a valle di Castelfranco e portandolo a Camposampiero con lo scavo di un nuovo alveo. Da qui, le acque sarebbero passate al vecchio alveo della Vandura per sfociare quindi in Brenta a Pontevigodarzere.



Fig. 2.3 - Andamento del Muson all'epoca dei Romani

In seguito all'ingente opera di sistemazione, gli interventi si ridussero alla riparazione delle numerose rotte che si verificavano ad ogni evento di piena lungo l'asta del Muson dei Sassi. Gli argini infatti sono sorti nel corso dei secoli, prima come elementi discontinui e poi come corpo unitario, presentando spesso problemi di stabilità a quali i governi ed i privati erano soliti provvedere con fin troppa lentezza.

Il primo evento di piena che mise in crisi il nuovo sistema idrografico risale all'inverno del 1614, durante il quale si verificò una rotta al nuovo pontecanale di Camposampiero; l'evento tuttavia non destò particolare stupore negli organi di controllo dal momento che, essendo gli argini di recente costruzione, il terreno che li costituiva non era ancora stato in grado di compattarsi adeguatamente e quindi non sarebbe stato in grado di sostenere a lungo la spinta di un'onda di piena.

Nel novembre 1649 nelle campagne venete si susseguirono numerose piene che misero in seria difficoltà il recente assetto idrografico della pianura sotto il dominio della Serenissima e provocarono numerose rotte lungo gli argini dei corsi d'acqua. Un sopralluogo dei periti mise in luce la necessità di rafforzare e rialzare gli argini della parte bassa del Vandura e l'esigenza di ristrutturare gli argini del Muson e i meccanismi delle porte che regolavano il deflusso delle acque.

Allo stesso periodo risalgono le polemiche tra le magistrature veneziane, in particolare tra il Magistrato alle Acque e quello dei Beni Inculti, riguardo alle competenze per la sistemazione delle arginature del Muson Vecchio e del Muson dei Sassi, oltre che riguardo all'approfondimento dei loro alvei e all'uso delle acque. Lo scavo degli alvei avrebbe dovuto infatti essere eseguito una volta ogni cinque anni, visto l'elevato apporto di detriti che si aveva nel torrente Muson, ma l'indagine svolta nel 1666 dalla podestaria di Camposampiero in via preliminare a tali lavori fece notare come non ci fosse ricordo o testimonianza di un lavoro simile fatto in precedenza.

Nel 1674 una nuova piena provocò una rotta lungo il Muson Nuovo nel territorio di Camposampiero, minacciando anche la stabilità di un ponte ormai prossimo alla rottura. Le competenze circa tale lavoro passarono però di mano in mano tra i vari organismi competenti e i lavori di sistemazione iniziarono solo nel dicembre del medesimo anno, a quasi tre mesi dal fatto.

Le rotte dovute alle piene però, non erano l'unico motivo degli allagamenti del territorio circostante il corso del Muson dei Sassi, perché lo stesso risultato si otteneva a causa dell'intervento dei privati che creavano nei rilevati arginali abbassamenti o porte non autorizzate per la derivazione delle acque.

2.3. EVENTI CRITICI

I principali eventi di piena per il sistema del torrente Muson registrati del XX secolo sono quelli del 1951 e del 1998, anno nel quale si verificò la massima portata di piena. Gli allagamenti collegati a questi eventi

sono da attribuire alla tracimazione degli argini da parte del corso d'acqua. Gli allagamenti del 1966 sono invece riconducibili all'esondazione del sistema idrografico della Tergola a monte della botte a sifone che ne consente il transito al di sotto del Muson dei Sassi.

La situazione del corso d'acqua ha richiesto l'attenzione delle autorità regionali; gli studi eseguiti hanno messo in luce come un piena decennale rimanga contenuta entro gli argini a valle di Castelfranco, senza riduzione del franco idraulico, mentre una piena cinquantenaria provoca la riduzione del franco nel tratto compreso tra Castelfranco Veneto e Camposampiero, con incipiente esondazione in alcuni punti, ma questo solo nel caso in cui la Tergola venga scolmata completamente nel Muson dei Sassi attraverso il sostegno di Torre dei Burri.

L'evento più importante degli ultimi anni è di certo quello che si verificò tra il 6 ed il 7 ottobre 1998, causa di uno degli eventi alluvionali più rilevanti degli ultimi anni. Come si è già detto in precedenza, il Muson dei Sassi ha un regime fortemente torrentizio, proprio per la rapidità con cui variano le portate e di conseguenza i livelli idrometrici che lo percorrono. Durante tale evento si susseguirono tre onde di piena in modo molto ravvicinato, intervallate da altrettanto pronunciati abbassamenti dei livelli; una condizione simile ha provocato rilevanti variazioni della pressione idrostatica agente sul rilevato arginale, provocandone alla fine il cedimento. Durante tale evento, anche il Muson Vecchio presentò il rischio di tracimazione in alcuni punti del territorio di Massanzago, in particolare nei pressi del Mulino Baglioni.

Gli effetti di tale evento ebbero un forte impatto anche più a monte, nella zona di Castelfranco Veneto, a causa dell'inadeguatezza del sistema Avenale-Brenton-Ca' Mula. Tali corsi d'acqua avevano appena subito gli interventi di pulizia e ricalibratura giudicati necessari, oltre che la creazione di due bacini di laminazione, uno in località Poggiana e una nel territorio di Caerano San Marco (TV), e tuttavia la particolare distribuzione delle piogge e lo stato del territorio portarono ad elevare lo stato di imbibizione del terreno, impedendo l'ulteriore infiltrazione di portate durante i successivi impulsi di precipitazione. Anche questo sistema infatti, fu sollecitato da due picchi di portata succedutisi rapidamente. Il sistema Avenale-Brenton riuscì a tener testa alla prima onda grazie alla cassa di espansione della Poggiana, ma risultò insufficiente a sostenere anche la seconda onda, provocando quindi l'allagamento del centro di Castelfranco Veneto. Le elevate portate provenienti dall'Avenale e gli altrettanto ingenti apporti del Muson dei Sassi provocarono presso il manufatto "da Barban" il superamento delle strutture di regolazione, provocando la propagazione incontrollata di ingenti volumi nei corsi d'acqua a valle con conseguenti allagamenti.

Tale evento lasciò ingenti danni in tutti i comuni che fanno parte del territorio nel qual il sistema del Muson scorre; particolarmente colpite furono le infrastrutture quali strade comunali, provinciali e statali, oltre che ponti e viadotti. Inoltre anche alcuni centri abitati e numerose case sparse lungo gli argini subirono gravi danni.



Fig. 2.4 - Rotta dell'argine del Muson del 2009 nel comune di Loreggia

In seguito si registrarono altri eventi che dettero luogo ad allagamenti minori (2000, 2001, 2002), ma la soglia di attenzione tornò ad elevarsi nel gennaio del 2009. In questa occasione, nella notte tra il 21 e 22 gennaio, si aprì una breccia della lunghezza di 20 m sull'argine in destra idrografica del Muson dei Sassi nel territorio di Loreggia. Si stimò che in tale occasione il livello all'interno dell'alveo subì un abbassamento di 2 m, mentre all'interno

delle abitazioni l'acqua raggiunse i 40-50 cm. La causa di questo crollo non fu però ricondotta al semplice evento di piena del Muson, anche se le precipitazioni del periodo erano state abbondanti; le ipotesi avanzate riguardano invece la possibile influenza dell'impianto di due antenne nei pressi dell'argine o le profonde tane scavate dalle nutrie.

Se l'evento del novembre 2010, durante il quale il Bacchiglione provocò l'alluvione a Vicenza, non risultò notevolmente rischioso per il bacino del Muson dei Sassi, particolare rilievo ebbe la piena dell'11 novembre 2012. In quell'occasione l'Orcone e il Vandura provocarono allagamenti nel comune di Santa Giustina in Colle, mentre il Tergolino tracimò a Camposampiero. Il Muson Vecchio sormontò gli argini nei territori di Loreggiola, Borgoricco e Massanzago, mentre il Muson dei Sassi arrivò ad annullare i franchi arginali per un lungo tratto compreso tra Loreggia e Camposampiero e a superarli nella località di Torre dei Burri, dove Tergola e Muson dei Sassi si incontrano. Nello stesso mese, a circa quindici giorni di distanza, si registrò una nuova ondata di maltempo colpì la regione, provocando nuovamente repentini innalzamenti dei tiranti e costringendo le autorità a far scattare nuovamente lo stato di "allarme e criticità elevata". La situazione risultò critica solo per la parte alta del bacino, dove il Brenton esondò a Castello di Godego il 28 novembre, mentre per gli altri corsi d'acqua il livello si mantenne sotto il livello di rischio.

2.4. STATO DI PERICOLOSITÀ IDRAULICA

In occasione delle maggiori piene, lungo il Muson dei Sassi non si sono riscontrate esondazioni espressamente dovute alla tracimazione degli argini, se non in alcuni settori ben delimitati. Le condizioni di pericolosità idraulica verificatesi nel tratto medio-basso del suo corso sono infatti collegabili espressamente all'insufficienza strutturale della rete secondaria, come avvenne nel 2009 a Loreggia. In aggiunta a questo, negli studi effettuati dalle autorità competenti viene sempre messa in risalto la limitata capacità di invaso

della rete idrografica dell'area dell'alta pianura e pedecollinare, la quale sembra non essere in grado di addurre al Muson dei Sassi o ai suoi affluenti le acque intercettate, causando così allagamenti in vaste aree urbanizzate.

Di rilievo è anche il ruolo dello sviluppo urbanistico del territorio, che ha trasformato gli stessi corsi d'acqua. La scelta di favorire l'attraversamento della rete idrografica da parte delle arterie stradali, la stessa rete pesantemente tombata e tutta una ulteriore serie di ostacoli creati dall'uomo al naturale deflusso delle acque non possono che generare esondazioni diffuse ed incontrollate, come accadde a Castelfranco e a Castello di Godego.

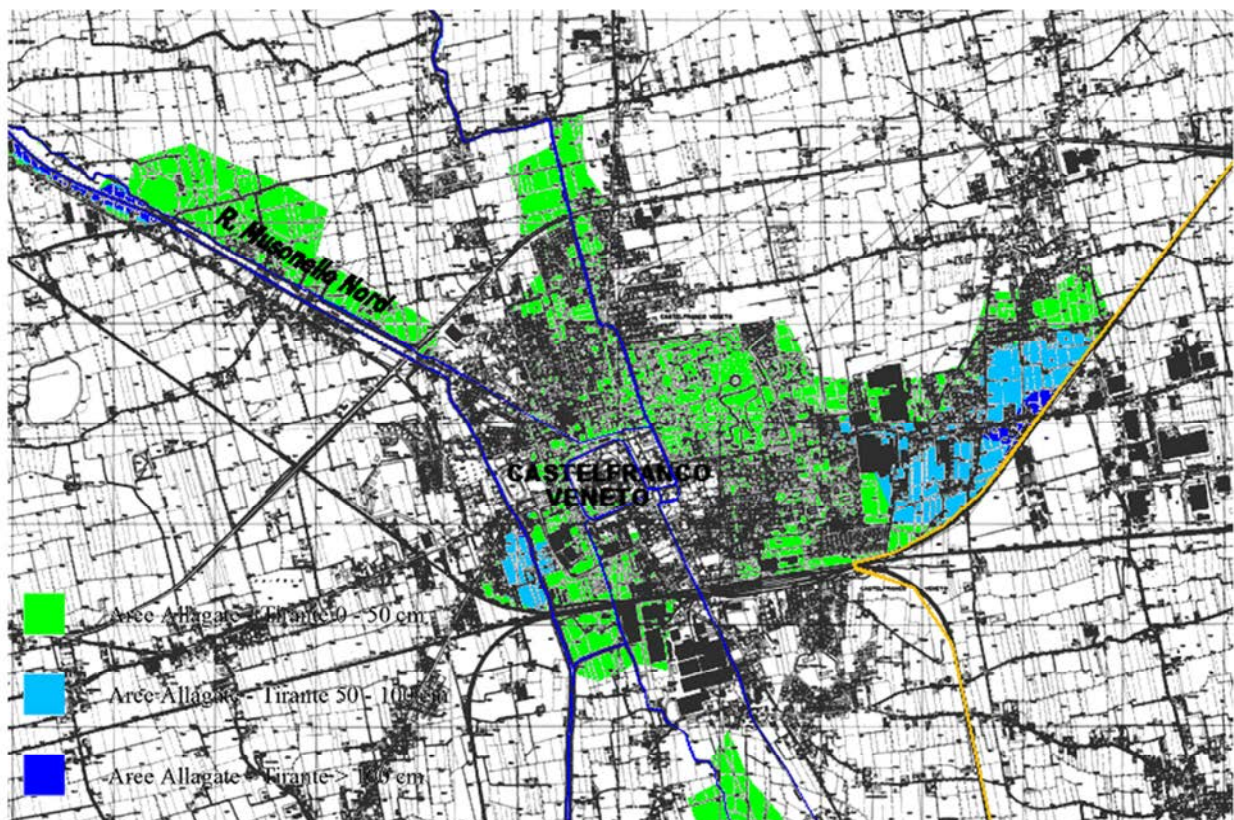


Fig. 2.5 - Estratto dello studio del 2006 che evidenzia le aree allagate nella zona di Castelfranco Veneto

Uno studio del 2006 effettuato dal dipartimento IMAGE dell'Università degli Studi di Padova, la cui finalità era quella di studiare la propagazione delle onde di piena nel sistema idrografico del Muson dei Sassi, evidenziò gli allagamenti che le piene di vari tempi di ritorno comportavano sul territorio. Secondo questa analisi, la piena con tempo di ritorno centenario (portata al culmine di $130 \text{ m}^3/\text{s}$ a Castelfranco Veneto) provocherebbe allagamenti diffusi nella zona di Castello di Godego, mentre poco a monte di Castelfranco lo stato di sofferenza idraulica si riscontra in sinistra, lungo la roggia Musonello Nord. Nell'abitato di Castelfranco invece, si hanno condizioni diffuse di allagamento dovute sia al Muson dei Sassi che al sistema dell'Avenale. La propagazione degli allagamenti è comunque limitata dal rilevato ferroviario, presso il quale

il terreno, essendo più depresso, riscontra tiranti variabili tra i 50 ed i 100 cm. Andando verso Sud, le condizioni di allagamento o incipiente allagamento si riscontrano in sinistra idrografica, a causa della presenza dell'intersezione col Muson Vecchio, anche se le acque dei due corsi non interagiscono. Condizioni critiche si riscontrano infine nella località di Torre dei Burri, il cui nodo idraulico prevede la confluenza dei corsi di Tergola e Vandura per poi sottopassare il Muson dei Sassi attraverso una botte a sifone. Il nodo risulta essere oltretutto in una posizione rilevata rispetto al territorio circostante, perciò gli allagamenti ivi prodotti sono di una certa rilevanza.



Fig. 2.6 - Torre dei Burri; si nota come il terreno attorno sia depresso rispetto al sostegno

A valle di Torre dei Burri, in seguito alla confluenza col canale Viana, il Muson non registra altri fenomeni di allagamento. Questa situazione conferma la carenza delle strutture arginali e delle capacità di invaso dello stesso e la necessità di interventi per la prevenzione delle alluvioni, come quelli proposti dai Consorzi di Bonifica presenti sul territorio:

- Realizzazione di vasche di laminazione nel tratto pedemontano del torrente Muson e in adiacenza agli affluenti
- Difese di sponda e ripristino degli argini
- Rimozione delle locali insufficienze idrauliche mediante adeguamento dei manufatti e degli attraversamenti stradali
- Imposizione di forti limitazioni agli scarichi
- Interventi di ricalibratura e manutenzione, andando ad eliminare le strozzature presenti allo stato attuale

- Realizzazione di un canale di gronda nel territorio pedemontano in grado di intercettare i corsi d'acqua dell'area che va da Mussolente a Maser ed eliminazione delle pensilità nella stessa zona
- Eliminazione della pensilità dell'alveo nell'area di Camposampiero, dove un insieme di fattori quali situazioni morfologiche critiche, la pensilità e la vicinanza delle abitazioni al piede dell'argine costituiscono un ulteriore pericolo in caso di esondazioni.

3. MODELLO IDRODINAMICO

3.1. DESCRIZIONE DEL MODELLO IDRODINAMICO

La propagazione di un'onda di piena in un alveo caratterizzato da tratti con dimensioni trasversali molto ampie, nei quali non è prevedibile a priori la direzione del flusso, 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 del Muson dei Sassi 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.

3.1.1. Il modello bidimensionale

Equazioni bidimensionali del moto

Il modello matematico, ampiamente descritto in numerosi contributi scientifici (Defina et al., 1994; D'Alpaos et al., 1995; Defina, 2000; Defina, 2003; D'Alpaos & Defina, 2007) e che ha trovato in questi anni altrettante numerose applicazioni, si basa sulla soluzione delle equazioni di De Saint Venant, che, come noto, descrivono il moto bidimensionale di una corrente a superficie libera nelle ipotesi di distribuzione idrostatica delle pressioni, di velocità uniformemente distribuite lungo la verticale e di fondo inderodibile. Tali equazioni sono risolte adottando uno schema numerico agli elementi finiti su di una griglia triangolare, 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:

$$\begin{aligned}\frac{\partial q_x}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{q_x^2}{Y} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{q_x q_y}{Y} \right) - \left(\frac{\partial R_{xx}}{\partial x} + \frac{\partial R_{xy}}{\partial y} \right) + \frac{\tau_{bx}}{\rho} - \frac{\tau_{wx}}{\rho} + gY \frac{\partial h}{\partial x} &= 0 \\ \frac{\partial q_y}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{q_x q_y}{Y} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{q_y^2}{Y} \right) - \left(\frac{\partial R_{xy}}{\partial x} + \frac{\partial R_{yy}}{\partial y} \right) + \frac{\tau_{by}}{\rho} - \frac{\tau_{wy}}{\rho} + gY \frac{\partial h}{\partial y} &= 0 \\ \frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial q_x}{\partial x} + \frac{\partial q_y}{\partial y} &= 0\end{aligned}\tag{3.1}$$

nelle quali h indica la quota della superficie libera, x e y sono le ascisse spaziali orizzontali correnti, g è l'accelerazione di gravità, ρ è la densità del fluido, t è il tempo, \vec{q} è 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 direzioni x o y , $\tau_b = (\tau_{bx}, \tau_{by})$ è lo sforzo tangenziale al fondo espresso dall'equazione (3.2) e $\tau_w = (\tau_{wx}, \tau_{wy})$ è lo sforzo prodotto dall'azione del vento sulla superficie libera espresso dall'equazione (3.3).

$$\frac{\tau_b}{\rho} = gY \left(\frac{|q|}{k_s^2 H^{10/3}} \right) q \quad (3.2)$$

$$\tau_w = \rho_a c_d U_{wind}^2 \quad (3.3)$$

Nelle equazioni (3.2) e (3.3) 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:

$$c_d = c_{d0} (1 - e^{-\epsilon_w U_{wind}}) \quad (3.4)$$

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

I termini η , Y e H che compaiono nelle equazioni (3.1)-(3.2), 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.

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 più innovativo fornito dal Dipartimento IMAGE nella risoluzione delle equazioni descritte al Paragrafo 3.1.1 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 è direttamente legata all'altezza e alla distribuzione delle irregolarità presenti sulla superficie dei singoli elementi con cui è schematizzato il campo di moto.

Al riguardo si osserva che abitualmente la superficie del dominio di calcolo è topograficamente caratterizzata attraverso la quota media degli elementi che lo compongono, trascurando, quindi, il ruolo

delle irregolarità del terreno come conseguenza di questa operazione di media. Tale semplificazione è accettabile per tiranti d'acqua elevati rispetto alle irregolarità della superficie, ma è 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 una 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 è ipotizzato che esista un intervallo di profondità 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 capacità 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 continuità da un valore pressoché nullo, quando la quota idrometrica dell'elemento è inferiore alla quota minima delle irregolarità del terreno, al valore che compete all'intera estensione dell'elemento, quando la quota idrometrica è maggiore o uguale alla quota massima del terreno. Come indice dell'ampiezza delle irregolarità si introduce un parametro denominato a_f , pari alla differenza tra la quota della più alta asperità e la quota media $\overline{h_f}$, assunta come quota dell'elemento.

Dal punto di vista matematico, per applicare una operazione di media alle equazioni del moto si può utilizzare la funzione di fase:

$$\varphi(x) = \begin{cases} 1 & z > h_f \\ 0 & z \leq h_f \end{cases} \quad (3.5)$$

dove h_f è l'elevazione locale del fondo e $x = (x, y, z)$ è il vettore delle coordinate spaziali.

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

$$F(x, t) = \frac{1}{A} \int_A \varphi(x)f(x, t)dA \quad (3.6)$$

essendo A l'area dell'elemento di calcolo.

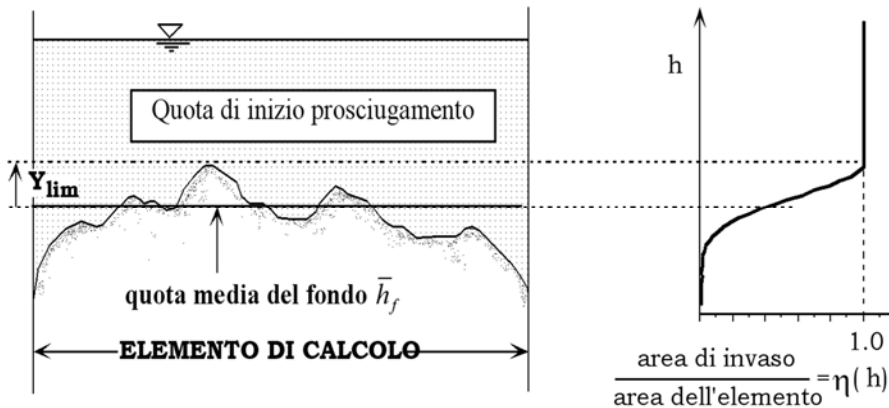


Fig. 3.1 Percentuale di area bagnata η in funzione della quota della superficie libera.

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

$$\vartheta(x) = \langle \varphi(x) \rangle \quad (3.7)$$

$$\eta = \vartheta(x, y, h) \quad (3.8)$$

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 a_r , si è cercata, per esso, un'interpretazione diversa: la funzione $\vartheta(x)$ 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 :

$$\vartheta(x) = P(h_f \leq z) \quad (3.9)$$

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

$$a_r = 2\sigma_b \quad (3.10)$$

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

E' 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 è 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 (3.1)-(3.2) sono esprimibili come (Defina, 2000):

$$\eta = \frac{1}{2} \left[1 - \operatorname{erf} \left(\frac{2D}{a_r} \right) \right] \quad (3.11)$$

$$Y = \int_{-\infty}^h \eta dz = a_r \left(\eta \frac{D}{a_r} + \frac{1}{4\sqrt{\pi}} e^{-4(D/a_r)^2} \right) \quad (3.12)$$

$$H \cong Y + 0.27\sqrt{Y a_r} e^{-2Y/a_r} \quad (3.13)$$

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

3.1.2. Gli elementi monodimensionali

Elementi monodimensionali "canale"

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 velocità di avanzamento dei fronti stessi.

La schematizzazione con elementi bidimensionali della rete idrografica minore presenterebbe non poche difficoltà, poiché da una parte essa porterebbe all'utilizzo di elementi di dimensioni così piccole da rendere assai onerosa la fase di costruzione del reticolo, dall'altra potrebbe generare l'insorgere di problemi di stabilità 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 è quella illustrata nello schema A) di Fig. 3.2, ove per semplicità, si è supposta per il canale una sezione rettangolare. Una schematizzazione alternativa a questa e di più semplice implementazione è quella illustrata nello schema B) della stessa Fig. 3.2, nella quale il canale è egualmente considerato, conglobandone per 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.

Nello schema proposto, se gli elementi bidimensionali seguono in parte o in toto 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.

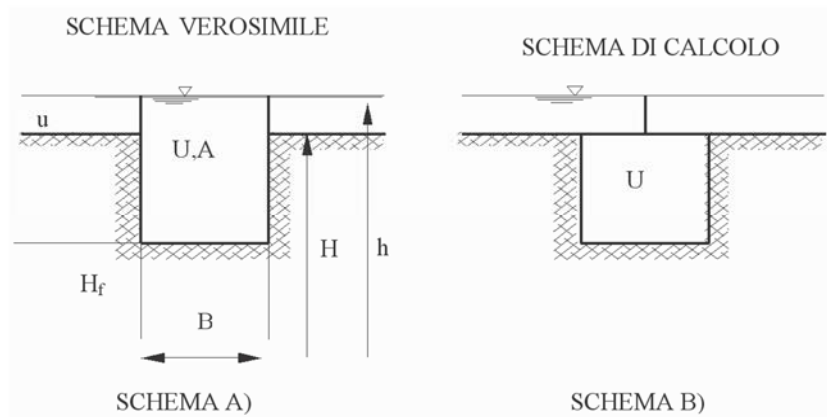


Fig. 3.2 Schema di calcolo dell'elemento monodimensionale "canale"

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:

$$\frac{\partial h}{\partial s} + \frac{1}{gA} \frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{Q|Q|}{k_s^2 R_H^{4/3} A^2} = 0 \quad (3.14)$$

$$\eta(h) \frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial s} = 0 \quad (3.15)$$

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 è necessario considerare che parte della portata che fluisce lungo gli elementi unidimensionali è già stata considerata nel calcolo degli elementi bidimensionali.

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

$$\Delta Q = B[Y_L(v_L \cdot s) + Y_R(v_R \cdot s)]/2 \quad (3.16)$$

nella quale B è la larghezza del canale in superficie, v è il vettore velocità relativo agli elementi bidimensionali adiacenti, Y è il volume d'acqua per unità di superficie, s è 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 è pertanto la frazione $Q_a = Q - \Delta Q$ e l'equazione di continuità assume la seguente espressione:

$$\left(1 - \frac{\eta_L + \eta_R}{2}\right) B \frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial Q_a}{\partial s} = 0 \quad (3.17)$$

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

Si noti come se $\eta_L = \eta_R = 0$ (cioè gli elementi bidimensionali adiacenti sono asciutti o assenti) la portata Q_a è 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.

Elementi monodimensionali “speciali”

Per il territorio adiacente alla rete idrografica principale non meno importante dei canali minori è 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 più 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 (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 è così 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 è 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 è 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 è possibile, infine, simulare il funzionamento degli impianti idrovori presenti all'interno del dominio di calcolo. Ci 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 mono-dimensionali il funzionamento di un argine e/o di una traversa.

In particolare, ogni tronco speciale connette tra loro due nodi del reticolo bidimensionale 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.

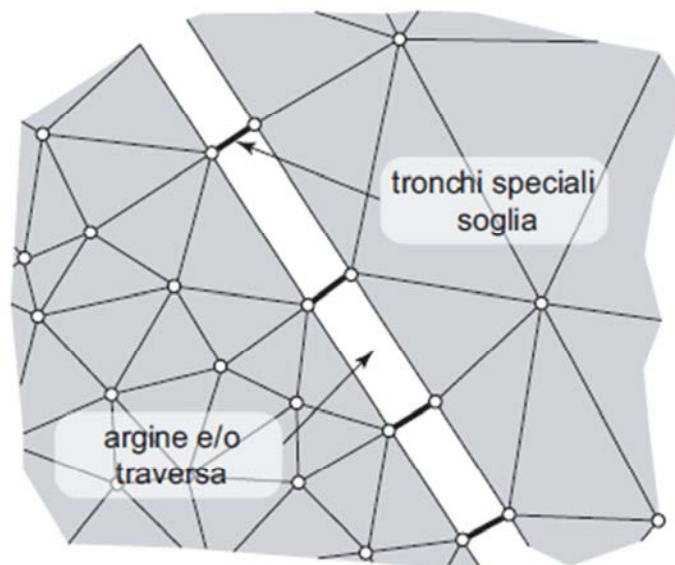


Fig. 3.3 Schema di inserimento dei tronchi speciali soglia.

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 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. 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.

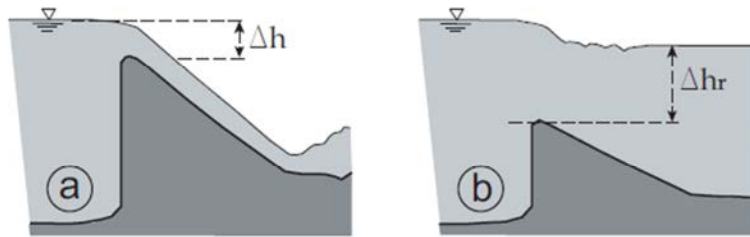


Fig. 3.4 Efflusso al di sopra di una soglia: (a) libero e (b) rigurgitato

Nel caso di efflusso libero (Fig. 2.4a), la portata specifica sfiorata è espressa dalla relazione:

$$q_L = C_{qL} B \sqrt{2g} \Delta h^{3/2} \quad (3.18)$$

mentre nel caso di efflusso rigurgitato (Fig. 2.4b) la portata specifica si può esprimere come:

$$q_R = C_{qR} B \sqrt{2g} \Delta h \left[\max(\Delta h_R, 0) + \frac{2}{3} \Delta h \right] \quad (3.19)$$

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 è che una stazione di sollevamento il cui scopo è quello di riprendere le acque raccolte in bacini la cui quota media è sensibilmente inferiore alla quota idrometrica del corpo idrico ricevente ed introdurvele. 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 è 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 è 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, produrrà, 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 è stabilito dal modello sulla base delle seguenti condizioni:

- se la pompa è 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 è 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 della mesh.

3.1.3. Condizioni al contorno

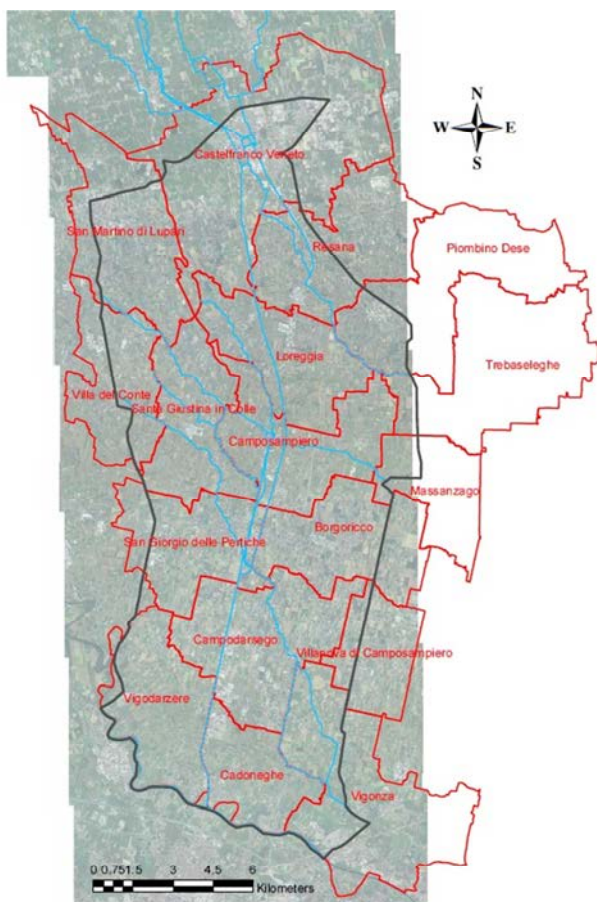
Affinché la soluzione del problema di Cauchy sia unica, è necessario fornire le condizioni iniziali e le condizioni al contorno. Un problema idrodinamico relativo alla propagazione di onde di piena in regime di moto lento richiede l'imposizione a monte di un idrogramma delle portate e a valle l'andamento dei livelli o di una scala delle portate. Nelle simulazioni della propagazione delle onde di piena, la procedura da seguire è quella di fornire una condizione iniziale possibilmente equilibrata, quale può 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 più delicata dal punto di vista numerico: essendo il dominio inizialmente asciutto è necessario adottare un passo di integrazione temporale Δt molto più piccolo di quello che sarà poi utilizzato nella simulazione della propagazione dell'onda di piena.

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

3.2. DATI A DISPOSIZIONE

La taratura del modello idrodinamico è stata effettuata considerando alcuni recenti eventi di piena. Considerata la non abbondanza di misure idrometriche disponibili a monte di Castelfranco e anche nell'ottica di rendere lo strumento previsionale più rapido e affidabile, in questa prima fase si è deciso di limitare l'estensione del reticolo di calcolo al modello idrodinamico, di fatto riducendo al minimo la sovrapposizione con il dominio utilizzato con il modello idrologico, in modo che i due modelli vengano a funzionare in cascata anche dal punto di vista geografico.



Per questo motivo il dominio è stato chiuso all'altezza della Circonvallazione Est e della Statale 53, estendendosi quindi dai comuni di Castelfranco Veneto e Resana nel trevigiano, fino a scendere a Cadoneghe e Vigodarzere nel punto in cui il Muson dei Sassi si getta nel Brenta. L'estensione amministrativa del dominio è rappresentato nell'immagine qui accanto.

Fig. 3.5 Dominio ridotto e sua suddivisione amministrativa

3.2.1. Dati in input

I dati di input sono stati rilevati dalle stazioni ARPAV collocate nel comune di Castelfranco, tuttavia sono sotto il controllo di due diverse autorità.



Fig. 3.6 Localizzazione delle stazioni ARPAV a Castelfranco

Il misuratore collocato lungo il Muson dei Sassi è un telemisuratore in grado di rilevare con cadenza semioraria il livello nel corso d'acqua. In prossimità della stazione, ARPAV ha effettuato diverse tipologie di misura di portata, tramite l'uso di mulinelli di vario tipo e misuratore ADCP. Le misure effettuate hanno portato all'aggiornamento delle scale di portata determinate per gli anni 2004-2007, anche perché in data 17 settembre 2009 il passaggio di un colmo di piena ha indotto locali modifiche.

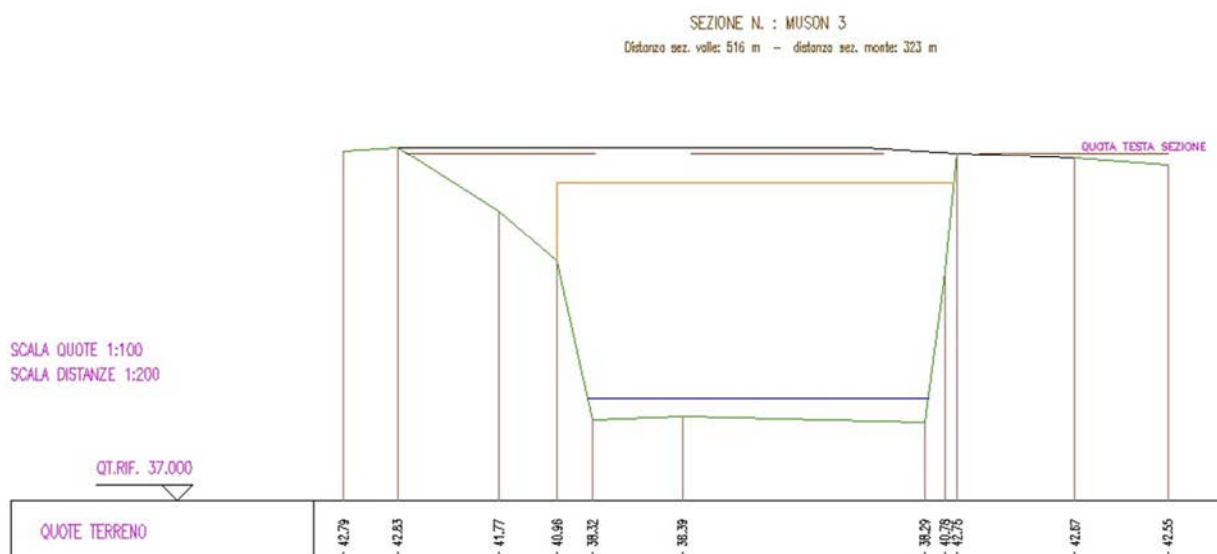


Fig. 3.7 Sezione di collocazione dell'idrometro sul Muson

Dal momento che le onde usate nel presente elaborato per la taratura del modello sono tutte successive a tale evento, terranno presenti le espressioni aggiornate della scala delle portate, rimandando in caso di necessità al documento disponibile sul sito dell'ARPAV "Scala di deflusso del fiume Muson dei Sassi a Castelfranco Veneto. Livelli e portate anni 2004-2007".

$$Q = 13.12(h - 0.06)^{1.464} \quad h < 0.75 \text{ m} \quad (3.20)$$

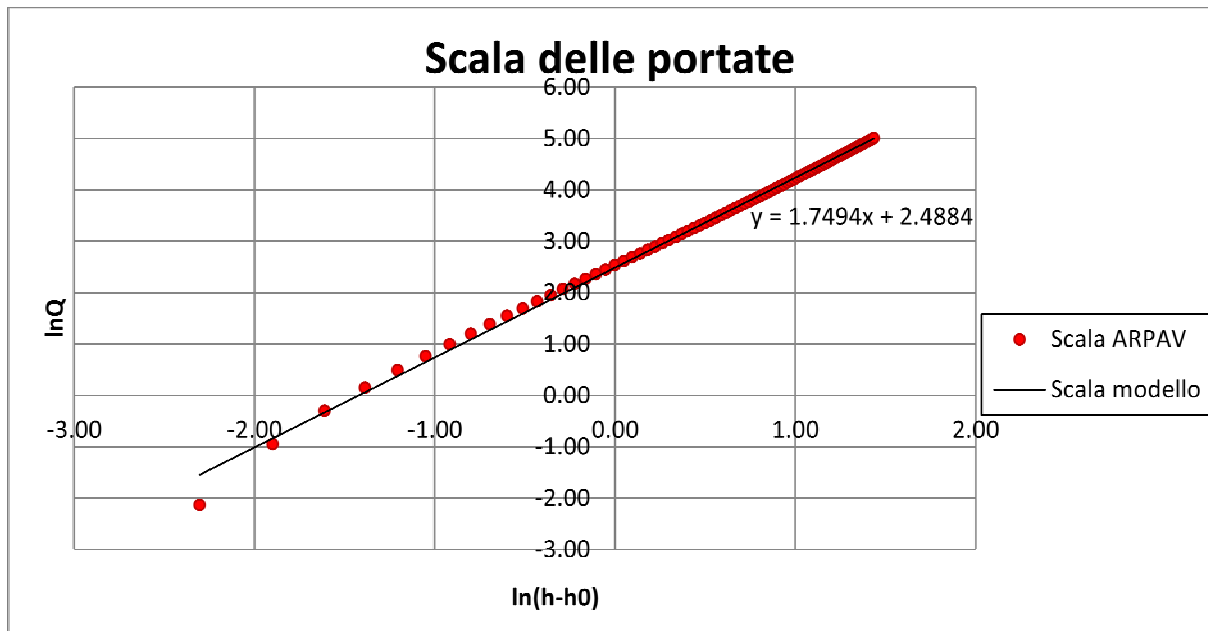
$$Q = 0.08h^3 + 6.41h^2 + 7.38h - 1.32 \quad h > 0.75 \text{ m} \quad (3.21)$$

Bisogna considerare però che le misure sono state effettuate in condizioni di magra, perciò la scala ottenuta non riesce a tenere da conto dei possibili fenomeni indotti dal moto vario e che comportano la formazione del cappio di piena. A questo proposito è previsto un ulteriore aggiornamento delle scale di portata.

All'interno del modello, la scala delle portate viene descritta secondo la forma:

$$Q = Q_0(h - h_0)^\alpha \quad (3.22)$$

ottenibile a partire dalla scala ricostruita come interpolazione. Inserendo i dati in un grafico logaritmico, secondo la trattazione del modello è possibile interpolare la serie con una retta di pendenza α e intercetta data da $\ln Q_0$.



I parametri così determinati sono:

- $Q_0 = 12.04 \text{ m}^3/\text{s}$
- $\alpha = 1.75$

La scala delle portate così determinata potrà essere usata in seguito nel domino esteso per controllare la propagazione della piena così modellata.

L’asta idrometrica collocata lungo l’Avenale è situata in una sezione particolare dal punto di vista idrodinamico e rende difficile la valutazione di una possibile scala delle portate. Il dispositivo si colloca infatti a monte di un ponte che sorpassa il corso d’acqua e in un breve tratto compreso tra due curve successive in direzione opposta l’una all’altra. Le misure dispongono di uno zero idrometrico relativo, dal momento che sono calcolate dalla quota di sottotrave del ponte. Tuttavia, non è chiaro quale sia il livello preciso cui si riferisce e perciò tali dati sono affetti da una forte indeterminazione. Qui di seguito si riporta la sezione in cui si colloca il dispositivo.

La quota di zero idrometrico assunto è pari a 43.12 m. Dal disegno della sezione è possibile vedere che tale quota non è né quella relativa all’intradosso dell’arco del ponte, né all’estradosso del ponte.

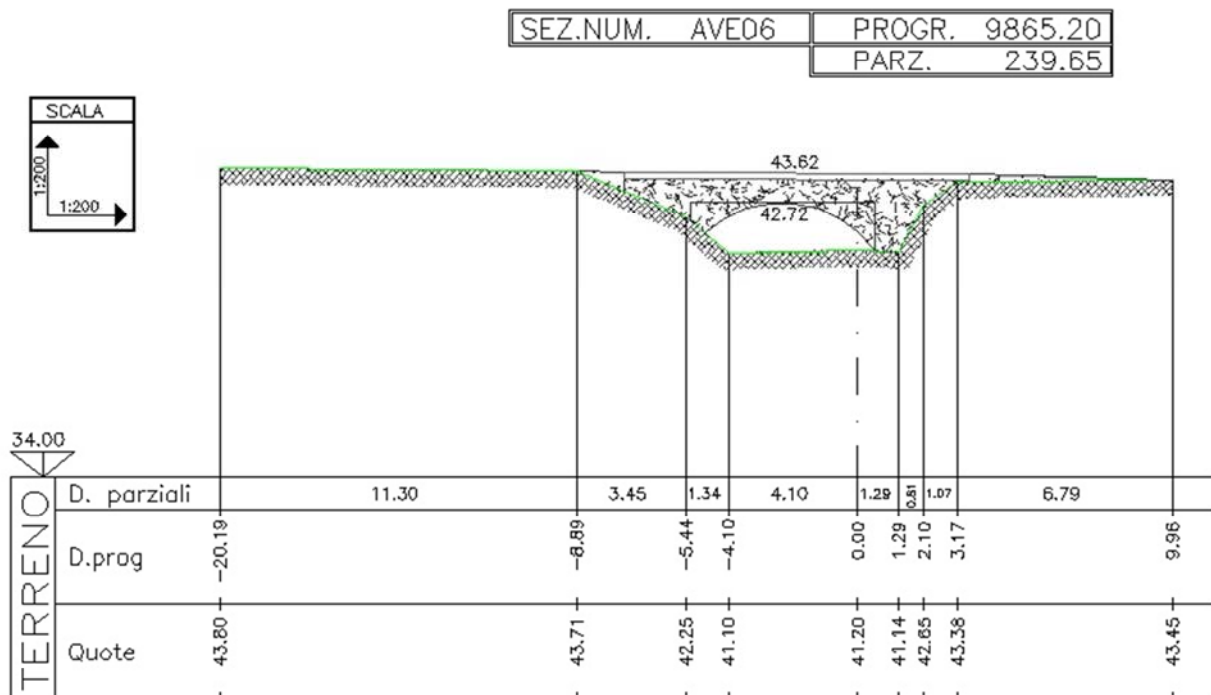


Fig. 3.0.8 Sezione di collocazione dell’idrometro sull’Avenale

Si tratta bensì di una quota intermedia che impedisse il raggiungimento di livelli non compatibili con le sommità arginali, ma nemmeno troppo limitati, così che il loro contributo in piena fosse trascurabile. I valori di piena sono comunque molto inferiori rispetto ai valori delle portate transitanti lungo l’asta del Muson dei Sassi perciò l’influenza di questa variazione non ha peso eccessivo.

3.2.2. Dati di controllo

I dati usati per controllare la correttezza della propagazione verso valle dell'onda di piena sono stati forniti dal Consorzio Acque Risorgive e consistono nei livelli idrometrici misurati: alla botte a sifone del Muson Vecchio (SMB09), a monte e a valle del nodo di Torre dei Burri (SMB06) e in corrispondenza dell'idrovora della località Salvi (SMB04), nel comune di Campodarsego.

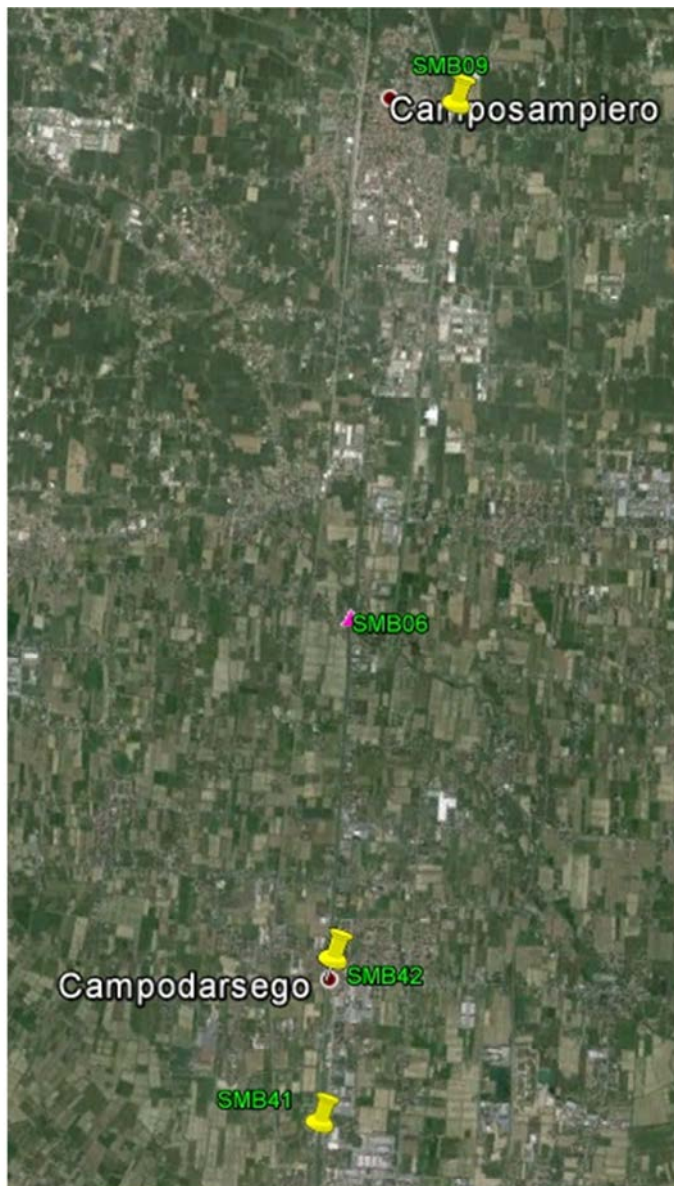


Fig.3.0.9 Collocazione degli strumenti di misura a valle

L'ente che ha fornito le serie di interesse ha garantito che le quote relative agli zeri idrometrici erano riferite al livello su medio mare, ma andando a eseguire le simulazioni e analizzando gli andamenti degli idrogrammi, in particolare nel nodo di Torre dei Burri, per il quale in alcuni casi è stato fornito un file nel quale sono indicate le manovre eseguite con le paratoie, è sorto il dubbio dello spostamento degli zeri. Con

l'uso di foto risalenti ad alcuni anni addietro e rilievi sul campo è stato possibile verificare che una parte degli strumenti ha subito un innalzamento.



Fig. 3.10 Sollevamento dello strumento di rilevazione al ponte di ferro a Camposampiero



Fig. 3.11 Sollevamento dello strumento di rilevazione a monte del sostegno di Torre dei Burri

Per ovviare quindi a queste variazioni degli zeri, vedendo che gli andamenti dell'onda propagata erano molto simili agli effettivi andamenti registrati, sono state apportate le correzioni valutate opportune agli zeri idrometrici assunti.

Per l'evento del 2010, i livelli misurati al sifone del Muson Vecchio, a monte del nodo di Torre dei Burri e in località Salvi sono stati abbassati di 50 cm. Tale correzione è stata mantenuta per l'evento del 2012 solo per gli ultimi due punti di rilevazione perché, come documentano le prove fotografiche, lo strumento posto sul sottopassaggio del Muson Vecchio era già stato rialzato. Infine, per i due eventi del 2013 solo la quota dello zero idrometrico relativo alla stazione a monte di Torre dei Burri è stata corretta, dal momento che l'innalzamento dello strumento probabilmente è stato predisposto in seguito all'evento del 2012, nel quale il campo di misure risultò insufficiente; la correzione prevede quindi un abbassamento dei livelli di soli 20 cm.

3.3. CONDIZIONI AL CONTORNO

Fin qui sono state specificate le condizioni poste a monte del dominio lungo la rete principale, ma vista la complessità della rete, sono necessarie molte altre condizioni perché il problema sia determinato. Per quanto riguarda la rete secondaria, i dati di input sono i valori di portata iniziali relativi all'idrogramma di piena per un'onda con tempo di ritorno centenario, mentre a valle la condizione è quella di livello imposto.

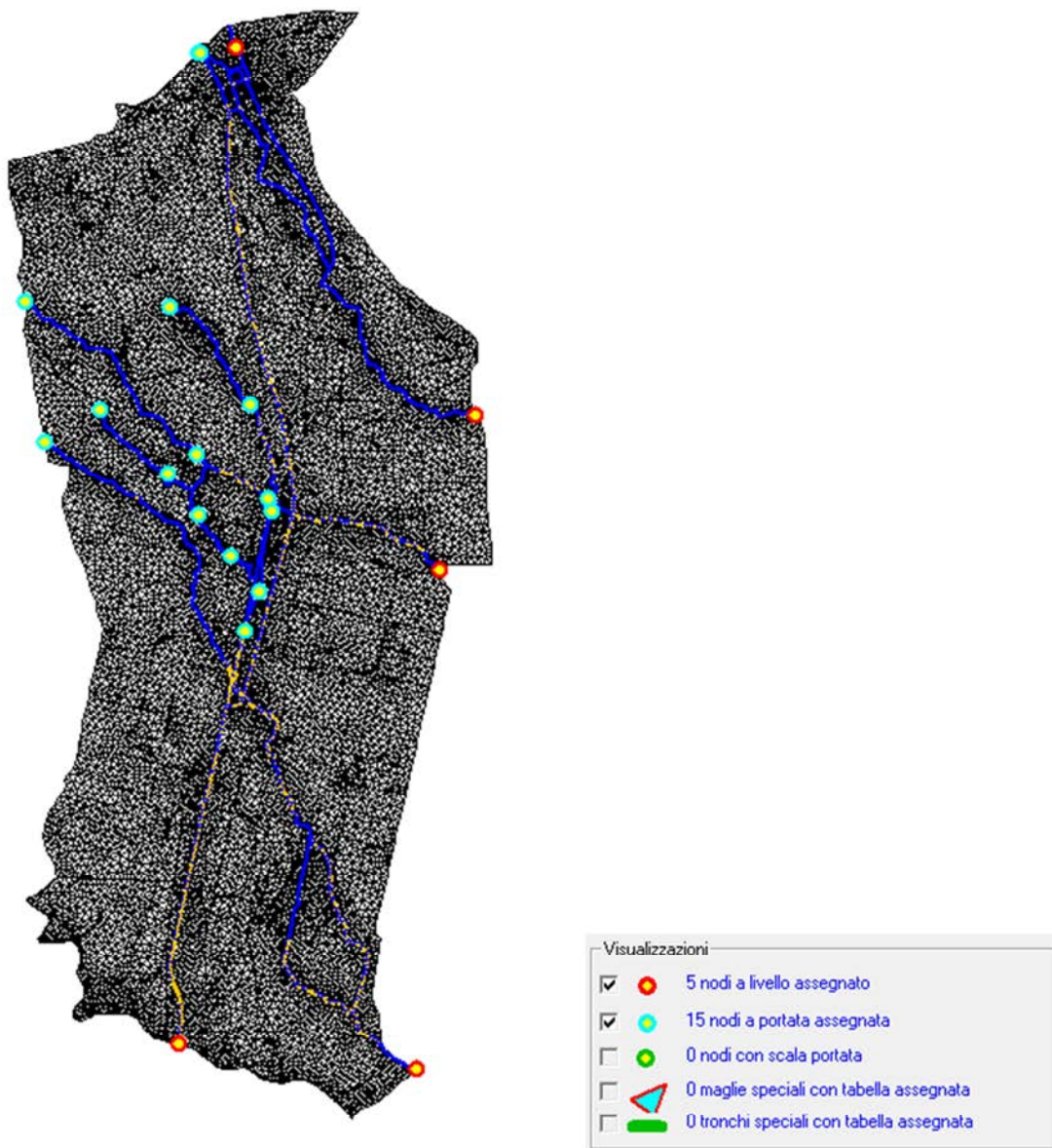


Fig. 3.12 Collocazione e tipologia delle condizioni al contorno indicate dal file SIM

Per questa parte della rete idrografica infatti non si dispone di misurazioni che diano la possibilità di una ricostruzione realistica degli andamenti dei tiranti.

Una certa importanza ce l'ha invece per la valutazione dei punti di crisi del sistema la valutazione dell'influenza che ha il tirante imposto in Brenta. Sapendo dai dati ARPAV che il suo valore nell'area può variare tra i 13 ed i 15 metri, è utile compiere una simulazione a moto permanente, per la quale la portata registrata a valle del Ponte Pennello è di $5.45 \text{ m}^3/\text{s}$, facendo variare il livello, così da capire fin dove all'interno della rete viene percepita la sua influenza.

Nel file .SIM quindi si fanno variare i livelli in Brenta, assegnando in ordine valori pari a 13, 14 e 15 metri, mantenendo ciascuno costante per un intervallo di 10 ore, così che i livelli lungo l'intero corso d'acqua si assestino ogni volta ad un valore costante. Il profilo ricostruito è quello del tratto compreso tra il Ponte Pennello, confluenza tra il Muson dei Sassi ed il canale Viana proveniente dal dispositivo di Torre dei Burri e la soglia fissa posta al termine del Muson dei Sassi.

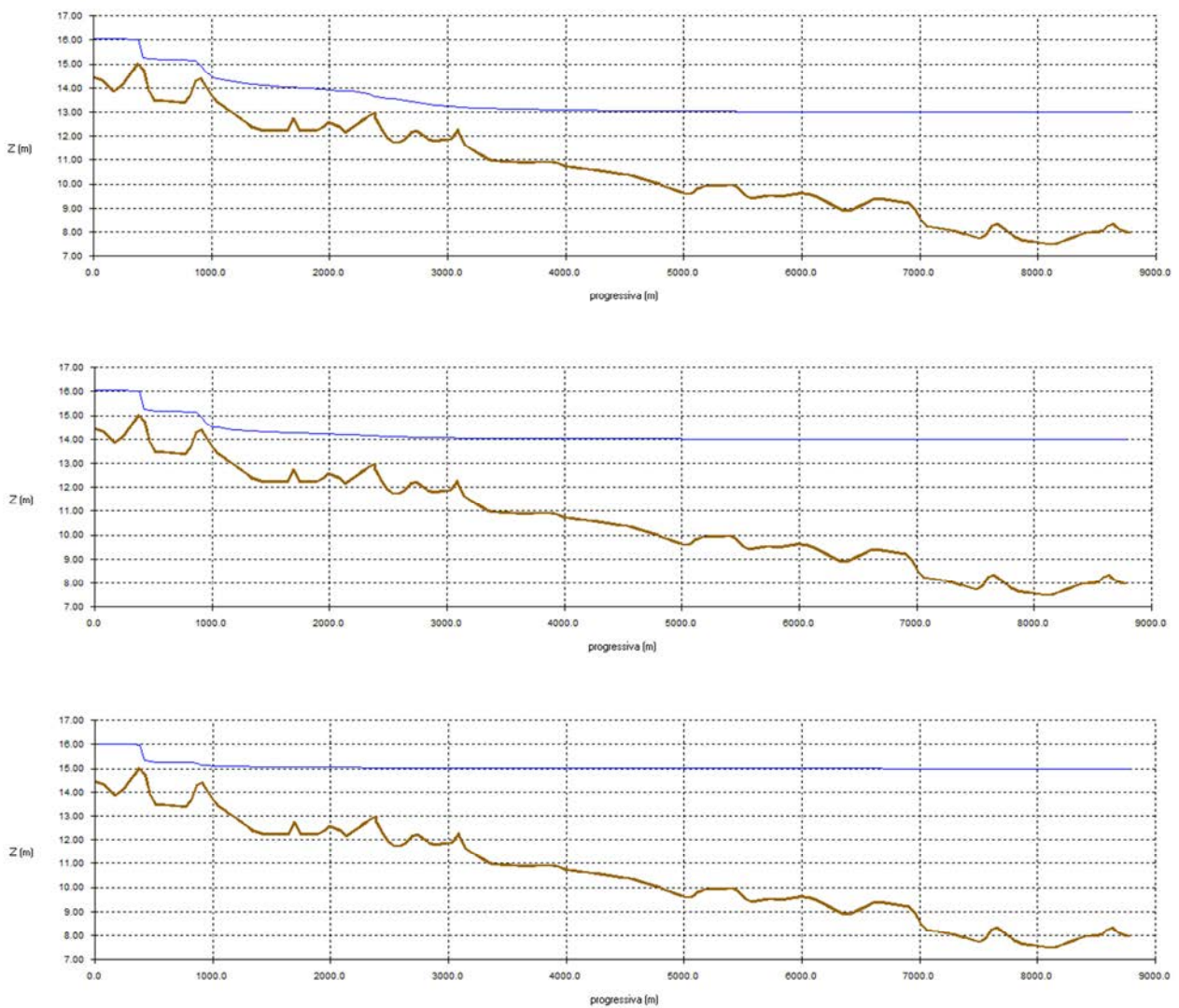


Fig. 3.13 Rigurgito dovuto al livello in Brenta posto a 13, 14 e 15 m

Come si vede dai grafici che precedono, un livello di 15 m in Brenta ha una forte risalita all'interno del torrente Muson quando questo è percorso da una portata ordinaria. È quindi questo il caso, poco plausibile dal momento che si avrebbe una piena in Brenta e un moto permanente nel Muson dei Sassi, in cui l'effetto di risalita è più forte. Si nota quindi che in questa condizione, la risalita del livello di 15 m arriva fino ad una sezione posta circa un chilometro a valle del Ponte Pennello. Tale analisi pone quindi una interessante questione sulla capacità di valutazione della piena modellata in località Salvi.

Eseguendo allora la stessa analisi, rilevando il profilo longitudinale dei tiranti compresi tra il Ponte Pennello, non influenzato dalla condizione di valle, e l'idrovora della località Salvi, il risultato è il seguente:

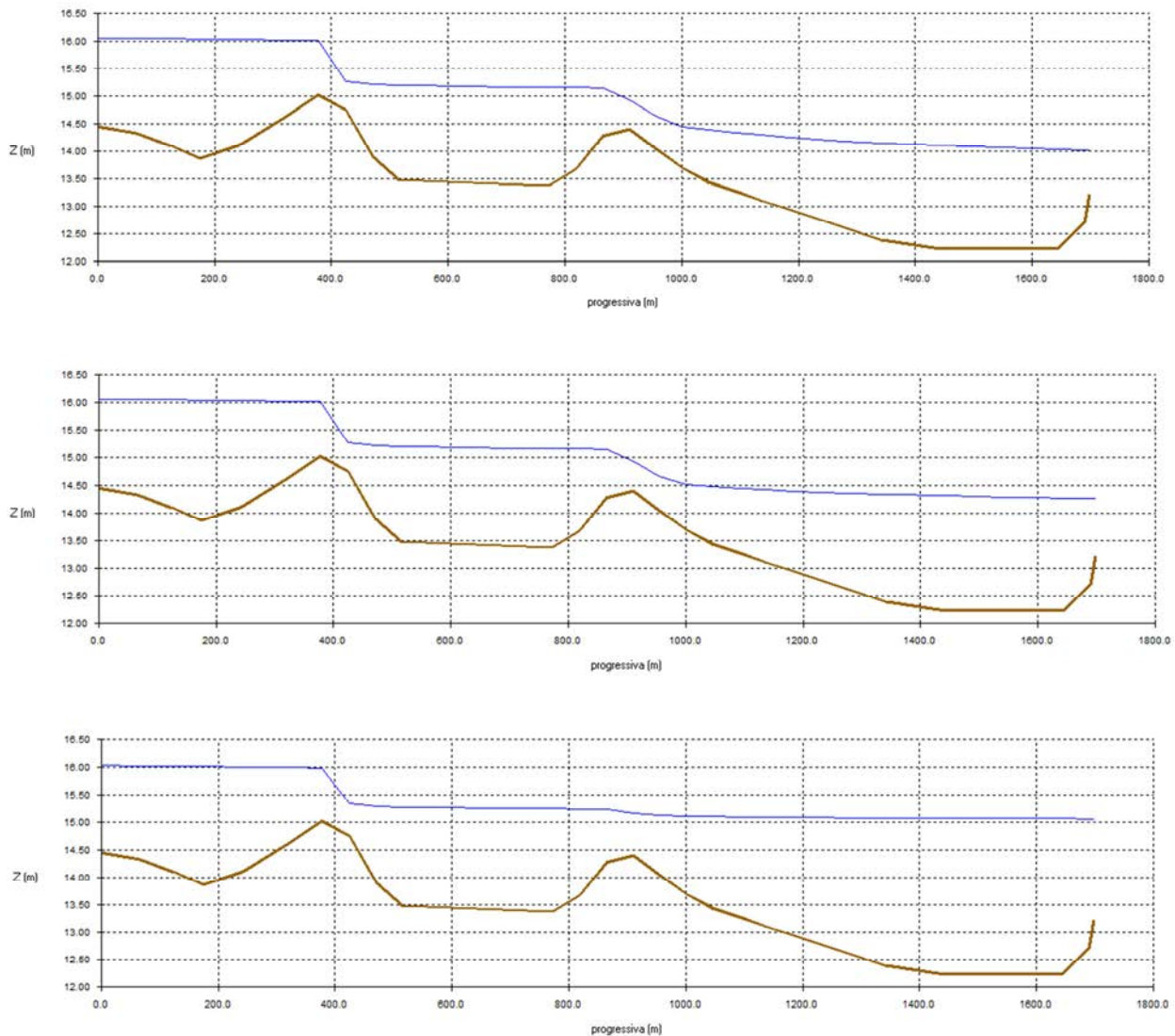


Fig. 3.14 Effetti in località Salvi del livello imposto in Brenta

L'effetto della condizione posta a valle del sistema risulta quindi influenzare anche i livelli dell'ultima sezione presa come riferimento nella taratura. Tuttavia questa sezione risulta comunque essere una delle più indeterminate, dal momento che le portate fluenti risultano frutto della confluenza del sistema

principale del Muson dei Sassi e della rete di canalizzazione che ricopre l'area a valle di Castelfranco Veneto e della quale non si hanno a disposizione dati rilevati.

Sarà allora necessario tenere in dovuta considerazione questo fatto, concentrando l'attenzione durante il processo di taratura sulle sezioni più a monte, per le quali le condizioni di valle non costituiscono un fattore di rilievo.

3.4. MODIFICHE DELLE CARATTERISTICHE DEL DOMINIO

Al fine di migliorare i risultati della propagazione delle onda di piena, è stato necessario andare ad agire sul file .GEO, il quale descrive le caratteristiche del dominio considerato. Innanzitutto, per rendere più semplice l'atto di variare i coefficienti k_s di Strickler, sono state create ulteriori classi di scabrezza, andando a distinguere per prima cosa l'Avenale dal Muson dei Sassi e poi per ciascuno di essi, si sono individuati quei tratti che presentano differenti caratteristiche dell'alveo. Per il torrente Muson inoltre, si è preferito fare una ulteriore divisione, individuando un tratto che giunge fino alla confluenza con l'Avenale, un tratto vallivo che giunge sino al Ponte Pennello a Torre dei Burri, ed infine il tratto terminale che porta il Muson in Brenta. Tale suddivisione consente una descrizione più particolareggiata dell'alveo ed un più pratico aggiornamento dei loro valori in fase di taratura.

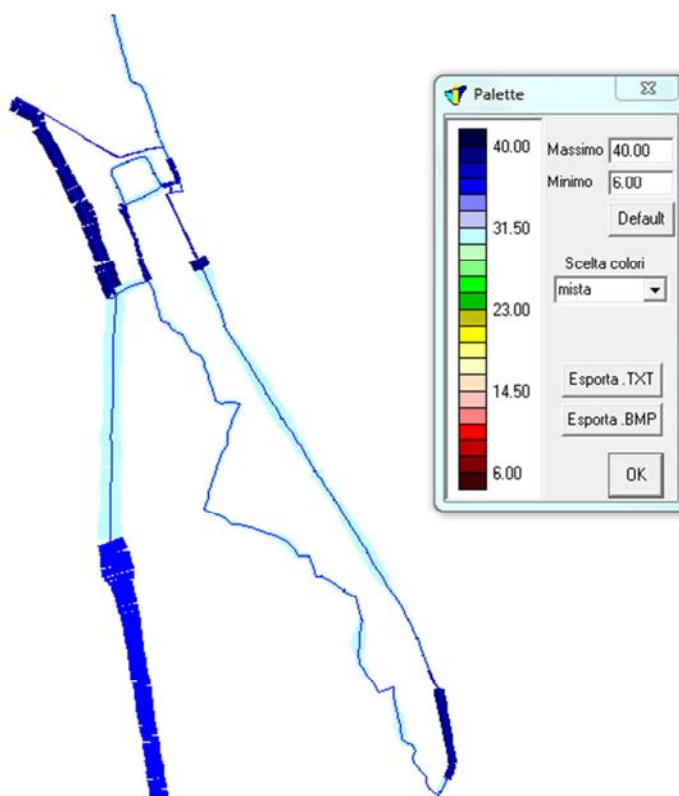


Fig. 3.15 Coefficienti di Strickler nell'area di Castelfranco

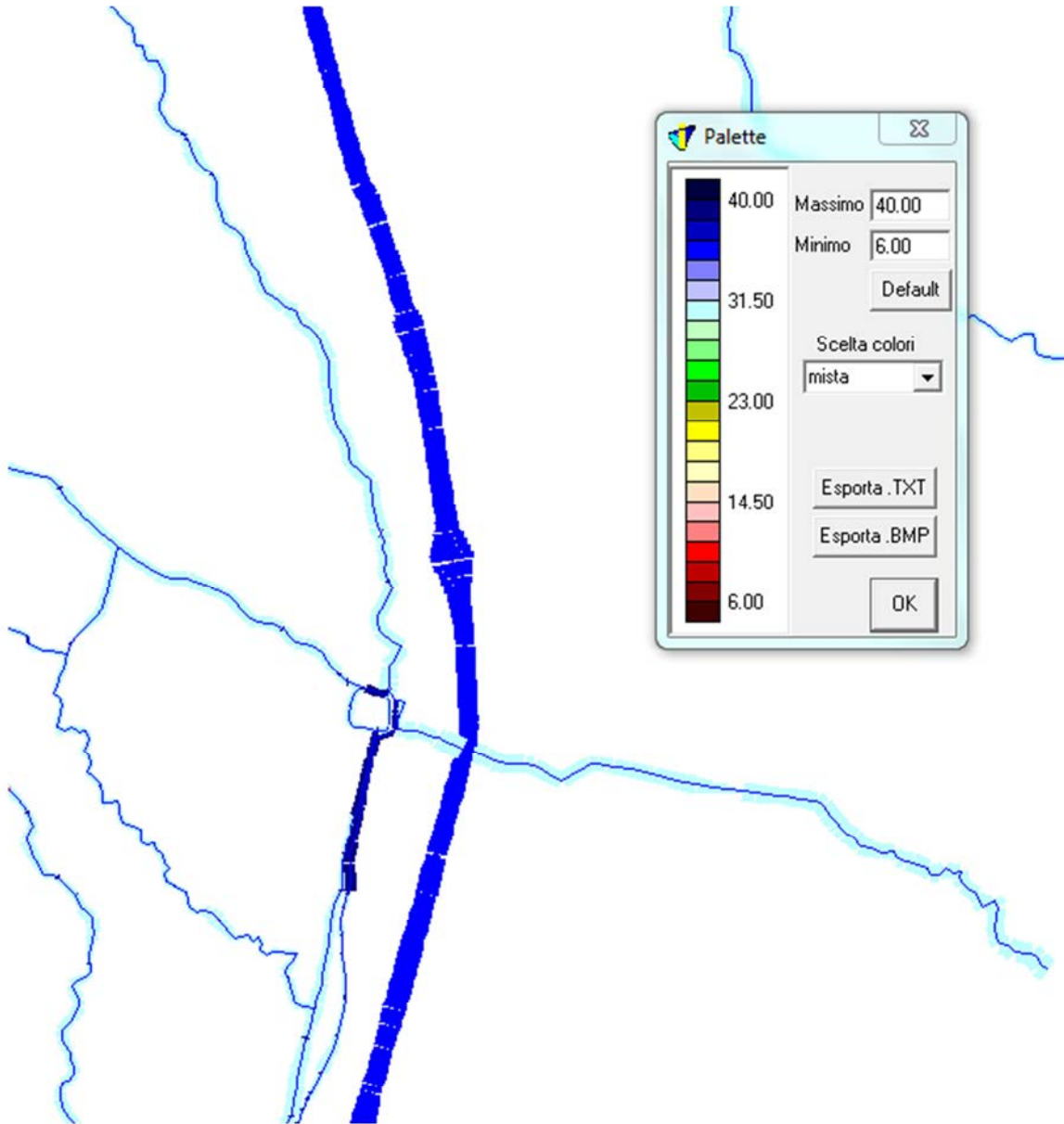


Fig. 3.16 Coefficienti di Strickler nell'area di Camposampiero

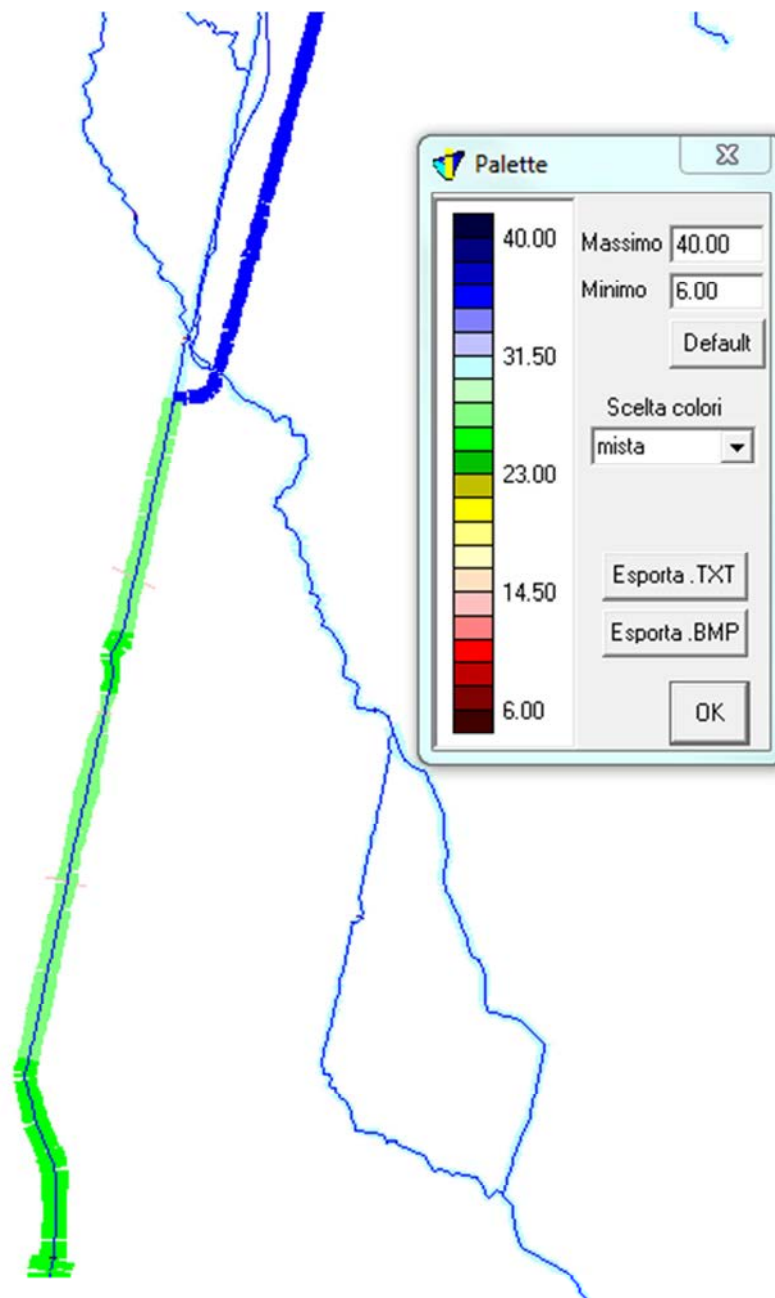


Fig. 3.17 Coefficienti di Strickler nel tratto di valle del sistema

L'ultima immagine pone in luce una ultima caratterizzazione dei coefficienti di scabrezza, nella quale per il tratto finale si è scelto di inserire in una classe a sé stante quegli elementi situati in curva, per i quali quindi si hanno diversi tipi di perdite di energia rispetto ai tratti rettilinei. Per l'asta principale del Musone quindi, i valori di scabrezza variano tra valori di $40 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ nei tratti a monte e $23 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ nel tratto terminale.

I manufatti ed i vari dispositivi presenti nel dominio qui considerato non hanno subito variazioni se non in casi particolari, anche se la maggior incertezza si ha tutt'ora nel funzionamento del nodo idraulico di Torre dei Burri.

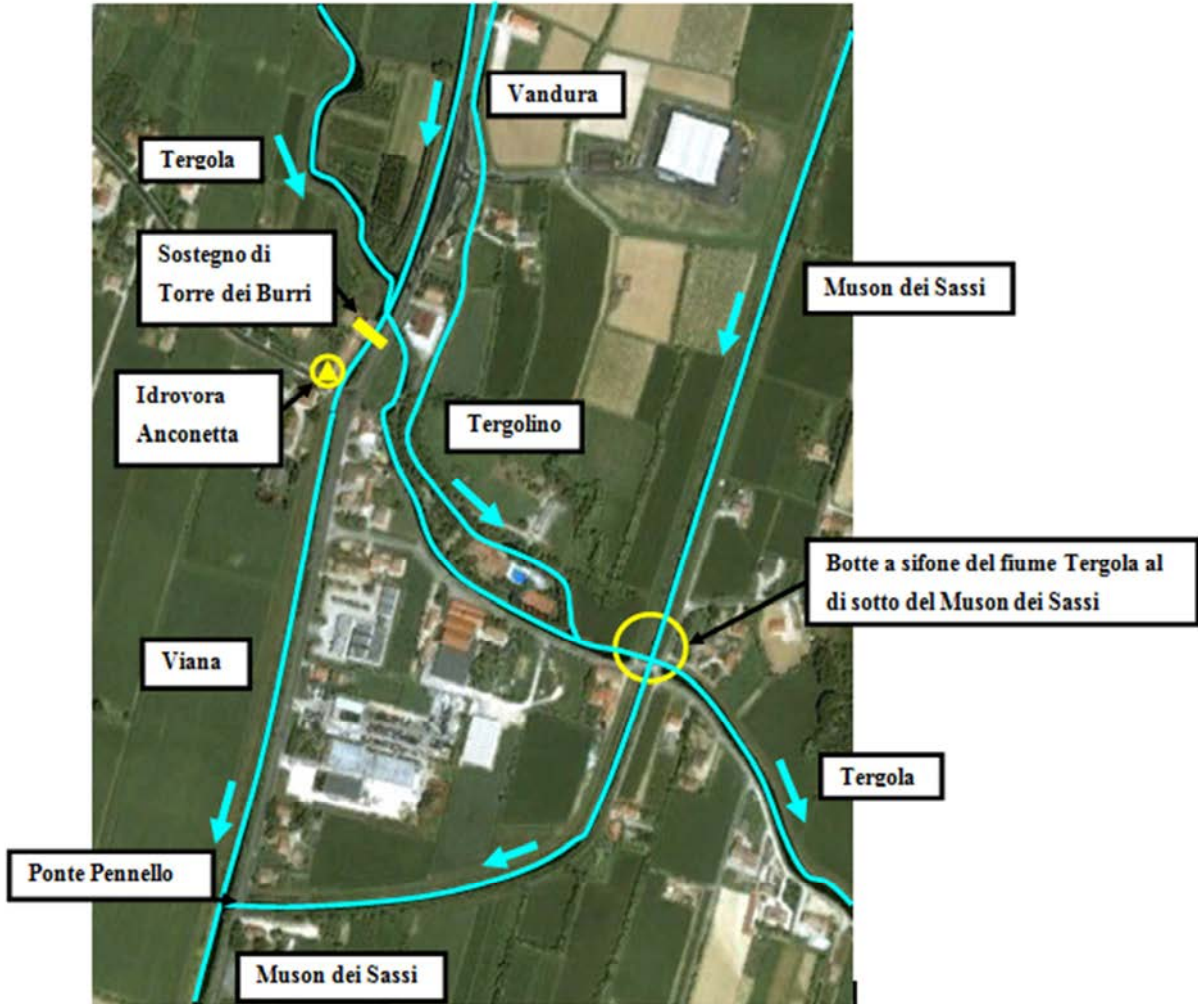


Fig. 3.18 Schema del nodo di Torre dei Burri

Trattasi di un sostegno dotato di paratoie ubicato nei pressi della confluenza tra il Fiume Tergola e lo scolo Vandura.

In caso di piene del Tergola e livelli idrici contenuti del Muson dei Sassi, le paratoie del sostegno possono essere aperte per scolare parte delle portate del Tergola verso il Canale Viana che confluisce in Muson dei Sassi poco più a valle.

Il Tergola a monte di Torre dei Burri devia il suo corso verso Est per sotto passare il Muson dei Sassi mediante una botte a sifone nei pressi di Via Pontecanale.

Dai colloqui effettuati dal Genio Civile di Padova con i gestori del Consorzio di Bonifica Acque Risorgive è risultato che in caso di piene cospicue del Muson le paratoie del sostegno vengono mantenute chiuse e nessuna portata viene scolmata dal Tergola verso lo scolo Viana.

Non esistono inoltre possibilità di alleggerire il Muson dei Sassi scaricando parte delle portate in Tergola senza che ciò comporti degli insostenibili rischi di allagamento lungo il corso del fiume Tergola stesso.

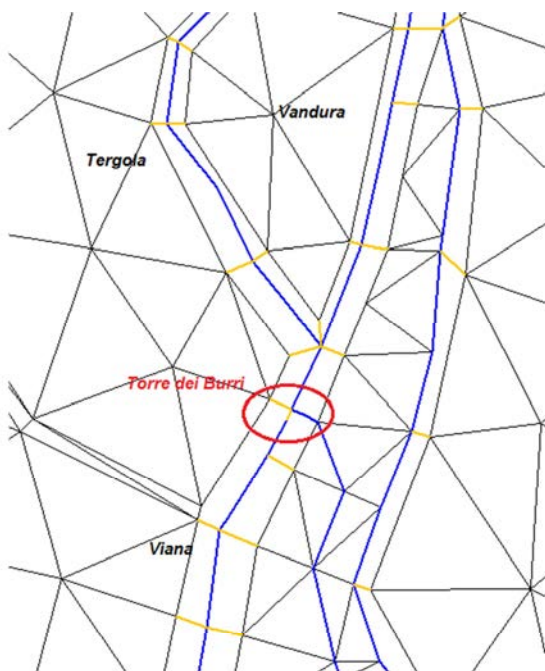


Fig. 3.19 Schema del nodo di Torre dei Burri nel modello idrodinamico

In questa fase, dai primi risultati ottenuti nelle simulazioni iniziali, il canale Viana e i tratti del Tergola e Vandura posti a monte del sostegno di Torre dei Burri erano stati schematizzati non solo con elementi canale 1D, ma l'alveo era costituito anche da elementi maglie. Questo fatto impediva la schematizzazione corretta del dispositivo, dal momento che le portate potevano risalire a monte delle paratoie passando attraverso le maglie adiacenti al canale. Si è quindi deciso di rimuovere tali elementi, in analogia a quanto fatto nei tratti principali della rete idrografica ed inserire gli elementi tronchi speciali per simulare lo sfioro sugli argini.

Il dispositivo di controllo è stato qui schematizzato applicando due diversi tipi di funzionamento:

- Come porta vinciana; è la descrizione più adatta al corretto funzionamento secondo quanto detto dalle autorità che si occupano delle manovre delle paratoie
- Come soglia fissa, posta a quota 17.30 m; tale schematizzazione è dovuta infatti all'osservazione svolta sul campo secondo la quale la seconda paratoia, aggiunta a destra della struttura storica, quando è completamente abbassata non chiude l'intera apertura, ma lascia una apertura tale appunto da consentire questo funzionamento.

In caso di piena infatti, le paratoie non vengono manovrate da un sistema automatico, ma l'operazione viene eseguita in modo manuale dagli stessi operatori che si occupano anche di verificare la possibile risalita di portata dal canale Viana. Le manovre quindi, possono essere soggette a modifiche rispetto a quello che è il fine dichiarato in base alle necessità riscontrate dal personale sul campo. Si allegano qui di seguito gli schemi recanti la direzione delle acque all'interno del nodo secondo le due schematizzazioni adottate.

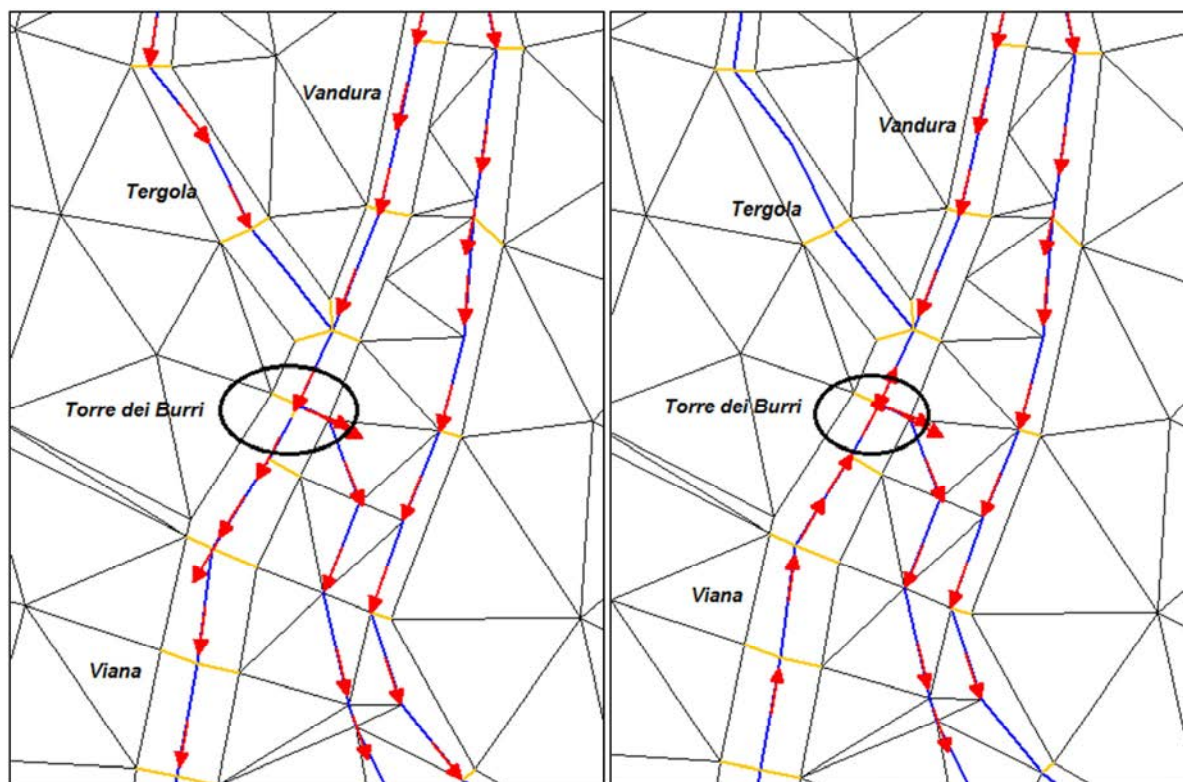
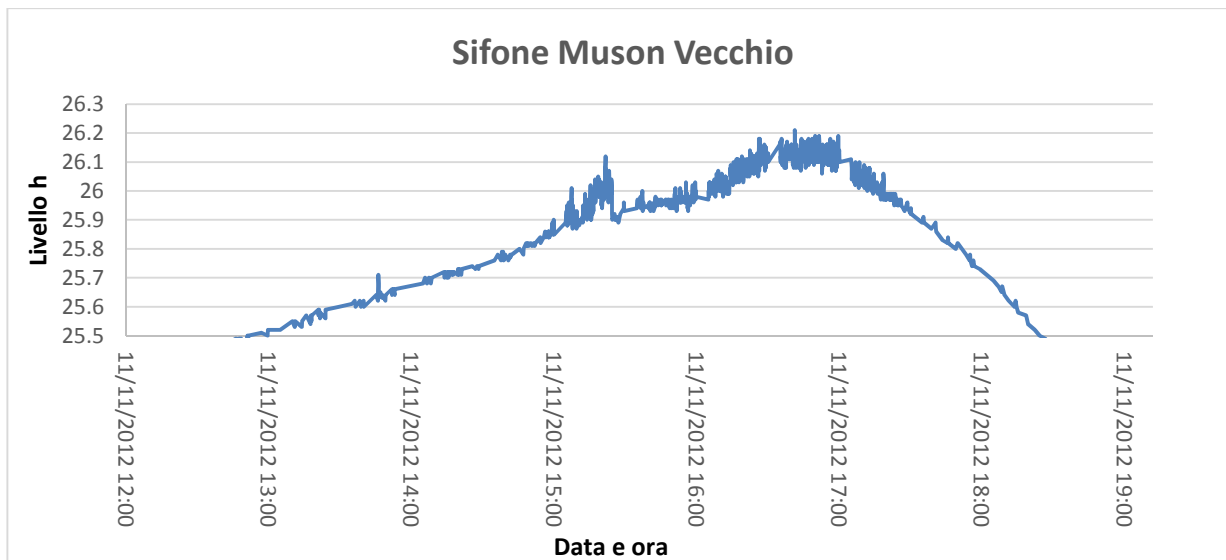


Fig 3.20 Andamento delle portate per le due diverse schematizzazioni del funzionamento del nodo

Altra modifica di un certo rilievo è quella relativa alla sezione che descrive a Camposampiero il Ponte di Ferro. È questo un antico ponte che sovrappassa il Muson dei Sassi proprio nel punto in cui il Muson Vecchio lo sottopassa con la botte a sifone. Le immagini di una registrazione amatoriale effettuata in occasione della piena del novembre 2012, la stessa che ha permesso di vedere che l'idrometro era stato sollevato, ha dato ragione della forte instabilità delle misurazioni effettuate al picco dell'onda di piena. Per i valori di tirante che si sono verificati, il ponte è andato in pressione, provocando l'innescio di un meccanismo di vibrazione.



La sezione esistente è stata quindi sostituita con una sezione di tipo chiuso. Il software Incidenze registra solo la metà di destra di tali sezioni, considerandole come forme simmetriche. La sezione aggiornata è quindi la seguente:

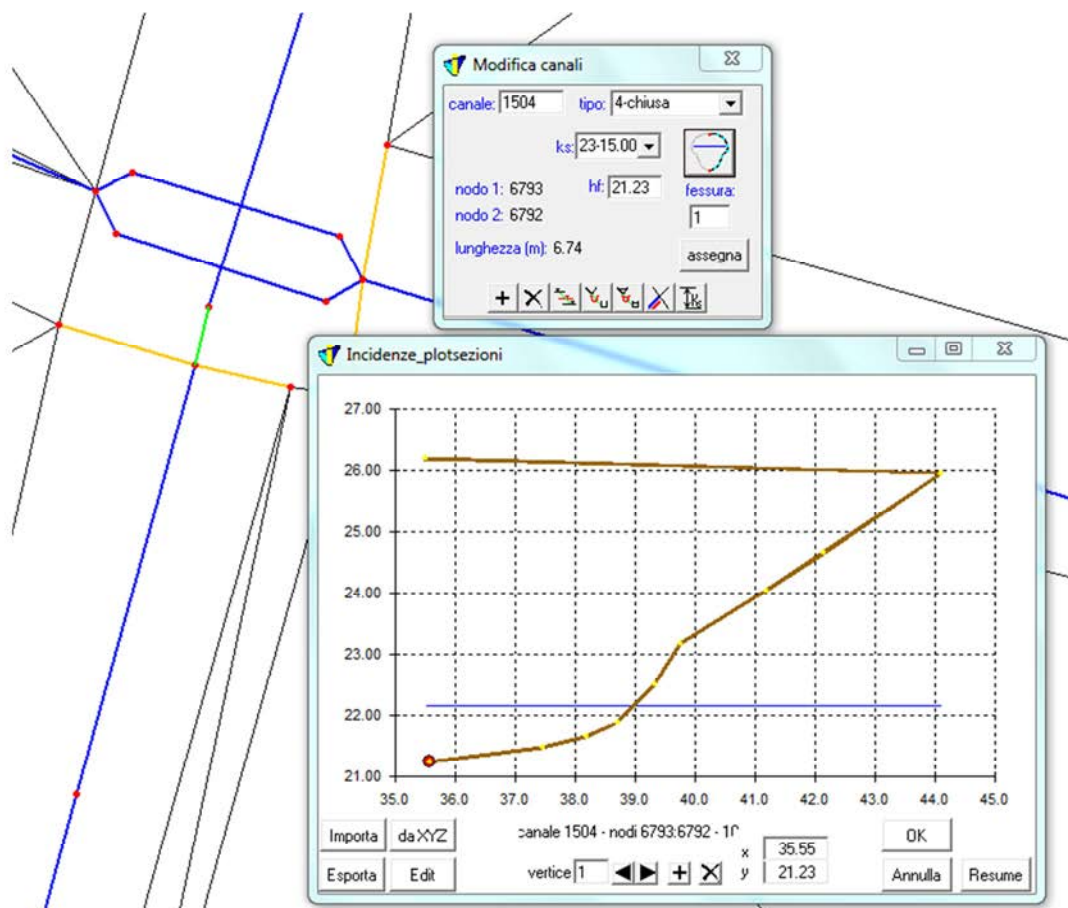


Fig. 3.21 Sezione del ponte di ferro a Camposampiero

3.5. CALIBRATURA DEL MODELLO IDRODINAMICO

Il processo di calibrazione è l'operazione con la quale uno strumento di misura o, come in questo caso, un modello matematico, viene regolato in modo da migliorare l'accuratezza dei risultati ottenuti. L'operazione richiede la possibilità di confronto dei dati di calcolo con almeno una serie di misure di riferimento effettuate sul campo. Per eseguire tale operazione sono stati chiesti agli organismi responsabili della rete idrografica del Muson dei Sassi le serie storiche relative proprio a quegli eventi di precipitazione che avevano provocato un'onda di piena tale da spingere il sistema al limite, senza però provocare esondazioni. La scelta di fenomeni che presentano tali caratteristiche è dovuto al fatto che nel caso di allagamenti, la maggiore difficoltà è quella di valutare le portate effettivamente fluenti nel sistema; al contrario, sapendo che un evento provoca l'annullamento del franco arginale, ma non la tracimazione, permette di valutare con maggior precisione la validità o meno dei risultati ottenuti.

Gli eventi registrati negli ultimi anni che presentano tali caratteristiche sono risultati essere quattro:

- 31 ottobre – 03 novembre 2010
- 10 – 12 novembre 2012
- 16 – 18 maggio 2013
- 20 – 22 maggio 2013

Dal momento che l'evento del novembre 2012 risultava essere il più intenso tra quelli registrati e che era quello più documentato, anche grazie ai video e alle foto disponibili in rete e alle rilevazioni eseguite dal Geonio Civile, si è deciso di usarlo come evento di calibrazione e far riferimento agli altri per la verifica.

I risultati riportati nei seguenti paragrafi sono relativi a tre diversi scenari, che risultano essere però quelli più attendibili:

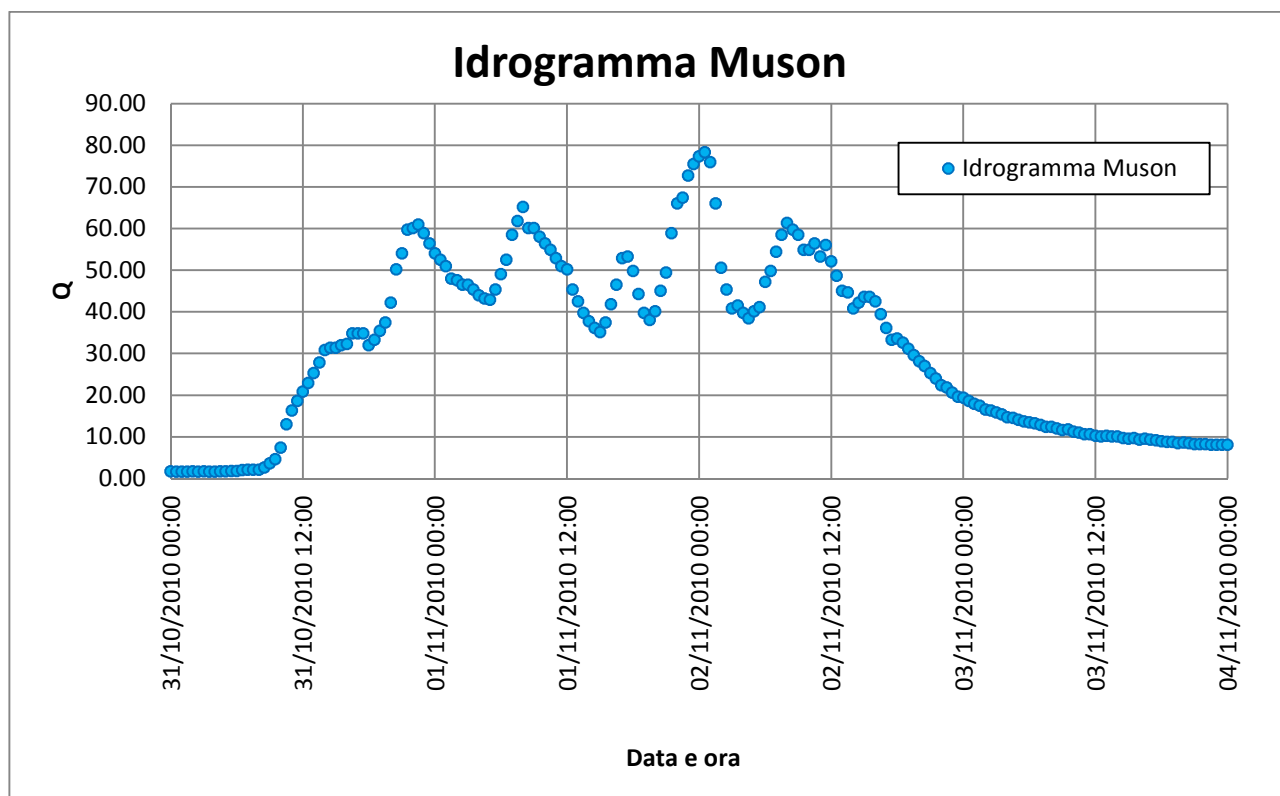
- Scenario 2.5: il sostegno di Torre dei Burri è schematizzato con l'uso di una paratoia a sostegno fisso, la cui sommità è posta a 17.3 m con una lunghezza di sfioro di 5 m; il coefficiente di portata C_q è pari a 0.4
- Scenario 2.5 TdB: la descrizione del dominio non cambia rispetto allo scenario precedente, ma nel file .SIM è stata aggiunta una ulteriore condizione di livello a monte del sostegno di Torre dei Burri; l'imposizione di tali livelli è stata ritenuta necessaria dal momento che le portate fluenti nel sistema Vandura – Tergola non sono realistiche e quindi non era possibile far propagare a valle della confluenza di Ponte Pennello dei valori di portata potenzialmente corretti

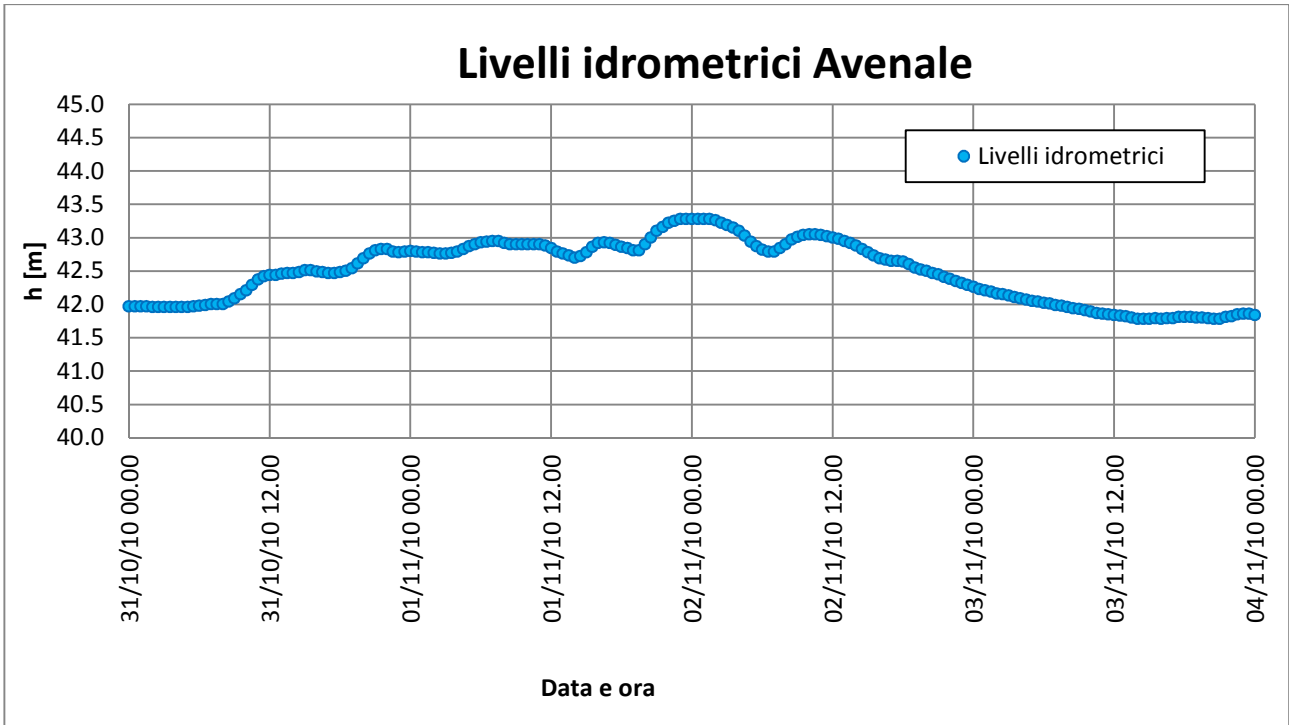
- Scenario 2.6 TdB: si mantiene la condizione di livello imposto a monte del sostegno di Torre dei Burri, vista la necessità al momento di tale condizione; il sostegno viene schematizzato con un tronco speciale tipo porte vinciane, la cui larghezza è fissata a 6 m e la quota del fondo è posta a 15 m.

3.5.1. Evento di novembre 2010

La simulazione, della durata di 96 ore dalla mezzanotte del 31 ottobre alla mezzanotte del 4 novembre, riguarda un evento durante il quale l'onda di piena ha avuto una notevole estensione temporale; il fiume infatti ha mantenuto presso la stazione di Castelfranco Veneto un livello idrometrico oscillante attorno ai 2 metri, con un massimo di 2.95 m registrato il 2 novembre alle 00.30.

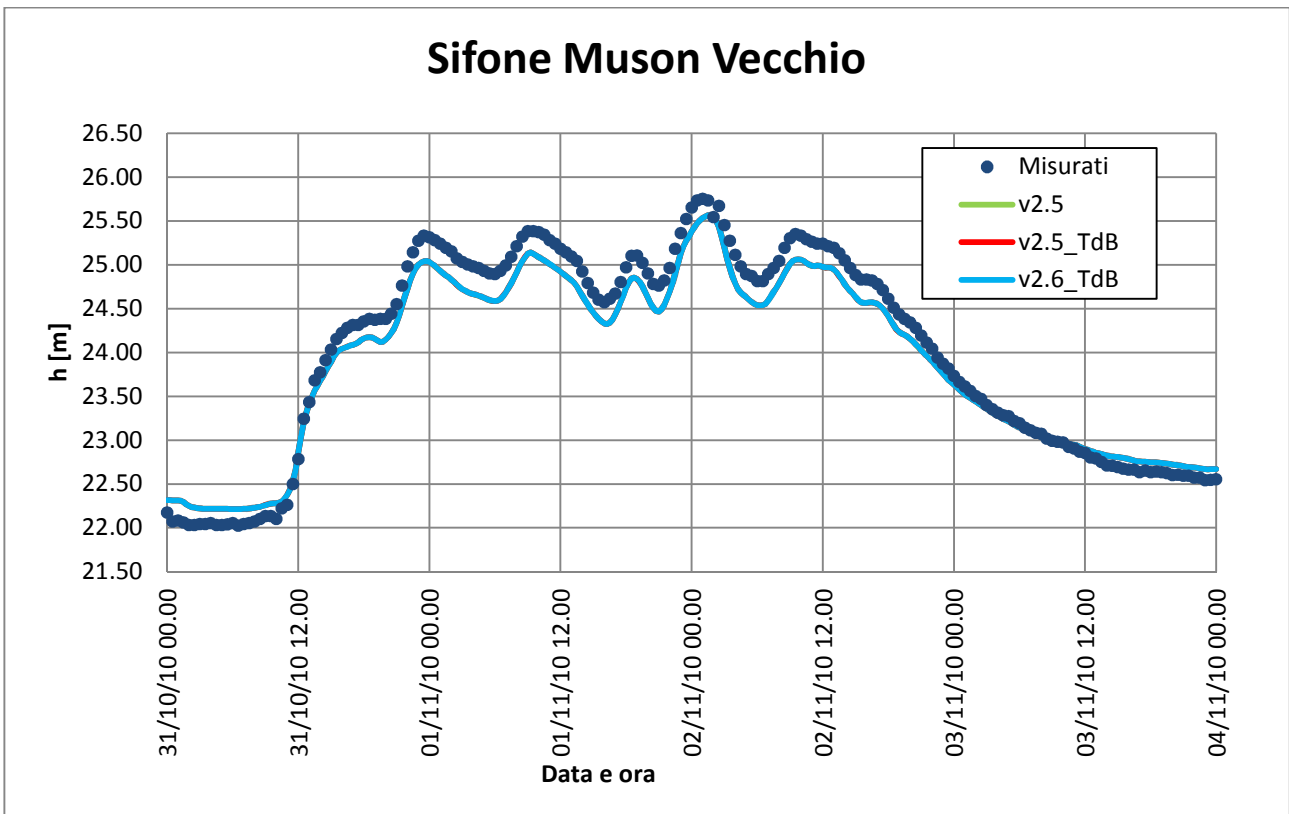
I dati di input dati al sistema sono stati l'idrogramma di piena per il Muson dei Sassi ed i livelli idrometrici per l'Avenale; i cui andamenti sono riportati di seguito.

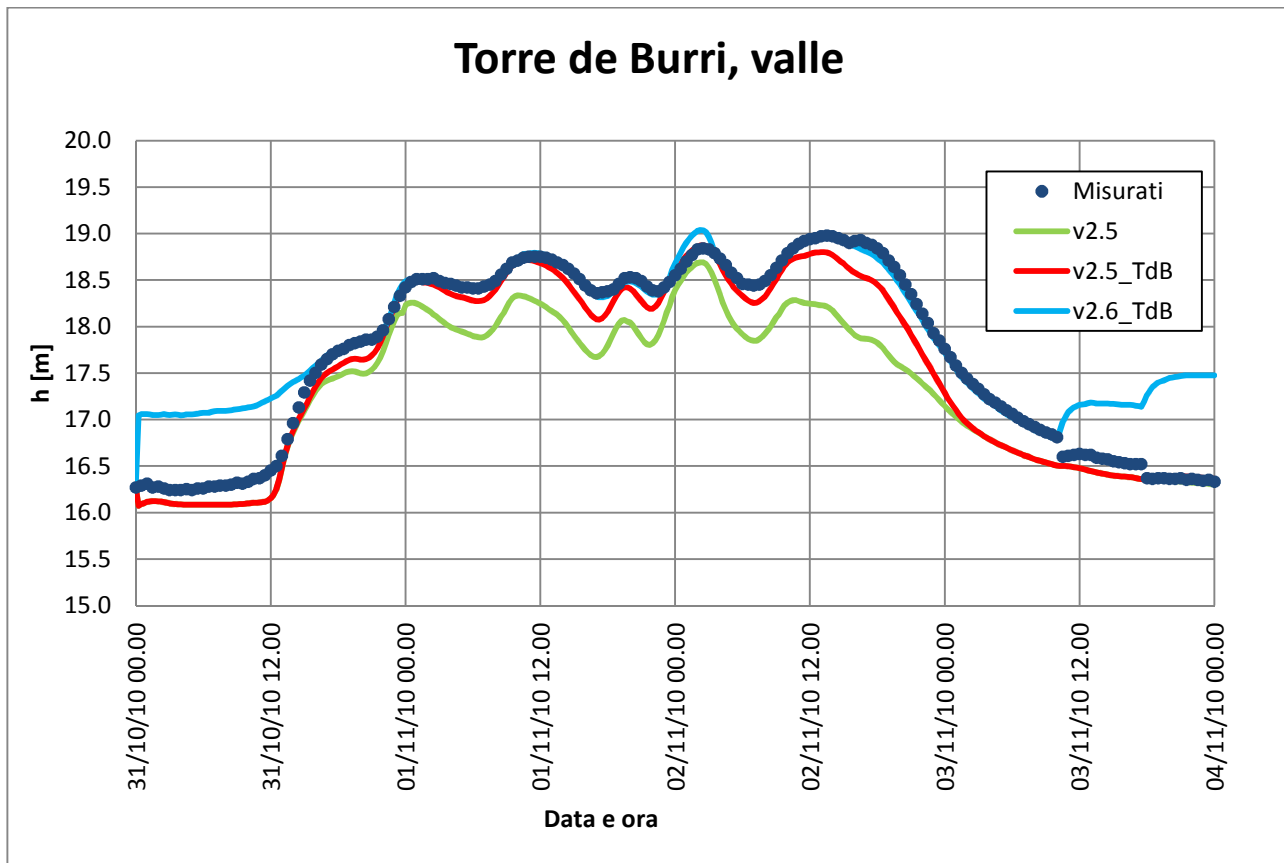
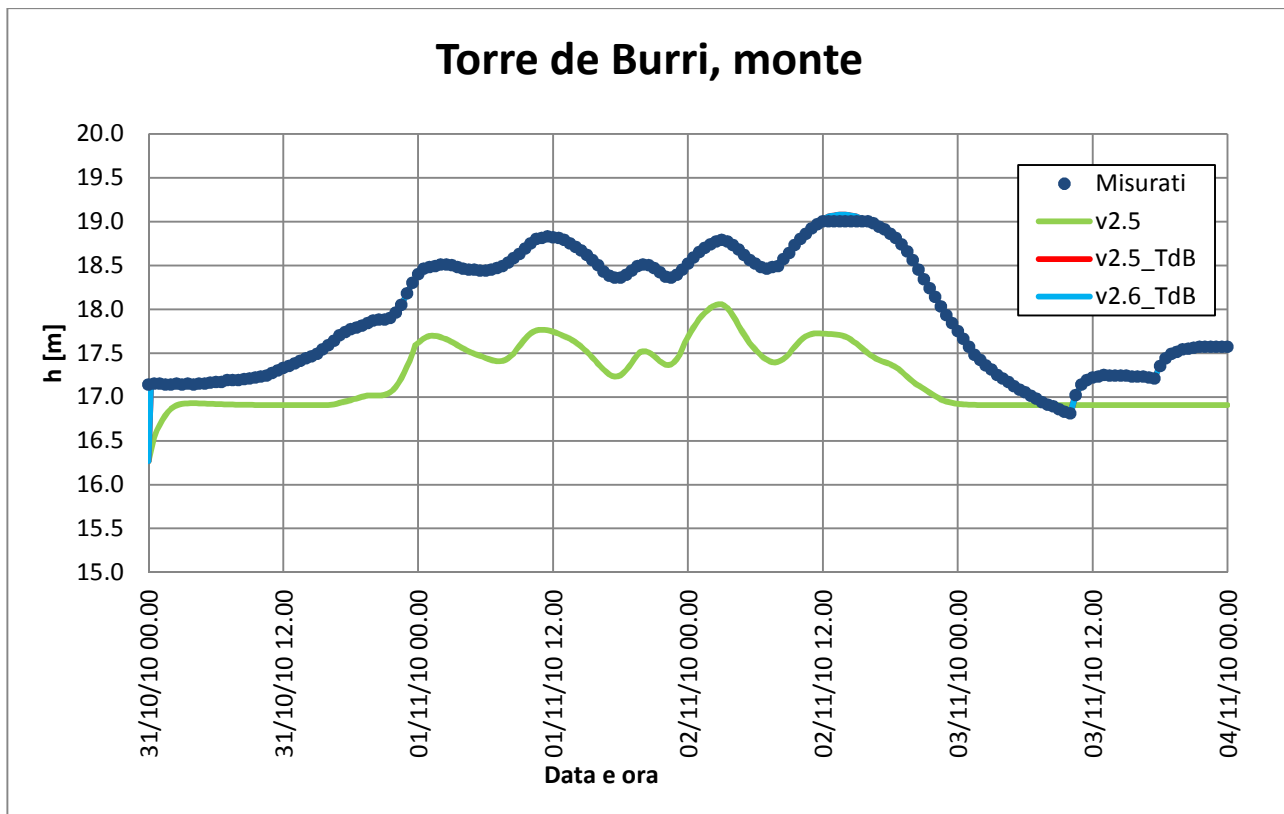


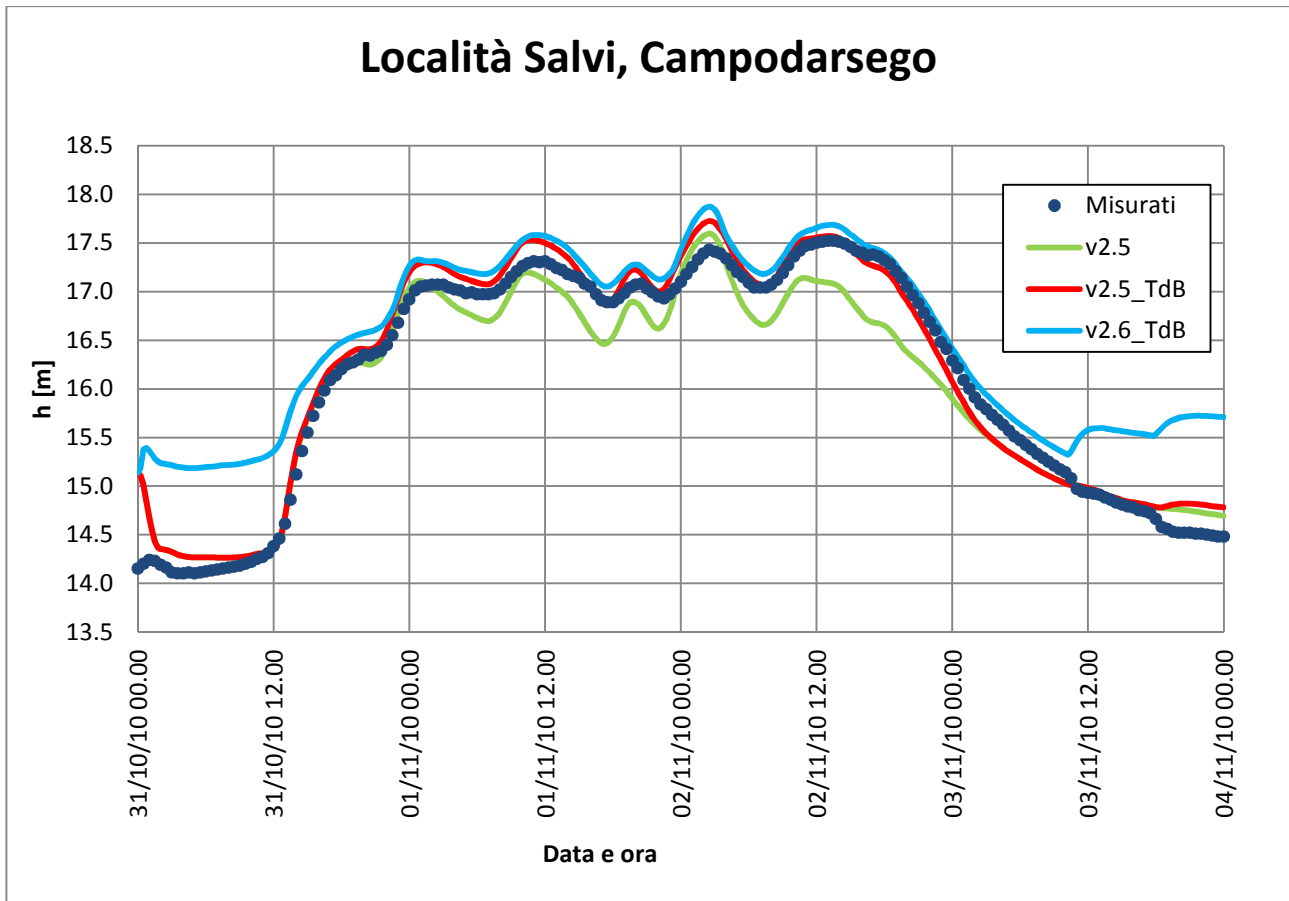


Tali dati sono stati attribuiti come input in ogni scenario; i risultati vengono riportati in seguito suddivisi per scenario e poi come confronto.

Confronto dei risultati dei vari scenari



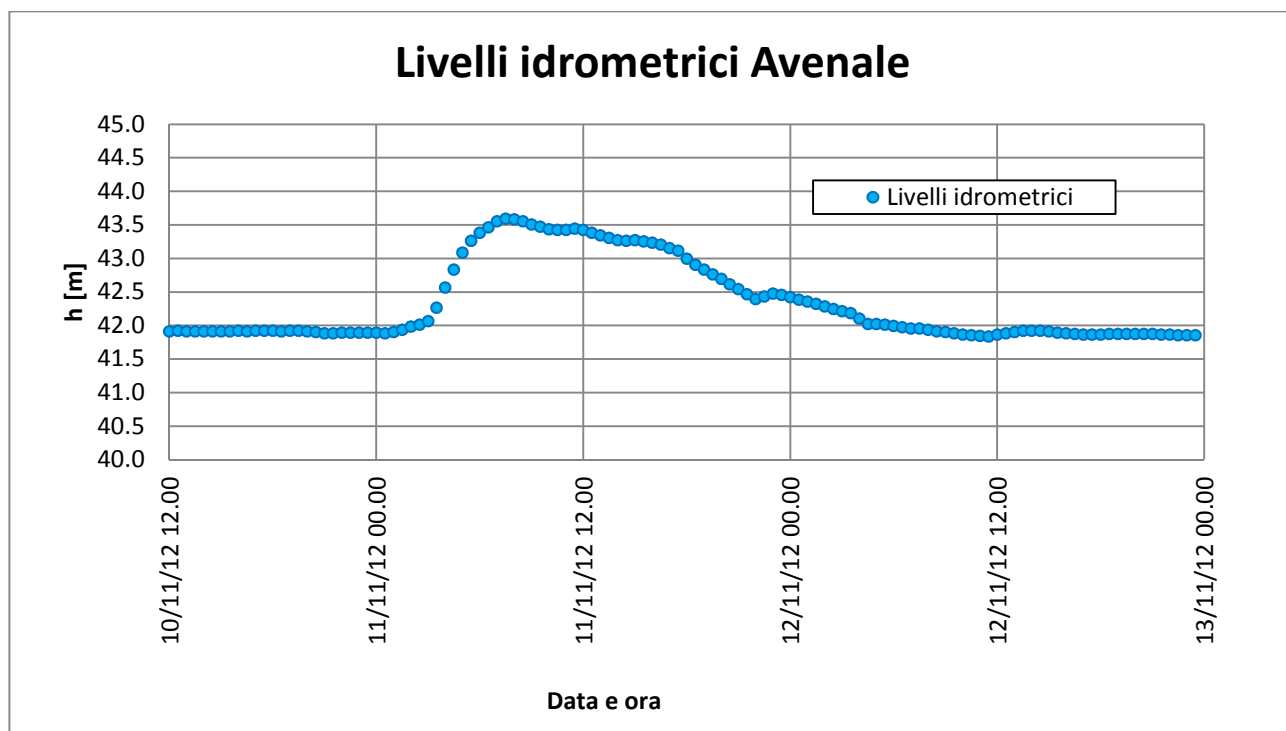
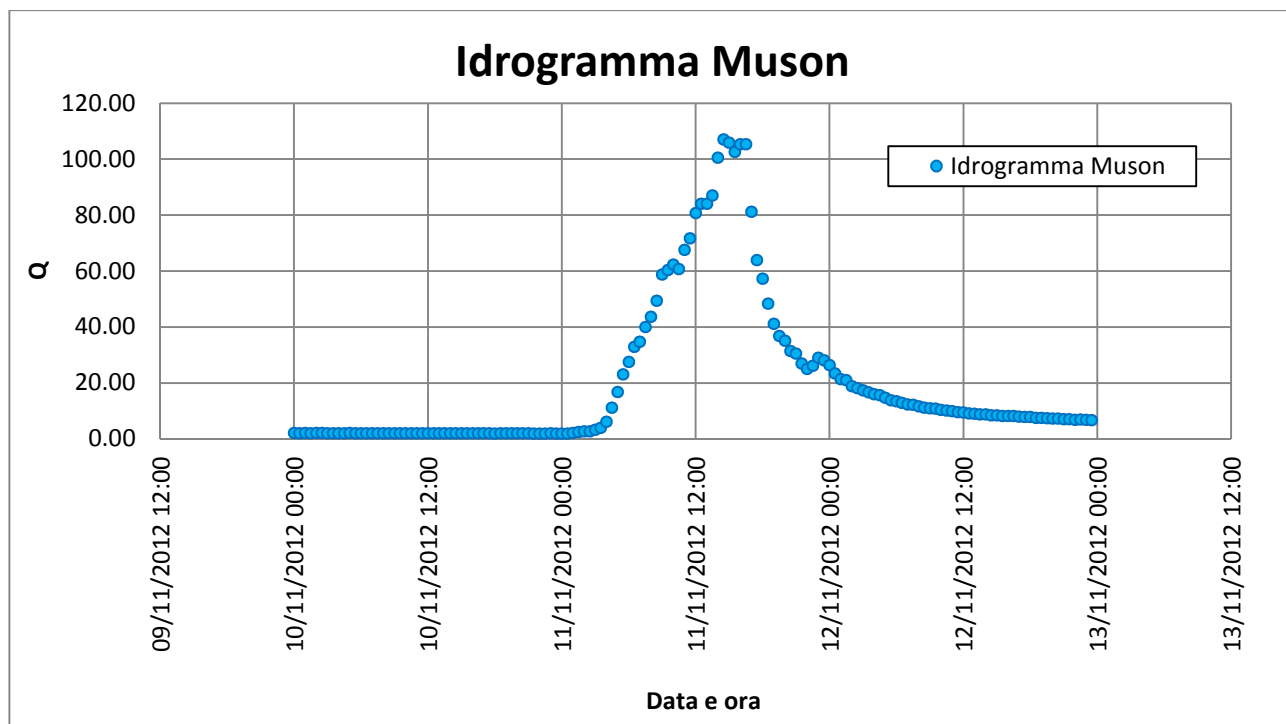




3.5.2. Evento del novembre 2012

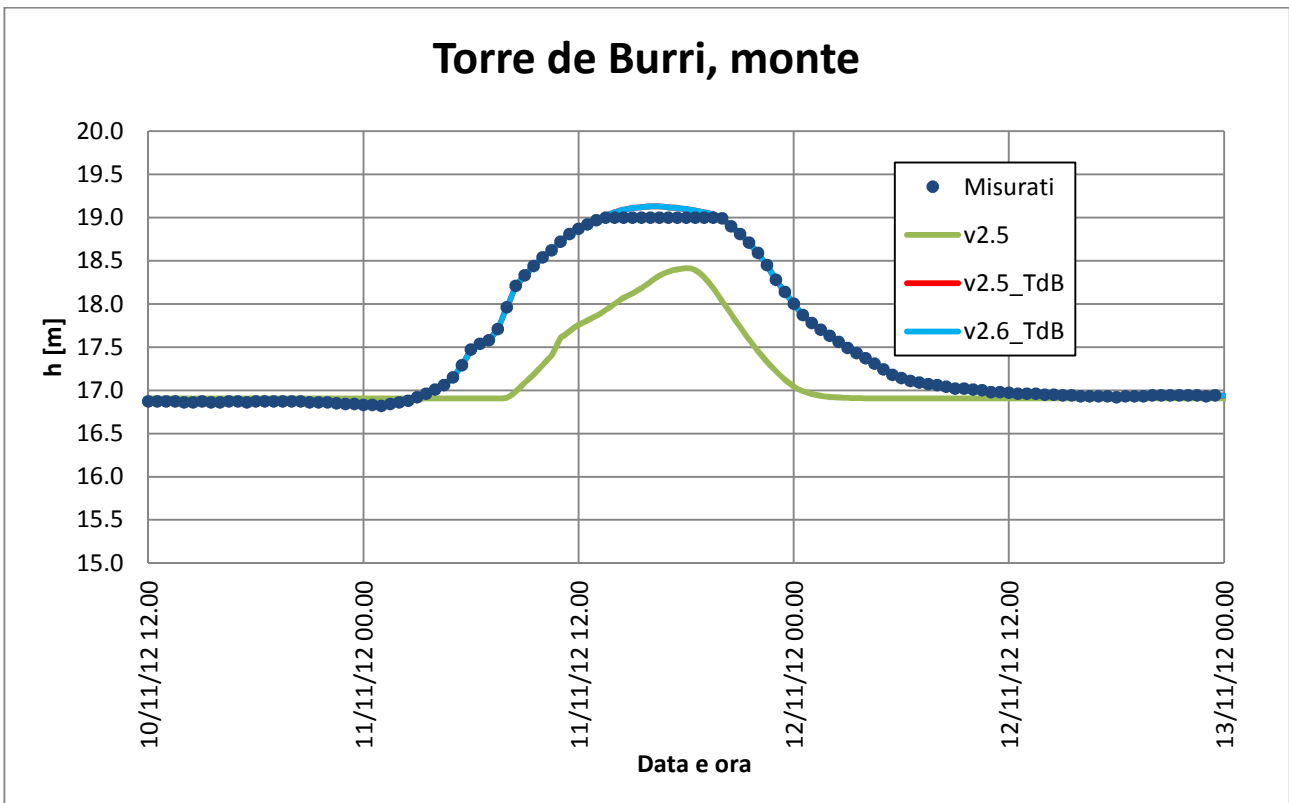
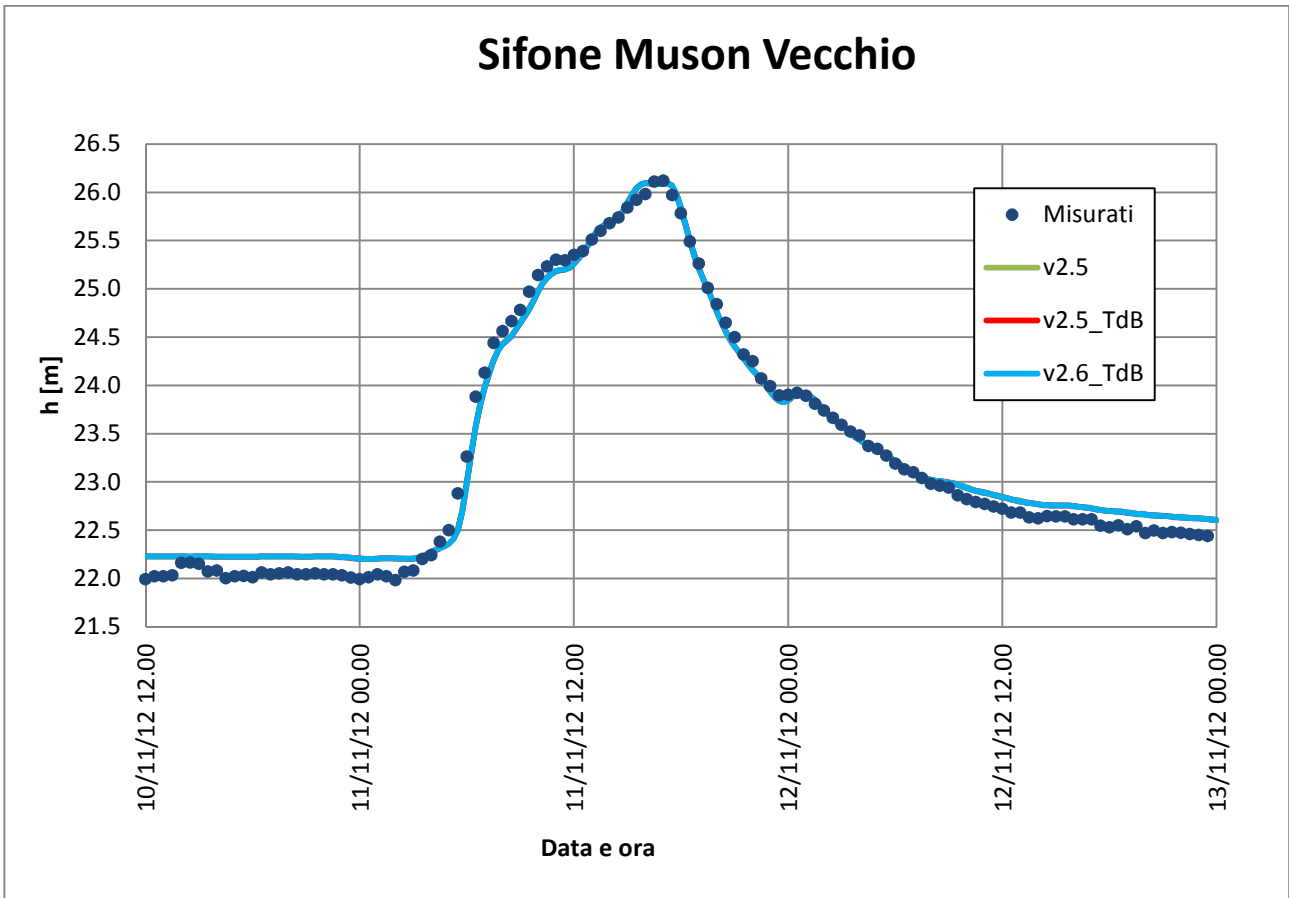
La simulazione ha durata di 72 ore; l'onda di piena ha andamento più concentrato rispetto a quello del precedente paragrafo, presentando quindi un picco più elevato. Il livello massimo misurato alla stazione di Castelfranco Veneto è stato di 3.51 m, molto sopra il livello di criticità elevata fissato a 2.90 m. Secondo i dati della Protezione Civile si colloca al terzo posto per intensità nella breve serie storica che si sta raccogliendo, all'epoca costituita da 13 anni.

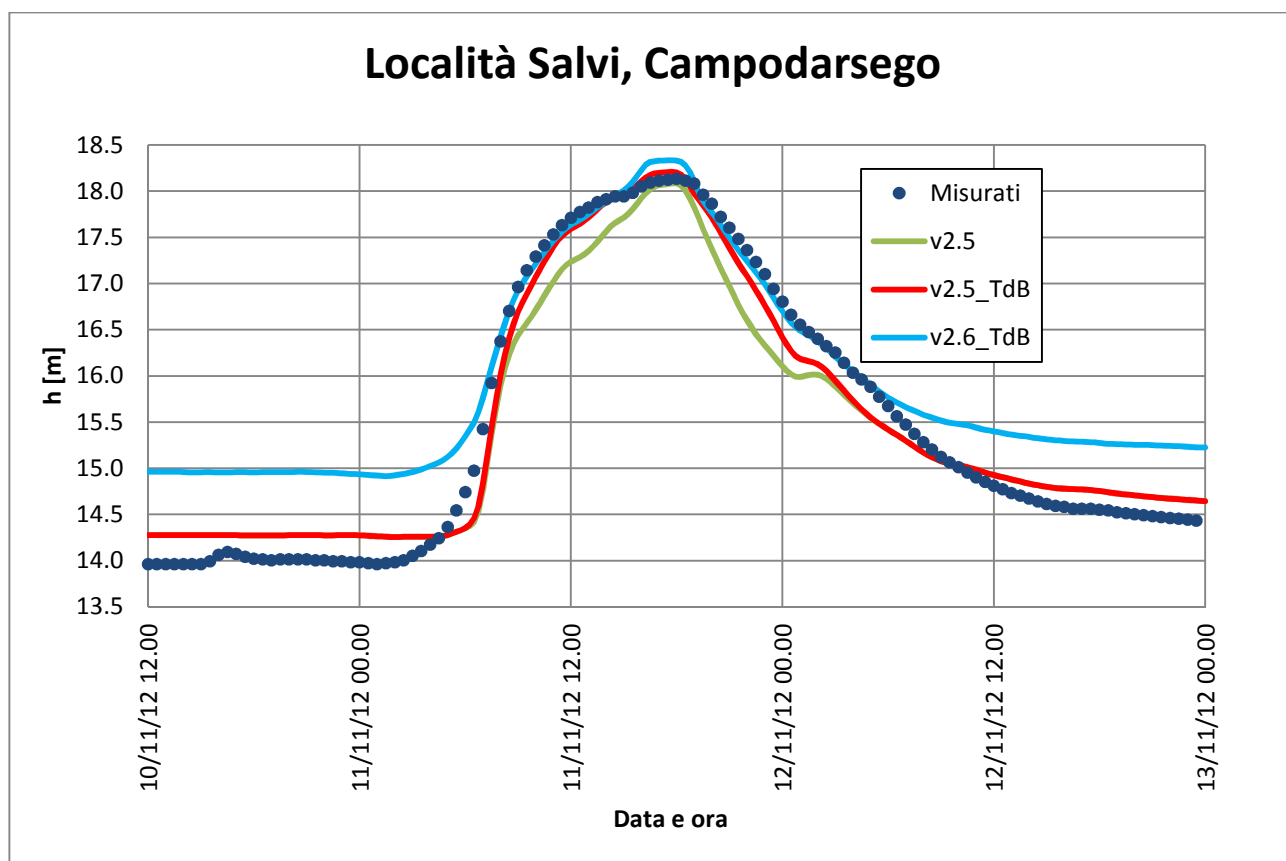
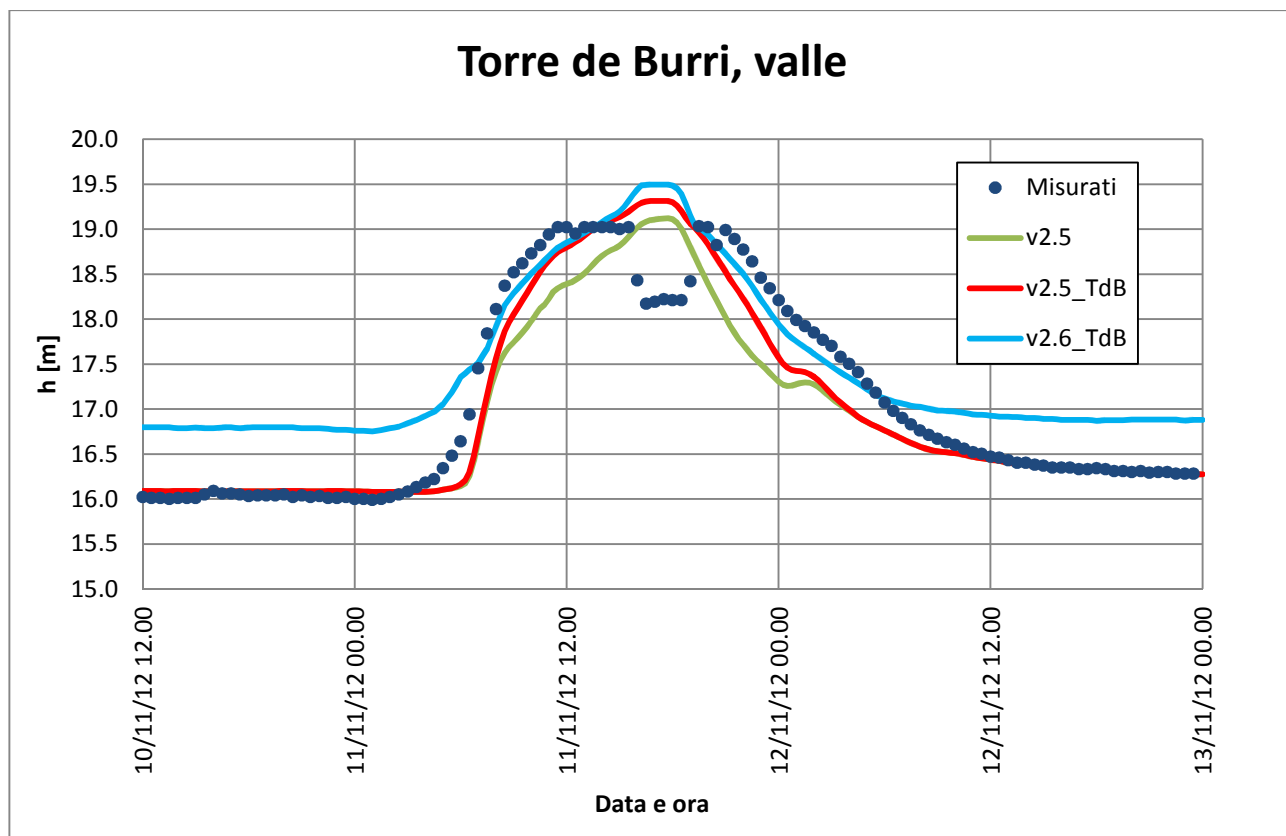
I dati di input dati al sistema sono stati sono stati l'idrogramma di piena per il Muson dei Sassi ed i livelli idrometrici per l'Avenale; i cui andamenti sono riportati di seguito.



Tali dati sono stati attribuiti come input in ogni scenario; i risultati vengono riportati in seguito suddivisi per scenario e poi come confronto.

Confronto dei risultati dei vari scenari

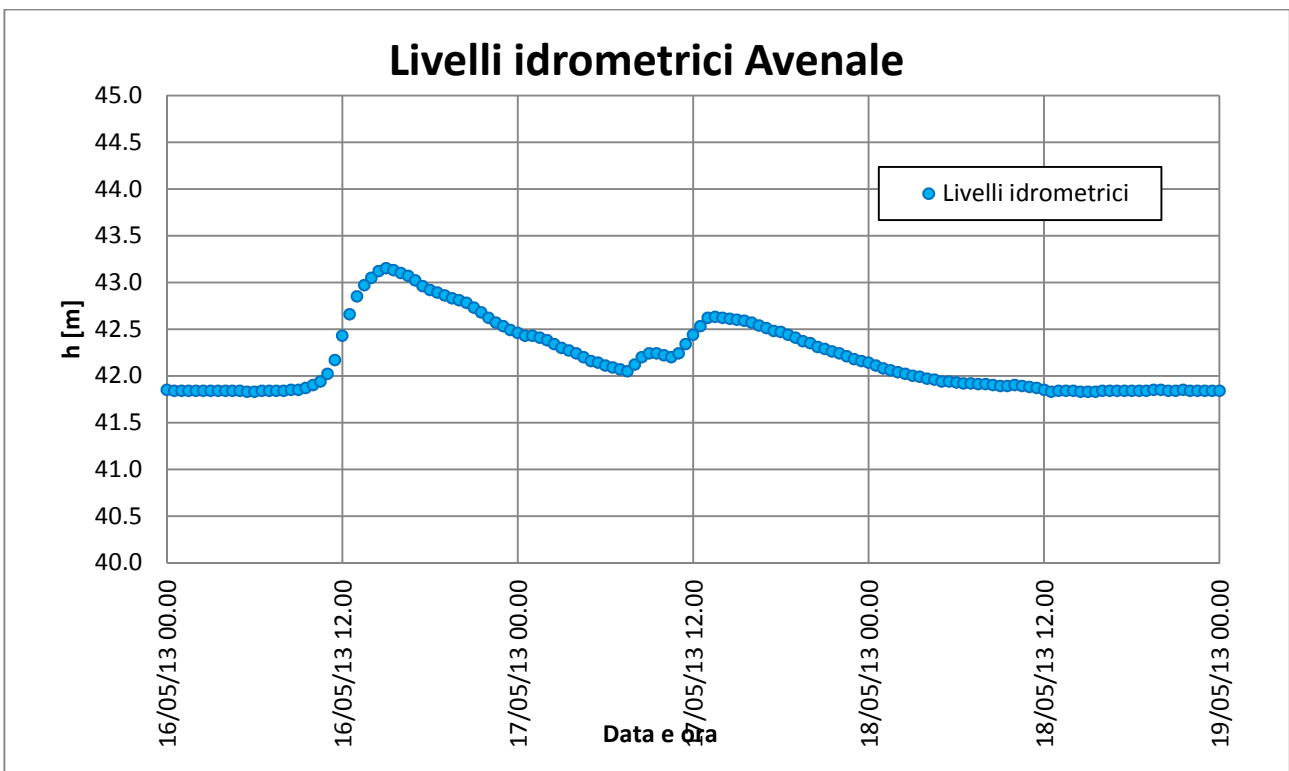
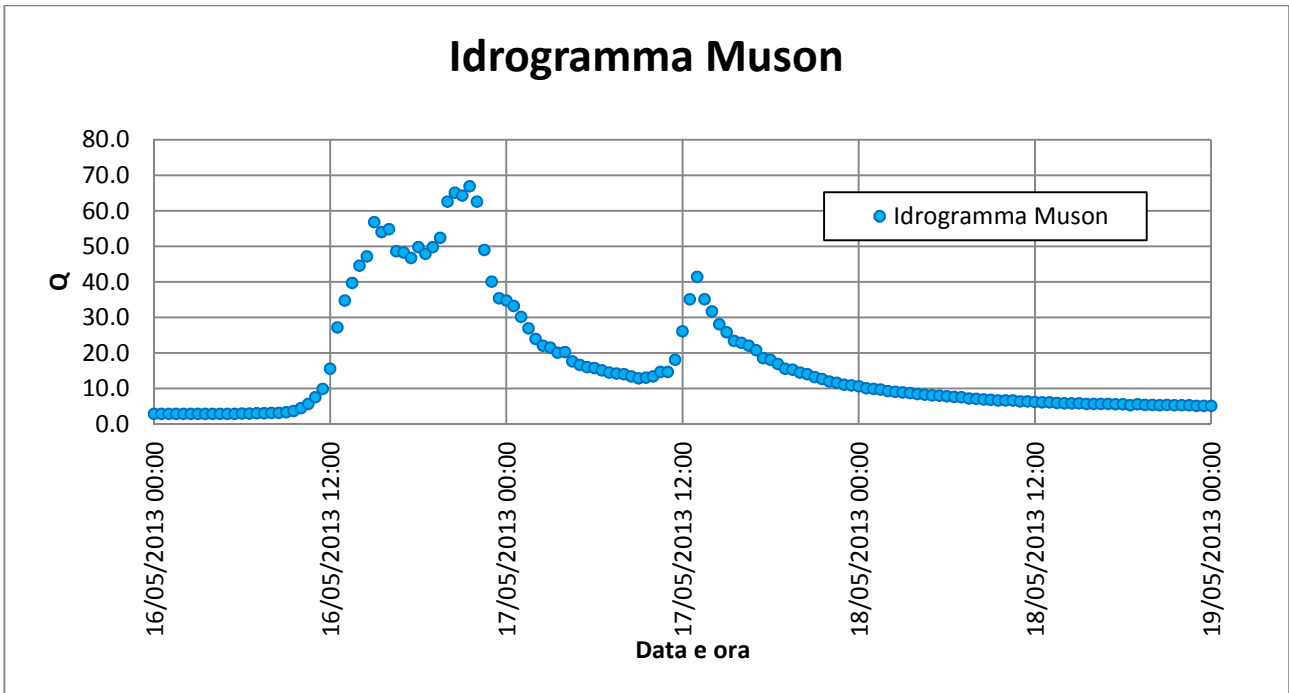




3.5.3. Evento del 16 - 18 maggio 2013

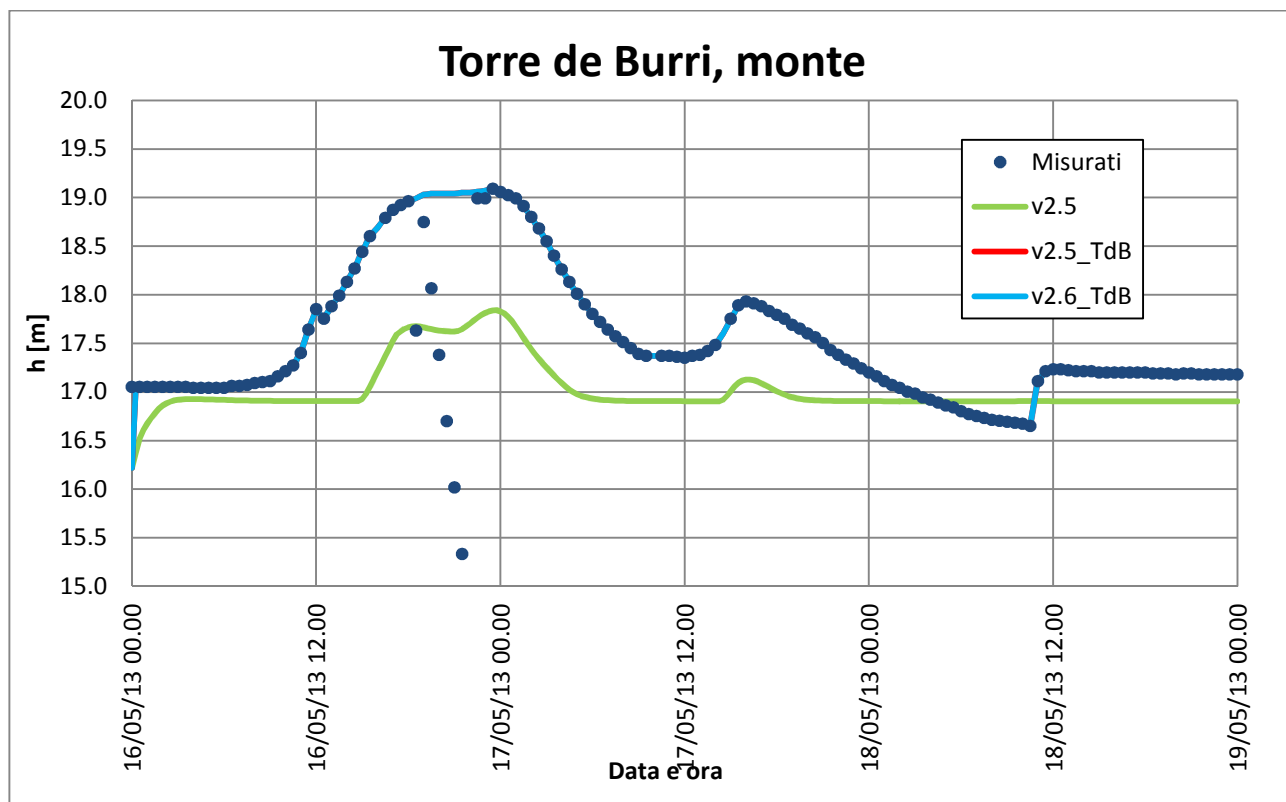
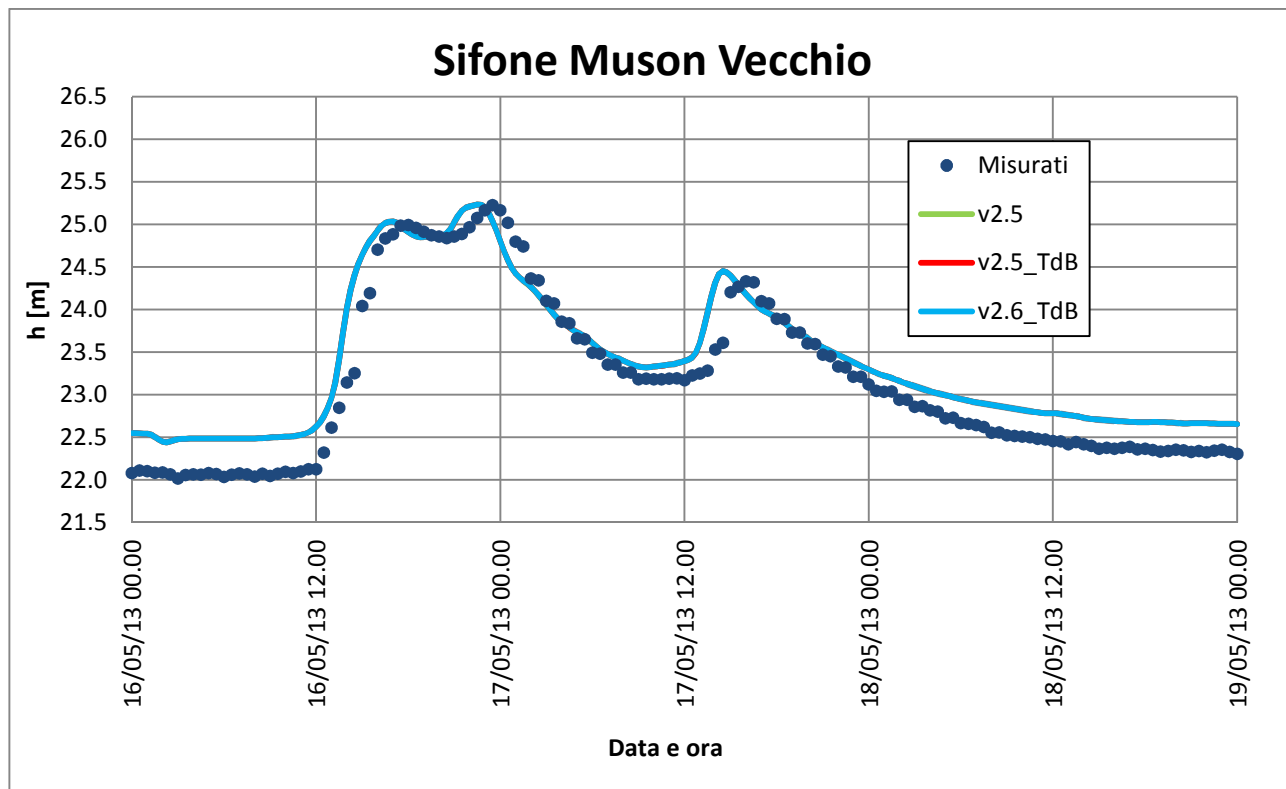
La simulazione ha durata di 72 ore ed è la prima di due onde successive che hanno messo portato ad uno stato critico il sistema del Muson. Non è ancora disponibile on-line la scheda redatta dalla Protezione Civile per l'evento.

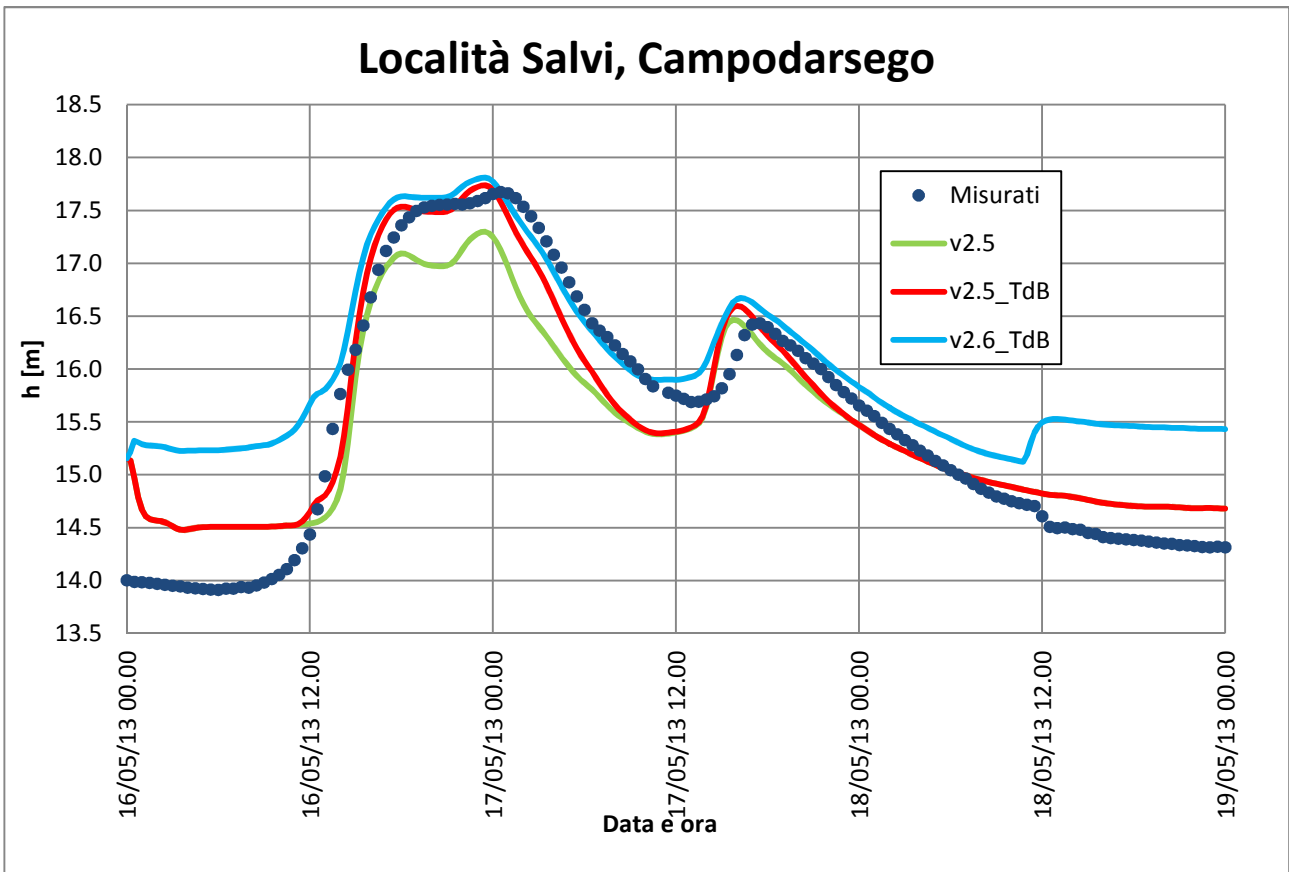
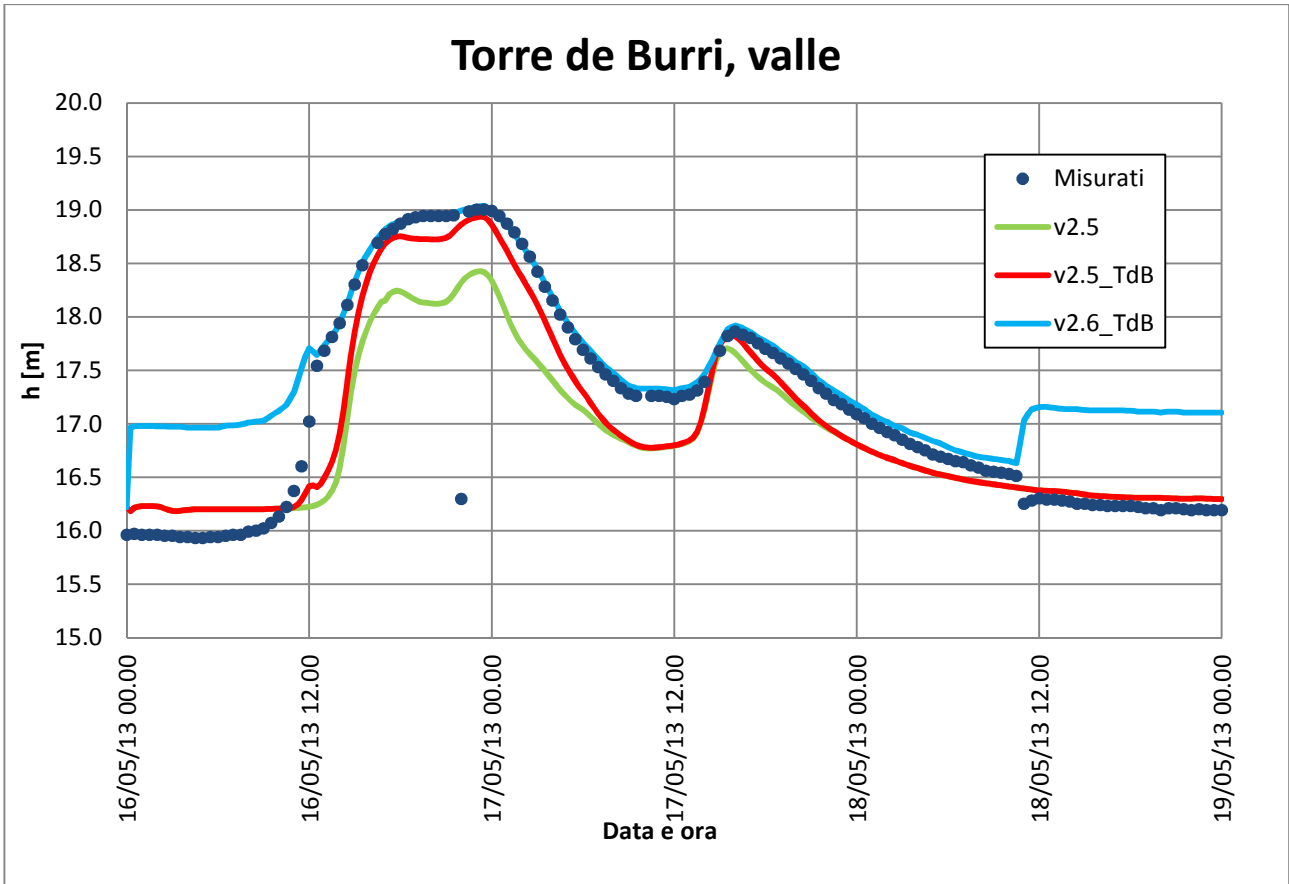
I dati di input dati al sistema sono stati sono stati l'idrogramma di piena per il Muson dei Sassi ed i livelli idrometrici per l'Avenale; i cui andamenti sono riportati di seguito.



Tali dati sono stati attribuiti come input in ogni scenario; i risultati vengono riportati in seguito suddivisi per scenario e poi come confronto.

Confronto dei risultati dei vari scenari

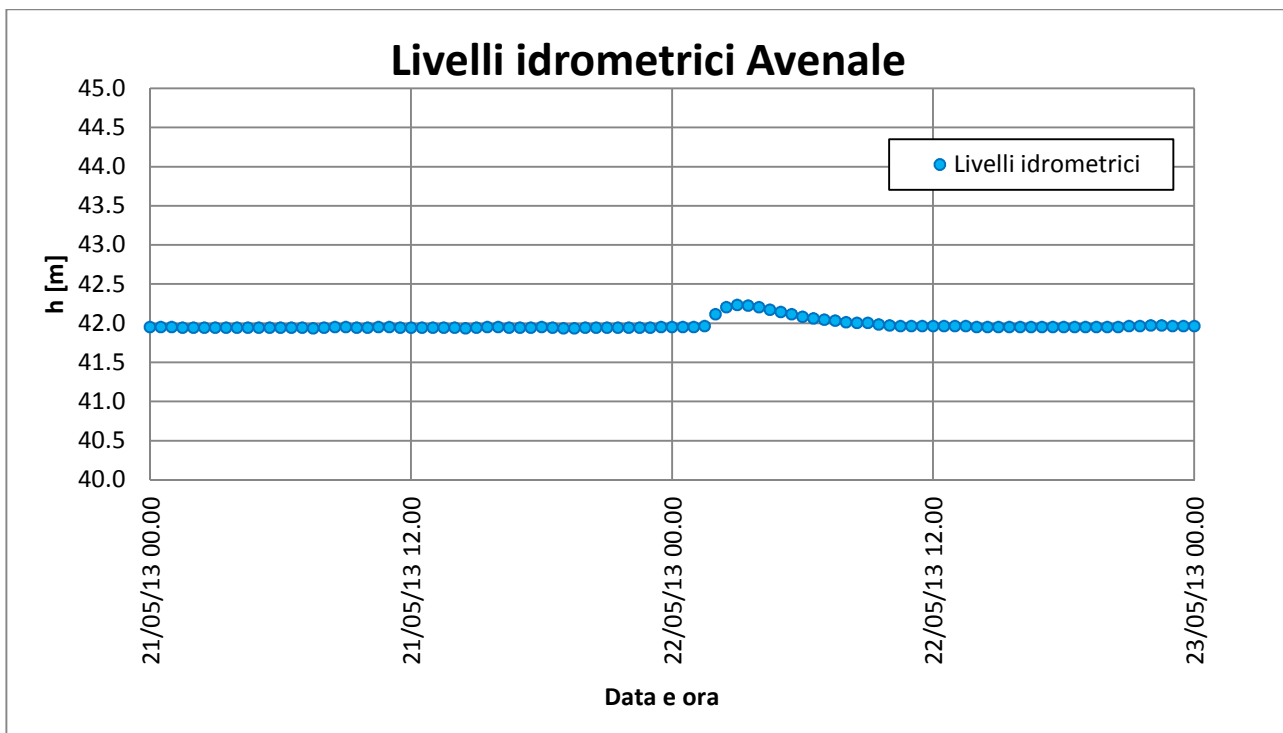
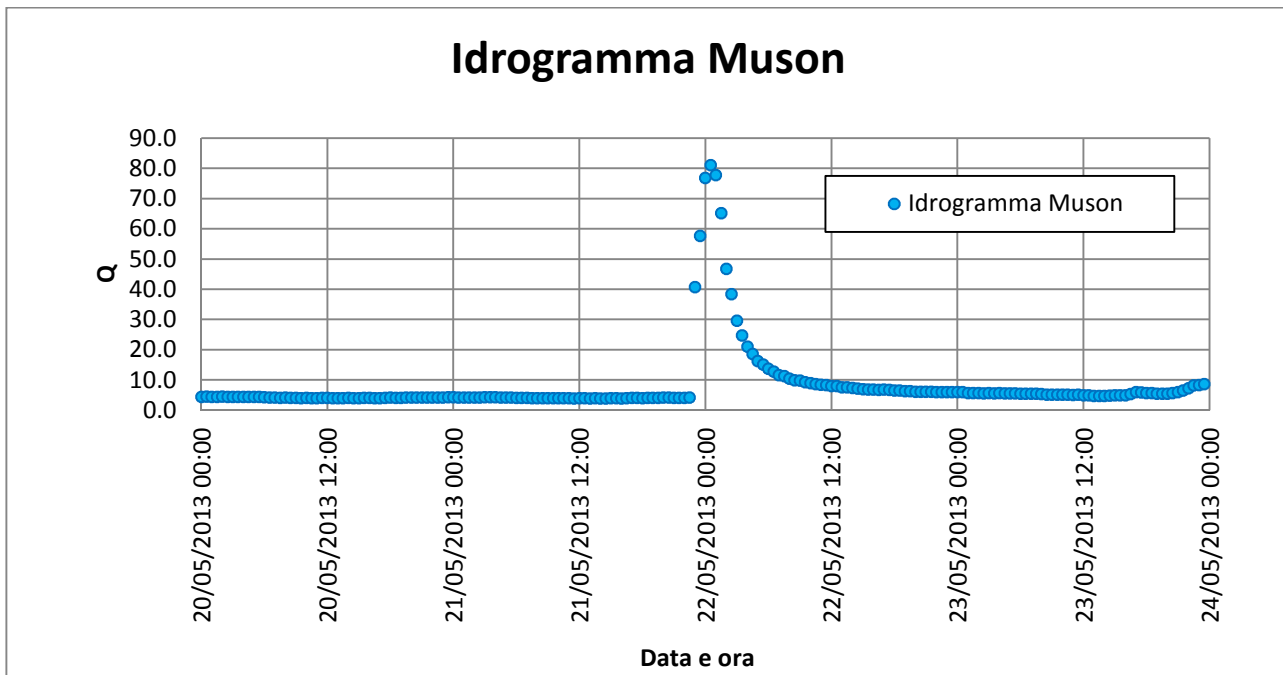




3.5.4. Evento del 20 - 23 maggio 2013

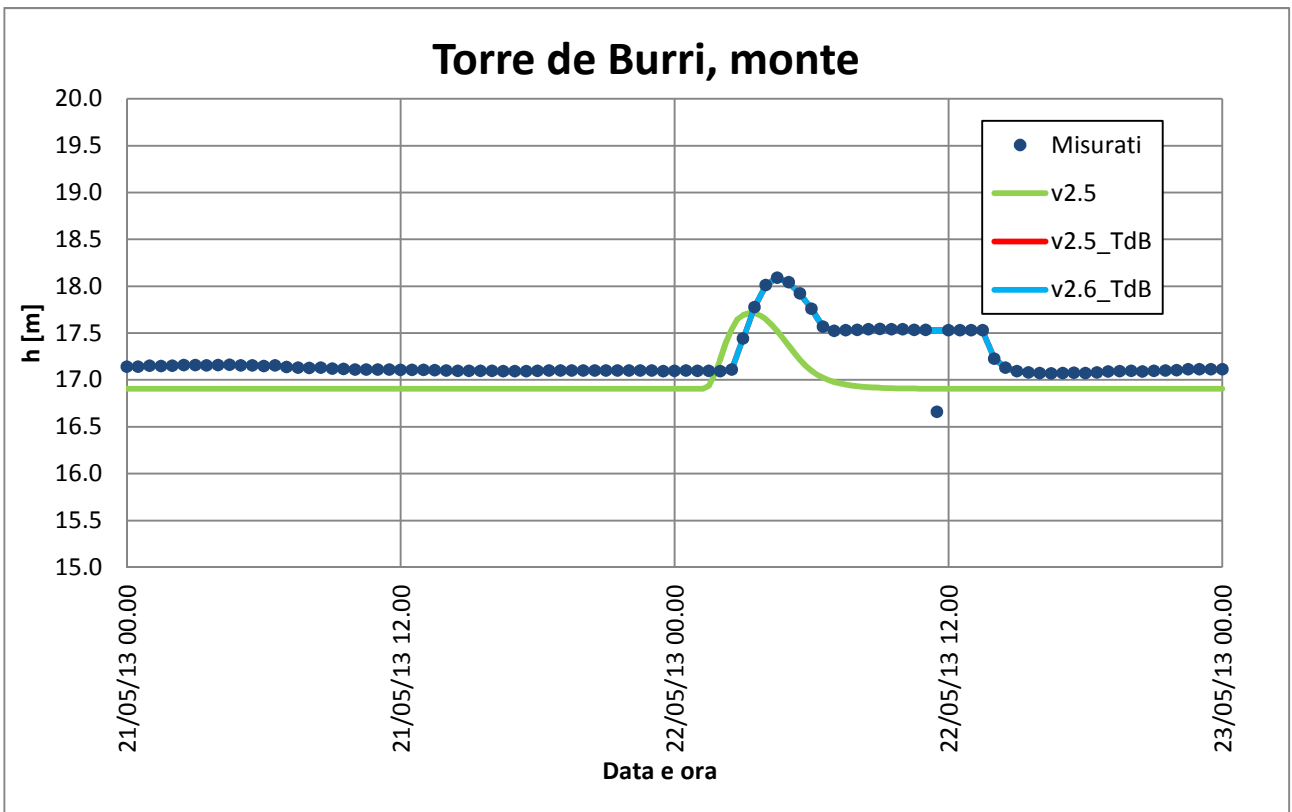
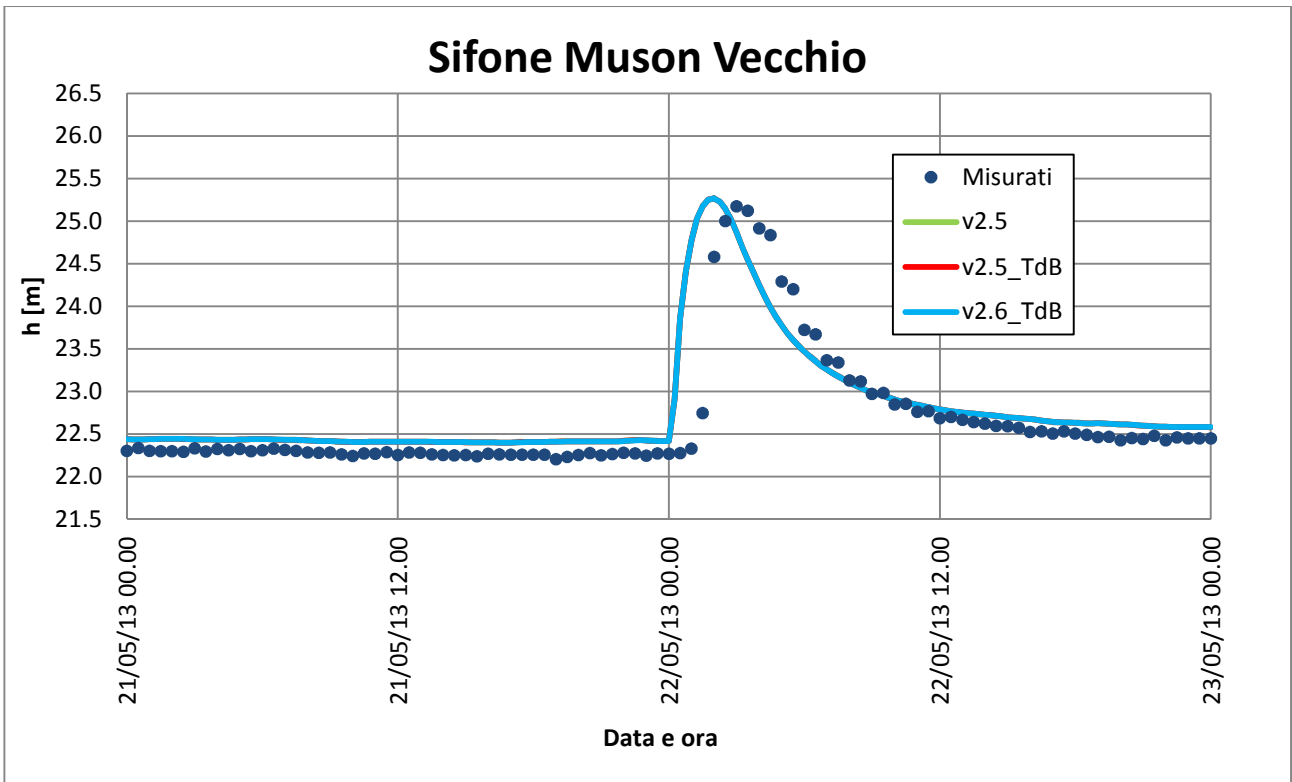
La simulazione ha durata di 72 ore e riguarda il secondo evento che è stato registrato nell'arco di 10 giorni in quel mese; si tratta di un evento piuttosto concentrato e modesto, ma comunque utile ai nostri fini.

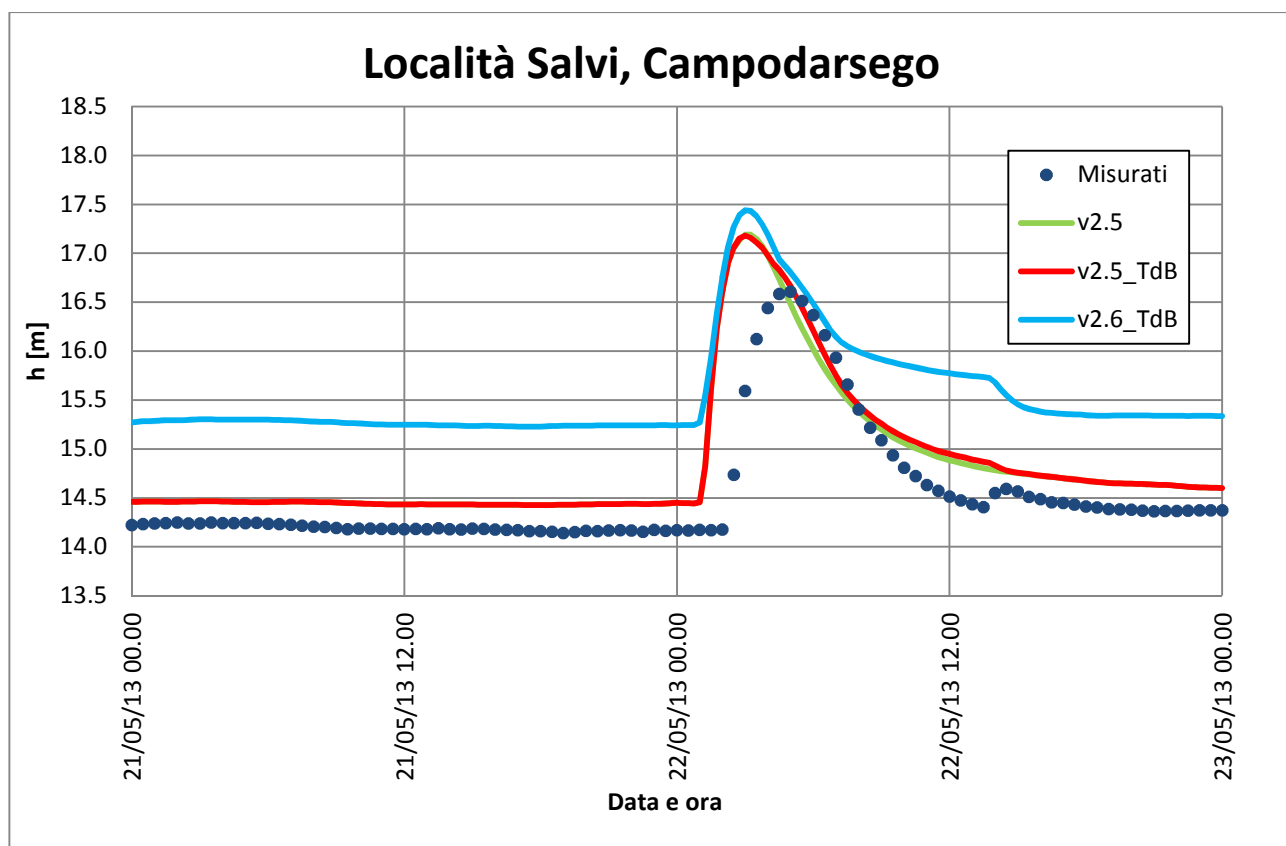
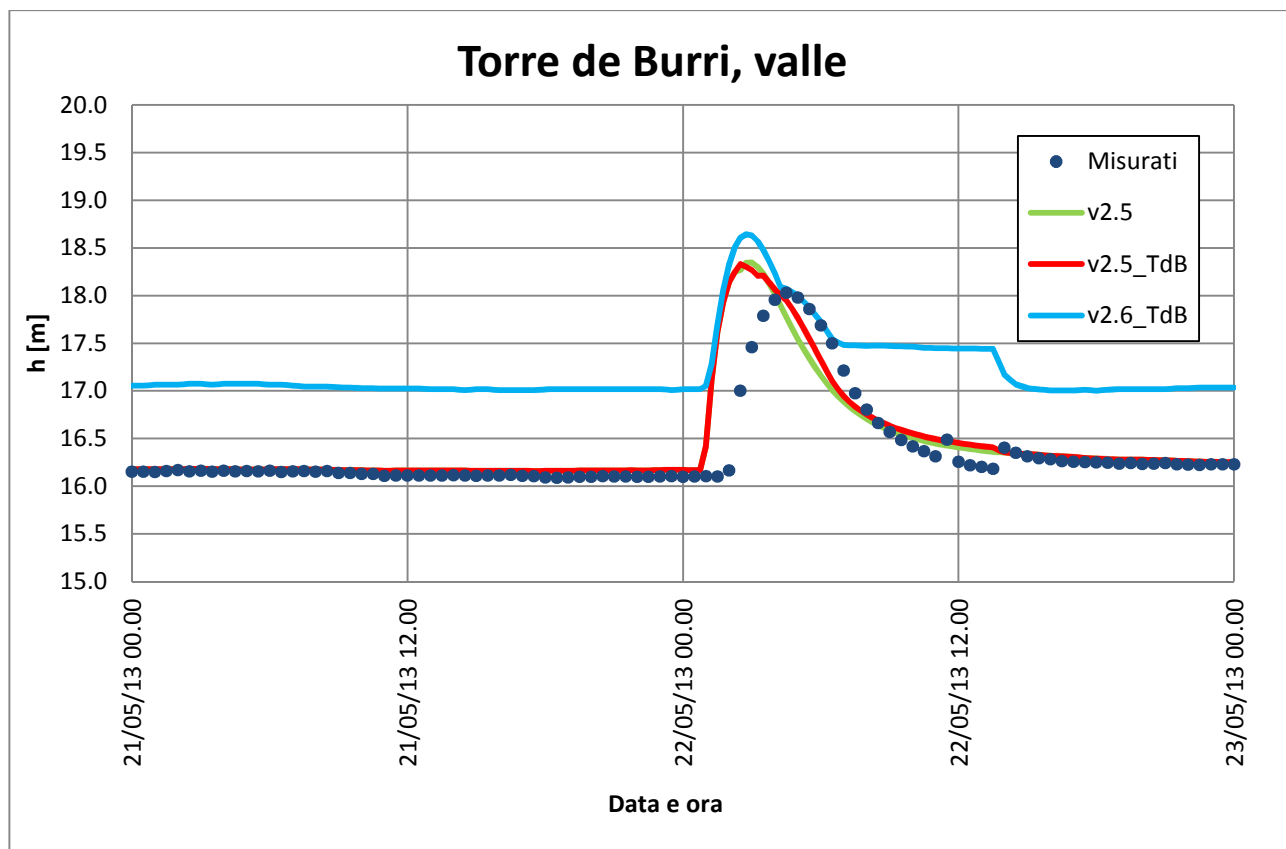
I dati di input dati al sistema sono stati l'idrogramma di piena per il Muson dei Sassi ed i livelli idrometrici per l'Avenale; i cui andamenti sono riportati di seguito.



Tali dati sono stati attribuiti come input in ogni scenario; i risultati vengono riportati in seguito suddivisi per scenario e poi come confronto.

Confronto dei risultati dei vari scenari





3.6. CONSIDERAZIONI SUI RISULTATI OTTENUTI

I grafici riportati nei paragrafi precedenti mettono a confronto i dati messi a nostra disposizione con i risultati della modellazione ed estratti nei medesimi punti in cui le misure sono state raccolte. Come già detto in precedenza, vista la ricchezza di materiale a nostra disposizione, l'evento di riferimento per la taratura svolta è stato principalmente quello avvenuto tra il 10 ed il 12 novembre 2012.

Guardando quindi a questo evento, si nota come i risultati dei tre scenari finali considerati concordino sino alla sezione della botte a sifone nella quale il Muson Vecchio sottopassa il Muson dei Sassi. La simulazione segue molto bene l'andamento dei dati raccolti sia per quanto riguarda l'elevazione del picco dei livelli idrometrici che per l'estensione temporale dell'onda di piena. Muovendosi verso valle, le sezioni di Torre dei Burri presentano una evidente sottostima dei valori dei tiranti, probabilmente proprio a causa della non correttezza delle portate provenienti dal nodo idraulico di Camposampiero; la sottostima viene però ridotta muovendosi verso valle, come dimostrano i risultati dello scenario 2.5 nella sezione della località Salvi. In questo punto infatti la sottostima dei tiranti si riduce ed arrivano a coincidere nell'intervallo in cui si ha il livello massimo, mentre rimane la sottostima dell'estensione dell'onda di piena. Questa sottostima si attenua di molto invece se, mantenendo lo schema del nodo di Torre dei Burri come soglia sfiorante, si vanno ad imporre a monte di questo i livelli rilevati dagli strumenti.

Schematizzando il nodo tramite l'uso di porte vinciane, le portate di magra vengono di molto sovrastimate rispetto ai valori rilevati dagli strumenti, ma nella fase di piena la simulazione segue perfettamente l'andamento delle rilevazioni, eccezione fatta per il picco, sovrastimato di circa 20 cm.

Da tali andamenti risulta quindi importante determinare con maggior precisione il valore delle portate che defluiscono dal sistema costituito dal Tergola e dal Vandura, oltre che una maggior precisione per quel che riguarda la modalità di manovra delle paratoie poste al sostegno di Torre dei Burri. È tuttavia importante ricordare che la condizione di livello posta alla confluenza tra Brenta e Muson dei Sassi è rappresentata da un livello fisso a 14 m, ma se in Brenta gli andamenti dei tiranti arrivassero a soglie superiori, il tirante alla Salvi sarebbe influenzata anche da esso.

Per tale evento sono state fornite anche due ortofoto recanti i tratti nei quali il franco arginale era giunto ad annullarsi. L'analisi quindi del valore dei franchi arginali in fase di piena ha permesso un confronto tra questi e le rilevazioni sul campo effettuate. Si riportano qui di seguito le immagini a confronto.

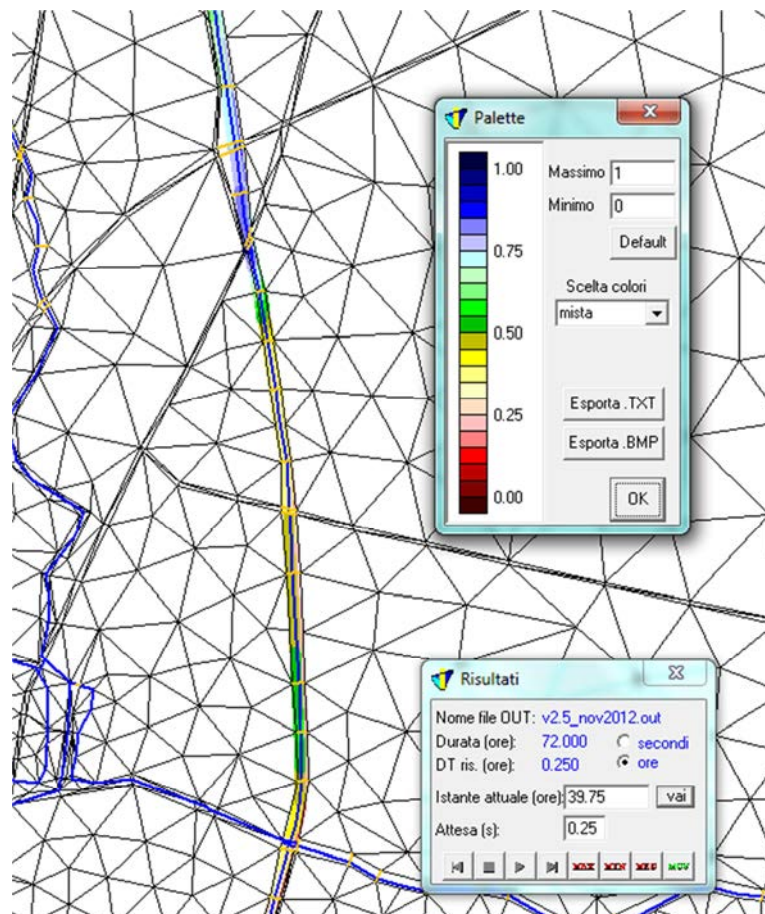
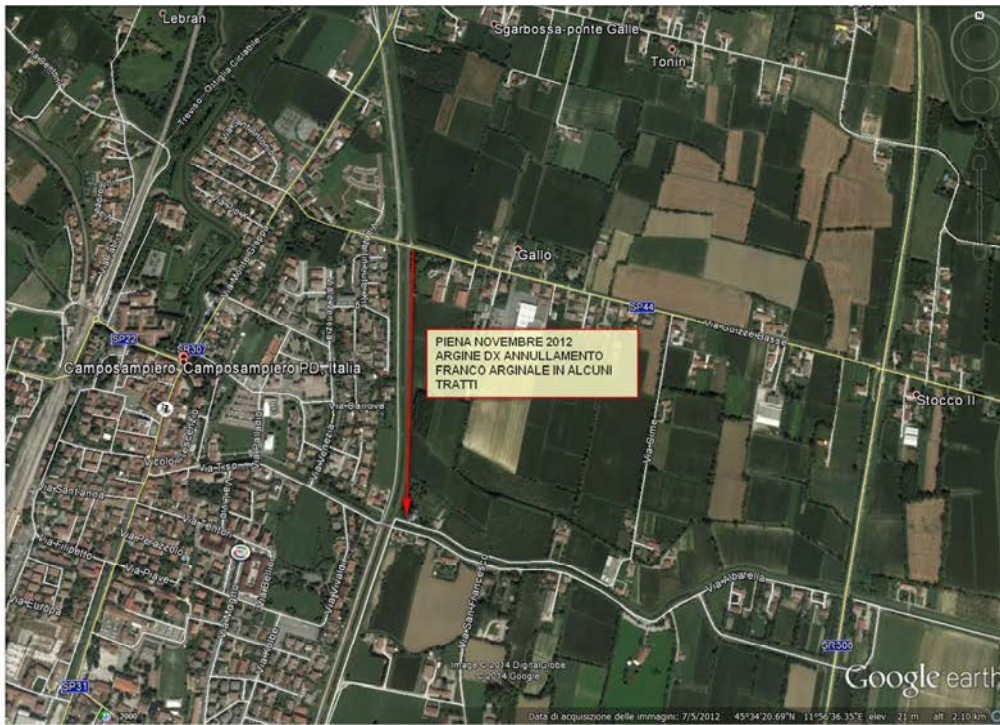


Fig. 3.22 Annullamento dei franchi arginali a monte di Camposampiero verificato dal modello

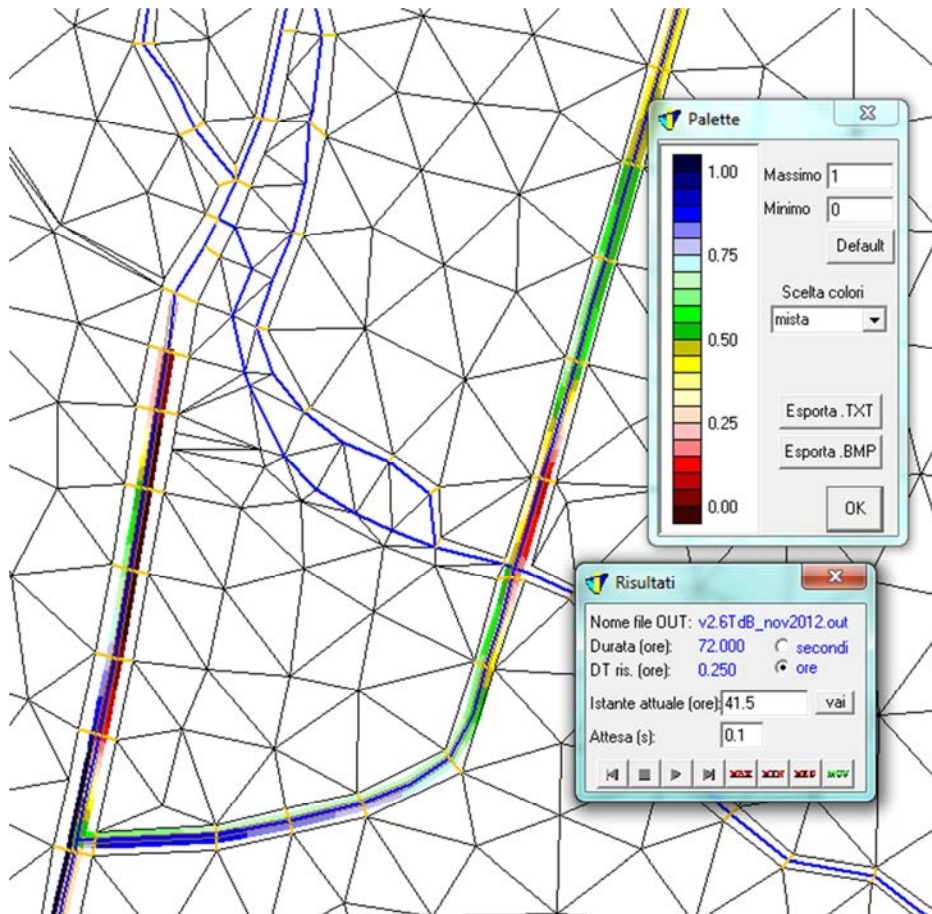
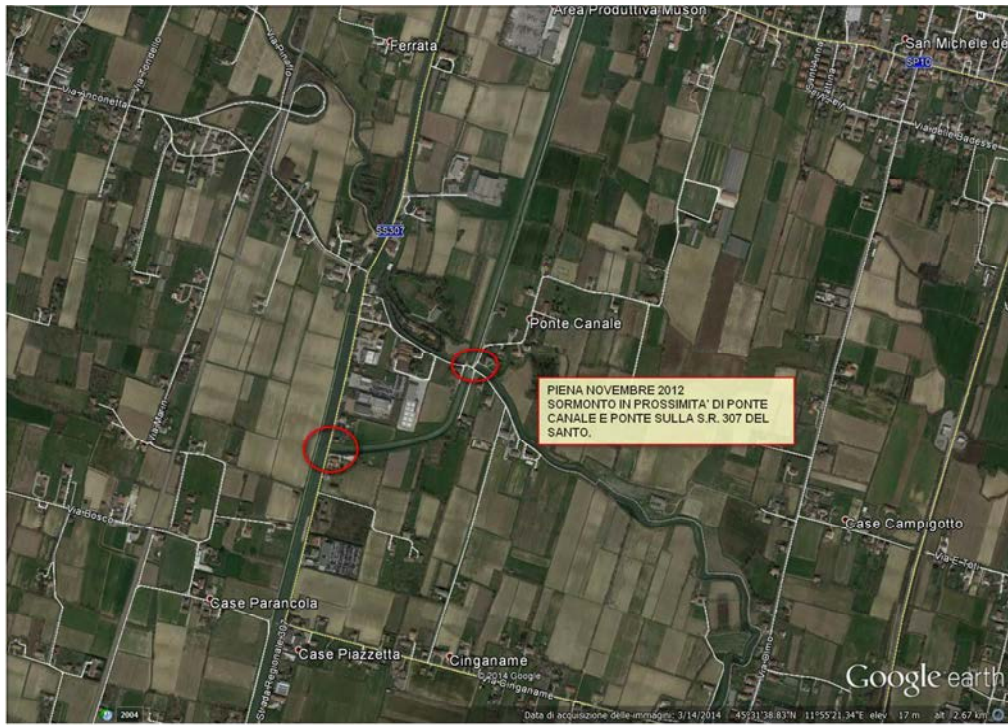


Fig. 3.23 Annullamento dei franche arginali ed incipienti esondazioni nel nodo di Torre dei Burri verificato dai modelli

Se i risultati dell'annullamento dei franchi arginali non sono influenzati dal tipo di scenario applicato, dal momento che il tratto si trova a monte della stessa sezione della botte a sifone del Muson Vecchio, altro discorso vale per la tracimazione a livello di Torre dei Burri. Per la valutazione della corrispondenza dei risultati in questo punto si è scelto quindi di usare lo scenario v2.6 TdB, il quale risulta più aderente alla realtà del fenomeno a valle. Come si può notare quindi, anche da questo punto di vista i dati disponibili dimostrano la validità della modellazione eseguita.

Per quanto riguarda la simulazione dell'evento del novembre 2010, gli effetti della schematizzazione del sostegno di Torre dei Burri risultano essere meno accentuati. Se l'andamento globalmente anche in questo caso rispecchia bene i dati rilevati sul campo, tuttavia nella sezione della botte a sifone del Muson Vecchio la modellazione fornisce risultati che sottostimano i tiranti massimi, mentre in località Salvi si riscontra una sovrastima dei livelli. Dal momento che la finalità del modello è quella di costituire uno strumento valido per consentire interventi tempestivi da parte degli organismi che si occupano degli stati di emergenza, è facile comprendere come una sovrastima sia preferibile ad una sottostima dei livelli idrometrici, soprattutto all'interno di un'area densamente popolata come quella di Camposampiero centro.

Gli eventi di piena registrati a maggio sono gli unici verificatisi con l'ora legale. Si è dunque provveduto ad apportare la correzione di un'ora ai dati, così da far coincidere gli istanti temporali della stazione ARPAV a sull'Avenale e le altre stazioni di rilevamento poste lungo l'asta. Tuttavia, anche apportando questa correzione, i dati simulati risultano essere in anticipo rispetto a quelli misurati, anche quando vengono imposti i tiranti a monte del sostegno di Torre dei Burri. Tale anticipazione risulta molto più accentuata nel caso della seconda onda transitante. In questo caso infatti non si ha una semplice anticipazione del picco, ma anche una sua esaltazione.

4. MODELLO IDROLOGICO

4.1. DESCRIZIONE DEL MODELLO IDROLOGICO

La risposta idrologica di un bacino è il risultato di processi climatici, ecologici e idrologici che risultano essere complessi e devono essere valutati sulla scala del bacino. I principali fenomeni che caratterizzano la risposta idrologica del bacino si possono riassumere nei tre punti seguenti:

- il deflusso è generato dall'area afferente al bacino come risultato dell'interazione tra la precipitazione pervenuta e l'umidità del terreno
- le diverse componenti di deflusso si muovono all'interno o al di sopra del suolo di una certa area fintanto che non raggiungono la rete idrografica
- il trasporto delle acque all'interno dei canali e l'interazione tra le componenti idrologiche provenienti dalle diverse parti del bacino sono guidati dalla stessa topologia della rete.

Il modello usato descrive il meccanismo di infiltrazione e separazione dei deflussi tramite un approccio fondato sulla suddivisione dei deflussi in rapidi e profondi in base alle caratteristiche topografiche del territorio del bacino. Il processo di trasporto è descritto invece tramite un processo stocastico Lagrangiano, basato sulla distribuzione del tempo di residenza tramite un volume di controllo del bacino. Questo metodo trae origine dalla teoria geomorfologica della risposta idrologica, che lega la distribuzione dei tempi di residenza dei diversi percorsi che la particella d'acqua può compiere all'interno del bacino con l'idrogramma unitario istantaneo.

4.1.1. Il bilancio di massa e la portata efficace

Il bilancio idrologico esprime il bilancio di massa all'interno del bacino e mette in relazione i flussi idrologici relativi ad un fissato volume di controllo e la variazione della quantità d'acqua contenuta in tale volume. Nel modello, la precipitazione efficace viene valutata con l'uso delle equazioni di bilancio di massa, che per un ben definito volume di controllo risulta essere:

$$\frac{dV}{dt} = P - R - O - Q_{cs} - ET - Q_{disp} \quad (4.1)$$

dove V è il volume totale contenuto nel sistema, costituito dalle componenti di infiltrazione, di deflusso urbano, di deflusso rapido e profondo; per quanto riguarda gli altri termini che compaiono nell'equazione, P si riferisce alla precipitazione totale, R è il flusso di percolazione profonda, O la componente che lascia le aree urbane e Q_{cs} è la portata totale che esce dal sistema alla sezione di chiusura. Altri due termini che descrivono delle perdite di portata sono ET che individua l'evapotraspirazione e Q_{disp} , che descrive le perdite di portata dal fondo dell'alveo.

L'area totale del bacino si divide in due tipologie: l'area urbana, nella quale non si ha infiltrazione, e la superficie attiva, nella quale la precipitazione si infiltra. La superficie attiva è individuabile tramite due termini di accumulo, quello dello strato collaborante e quello dell'acquifero profondo. Si assume che la pioggia che precipita sulla superficie attiva si infiltro completamente nello strato collaborante secondo la legge:

$$L = K_0 s^c \quad (4.2)$$

nella quale il termine L indica le perdite profonde, valutate secondo la relazione che lega la conduttività idraulica satura alla saturazione relativa tramite il coefficiente di Clapp-Hornberger. Il termine L viene quindi diviso in due componenti tramite un coefficiente α : il contributo αL entra in gioco come precipitazione effettiva parte dei deflussi rapidi superficiali, mentre la rimanente parte viene dispersa in profondità nel terreno. Quest'ultima frazione viene poi suddivisa nuovamente in due parti per mezzo del coefficiente β ; la frazione affetta dal tale coefficiente andrà in profondità, mentre la seconda parte identifica il contributo al rifornimento delle acque di falda.

Al contrario di quanto accade per la porzione di area definita attiva, per l'area urbana l'intera precipitazione viene considerata come precipitazione attiva, vista l'impossibilità di infiltrare nel terreno.

La distinzione dei deflussi nelle tre componenti urbana, superficiale e profonda è molto importante per il modello perché permette di descrivere in maniera quanto più reale possibile la risposta idrologica dell'area di studio.

4.1.2. Il modello di evapotraspirazione

Dal momento che alcuni dei processi che avvengono nel sistema idrologico implicano un cambiamento di fase da parte dell'acqua il bilancio idrologico, descritto come un bilancio di massa, non può prescindere da quello che è il bilancio di energia dello stesso sistema. È questo il caso del processo di evapotraspirazione.

È necessario innanzitutto comprendere quale sia l'origine di questo fenomeno: si definisce evaporazione il processo attraverso il quale l'acqua libera disponibile in superficie evapora e viene quindi trasferita all'atmosfera attraverso moti turbolenti superficiali, mentre la traspirazione è il fenomeno per cui l'acqua evapora attraverso gli stoma delle piante e allo stesso modo viene dispersa nell'atmosfera.

Si può capire quindi come questo sia un fenomeno lento, legato alla disponibilità di energia sufficiente a permettere il passaggio di stato e alla condizione di non saturazione dell'atmosfera dell'area.

Nel presente modello il calcolo dell'evapotraspirazione è eseguito con la trattazione FAO-Penman-Montieth, basata su un'equazione di conservazione dell'energia per lo strato di suolo più prossimo all'atmosfera. I dati di input meteorologici sono stati ottenuti tramite una interpolazione dei dati disponibili

dalle stazioni di tipo Kriging, ma il metodo tiene in considerazione anche l'effettiva distribuzione spaziale delle colture e il limite dato dal contenuto d'acqua del suolo.

Il bilancio dell'energia e i fattori che influenzano l'evapotraspirazione

Il bilancio dell'energia esprime la conservazione dell'energia per un fissato volume di controllo, in genere delimitato superiormente dalla superficie del terreno. La formulazione per un'area unitaria risulta essere quindi:

$$C \frac{dT_s}{dt} = R_h(1 - \alpha) + R_a - R_s - H - \lambda E \tag{4.3}$$

dove i termini rappresentano:

- C capacità termica dello strato di terreno che si assume interagisca con l'atmosfera
- R_h flusso radiativo solare incidente sulla superficie; esso dipende non solo dalla radiazione incidente alla sommità dell'atmosfera, ma anche dalla composizione dell'atmosfera stessa
- α albedo del sistema; si tratta di una caratteristica del tipo di superficie, i cui valori variano tra 0.05-0.15 per una zona boschiva e 0.75-0.90 per un'area innevata
- R_a flusso radiativo emesso dall'atmosfera verso la superficie; è una radiazione dei lunga frequenza che l'atmosfera emette a causa del proprio stato termico. Dipende dallo stato termico quindi, ma anche dalla composizione della stessa atmosfera, anche se entro scale temporali abbastanza contenute si può assumere costate se si fissano località e situazione di riferimento
- R_s flusso radiativo emesso dalla superficie; si schematizza attraverso lo schema di corpo grigio con un'emissività unitaria: il suo valore dipende quindi dalla sola temperatura del suolo.
- H flusso turbolento di calore uscente dalla superficie; esso dipende dal gradiente termico tra la superficie del terreno e lo strato più basso dell'atmosfera
- E evapotraspirazione
- λ calore latente di vaporizzazione, pari a $2.25 \cdot 10^6 \text{ Jkg}^{-1}$ per una temperatura di 10°C , anche se dipende poco dalla temperatura

Il processo è schematizzato in modo efficace nella figura seguente.

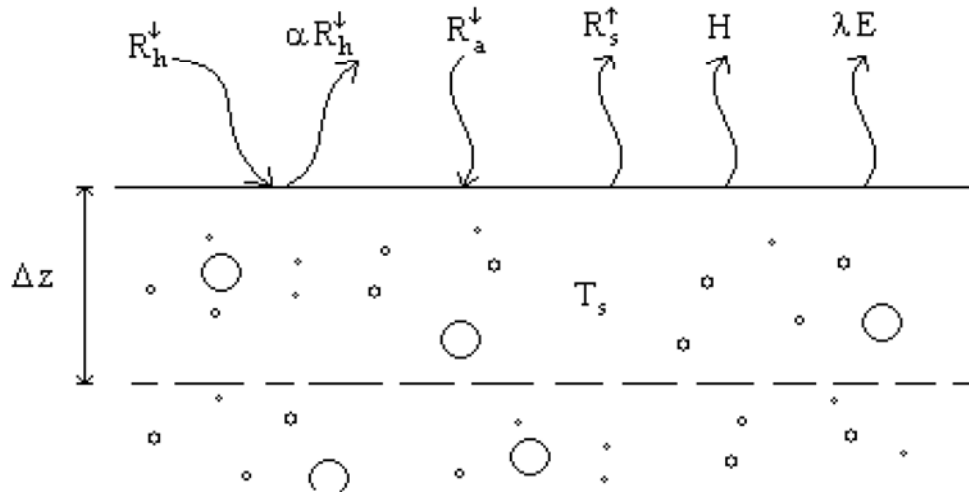


Fig. 4.1 Bilancio energetico

Si può notare come il termine relativo all'evapotraspirazione sia presente sia nel bilancio di massa che in quello dell'energia, ad ulteriore testimonianza dell'imprescindibilità delle due relazioni, soprattutto nel caso cui la frazione di evapotraspirazione non sia trascurabile.

Il flusso evaporativo può essere espresso con la seguente forma:

$$E = \frac{\rho}{r} (q_s - q_a) \quad (4.4)$$

nella quale $1/r$ tiene conto delle condizioni di stabilità dell'atmosfera e del trasporto turbolento, q_s è l'umidità specifica dell'aria in prossimità del suolo, q_a il suo valore ad un livello atmosferico più alto. Il parametro r si può assimilare ad una resistenza offerta dall'atmosfera al trasporto di vapore. Nella stima dell'evapotraspirazione è necessario tenere da conto di termini di resistenza aggiuntivi dovuti al controllo esercitato dalla vegetazione e dalla tensione superficiale per i suoli parzialmente saturi. Dal momento che il processo è assimilabile a quello della conduzione elettrica attraverso due resistenze in parallelo, la resistenza combinata opposta all'evaporazione risulta essere della forma:

$$r_{sv} = \frac{r_s r_v}{r_s + r_v} \quad (4.5)$$

A questa si aggiunge la resistenza in serie dovuta all'atmosfera e perciò la relazione (inserirne rif) assume la forma:

$$ET = \frac{\rho}{r_s + r_v} (q^*(T_s) - q_a) \quad (4.6)$$

Con ragionamenti analoghi si può giungere all'espressione che descrive il flusso di calore h:

$$H = \frac{\rho c_p}{r_a} (T_s - T_a) \quad (4.7)$$

Usando però l'equazione di bilancio dell'energia è possibile eliminare la dipendenza delle due equazioni precedenti da fattori misurati su due livelli. L'equazione di conservazione dell'energia può infatti essere espressa come:

$$H = R_n - G - \lambda ET \quad (4.8)$$

nella quale R_n è la radiazione netta sulla superficie, G è il flusso netto di calore nel suolo e ET è l'evapotraspirazione. Linearizzando allora l'espressione (4.6) attorno alla temperatura dell'aria e tramite opportune definizioni, si ottiene la forma definitiva dell'equazione di Penman-Montieth:

$$\lambda ET = \frac{\frac{\Delta}{\gamma} (R_n - G) + \frac{\rho \lambda}{r_a} [q^*(T_a) - q_a]}{1 + \frac{\Delta}{\gamma} + \frac{r_s}{r_a}} \quad (4.9)$$

Le incertezze di tale espressione si concentrano nella valutazione dei parametri r_a e r_{sv} per la variabilità legata alle colture. Un metodo standardizzato si riferisce alle specifiche della FAO che propone di valutare l'evapotraspirazione effettiva come

$$ET_c = k_c ET_0 \quad (4.10)$$

dove ET_0 è l'evaporazione relativa ad una coltura di riferimento e k_c è un coefficiente colturale che assume valori variabili tra 0.2 e 1.4 in base al tipo di coltura e allo stadio di maturazione. Inoltre, qualora il contenuto d'acqua del terreno sia ridotto, la vegetazione è in grado di esercitare un controllo sull'evapotraspirazione, riducendo l'apertura degli stoma. Sempre secondo la FAO, questo fenomeno può essere tenuto in considerazione introducendo un ulteriore coefficiente k_s detto di stress che porta ad esprimere l'evapotraspirazione come:

$$ET = k_s k_c ET_0 \quad (4.11)$$

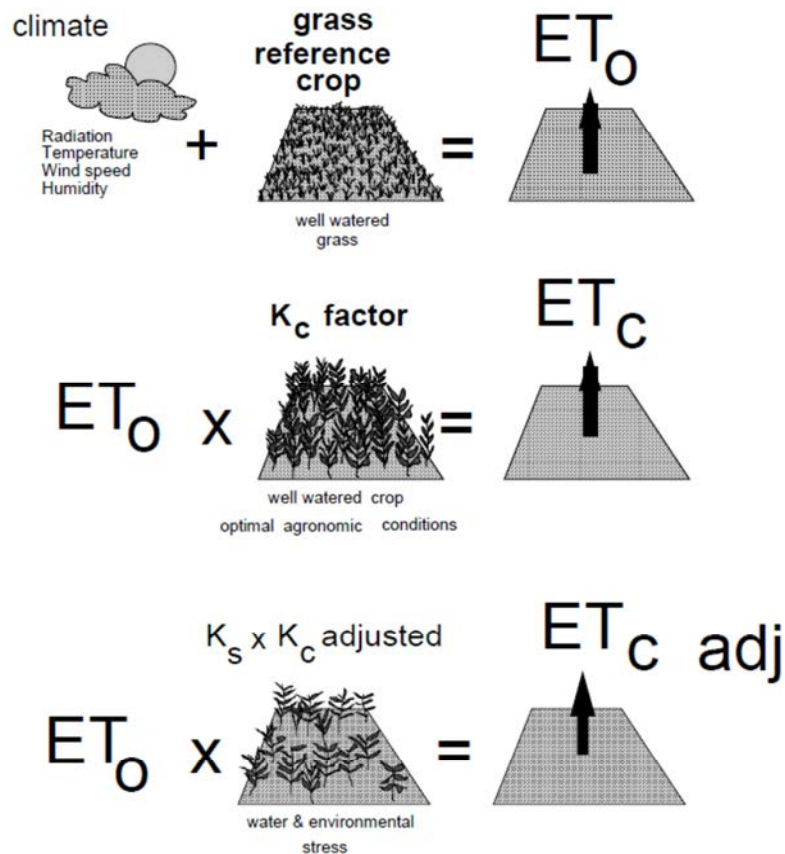


Fig. 4.2 Valutazione del termine di evapotraspirazione

4.1.3. Il modello geomorfologico

Il modello di flusso usato per questo progetto è quello geomorfologico, il quale determina la risposta idrologica del bacino in base alle caratteristiche morfologiche del terreno. Il modello usa il principio per cui il tempo necessario ad una goccia d'acqua, iniettata in un punto generico del bacino, per giungere alla sezione di chiusura, è legata al cammino percorso e quindi alla morfologia della rete di drenaggio. La molteplicità delle condizioni che caratterizzano il viaggio della particella rendono necessario l'uso di un approccio probabilistico al problema. La scala spaziale usata ha una notevole rilevanza per queste caratteristiche, perciò deve essere scelta in base alle dimensioni dell'area contribuyente, ricorrendo ad una descrizione più precisa per bacini più piccoli.

Si immagina quindi di depositare al tempo $t = 0$ una goccia di volume u_0 in un punto casuale del bacino idrologico. Allora il volume invasato all'interno dello stesso bacino nel generico istante t può essere dato come

$$V(t) = u_0 I_t(t_R) \quad (4.12)$$

nella quale t_R è il tempo di residenza della goccia all'interno del bacino. La I_t prende il nome di funzione indicatrice, definita come

$$I_t(t_R) = \begin{cases} 1 & \text{se } t_R \geq t \\ 0 & \text{se } t_R < t \end{cases} \quad (4.13)$$

il volume vale allora u_0 se la particella d'acqua si trova ancora all'interno del bacino, zero viceversa. Ripetendo tale esperimento numerose volte, scegliendo ogni volta una posizione casuale, si otterranno valori diversi del tempo di residenza. Il tempo di residenza è dunque una variabile casual, caratterizzata da una densità di probabilità $f(t_R)$ od una probabilità cumulata di non superamento $F(t_R) = P(T_R \leq t_R)$. si immagini ora di iniettare sul bacino una precipitazione di altezza h uniforme; questa camperà in modo esaustivo tutti i possibili punti di iniezione al suo interno e quindi farà lo stesso con tutti i possibili valori del tempo di residenza T_R . Dal momento che il volume depositato nella generica porzione elementare del bacino è hdx , il volume d'acqua invasata nell'intero bacino risulta come somma di tutti i contributi:

$$V(t) = \int_S h I_t[t_R(x)] dx = h \int_0^\infty I_t(t_R) S f(t_R) dt_R \quad (4.14)$$

La seconda uguaglianza deriva dal fatto che l'area ottenuta come unione di tutti i siti di area dx caratterizzati dal medesimo valore di t_R è pari a $Sf(t_R)$. Tenendo conto quindi di tutti quegli istanti relativi a ciascuna particella in cui la funzione indicatrice ha valore nullo, il volume in funzione del tempo è dato da

$$V(t) = Sh \int_S f(t_R) dt_R = Sh P[T_R \geq t] \quad (4.15)$$

Si consideri ora l'equazione di continuità del bacino

$$\frac{dV}{dt} = -Q(t) \quad (4.16)$$

dove $Q(t)$ è la portata fluente attraverso la sezione di chiusura del bacino. Se il volume iniettato $V = Sh$ è unitario, la portata uscente è per definizione l'idrogramma unitario istantaneo $u(t)$. Da questo deriva quindi

$$\frac{dP[T_R \geq t]}{dt} = -\frac{dF}{dt} = -u(t) \quad (4.17)$$

la quale fornisce come risultato

$$u(t) = f(t) \tag{4.18}$$

ossia l'idrogramma unitario istantaneo coincide con la densità di probabilità associata alla distribuzione dei tempi di residenza delle particelle nel bacino. Il problema è quindi diventato quello di determinare la distribuzione di probabilità relativa ai diversi percorsi disponibili alle particelle d'acqua che si trovano sulla superficie del bacino. Per far ciò è necessario individuare degli stati all'interno del dominio, dalla cui composizione si ottengono tutti i percorsi possibili e attraverso i quali le particelle devono transitare. Si distinguono essenzialmente due tipi di stato: lo stato canale e lo stato versante. La determinazione della distribuzione di probabilità di uno qualsiasi dei percorsi può quindi essere tratta dalla conoscenza delle distribuzioni dei tempi di residenza in ciascuno stato.

Siano quindi t' e t'' i tempi di residenza associati allo stato versante e allo stato canale e siano $f_1(t)$ e $f_2(t)$ le densità di probabilità associate alle distribuzioni dei tempi di residenza all'esterno o all'interno della rete. Supponendo che queste due variabili aleatorie siano tra loro indipendenti, è possibile ricorrere alla trattazione del calcolo della distribuzione di probabilità di una variabile aleatoria, somma di due variabili aleatorie. Il tempo di residenza totale della particella è infatti $t = t' + t''$. Questa vale quindi:

$$F(t) = P[T \leq t] = \int_0^t f_1(t')F_2(t - t')dt' \tag{4.19}$$

e derivando rispetto al tempo secondo la regola di Leibnitz ed essendo $F(0) = 0$ si ottiene

$$f(t) = f_1(t) * f_2(t) = \int_0^t f_1(t - \tau)f_2(\tau)d\tau \tag{4.20}$$

Così facendo si è determinata la densità di probabilità associata ad un singolo percorso, ma nella realtà dei fatti si hanno un elevato numero di percorsi. Per ottenere quindi la densità di probabilità del tempo di residenza, si deve eseguire la somma delle densità di probabilità associate a ciascun percorso, pesate con la probabilità che una goccia di pioggia possa seguire effettivamente quel percorso.

$$f(t) = \sum_{\gamma \in \Gamma} p(\gamma)f_{\gamma}(t) \tag{4.21}$$

$$f(t) = \sum_{\gamma \in \Gamma} p(\gamma)(f_{x_{\omega}} * \dots * f_{x_{\Omega}})(t) \tag{4.22}$$

L'ultima relazione qui riportata mostra quindi come un impulso di precipitazione iniettato istantaneamente in un bacino idrologico si presenti stemperato nel tempo, dal momento che ciascuna particella subisce una

dispersione legata alla eterogeneità dei percorsi disponibili. La dispersione risulta così essere di natura geomorfologica.

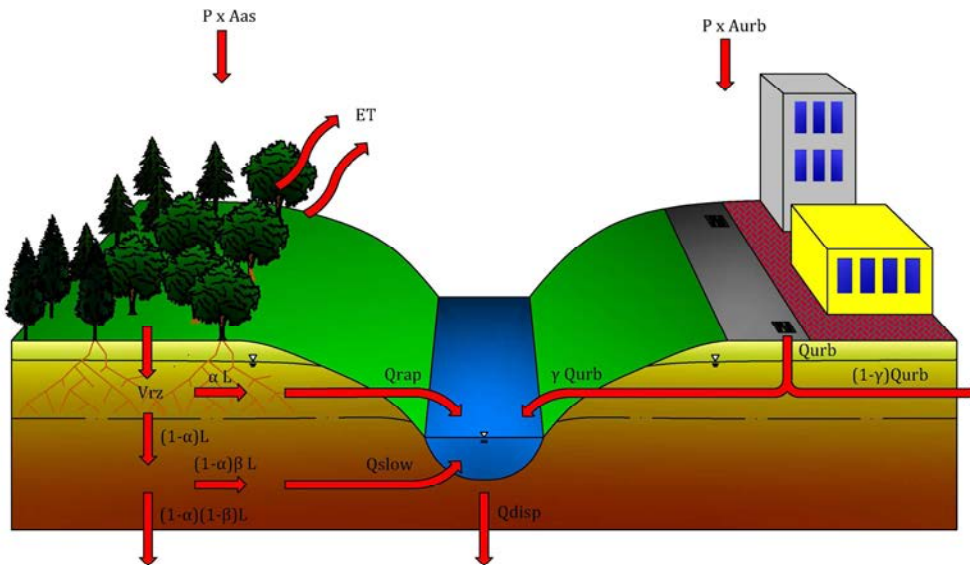


Fig. 4.3 Generazione dei deflussi

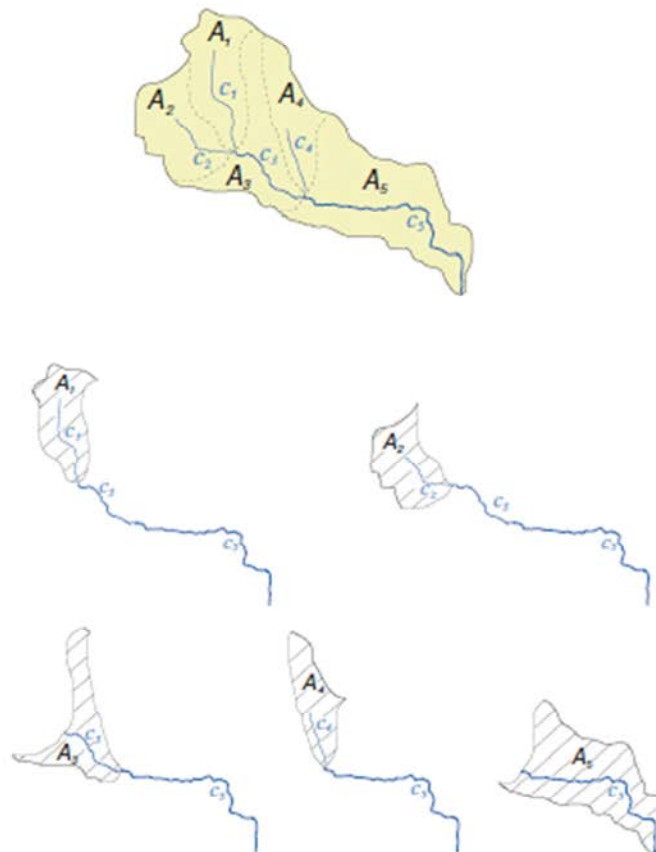


Fig. 4.4 Schema del modello di convoluzione

4.2. ESTENSIONE DEL MODELLO ALL'INTERO BACINO

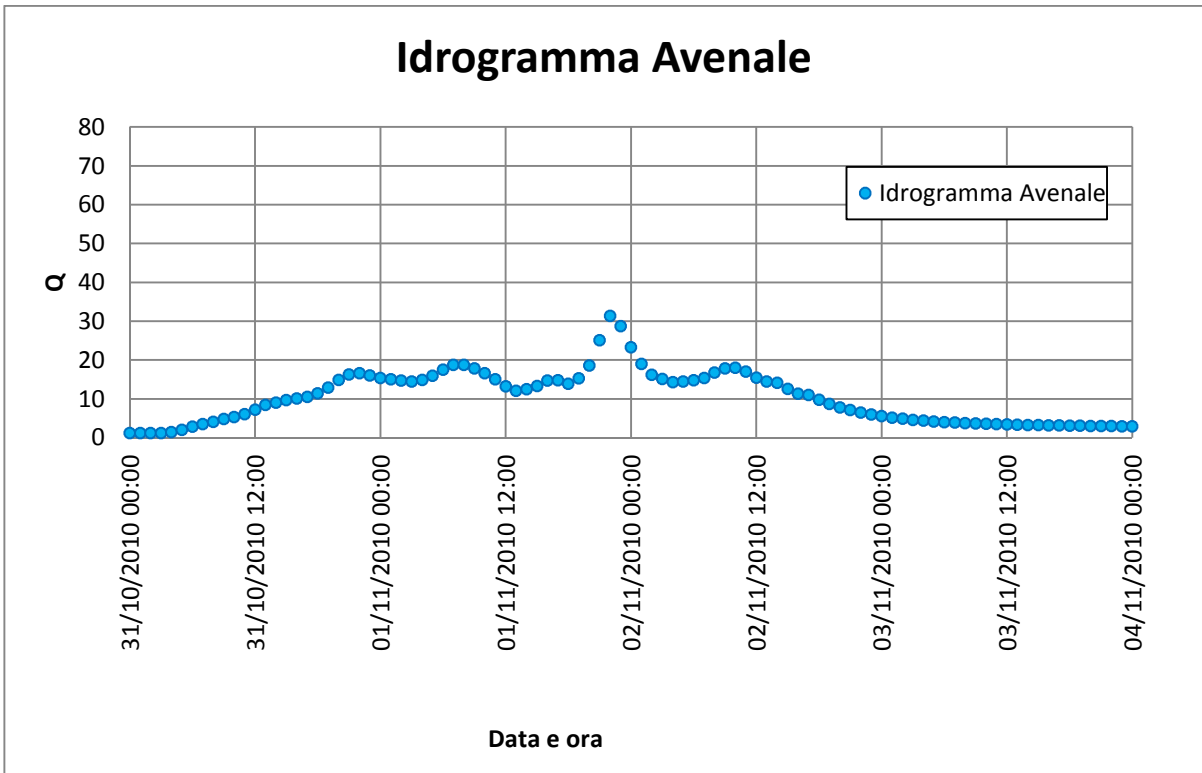
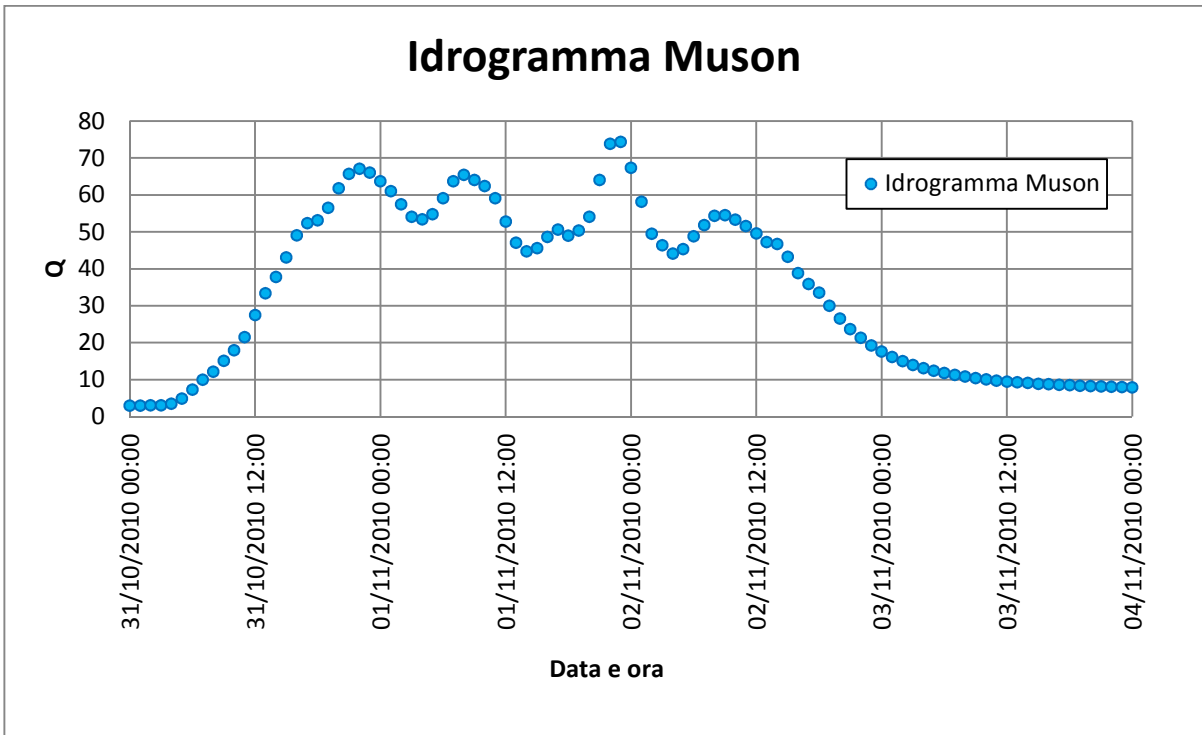
Per poter forzare il modello idrodinamico con dati di portata ottenuti dal modello idrologico è innanzitutto necessario estendere il modello geomorfologico tarato in precedenza all'intero bacino del Muson dei Sassi, in particolare al torrente Avenale. Dal momento infatti che non è disponibile una scala delle portate della sezione in cui si rilevano i livelli dell'Avenale e che, vista la particolare collocazione dello strumento, non è nemmeno semplice la sua costruzione per via analitica, non è possibile nemmeno eseguire una taratura che riguardi la parte Est del bacino.

Bisogna inoltre considerare il fatto che i due modelli vengono tarati in condizioni completamente diverse: se infatti il modello idrodinamico viene tarato in base alle onde di piena, il modello geomorfologico è tarato in modo da funzionare in real-time e in modo continuativo durante tutto l'anno. Le equazioni che descrivono il bilancio idrologico ed il bilancio dell'energia, in caso di piena possono essere semplificate dal momento che il termine relativo all'evapotraspirazione diventa trascurabile. Il fenomeno infatti richiede tempo ed una certa quantità di energia per permettere il passaggio dell'acqua dallo stato liquido allo stato gassoso. Questi due fattori però in caso di piena, tanto più per un corso d'acqua caratterizzato da un regime torrentizio come il Muson dei Sassi, non sono disponibili. Risulta conveniente quindi andare a disattivare il calcolo del valore dell'evapotraspirazione, così da alleggerire il carico computazionale.

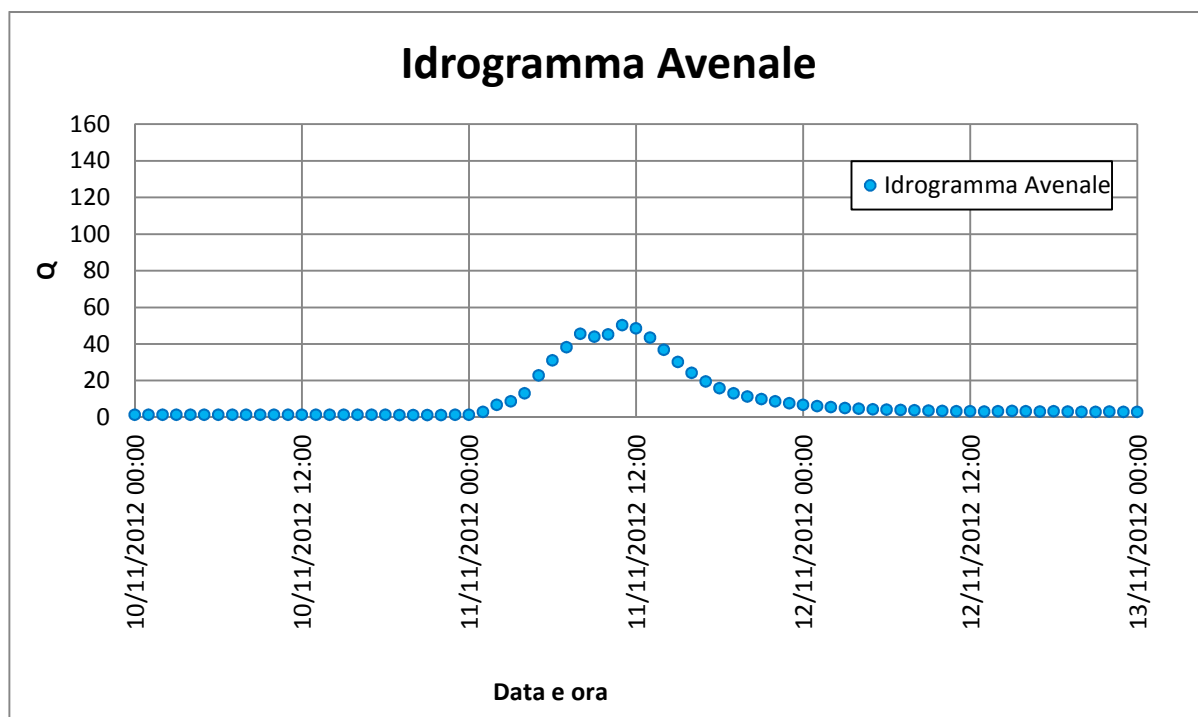
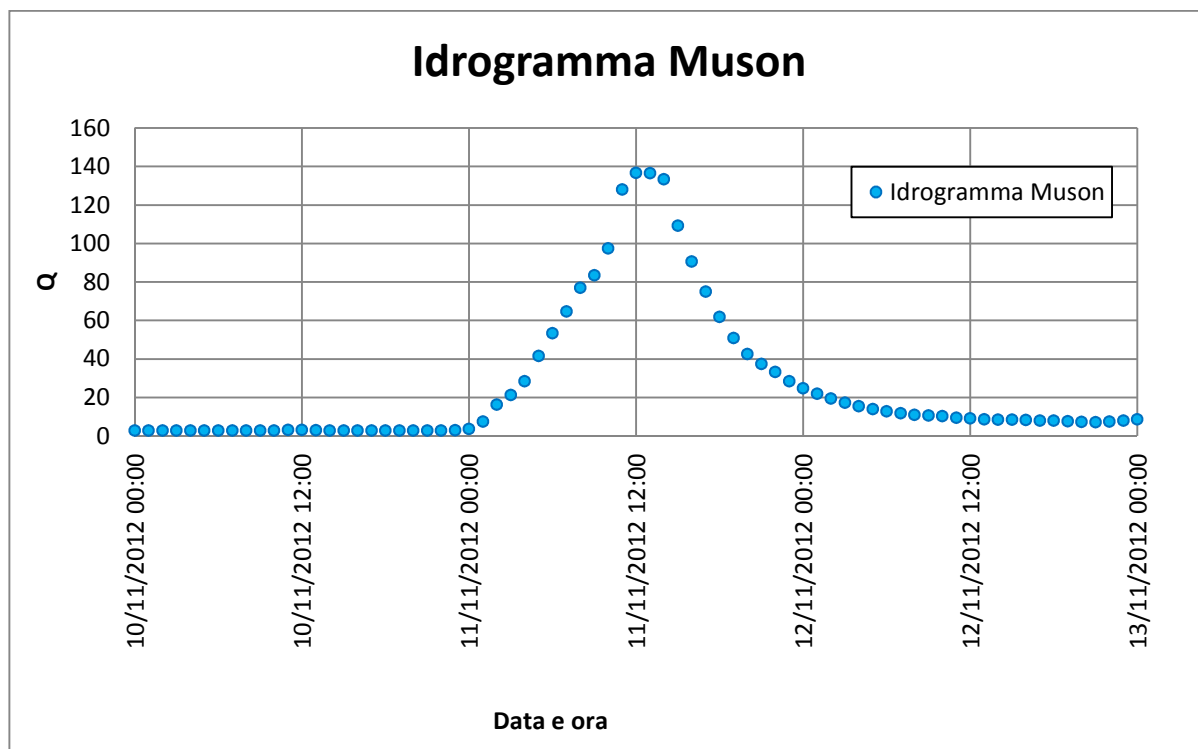
In fase di realizzazione definitiva questa semplificazione non sarà più valida, dal momento che l'insieme dei due modelli dovrà funzionare in real-time in modo continuativo.

Il modello geomorfologico è in grado di valutare quindi la portata defluente da una certa porzione di area assegnando come sezione di chiusura il punto terminale di un unico ramo della canalizzazione. La configurazione attuale, terminando con la confluenza tra il Muson dei Sassi ed il sistema Avenale-Brenton, non rende quindi possibile l'applicazione del modello all'intero bacino, ma è necessario farlo girare separatamente alla porzione Est e a quella a Ovest. Questa operazione non risulta qui però sconveniente dal momento che come condizioni al contorno, il modello idrodinamico necessita di mantenere distinte le portate provenienti dai due sistemi. Gli idrogrammi delle onde di piena così determinate sono rappresentati nei grafici che seguono. Nel prossimo paragrafo, tali serie saranno applicate al dominio del modello idrodinamico per eseguire una prima valutazione dei risultati globali ottenuti.

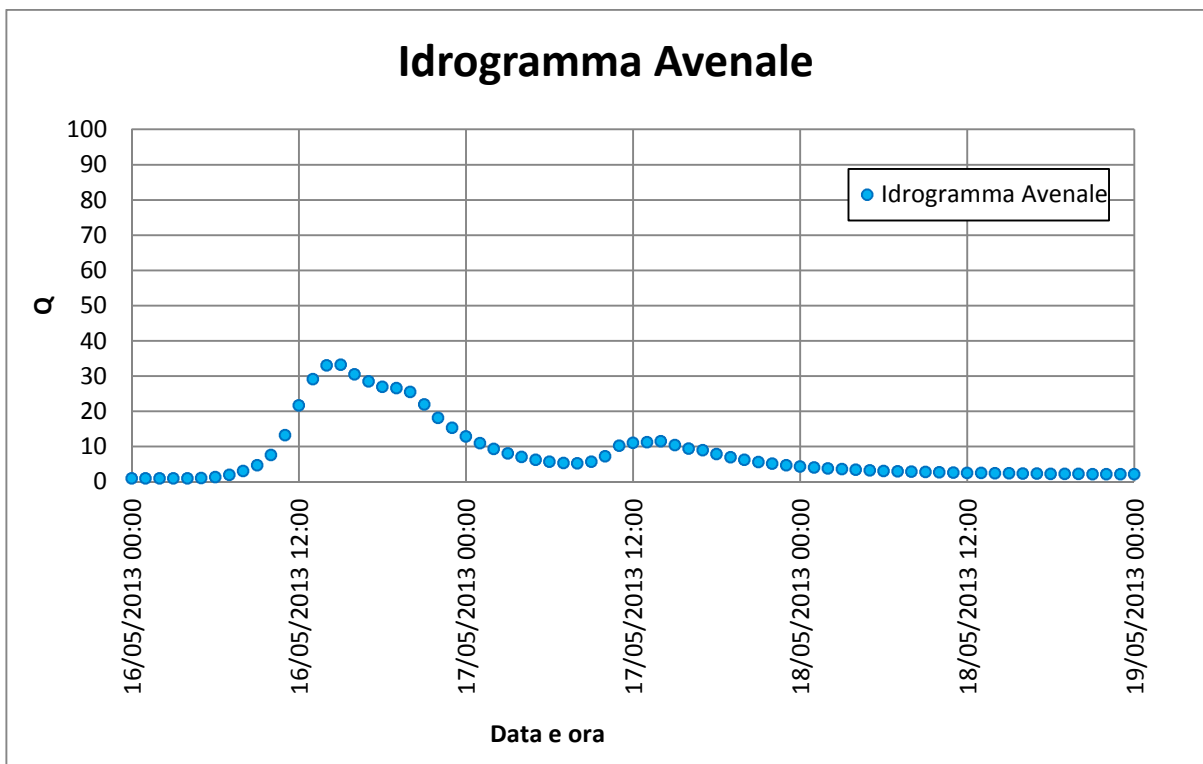
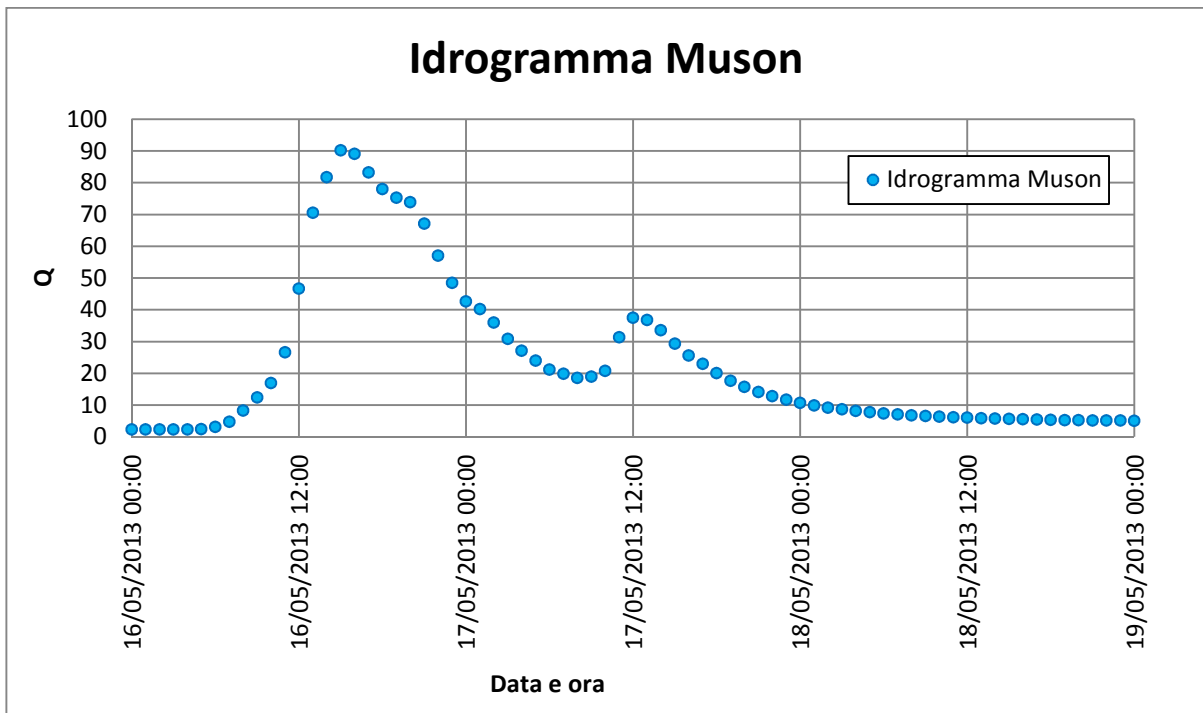
31 ottobre – 3 novembre 2010



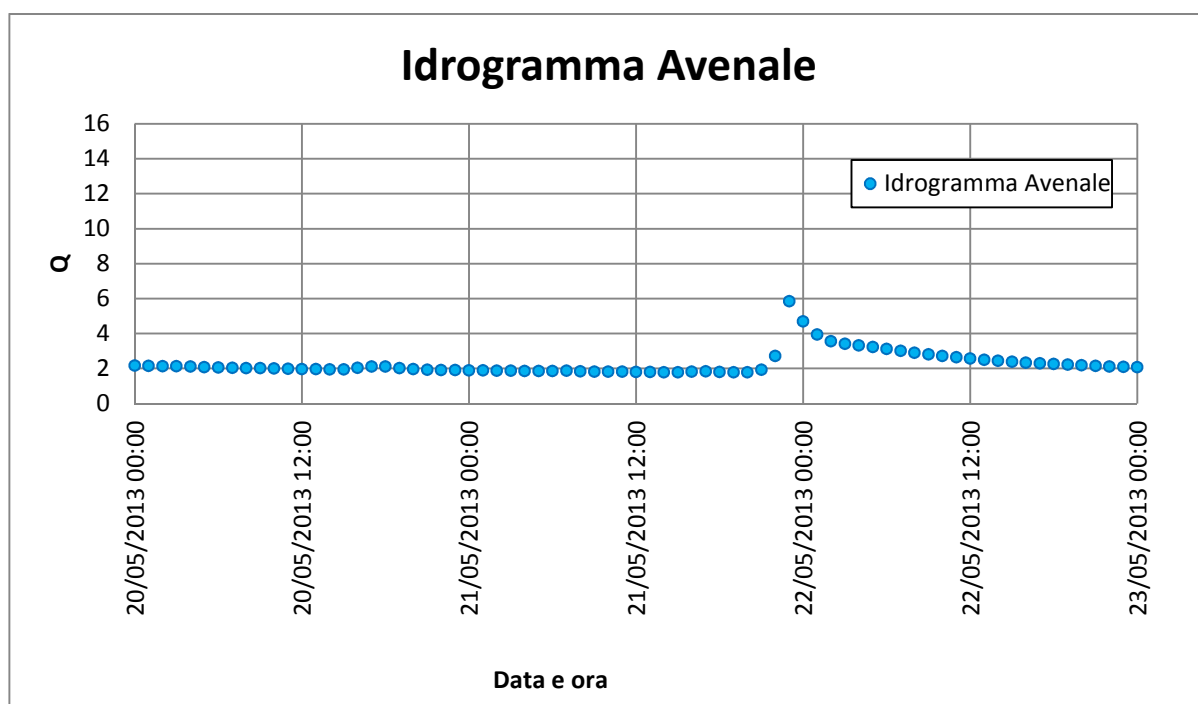
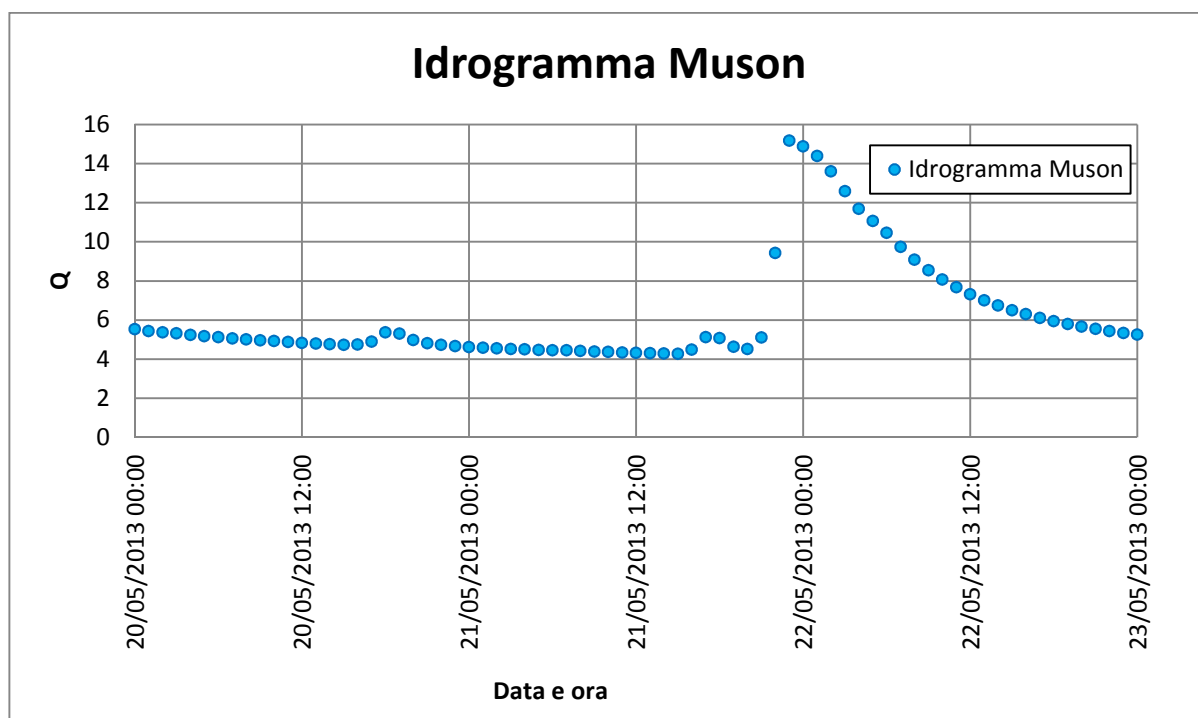
11 – 13 novembre 2012



16 – 19 maggio 2013



20 – 23 maggio 2013



5. ESECUZIONE IN CASCATA DEL MODELLO IDROLOGICO ED IDRODINAMICO

Con gli idrogrammi di piena ricavati dal modello geomorfologico, è stata realizzata una simulazione usando lo scenario 2.6, senza però imporre i livelli misurati nel nodo di Torre dei Burri. La condizione di livello sul fiume Avenale è stata sostituita con una condizione di portata assegnata, suddivisa in due nodi dal momento che il valore dell'idrogramma è stato calcolato nella sezione di chiusura, coincidente con la confluenza del Muson dei Sassi e dello stesso Avenale.

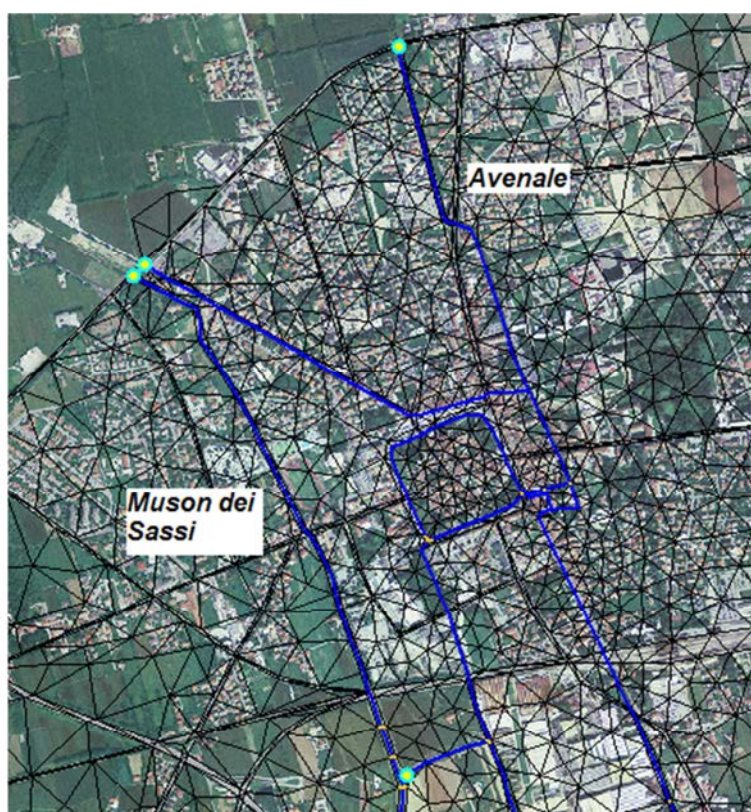


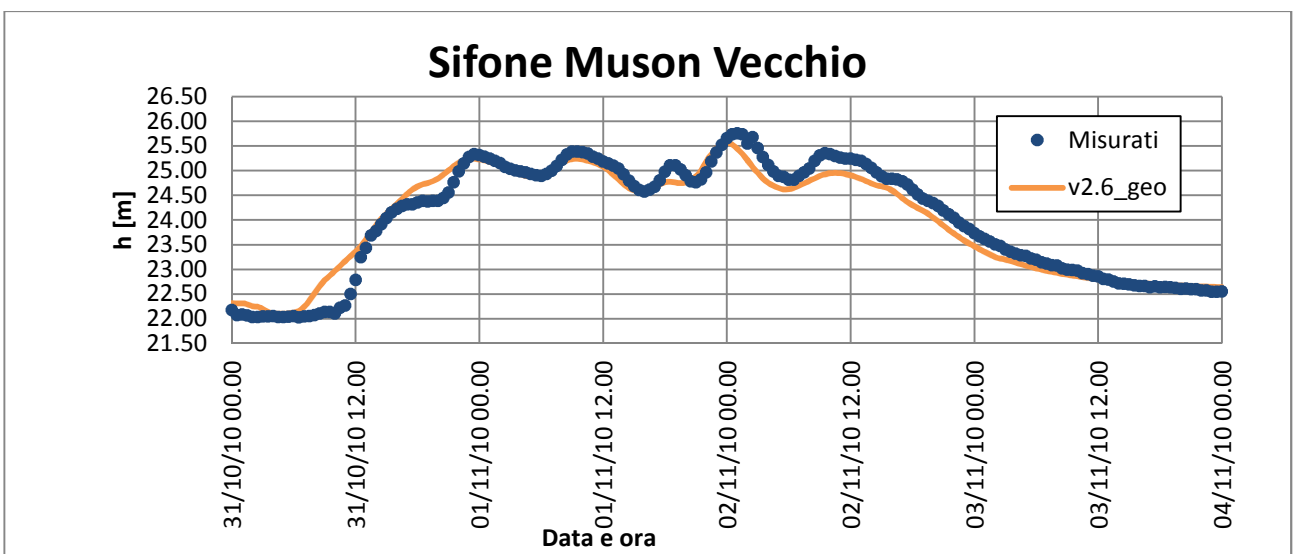
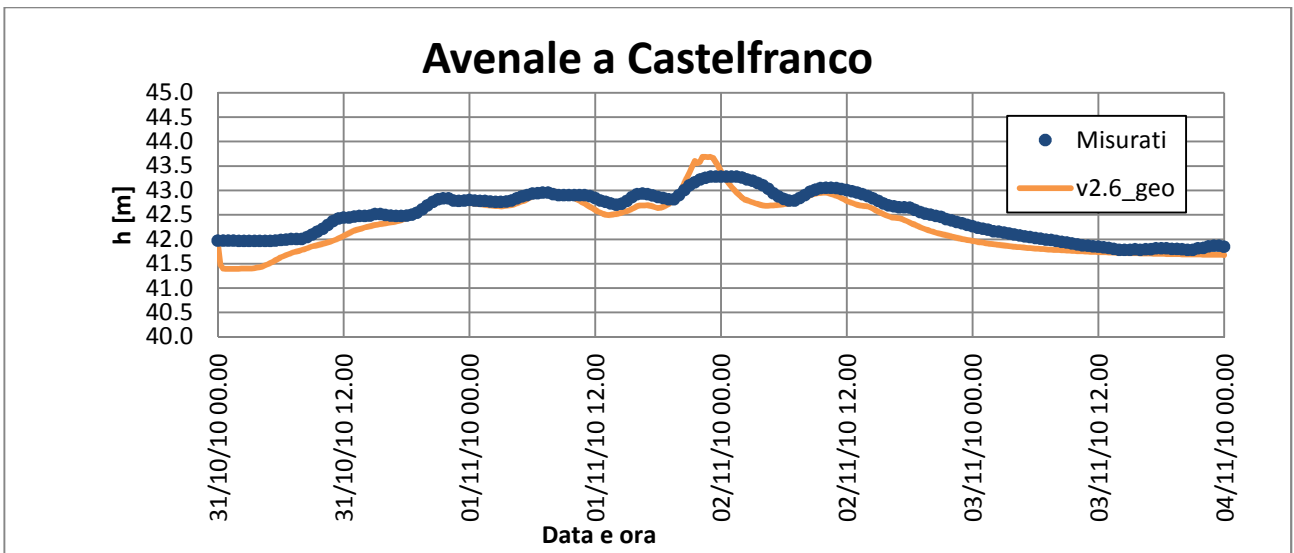
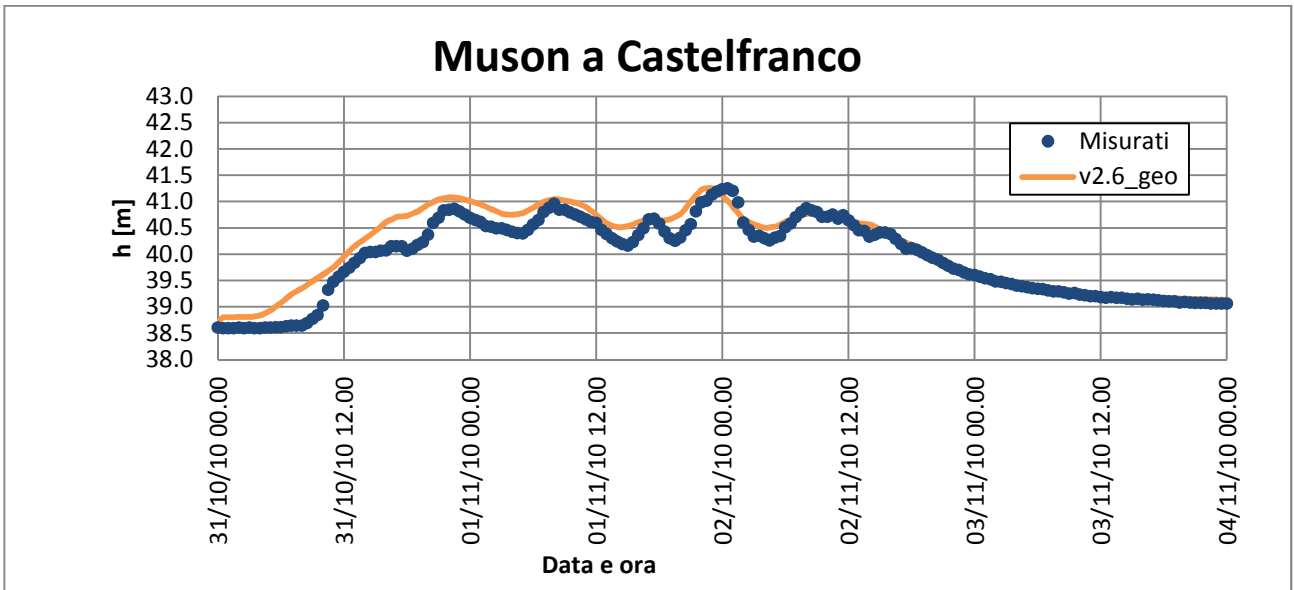
Fig. 5.1 Nuove condizioni al contorno a Castelfranco Veneto

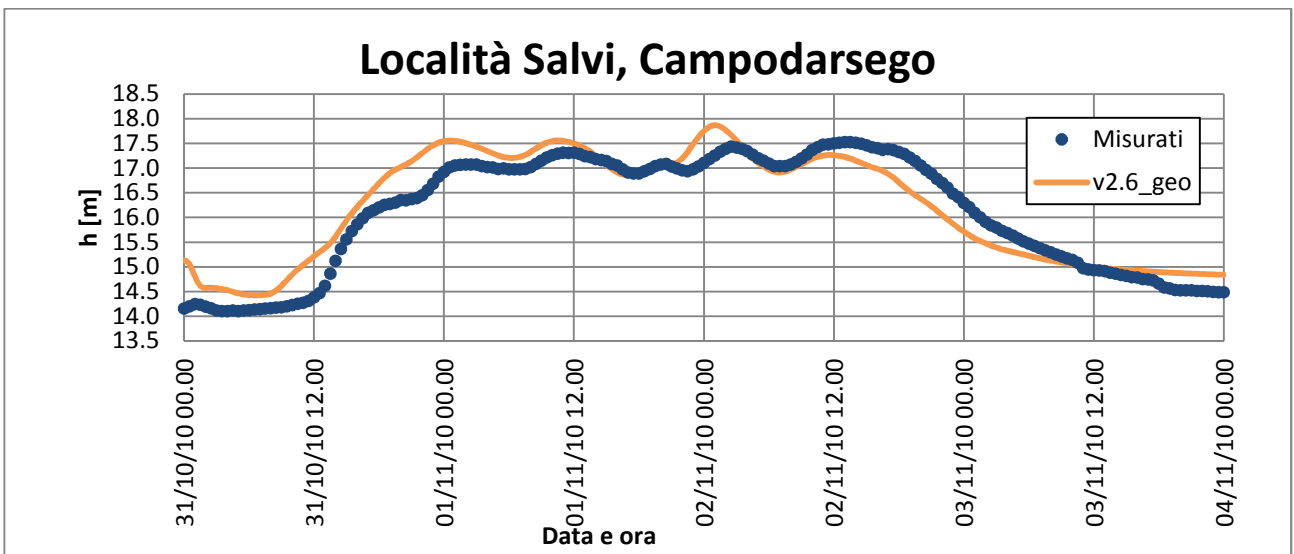
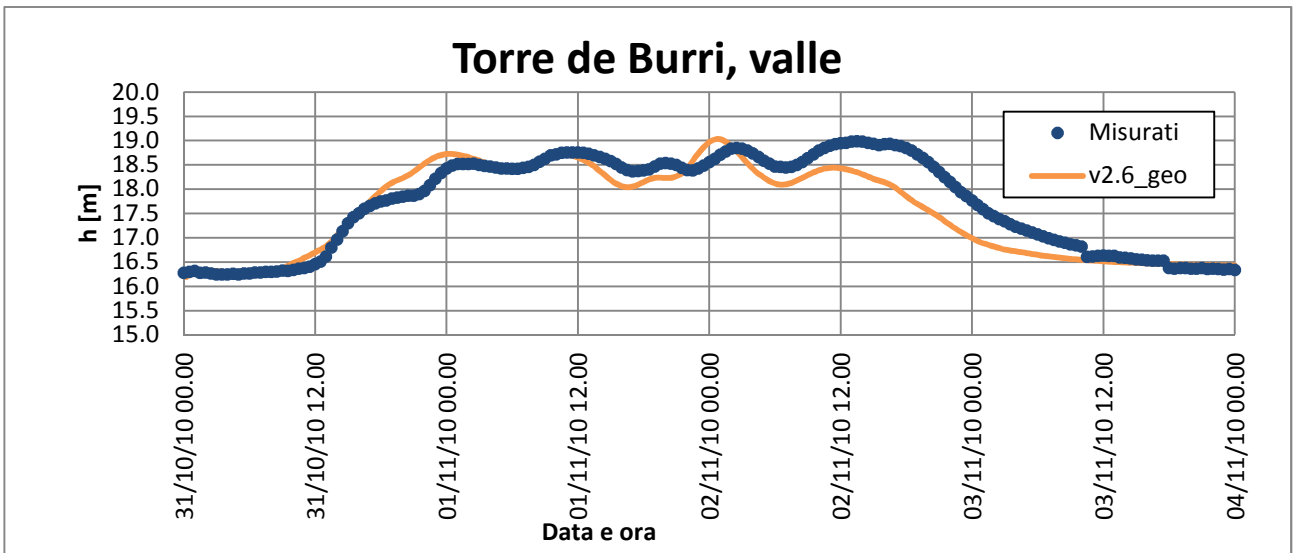
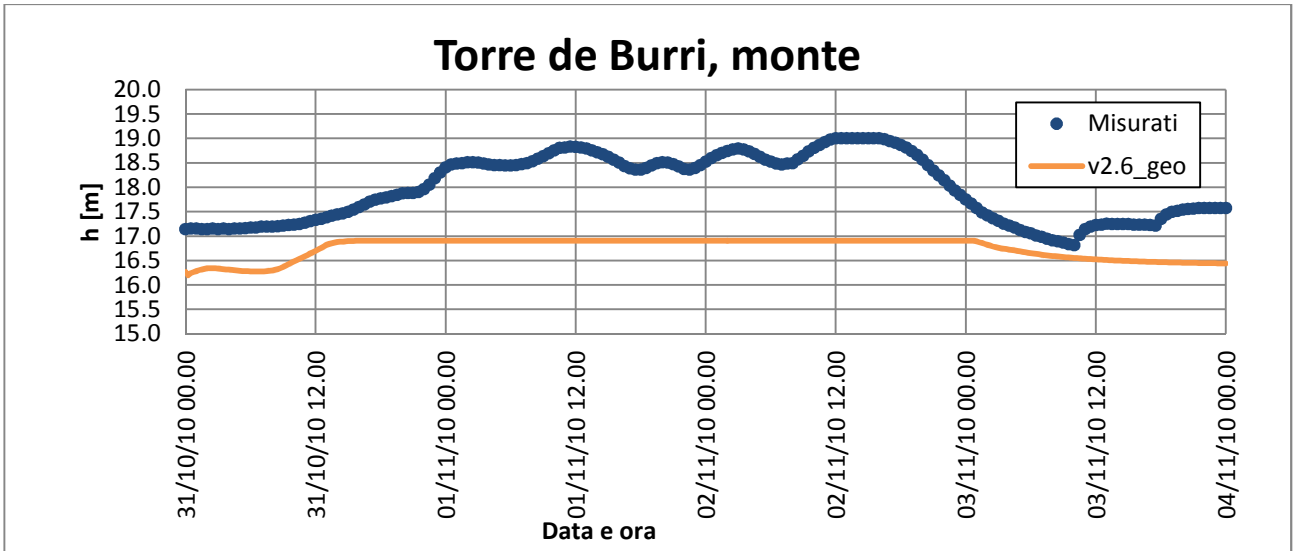
L'idrogramma viene assegnato per il 95% al nodo 12705 e per il restante 5% al nodo 18687, alla confluenza dei due sottobacini. Tale divisione è fatta considerando l'estensione del bacino dell'area di Castelfranco, pari a 3.85 km², e l'estensione totale della porzione est del bacino, pari a 102 km².

Si riportano qui di seguito i grafici che rappresentano, per ciascun evento, i tiranti simulati dal modello idrodinamico confrontati con le serie misurate dagli strumenti.

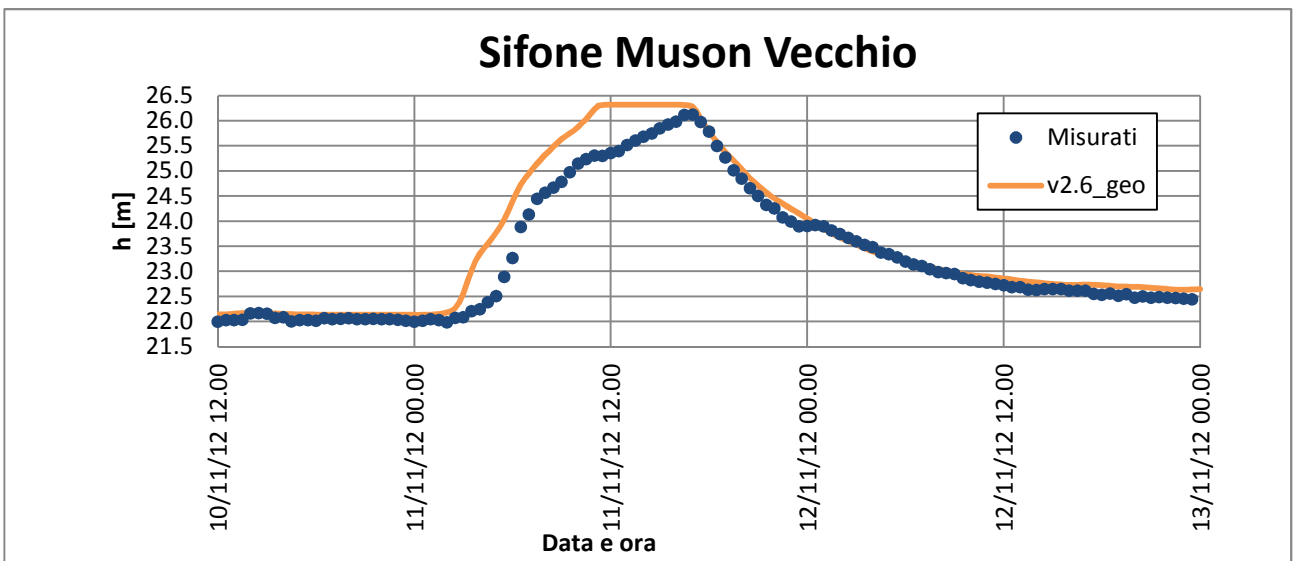
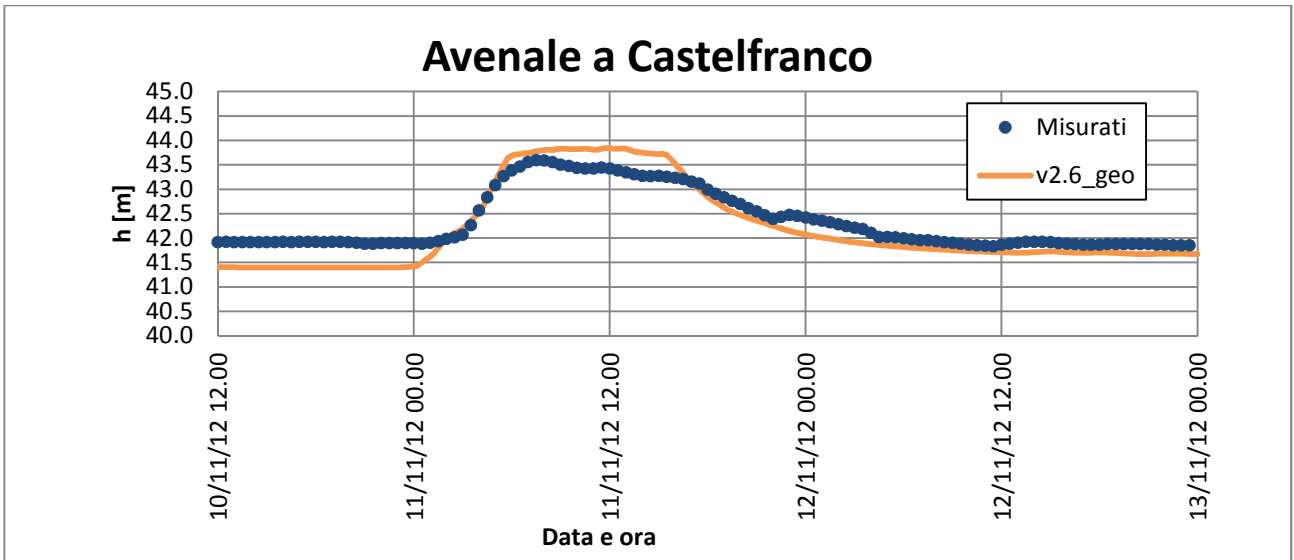
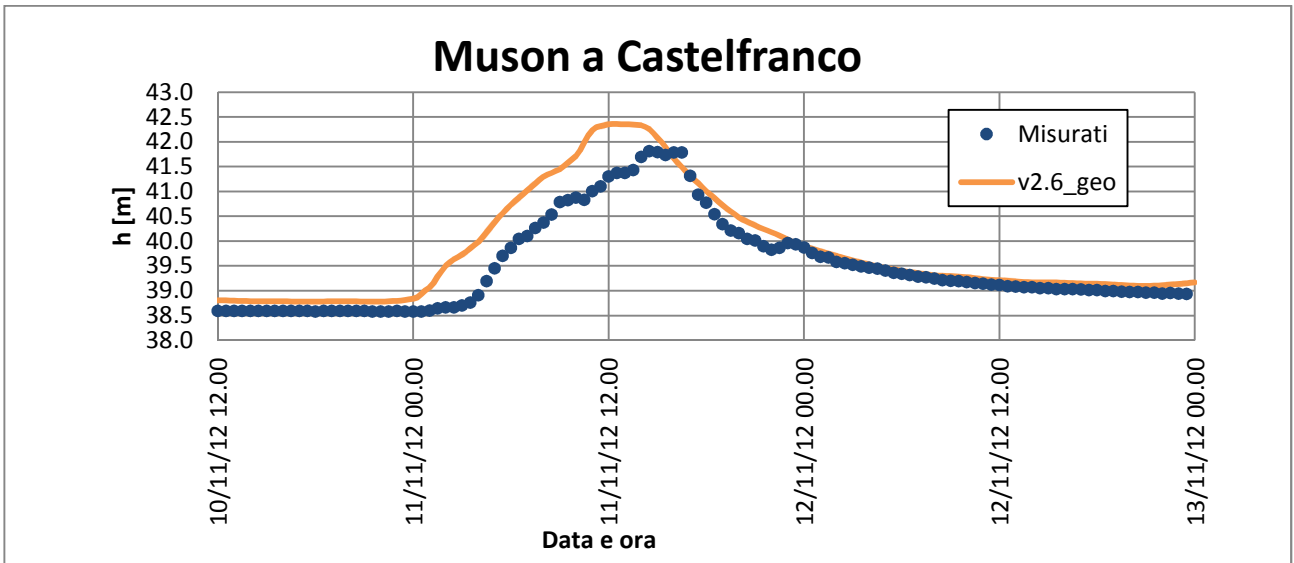
Si ricorda in questa sede che la taratura del modello geomorfologico è stata realizzata con particolare riferimento ai dati registrati nel 2010.

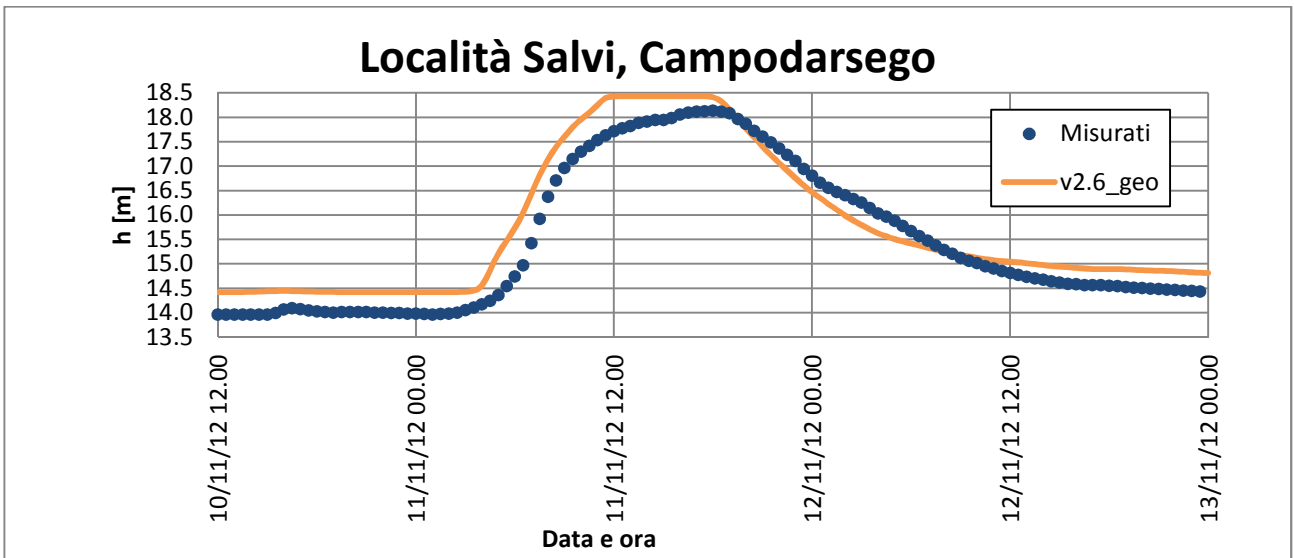
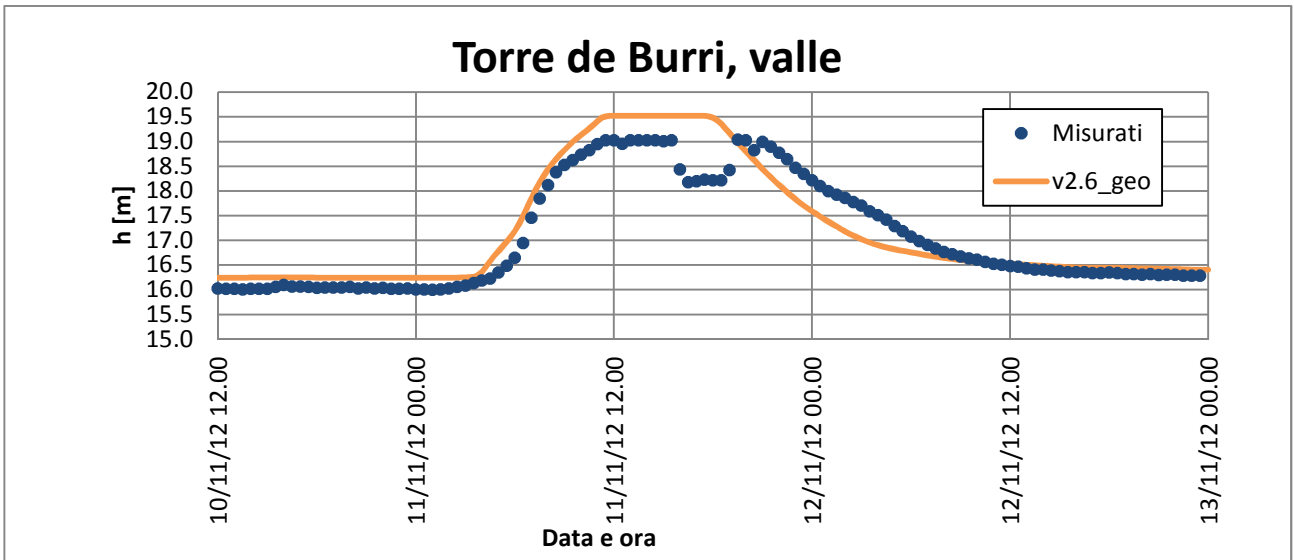
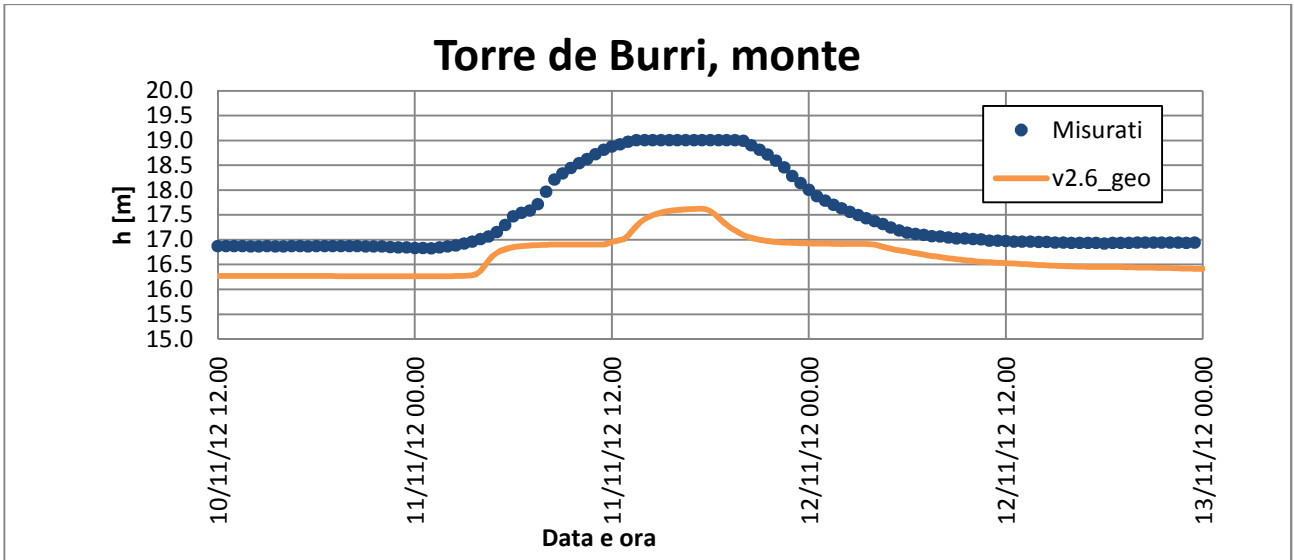
Evento del 31 ottobre – 3 novembre 2010



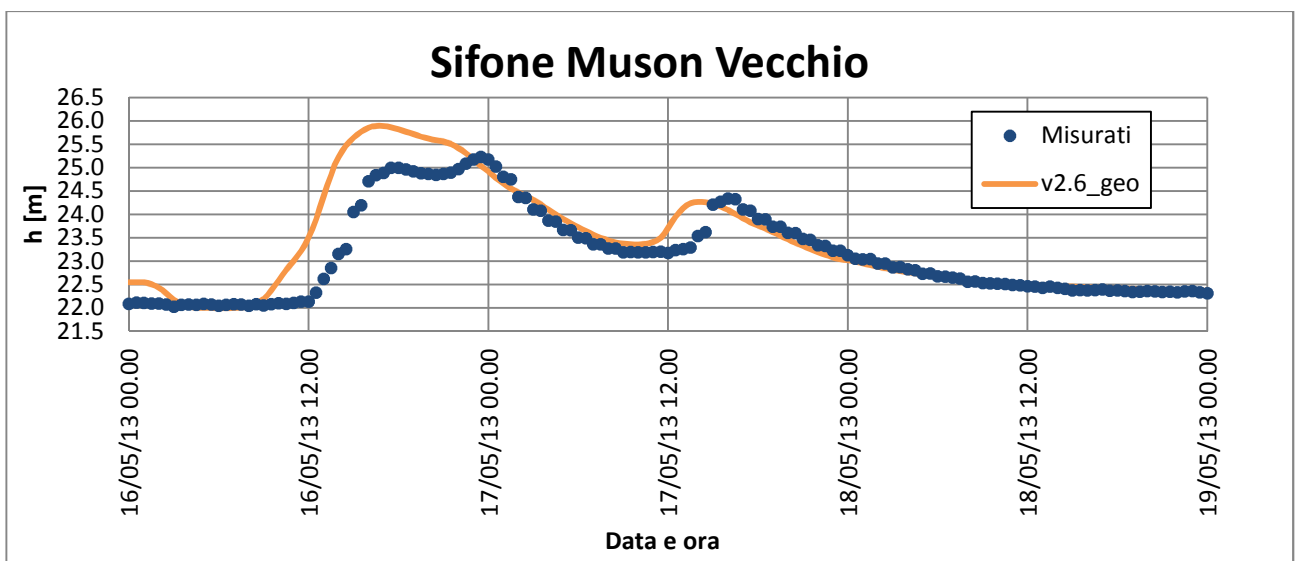
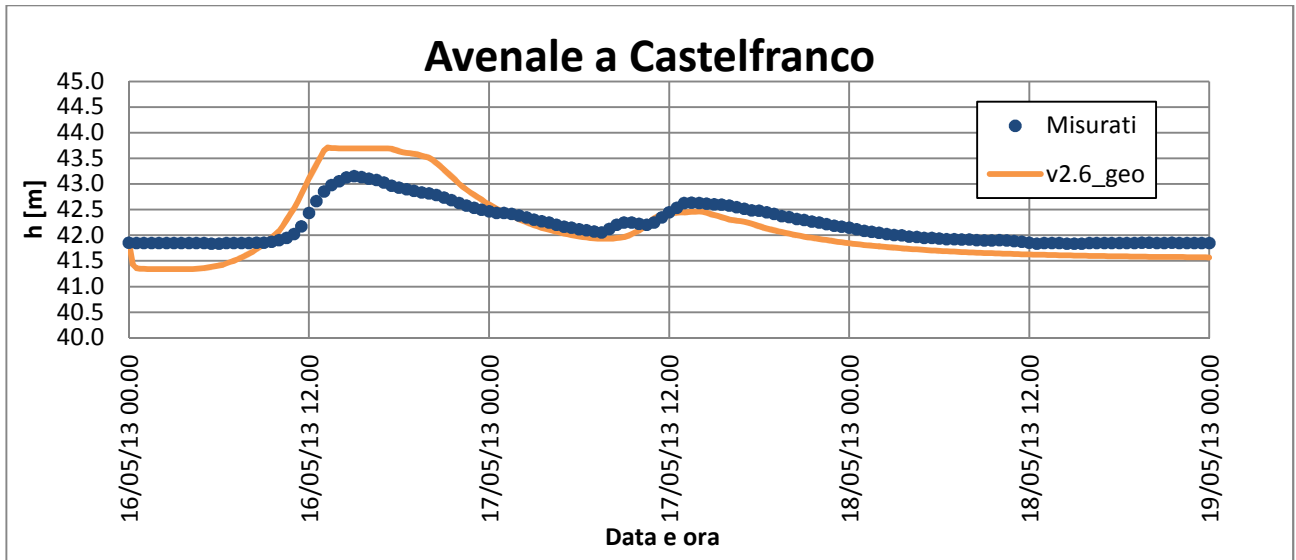
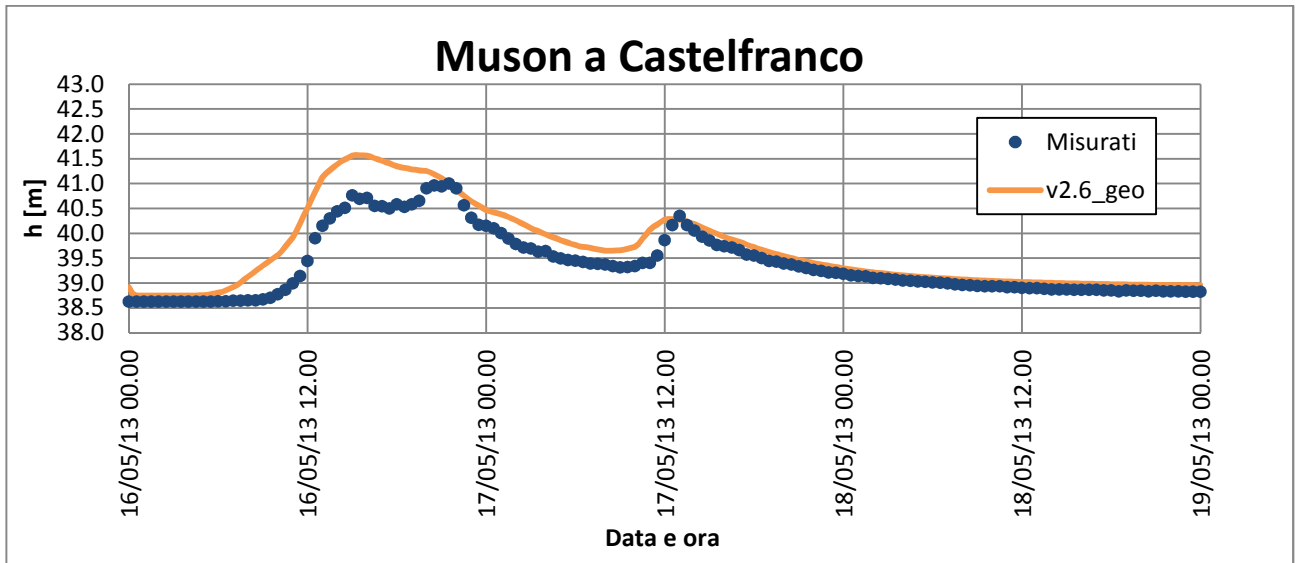


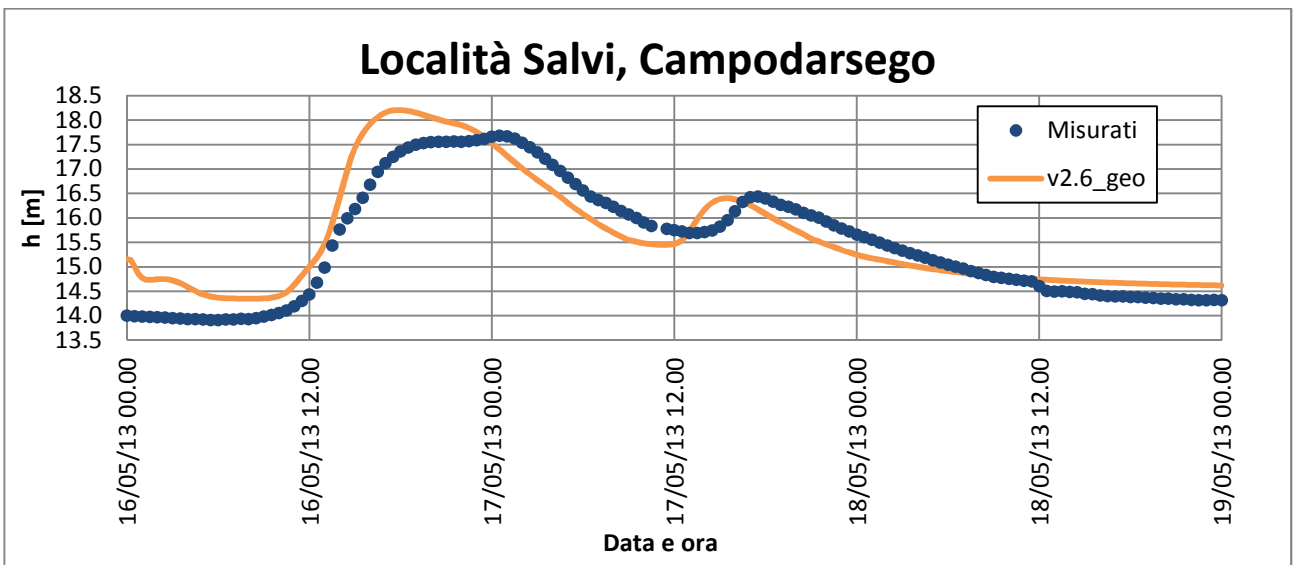
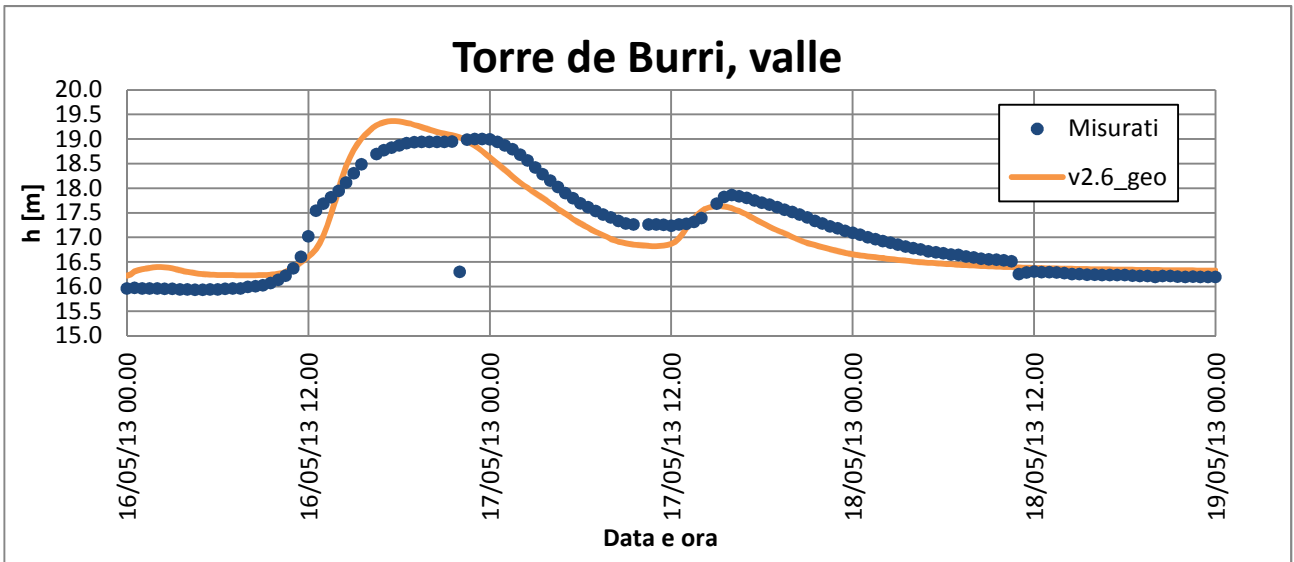
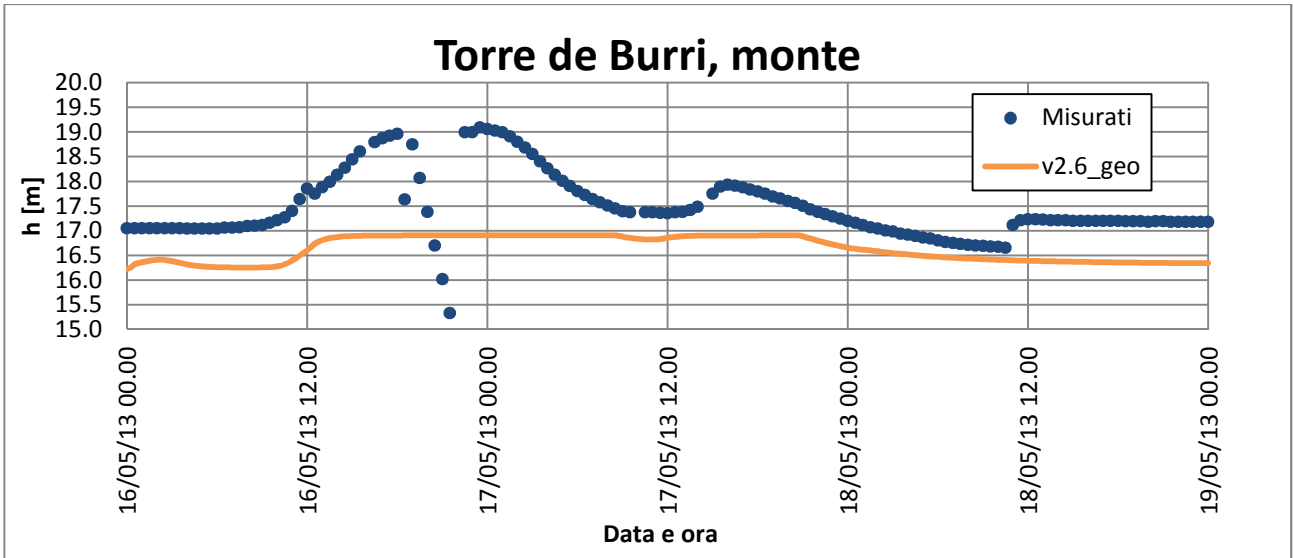
Evento del 10 – 12 novembre 2012



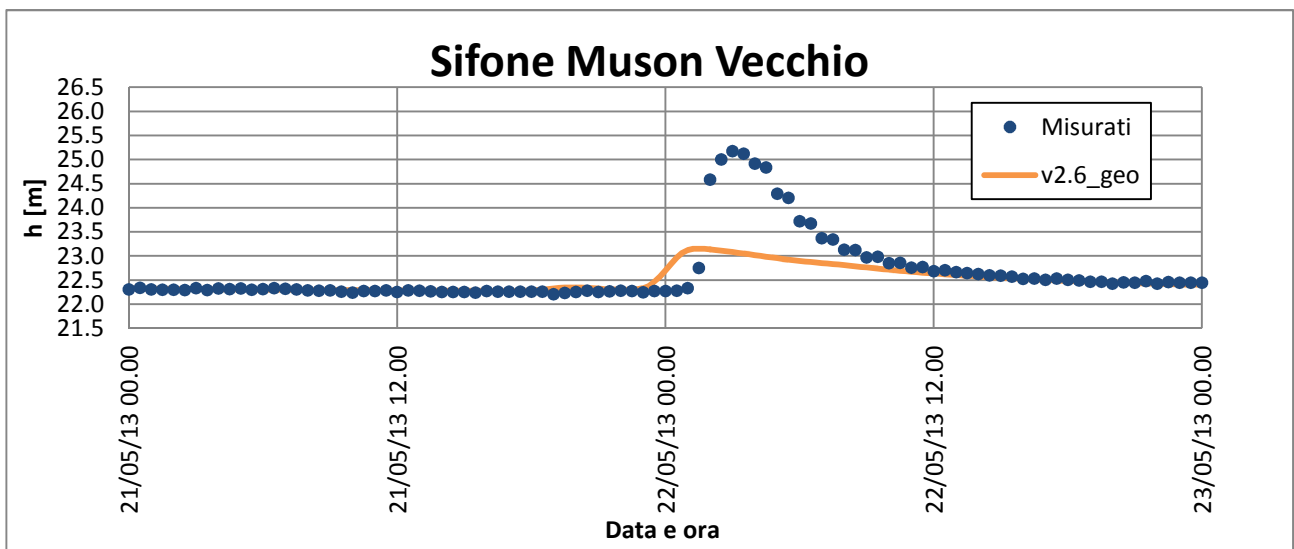
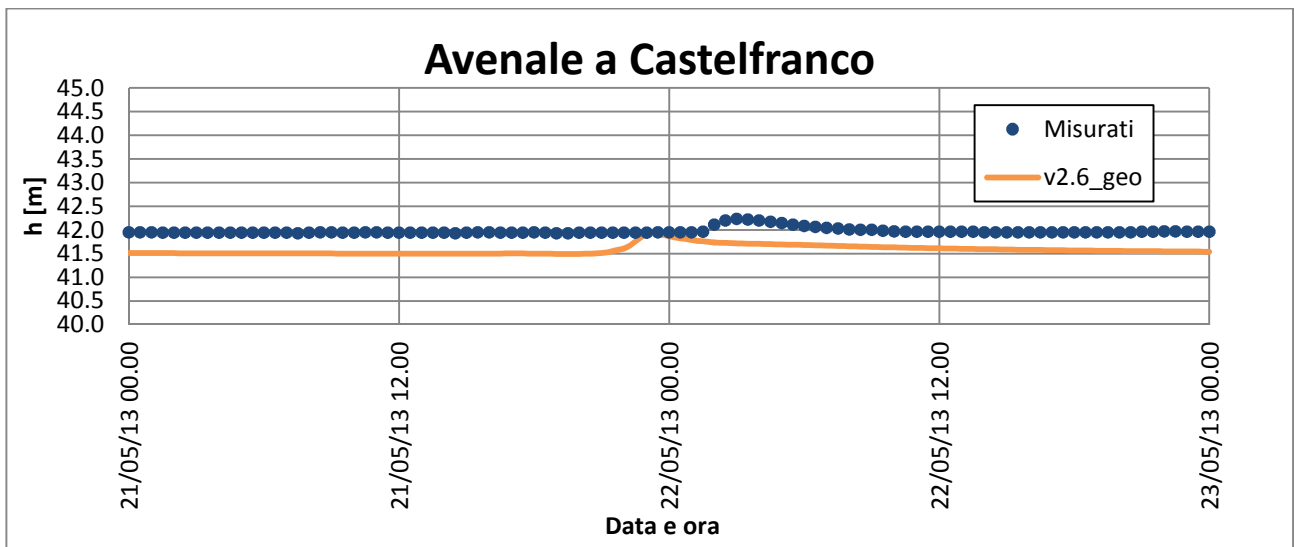
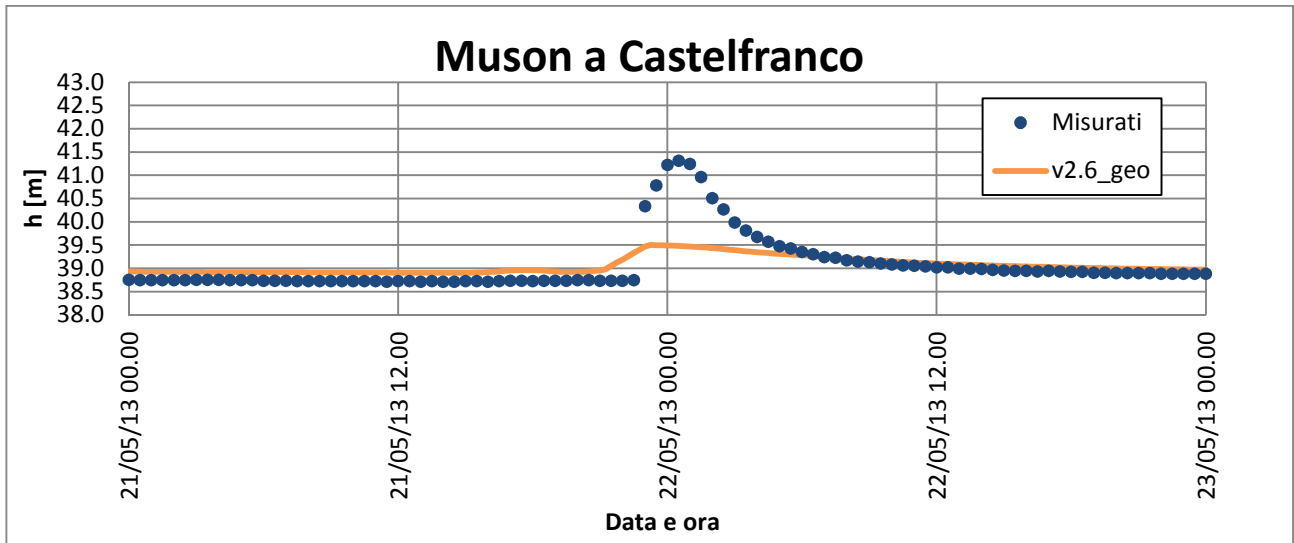


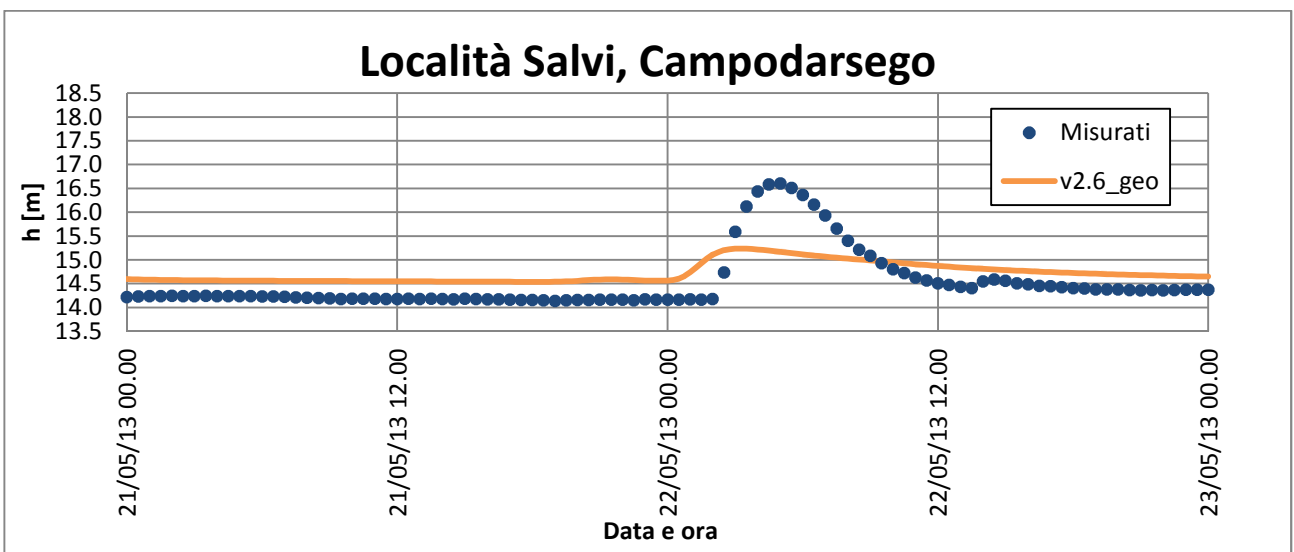
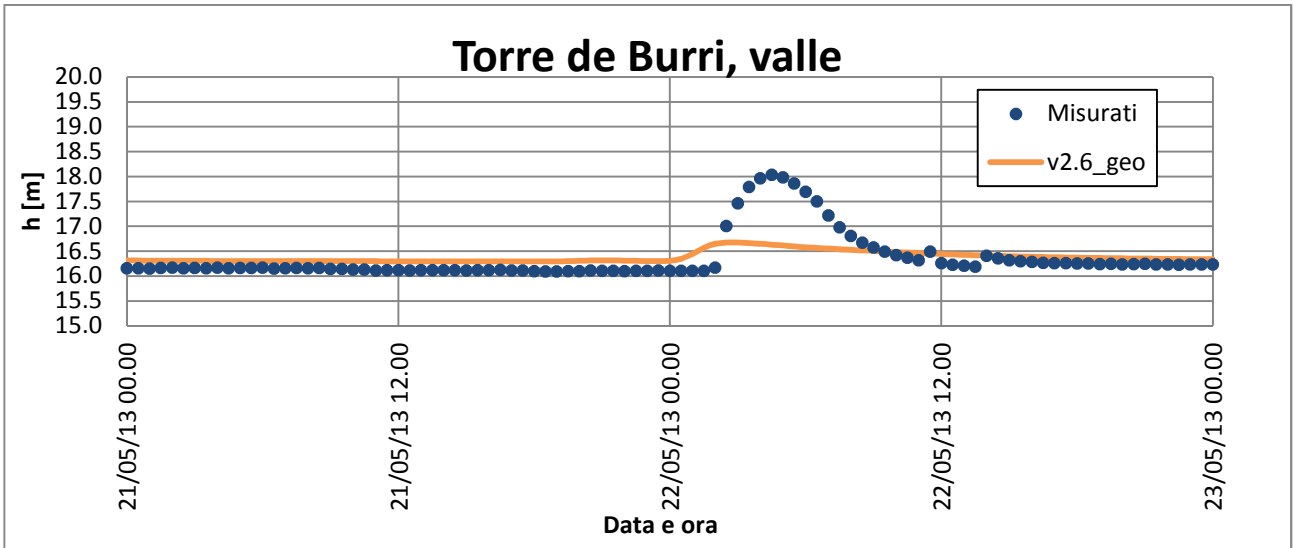
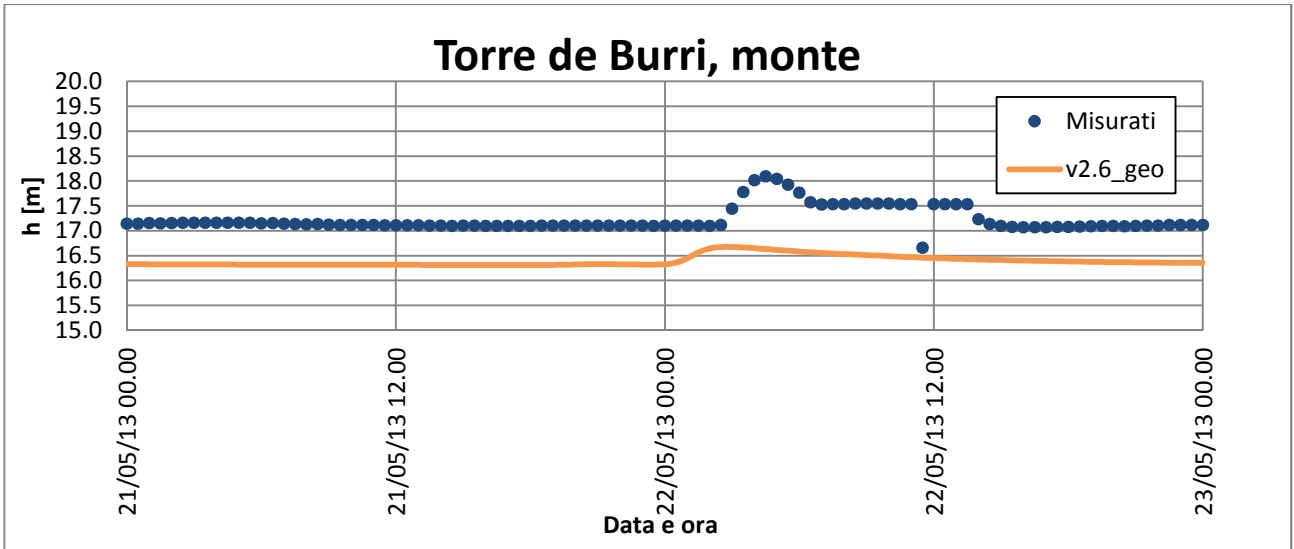
Evento del 16 – 19 maggio 2013





Evento del 20 – 23 maggio 2013





6. CONCLUSIONI

6.1. RISULTATI OTTENUTI

Osservando i primi risultati provenienti dall'applicazione in serie dei due modelli, è possibile fare alcune considerazioni. Si consideri innanzitutto il modello idrodinamico: gli andamenti globalmente ottenuti dalle simulazioni degli eventi considerati seguono bene l'andamento delle misure rilevate, ma ulteriori conferme sono giunte dalle fonti multimediali che sono rintracciabili nel web. Il modello riesce a simulare in modo soddisfacente la localizzazione delle aree in cui i franchi si sono annullati o sono state registrate incipienti esondazioni. Il dubbio permane però sull'attendibilità dei dati, in particolare sui valori degli zeri idrometrici di riferimento, spesso non riportati nelle serie fornite o addirittura non aggiornati in seguito agli innalzamenti degli strumenti. A questo proposito basti pensare all'innalzamento dell'idrometro posto al ponte di ferro a Camposampiero, oppure all'innalzamento del solo idrometro posto a monte del sostegno di Torre dei Burri, lasciando invariata la quota di quello di valle. Altro dubbio ricade sulle manovre attuate allo stesso sostegno di Torre dei Burri: se le autorità hanno dichiarato di farlo funzionare con lo stesso principio di una porta vinciana, i sopralluoghi sul territorio hanno mostrato l'impossibilità di chiudere completamente la sezione relativa alla paratoia più recente e i dati relativi alle manovre eseguite in occasione delle onde di piena del 2010 e del 2012 sono risultati poco comprensibili data l'assenza di riferimenti per le quote inserite. Questa parte del modello inoltre, manca ancora dei dati relativi alla porzione di valle del bacino e della rete idrografica, che sempre tramite il sostegno di Torre dei Burri va ad interagire con la rete del Muson dei Sassi di nostro interesse.

Il modello geomorfologico, tarato come riportato in precedenza sulla serie storica del 2010, presenta un buon andamento globale dei tiranti registrati, sia per le sezioni costituenti l'input del dominio del modello idrodinamico, che per quel che riguarda la propagazione dell'onda di piena. Per quanto riguarda invece la piena del 2012, il picco dell'onda viene fortemente sovrastimato. Secondo un articolo de il Mattino di Padova del 18 ottobre 2013, in tale occasione erano state attivate alcune delle vasche di laminazione, in particolare la vasca di laminazione di Riese Pio X (TV). Probabilmente la sovrastima è legata al fatto che questa porzione di territorio non è collocata all'interno del dominio del modello idrodinamico, mentre il modello geomorfologico non considera nel calcolo la loro presenza. Ovviamente questo eccesso di portata si ripercuote sulla rete di valle, provocando varie e diffuse esondazioni a partire dal tratto compreso tra Loreggia e Camposampiero, lungo il quale il Consorzio Acque Risorgive aveva registrato l'annullamento del franco arginale. Gli effetti di laminazione dati dalle esondazioni sono evidenziati dai tratti orizzontali negli andamenti dei livelli registrati dalla simulazione. Per le simulazioni del 2013, se la prima onda di piena viene individuata in modo globalmente corretto, riuscendo a rendere anche la presenza del picco secondario dell'onda principale e del secondo picco, per l'evento del 20 – 23 maggio i risultati risultano affetti da una forte sottostima, nonché dell'accentuata anticipazione della stessa onda.

6.2. SVILUPPI FUTURI

Giunti a questo punto, con una buona attendibilità della propagazione dell'onda di piena a valle del dominio, è necessario far interagire i due sistemi in modo completo. Per far questo le portate defluenti devono essere assegnate man mano lungo la rete; il risultato è ottenuto individuando una serie di sezioni intermedie nelle quali calcolare gli idrogrammi di piena tramite il modello geomorfologico, da assegnare poi come input al modello idrodinamico.

L'uso del dominio completo per la modellazione della rete del Muson dei Sassi permetterà l'attivazione delle casse di laminazione poste nel bacino pedemontano, ma al contempo porterà ad un nuovo quesito circa la posizione in cui far fermare l'operato di un modello e far partire il secondo dal momento che, come accennato in precedenza, il modello geomorfologico non è in grado di valutare la presenza di questi bacini.

Altro problema, non da poco, sarà poi la possibilità dell'uso del sistema così creato in continuo ed in real-time, fine effettivo del progetto SMART WATER di cui questo elaborato rappresenta una parte.

7. BIBLIOGRAFIA E SITOGRAFIA

- [1] ARPAV, Relazione n°07/11, “Livelli e portate medie giornaliere del torrente Muson dei Sassi a Castelfranco Veneto negli anni 2008-2010”
- [2] Centro Funzionale Decentrato, Scheda evento “IDRO”: 31 ottobre – 5 novembre 2010
- [3] Centro Funzionale Decentrato, Analisi dell’evento del 10 – 14 novembre 2012
- [4] D’Alpaos L, Defina A, Matticchio B. (1995), A coupled 2D and 1D finite element model for simulating tidal flow in the Venice channel network. In: Proceedings of the ninth international conference on finite elements in fluids, Venezia; 15–21 October 1995, p. 1397–406.
- [5] D’Alpaos L, Defina A. (2007), Mathematical modeling of tidal hydrodynamics in shallow lagoons: a review of open issues and applications to the Venice lagoon. *Computer & Geosciences*; 33, p. 476–96.
- [6] Defina A, D’Alpaos L, Matticchio B. (1994), A new set of equations for very shallow water and partially dry areas suitable to 2D numerical models. In: Molinaro P, Natale L, editors. *Modelling flood propagation over initially dry areas*. New York: American Society of Civil Engineers. p. 72–81.
- [7] Defina A. (2000), Two dimensional shallow flow equations for partially dry areas. *Water Resources Research*, 0043-1397; 36(11), p. 3251–64.
- [8] Defina A. (2003), Numerical experiments on bar growth. *Water Resources Research*; 39(4), p. ESG21–ESG212.
- [9] De Marchi Elia (2014), Hydrologic model of the Muson dei Sassi
- [10] Dipartimento IMAGE, Università degli Studi di Padova (2006), Studio idraulico mediante un modello matematico per la simulazione degli eventi di piena lungo le aste dei corsi d’acqua dell’area pedemontana in sinistra Brenta e confluenti nel torrente Muson dei Sassi
- [11] Marani Marco (2011), Processi e modelli dell’idrometeorologia – Un’introduzione
- [12] Marin Barbara (2014), Modellazione numerica della propagazione dell’onda di piena lungo il torrente Muson dei Sassi
- [13] il Mattino di Padova (18 ottobre 2013), Muson sorvegliato speciale da 15 anni, <http://mattinopadova.gelocal.it/padova/cronaca/2013/10/18/news/muson-sorvegliato-speciale-da-15-anni-1.7948268>
- [14] Provincia di Padova, SMART WATER, <http://www.provincia.pd.it/index.php?page=smart-water>
- [15] Provincia di Padova, Protezione Civile: al via il progetto SMART WATER per prevedere le piene del Muson dei Sassi, <http://www.provincia.pd.it/index.php?page=protezione-civile-al-via-il-progetto-smart-water-per-prevedere-le-piene-del-muson-dei-sassi>, 12-03-2013

- [16] Regione Veneto, U. P. Genio Civile di Padova, Studio idraulico dell'asta del Torrente Muson dei Sassi nel tratto di competenza del Genio Civile di Padova da Castelfranco Veneto (TV) alla confluenza nel fiume Brenta