



UNIVERSITÀ DI PARMA

UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI PARMA

DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA E ARCHITETTURA

Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Civile

SIMULAZIONI AD ALTA RISOLUZIONE DEGLI ALLAGAMENTI GENERATI DA BRECCE ARGINALI IN ZONE URBANE

HIGH-RESOLUTION
SIMULATIONS OF LEVEE-BREACH INDUCED
FLOODINGS IN URBAN AREAS

Relatore:

Dott. Renato Vacondio

Correlatori:

Dott.ssa Susanna Dazzi

Prof. Paolo Mignosa

Tesi di Laurea di:
Federico Vignali
Matricola: 289789

Anno Accademico 2019/2020

SOMMARIO

Sommario	3
1 Introduzione.....	5
2 Inquadramento dell'Area di studio	7
2.1 Il Fiume Panaro	7
2.2 Sistema Protezione Idraulica Fiume Panaro	8
2.3 Eventi Storici.....	10
3 Modello Numerico.....	13
3.1 Descrizione del Modello.....	19
4 Rilievo Topografico Alveo.....	30
4.1 Correzione Arginale	34
4.2 Taratura della Scabrezza dell'Alveo.....	35
4.3 Estrazione della Scala Deflusso a Camposanto	43
5 Costruzione del Modello	50
5.1 Apertura Canali/Sottopassi	53
5.2 Ricostruzione tratto di Tangenziale mancante.....	54
5.3 Trattamento delle Aree Urbane con la metodologia Building-Hole.....	56
5.4 Scabrezza dell'Area Allagabile	57
5.5 Griglia Multi Risoluzione	58
5.6 Condizioni al Contorno	60
5.7 Posizionamento e caratteristiche delle Brecce.....	64
6 Simulazioni preliminari senza Brecce	68
7 Simulazioni Finali con Brecce.....	73
7.1 Introduzione ai risultati delle brecce in sponda destra Panaro.....	75
7.2 Risultati eventi T 200 anni.....	76
7.3 Risultati eventi T20 anni.....	89
7.4 Aree Allagate, Volumi Esondati, Portate in uscita dalle brecce	98
7.5 Massimi Tiranti Idrici.....	101
7.6 Tempi di Calcolo	104
7.7 Elaborati grafici per gli eventi BRE1, BRE2, BRE3.....	105
8 Conclusioni.....	120
9 Appendice.....	122
10 Bibliografia.....	124
11 Ringraziamenti	125

1 INTRODUZIONE

Le alluvioni sono tra le calamità naturali in grado di generare i maggiori danni all'interno di territori abitati. Diversi studi si sono occupati di fornire stime dei danni che saranno provocati da questo tipo di fenomeni nel futuro. Ad esempio, secondo il Progetto Europeo “ClimateCost”, entro il 2050, senza opportune migliorie dei sistemi di Protezione Idraulica, vi saranno un numero di esondazioni tali da provocare danni per 46 miliardi/anno con più di 170 mila persone coinvolte in tutto il territorio europeo.

Sulla base di questi numeri, è evidente come l'attività di ricerca e progettazione nel campo della prevenzione e protezione idraulica risulti fondamentale per garantire la salvaguardia del territorio e per ridurre gli ingenti danni economici causati dalle alluvioni.

Nella Pianura Padana, la maggior parte dei corsi d'acqua, specie nei tratti vallivi, sono protetti da rilevati arginali e, in alcuni casi, possono contare anche su opere quali le Casse di Espansione, che permettono una laminazione delle portate durante eventi di piena. Anche in presenza di tali manufatti, talvolta i rilevati arginali non garantiscono un'adeguata protezione idraulica nel caso di piene particolarmente severe. Come dimostrato durante recenti avvenimenti (alluvione sul torrente Baganza 13/10/14; rotta sul fiume Secchia del gennaio 2014; rotta sul fiume Enza nel dicembre 2017), il rischio idraulico resta particolarmente significativo.

Inoltre, se un rialzo dei rilevati arginali da un lato comporta un aumento della portata massima contenibile all'interno dell'alveo, dall'altro crea un aumento del dislivello idrico tra lato fiume e lato campagna e quindi, in caso di collasso arginale, si avrebbero esondazioni ancora più importanti e danni ancora più ingenti.

Per analizzare la propagazione di onde di piena con un dato Tempo di Ritorno (T) lungo le aste fluviali, è consigliabile adottare modelli matematici bidimensionali in grado di risolvere le equazioni alle acque basse. Tali modelli, come quello utilizzato nella presente Attività di Tesi, sono in grado di riprodurre i fenomeni fisici che si sviluppano all'interno di un corso d'acqua e anche gli allagamenti fuori alveo in seguito alla formazione di brecce arginali. Queste simulazioni sono particolarmente utili per l'elaborazione di Piani per la Gestione del Rischio Idraulico, che permettano alle diverse Autorità competenti di prendere le opportune misure di protezione e prevenzione allo scopo di garantire la salvaguardia delle proprie aree urbane e/o rurali, o per lo meno la riduzione dei rischi correlati alle alluvioni.

Il Modello Numerico utilizzato nella presente attività di ricerca (PARFLOOD) è stato sviluppato presso il DIA dell'Università degli Studi di Parma dal Gruppo di Ricerca Hylab e permette appunto

la risoluzione dell'equazioni alle acque basse bidimensionali (Shallow Water Equations-SWE) attraverso una discretizzazione ai Volumi Finiti.

La presente Tesi si focalizza in particolare sull'analisi del tratto di fiume Panaro compreso tra l'uscita dalla Cassa di Espansione in località S. Anna (MO) e l'abitato di Camposanto (MO) e sul comparto in destra idraulica del corso d'acqua, che potrebbe essere interessato da allagamenti nel caso di tracimazioni o rotture arginali. In particolare, sono state effettuate le simulazioni degli scenari di allagamento conseguenti alla formazione di 5 brecce arginali poste tra Ponte S. Ambrogio (MO) e Bomporto (MO). Ciascuna breccia è stata analizzata per due diversi scenari idrologici, $T=200$ anni e $T=20$ anni, in modo da evidenziare differenze in termini d'area allagata e volumi esondati al variare dell'intensità degli eventi. L'obiettivo principale della ricerca consiste nel fornire un'analisi dettagliata per il territorio del Comune di Nonantola (MO), con particolare attenzione al centro urbano di Nonantola e alle diverse frazioni comunali. Nella presente tesi, le aree urbane sono trattate con il metodo "Building Hole", ossia vengono inclusi dettagliatamente nel modello i singoli edifici come se fossero blocchi impenetrabili, grazie alla elevata risoluzione spaziale della griglia di calcolo. Il numero e il posizionamento delle brecce sono stati selezionati per poter ottenere una panoramica completa dei possibili scenari alluvionali sul territorio comunale e delle problematiche derivanti da essi.

La presente Tesi è divisa in tre parti: nella prima, Capitolo 2 e Capitolo 3, sono presentati l'inquadramento dell'area di studio e il Modello Numerico PARFLOOD; nella seconda parte, ed in particolare nei Capitoli 4 e 5, si mostrano invece le elaborazioni relative ai Rilievi Lidar utilizzati, la preparazione della batimetria complessiva, la procedura di taratura della scabrezza e la definizione delle condizioni di monte e di valle utilizzate poi per le simulazioni. Nei Capitoli 6 e 7 si riportano invece i risultati ottenuti per i vari scenari elaborati, sia ventennali che duecentennali. Il Capitolo 8 è dedicato invece alle conclusioni e agli sviluppi futuri.

2 INQUADRAMENTO DELL'AREA DI STUDIO

2.1 Il Fiume Panaro

Il fiume Panaro è un affluente di destra del fiume Po che ha origine sull'Appennino Tosco-Emiliano dalla confluenza dei torrenti Leo e Scoltenna, che scendono rispettivamente dalle valli di Fiumalbo-Pievepelago e di Fanano.

La lunghezza complessiva risulta di 120.234 Km e il relativo bacino idrografico si estende per 1778.99 Km² (Dati Geo Portale AIPO).

Il regime fluviale è a carattere torrentizio con eventi di piena nei periodi autunnali e primaverili, a causa di precipitazioni intense e scioglimento nivale; si registrano poi eventi di magra nel periodo invernale, mentre nel periodo estivo si evidenziano portate quasi nulle.

Il bacino idrografico include la fascia di crinale dell'Appennino Tosco-Emiliano all'interno della quale spicca la presenza del Monte Cimone (2165 m slm). Questa zona è caratterizzata da precipitazione di notevole intensità e pendenze forti del terreno. Spostandosi poi verso la pianura si incontrano aree pedecollinari caratterizzate da precipitazioni e pendenze via via decrescenti.

Tale bacino comprende porzioni di province di Modena, Ferrara e Bologna. Il bacino si considera suddiviso in due sottobacini (Geo Portale AIPO), uno definito Alto Panaro che si sviluppa dalla sorgente fino alla cassa di espansione in località Sant'Anna (MO) e uno denominato Basso Panaro che comprende la porzione di bacino residuo a valle dell'uscita dalla cassa fino alla confluenza con il fiume Po. In Figura 2-1 si riporta una rappresentazione grafica del bacino di monte. [1]



Figura 2-1:rappresentazione bacino di monte del Fiume Panaro

2.2 Sistema Protezione Idraulica Fiume Panaro

Negli anni Settanta-Ottanta fu progettata e realizzata una cassa di espansione, al fine di migliorare la sicurezza idraulica della città di Modena e dei territori più a valle.

Il sistema di casse è costituito da un invaso in linea ed uno fuori linea. Si estende sia in destra nel territorio comunale di San Cesario sul Panaro (MO), sia in sinistra nel comune di Modena. Il manufatto principale è costituito da uno sbarramento in calcestruzzo dotato di un sistema regolabile di cinque paratoie e quattro scarichi di fondo laterali ed è ideato anche per poter essere sormontato in caso di piene di una certa rilevanza.

L'invaso fuori linea, in destra idraulica, è progettato in modo che possa attivarsi prima che sia raggiunta la quota di troppo pieno nell'invaso principale, così da aumentare il volume massimo di laminazione.

L'intera opera è protetta da un sistema di arginature maestre insormontabili, mentre l'invaso fuori linea è separato da quello in linea da un corpo arginale secondario sormontabile. L'altitudine nella porzione di bacino interessato dall'opera è compresa tra 33 a 40 m slm.

In Figura 2-2 si mostra un'immagine del manufatto principale.



Figura 2-2:manufatto principale Cassa Espansione fiume Panaro (www.cae.it)

In Tabella 2-1 si riportano invece alcuni dati progettuali relativi alla cassa d'espansione, forniti dall'Autorità di Bacino del Fiume Po. [2]

Tabella 2-1: caratteristiche tecniche Cassa Espansione Fiume Panaro

Caratteristiche tecniche	
Superficie complessiva (m ²)	3.000.000
Superficie bacino principale (m ²)	2.350.000
Volume utile complessivo (m ³)	25.000.000
Volume utile bacino principale (m ³)	19.500.000
Portata massima entrante (T=30-50 anni)	1400
Portata massima uscente (T=30-50 anni)	900
Quota massima sfioratore principale (m slm)	41.1
Quota massima invaso (m slm)	43.25
Quota coronamento arginature maestre (m slm)	44.85
Quota coronamento arginature secondarie (m slm)	42
Altezza massima degli argini maestri (m)	11
Altezza massima dell'argine secondario (m)	8.15

Il tratto di Panaro a valle della cassa d'espansione è inoltre protetto da un sistema di arginature in terra, sia in destra che in sinistra idraulica. In particolare, il corso d'acqua risulta arginato in modo completo a partire dalla confluenza con il torrente Tiepido in località Fossalta (MO).

Nel tratto compreso tra la confluenza con il suddetto torrente e il manufatto di sbarramento, in destra idraulica l'arginatura è garantita a partire dall'immissione del diversivo Muzza, mentre in sinistra la protezione idraulica è affidata agli argini del torrente Tiepido e a scarpate naturali e/o rilevati stradali presenti. Quindi, ad eccezione del tratto immediatamente a valle dello sbarramento, caratterizzato da un cosiddetto "polmone" dove è ammessa una naturale espansione in caso di piene, i 68 km del corso d'acqua a valle sono protetti da arginature maestre sia in destra che in sinistra idraulica fino alla confluenza con il fiume Po. Tali arginature sono realizzate a ridosso dell'alveo, in molti tratti praticamente in froldo, per cui non si evidenziano particolari aree goleinali.

2.3 Eventi Storici

Nel corso del Novecento, in particolare dopo il 1950, la pianura modenese è stata colpita da vari eventi alluvionali, per la maggior parte causati da tracimazioni o rotte arginali dei fiumi Panaro e Secchia, che hanno portato ad allagamenti in un territorio complessivo di oltre 37'000 ettari. In Tabella 2-2 si mostra un riepilogo degli eventi più significativi sul territorio modenese nel Novecento. [3]

Tabella 2-2: Principali Alluvioni nel territorio modenese nel Novecento

Data Evento	Ettari allagati			
	Panaro	Secchia	Totale ha	Comuni
09/1928	-	-	-	Cavezzo
29/05/1939	-	-	-	Modena, Formigine, Bastiglia
10/1944	-	-	-	Concordia, Modena
11/1952	2840	-	2840	Camposanto, Finale, S. Felice
04/1960	-	10000	10000	Camposanto, Carpi, Cavezzo, S. Felice, Medolla, Novi, S. Prospero, Soliera
4-5/11/1966	9400	7000	16400	Modena, S. Cesario, Castelfranco; Nonantola , Bastiglia, Soliera, Carpi, Novi, Campogalliano, Finale E.
10-16/09/1972	2540	6050	8590	Bastiglia, Bomporto, Modena Campogalliano
25-26/09/1973	6000	-	6000	Bastiglia, Bomporto, Castelfranco, Modena, Nonantola , S. Cesario
11/1982	2500	-	2500	Finale E., Camposanto

Focalizzandosi sugli eventi riguardanti il fiume Panaro (Tabella 2-2), è evidente come questi abbiano colpito maggiormente i territori posti in sinistra idraulica. Tuttavia, in sponda destra e in particolar modo nei territori del Comune di Nonantola (MO), si sono registrati due eventi che hanno causato gravi danni alla comunità locale, nel 1966 e nel 1973.

A cavallo del 1960, molti bacini di rilevanza nazionale come quello del Fiume Po erano caratterizzati da un degrado idrogeologico diffuso e molti di essi non potevano contare su adeguate opere di contenimento idraulico. Eventi alluvionali di intensità elevata verificatisi in quel decennio misero a dura prova la gestione delle piene e il mantenimento della sicurezza idraulica nei territori più esposti. L'evento maggiormente catastrofico fu quello avvenuto il 4-5 novembre 1966 che, a causa di condizioni climatiche particolarmente avverse in tutto il Centro-Nord del Paese, causò:

- Alluvione di Firenze;
- Acqua alta a Venezia;
- Rotte arginali sul Secchia e sul Panaro.

In particolare, la rottura dell'argine del fiume Panaro si verificò in località Chiavica Nonantolana (MO) con conseguenti allagamenti nei comuni elencati in tabella.

Il secondo evento in ordine di tempo che ha causato gravi danni al Comune di Nonantola è quello avvenuto il 25-26 settembre 1973. Diverse tracimazioni in differenti località e una rottura in destra all'altezza del Ponte Ferroviario a valle della località Ponte S. Ambrogio (MO) hanno portato ad allagamenti in oltre 6000 ettari. In Figura 2-3 una vecchia immagine del Reperto Fotografico della Provincia di Modena mostra una delle brecce arginali aperte durante quell'evento. [3]



Figura 2-3: alluvione in destra idraulica Panaro 1973

In aggiunta agli eventi sopracitati, nel gennaio 2014 la provincia modenese è stata colpita da una alluvione di notevole intensità causata da una rottura sul Secchia in destra idraulica in località San Matteo (MO). Durante tale evento l'area allagata è risultata pari a 52 km^2 , il volume esondato $36*10^6 \text{ m}^3$ con danni economici stimati per 500 milioni di euro circa.

In Figura 2-4 si mostra un'immagine della breccia arginale che ha provocato l'esondazione dall'alveo.



Figura 2-4: breccia sponda destra Panaro in località San Matteo (MO) 2014

La formazione della breccia è avvenuta in tempi molto rapidi e le segnalazioni riportate dagli osservatori presenti non hanno permesso di compiere nessun tipo di azione di contenimento.

Durante il medesimo evento alluvionale anche un tratto della sponda destra del fiume Panaro, in prossimità di Via Tronco, è stato oggetto di criticità in quanto a causa di fenomeni di erosione interna, si è formato un flusso idrico all'interno dell'argine che ha comportato la fuoriuscita di un quantitativo d'acqua torbida sul lato campagna. Tale fenomeno, se non contenuto, avrebbe portato anche in questo caso ad un collasso del sistema arginale. In questo caso, solamente il tempestivo intervento di AIPO e Protezione Civile ha scongiurato la formazione di una breccia che, per condizioni idrografiche simili, avrebbe portato ad un'esondazione di dimensioni paragonabili a quelle registrate in mattinata lungo la sponda destra del Secchia. Al termine degli eventi, varie indagini hanno evidenziato come le arginature di Secchia e Panaro fossero compromesse da erosioni interne dovute dalla presenza di tane di animali selvatici che hanno causato un indebolimento strutturale dei rilevati. Per questo motivo sono state formulate diverse ipotesi di collasso anche in considerazione di questa presenza importante di fauna selvatica. [4]

3 MODELLO NUMERICO

Negli studi riguardanti la modellazione di fenomeni idrologici, i modelli matematici rappresentano ad oggi il miglior strumento per poter sviluppare piani di Protezione Idraulica, con lo scopo di ridurre il rischio idraulico all'interno di territori che vedono l'attività antropica sempre più crescente.

Tali modelli infatti, risolvono un sistema di equazioni differenziali mediante tecniche di discretizzazione numerica ricavando le grandezze fisiche di interesse all'interno della griglia di calcolo.

Il limite principale di tali modelli consiste nel poter risolvere le equazioni descritte, solamente in punti di calcolo discreti, (coincidenti con la griglia di calcolo), quando in realtà le stesse grandezze fisiche variano in modo continuo all'interno del dominio.

I modelli matematici si suddividono in due tipologie principali: modelli idraulici e modelli idrologici. I modelli idrologici si basano su formulazioni parzialmente empiriche e descrivono i fenomeni fisici in maniera concettuale. Non richiedono una conoscenza dettagliata della geometria del corso d'acqua e inoltre si contraddistinguono per la facilità di utilizzo e per un ridotto onere computazionale. Di contro però, possono essere applicati solo per lo studio di un numero ridotto di fenomeni, solamente in alcune sezioni ed inoltre richiedono dati per la taratura.

I modelli idraulici invece, sfruttano le equazioni matematiche che esprimono principi fisici di conservazione, hanno quindi un vasto campo di applicazione e sono in grado di fornire una descrizione decisamente più accurata dei fenomeni idraulici. Di contro richiedono una conoscenza molto dettagliata della geometria del corso d'acqua ed oneri computazionali decisamente più elevati.

I modelli idraulici consentono di descrivere il fenomeno della propagazione di un'onda di piena attraverso due tipologie di approccio: monodimensionale oppure bidimensionale.

Gli schemi 1D permettono si basano su un sistema di due equazioni differenziali con due variabili dipendenti, ad esempio portata q e area A , in funzione di due variabili indipendenti, tempo t e ascissa curvilinea x lungo il thalweg. Per thalweg si intende il tracciato idrico all'interno dell'alveo che si genera quando all'interno dello stesso abbiamo un quantitativo minimo d'acqua.

Per la descrizione del sistema è possibile quindi scegliere due tra queste equazioni:

- equazione di conservazione della massa;
- equazione di bilancio energetico;
- equazione di bilancio della quantità di moto.

Per una più ampia adattabilità ai vari fenomeni idraulici, generalmente si preferisce la prima e la terza equazione. Le equazioni dei modelli 1D sono ricavate a partire dalle seguenti cinque ipotesi fondamentali:

- monodimensionalità del moto;
- velocità uniforme lungo la sezione trasversale;
- pendenza del fondo ridotta $i (<10\%)$ cosicché l'angolo α potrà essere confuso con $\text{sen}(\alpha)$ e $\tan(\alpha)$;
- curvature delle traiettorie ridotte, così si avrà sempre una distribuzione pressoria di tipo idrostatico;
- il valore della cadente idraulica calcolato attraverso la formulazione proposta da Chezy per il moto permanente;

$$Q = A\chi \sqrt{RJ}$$

Equazione 3-1

dove con A (m^2) si intende area bagnata, R (m) raggio idraulico, J (-) cadente idraulica, χ coefficiente di Chezy ($\text{m}^{1/2}/\text{s}$) e Q (m^3/s) portata.

Il sistema, in termini di q ed A , è quindi così definito:

- equazione di bilancio di massa:

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial q}{\partial x} = 0$$

Equazione 3-2

- equazione di bilancio della quantità di moto:

$$\frac{\partial q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{q^2}{A} + gI_1 \right) = gA(i - J)$$

Equazione 3-3

dove I_1 rappresenta il momento statico della sezione bagnata rispetto al pelo libero.

Per una maggior comprensione di alcuni termini e per una più semplice risoluzione, tale sistema è spesso riscritto in termini di velocità media v e profondità idrica h , e assume questa forma:

- equazione di bilancio di massa:

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{A}{B} \frac{\partial v}{\partial x} + v \frac{\partial h}{\partial x} + \frac{v}{B} \left(\frac{\partial A}{\partial x} \right)_{x=cost} = 0$$

Equazione 3-4

- equazione di bilancio della quantità di moto:

$$\frac{1}{g} \frac{\partial v}{\partial t} + \frac{v}{g} \frac{\partial v}{\partial x} + \frac{\partial h}{\partial x} = (i - J)$$

Equazione 3-5

Tali equazioni (Equazione 3-4;Equazione 3-5)prendono il nome di Equazioni di De Saint Venant e rappresentano quindi un sistema di due equazioni differenziali alle derivate parziali del primo ordine non lineari [5].

La modellazione 1D tuttavia presenta alcuni limiti evidenti che non permettono una corretta analisi dei fenomeni riscontrati durante una propagazione di un'onda di piena.

L'ipotesi di monodimensionalità della corrente non risulta verificata in presenza di alvei caratterizzati da curve o golene facilmente allagabili. Inoltre, in caso di esondazioni all'esterno della regione fluviale, è chiaro che la corrente non ha più alcuna direzione preferenziale.

In questi casi è dunque necessario adottare una modellazione di tipo bidimensionale (2D).

Il modello matematico impiegato in questa attività di Tesi, denominato PARFLOOD, è stato creato e sviluppato dal Gruppo di Ricerca Hylab all'interno Dipartimento di Ingegneria e Architettura (DIA) dell'Università di Parma.

Tale modello permette la risoluzione delle equazioni bidimensionali alle acque basse, Shallow Water Equations, attraverso discretizzazione con il metodo ai volumi finiti.

Questa metodologia esplicita ai volumi finiti, basata sulle risoluzioni del problema di Riemann [6], permette l'analisi di moti super-critici, sub-critici, di transizione oppure fenomeni di onde a fronte ripido (shock types).

Le equazioni SWE si possono ricavare a partire dalle equazioni di Navier-Stokes (Equazione 3-6), composte da tre equazioni di conservazione della quantità di moto lungo x , y e z e dall'equazione di conservazione della massa.

$$\left\{ \begin{array}{l} u_t + (uu)_x + (uv)_y + (uw)_z = -p_x + (\nu u_x)_x + (\nu u_y)_y + (\nu u_z)_z \\ v_t + (uv)_x + (vv)_y + (vw)_z = -p_y + (\nu v_x)_x + (\nu v_y)_y + (\nu v_z)_z \\ w_t + (uw)_x + (vw)_y + (ww)_z = -p_z + (\nu w_x)_x + (\nu w_y)_y + (\nu w_z)_z - g \\ u_x + v_y + w_z = 0 \end{array} \right.$$

Equazione 3-6

dove $u(x,y,z,t)$, $v(x,y,z,t)$, e $w(x,y,z,t)$, rappresentano le tre componenti della velocità lungo le tre direzioni, p la pressione mentre la viscosità è rappresentata dal coefficiente ν .

Si ha quindi un sistema di quattro equazioni e quattro incognite (componenti della velocità e termine pressorio).

Un generico campo di applicazione è mostrato in Figura 3-1:

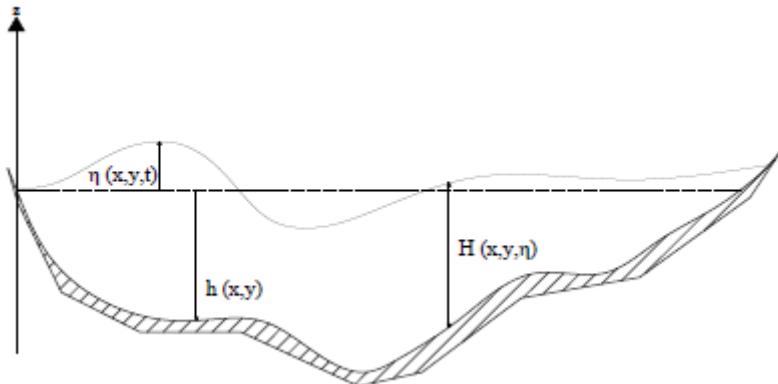


Figura 3-1: esempio campo applicativo SWE

con $H(x,y) = \eta(x,y,t) + h(x,y)$ distanza tra fondo e superficie libera.

Si sottolinea che per poter applicare questa metodologia, la superficie libera lungo la verticale, deve intersecare la superficie orizzontale una volta soltanto. Da figura inoltre si osserva come si aggiungano due ulteriori incognite, $\eta(x,y,t)$ e $h(x,y)$, portando il numero totale a sei. Per una corretta risoluzione è quindi necessario fornire ulteriori due equazioni, in particolare le due condizioni cinematiche per la superficie libera (Equazione 3-7) e per il fondo (Equazione 3-8).

$$w^s = \eta_t + \eta_x u^s + \eta_y u^s$$

Equazione 3-7

$$-w^b = -h_x u^b - h_y u^b$$

Equazione 3-8

dove i termini s e b si riferiscono rispettivamente alla superficie libera e al fondo.

Infine si fornisce la condizione al contorno relativa agli sforzi tangenziali sulla superficie libera e sul fondo (Equazione 3-9;Equazione 3-10)

$$\nu(u_z - u_x \eta_x - u_y \eta_y) = \gamma_t (u_a - u^s)$$

$$\nu(v_z - v_x \eta_x - v_y \eta_y) = \gamma_t (v_a - v)$$

Equazione 3-9

$$\nu(u_z + u_x h_x + u_y h_y) = \gamma_b u^b$$

$$\nu(v_z + v_x h_x + v_y h_y) = \gamma_b v^b$$

Equazione 3-10

Dopodiché integrando le equazioni del sistema di Navier-Stokes (Equazione 3-6) tra η e $-h$, assumendo un andamento idrostatico della pressione, non considerando il termine w della velocità, confondendo i termini u e v con i rispettivi valori medi lungo la verticale (U, V) ed ipotizzando piccole pendenze si ottengono le equazione bidimensionali alla acque basse (SWE) di Equazione 3-11. [7]; [8]

$$\left\{ \begin{array}{l} \eta_t + (HU)_x + (HV)_y = 0 \\ (HU)_t + (HUU)_x + (HUV)_y = -gH\eta_x + (H\bar{v}U_x)_x + (H\bar{v}U_y)_y - \gamma U + \gamma_t u_a \\ (HV)_t + (HUV)_x + (HVV)_y = -gH\eta_y + (H\bar{v}V_x)_x + (H\bar{v}V_y)_y - \gamma V + \gamma_t v_a \end{array} \right.$$

Equazione 3-11

È possibile riscrivere tale sistema in forma compatta, ed assume quindi la seguente configurazione:

$$\frac{\delta}{\delta t} \int U dA + \int H n dC = \int (S_0 + S_f) dA$$

Equazione 3-12

dove C rappresenta il contorno, n il versore normale a C , U il vettore delle variabili conservative (quota idrica η e portate specifiche uh e vh), $H = (F, G)$ il tensore dei flussi in direzione x e y mentre

S_o e S_f rappresentano i vettori dei termini sorgenti che tengono conto di pendenza e scabrezza secondo la formulazione di Manning. [9]

Tali elementi sono quindi così definiti:

$$U = \begin{bmatrix} \eta \\ uh \\ vh \end{bmatrix};$$

$$F = \begin{bmatrix} uh \\ hu^2 + \frac{1}{2}g(\eta^2 - \eta z) \\ huv \end{bmatrix};$$

$$G = \begin{bmatrix} vh \\ huv \\ hv^2 + \frac{1}{2}g(\eta^2 - \eta z) \end{bmatrix};$$

$$S_o = \begin{bmatrix} 0 \\ -g\eta \frac{\delta}{\Delta x} z \\ -g\eta \frac{\delta}{\Delta x} z \end{bmatrix}; \quad S_f = \begin{bmatrix} 0 \\ -g\eta^2 u \frac{\sqrt{u^2 + v^2}}{h^{1/3}} \\ -g\eta^2 v \frac{\sqrt{u^2 + v^2}}{h^{1/3}} \end{bmatrix}$$

Attraverso quindi il risolutore approssimato del problema di Reimann HLLC, il modello PARFLOOD permette di calcolare il vettore delle variabili conservate $U_{i,j}$ e di aggiornarlo nel tempo nel seguente modo (Equazione 3-13):

$$U_{i,j}^{n+1} = U_{i,j}^n - \frac{\Delta t^n}{\Delta x} (F_{i+1/2,j} - F_{i-1/2,j}) - \frac{\Delta t^n}{\Delta y} (G_{i,j+1/2} - G_{i,j-1/2}) + \Delta t^n (S)$$

Equazione 3-13

dove n rappresenta l'istante temporale, i e j la posizione della cella di dimensioni Δx e Δy ed infine Δt^n il passo di calcolo nel rispetto della condizione CFL [10].

I flussi F, G in direzione x e y sono valutati all'interfaccia fra le celle $i \pm 1/2$ e $j \pm 1/2$.

Inoltre per evitare la formazione di instabilità o alte velocità, nel caso in cui il termine $h_{i,j}$ sia minore di un valore limite h_c , la cella è considerata asciutta ($h=0$).

Il modello numerico PARFLOOD riesce quindi a garantire la conservazione della massa e dei flussi della quantità di moto ed è quindi in grado di descrivere correttamente i fenomeni di moto vario che

si sviluppano durante il passaggio di una piena ed in particolare i fenomeni che si generano a seguito di una formazione di una breccia arginale.

Per poter analizzare scenari d’allegamento su domini di grande estensione, il codice di calcolo è stato sviluppato in ambiente CUDA (Compute Unified Device Architecture) che consente di eseguire calcoli paralleli sfruttando le GPUs (Graphics Processing Units). In questo modo i tempi di calcolo sono ridotti di circa due ordini di grandezza (rispetto ad un analogo modello seriale) e risulta possibile eseguire simulazioni con domini discretizzati con milioni di celle. In Proposito è interessante evidenziare, al termine delle varie simulazioni, il rapporto tra tempo reale dell’evento e tempo di simulazione per osservare meglio l’efficienza del codice.

All’interno dell’Ateneo si ha a disposizione una macchina HPC CLUSTER, sistema operativo Linux, che dispone di 14 schede video GPU (Nvidia Tesla® P100) il cui utilizzo è regolato attraverso un gestore di code SLURM. È possibile interfacciare questa macchina e il proprio computer di lavoro mediante programma WinSCP mentre per gestire le varie operazioni relative alle simulazioni ci si affida al programma Cygwin (pacchetto ssh).

3.1 Descrizione del Modello

Il modello PARFLOOD prevede tre principali fasi di lavoro:

- Fase di inserimento dei dati o fase Input;
- Fase di calcolo e risoluzione SWE;
- Fase di restituzione dei risultati o fase Output;

I programmi utilizzati per poter preparare i dati di input necessari o per poter visualizzare i valori restituiti dal modello sono principalmente i seguenti:

- Surfer;
- Qgis;
- Matlab;
- Notepad ++;
- Winscp;
- Cygwin64 (“openssh”).

Dati File Input

Per poter simulare gli eventi oggetto di studio attraverso la risoluzione delle equazioni 2D alle acque basse, il modello richiede nove tipologie diverse di file di input:

- Batimetria (file.BTM);
- Scabrezza (file.MAN);
- Condizione iniziale (file.INH);
- Condizione al contorno (file.BLN);
- Velocità iniziale lungo x (file.VHX);
- Velocità iniziale lungo y (file.VHY);
- Specifica sulle condizioni al contorno (file.BCC);
- Eventuali brecce (file.BRE);
- Multi risoluzione (file.PTS).

I primi quattro file sono indispensabili per l'avvio della simulazione. I restanti file invece hanno lo scopo di specificare nel dettaglio alcune condizioni che si vogliono ricercare all'interno della simulazione, ad esempio la formazione di una breccia in un dato punto oppure un livello di dettaglio differente all'interno della griglia di calcolo.

Batimetria (file.BTM)

Questo file contiene informazioni relative all'andamento della quota del terreno z per i diversi punti x,y appartenenti ad una determinata griglia. Generalmente questo file è ottenuto dall'elaborazioni di modelli digitali del terreno. È possibile visualizzare graficamente tali file attraverso programmi come Surfer.

Scabrezza (file.MAN)

In questo file è definito un valore di scabrezza per ciascuna delle celle della griglia, rappresentando così la resistenza al moto. Tale valore è funzione delle caratteristiche litologiche e dell'uso del suolo.

Le formulazioni più note riguardanti la scabrezza sono quelle di Strickler:

$$\chi = k_s R^{1/6}$$

Equazione 3-14

oppure quella di Manning:

$$\chi = \frac{1}{n} R^{1/6}$$

Equazione 3-15

dove k_s ($\text{m}^{1/3}/\text{s}$) e $n=1/k_s$ ($\text{m}^{-1/3} \text{ s}$) sono rispettivamente i coefficienti di Strickler e Manning mentre R è il raggio idraulico.

Condizione iniziale (file.INH)

All'interno di questo file si definisce la quota idrica iniziale in ciascuna cella della griglia. Tale condizione può essere ricavata anche da una simulazione preliminare.

Anche se si vuole effettuare una simulazione partendo da una condizione iniziale di alveo asciutto, per necessità del modello, è necessario bagnare un numero limitato di celle in prossimità della condizione al contorno di monte.

Se invece si vuole creare una condizione iniziale partendo da una simulazione preliminare si dovrà semplicemente convertire il file di output WSE della simulazione preliminare (opportunamente decodificato) in formato INH.

In entrambi i casi bisogna sempre prestare attenzione che la griglia della batimetria e la griglia delle condizioni iniziali abbiano le stesse dimensioni.

Portate specifiche iniziali (file.VHX/VHY)

Se le mappe delle portate specifiche iniziali lungo x o lungo y non sono fornite, il modello assumerà che tali grandezze siano nulle in tutto il dominio. Tali mappe chiaramente non sono fornite partendo da una condizione di alveo asciutto, se invece si sfrutta una simulazione preliminare per ricavare le condizioni iniziali, i due file potranno essere ottenuti moltiplicando attraverso il comando “Grid Math” di Surfer, il file decodificato DEP (profondità idrica) con i files delle velocità VVX e VVY.

Naturalmente è necessario che i file si riferiscano allo stesso istante di tempo nel quale si vuole generare la nuova condizione iniziale.

Condizione al contorno (file.BLN)

All'interno di questo file si definisce il contorno dell'area oggetto di studio e per ogni segmento di tale contorno si specifica una particolare condizione.

Nella prima riga si indica il numero dei punti utilizzati per rappresentare il contorno del dominio; successivamente per ognuno di questi si forniscono le coordinate x e y e il tipo di condizione al contorno da assegnare sul segmento che congiunge il punto stesso a quello successivo.

Si può scegliere tra le seguenti tipologie:

- 21: idrogramma di portata;
- 1: muro;
- 2: portata specifica;
- 3: tirante idrico;
- 4: farfield, l'acqua può allontanarsi come se il terreno fosse pianeggiante o privo di ostacoli;
- 5: scala di deflusso.

Si mostra in Figura 3-2 un esempio di tale file.

BLNPANARO_FINAL_Diga S.Anna_Camposanto_Tiepido.bln				
1	19			
2	659477.5247454	4941452.3455219	21	
3	659601.6037435	4941517.4361439	1	
4	672749.47737844	4948093.3734868	1	
5	675033.41565453	4953505.917004	1	
6	676279.14746509	4958003.049155	1	
7	673268.93192095	4961411.7738793	1	
8	669026.72816499	4961331.9145992	1	
9	668973.81315894	4961565.6951129	1	
10	668978.97675763	4961643.1490932	5	
11	669016.41284811	4961688.3305817	1	
12	669097.23380978	4961938.6050409	1	
13	666730.97823441	4963011.9988043	1	
14	657070.23874624	4958544.2594138	1	
15	656767.05081093	4943974.8604484	1	
16	656826.48265614	4943475.6379644	1	
17	656932.80681994	4943408.714623	1	
18	656961.33486283	4943392.352951	1	
19	657141.51776925	4942988.5006829	1	
20	658213.26402337	4941318.4349631	1	

Figura 3-2: esempio file BLN

Specificare condizioni al contorno (file.BCC)

Una volta definito il dominio di calcolo e definite quindi le caratteristiche dei punti che individuano il contorno, è necessario specificare attraverso un file BCC l'andamento delle onde di piena, dei livelli o delle scale di deflusso.

Tale file è formattato in modo che nella prima riga venga specificato il numero delle condizioni da inserire. Dopodiché, per ciascuna condizione, è necessario indicare il numero segmento interessato (riportato nel file BLN) e il numero di righe necessarie per descrivere la condizione al contorno. Ad esempio, in Figura 3-2 è riportata la condizione al contorno di portata imposta sul segmento 1 del file BLN e composta da 501 istanti temporali (Figura 3-3).

Gli elementi devono essere poi descritti in modo differente a seconda della specifica condizione secondo quanto descritto in Tabella 3-1:

Tabella 3-1: tabella descrizione condizioni al contorno

DESCRIZIONE CONDIZIONI AL CONTORNO			
Segmento interessato dalla condizione	Elementi Onda di Piena (condizione 21)		
Tempo (s)	Quota idrica (m slm)	Portata (m^3/s)	0
Segmento interessato dalla condizione	Elementi andamento Livelli (condizione 3)		
Tempo (s)	Quota idrica (m slm)	Portata (m^3/s)	0
Segmento interessato dalla condizione	Elementi Scala di Deflusso (condizione 5)		
Quota idrica (m slm)	Portata (m^3/s)	0	-

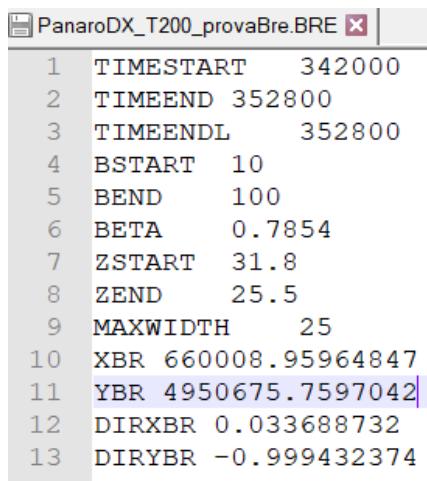
Si mostra in Figura 3-3 un esempio di file BCC utilizzato all'interno di questa Attività di Tesi.

FINALE3_200anni(con scala deflusso nel canale bonifica).BCC				
1	3			
2	1 501			
3	0 30.0	130.2	0	
4	1287.8244	30.0	130.5	0
5	2575.602	30.0	130.8	0
6	3863.3364	30.0	131.0	0
7	5151.0204	30.0	131.3	0
8	6438.6648	30.0	131.6	0
9	7726.2588	30.0	131.8	0
10	9013.806	30.0	132.1	0
11	10301.3028	30.0	132.4	0
12	11588.7528	30.0	132.7	0
13	12876.156	30.0	133.0	0
14	14163.5088	30.0	133.2	0
15	15450.8112	30.0	133.5	0
16	16738.0632	30.0	133.8	0
17	18025.2612	30.0	134.1	0
18	19312.4088	30.0	134.4	0
19	20599.506	30.0	134.7	0
20	21886.5456	30.0	135.0	0
21	23173.5348	30.0	135.3	0
22	24460.47	30.0	135.6	0
23	25747.3476	30.0	135.9	0
24	27034.1712	30.0	136.2	0
25	28320.9372	30.0	136.5	0
26	29607.6456	30.0	136.8	0
27	30894.2928	30.0	137.1	0
28	32180.886	30.0	137.4	0
29	33467.418	30.0	137.7	0
30	34753.8888	30.0	138.0	0
31	36040.302	30.0	138.4	0
32	37326.6504	30.0	138.7	0
33	38612.9376	30.0	139.0	0
34	39899.16	30.0	139.3	0
35	41185.3176	30.0	139.7	0
36	42471.4104	30.0	140.0	0
37	43757.4384	30.0	140.3	0
38	45043.398	30.0	140.6	0

Figura 3-3: esempio file BCC

Definizione Brecce (file.BRE)

Questo file fornisce le informazioni relative alla generazione di un'eventuale breccia lungo un tratto arginale. Generalmente tale istante è valutato in base al passaggio del picco dell'onda di piena oppure quando si potrebbe avere un sormonto arginale che porterebbe prima a sedimenti differenziali del rilevato e poi a un collasso completo. In Figura 3-4 un esempio di file BRE:



```
PanaroDX_T200_provaBre.BRE
1 TIMESTART 342000
2 TIMEEND 352800
3 TIMEENDL 352800
4 BSTART 10
5 BEND 100
6 BETA 0.7854
7 ZSTART 31.8
8 ZEND 25.5
9 MAXWIDTH 25
10 XBR 660008.95964847
11 YBR 4950675.7597042
12 DIRXBR 0.033688732
13 DIRYBR -0.999432374
```

Figura 3-4: esempio file BRE

All'interno troviamo quindi i seguenti parametri:

- TIMESTART: ora nella quale si ha l'apertura della breccia;
- TIMEEND: ora nella quale termina l'abbassamento della breccia;
- TIMEENDL: ora nella quale termina l'allargamento della breccia;
- BSTART: larghezza (m) iniziale della breccia;
- BEND: larghezza (m) finale della breccia;
- BETA: angolo d'inclinazione (rad);
- ZSTART: quota iniziale (m slm) formazione della breccia;
- ZEND: quota finale (m slm) raggiungimento della breccia;
- MAXWIDTH: larghezza massima (m) della breccia;
- XBR: coordinata x (m) origine della breccia;
- YBR: coordinata y (m) origine della breccia;
- DIRXBR: versore x della breccia (-);
- DIRYBR: versore y della breccia (-).

Per l'individuazione dei due versori è necessario definire due coppie di punti $(x_1, y_1); (x_2, y_2)$ e calcolare le differenze relative $(a; b)$ mediante tali espressioni (Equazione 3-16;Equazione 3-17):

$$a = x_1 - x_2$$

Equazione 3-16

$$b = y_1 - y_2$$

Equazione 3-17

si calcola poi la lunghezza del segmento (l) (Equazione 3-18):

$$l = \sqrt{a^2 + b^2}$$

Equazione 3-18

ed infine si ottengono i valori dei versori da Equazione 3-19 e Equazione 3-20:

$$x = \frac{a}{l}$$

Equazione 3-19

$$y = \frac{b}{l}$$

Equazione 3-20

Multi risoluzione (file.PTS)

Il modello PARFLOOD permette di adottare tre differenti tipologie di dettaglio per l'area di studio.

È possibile infatti discretizzare il dominio attraverso griglie Cartesiane composte da celle quadrate di dimensioni costanti. Tuttavia, tali griglie non possono essere impiegate per domini molto ampi poiché dovrebbero essere discretizzati utilizzando decine o centinaia di milioni di celle, che non possono essere allocate nella memoria di una GPU.

In alternativa quindi, è preferibile utilizzare un tipo di griglia in grado di utilizzare risoluzioni differenti in diverse porzioni di dominio, in modo da ridurre i tempi di calcolo e restituire risultati dettagliati solamente in specifiche aree di maggiore interesse. Tali aree possono essere individuate

all'interno e lungo i rilevati arginali di un fiume o di un canale di bonifica, lungo rilevati stradali o ferroviari oppure all'interno di centri abitati.

Ad esempio lungo un rilevato arginale è necessario imporre la risoluzione massima in modo da avere delle quote che siano confrontabili con quelle reali.

Per fare ciò è necessario definire un file in formato PTS che specifichi la risoluzione da adottare in diversi punti.

All'interno di questo file abbiamo quindi nella prima e nella seconda colonna le coordinate x e y , mentre nella terza troviamo un numero da 1 a 4 che rappresenta il termine moltiplicatore della dimensione della cella Δx (m) a risoluzione più elevata. Ad esempio, all'interno di una griglia con Δx 2 m, si ottiene: con 1=risoluzione più fitta Δx , 2=risoluzione pari a 2 Δx , 3=risoluzione pari a 4 Δx , 4=risoluzione più larga pari a 8 Δx

Un esempio di file PTS è mostrato in Figura 3-5.

PTS_PANARO+EDIFICI+Rilevati.PTS				
1	668985.000000	4961681.000000	1	0
2	668987.000000	4961689.000000	1	0
3	668989.000000	4961697.000000	1	0
4	668993.000000	4961673.000000	1	0
5	668995.000000	4961681.000000	1	0
6	668997.000000	4961689.000000	1	0
7	668999.000000	4961697.000000	1	0
8	669003.000000	4961673.000000	1	0
9	669005.000000	4961681.000000	1	0
10	669007.000000	4961689.000000	1	0
11	669009.000000	4961697.000000	1	0
12	669013.000000	4961673.000000	1	0
13	669015.000000	4961681.000000	1	0
14	669017.000000	4961689.000000	1	0
15	669023.000000	4961673.000000	1	0
16	669025.000000	4961681.000000	1	0
17	669033.000000	4961673.000000	1	0
18	668957.000000	4961649.000000	1	0
19	668959.000000	4961657.000000	1	0
20	668961.000000	4961665.000000	1	0
21	668965.000000	4961641.000000	1	0
22	668967.000000	4961649.000000	1	0
23	668969.000000	4961657.000000	1	0
24	668971.000000	4961665.000000	1	0
25	668975.000000	4961641.000000	1	0
26	668977.000000	4961649.000000	1	0
27	668979.000000	4961657.000000	1	0
28	668981.000000	4961665.000000	1	0
29	668985.000000	4961641.000000	1	0
30	668987.000000	4961649.000000	1	0
31	668989.000000	4961657.000000	1	0
32	668991.000000	4961665.000000	1	0
33	668995.000000	4961641.000000	1	0
34	668997.000000	4961649.000000	1	0
35	668999.000000	4961657.000000	1	0

Figura 3-5: esempio file PTS

Esecuzione della Simulazione

Una volta definiti e caricati sul Cluster HPC di Ateneo (sistema operativo Linux) i vari file elencati precedentemente, è necessario definire un file di input attraverso il quale specificare ulteriori

parametri quali la durata della simulazione (hr), dt output (hr) etc.. Un esempio di tale file input è mostrato in Figura 3-6.

```
input_Evento_50anni.txt
1 Evento_50anni      ! file name BASE with input files for initial conditions, bathymetry, output and boundary conditions
2 START 0.             ! t0, beginning time (hours)
3 END 100.            ! tlast, simulation time
4 DTOUTPUT 0.5        !in hours
5 CR 0.90              ! CR, courant number
6 LIMITER 3            ! limiter, (1 van leer, 2 van albada, 3 minbee, 4 superbee)
7 YEPS 1.E-5            ! yeps, water depth threshold for wet/dry cell
8 VELEPS 0.20           !treshold to limit fluxes for very shallow cells
9 MUSCL -1              ! R, MUSCL reconstruction -1 UPWIND, 1 CENTERED
10 IBINARY 0             ! IBINARY, input/output (1 for ASCII, 0 for IBINARY)
11 AL 2                 ! AL 0 SGM puro, 1 DGM puro, 2 WSDGM
12 SR 1                 ! SR, 1 strang splitting formulation for friction source term, 0 for godunov formulation
13 DTSOGLIA 0.01         ! dtsoglia, treshold for the time step (if dt<dtsoglia then WARNING is plotted)
14 EXPON 1.667            ! expon, for discharge redistribution at inflow boundary conditions
15 AW 0.                  ! A_WSDGM, froude number for the beginning of the DGM trasition
16 BW 2.0                ! B_WSDGM, end of the DGM transition
17 METODO 1               ! metodo, 2 for HLLC fluxes, 1 for slic fluxes
18 NITER 3                ! niter, iteration number for correction procedure at wetting/drying fronts
```

Figura 3-6: esempio file Input simulazione

All'interno, oltre a parametri strettamente legati al modello, sono definiti:

- NOME STRINGA: nome della parte che precede l'estensione dei file;
- START xxx: tempo di inizio della simulazione (inizio alle ore xxx);
- END xxx: tempo in cui termina la simulazione (fine alle ore xxx);
- DTOUTPUT xxx: intervallo di tempo in cui salvare i risultati (risultati salvati e stampati su file ogni xxx ore);
- CR xxx: numero di Courant utilizzato per la definizione del passo di calcolo (<1);
- YEPS xxx: soglia che distingue le celle bagnate da quelle asciutte (valore del livello< xxx la cella è considerata asciutta). Una valore basso della soglia YEPS comporta errori ridotti ma espone a un rischio maggiore di instabilità numerica;
- VELEPS xxx: soglia per limitare i flussi scambiati tra celle molto piccole, inferiori al valore fissato xxx;
- DTSOGLIA xxx: soglia temporale per il passo di calcolo. Il modello è esplicito ed il passo di calcolo dt viene calcolato mediante Equazione 3-21:

$$dt = CR \min \frac{dx}{\sqrt{gH} + V}$$

Equazione 3-21

Dati File Output

Le principali mappe restituite in seguito alla fase di calcolo da parte del Modello PARFLOOD, ad intervalli di tempo definiti, sono le seguenti:

- Mappe WSE (Water Surface Elevation);
- Mappe MAXWSE (massima quota idrica raggiunta);
- Mappe DEP (tiranti idrici);
- Mappe BTM (eventuali variazioni di batimetria in seguito a brecce);
- Mappe VVX/VVY (componenti della velocità lungo x e y);
- MAXVEL (velocità massima raggiunta per ciascuna cella);
- Mappe TIMEARRIV (tempo d'arrivo dell'allagamento);

Per poter visualizzare tali mappe è necessario prima decodificare i file restituiti dal modello, in formati compatibili con il programma Surfer. Per fare ciò è necessario utilizzare gli strumenti di post-processing del codice PARFLOOD. È infatti possibile ottenere differenti files decodificati variando per esempio il numero dei frame d'interesse, la risoluzione, il range delle dimensioni della mappa o scegliendo di convertire solamente i file LAST.

Inoltre, gli strumenti di post-processing consentono anche di restituire l'andamento dei livelli in un punto specifico del dominio e le portate defluenti in predefinite sezioni di chiusura.

Da un file decode è quindi possibile ottenere tre tipologie diverse di dati output:

- Mappe contenenti grandezze idrauliche per ogni cella all'interno della griglia;
- Livelli idrici in punti singoli della mappa;
- Portate idriche passanti attraverso delle sezioni d'interesse.

4 RILIEVO TOPOGRAFICO ALVEO

Al fine di realizzare un modello idraulico idoneo alla simulazione di scenari di allagamento è necessario avere a disposizione un modello digitale del terreno (DTM) relativo all'area di interesse. Inizialmente, l'attività di Tesi si è focalizzata sulla costruzione del modello della sola asta fluviale del Panaro. A questo scopo, la prima operazione resasi necessaria è stata la scelta del DTM da adottare.

Per l'asta del fiume Panaro, sono stati presi in considerazione due recenti rilievi Lidar che coprono solo l'alveo, le arginature e una fascia di campagna immediatamente attigua. Entrambi i rilievi sono stati effettuati per conto dell'Agenzia Interregionale per il fiume Po (AIPo) nel 2015, uno durante la primavera e uno durante l'autunno, e si estendono dalla cassa di espansione fino alla confluenza con il fiume Po, come mostrato in Figura 4-1.

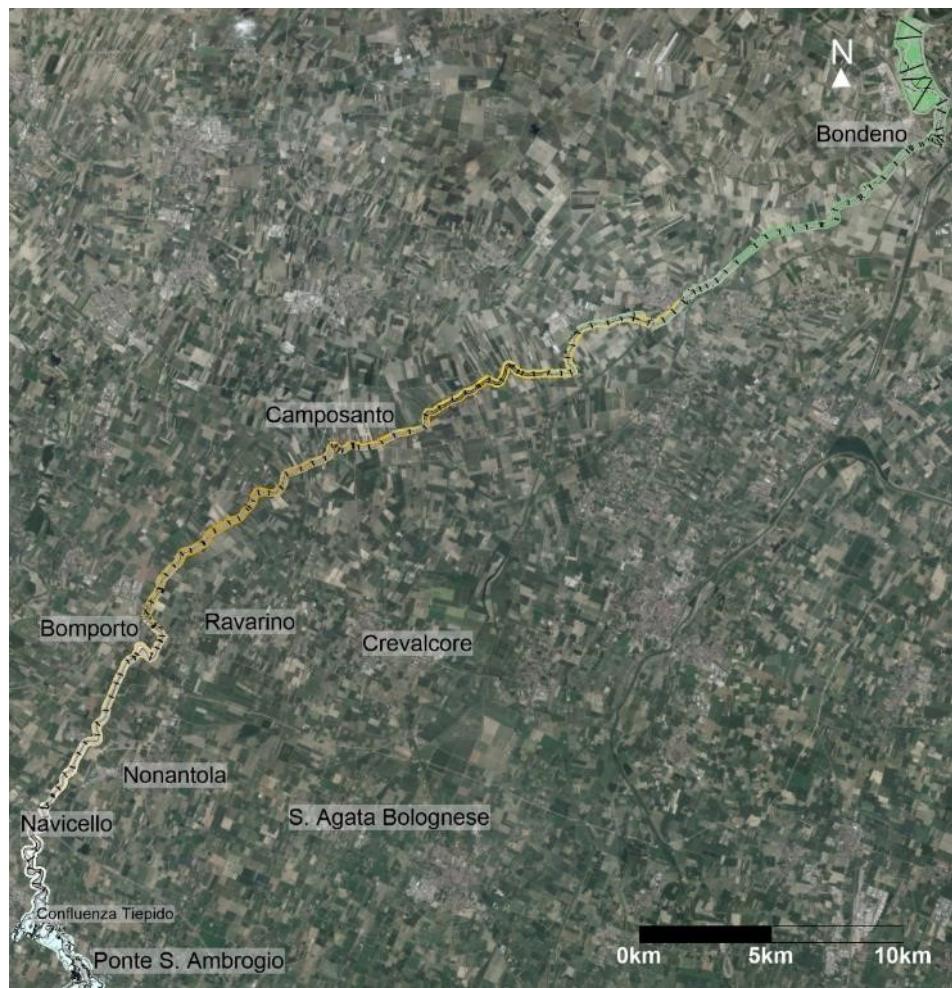


Figura 4-1: tratto fiume Panaro analizzato

I due DTM ottenuti a partire dai rilievi Lidar hanno risoluzione spaziale di 1 m, ma con l'ausilio del software “Surfer” sono stati re-interpolati su una griglia regolare con spaziatura pari a 2 m. Tale operazione non determina una significativa perdita di dettaglio topografico rispetto ai dati di partenza, ma permette di ridurre il numero di celle di calcolo utilizzate per discretizzare il dominio durante le simulazioni e di conseguenza l'onere computazionale.

Era inoltre disponibile un rilievo topografico per sezioni del fiume Panaro (circa un centinaio di sezioni nel tratto di interesse visibili in Figura 4-1), eseguito nel 2017 da AIPo. Tali sezioni sono state prese come riferimento per un confronto tra i due DTM dell'asta fluviale. In particolare, sfruttando le potenzialità della funzione “Slice” del programma Surfer, è stato estratto l'andamento del terreno lungo le sezioni trasversali al corso d'acqua.

Analizzando i risultati ottenuti, risulta evidente come questi due rilievi siano stati eseguiti in periodi temporali differenti. In particolare, si riscontrano per la porzione di alveo inciso valori diversi della quota del terreno a parità di sezione. Ciò è dovuto al fatto che, al momento delle rilevazioni, l'alveo non fosse asciutto, ma transitasse nel corso d'acqua una certa portata: nel rilievo “primaverile” si riscontra un livello idrico leggermente più elevato, corrispondente ad un maggior riempimento del fiume rispetto al rilievo “autunnale”. È noto infatti che la tecnica Lidar non è in grado di rilevare le quote del terreno al di sotto del pelo libero. Questo risulta ancora più evidente se si confrontano le sezioni estratte dai due DTM con quelle ricavate dal rilievi topografici sul campo, che invece rilevano anche la batimetria sommersa.

Un esempio è riportato nella Figura 4-2. Si nota inoltre che, in alcune zone golenali, la rappresentazione del terreno del DTM “autunnale” risulta meno accurata a causa della presenza di una fitta vegetazione che interferisce con il corretto rilevamento delle quote terreno durante il volo Lidar. Per questo motivo, nel proseguimento del lavoro si è scelto di utilizzare il DTM ricavato dal rilievo del maggio 2015.

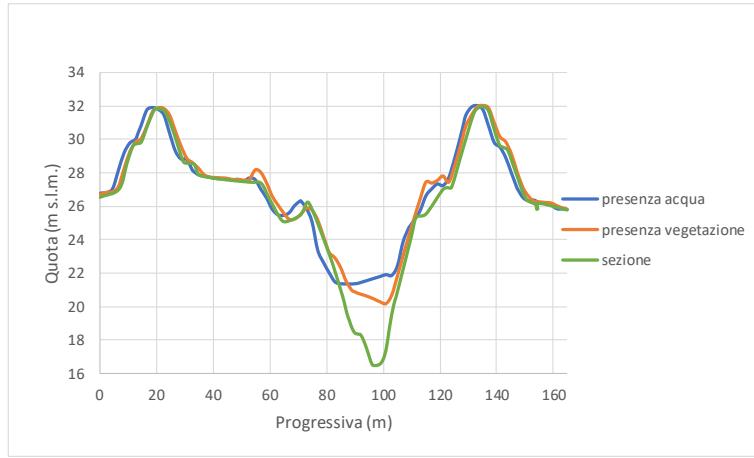
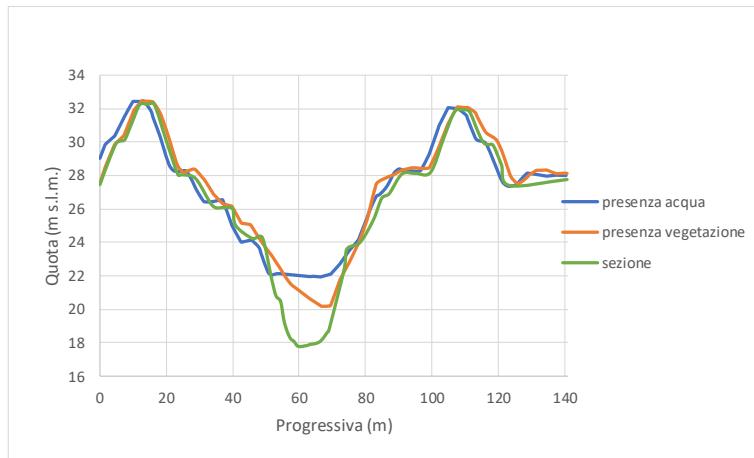
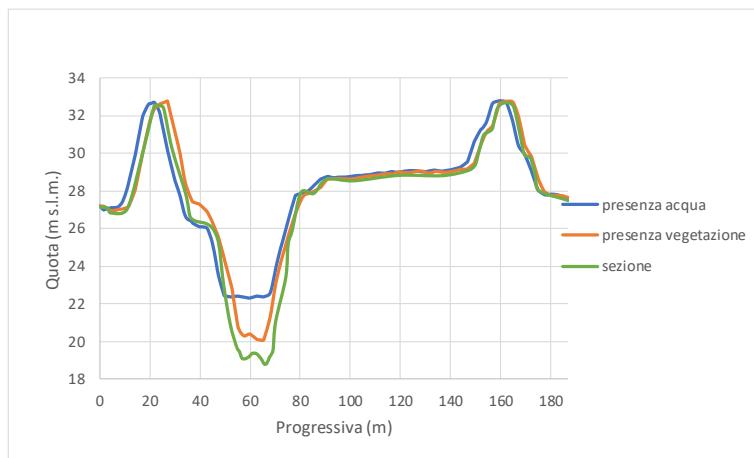


Figura 4-2: esempi differenza Rilievi Lidar 2015

Come sottolineato in precedenza, tale DTM è tuttavia affetto dalla presenza di un interramento “fittizio” dell’alveo inciso, che può ridurre la capacità di deflusso durante il transito di una piena. Per poter quindi migliorare la rappresentazione dell’alveo inciso, è stata utilizzata una procedura automatica in grado di ricostruire per interpolazione l’andamento dell’alveo inciso in un dato tronco fluviale sulla base delle informazioni disponibili in sezioni successive rilevate a terra. La procedura è implementata in uno script Matlab ideato dal Gruppo di Ricerca Hylab, che richiede di fornire in input il rilievo “grezzo”, la posizione planimetrica e l’andamento delle quote lungo le sezioni trasversali disponibili dal rilievo a terra, e le coordinate planimetriche delle sponde dell’alveo inciso del corso d’acqua, tracciate con l’ausilio di ortofoto. Vengono presi in considerazione i diversi tronchi di alveo compresi tra due sezioni successive e per ciascuno di essi la procedura restituisce per interpolazione la quota del fondo “scavata” in ogni cella del DTM.

Una volta uniti i diversi tratti di alveo in modo da ottenere la descrizione dell’intera asta, si è proceduto con un’operazione di controllo visuale allo scopo di verificare l’assenza di significative discontinuità di quota all’interno dell’alveo stesso (zone depresse, ostacoli o altre evidenti criticità), che possono verificarsi qualora ci siano irregolarità nel tracciamento delle sponde tali da generare errori locali nella procedura di interpolazione (ad esempio occorre evitare di posizionare punti in coincidenza delle sezioni di riferimento). Procedendo quindi alle eventuali correzioni necessarie, si è infine ottenuto un alveo ben descritto dal punto di vista altimetrico.

L’alveo inciso così ottenuto è stato poi sovrapposto al DTM originale, che già descriveva in modo adeguato aree golenali, argini e area esterna. Si mostra in Figura 4-3, per una sezione tipo, il confronto tra una sezione trasversale pre- e post-scavo.

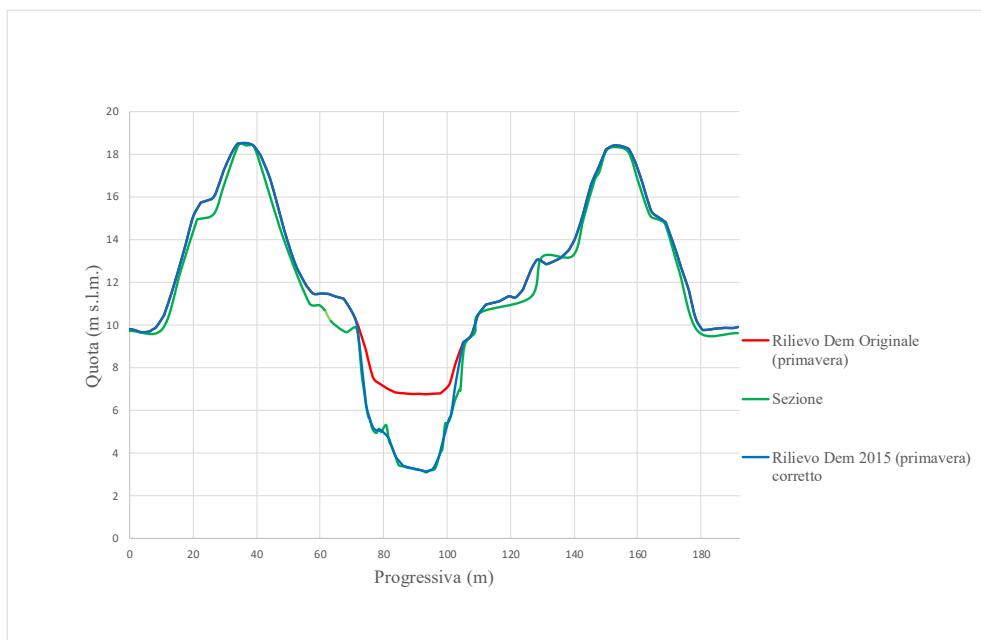


Figura 4-3: esempio sezione pre-post scavo

4.1 Correzione Arginale

Una ulteriore operazione necessaria per completare la descrizione batimetrica dell'asta del fiume Panaro riguarda la eventuale correzione delle quote di contenimento arginale. In particolare, una criticità riguarda la rappresentazione di portoni vinciani e chiaviche che rimarrebbero chiusi al passaggio di una piena: la mancata chiusura degli stessi nella batimetria comporta una fuoriuscita d'acqua verso i canali secondari. Un esempio è mostrato nella Figura 4-4.

Inoltre, è in fase di progettazione da parte di AIPo un intervento di rialzo delle quote arginali in alcuni tratti ritenuti inadeguati: nonostante tali rialzi non siano ancora stati realizzati, si è deciso di includere nel modello le quote di contenimento arginale post-intervento, al fine di garantire la correttezza dei risultati degli scenari simulati anche in una prospettiva futura.

Per poter dunque correggere le quote arginali, si è utilizzato uno script Matlab, realizzato sempre dal gruppo Hylab, che permette di aggiornare i valori delle quote terreno (a partire da una mappa raster georeferenziata) limitatamente alle celle intersecate da polilinee vettoriali contenenti le coordinate piano-altimetriche dei rilevati da correggere.

Terminate quindi tutte queste operazioni di manipolazione del DTM di partenza, si ha a disposizione una batimetria corretta dell'asta fluviale utilizzabile ai fini della modellazione idraulica.



Figura 4-4: esempio chiusura portone vinciano

4.2 Taratura della Scabrezza dell'Alveo

Un importante parametro da definire per la corretta modellazione della propagazione di piene in alvei fluviali è il coefficiente di scabrezza. Nonostante siano disponibili alcune indicazioni di letteratura sul range di valori assunti dal coefficiente di scabrezza sulla base dell'uso del suolo e della tipologia di alveo, è opportuno effettuare una taratura specifica per il modello in esame, con l'obiettivo di valutare quale valore di scabrezza in alveo sia in grado di rappresentare in maniera appropriata il tratto di fiume oggetto di studio.

Per la taratura, sono stati presi in considerazione tre eventi di piena recenti, riportati nella Tabella 4-1.

Tabella 4-1: eventi di Piena analizzati per la taratura della scabrezza

	Inizio	Fine
Evento 1	13/01/14 00:00	29/01/14 00:00
Evento 2	29/01/14 00:00	06/02/14 00:00
Evento 3	27/02/16 22:00	01/03/16 22:00

La procedura di taratura della scabrezza consiste nel confrontare i dati relativi ai livelli idrometrici registrati dagli idrometri in determinate stazioni di misura e confrontarli con i valori ottenuti dalle simulazioni effettuate con il modello PARFLOOD.

Gli idrometri presi come riferimento sono i seguenti:

- Ponte S. Ambrogio (MO)
- Navicello (MO)
- Bomporto (MO)
- Camposanto (MO)
- Bondeno (FE)

I valori dei livelli registrati nei vari idrometri per i tre eventi sono scaricabili direttamente dal Portale DEXT3R sul sito Arpa Emilia-Romagna. I livelli registrati possono essere convertiti in quote assolute in funzione dello zero idrometrico (m slm) per ogni stazione, riportati nella Tabella 4-2.

Tabella 4-2: zeri idrometrici delle stazioni analizzate

Stazioni Lettura	Zero Idrometrico (m slm)
Ponte S.Ambrogio	24.9
Navicello	20.64
Bomporto	16.88
Camposanto	13.92
Bondeno	-0.56

Inoltre, si sono sfruttate le condizioni al contorno elaborate in studi precedenti del DIA [11], che ricostruiscono due idrogrammi di portata (condizione 21) in ingresso al modello per ciascuno degli eventi. La condizione al contorno relativa al Torrente Tiepido è posizionata prima della confluenza con il Panaro in località Fossalta (MO), mentre l'onda in ingresso al fiume Panaro è imposta in corrispondenza dell'idrometro di Ponte S. Ambrogio (MO): la portata in arrivo è infatti stata stimata sulla base dei livelli registrati in tale stazione. A valle si è invece imposta una condizione di tipo 3 (andamento dei livelli), utilizzando i livelli idrometrici registrati alla stazione idrometrica di Bondeno (FE). In Figura 4-5 si mostra il tratto studiato e il poligono che descrive il contorno del dominio.



Figura 4-5: tratto di Panaro coinvolto nelle operazioni di taratura

È stata per prima cosa creata una condizione iniziale per la simulazione dei tre eventi. Partendo da alveo asciutto, è stata effettuata una simulazione preliminare, prolungata per 100 ore al fine di raggiungere una situazione di regime, con valori costanti delle portate in ingresso e del livello di valle:

- Portata in ingresso dal Tiepido pari a $0.36 \text{ m}^3/\text{s}$
- Portata Panaro in ingresso a Ponte S. Ambrogio pari a $17 \text{ m}^3/\text{s}$
- Livello a Bondeno pari a 7.234 m slm .

Dai risultati della simulazione preliminare, con la procedura mostrata nel capitolo riguardante il Modello Numerico (cap.3) si sono ricavate le condizioni iniziali di velocità (VHX e VHY) e di livello (INH).

Una volta ricavate quindi tutte le condizioni iniziali necessarie, è stato possibile simulare i diversi eventi di piena.

Come primo tentativo, si è deciso di adottare un coefficiente di scabrezza n secondo Manning pari a $0.04 \text{ m}^{-1/3}\text{s}$. Tuttavia, il confronto tra l'andamento dei livelli registrati e simulati ha mostrato una tendenza del modello a sottostimare il valore di colmo utilizzando questo valore di scabrezza.

Per questo motivo, si è ripetuta la simulazione dell'evento 1 assumendo valori di n pari a $0.044 \text{ m}^{-1/3}\text{s}$ e $0.05 \text{ m}^{-1/3}\text{s}$. In generale, si è osservata una migliore ricostruzione del colmo con n pari a $0.05 \text{ m}^{-1/3}\text{s}$, come è possibile osservare dalla Figura 4-7. Solamente per la stazione di Bomporto si riscontra un risultato leggermente migliore con n pari a $0.044 \text{ m}^{-1/3}\text{s}$, mentre qui la scabrezza più elevata comporta una leggera sovrastima. Tuttavia, per le altre stazioni, quest'ultimo valore garantisce risultati più accurati, anche dal punto di vista della fasatura del colmo. Si osservano notevoli differenze tra livelli registrati e simulati nella fase di esaurimento della piena: questo può essere dovuto in parte al fatto che è stato trascurato l'apporto del Canale Naviglio, che è in grado di scaricare nel Panaro le acque derivanti dal suo sottobacino solo durante le fasi finali della piena, ossia quando i livelli in Panaro si abbassano e i portoni vinciani si riaprono automaticamente. Un'altra possibile fonte di incertezza è costituita dalla stima della portata in ingresso da monte, basata sull'utilizzo di una scala univoca delle portate a Ponte Sant'Ambrogio. In ogni caso, si ritiene che la ricostruzione delle portate nelle fasi di risalita e di colmo sia sufficientemente accurata per la taratura.

La corretta ricostruzione della propagazione delle piene da parte del modello assumendo n pari a $0.05 \text{ m}^{-1/3}\text{s}$ è stata poi verificata simulando anche gli eventi 2 e 3, i cui risultati sono riportati da Figura 4-6 a Figura 4-14.

Evento 1: 13/01/14 00:00-29/01/14 00:00

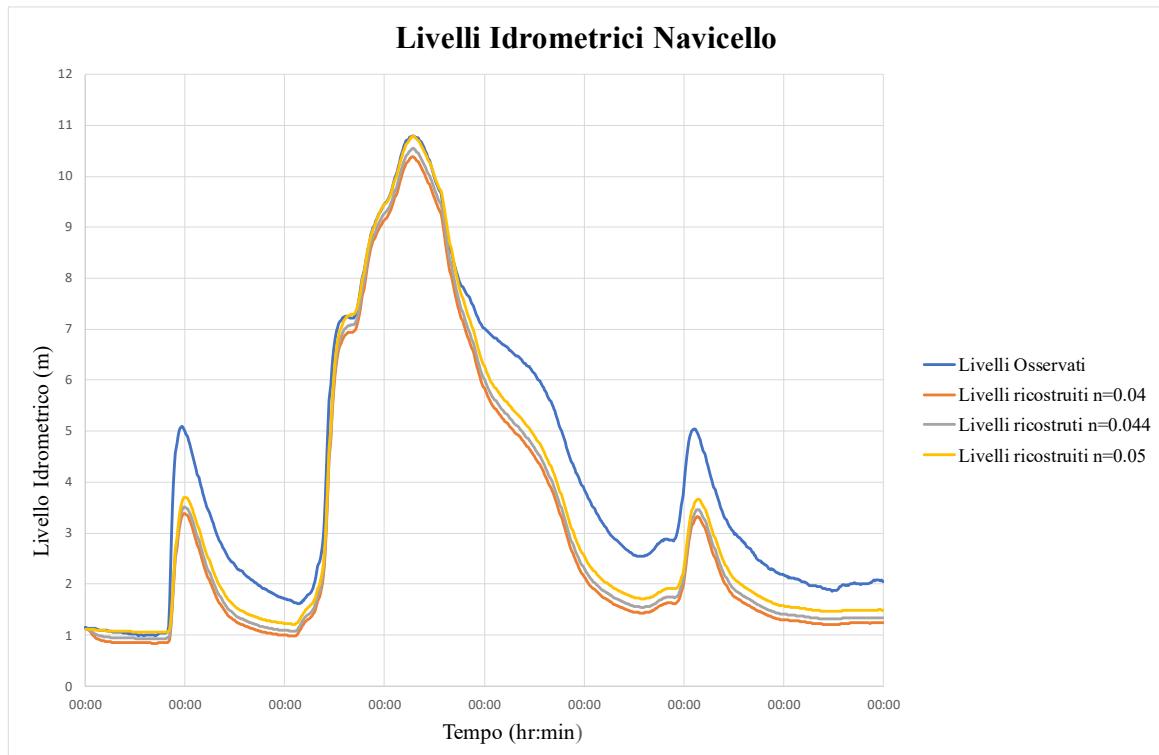


Figura 4-6: Evento 1 (Navicello)

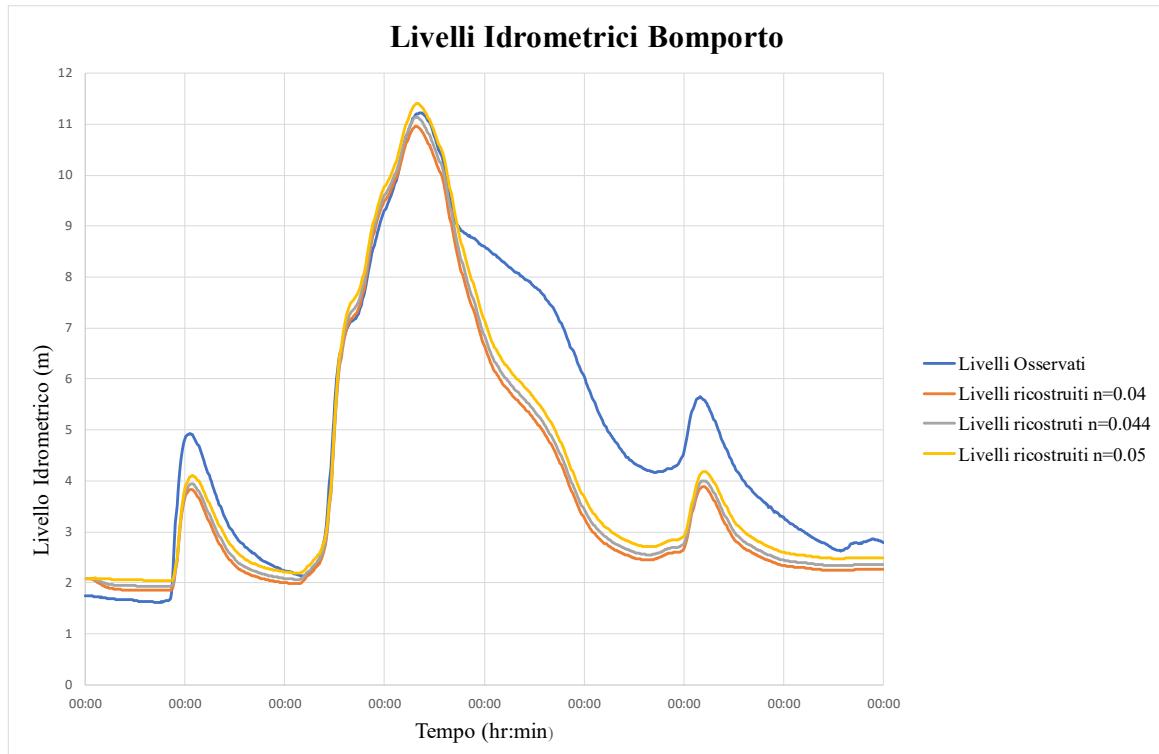


Figura 4-7: Evento 1 (Bomporto)

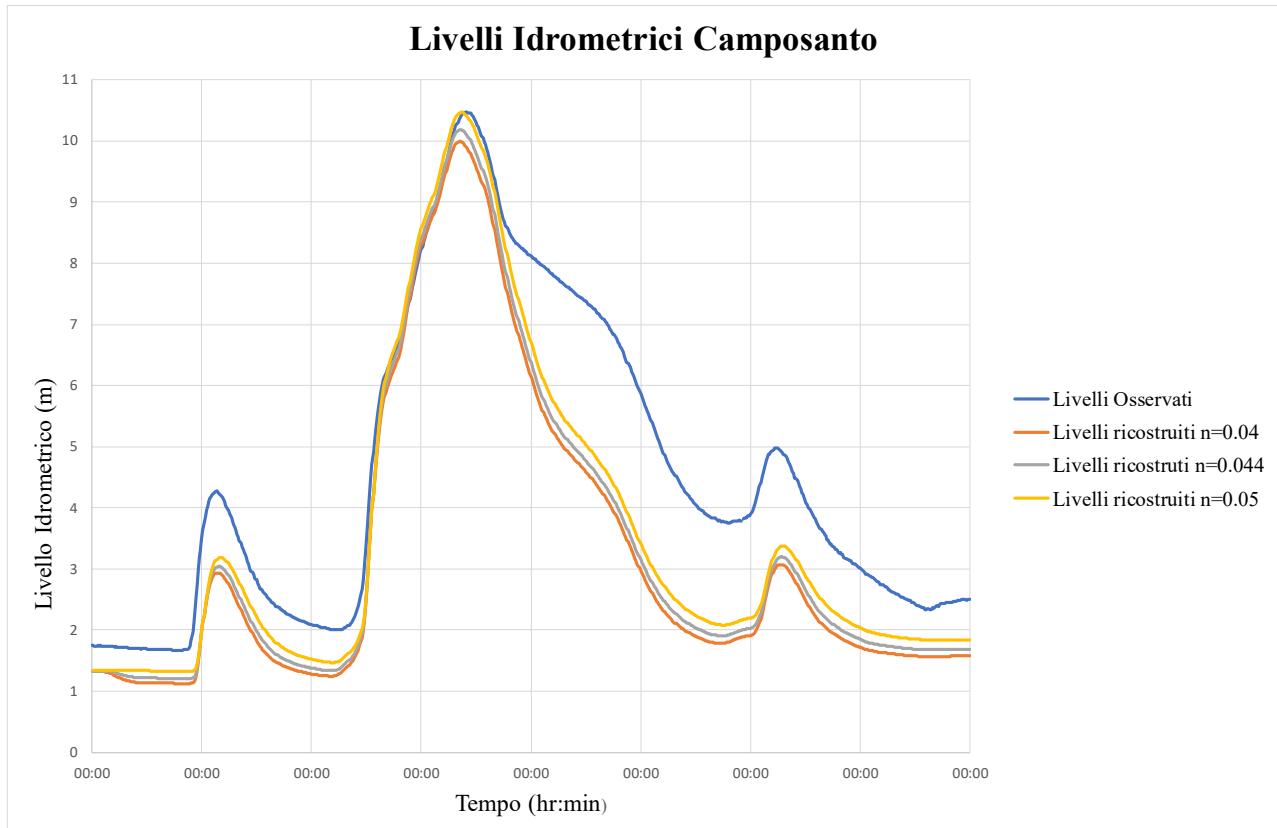


Figura 4-8: Evento 1 (Camposanto)

Evento 2: 29/01/14 00:00-06/02/14 00:00

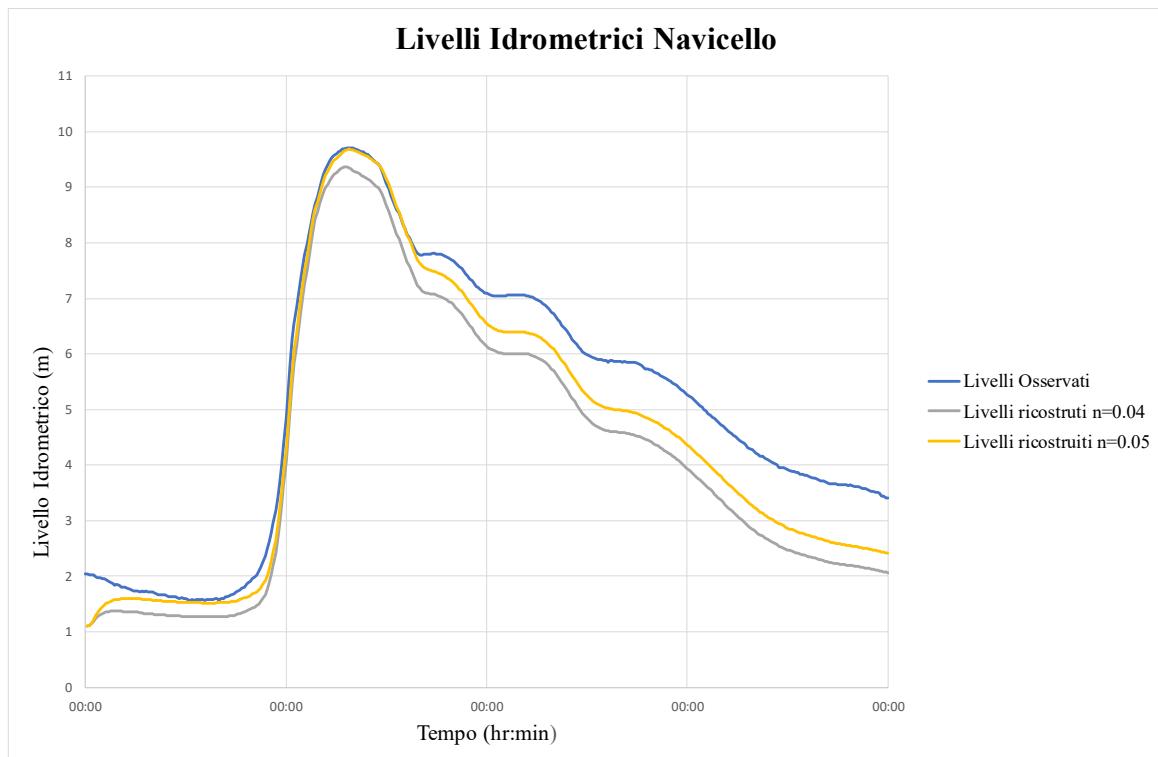


Figura 4-9: Evento 2 (Navicello)

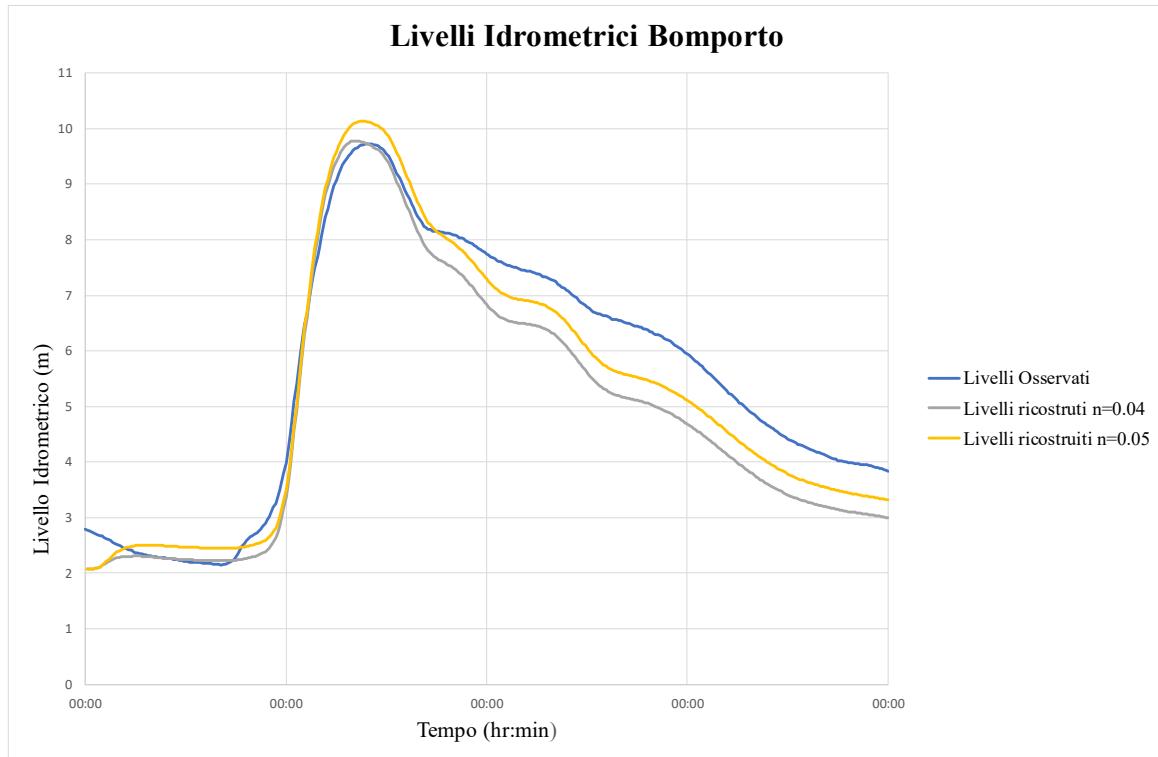


Figura 4-10: Evento 2 (Bomporto)

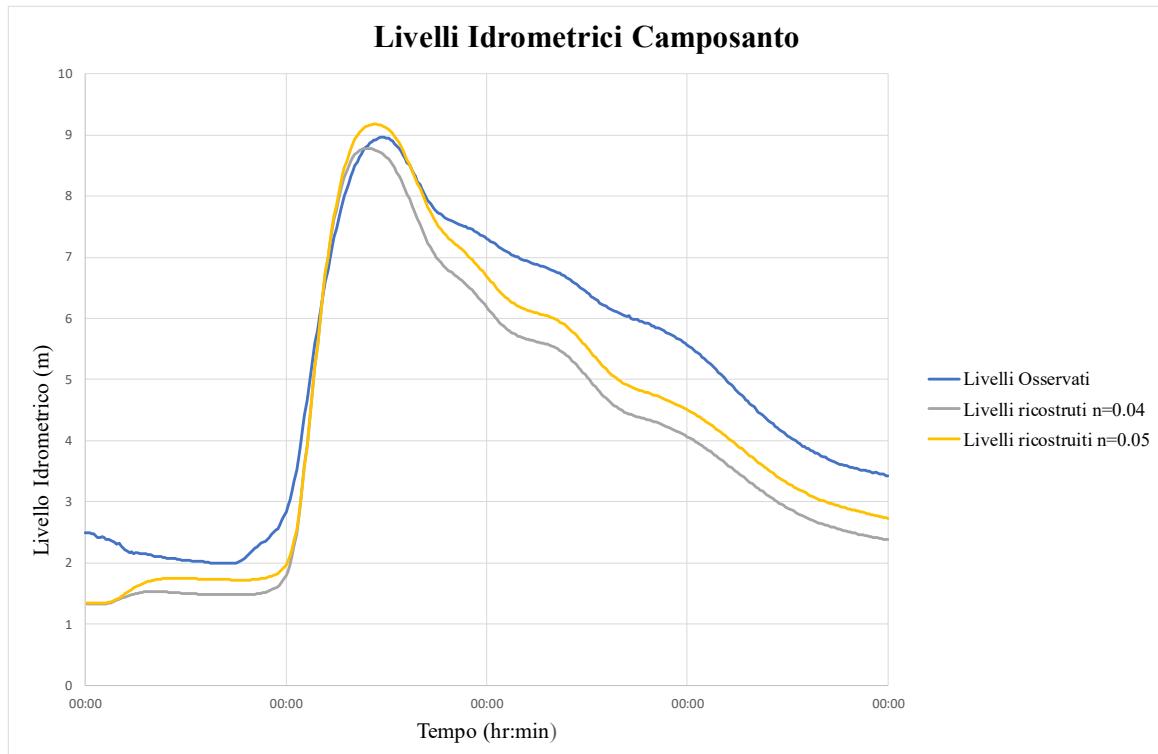


Figura 4-11: Evento 2 (Camposanto)

Anche per l'evento 2, n pari a $0.05 \text{ m}^{-1/3}\text{s}$ comporta una leggera sovrastima rispetto a n pari $0.04 \text{ m}^{-1/3}\text{s}$ per la stazione di Bomporto. Nelle altre stazioni, però, si nota come $n = 0.04 \text{ m}^{-1/3}\text{s}$ determini eccessive sottostime del valore di picco. Utilizzando quest'ultimo valore, inoltre, l'arrivo del colmo risulta leggermente anticipato rispetto alle registrazioni, mentre la fasatura risulta migliore per il valore di scabrezza più elevato. Per questo evento si osserva ancora una certa discrepanza tra livelli registrati e simulati nella fase di esaurimento della piena.

Si mostrano ora (da Figura 4-12 a Figura 4-14) i risultati ricostruiti per l'evento 3.

Evento 3: 27/02/16 22:00-01/03/16 22:00

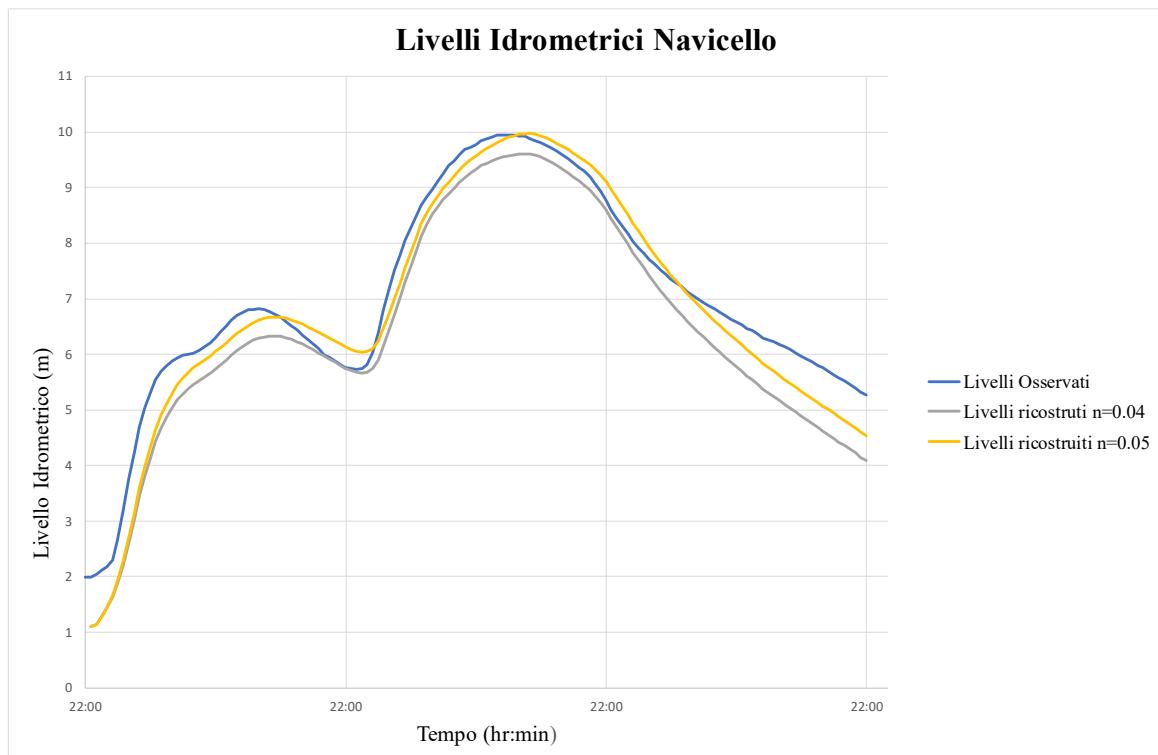


Figura 4-12: Evento 3 (Navicello)

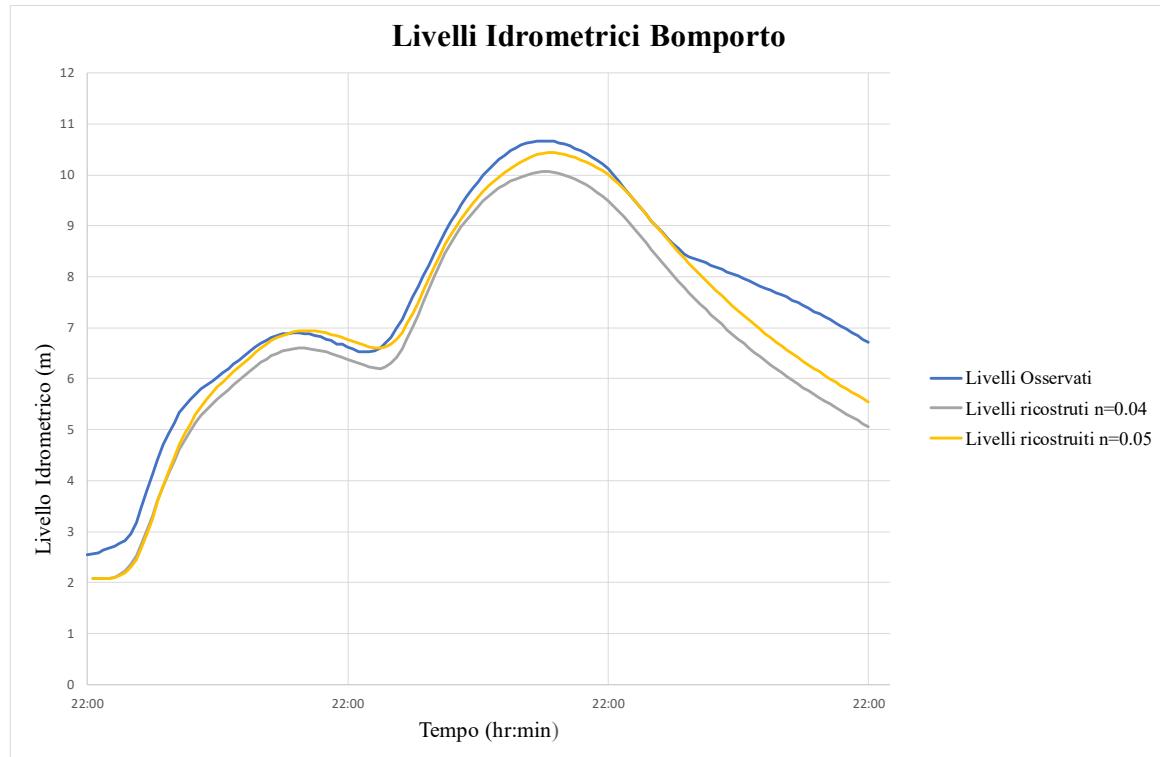


Figura 4-13: Evento 3 (Bomporto)

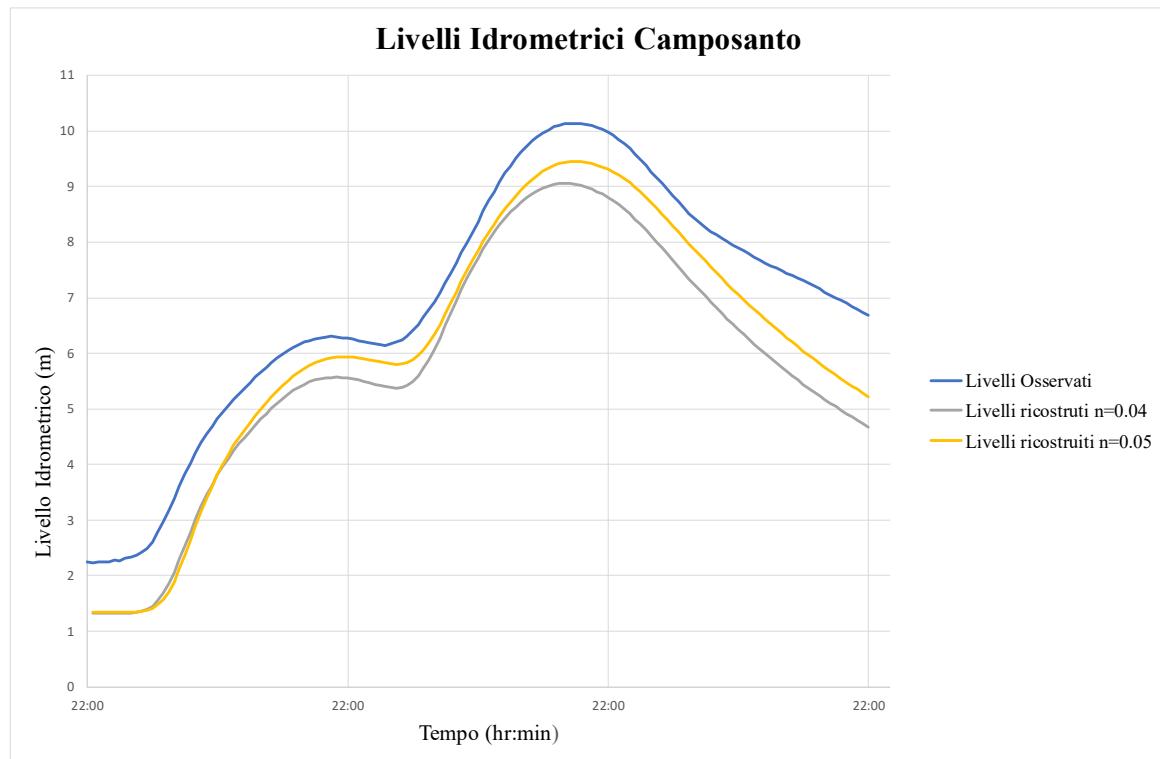


Figura 4-14: Evento 3 (Camposanto)

Anche per l'evento 3 si ottiene una migliore ricostruzione dell'evento per n pari a $0.05 \text{ m}^{-1/3}\text{s}$. Addirittura, per questo evento il colmo risulta sottostimato per tutte le stazioni anche con la scabrezza più elevata, contrariamente a quanto si osservava per l'evento 2.

Complessivamente, si ritiene quindi che la migliore ricostruzione degli eventi sia garantita utilizzando il valore di scabrezza $n = 0.05 \text{ m}^{-1/3}\text{s}$. Un affinamento della taratura sarebbe possibile distinguendo il coefficiente di scabrezza tra alveo inciso e golene e attribuendo valori differenti ai diversi tratti dell'asta fluviale. Tuttavia, poiché lo scopo finale di questa attività è la simulazione di scenari di allagamento nell'area esterna e non la valutazione dell'officiosità idraulica dell'asta fluviale, si ritiene che l'utilizzo di un unico coefficiente di scabrezza sia sufficiente a garantire una corretta riproduzione della propagazione delle onde di piena che generano brecce fluviali.

4.3 Estrazione della Scala Deflusso a Camposanto

Nella fase di taratura è stata considerata l'intera asta del fiume Panaro fino a Bondeno (poco a monte della confluenza in Po). Per le simulazioni successive, relative agli scenari di allagamento dovuti all'apertura di brecce in destra idraulica nel tratto a monte di Bomporto, si è scelto di considerare solo una porzione dell'asta, in particolare quella compresa tra l'uscita della cassa e la sezione di Camposanto, al fine di ridurre l'onere computazionale delle simulazioni. Si ritiene che tale sezione sia ubicata sufficientemente a valle del tratto oggetto di interesse per le brecce da non influire significativamente sulla dinamica di allagamento. Tuttavia, si rende necessario definire una condizione al contorno di valle di scala di deflusso (condizione di tipo 5) in tale sezione, da utilizzare per le simulazioni successive.

Per la sezione di Camposanto non è disponibile una scala delle portate pubblicata sugli Annali Idrologici, che invece è riportata ad esempio per la sezione di Bomporto. Per questo motivo, si è deciso di costruire una scala delle portate “numerica”, a partire dai dati estratti da simulazioni relative all'intera asta fluviale.

La scala di deflusso si costruisce a partire da coppie di valori livelli/portate simulati durante eventi alluvionali di diversa intensità. Durante gli eventi di piena, in realtà, il legame livello/portata non è univoco, in quanto ad uno stesso livello possono corrispondere due valori di portata (a seconda della fase della piena, risalita o esaurimento): il fenomeno prende il nome di cappio di piena. Chiaramente, tale comportamento non può essere correttamente rappresentato da un legame univoco tra livello e

portata, che tuttavia è in genere l'unica tipologia supportata dai principali modelli idraulici come condizione al contorno. Trascurare l'andamento a cappio e adottare una scala univoca è ritenuto accettabile se la condizione al contorno è posta sufficientemente a valle della zona di interesse, in modo che l'approssimazione non influenzi significativamente i risultati della simulazione.

Per costruire la scala di deflusso di Camposanto sono stati presi in considerazione i tre eventi storici usati per la taratura e l'evento di piena con tempo di ritorno pari a 200 anni (Par.5.6) Per quest'ultima simulazione si è ipotizzato un livello di valle a Bondeno costante e pari a 8 m slm. Dai risultati di queste simulazioni sono stati estratti tutti i valori di livelli e portate ottenuti nella sezione di Camposanto. Successivamente, tali coppie di valori sono state rappresentate nel piano h-Q e interpolati mediante una polinomiale di 3° grado con seguente espressione(Equazione 4-1):

$$y = 0.495x^3 - 24.711x^2 + 427.6x - 2512.2$$

Equazione 4-1

L'equazione della curva è stata poi utilizzata per costruire i valori di portata corrispondenti a vari livelli, considerando un intervallo di 0.2 m. In Tabella 4-3 si mostrano i valori della scala così definita.

Tabella 4-3: valori della Scala Deflusso ricavata a Camposanto

Livelli (m slm)	Portata (m ³ /s)	Livelli (m slm)	Portata (m ³ /s)	Livelli (m slm)	Portata (m ³ /s)
13.4	0	18.4	73.088	23.4	305.272
13.6	0	18.6	77.396	23.6	322.528
13.8	0.728667	18.8	81.937	23.8	340.611
14	2.787253	19	86.734	24	359.544
14.2	4.90587	19.2	91.812	24.2	379.352
14.4	7.090507	19.4	97.193	24.4	400.057
14.6	9.347152	19.6	102.903	24.6	421.685
14.8	11.6818	19.8	108.964	24.8	444.258
15	14.10042	20	115.400	25	467.800
15.2	16.60903	20.2	122.236	25.2	492.336
15.4	20.250	20.4	129.494	25.4	517.888
15.6	23.917	20.6	137.199	25.6	544.481
15.8	27.460	20.8	145.374	25.8	572.138
16	30.904	21	154.044	26	600.884
16.2	34.272	21.2	163.232	26.2	630.742
16.4	37.587	21.4	172.961	26.4	661.735
16.6	40.873	21.6	183.255	26.6	693.887
16.8	44.155	21.8	194.139	26.8	727.223
17	47.456	22	205.636	27	761.766
17.2	50.800	22.2	217.770	27.2	797.540

SEGUE

SEGUE DA PRECEDENTE					
Livelli (m slm)	Portata (m ³ /s)	Livelli (m slm)	Portata (m ³ /s)	Livelli (m slm)	Portata (m ³ /s)
17.4	54.210	22.4	230.564	27.4	834.568
17.6	57.710	22.6	244.042	27.6	872.874
17.8	61.324	22.8	258.228	27.8	912.482
18	65.076	23	273.146	28	953.416
18.2	68.990	23.2	288.820		

In Figura 4-15 si mostra l'andamento grafico della scala di deflusso fino alla massima quota di contenimento.

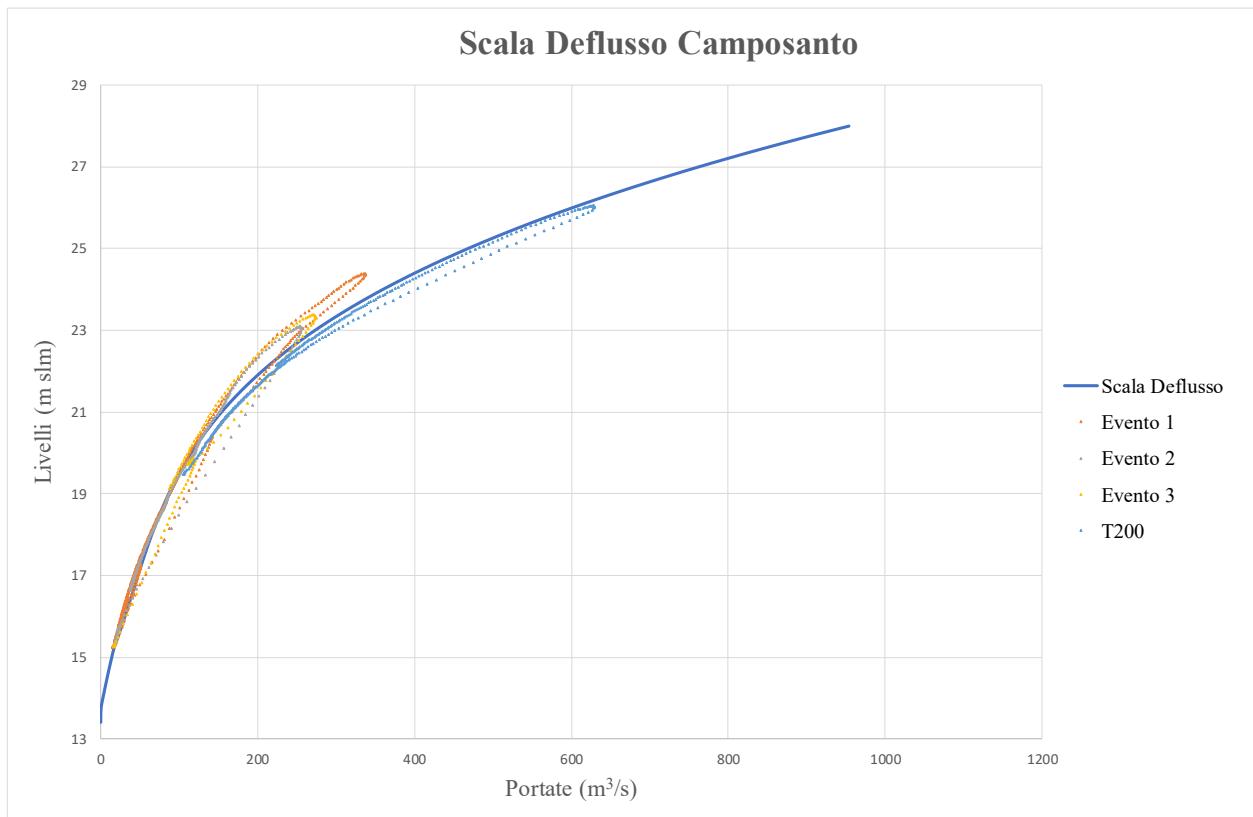


Figura 4-15: andamento Scala Deflusso a Camposanto

Utilizzando la scala così ottenuta come condizione al contorno di valle, sono stati simulati gli eventi con tempo di ritorno pari a 20 e 200 anni. Nelle figure da Figura 4-16 a Figura 4-19 sono rappresentati gli andamenti delle portate e dei livelli in alcune sezioni significative.

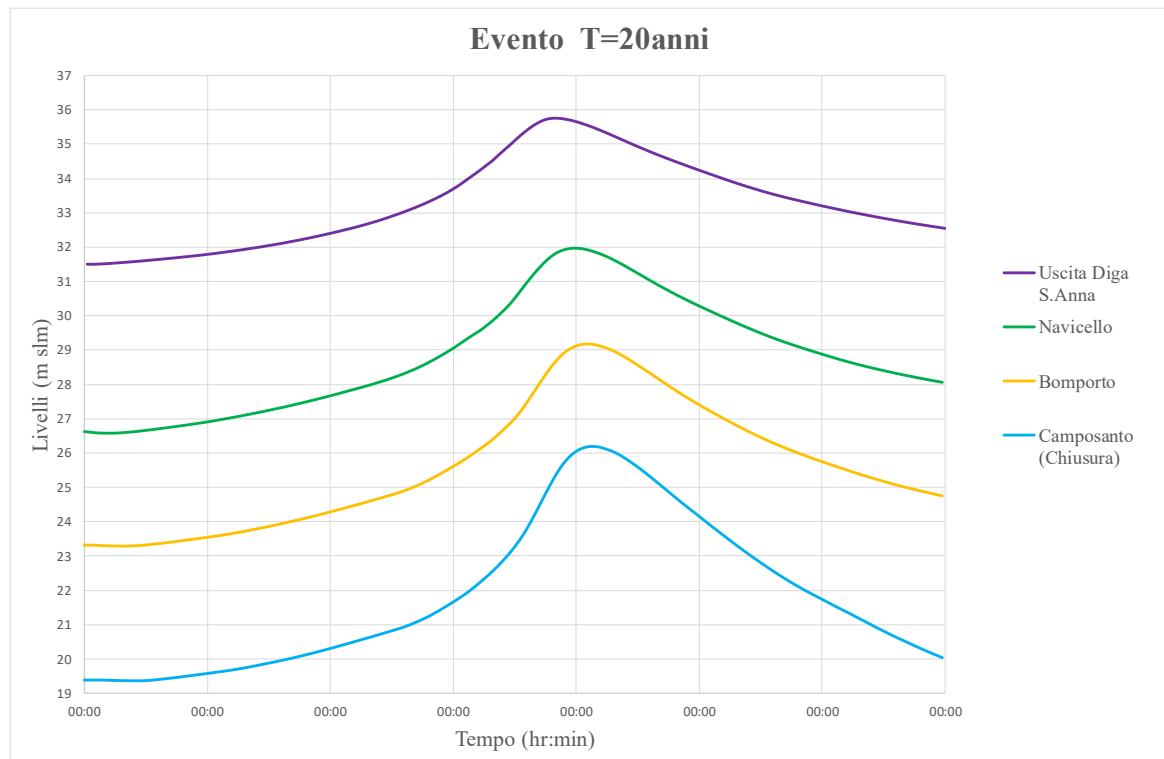


Figura 4-16: risultati livelli simulazione Evento $T=20$ anni

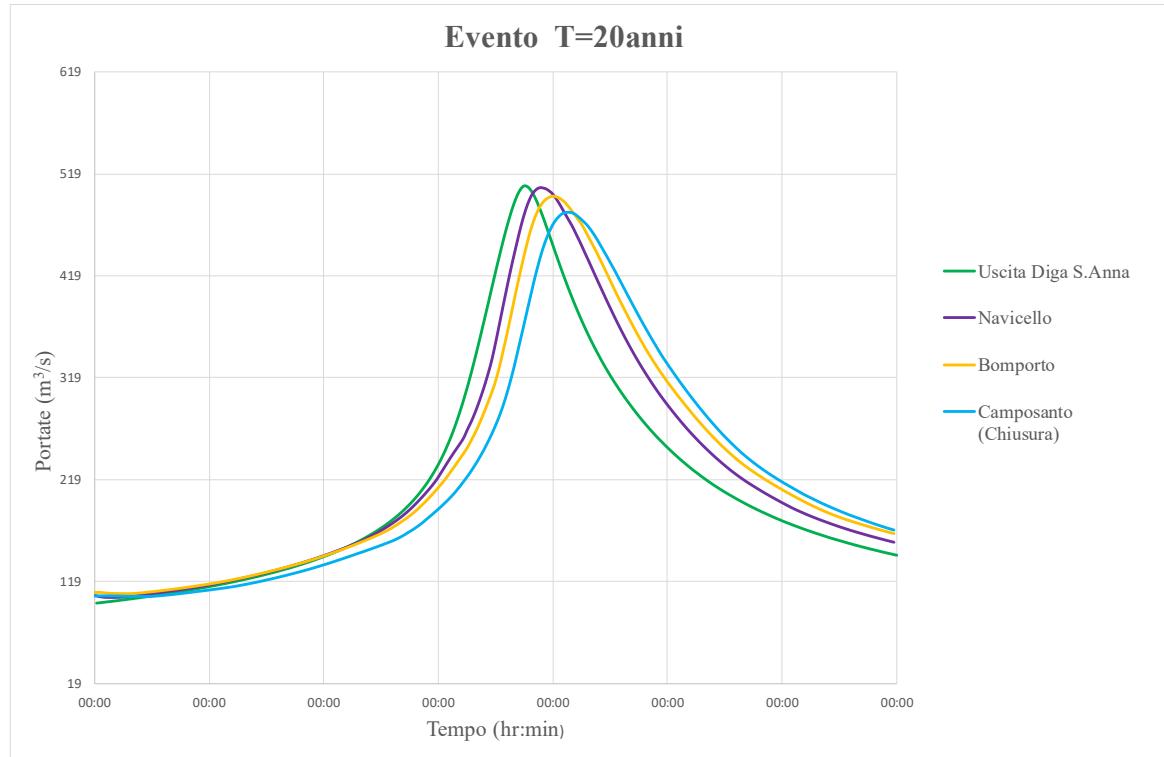


Figura 4-17: risultati portate simulazione Evento $T=20$ anni

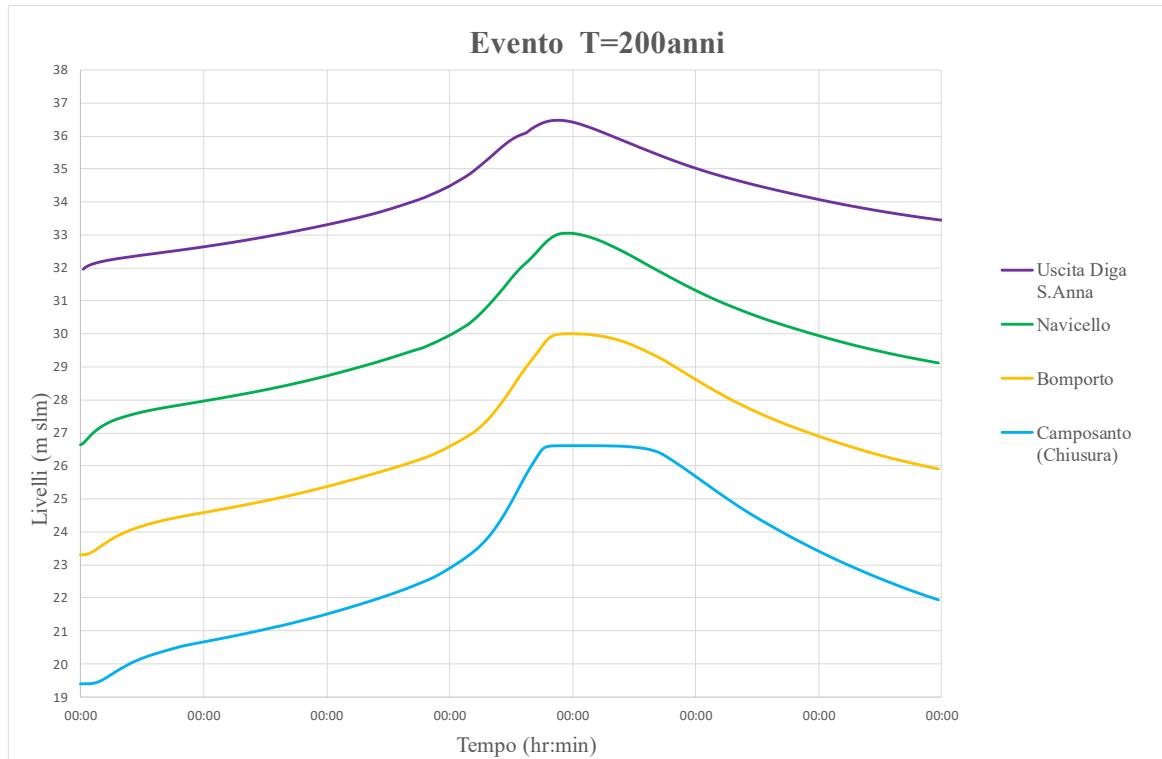


Figura 4-18: risultati livelli simulazione Evento T=200 anni

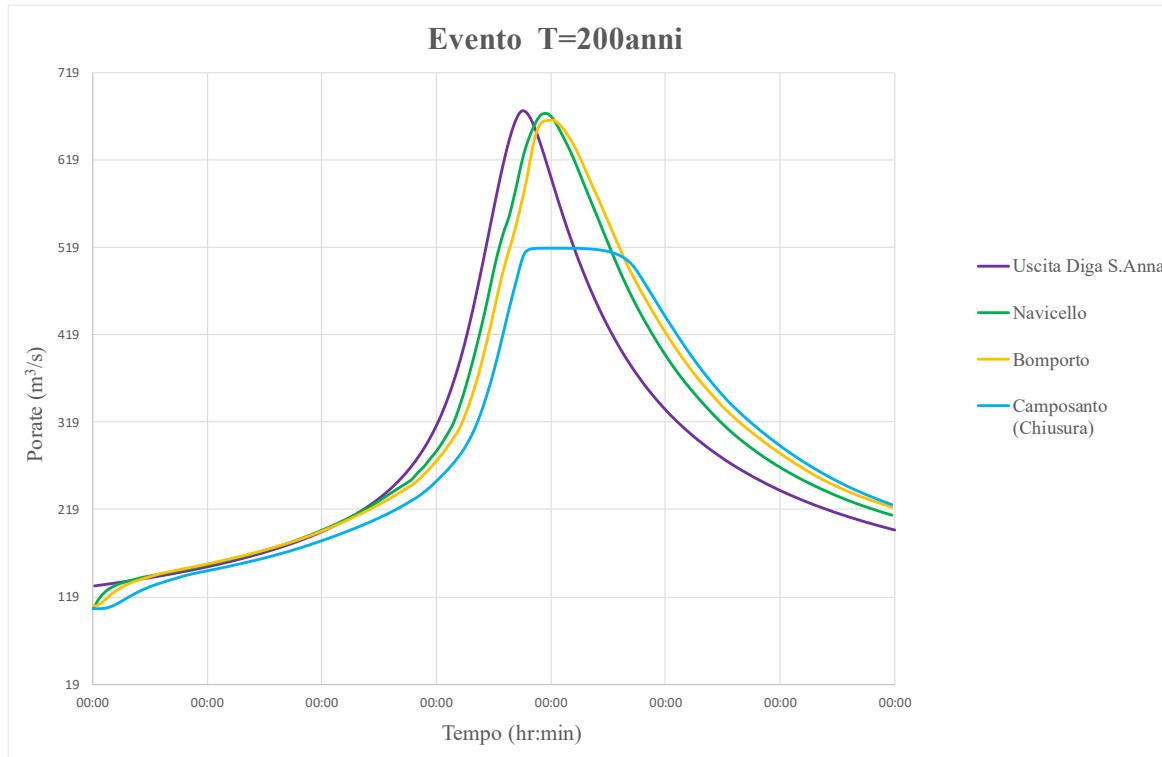


Figura 4-19: risultati portate simulazione Evento T=200 anni

Nell'evento due-centennale gli andamenti “piatti” di livelli e portate al colmo per la sezione di Camposanto sono dovuti alle fuoriuscite nel tratto immediatamente a monte.

Infine, è stata effettuata un'analisi preliminare allo scopo di valutare l'influenza della scala delle portate assunta a Camposanto sui risultati nel tratto di monte (ad esempio a Bomporto).

Sono state ripetute le due simulazioni per gli eventi con $T=20$ anni e $T=200$ anni, assumendo una scala di deflusso con i valori dei livelli traslati di 0.5 m, ossia tale per cui la stessa portata transita nella sezione di valle con un livello di 50 cm superiore alla simulazione con la scala originale. In Figura 4-20 e Figura 4-21 si mostrano, per le stesse sezioni, i livelli ottenuti con la scala di deflusso modificata.

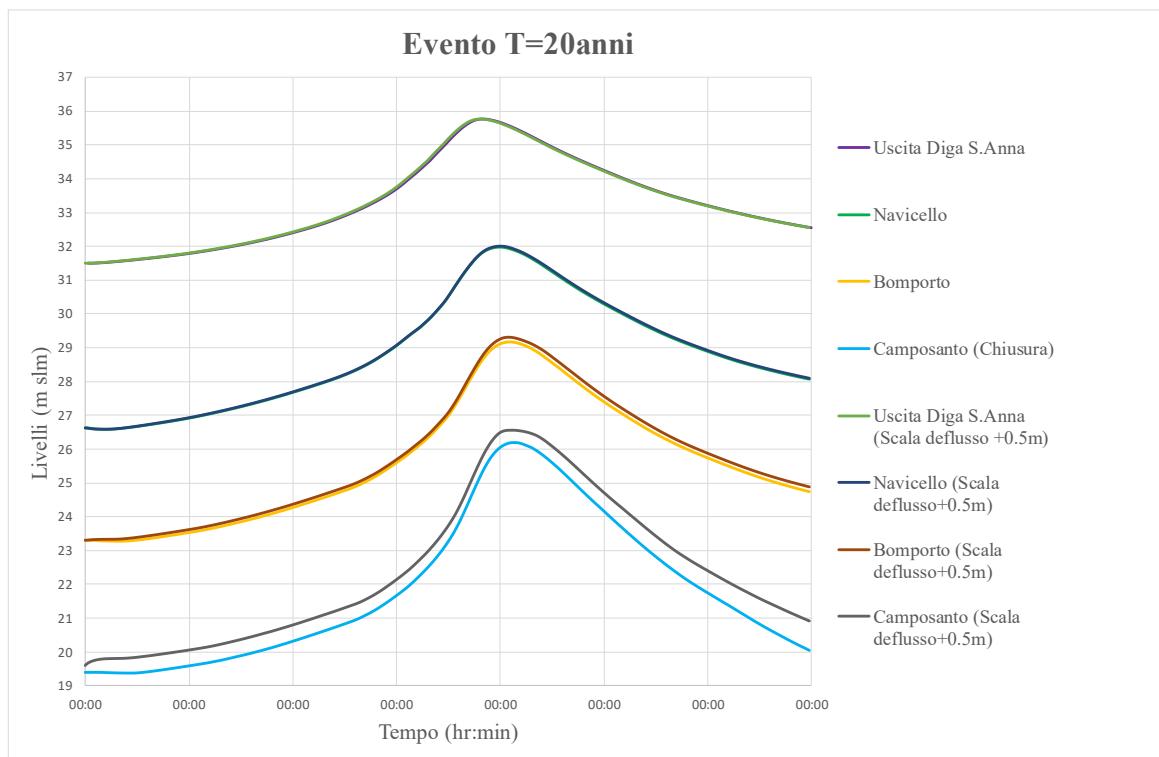


Figura 4-20: risultati livelli simulazione Evento $T=20$ anni con Scala Deflusso traslata

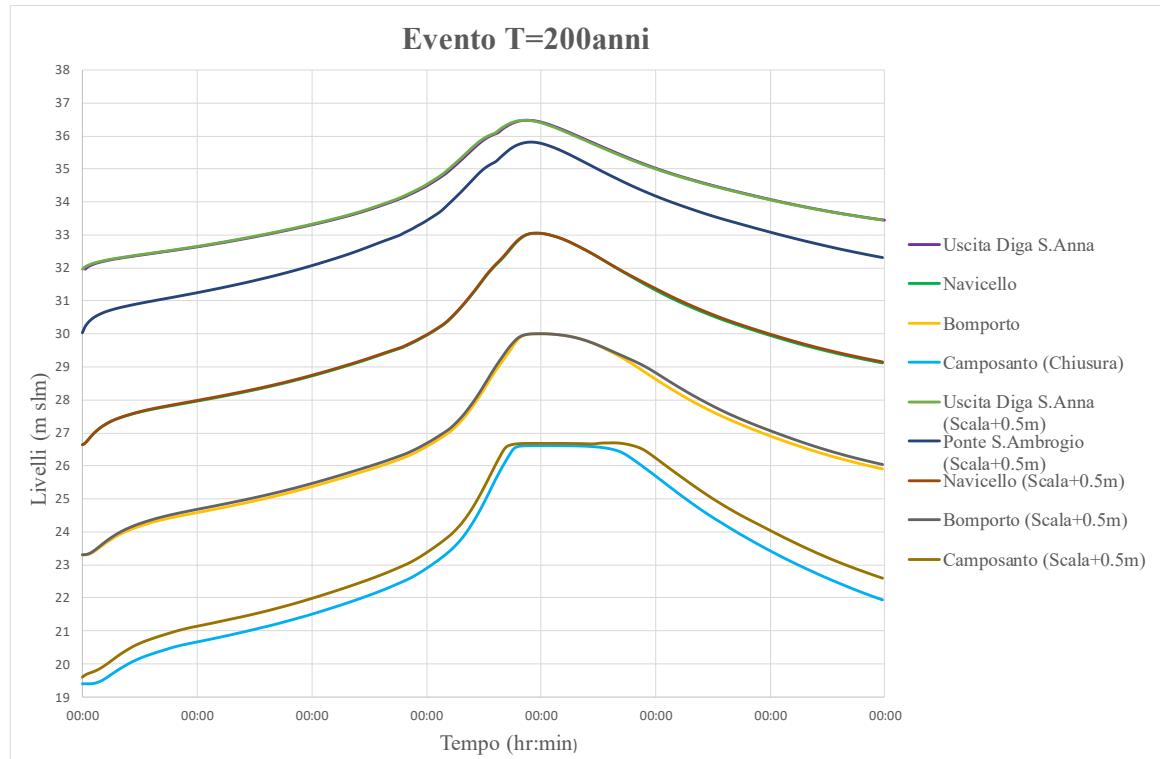


Figura 4-21: risultati livelli simulazione Evento T=200 anni con Scala Deflusso traslata

Trascurando le variazioni di livello alla sezione di chiusura di Camposanto, dovute alla diversa condizione di valle, si osserva che già a Bomporto (circa 10 km a monte) le differenze di livello non superano i 15-20 cm, mentre per i tratti ancora più a monte le differenze sono trascurabili. Il risultato conferma quindi che la condizione di valle a Camposanto è sufficientemente distante dalla zona di interesse (a monte di Bomporto) da non condizionarne eccessivamente i livelli.

5 COSTRUZIONE DEL MODELLO

L'area di studio per gli scenari di allagamento analizzati in questa Attività di Tesi comprende il comparto in destra idraulica del fiume Panaro.

Tale area è stata descritta batimetricamente a partire dai rilievi Lidar disponibili. In particolare, sono stati uniti i rilievi realizzati dal Ministero dell'Ambiente (MATTM2008 e MATTM2014), dall'Agenzia Interregionale per il fiume Po (AIPO2017) e un rilievo fornito dalla Regione Emilia-Romagna (RER). In Figura 5-1 si mostra graficamente l'unione di tali rilievi.

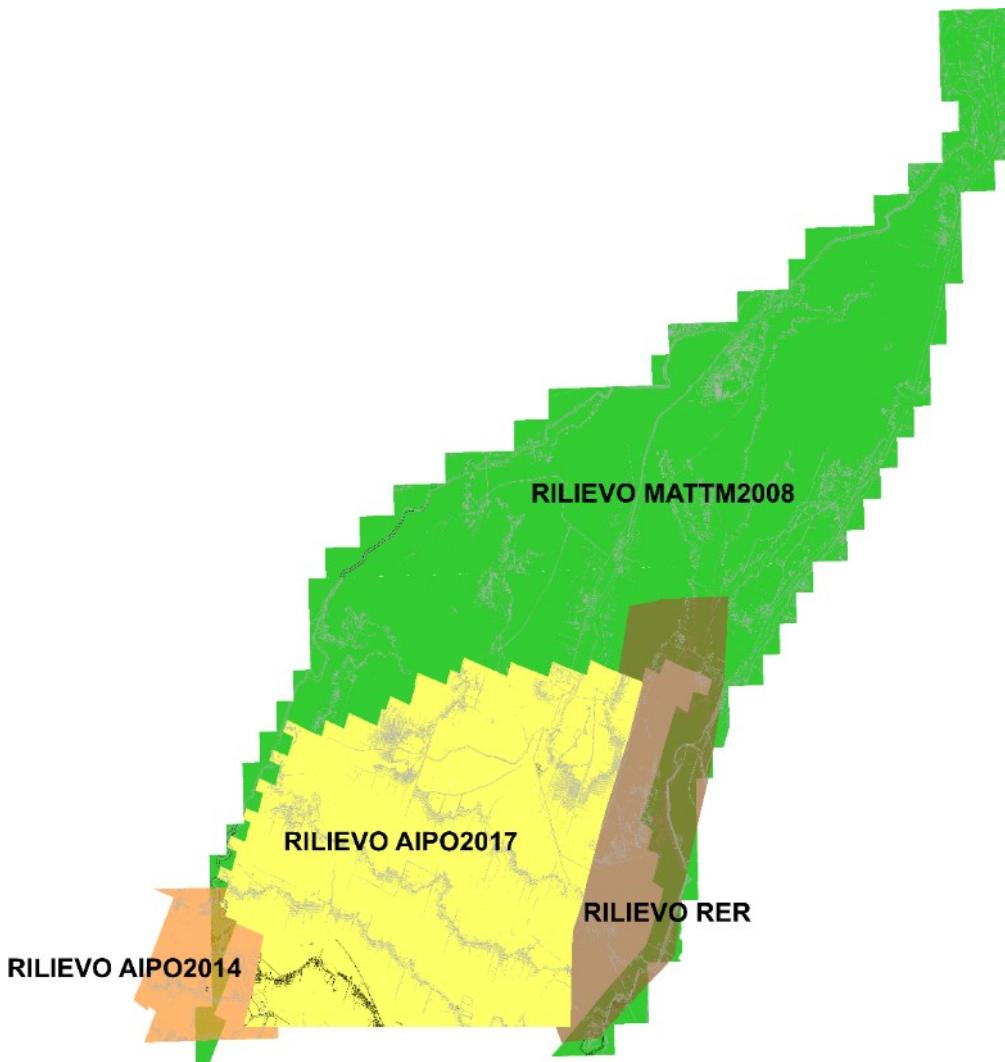


Figura 5-1: unione Rilievi Lidar relativi all'Area di Studio

I modelli digitali del terreno, originariamente a risoluzione spaziale di 1 m, sono stati re-interpolati su una griglia regolare di 2 m di spaziatura e uniti in una mappa raster unica.

Nelle zone di intersezione si è adottato un criterio di ordine temporale, privilegiando il rilievo più recente. Nell'unire tali rilievi sono state riscontrate piccole zone rimaste scoperte, specialmente nell'intersezione tra il Rilievo AIPO2017 e il rilievo MATTM2008. Si è reso quindi necessario eseguire dei piccoli “rattoppi” interpolando le quote nelle celle mancanti sulla base delle quote esistenti nelle celle circostanti, attraverso una procedura di triangolazione lineare.

Si mostra in Figura 5-2 un esempio del risultato di tale operazione.

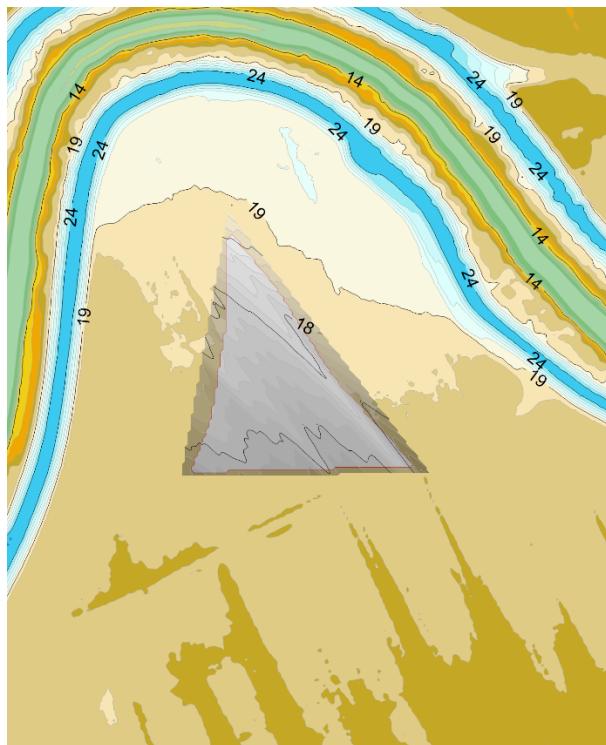


Figura 5-2: esempio operazione “rattoppo”

La batimetria dell’area esterna così ottenuta è stata unita con quella dell’asta fluviale del Panaro descritta nel capitolo 4. Inoltre, è stata eliminata la porzione Nord-Est del comparto, che si presume non verrà interessata dagli allagamenti conseguenti a brecce nel tratto di monte del fiume Panaro. La batimetria complessiva dell’intera area è rappresentata nella Figura 5-3.

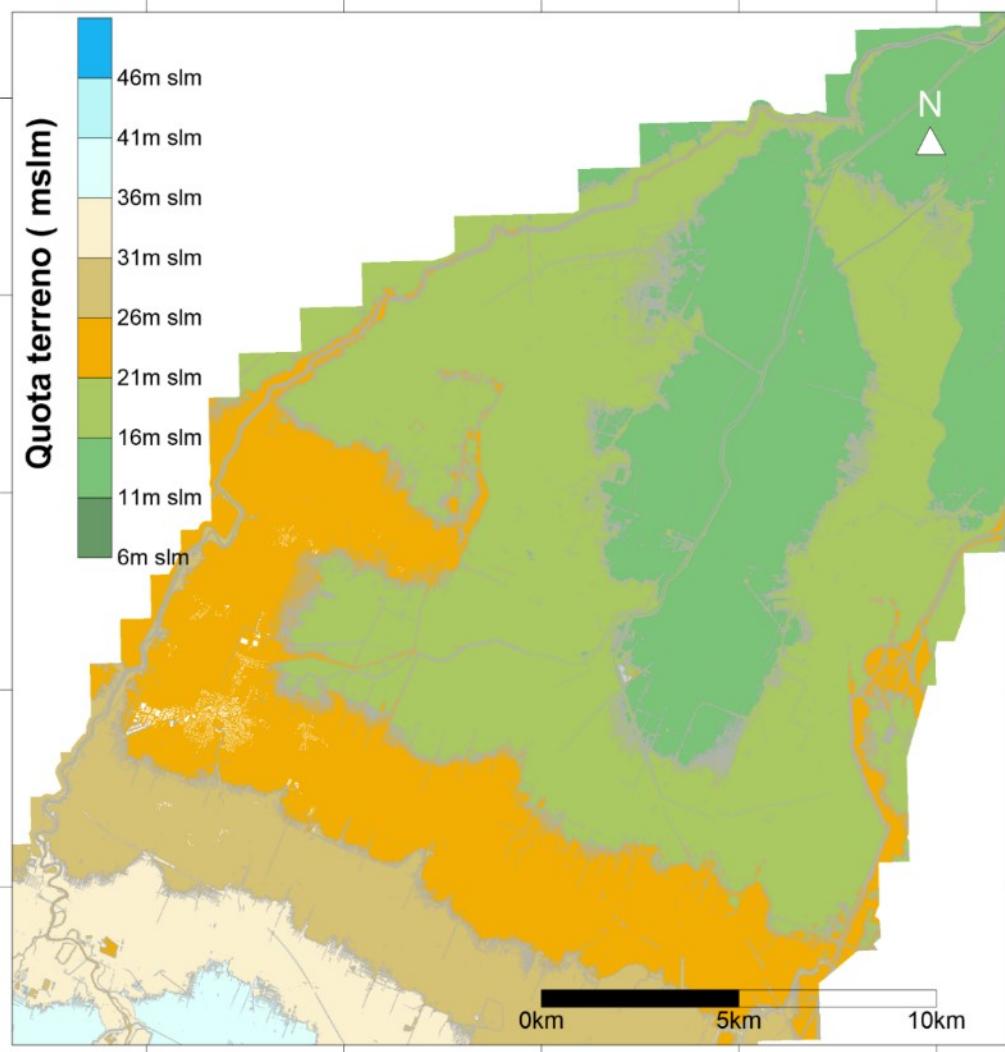


Figura 5-3: Batimetria complessiva Area di Studio

Tale mappa tiene già conto di alcune correzioni che si sono rese necessarie per ottenere un modello del terreno aggiornato e sufficientemente dettagliato e che sono descritte dettagliatamente nel seguito. In particolare, sono state effettuate tre operazioni:

- Apertura di Canali/Sottopassi;
- Ricostruzione di un tratto di tangenziale di Nonantola (MO).
- Trattamento delle aree abitate con la metodologia Building-Hole (BH);

5.1 Apertura Canali/Sottopassi

Il rilievo Lidar è una procedura di telerilevamento svolta mediante apposite apparecchiature laser scanner montate su piccoli aeromobili che sorvolano l'area di interesse. Tale tecnica è in grado di ricostruire una nuvola di punti quotati che rappresentano il terreno, i rilevati, gli edifici o altre opere presenti: da questo insieme di punti è possibile ricostruire un DEM (modello di elevazione del terreno) basato su una griglia regolare con una spaziatura che dipende dal livello di dettaglio richiesto (in genere dell'ordine di 0.5-1 m). Una limitazione dei rilievi Lidar è il fatto che eventuali "ostacoli" che si frappongono tra l'aeromobile e il terreno (ad esempio i viadotti, ma anche, come già osservato in precedenza, il pelo libero dell'acqua o la vegetazione) vengano erroneamente rilevati come punti sul terreno. Chiaramente, il problema si presenta anche nel caso di canali passanti al di sotto di strade o massicciate ferroviarie, di gallerie o sottopassi stradali e ciclabili. Per questo motivo, i DEM vengono in genere ulteriormente elaborati tramite procedure automatizzate per eliminare questo tipo di errori ed ottenere un vero e proprio DTM, senza viadotti, edifici e vegetazione. Nella maggior parte dei casi i DTM disponibili incorporano già queste correzioni, ma talvolta in corrispondenza di piccoli sottopassi o altre infrastrutture di attraversamento rimangono presenti le quote della strada/ferrovia sovrastante anziché quelle della galleria/sottopasso inferiore. Ciò comporta che, in fase di modellazione idraulica, la propagazione dell'allagamento risulterà ostacolato dal rilevato sovrastante, mentre con una corretta descrizione batimetrica del sottopasso sarebbe consentito il passaggio dell'acqua attraverso il rilevato stesso.

Per ottenere quindi una batimetria il più corretta possibile ai fini idraulici è stato necessario verificare la presenza di eventuali sottopassi non ben rappresentati dal DTM originale e correggerne le quote. Dal momento che il numero delle celle interessate è molto limitato, l'operazione è stata svolta manualmente. Poiché il modello è basato su una griglia con spaziatura di 2 m, sono stati trascurati i manufatti di larghezza inferiore a tale soglia (tombini, passaggi faunistici). Sono invece state corrette le quote del terreno in corrispondenza di alcuni sottopassi ciclabili e canali che attraversano la tangenziale di Nonantola (un esempio è mostrato in Figura 5-4).



Figura 5-4: esempio apertura canali e sottopassi al di sotto della tangenziale

5.2 Ricostruzione tratto di Tangenziale mancante

Un'altra fonte di criticità dei rilievi disponibili è il fatto che buona parte del territorio di interesse sia coperto da un rilievo non particolarmente recente (2008), nel quale possono risultare mancanti alcune infrastrutture realizzate negli anni successivi. L'esempio più lampante è rappresentato dalla tangenziale che bypassa a Nord il centro abitato di Nonantola (MO), costruita tra il 2008 e il 2011. La maggior parte del tracciato dell'infrastruttura è ben individuabile nel rilievo AIPo 2017, ma un breve tratto ricade nell'area coperta dal Lidar MATTM2008 (si veda la Figura 5-5). Si rende dunque necessario integrare tale rilevato all'interno della batimetria.

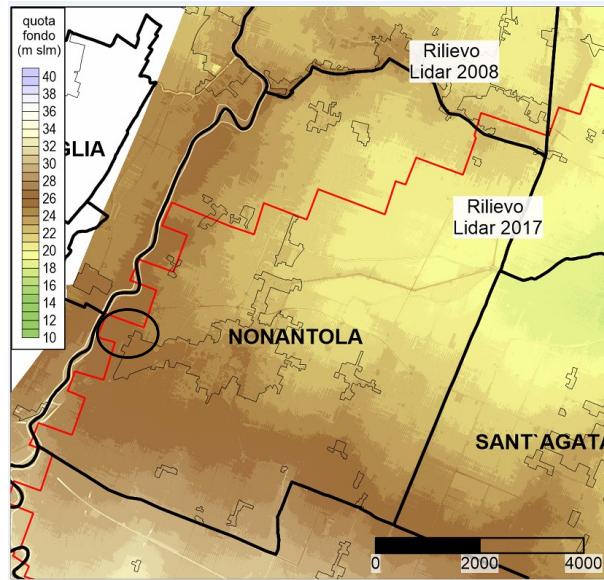


Figura 5-5: batimetria con tratto di tangenziale mancante

Le quote del tratto “mancante” sono state ricavate dagli elaborati tecnici forniti direttamente dal Comune di Nonantola (MO). Sfruttando lo script Matlab già utilizzato per i rialzi arginali, che permette dunque il rialzo di punti specifici all’interno di una griglia, si è potuto correggere l’esatto andamento piano altimetrico del tratto di tangenziale mancante. Il risultato di tale operazione è mostrato in Figura 5-6.

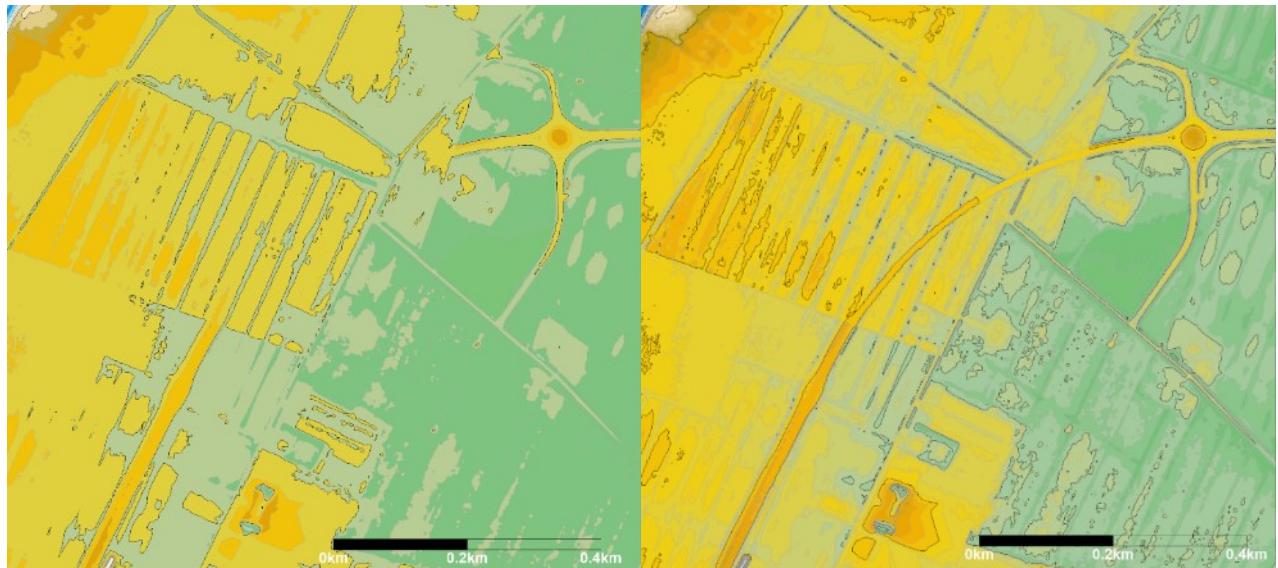


Figura 5-6: ricostruzione del tratto di Tangenziale mancante

5.3 Trattamento delle Aree Urbane con la metodologia Building-Hole

L’analisi degli scenari di allagamento aveva come principale soggetto il territorio del Comune di Nonantola (MO). Per descrivere al meglio le aree urbane del Comune è stata adottata la metodologia Building-Hole (BH) [12]. Tale metodo consiste nel rappresentare gli edifici come blocchi impenetrabili, ossia nell’escludere dal dominio le celle ricadenti all’interno dell’impronta al suolo di ciascun edificio. In questo modo, la corrente non è in grado di attraversare l’edificio stesso, che rappresenta un ostacolo dal momento che il suo contorno è caratterizzato da una condizione al contorno di “muro” (condizione di tipo 1). L’allagamento potrà dunque propagarsi solo lungo le strade, piazze e parchi presenti nel centro abitato. È evidente che questo tipo di approccio richieda una discretizzazione del dominio con una risoluzione spaziale elevata. In letteratura, si suggerisce di descrivere le strade tra edifici vicini con almeno 3 celle di calcolo, per cui la risoluzione necessaria in genere è pari a 1-2 m. La griglia di calcolo adottata in questo lavoro di Tesi è dunque compatibile con questo tipo di approccio per il trattamento delle aree urbane.

Operativamente, è stato necessario individuare le unità volumetriche degli edifici ricadenti nei principali centri abitati del Comune e utilizzare la funzione “Blank” del software Surfer per escludere le celle interne ai contorni dei vari edifici (descritti mediante un file in formato bln). Si è prestata particolare attenzione al fatto che non vi fossero edifici adesi tra di loro e che le strade all’interno del centro abitato fossero libere e attraversabili dall’acqua.

La mappa delle unità volumetriche è stata fornita direttamente dal Comune di Nonantola. Sono state escluse le case sparse, concentrandosi prevalentemente sugli edifici ricadenti nei principali centri abitati del Comune. Tali località sono state individuate sulla base delle informazioni disponibili sul Geo Portale dell’Emilia-Romagna. In figura si rappresenta la porzione di batimetria relativa al centro abitato di Nonantola ottenuta dalla procedura di “blinking”: gli edifici “sbiancati” sono facilmente individuabili (aree bianche contornate di nero). Esempio in Figura 5-7.

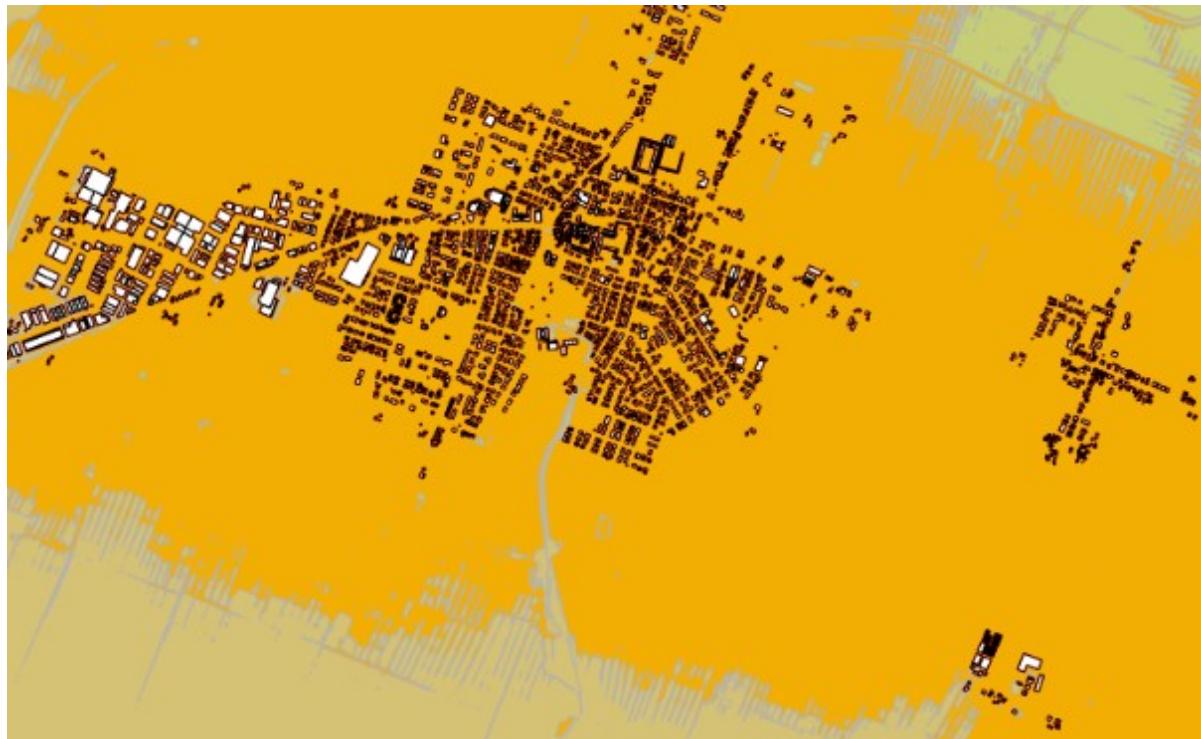


Figura 5-7: esempio operazione “Blank” nel centro di Nonantola

5.4 Scabrezza dell’Area Allagabile

Il coefficiente di scabrezza da attribuire alle aree allagabili dipende in generale dall’uso del suolo. In questa attività, si è scelto di non utilizzare valori dei coefficienti ricavati da indicazioni di letteratura, ma piuttosto di fare riferimento ai valori di scabrezza calibrati in uno studio precedente, relativo alla simulazione dell’allagamento conseguente alla rottura arginale sul fiume Secchia del gennaio 2014 [13]. Infatti, si ritiene che i territori in destra Secchia e quelli in destra Panaro abbiano caratteristiche simili e che sia dunque possibile utilizzare gli stessi valori del coefficiente di Manning.

Per le aree agricole, si è dunque adottato un valore del coefficiente di Manning n pari a $0.05 \text{ m}^{-1/3} \text{ s}$. Tale valore è stato mantenuto anche nel territorio di Nonantola, in quanto le zone urbane sono già trattate con la metodologia BH.

Invece, per descrivere le zone urbane dei comuni limitrofi, in particolare Castelfranco Emilia (MO), Crevalcore (BO), Ravarino (MO) e Sant’Agata Bolognese (BO), è stata sfruttata una metodologia chiamata Building Resistance, basata proprio sul valore della scabrezza. Tale metodo prevede infatti di adottare nei centri abitati un valore elevato di scabrezza di Manning, in modo da tener conto, sebbene in modo approssimato, della resistenza offerta dagli edifici alla corrente [12].

Sulla base della calibrazione presentata in studi precedenti per l'abitato di Bastiglia (MO) [13] è stato adottato un valore di n pari a $0.143 \text{ m}^{-1/3} \text{ s}$. Anche in questo caso si è ritenuto corretto assumere lo stesso valore in quanto i centri abitati presentano caratteristiche simili.

In Figura 5-8 è mostrato un esempio di differenziazione di scabrezza per una delle zone urbane poste al di fuori del Comune di Nonantola.

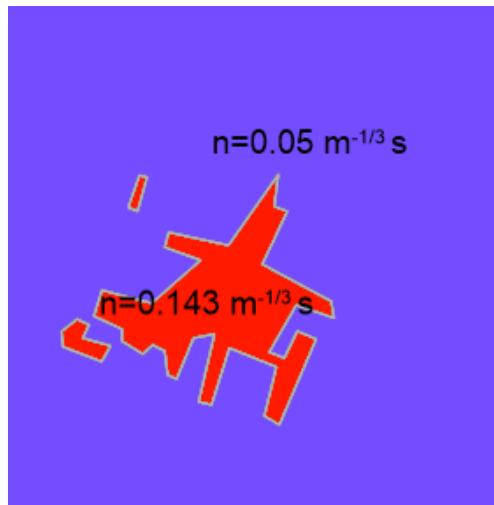


Figura 5-8: esempio metodologia Building Resistance

5.5 Griglia Multi Risoluzione

Come già accennato nella descrizione del Modello Numerico (cap. 3), la Multi-Risoluzione permette di differenziare il livello di dettaglio tra diverse zone del dominio, in modo da ridurre gli oneri di calcolo e da garantire una discretizzazione più accurata nei punti maggiormente critici.

Per una corretta analisi è opportuno garantire la massima risoluzione possibile, che nel caso presente è di 2 m, lungo l'alveo del fiume e lungo le sue arginature, e inoltre lungo canali, rilevati stradali presenti nel territorio e all'interno di centri abitati per i quali è stata adottata la metodologia BH. Lo scopo è soprattutto preservare una corretta rappresentazione topografica di quegli elementi lineari del territorio che potrebbero influenzare la dinamica di allagamento, nonché mantenere una risoluzione adeguata per la descrizione degli edifici.

Nel dettaglio, all'interno dell'area di studio oggetto di questa Tesi, si è deciso di adottare la risoluzione massima a 2 m per i seguenti elementi:

- fiume Panaro e relative arginature dall'uscita della cassa di espansione fino a Camposanto;

- linea ferroviaria dell'Alta Velocità (RFI);
- linee ferroviarie convenzionali (RFI);
- canali di bonifica all'interno dei comuni di Nonantola, Ravarino, Crevalcore, Sant'Agata Bolognese;
- confini comunale di Nonantola;
- arterie stradali principali;
- centri Abitati del comune di Nonantola.

A partire da queste aree in cui viene imposta la massima risoluzione (2 m), il modello genera automaticamente una transizione graduale [14] verso la risoluzione inferiore (16 m).

In Figura 5-9 si mostra la griglia Multi-Risoluzione generata dal modello.

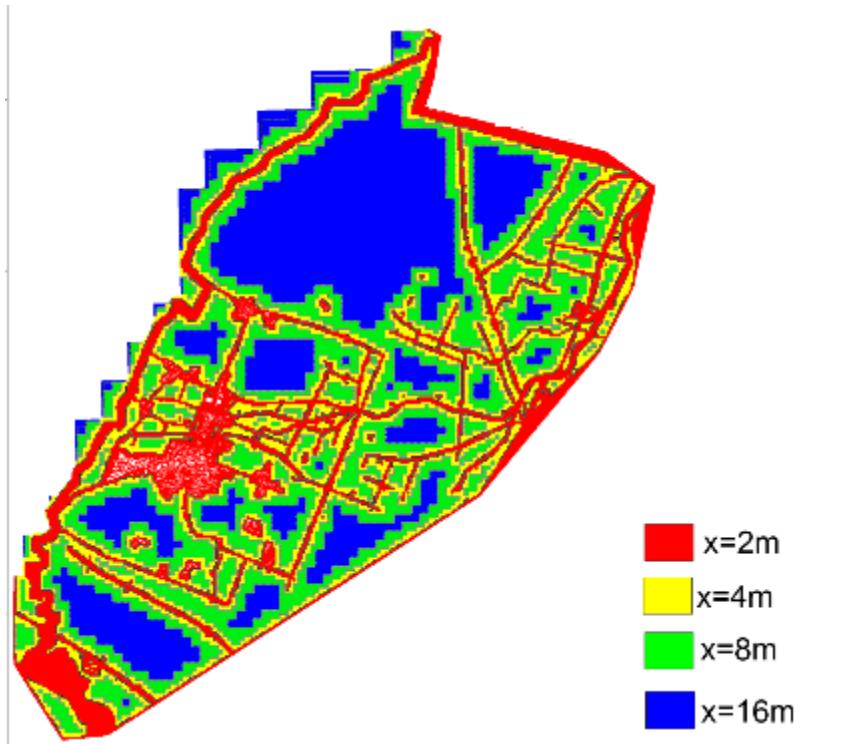


Figura 5-9: Griglia Multi Risoluzione

5.6 Condizioni al Contorno

Per effettuare le simulazioni degli scenari di allagamento, è necessario definire il contorno che delimita il dominio di calcolo. Tale contorno è definito mediante un apposito file BLN e successivamente completato con il file BCC.

La Figura 5-10 mostra il file BLN adottato e la tipologia di condizioni al contorno imposte.

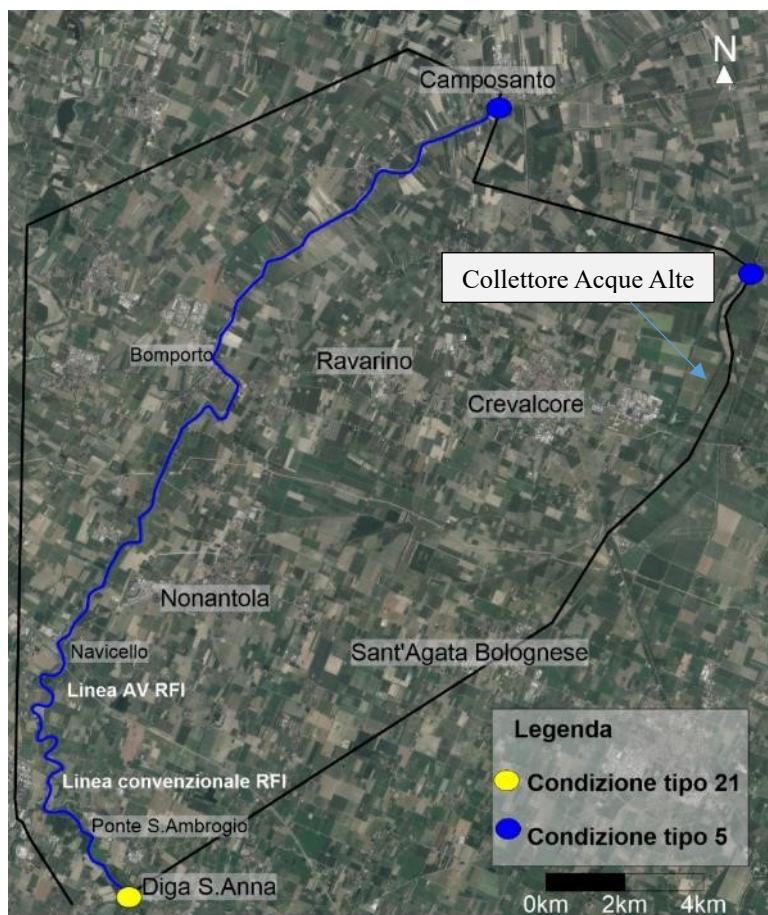


Figura 5-10: BLN Area di Studio

In ingresso al sistema è presente una condizione di monte tipo 21 (portata in ingresso), posizionata all'uscita della Cassa di Espansione in località S. Anna. Come condizioni di valle sono presenti due scale di deflusso, una posta sul fiume Panaro in località Camposanto, l'altra in corrispondenza di un importante canale di bonifica, Collettore delle Acque Alte, che divide i comuni di Crevalcore e San Giovanni in Persiceto. Tutti gli altri segmenti del contorno sono caratterizzati da una condizione di tipo 1, ovvero costituiscono il “muro” invalicabile delimitante l’area.

La condizione di monte è rappresentata dagli idrogrammi sintetici con assegnato Tempo di Ritorno T ; in particolare, sono stati presi in considerazione gli eventi con $T= 20$ anni e con $T= 200$ anni, rappresentati nella Figura 5-11. Queste onde sono state ricavate da precedenti studi condotti dal Gruppo di Ricerca Hylab. [11]

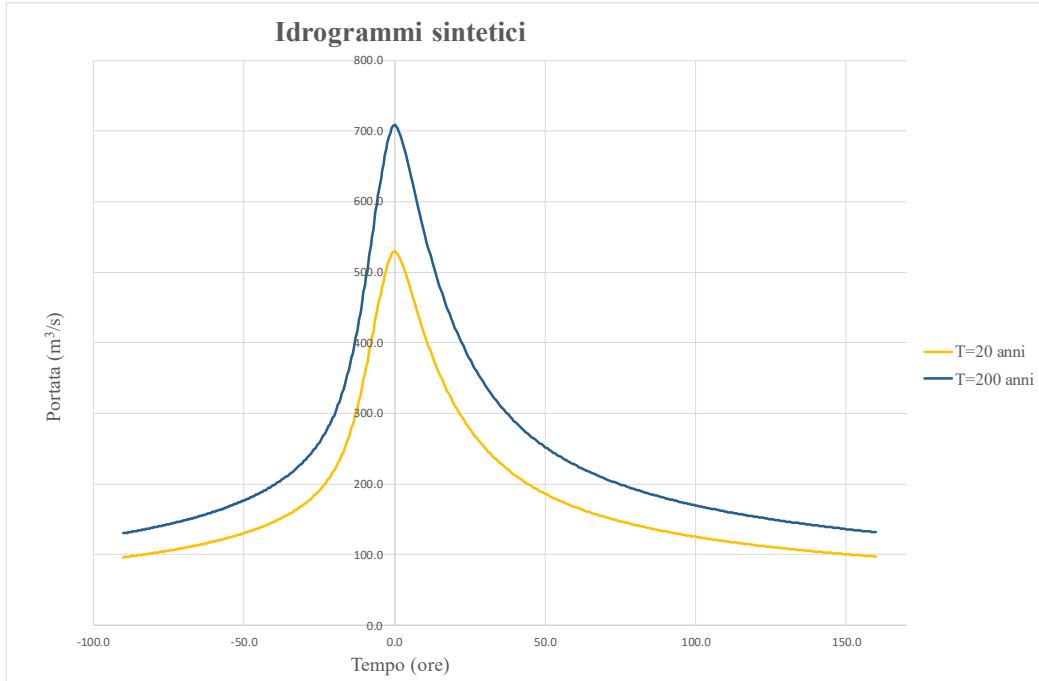


Figura 5-11: idrogrammi in uscita dalla Cassa di Espansione Panaro

Come detto, a valle si è scelto di posizionare la scala di deflusso sul fiume Panaro a Camposanto, in quanto tale sezione è collocata sufficientemente a valle del tratto in cui saranno ipotizzate le brecce, focus principale di questa Tesi. Per i dettagli su questa condizione al contorno si faccia riferimento al Paragrafo 4.3.

Per la costruzione della scala di deflusso all'interno del Collettore Acque Alte (vedi Figura 5-10), si è fatto riferimento a condizioni di moto uniforme (formula di Chezy). Attraverso la funzione “Grid Slice” implementata in Surfer, è stata estratta la geometria della sezione del canale in corrispondenza del contorno del dominio. Dopodiché è stata stimata approssimativamente la pendenza i del fondo del canale in quel tratto (0.00006) ed è stato assunto un valore del coefficiente k_s di Strickler pari a $20 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$. Un apposito script di Matlab ha consentito di costruire la scala di moto uniforme per tale

sezione. La scala ha un valore massimo di portata di circa $53 \text{ m}^3/\text{s}$, valutato sulla base della portata transitante in quel tratto di canale durante le simulazioni preliminari.

In Tabella 5-1 si mostra la scala realizzata.

Tabella 5-1: valori della Scala Deflusso ricavata per il Collettore Acque Alte

Livelli (m slm)	Portata (m^3/s)
9.140309	0
14.440309	0
14.340309	0.098661
14.540309	0.528388
14.740309	1.455322
14.940309	2.891577
15.140309	4.803081
15.340309	7.126148
15.540309	9.823564
15.740309	12.869583
15.940309	16.244609
16.140309	19.932932
16.340309	23.921528
16.540309	28.19933
16.740309	32.756762
16.940309	37.585414
17.140309	42.677811
17.340309	48.027248
17.540309	53.627655

Per quanto riguarda l'area esterna, simulazioni preliminari relative all'intero comparto e senza alcuna condizione al contorno nell'area esterna (si veda la Figura 5-12 ad esempio) hanno mostrato che gli allagamenti dovuti a brecce nel tratto di interesse risultano confinati a Ovest del Canale Collettore Acque Alte, che funge da drenaggio del volume esondato verso Nord, dove il canale scarica nuovamente in Panaro all'altezza di Finale Emilia.

Per questo motivo, il contorno del dominio è stato tracciato escludendo la parte Nord-Est, al fine di ridurre la dimensione dell'area di studio e di conseguenza l'onere computazionale.

Tuttavia, una condizione di muro in questo tratto rappresenterebbe un assurdo, in quanto l'acqua non potrebbe proseguire verso valle e addirittura potrebbe causare rigurgiti e fuoriuscite dal canale nei tratti a monte. Per questo motivo, si è deciso di adottare una scala di deflusso per il canale, che consentisse di allontanare dal dominio quella parte del volume esondato che si incanala verso Nord.

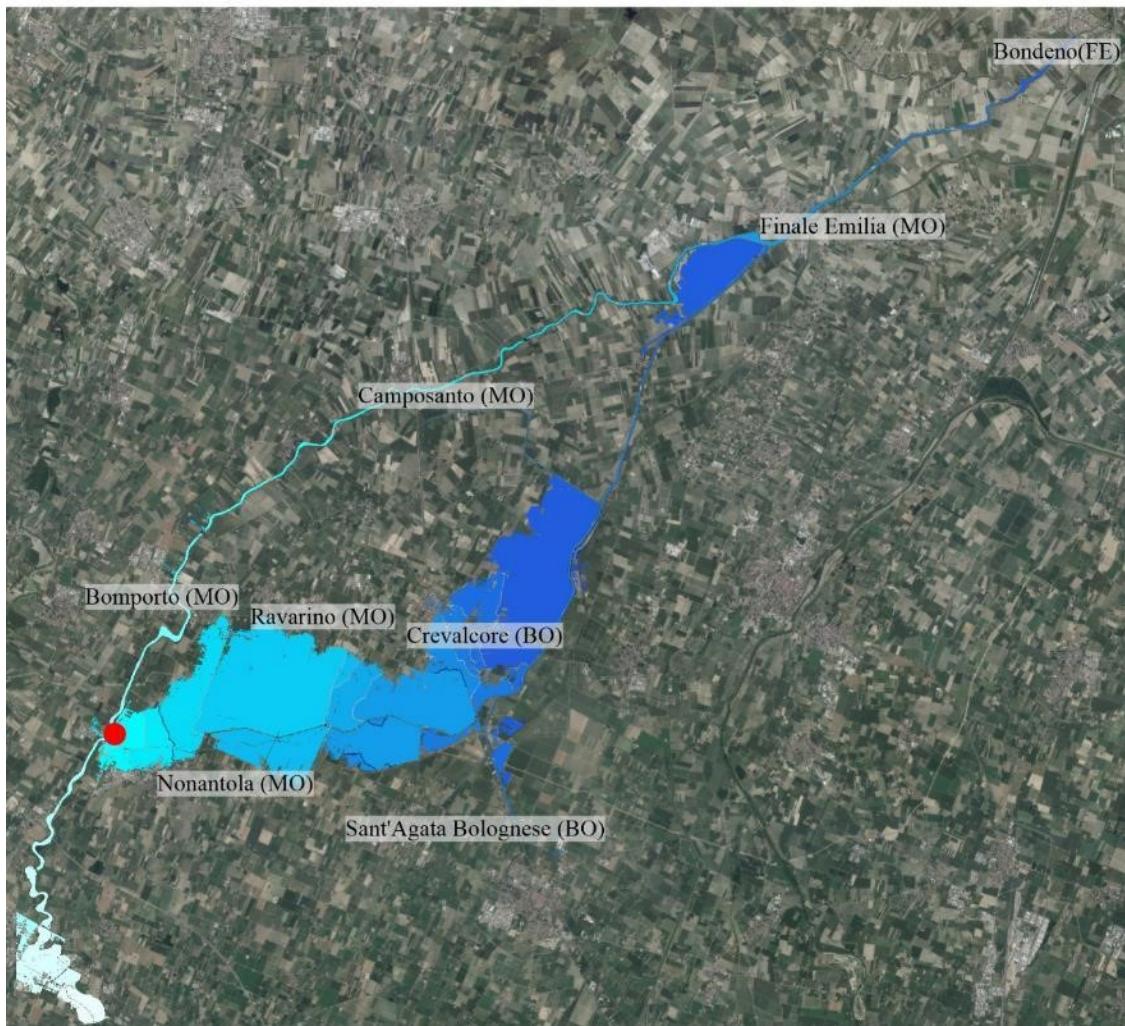


Figura 5-12: simulazione preliminare per la determinazione dell'Area di Studio

5.7 Posizionamento e caratteristiche delle Brecce

Nella presente Tesi sono stati analizzati gli scenari di allagamento dovuti alla formazione di cinque brecce arginali poste in sponda destra Panaro; le brecce sono posizionate nel tratto compreso tra l'attraversamento della linea ferroviaria RFI e Bomporto, poco a monte del limite comunale Nord di Nonantola.

In Figura 5-13 si mostrano le posizioni delle diverse brecce.

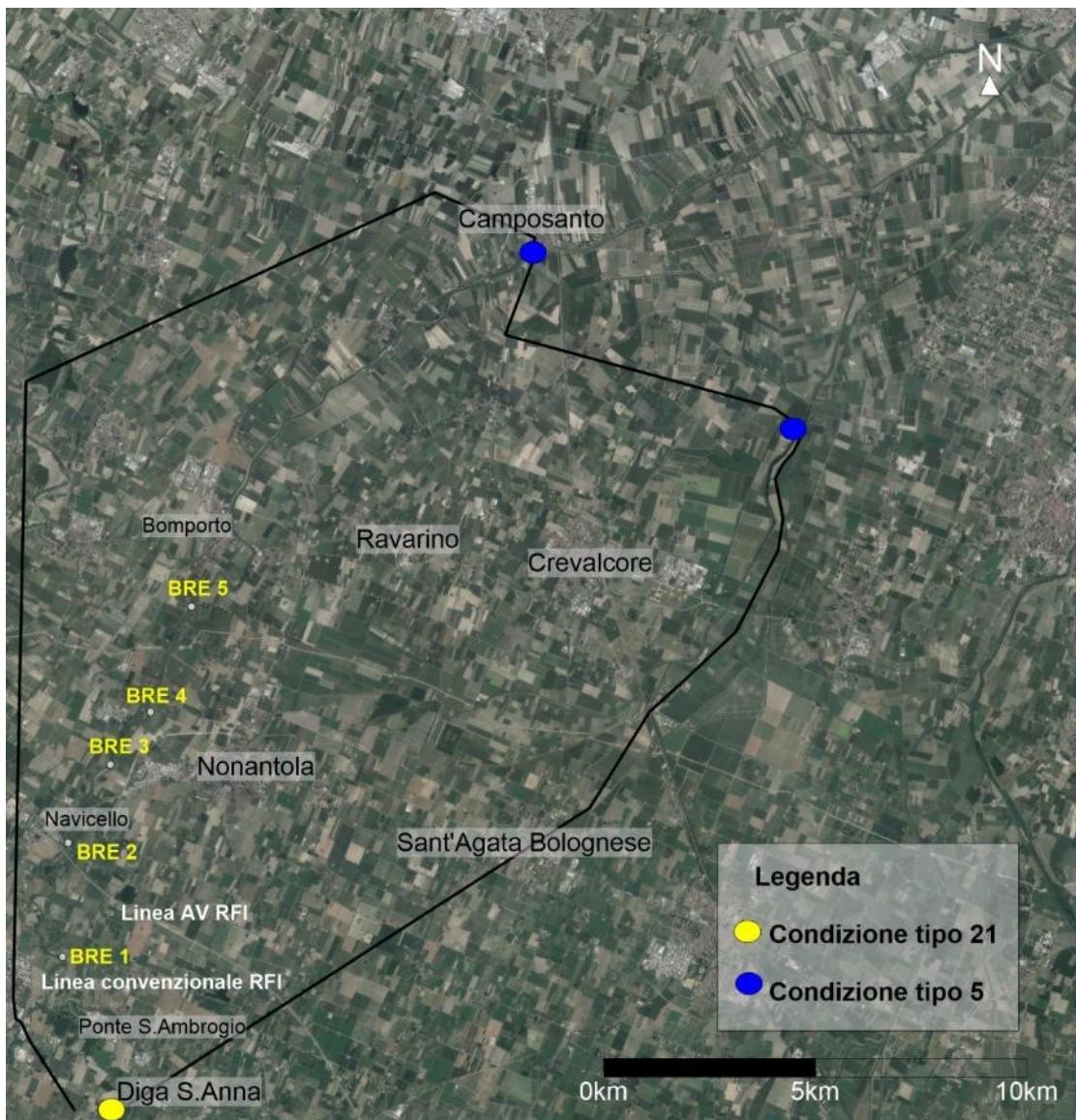


Figura 5-13: posizionamento Brecce

Il posizionamento generale delle varie brecce è stato determinato in modo tale da mantenere una distanza massima di 2 km tra posizioni successive; inoltre, si è scelto di disporle in modo da esplorare tutti i possibili scenari d'allagamento in grado di colpire il territorio comunale di Nonantola. Si è inoltre tenuto conto di importanti rilevati stradali o ferroviari che possono influire sulla propagazione dell'allagamento, quali ad esempio la ferrovia TAV o la tangenziale di Nonantola.

- **BRE 1**



La breccia 1 (Figura 5-14) è situata immediatamente a valle dell'attraversamento della linea ferroviaria MI-BO all'interno del Comune di Castelfranco Emilia. Lo scenario di rottura in questa posizione rappresenta un'eventuale fronte di allagamento proveniente da Sud rispetto al Comune di Nonantola e transitante al di sotto del viadotto della linea dell'Alta Velocità.

Figura 5-14: BRE1

- **BRE 2**

La breccia 2 (Figura 5-15) è localizzata tra la linea ferroviaria AV (RFI) e la frazione di Navicello. La breccia si trova immediatamente a valle del limite comunale Sud-Ovest di Nonantola e vuole



Figura 5-15: BRE2

quindi rappresentare eventuali scenari di allagamento che si propagherebbero in direzione del centro abitato di Nonantola con coinvolgimento delle aree più a Sud del comune.

La scelta di non posizionare ulteriori brecce tra BRE 1 e BRE 2 (distanti tra loro 2 km circa) è dovuta al fatto che gli allagamenti derivanti da eventuali brecce nel tratto intermedio porterebbero a un risultato molto simile a quello ipotizzabile per la BRE 1, in quanto la presenza del rilevato dell'AV a Est e del suo viadotto sopraelevato in vicinanza dell'argine del Panaro influenza significativamente la direzione di allagamento preferenziale.

- **BRE 3**



Figura 5-16: BRE3

La breccia 3 (Figura 5-16) è situata immediatamente ad Ovest del centro di Nonantola. Un'eventuale formazione di breccia arginale in questo punto comporterebbe sicuramente gravi problematiche per la zona urbana di Nonantola. La scelta del posizionamento è dovuta anche alla presenza della tangenziale: è necessario valutare eventuali se tale importante arteria stradale, nel suo tratto a Ovest, è in grado di proteggere il centro abitato o comunque di influenzare la dinamica di allagamento.

- **BRE 4**



Figura 5-17: BRE4

La breccia 4 (Figura 5-17) è posta a valle del tratto di tangenziale che delimita a Nord il centro di Nonantola. Si è deciso di ipotizzare una breccia in questo punto per valutare l'influenza di un tratto di tangenziale diverso rispetto alla BRE 3. Inoltre, si vogliono verificare i possibili allagamenti per le frazioni immediatamente a Nord rispetto al centro abitato principale.

- **BRE 5**



Figura 5-18: BRE5

La breccia 5 (Figura 5-18) è situata nella porzione più a Nord del territorio comunale di Nonantola. La simulazione di questo scenario ha quindi come obiettivo valutare eventuali allagamenti in questa porzione di territorio prevalentemente agricola, ma in cui sono presenti alcune frazioni; inoltre, si verificheranno gli eventuali coinvolgimenti di aree appartenenti a comuni confinanti (Ravarino e Crevalcore).

6 SIMULAZIONI PRELIMINARI SENZA BRECCE

Terminata la definizione dei vari elementi caratterizzanti il modello, sono state effettuate le simulazioni considerando come condizioni al contorno di monte gli idrogrammi di tempo di ritorno pari a 20 e 200 anni.. Queste simulazioni sono state effettuate considerando le arginature insormontabili e inerodibili con l'obiettivo di ricavare, per ciascuna sezione del corso d'acqua:

- l'istante temporale nel quale avviene il passaggio del colmo di piena
- il massimo valore del livello idrico.

Tutto ciò è propedeutico alla realizzazione delle simulazioni (per i medesimi tempi di ritorno) degli allagamenti generati dalle brecce arginali.

Una volta definito l'esatto contorno dell'area di studio mediante file BLN (Figura 5-10) dapprima sono state ricavate le condizioni iniziali, che corrispondono ad una condizione di moto permanente all'interno dell'alveo, per un valore di portata pari al primo valore dell'idrogramma di portata considerato ($100 \text{ m}^3/\text{s}$). Successivamente, si è simulato l'evento di assegnato tempo di ritorno imponendo, come condizione al contorno di monte gli idrogrammi (20 anni e 200 anni) riportati in Figura 5-11 e come condizione al contorno di valle una scala di deflusso (Figura 4-15) in corrispondenza dell'abitato di Camposanto (MO) (Figura 5-10). L'area di studio complessivamente misura 181 km^2 circa; il numero totale di celle all'interno della griglia è 16.48×10^7 mentre 13.74×10^6 sono le celle appartenenti alla griglia multirisoluzione.

In Figura 6-1 è riportato l'andamento delle quote idriche (m s.l.m) in assenza di brecce con l'ipotesi di argini sormontabili con riferimento ad un tempo di ritorno di 200 anni Si possono osservare fuoriuscite in destra idraulica nel tratto compreso tra Navicello e Nonantola e nel tratto immediatamente a valle di Bomporto. Per una maggior completezza, anche se non oggetto di analisi in questa attività, si segnalano fuoriuscite in sinistra idraulica immediatamente a valle di Ponte S. Ambrogio e a valle di Bomporto.

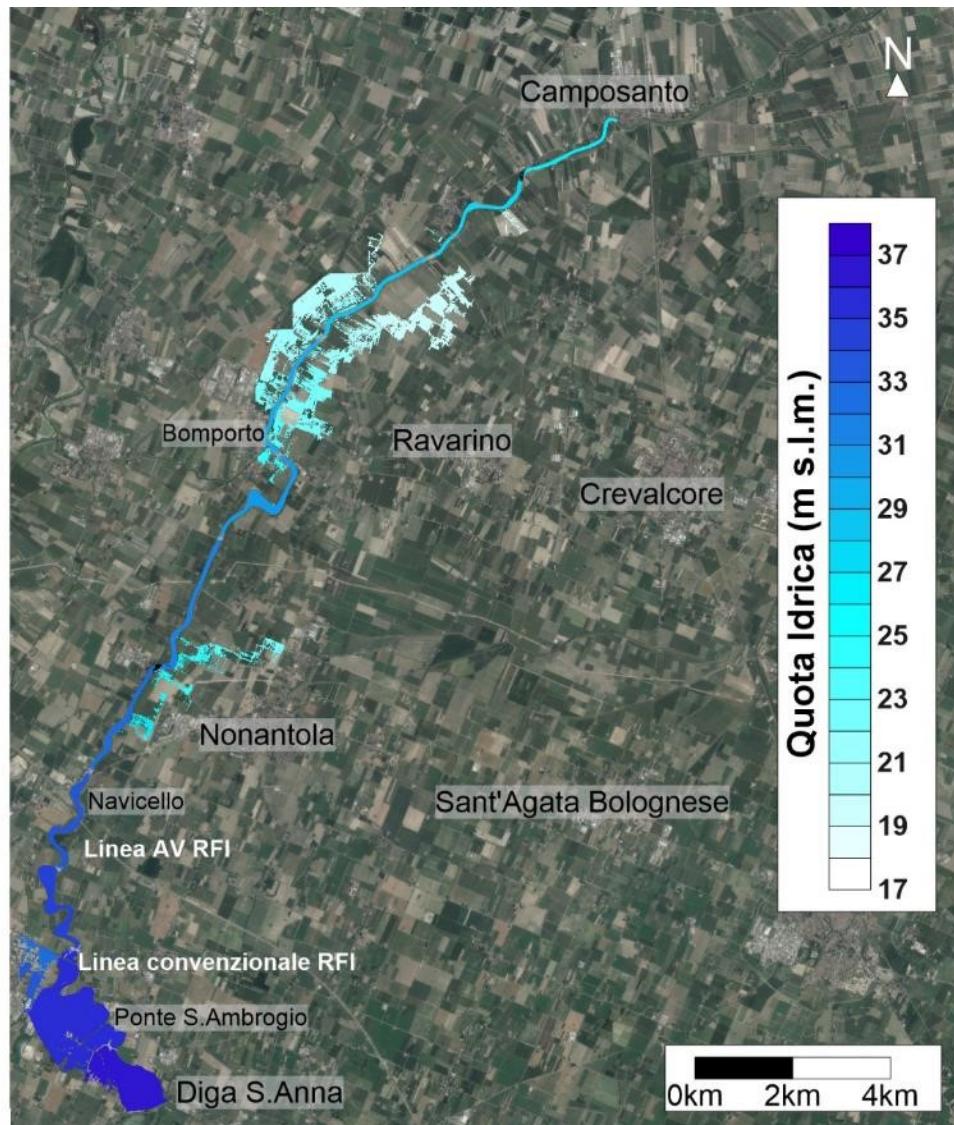


Figura 6-1: quote idriche simulazione senza brecce Evento T 200 anni

Si riportano ora in Figura 6-2 e Figura 6-3 i livelli e le portate registrati per alcune sezioni significative.

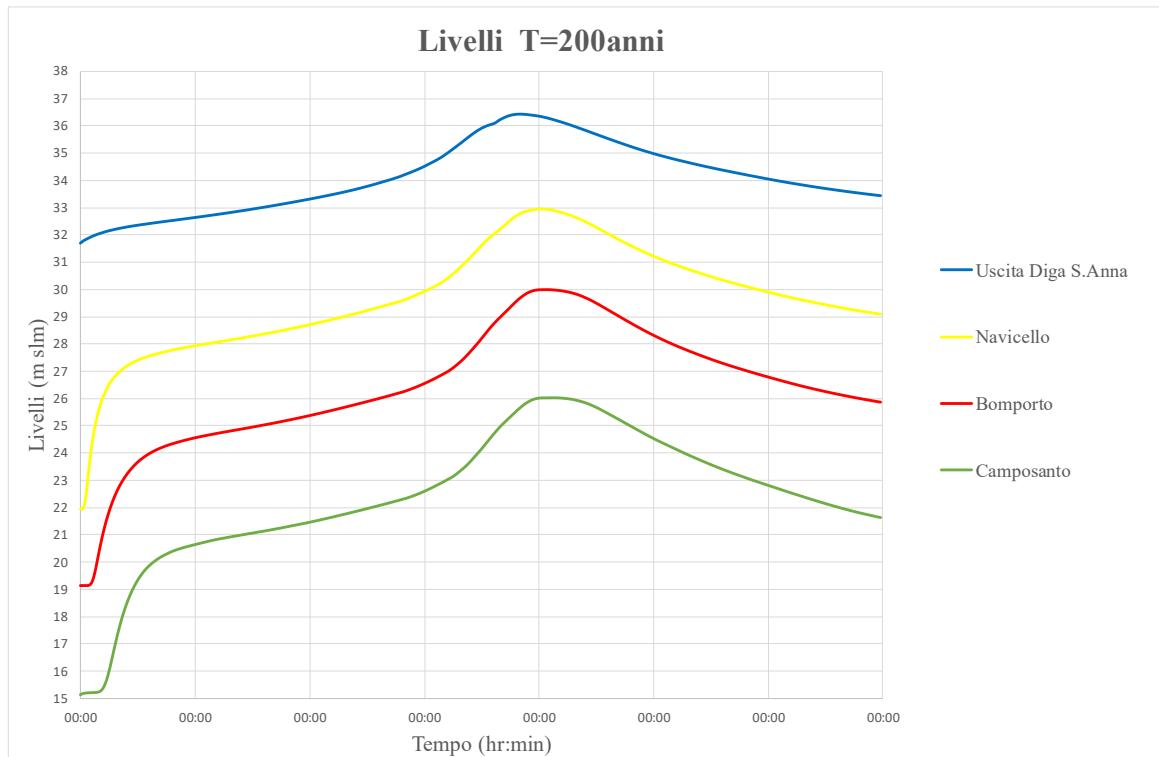


Figura 6-2: andamento livelli Evento T 200 anni senza brecce

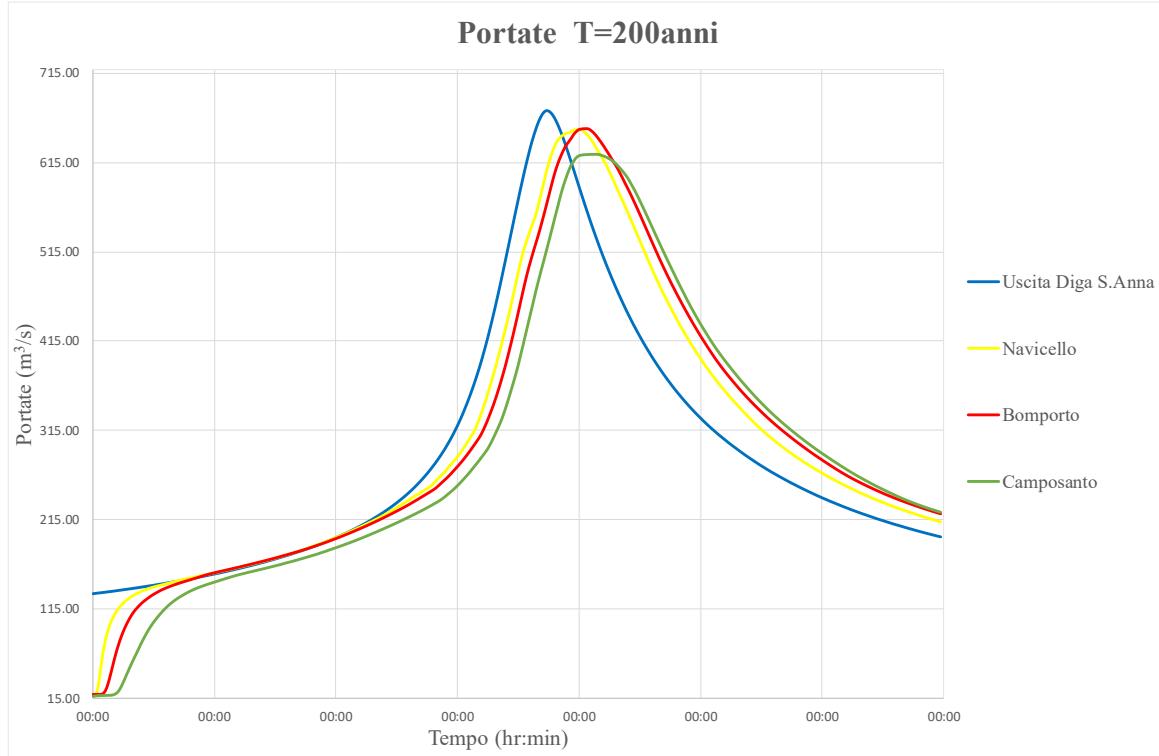


Figura 6-3: andamento portate Evento T 200 anni senza brecce

Simulazione preliminare T=20

Utilizzando ora come condizione di monte i dati relativi all'idrogramma $T=20$ anni (Figura 5-11) si mostra in Figura 6-4 l'andamento delle quote idriche (m s.l.m.) per l'evento ventennale. Rispetto all'evento duecentennale si nota come l'acqua è tutta contenuta all'interno dell'alveo e non si segnalano quindi fuoriuscite dal corso d'acqua.

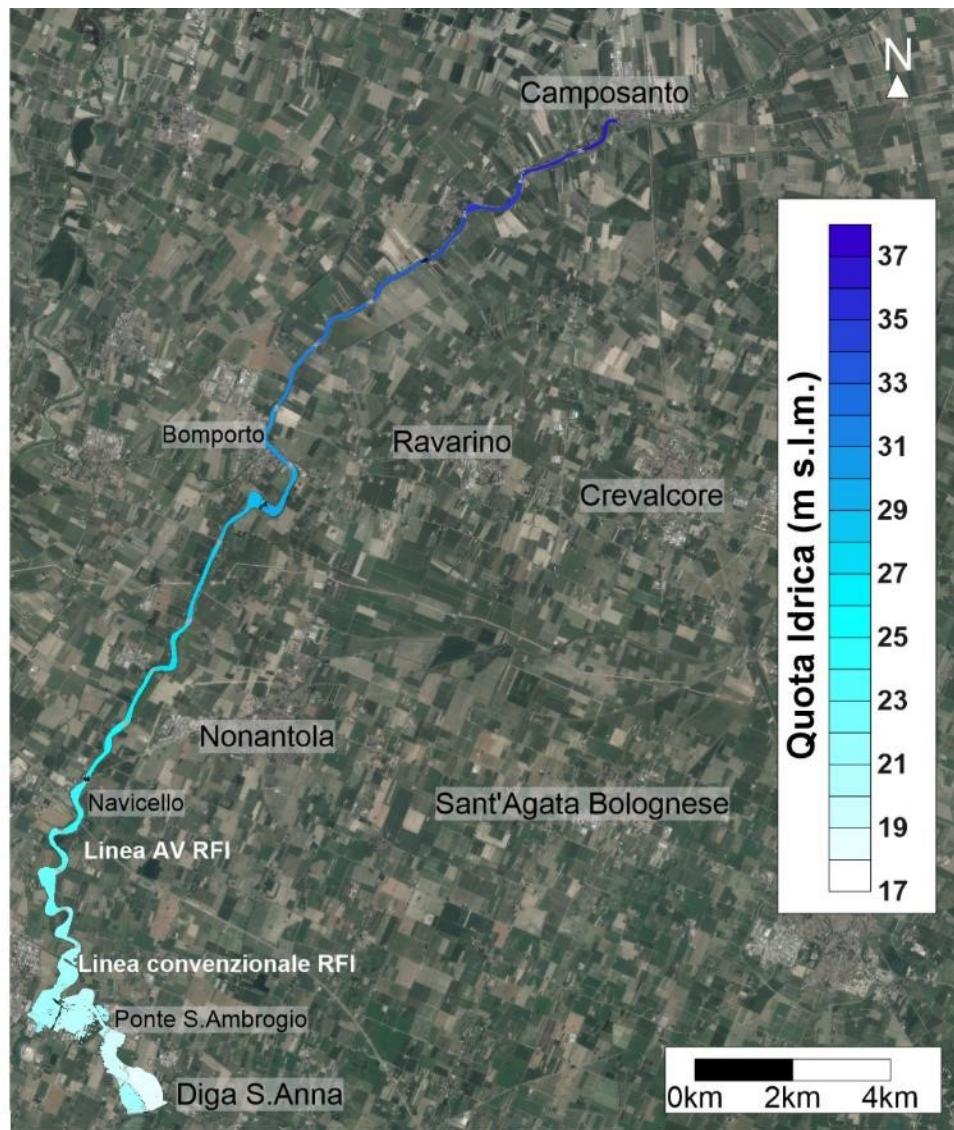


Figura 6-4: quote idriche simulazione senza brecce Evento T 20 anni

Si riportano ora in Figura 6-5 e Figura 6-6, come per l'evento duecentennale, i livelli e le portate registrati per le medesime sezioni significative analizzate in precedenza.

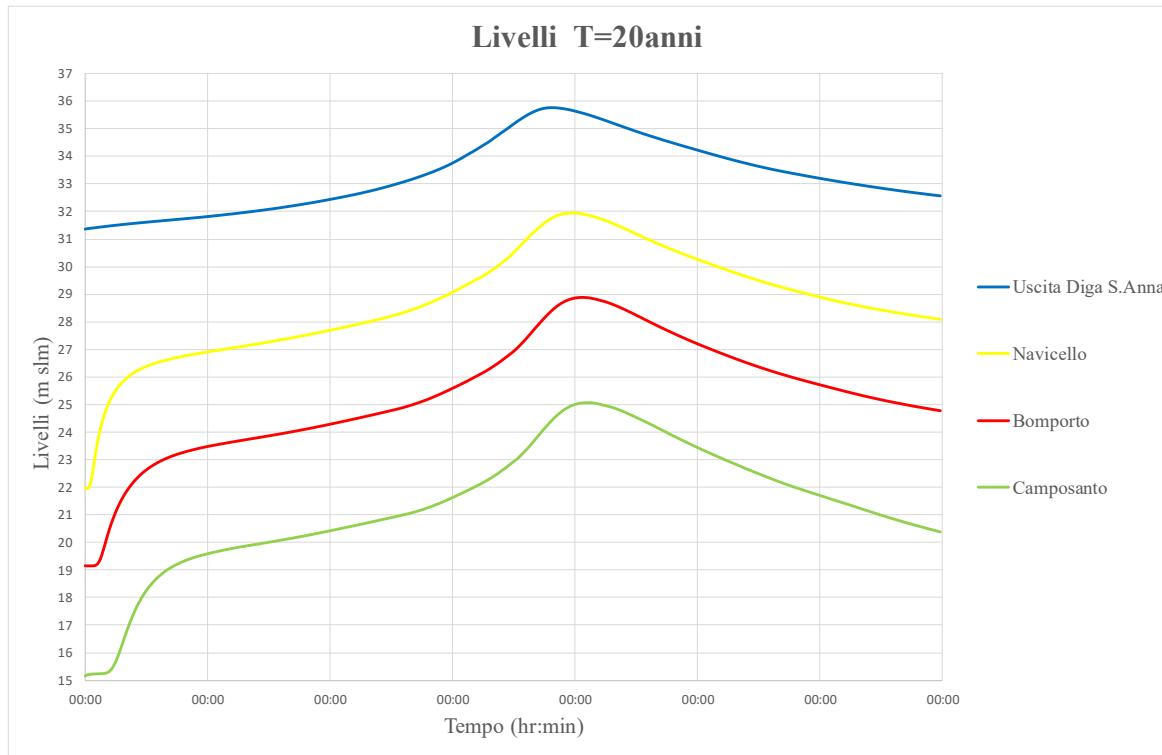


Figura 6-5: andamento livelli Evento T 20 anni senza brecce

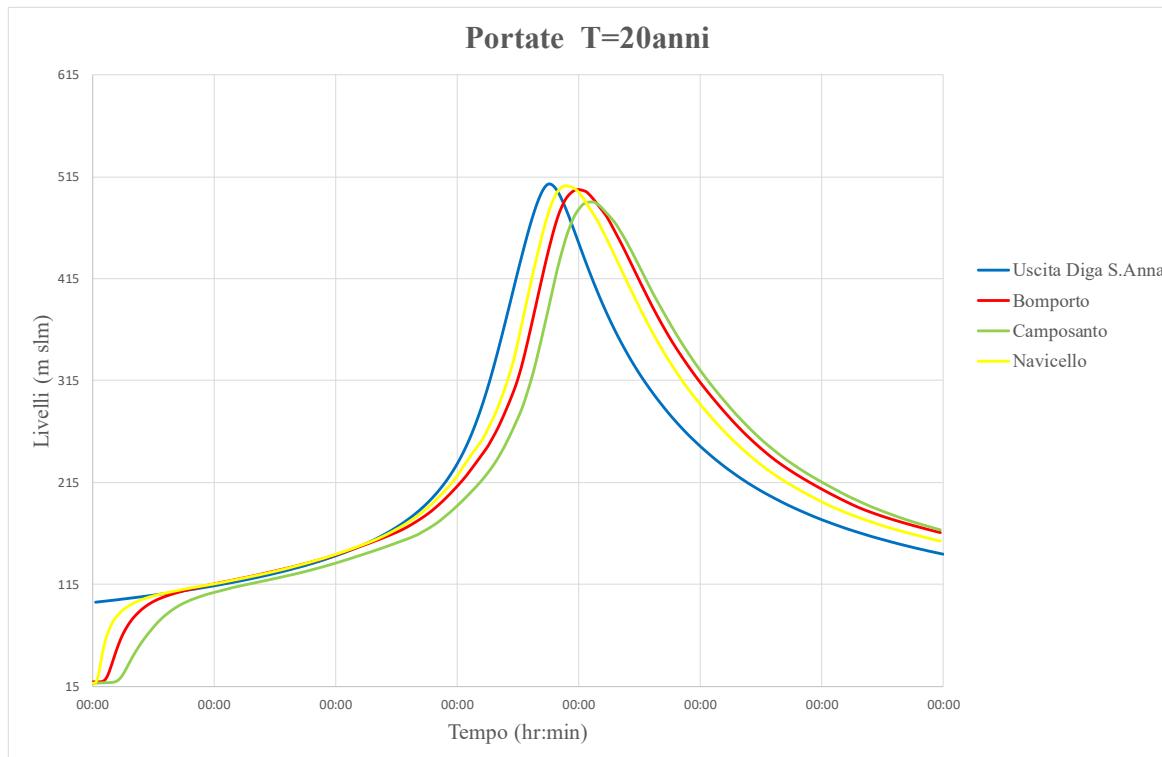


Figura 6-6: andamento portate Evento T 200 anni senza brecce

7 SIMULAZIONI FINALI CON BRECCE

Dall'analisi delle simulazioni preliminari sono stati ricavati gli istanti temporali dei passaggi dei colmi di piena e gli istanti iniziali di sormonto arginale in corrispondenza dei punti in cui si è deciso di far aprire una breccia arginale. Le simulazioni hanno una durata complessiva di 72 ore, a partire dall'istante in cui inizia a formarsi la breccia, con un tempo di evoluzione della breccia pari a 3 ore per gli eventi duecentennali e a 6 ore per gli eventi ventennali.

Per ciascuna breccia vengono ricavate dalle simulazioni le seguenti mappe:

- Massime Altezze idriche MAXWSE (m s.l.m.);
- Massimi Tiranti Idrici MAXDEP(m);
- Massime Velocità MAXVEL (m/s);
- Tempo di Allagamento TIMEARRIV (ore);
- Profondità Totale MAXHTOT (m).

Quest'ultima mappa in particolare è utilizzata per definire un indice di pericolosità, con il valore H_{tot} corrispondente alla profondità idrica H in grado di generare una spinta totale equivalente (spinta idrostatica sommata alla spinta dinamica) derivante dai valori contemporanei di h e v . La grandezza idraulica introdotta è calcolabile come segue (Equazione 7-1):

$$H = h\sqrt{1 + 2F_r^2}$$

Equazione 7-1

dove F_r Numero di Froude (-) è ottenuto dall'Equazione 7-2:

$$F_r = \frac{\sqrt{v_x^2 + v_y^2}}{\sqrt{gh}}$$

Equazione 7-2

con v_x e v_y componenti della velocità nelle direzioni x e y .

Con $H \leq 0.5$ m si intende una pericolosità ridotta, con $0.5 \leq H \leq 1$ m una pericolosità media, con $1 \leq H \leq 1.5$ m una pericolosità elevata mentre con $H \geq 1.5$ m un'altissima pericolosità.

In Figura 7-1 si mostra il piano v e h con i relativi campi di pericolosità.

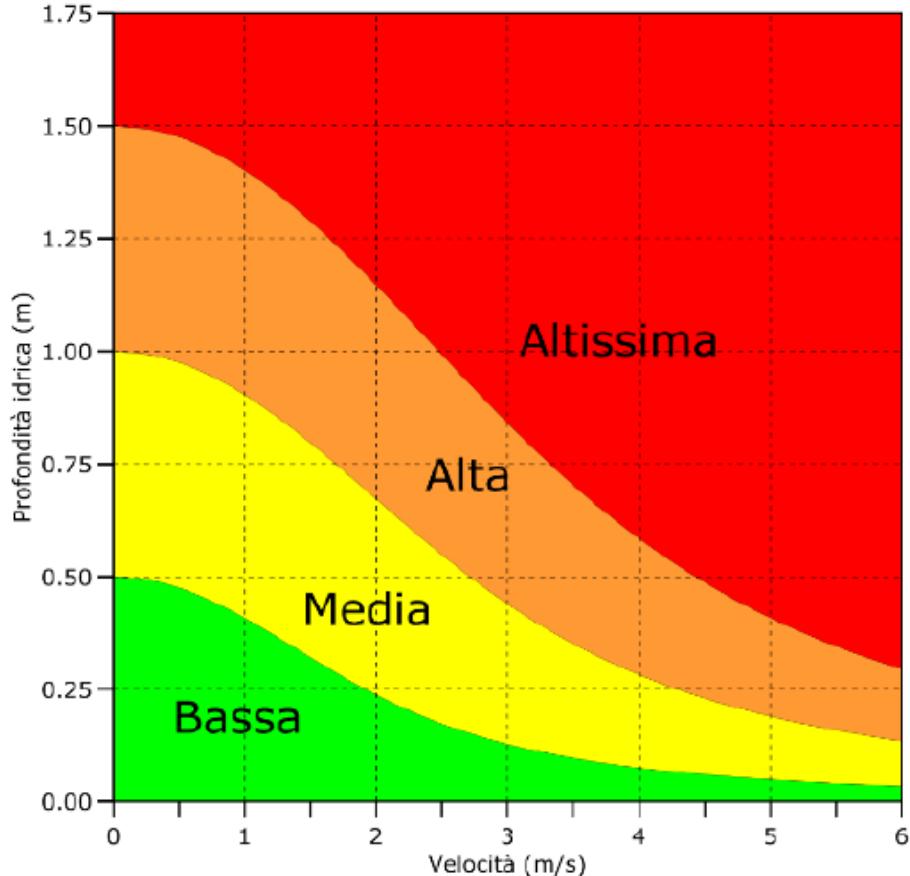


Figura 7-1: piano v - h con campi di pericolosità idraulica

7.1 Introduzione ai risultati delle brecce in sponda destra Panaro

Per ciascuna breccia indicata nel Paragrafo 5.7, sono state condotte simulazioni d'allagamento sulla base degli eventi ventennali e duecentennali.

Le 5 brecce analizzate si sviluppano lungo l'asta fluviale del Panaro in un tratto di 10 km compreso tra il ponte della linea ferroviaria convenzionale (RFI) e il tratto a monte di Bomporto; la distanza massima tra le singole brecce non supera i 3 km.

Il posizionamento delle 5 brecce è pensato per poter realizzare diversi scenari d'allagamento che si sviluppino principalmente all'interno del territorio comunale di Nonantola, in modo da coinvolgere in modo completo l'intero Comune ed eventualmente anche i territori dei comuni limitrofi.

Relativamente alla formazione delle brecce, si mostrano in Tabella 7-1 le quote (m s.l.m.) del colmo dell'onda di piena, che coincidono temporalmente con l'istante di innesto delle brecce. In tabella sono elencate inoltre le quote (m s.l.m.) di coronamento arginale e le quote (m s.l.m.) medie lato campagna ai piedi dei rilevati arginali.

Tabella 7-1: quote colmo, quote arginali e quote medie lato campagna

	T 200	T 20		
	Quota Colmo (m s.l.m.)	Quota Colmo (m s.l.m.)	Quota Arginale (m s.l.m.)	Quota media lato campagna (m s.l.m.)
BRE1	34.84	33.94	35.44	31.65
BRE2	33.29	32.26	33.59	28.6
BRE3	32.43	31.42	32.43	26.6
BRE4	31.73	30.79	31.99	25.5
BRE5	30.95	30.94	31.53	26.7

Le quote del colmo, come già accennato, sono state ricavate dalle simulazioni preliminari nell'ipotesi di argini sormontabili e inerodibili. Si noti che per BRE3 (T 200) al momento del passaggio del colmo è già evidente un principio di sormonto quindi l'istante d'innesto coincide con le prime fuoriuscite dal rilevato di contenimento; per le restanti brecce invece al momento dell'innesto è presente un franco arginale variabile tra 0.2 m e 1 m circa.

7.2 Risultati eventi T 200 anni

Nell’analizzare i risultati derivanti dalle simulazioni svolte, si mostrano nel dettaglio gli scenari generati da BRE2 *T 200* e BRE4 *T 200*. Gli scenari di BRE1 *T 200*, BRE3 *T 200* e BRE5 *T 200*, verranno invece analizzati sulla base delle differenze con i primi due eventi osservati evidenziando quindi le diverse modalità d’allagamento. Per quest’ultimi tre scenari si riportano i risultati grafici al Paragrafo 7.7.

Con lo stesso criterio si mostreranno poi gli scenari per l’evento ventennale.

- **BRE2 *T 200***

La breccia BRE2 è posizionata immediatamente a valle della linea dell’Alta Velocità nei pressi della frazione di Navicello (Figura 7-3). La scelta di tale posizionamento è appositamente voluta per generare uno scenario d’allagamento che non sia inizialmente condizionato da nessun ostacolo e che possa svilupparsi in direzione Nonantola attraverso i territori a Sud dell’abitato.

In proposito è interessante osservare i risultati di Figura 7-2, che mostra l’evoluzione dell’allagamento 3, 6, 9 e 12 ore dopo l’istante di innesco della breccia.

Non essendo come detto presenti particolari ostacoli naturali e/o artificiali l’acqua raggiunge velocemente (2-3 ore) il centro di Nonantola da Sud-Ovest, e il fronte d’allagamento si sviluppa seguendo l’arteria stradale che collega lo stesso centro abitato con Modena. Da qui l’allagamento si propaga all’interno del centro storico con tiranti compresi tra i 90 cm e valori superiori al metro (max. 2 m). Le velocità rimangono comprese tra 0.5 m/s e 1 m/s. L’acqua in parte viene raccolta dal canale che attraversa l’abitato, e in parte prosegue verso Nord allagando i quartieri posti all’esterno della tangenziale. Quest’ultimi sono raggiunti infatti dall’esondazione mediante i numerosi sottopassi ciclabili e/o stradali che attraversano il rilevato della stessa tangenziale. In Figura 7-4 si nota infatti come in corrispondenza di alcuni sottopassi i valori dei tiranti raggiungono i 2 m. Lo stesso rilevato, in parte anche sormontato, riesce però a limitare gli effetti dell’allagamento nelle frazioni e nei terreni posti a Ovest della tangenziale dove si osservano tiranti dell’ordine di 0.5 m, minori quindi di quelli che si registrano all’interno del centro storico. Come si può infine vedere in Figura 7-7, per la presenza dei restringimenti dovuti a edifici e/o vie comunali che causano un incremento localizzato della velocità, all’interno di Nonantola la profondità totale raggiunge valore 1 e in certi punti valore 1.5. Come si nota da Figura 7-3, il fronte d’allagamento procede poi attraverso i canali di bonifica in uscita dall’abitato che terminano nel Collettore delle Acque Alte (territorio comunale di Crevalcore) dove si registrano delle fuoriuscite (tiranti max. 1 m). Sempre in Figura 7-4 si può osservare come al

confine tra i territori di Nonantola, Crevalcore e Sant'Agata Bolognese sia presente un'area con tiranti fino a 2.5 m. Ciò è dovuto al fatto che in quell'area , in corrispondenza della confluenza di tre canali di bonifica, siano presenti terreni delimitati dagli argini degli stessi canali che creano quindi un'area chiusa facilmente allagabile.

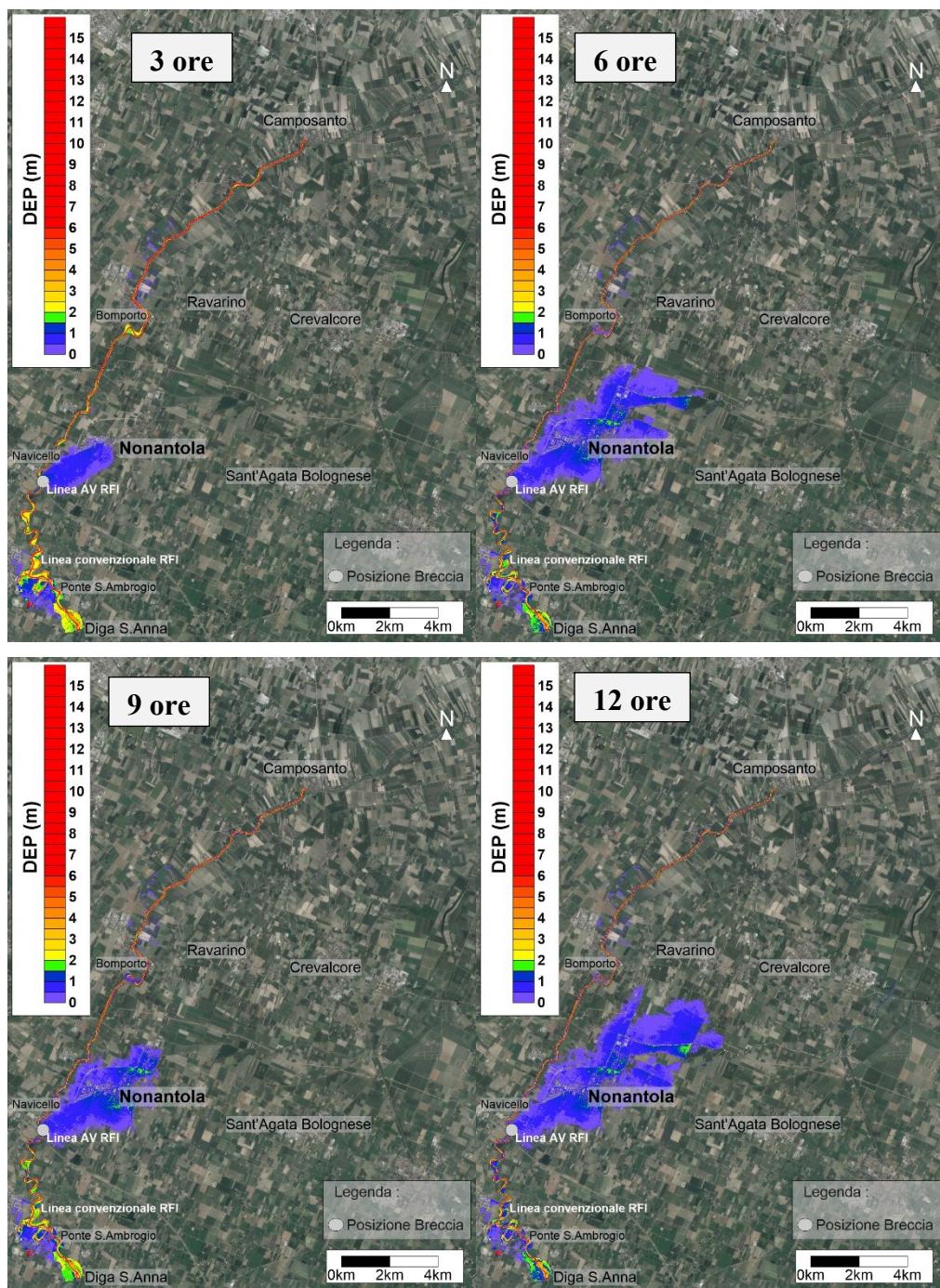


Figura 7-2: andamento dei tiranti idrici di BRE2 T 200

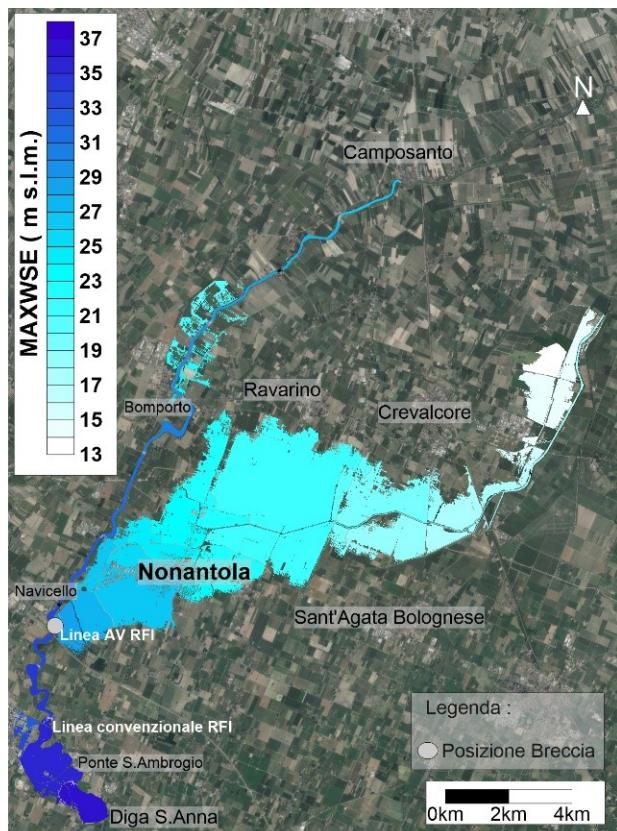


Figura 7-3: MAXWSE BRE2 T200

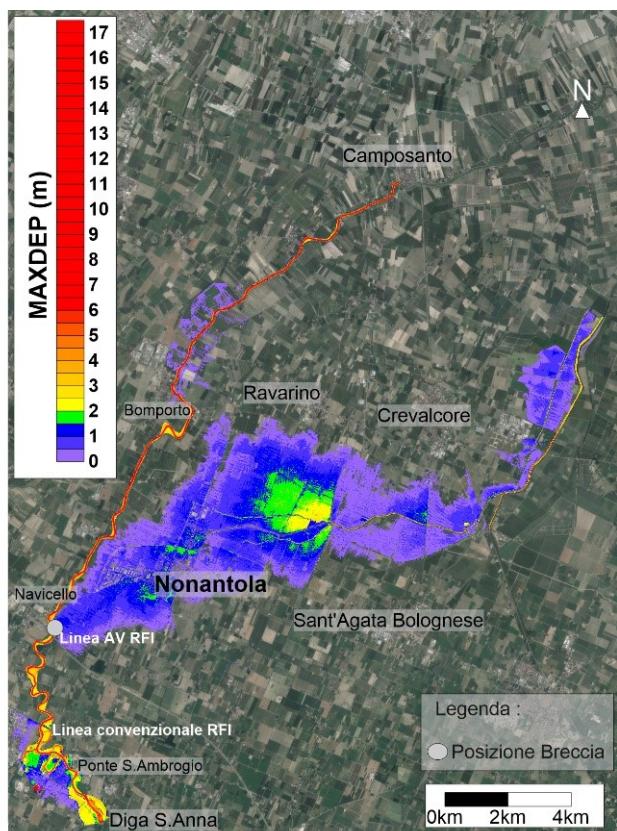


Figura 7-4: MAXDEP BRE2 T200

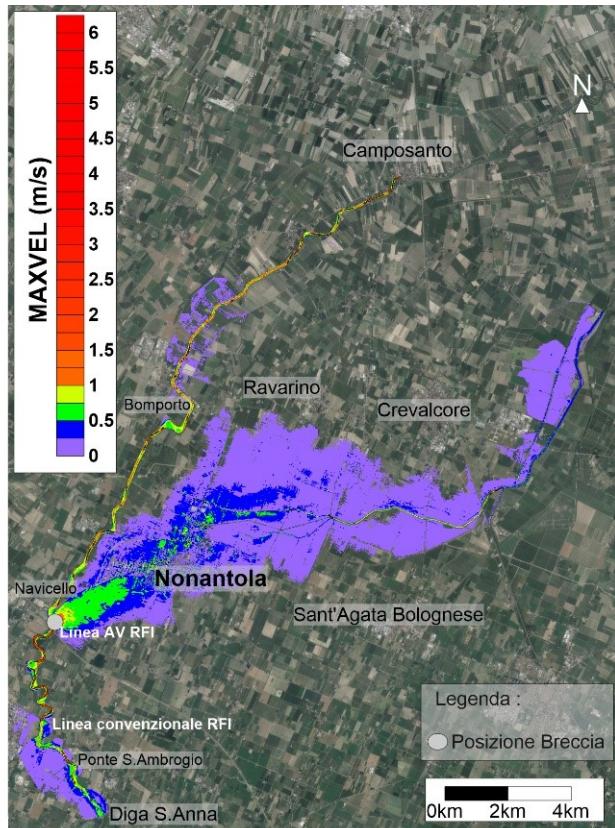


Figura 7-5: MAXVEL BRE2 T200

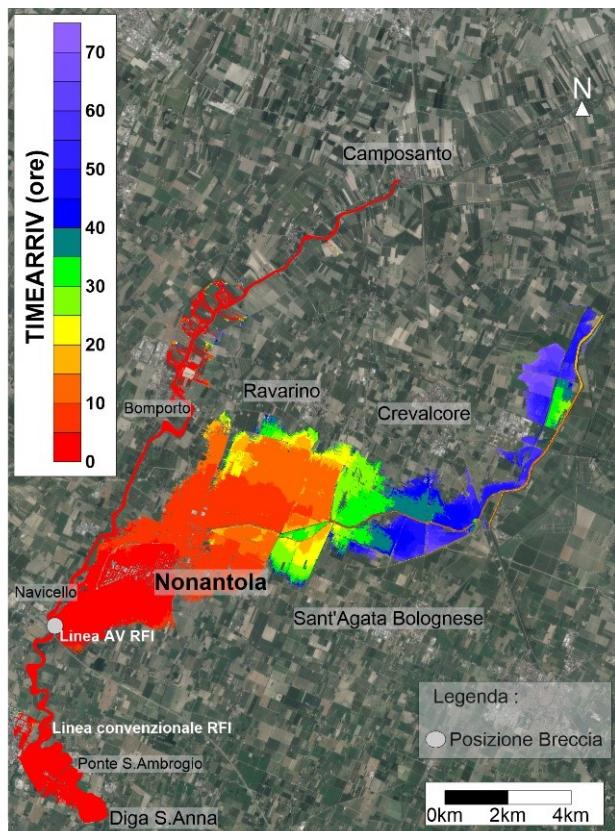


Figura 7-6: TIMEARRIV BRE2 T200

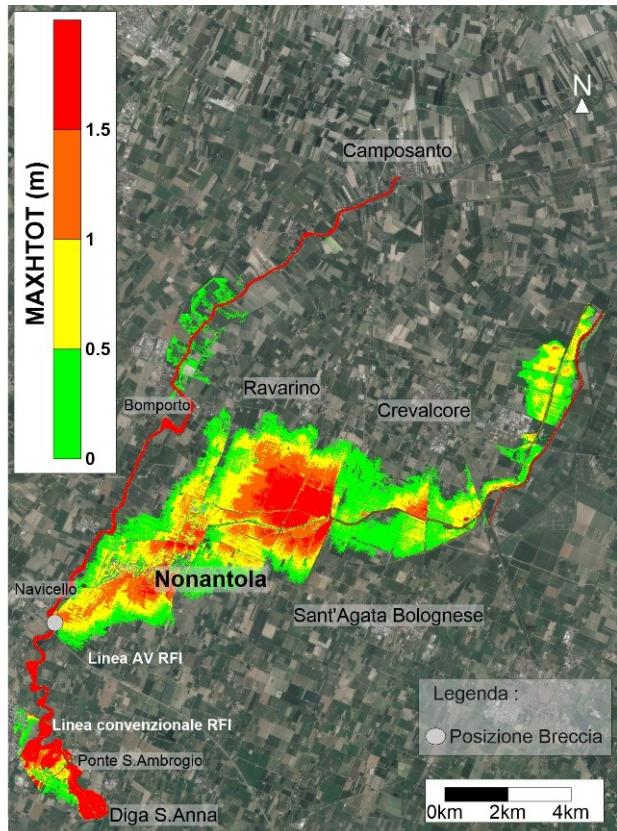


Figura 7-7: MAXHTOT BRE2 T200

- **BRE4 T 200**

La scelta del posizionamento di BRE4 è pensata per poter analizzare il coinvolgimento del tratto Nord di tangenziale di Nonantola in caso di alluvione e valutare un eventuale interessamento del centro storico e dei i quartieri posti all'interno del rilevato stradale.

In questo scenario, a causa della vicinanza tra la breccia e l'arteria stradale, i tempi d'arrivo previsti a Nonantola, come si può vedere in Figura 7-12 sono molto ridotti. L'acqua infatti raggiunge i quartieri periferici a Nord di Nonantola in meno di 2 ore. Come però si può ben vedere da Figura 7-8, il rilevato stradale funge da elemento di contenimento e anche dopo 12 ore non si registrano significativi allagamenti all'interno dell'centro storico. In generale, anche alla luce dei risultati di Figura 7-9, risulta che il centro di Nonantola e i territori più a Sud non sono interessati dall'allagamento. Si registrano deboli allagamenti solamente nei punti immediatamente a ridosso di sottopassi ciclabili e/o stradali dove l'acqua raggiunge, vedi Figura 7-10, tiranti compresi tra 0.5 m e 1 m.

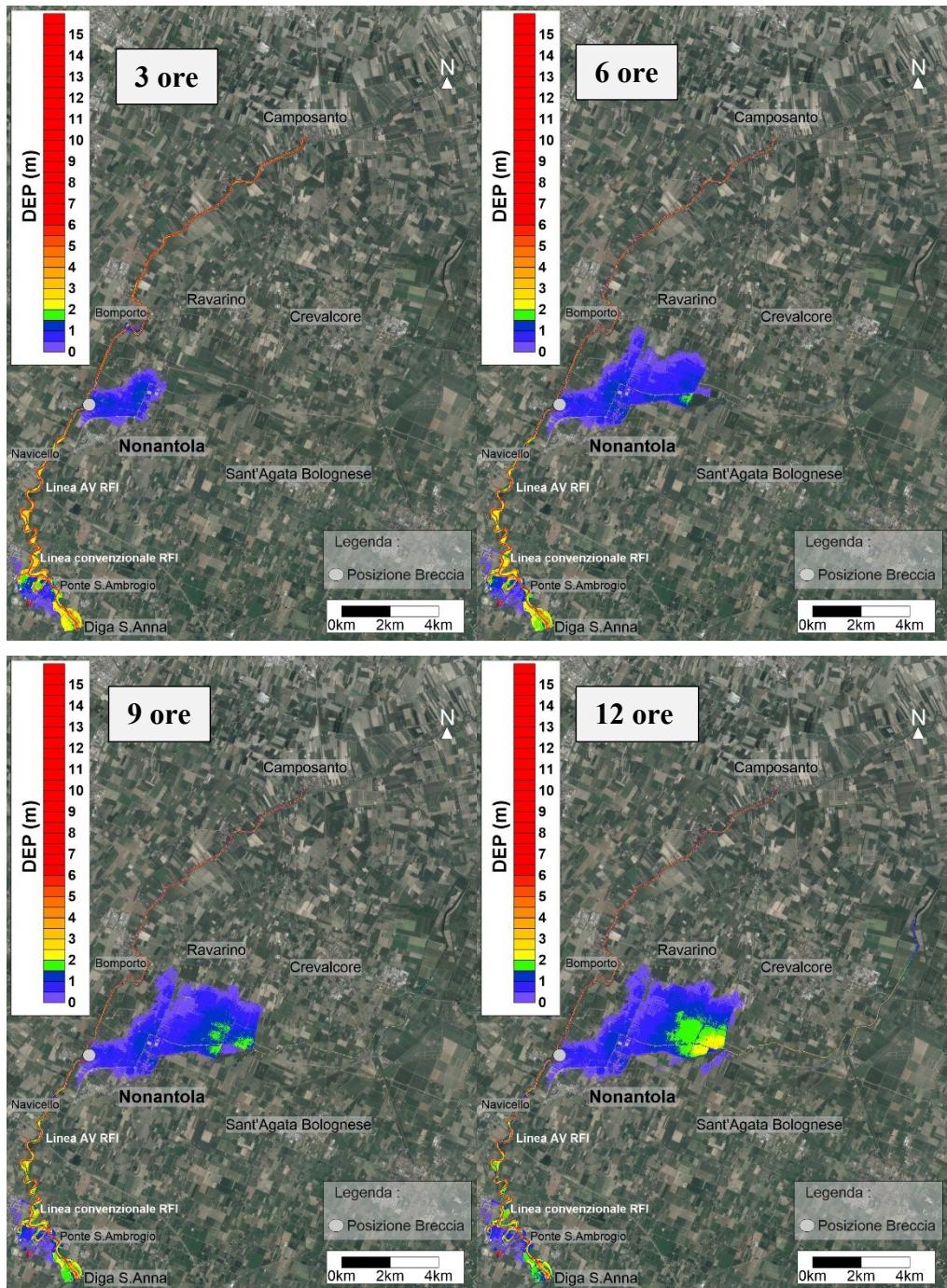


Figura 7-8: andamento dei tiranti idrici di BRE4 T 200

Sempre in Figura 7-8, si nota come l'esondazione procede poi in modo diretto verso Est, dove già alla dodicesima ora dalla formazione della breccia, l'acqua raggiunge il limite comunale Nord-Est di Nonantola con tiranti dell'ordine di 2 m circa. Le velocità massime raggiunte durante l'allagamento sono dell'ordine di 1 m/s.

In Figura 7-9 si può osservare invece come, a causa di un gradino morfologico al confine con il Comune di Ravarino, l'acqua non raggiunga i territori a Nord e si propaghi invece in direzione

Crevalcore. L’acqua, come si può vedere da Figura 7-10, in parte è raccolta dal Collettore Acque Alte dove si registrano importanti fuoriuscite (tiranti superiori ai 2 m), ed in parte provoca un allagamento diretto di Crevalcore e dei territori a Nord-Est con tiranti tra 0.5 m e 1 m.

In sinistra Collettore Acque Alte, a causa della condizione al contorno di tipo 1 “muro” che impedisce lo scorrimento verso valle e per la presenza di numerosi argini di bonifica si formano delle zone chiuse in cui l’acqua si invasa con tiranti significativi.

Si sottolinea che i numerosi canali di bonifica presenti in questa porzione di territorio, che in buona parte terminano nel Collettore Acque Alte, sono regolati da varie paratoie gestite dal Consorzio di Bonifica Burana. Nella seguente simulazione le paratoie sono state ipotizzate chiuse per evitare fuoriuscite dal canale principale, ma in casi reali gli stessi sbarramenti potrebbero essere gestiti in modo differente per modulare i flussi all’interno della rete di bonifica.

Nel complesso quindi i risultati riportati mostrano un interessamento limitato del centro di Nonantola mentre buona parte delle esondazioni interessa il comune di Crevalcore.

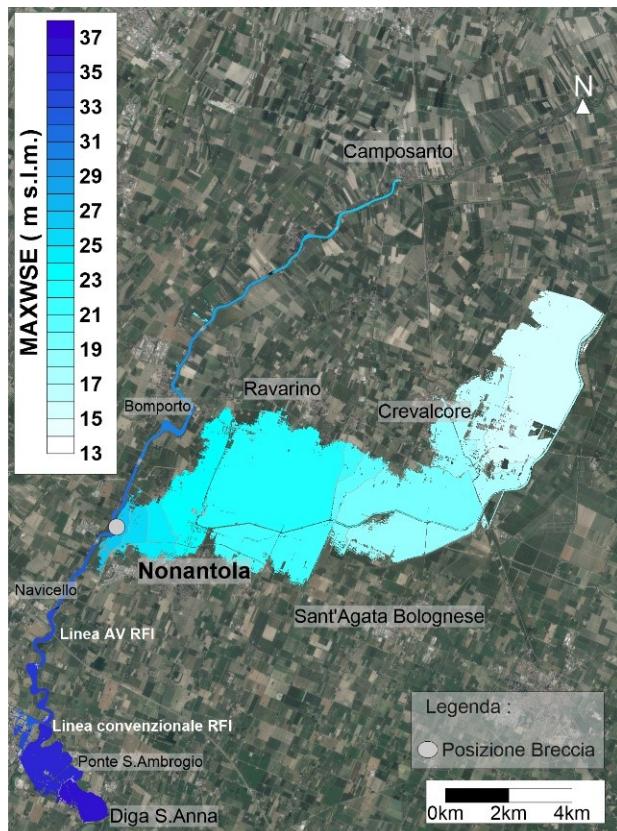


Figura 7-9: MAXWSE BRE4 T200

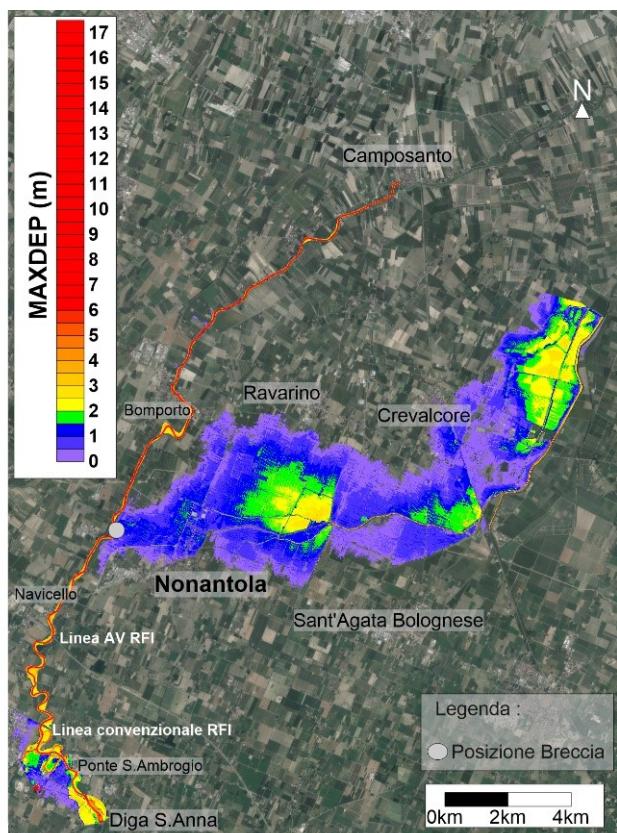


Figura 7-10: MAXDEP BRE4 T200

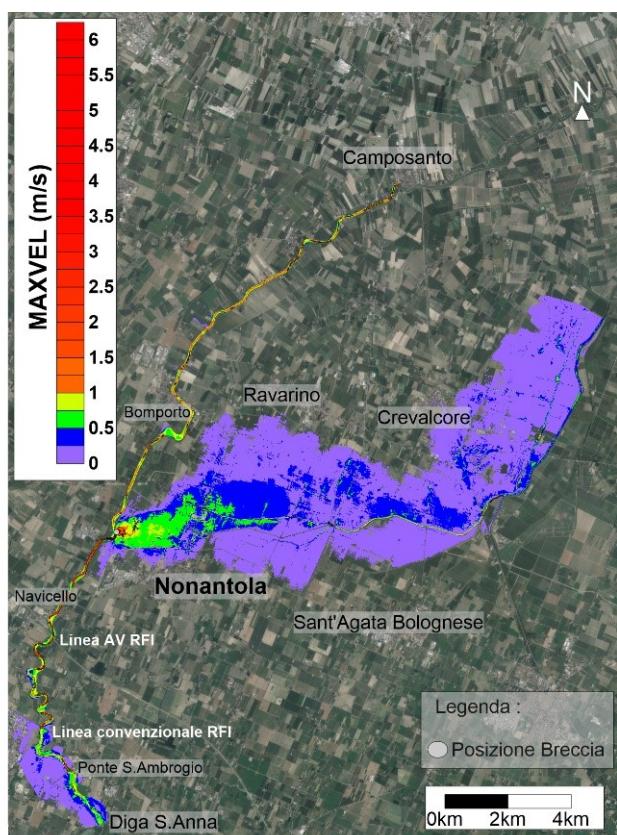


Figura 7-11: MAXVEL BRE4 T200

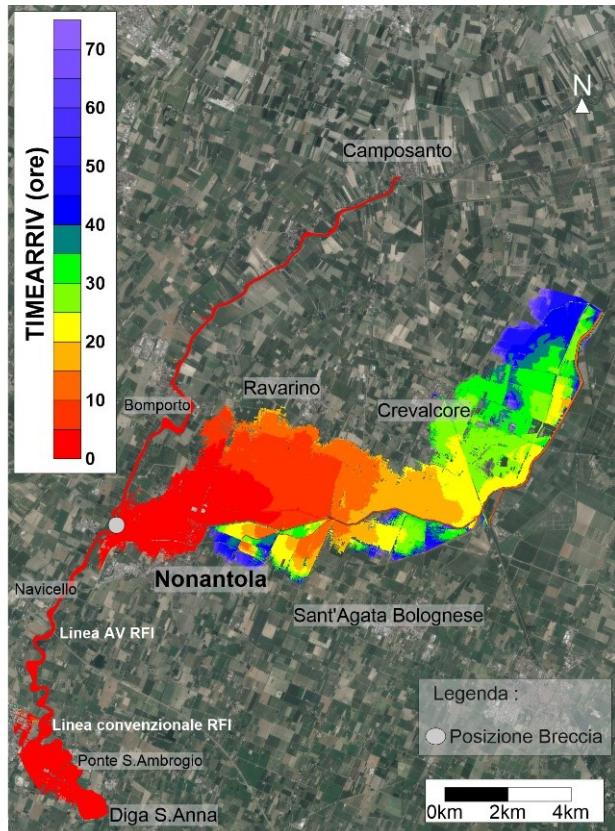


Figura 7-12: TIMEARRIV BRE4 T200

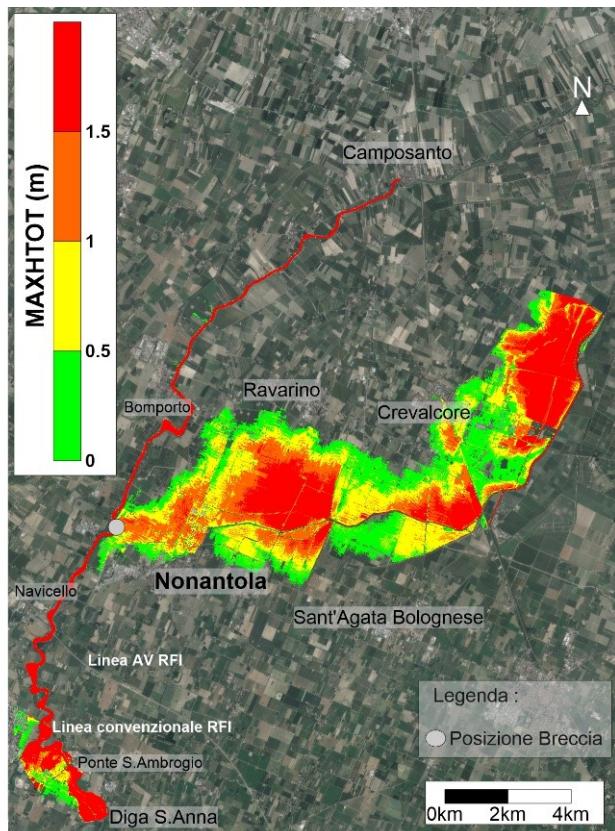


Figura 7-13: MAXHTOT BRE4 T200

- **BRE1 T 200**

Il posizionamento a monte della linea dell'Alta Velocità (RFI) (Figura 7-14) della BRE1 genera una dinamica di allagamento fortemente condizionata dal rilevato della linea dell'AV (RFI): il deflusso in direzione nord avviene nello spazio compreso tra il tratto sopraelevato di ferrovia e l'arginatura in destra idraulica Panaro. A differenza quindi di BRE2, la presenza del rilevato ferroviario, determina un iniziale contenimento dell'evento con un'area allagata limitata fino alla corrispondenza della AV (RFI).

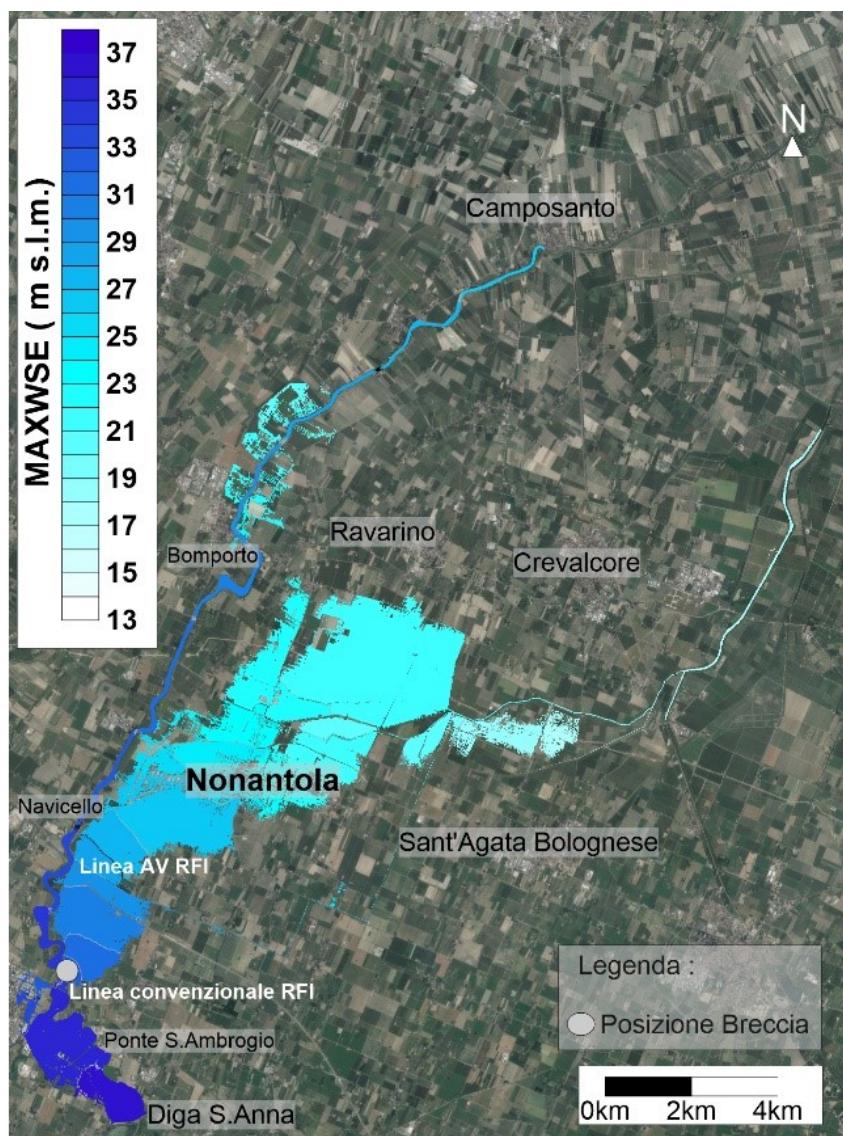


Figura 7-14: MAXWSE BRE1 T200

A valle del rilevato stesso si ha un avanzamento simile a quello osservato per BRE2 e la parte di comune maggiormente colpita risulta quindi quella situata nei pressi del confine Sud del Comune

dove le velocità superano in certi casi 0.5 m/s e i tiranti raggiungono abbondantemente il metro d'acqua. All'interno del centro abitato, colpito dall'esondazione dopo circa 5 ore dalla formazione della breccia, le velocità e i tiranti diminuiscono leggermente (0.8 m) rispetto a quelli della BRE2. Successivamente l'acqua tende a convogliarsi nella rete di bonifica che termina nel Collettore Acque Alte che si sviluppa verso Nord all'interno del territorio comunale di Crevalcore dove, a differenza di BRE2, non si segnalano fuoruscite. Spostandosi verso Nord l'allagamento non raggiunge l'abitato di Ravarino, in quanto l'aumento delle quote del terreno non permette all'acqua di avanzare e l'esondazione resta quindi contenuta all'interno del Comune di Nonantola. I risultati sono mostrati da Figura 7-36 a Figura 7-39.

- **BRE3 T 200**

L'allagamento generato da BRE3, a causa del posizionamento della breccia, comporta, a differenza di BRE4, un diretto coinvolgimento del tratto Ovest di Tangenziale con il conseguente allagamento di tutto il centro di Nonantola (Figura 7-15). Se in precedenza infatti si era osservato con BRE4 un coinvolgimento del tratto Nord di tangenziale che garantiva però un adeguato contenimento dell'esondazione con deboli allagamenti all'interno del centro storico, ora con BRE3 si registrano, in meno di due ore, diversi sormonti del rilevato stradale e tiranti compresi tra 1 e 2 m con velocità superiori a 0.5 m/s.

Anche qui i punti maggiormente critici sono quelli nelle vicinanze di sottopassi stradali dove l'acqua tende ad accumularsi. Inoltre, rispetto a BRE4, si evidenzia il coinvolgimento del canale Torbido interno all'abitato di Nonantola. Questo infatti risulta sormontato dall'esterno in più punti (dove segnalato in Figura 7-15) causando poi rigurgiti e diverse fuoruscite. Si mostra uno spaccato del centro di Nonantola in Figura 7-15.

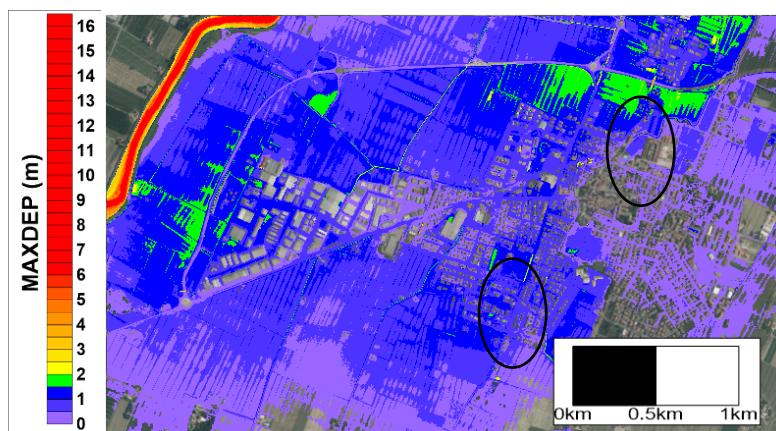


Figura 7-15: MAXDEP BRE3 T200 Nonantola

Confrontando invece i risultati con BRE2 si noti come la vicinanza tra rotta arginale e centro abitato comporti un considerevole aumento dei tiranti, a volte superiori anche di 0.5 m nello stesso punto. Il fronte d'allagamento poi procede in modo analogo a quanto osservato per BRE4 con tiranti simili, mediamente 0.5 m -1 m ad eccezione dell'area a ridosso del Collettore Acque Alte (tiranti max 2.5 m) dove nel complesso si osserva una riduzione dell'area allagata.

In Figura 7-16 si mostra l'andamento delle massime altezze idriche per l'evento BRE3 T 200.

I risultati grafici aggiuntivi sono mostrati da Figura 7-40 a Figura 7-43.

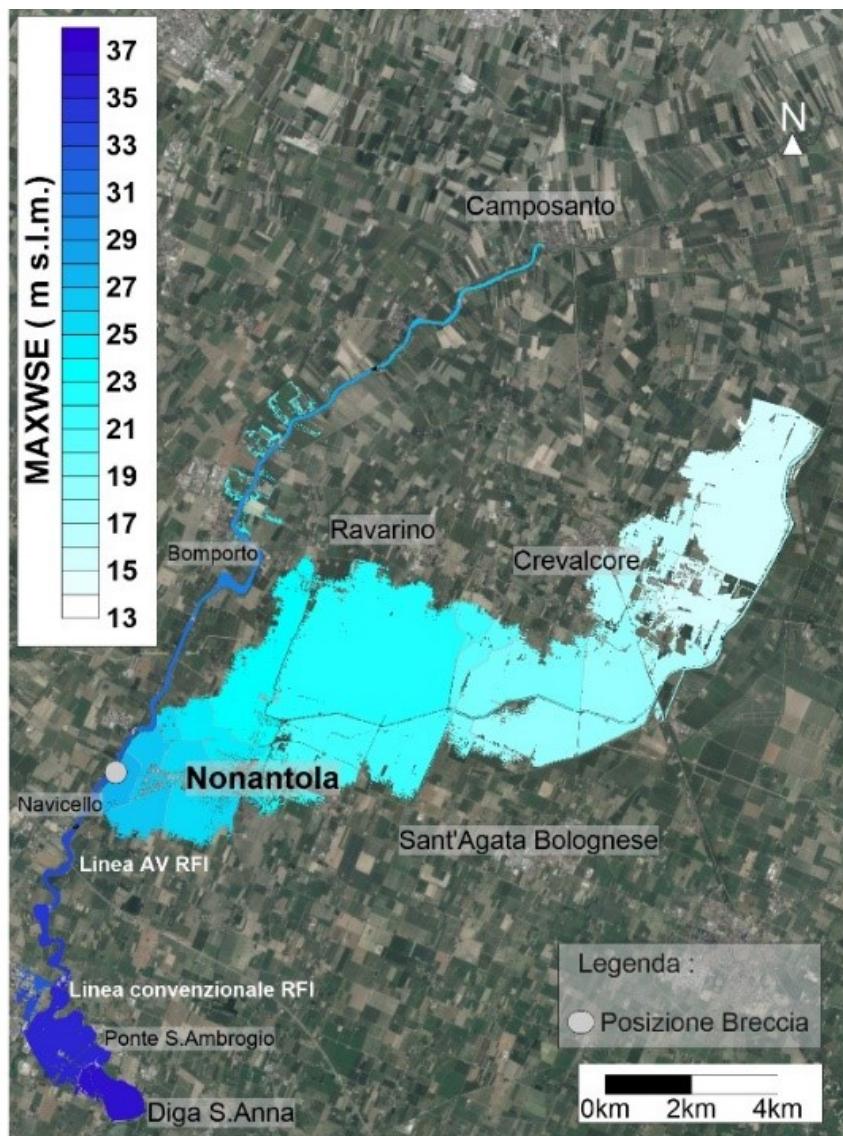


Figura 7-16: MAXWSE BRE3 T200

- **BRE5 T 200**

Osservando infine i risultati di BRE5, si osserva che (essendo questa breccia posizionata a Nord rispetto al centro di Nonantola) l'allagamento, come per BRE4, risulta contenuto al nord della tangenziale con allagamenti dei soli quartieri più periferici (tempi d'arrivo 4-5 ore). I risultati di BRE5, per il particolare posizionamento della breccia, non evidenziano particolari analogie con quelli mostrati in precedenza. Come però già analizzato per BRE3 e BRE4, la presenza del gradino morfologico nei pressi di Ravarino comporta una protezione di questi territori con l'acqua che tende a propagarsi in direzione Crevalcore attraverso dei canali di bonifica posti a Nord di Nonantola. Come per BRE4 si notano allagamenti dovuti ad esondazioni del Collettore Acque Alte anche se si registrano tiranti decisamente inferiori (max. 1.5m). In Figura 7-17 si mostrano le massime altezze idriche registrate. I risultati grafici sono mostrati da Figura 7-44 a Figura 7-47.

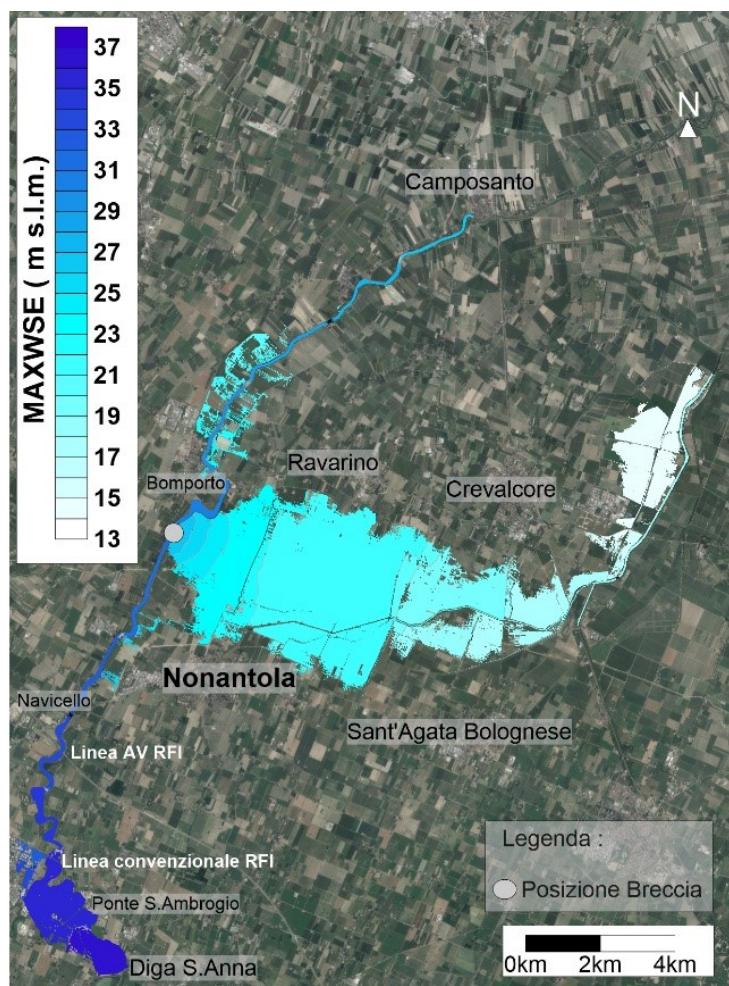


Figura 7-17: MAXWSE BRE5 T200

7.3 Risultati eventi T20 anni

Si mostra ora, con le modalità indicate all'inizio del Paragrafo 7.1, i risultati relativi all'evento ventennale.

- **BRE2 T 20**

Analizzando la dinamica dell'allagamento mostrata in Figura 7-18 e confrontando i risultati con quelli di Figura 7-2 si nota innanzitutto che, a causa della ridotta intensità dell'evento ventennale, dopo 3 ore dalla formazione della breccia l'allagamento non raggiunge l'abitato di Nonantola, che invece è coinvolto dopo 4-5 ore con le stesse modalità osservate per l'evento duecentennale (Figura 7-22). I tiranti, a differenza dell'evento con tempo di ritorno più elevato, superano il metro solamente in alcuni punti, specie in prossimità di sottopassi o edifici dove si registrano i valori più elevatati (1m circa). In buona parte del centro raggiungono invece 0.6–0.8m. Le velocità invece, Figura 7-21, difficilmente superano i 0.5 m/s. Anche in questo scenario, essendo la tangenziale raggiunta dall'acqua da Sud-Ovest, si registrano tiranti inferiori (non superiori a 0.5m) nei quartieri posti all'esterno e a Nord-Ovest della tangenziale stessa.

L'indice di pericolosità all'interno del centro abitato, Figura 7-23, a differenza di quanto mostrato per l'evento duecentennale (Figura 7-7), raggiunge valore 1.5 m solamente in singoli punti mentre nel complesso si attesta intorno ad 1.

In generale quindi per Nonantola e i territori a Sud si registrano cali di tutti i parametri idraulici con allagamenti ridotti. Il fronte d'allagamento prosegue poi come analizzato per l'evento *T200*, ma confrontando Figura 7-4 e Figura 7-20, si osservi come l'acqua si arresti in prossimità del confine comunale Nord-Est, dove si osserva come per l'evento duecentennale, anche se in maniera minore, un aumento dei tiranti (max. 2m). Successivamente l'acqua prosegue nel Collettore Acque Alte senza però causare allagamenti nei territori comunali di Crevalcore.

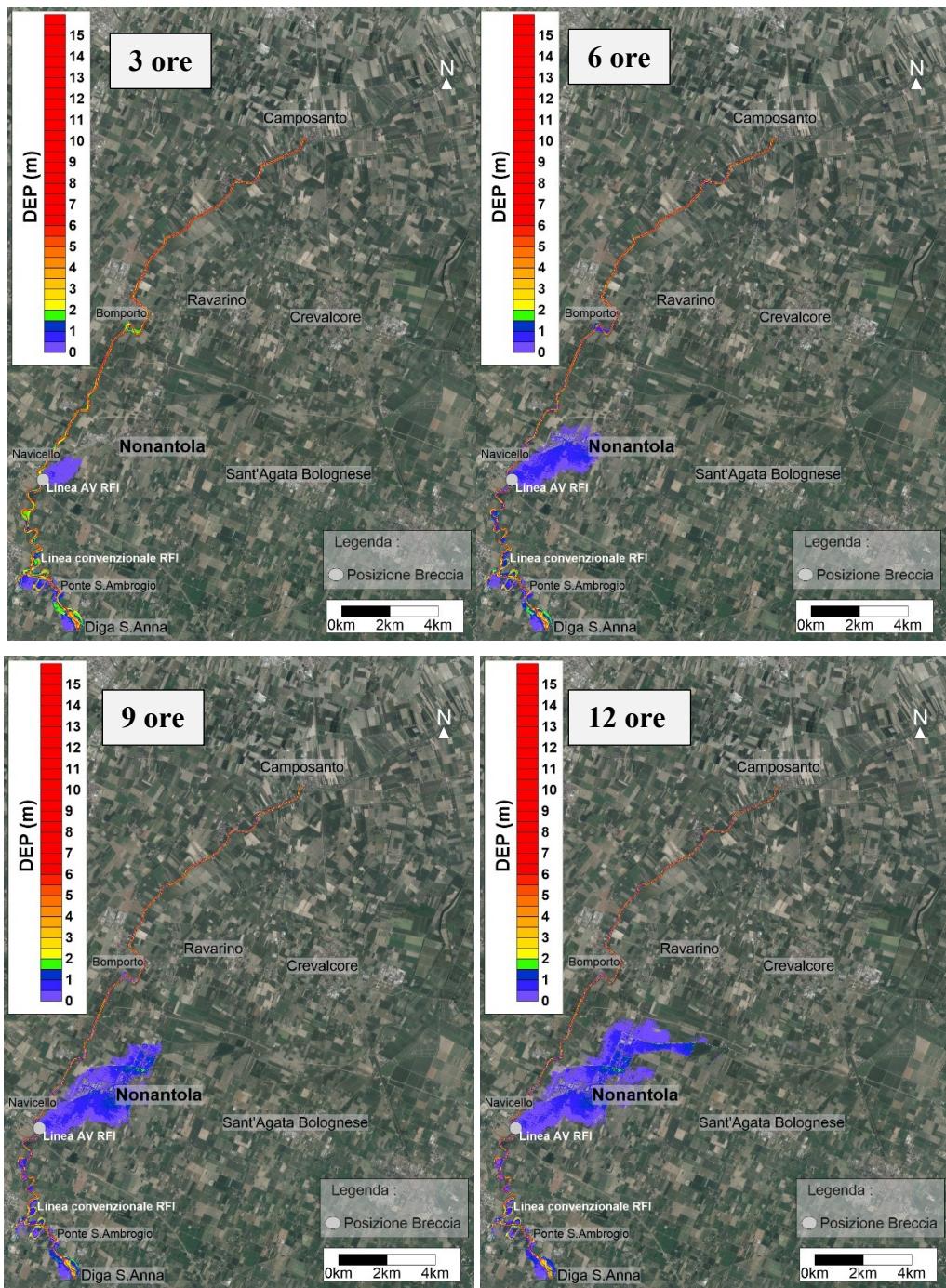


Figura 7-18: andamento dei tiranti idrici di BRE2 T 20

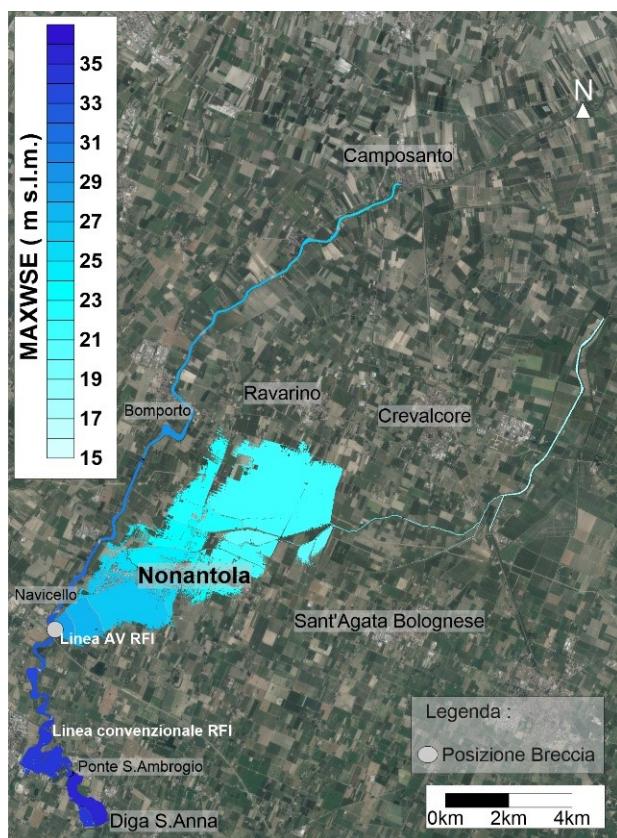


Figura 7-19: MAXWSE BRE2 T20 anni

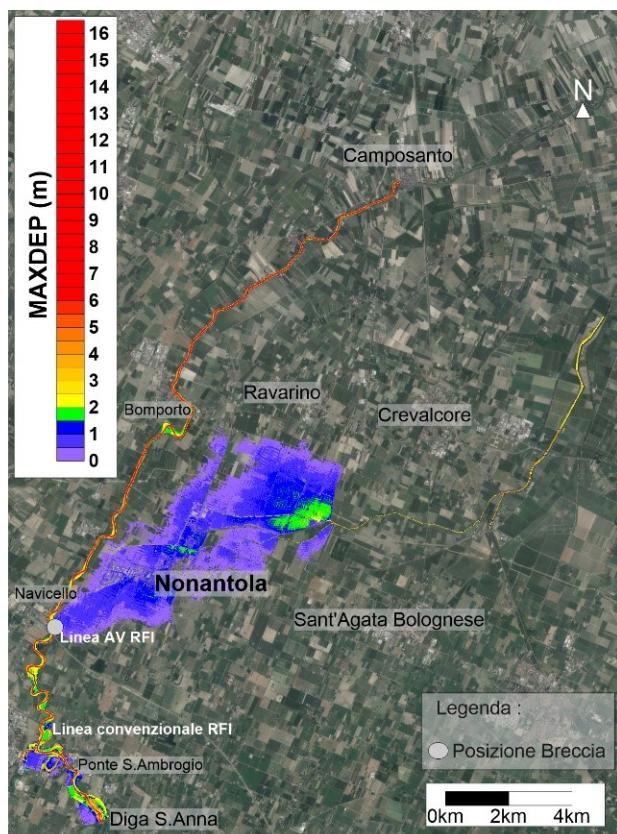


Figura 7-20: MAXDEP BRE2 T20 anni

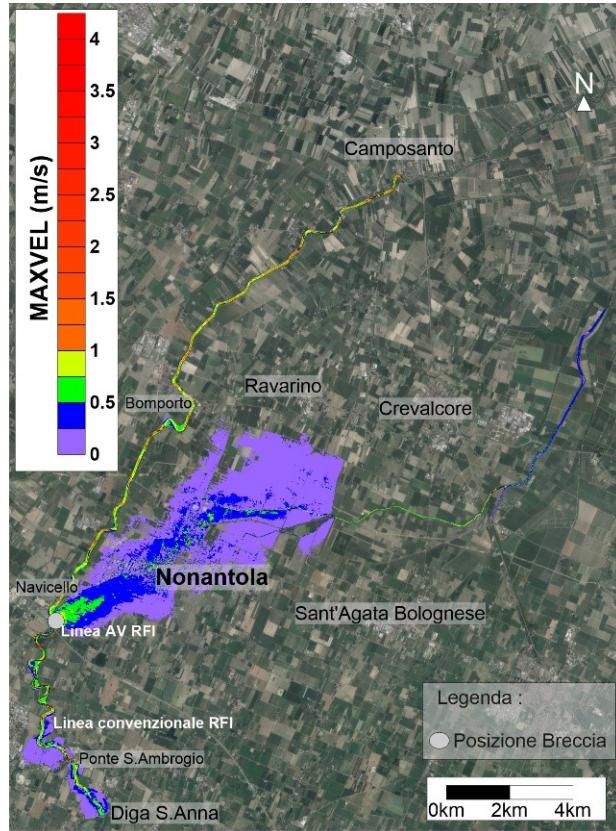


Figura 7-21: MAXVEL BRE2 T20 anni

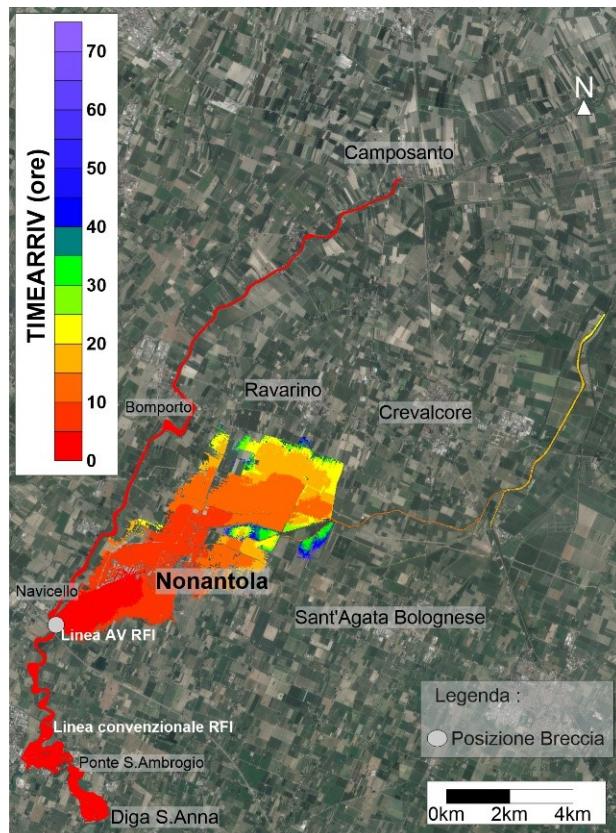


Figura 7-22: TIMEARRIV BRE2 T20 anni

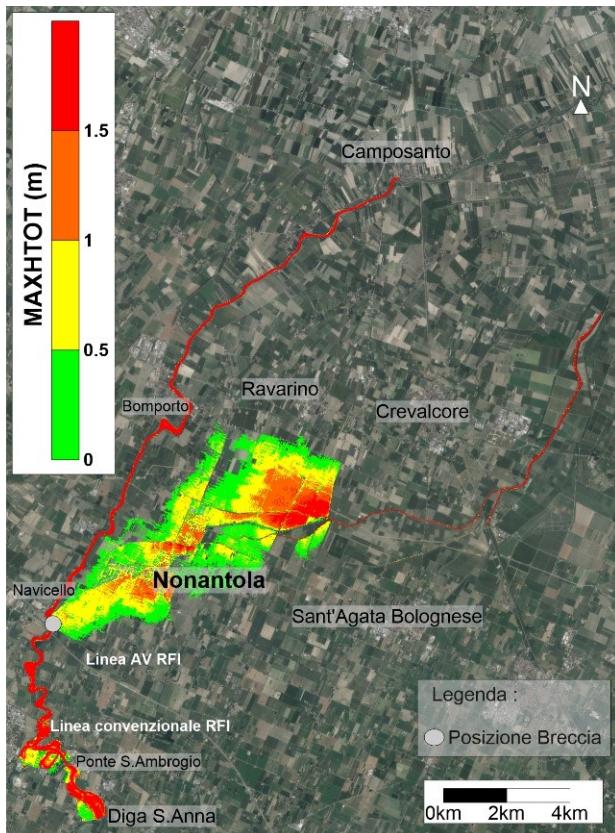


Figura 7-23: MAXHTOT BRE2 T20 anni

- **BRE4 T 20**

Da un’analisi preliminare derivante dal confronto di Figura 7-8 e Figura 7-24, si osservi come l’andamento dell’esondazione sia analogo per i due eventi. Per l’estrema vicinanza tra la rotta arginale e i quartieri più ad Ovest di Nonantola, anche alla luce dei risultati di Figura 7-28, non si notano particolari differenze in termini di tempi d’arrivo. Come per l’evento duecentennale, il centro storico non risulta direttamente coinvolto dagli eventi ma si registrano allagamenti, con tiranti ridotti difficilmente superiori al metro, solamente all’esterno della tangenziale. Anche in questo scenario quindi la presenza del rilevato stradale risulta fondamentale per la protezione idraulica dei quartieri posti all’interno. Le velocità, Figura 7-27, superano i 0.5 m/s solamente in un’area a ridosso della breccia per poi calare nel resto del dominio.

L’allagamento prosegue poi con le stesse modalità analizzate per l’evento T200 con una riduzione generale dei tiranti. Ad esempio, nel punto critico posto al confine comunale Nord-Est, dove per la presenza di rilevati arginali si riscontravano tiranti superiori a 2 m (Figura 7-10), per l’evento

ventennale, Figura 7-26, si osservano tiranti mediamente nell'intorno di 1.5m. Sempre da Figura 7-26, si osservi come le esondazioni nel tratto terminale di Collettore Acque Alte siano ridotte (tiranti max. 1 m) con una decisa riduzione degli allagamenti nei territori bolognesi di Crevalcore.

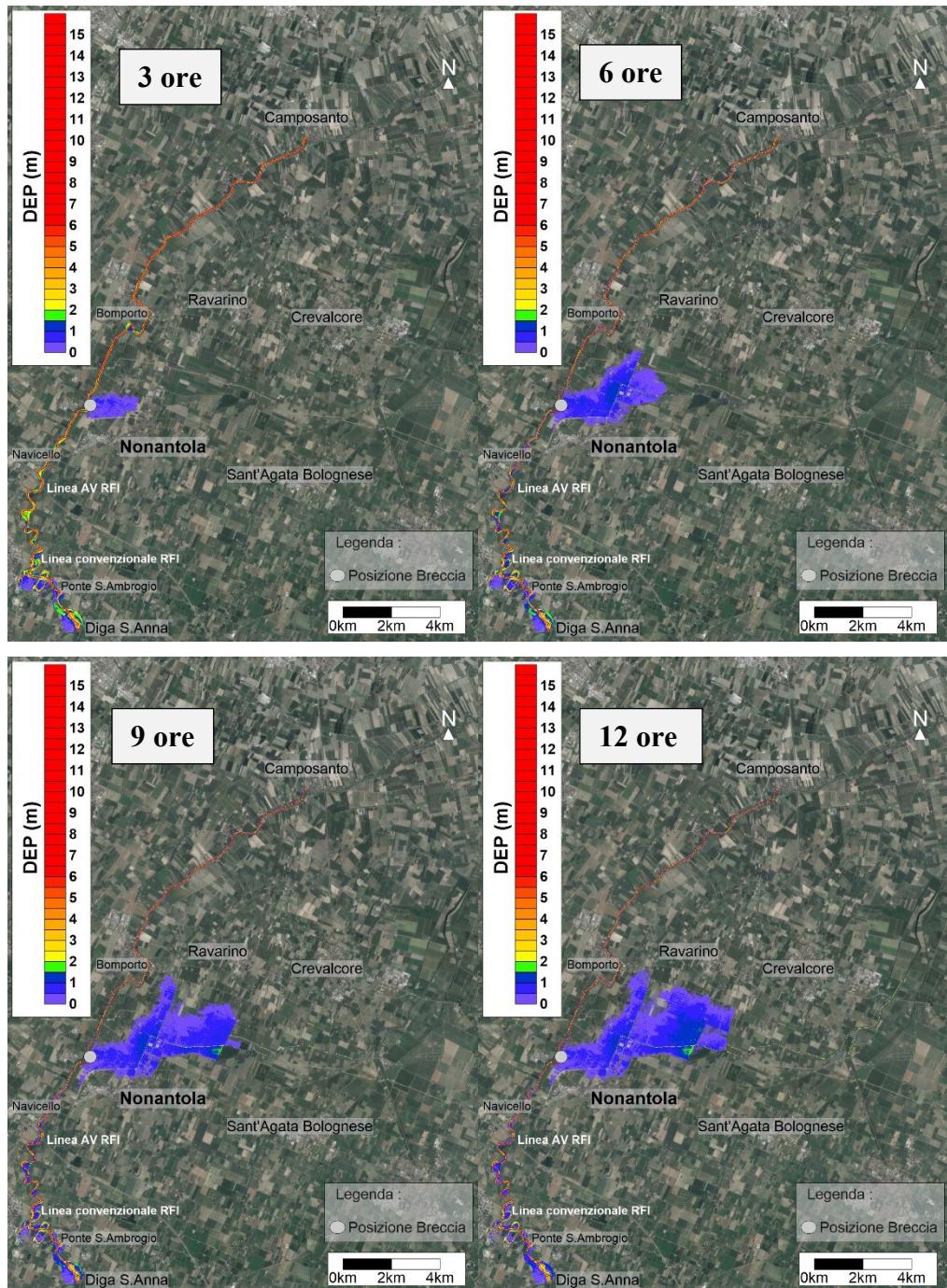


Figura 7-24: andamento tiranti idrici BRE4 T20

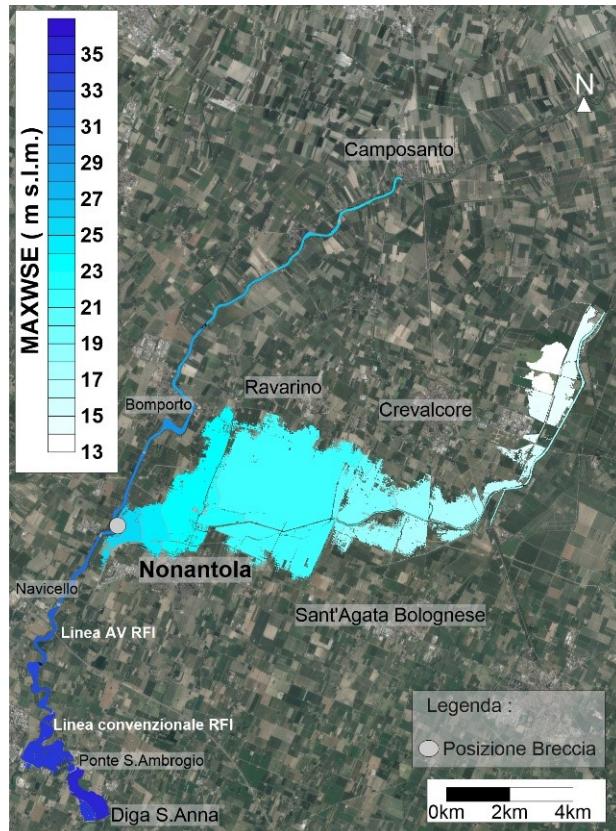


Figura 7-25: MAXWSE BRE4 T20

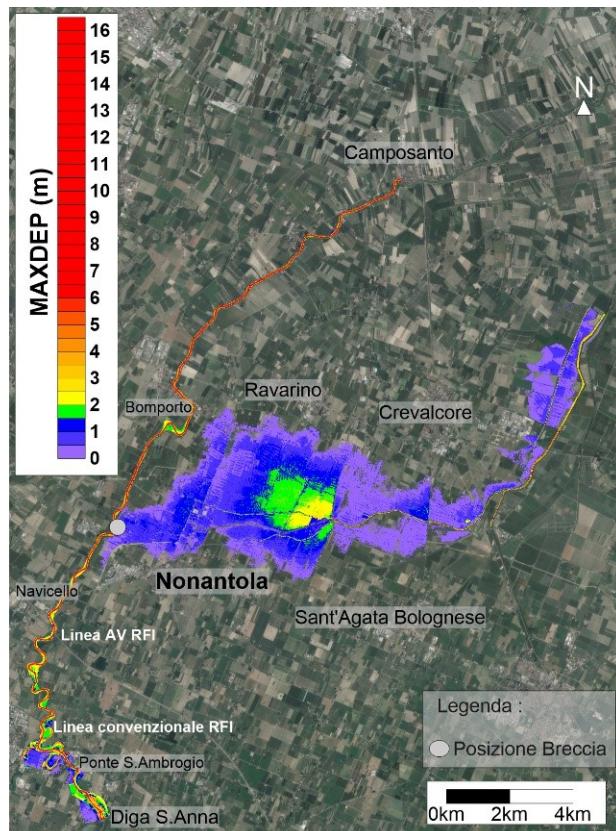


Figura 7-26: MAXDEP BRE4 T20

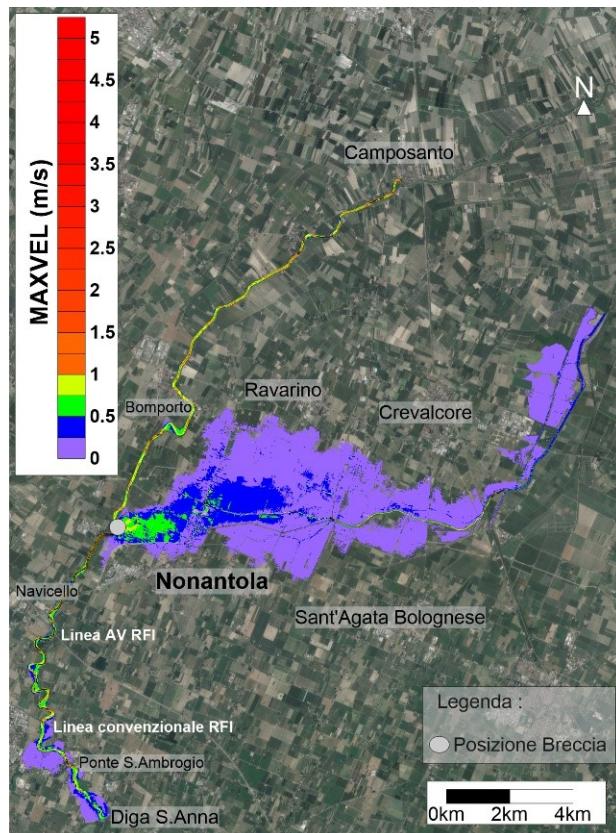


Figura 7-27: MAXVEL BRE4 T20

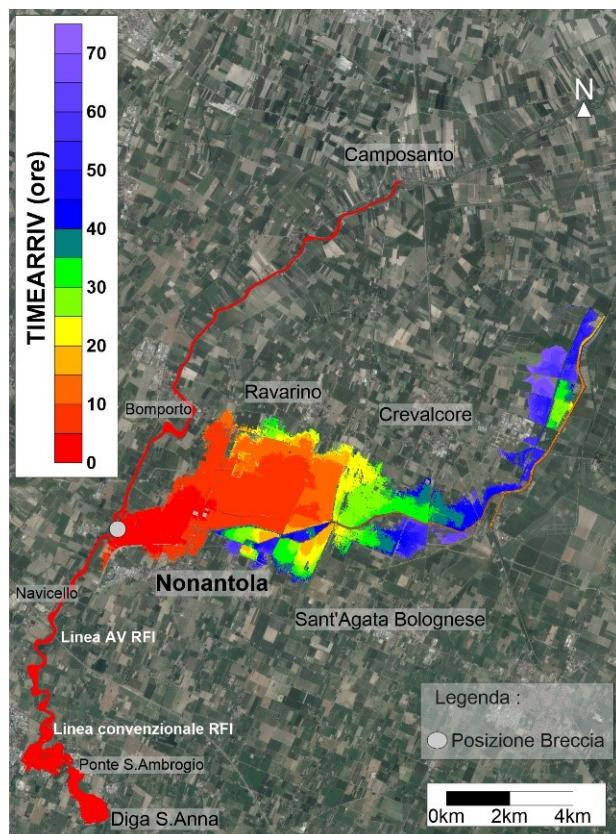


Figura 7-28: TIMEARRIV BRE4 T20

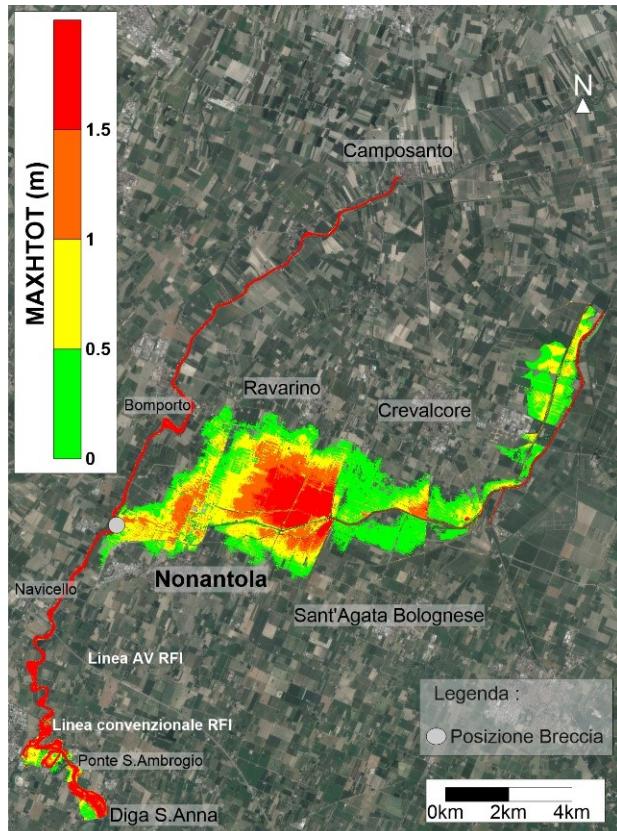


Figura 7-29: MAXHTOT BRE4 T20

Dal momento che anche per gli altri 3 scenari (BRE1 T20, BRE3 T20, BRE5 T20) si registrano modalità d'allagamento simili ma di intensità minore rispetto agli eventi duecentennali, per questi si mostrano solamente i risultati grafici all'interno del Paragrafo. 7.7.

7.4 Aree Allagate, Volumi Esondati, Portate in uscita dalle brecce

Al fine di quantificare i risultati grafici di Paragrafo 7.2 ,7.3 e per garantire un’analisi sufficientemente dettagliata, per le simulazioni condotte si mostrano in Tabella 7-2 i dati relativi alle aree allagate e ai volumi esondati in seguito alle rotte arginali simulate sia per l’evento $T = 200$ anni sia per l’evento $T = 20$ anni.

Tabella 7-2: aree allagate e volumi esondati

	T 200		T 20	
	Area Allagata (km ²)	Volume Esondato (10 ⁶ m ³)	Area Allagata (km ²)	Volume Esondato (10 ⁶ m ³)
BRE1	31.08	15.69	19.63	5.83
BRE2	46.40	32.65	24.53	15.26
BRE3	56.22	46.53	33.37	25.12
BRE4	52.94	53.04	34.27	28.79
BRE5	35.71	26.82	16.37	11.27

Insieme ai risultati di Tabella 7-2, si mostrano in Figura 7-30 e Figura 7-31 gli andamenti delle portate in uscita dalle brecce per i due eventi analizzati e in Tabella 7-3 i rispettivi valori dei colmi.

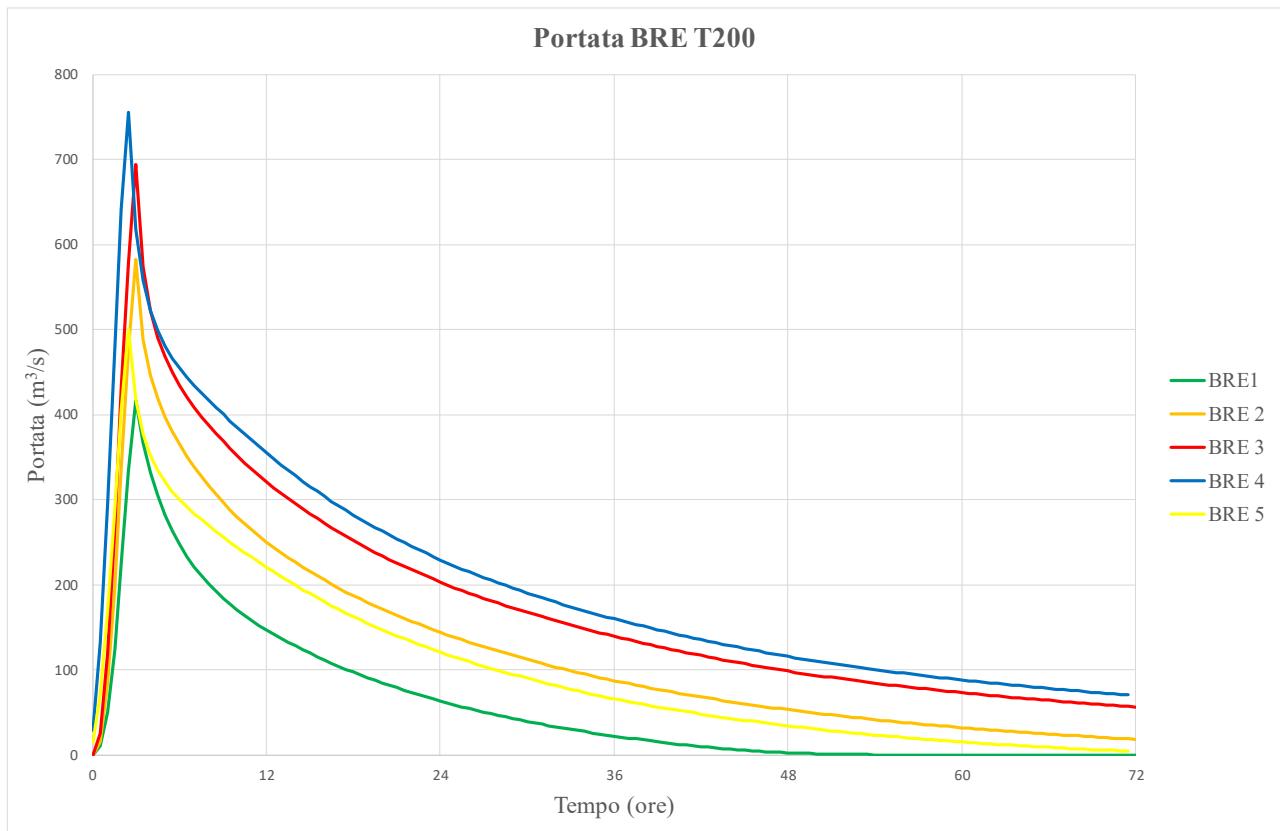


Figura 7-30: portata in uscita dalle brecce Evento T200

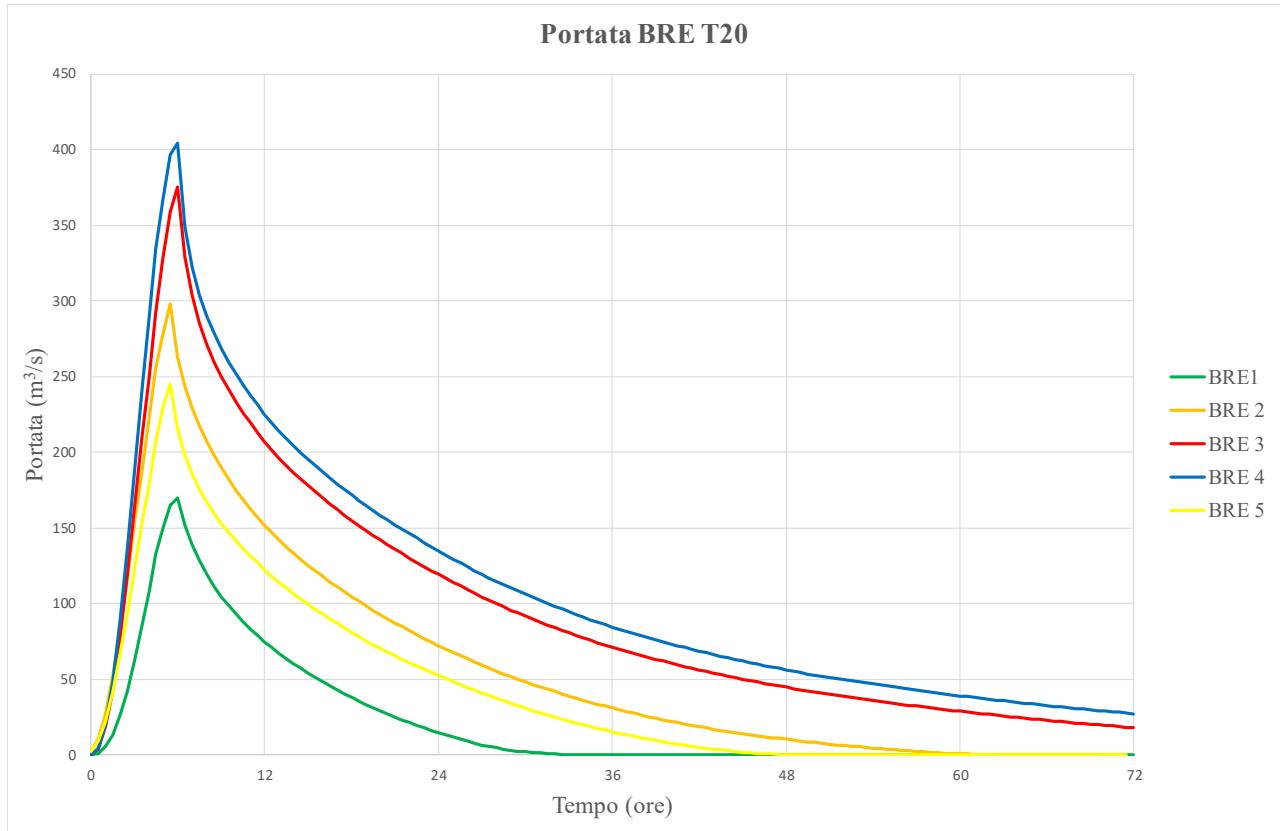


Figura 7-31: portata in uscita dalle brecce Evento T200

Tabella 7-3: valore delle portate al colmo in uscita dalle brecce

Portata al colmo (m³/s)	Evento T200 anni	Evento T20 anni
BRE1	416	169
BRE2	581	297
BRE3	693	375
BRE4	754	404
BRE5	501	244

Nell'analizzare i risultati ottenuti si osservi come per BRE1, a causa del dislivello idrico ridotto tra quota al colmo e quota esterna terreno (max. 3.19 m), vedi Tabella 7-1, la portata in uscita sia minore rispetto agli altri eventi con valore massimo pari a 416 m³/s T200 e 169 m³/s T20. Questo comporta, come mostrato in Tabella 7-2, aree allagate (31.08 km² T200; 19.63 km² T20) e volumi esondati (15.69 m³ T200; 5.83 m³ T20) ridotti rispetto agli altri scenari.

Per tutte le brecce analizzate, si sottolinea che la riduzione dell'area allagata nell'evento ventennale è in gran parte dovuta al mancato allagamento dei territori di Crevalcore che sono invece fortemente interessati durante gli eventi duecentennali. Per tutti gli scenari ventennali, a causa della ridotta intensità delle esondazioni, si osservano quindi aree allagate simili (con volumi ridotti) a quelle osservate per l'evento duecentennale nel solo Comune di Nonantola mentre nei territori a Nord non si registrano significativi coinvolgimenti se non per BRE3 e BRE4 con valori chiaramente minori rispetto a T_{200} .

Per quel che riguarda gli scenari relativi a BRE2, sempre da Tabella 7-1 si nota un aumento del dislivello idrico (max. 4.69 m) con un conseguente aumento della portata in uscita pari a $581 \text{ m}^3/\text{s}$ T_{200} e $297 \text{ m}^3/\text{s}$ T_{20} . Questo comporta quindi un aumento delle aree allagate (46.40 km^2 T_{200} ; 24.53 km^2 T_{20}) e dei volumi esondati (32.65 m^3 T_{200} ; 15.26 m^3 T_{20}). L'aumento di questi due parametri, anche per il posizionamento più a valle rispetto a BRE1 causa, specie per l'evento T_{200} , come si può vedere dal confronto di Figura 7-3 con Figura 7-14, allagamenti nei territori a Nord-Ovest di Nonantola che in BRE1 non erano presenti.

Nell'analizzare i dati relativi a BRE3, si sottolinea innanzitutto che tale scenario, alla luce dei risultati di Par. 7.2, genera le massime criticità per l'abitato di Nonantola. Al momento della formazione della breccia si nota un dislivello idrico fiume-lato campagna rilevante (max. 5.83 m) il che porta a portate e volumi in uscita notevoli ($693 \text{ m}^3/\text{s}$ T_{200} ; $375 \text{ m}^3/\text{s}$ T_{20}) (46.53 m^3 T_{200} ; 25.12 m^3 T_{20}) con conseguenti incrementi anche delle aree allagate (56.22 km^2 T_{200} ; 33.37 km^2 T_{20}).

Per quel che riguarda in particolare l'area allagata, specie per l'Evento T_{200} , per il posizionamento della breccia si ha valore un superiore a tutti gli altri scenari. Questo è dovuto al fatto che oltre ai territori a Nord di Nonantola, dove si registrano allagamenti analoghi a BRE4, per BRE3 si ha un forte coinvolgimento del centro di Nonantola e dei quartieri immediatamente a Sud del centro. Ciò porta quindi ad un'area allagata maggiore che per gli altri scenari.

Osservando i dati di BRE4, sulla base dei valori di Tabella 7-1, si nota che le quote esterne del terreno sono minori rispetto a BRE3 (25.5 m s.l.m.) a causa di una lieve depressione morfologica. Questo comporta il massimo dislivello idrico osservato per i vari istanti di innesco (max. 6.23 m) il che causa volumi e portate maggiori rispetto agli altri scenari ($754 \text{ m}^3/\text{s}$ T_{200} ; $404 \text{ m}^3/\text{s}$ T_{20}) (53.04 m^3 T_{200} ; 28.79 m^3 T_{20}).

Per quel che riguarda invece l'area allagata, si nota una riduzione rispetto a BRE3 (52.94 km^2 T_{200} ; 34.27 km^2 T_{20}). Questo è dovuto al fatto che, nonostante il maggior coinvolgimento del territorio di Crevalcore, per BRE4 non si evidenziano allagamenti nel centro di Nonantola e nelle campagne a Sud il che determina quindi un calo complessivo dell'area allagata.

Infine per l'evento BRE5, sulla base dei valori di Tabella 7-1, a causa di un rialzo delle quote esterne al fiume (26.7 m s.l.m.), il dislivello idrico iniziale è ridotto (max. 4.25 m) rispetto agli altri scenari (fatta eccezione per BRE1). Questo porta ad una drastica riduzione dei volumi esondati e delle portate specie se confrontati con quelli osservati per BRE3 e BRE4 (501 m³/s T200; 244 m³/s T20) (26.82 m³ T200; 11.27 m³ T20).

Essendo poi l'evento non particolarmente esteso e senza un particolare coinvolgimento di Nonantola, si registrano aree allagate (35.71 km² T200; 16.37 km² T20) simili, specialmente per l'evento duecentennale a quanto già visto con BRE1.

7.5 Inviluppo Massimi Tiranti Idrici di tutte le brecce

Allo scopo di fornire una valutazione finale e complessiva degli eventi osservati, risultato delle simulazioni svolte, in Figura 7-32 e Figura 7-33 sono riportate, le mappe degli inviluppi dei massimi tiranti (m) previsti per l'evento duecentennale e ventennale.

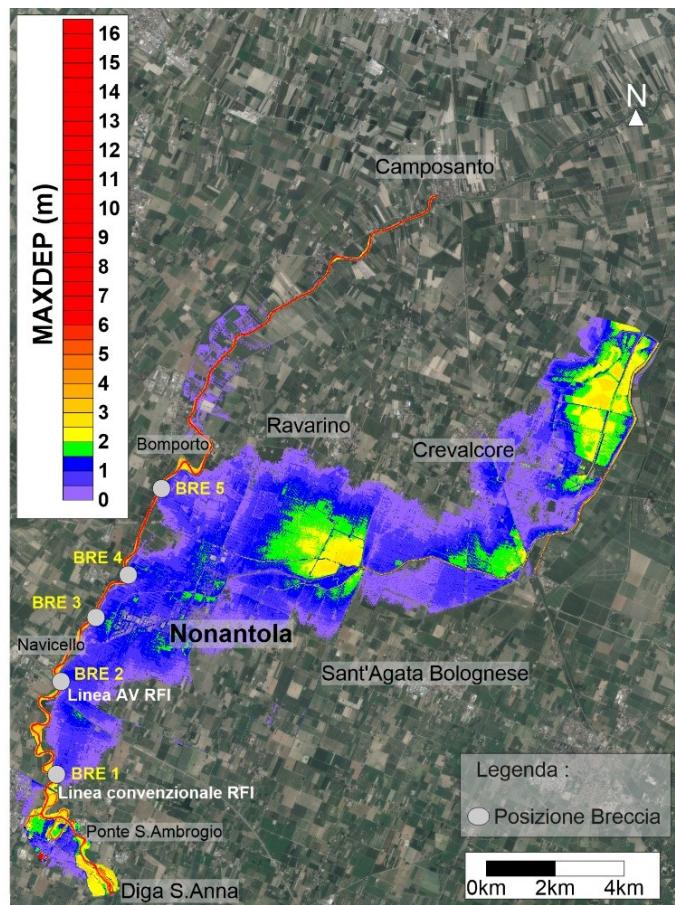


Figura 7-32: massimi tiranti idrici complessivi T200

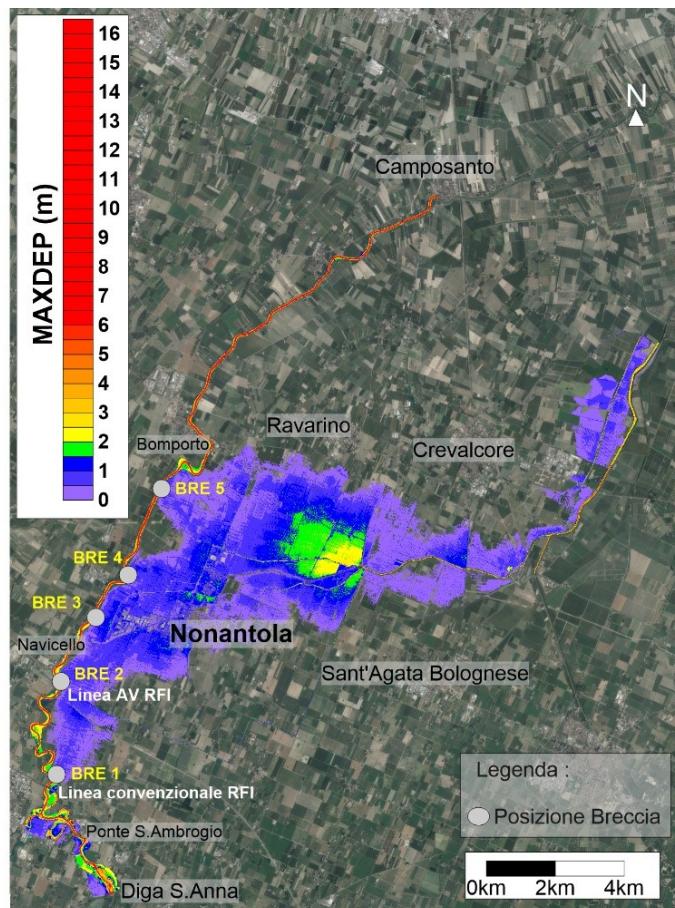


Figura 7-33: massimi tiranti idrici complessivi T20

I risultati di Figura 7-32 e Figura 7-33 riassumono graficamente le considerazioni effettuate nei paragrafi precedenti (par.7.2; 7.3) e permettono così di sottolineare 4 importanti aspetti:

- il primo riguarda la presenza della linea dell'Alta Velocità (RFI) che grazie alla sua struttura in rilevato, fatta eccezione per il viadotto a monte di Navicello, garantisce la protezione idraulica della porzione comunale di Nonantola a Sud/Sud-Est che può quindi ritenersi estranea agli eventi. Essendo tale area non coinvolta dalle esondazioni, in caso di alluvioni potrebbe ospitare quindi eventuali centri di comando e/o coordinamento per le varie emergenze.
- Il secondo aspetto riguarda chiaramente Nonantola che risulta essere fortemente interessata dagli eventi con tiranti variabili a seconda dello scenario e dell'intensità. Al fine di fornire un'analisi dettagliata per il centro urbano, con riferimento ai massimi valori registrati durante l'evento duecentennale, si mostrano in Figura 7-34, Figura 7-35 due focus relativi ai massimi tiranti idrici (m) e alle massime velocità (m/s) registrate.

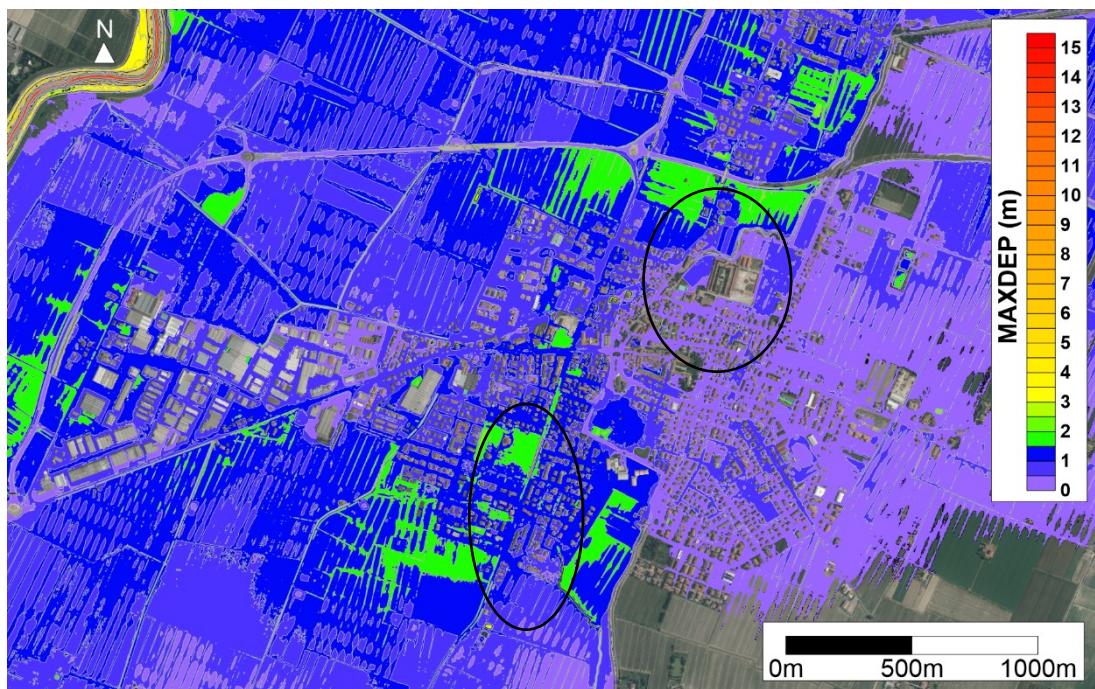


Figura 7-34; massimi tiranti idrici registrati a Nonantola T200

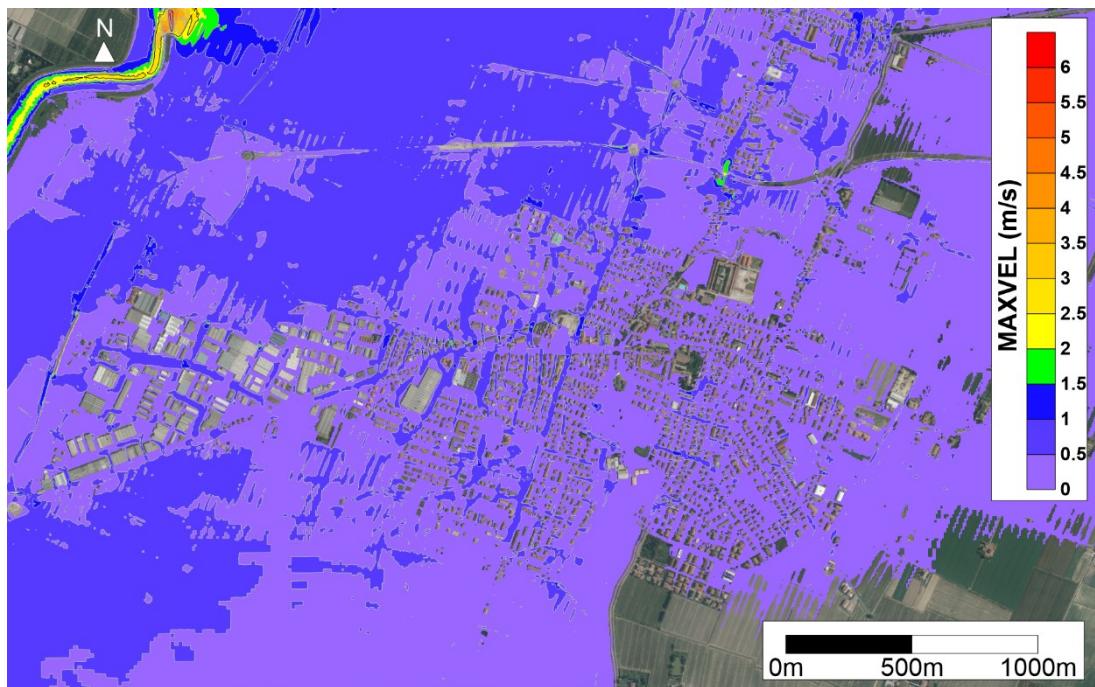


Figura 7-35: massime velocità registrate a Nonantola T200

Come già osservato in precedenza, per i tiranti si osservano valori vicini e/o superiori ai 2 m nei tratti a ridosso della tangenziale dove si hanno sottopassi ciclabili e/o stradali oppure nei quartieri in sinistra rispetto al canale urbano (segnalato in Figura 7-34) dove le arginature tendono in alcuni casi a fermare l'avanzamento dell'acqua determinando così un aumento dei tiranti idrici.

Tendenzialmente infatti, a destra del canale, i tiranti sono decisamente inferiori al metro d'acqua. Si noti poi come, a causa della struttura in rilevato, sia ben visibile il tracciato planimetrico dell'anello di tangenziale che circonda Nonantola.

Per le velocità invece si osservano valori più uniformi intorno a 0.5 m/s con valori superiori solamente all'interno di vie o strade secondarie dove il restringimento stradale provoca incrementi fino a 1 m/s circa.

Le immagini mostrate permettono di apprezzare il grado di dettaglio dei risultati del modello grazie all'elevata risoluzione spaziale nelle zone urbane.

- Terzo aspetto riguarda il coinvolgimento dei territori bolognesi di Crevalcore, dove si registrano importanti allagamenti in sinistra Collettore Acque Alte e al confine comunale con Nonantola e Sant'Agata Bolognese dove si registrano tiranti superiori ai 2 m.
- Quarto e ultimo aspetto riguarda il territorio comunale di Ravarino. Per la presenza infatti di un gradino morfologico naturale al confine con i territori di Nonantola, le aree di Ravarino non risultano essere interessate in nessun modo dagli eventi analizzati. Per valutare gli effetti di eventuali esondazioni in questo territorio sarebbe necessario quindi posizionare ulteriori brecce nei tratti più a valle del Fiume Panaro.

7.6 Tempi di Calcolo

Al termine di questa analisi relativa agli eventi studiati, si vuole mostrare infine in Tabella 7-4, i tempi di calcolo per le varie simulazioni e i rapporti tra tempo fisico e tempo di calcolo.

Tabella 7-4: tempi di calcolo HPC Cluster

	T 200			T 20		
	Tempo Fisico (ore)	Tempo simulato (ore)	R (-)	Tempo Fisico (ore)	Tempo simulato (ore)	R (-)
BRE1	72	6.00*	12.00*	72	8.82	8.16
BRE2	72	4.62*	15.58*	72	3.62*	19.89*
BRE3	72	7.72*	9.33*	72	5.87*	12.27*
BRE4	72	6.48	11.11	72	3.46*	20.81*
BRE5	72	5.68*	12.68*	72	2.67*	26.97*

Tutte le simulazioni di brecce arginali hanno una durata di 72 ore dall'istante d'innesto e il parametro R (-) calcolato, che esprime il rapporto tra tempo di calcolo fisico e tempo di calcolo sperimentale, quasi ovunque >10 , permette di evidenziare l'elevata efficienza del codice di calcolo sviluppato in ambiente CUDA che consente di eseguire calcoli paralleli sfruttando le GPUs. Si noti che, per alcune simulazioni (indicate con *), il valore R risulta più elevato, in quanto tali simulazioni sono state effettuate sfruttando una scheda video di nuova generazione (Tesla V100), che garantisce migliori performance rispetto alle schede video Tesla P100 utilizzate per le altre simulazioni.

7.7 Elaborati grafici per gli eventi BRE1, BRE2, BRE3

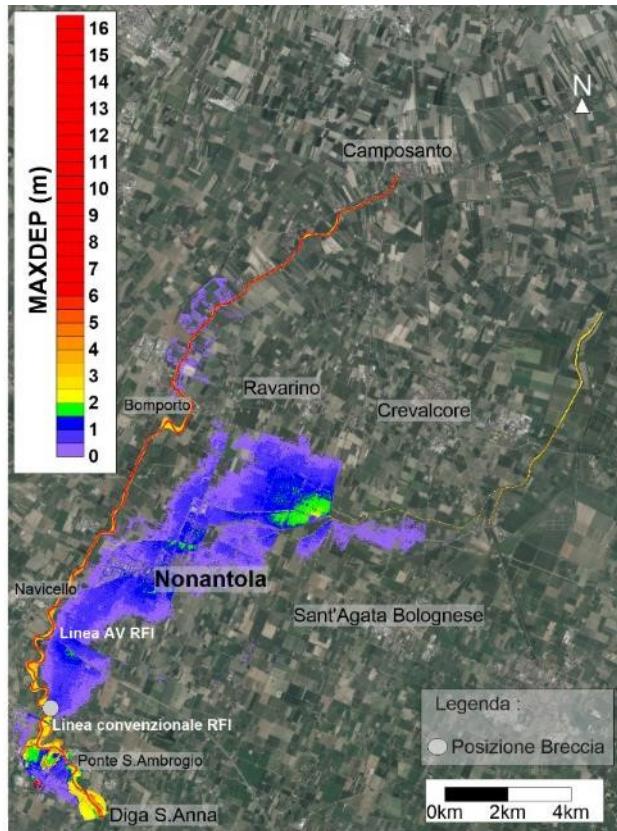


Figura 7-36: MAXDEP BRE1 T200

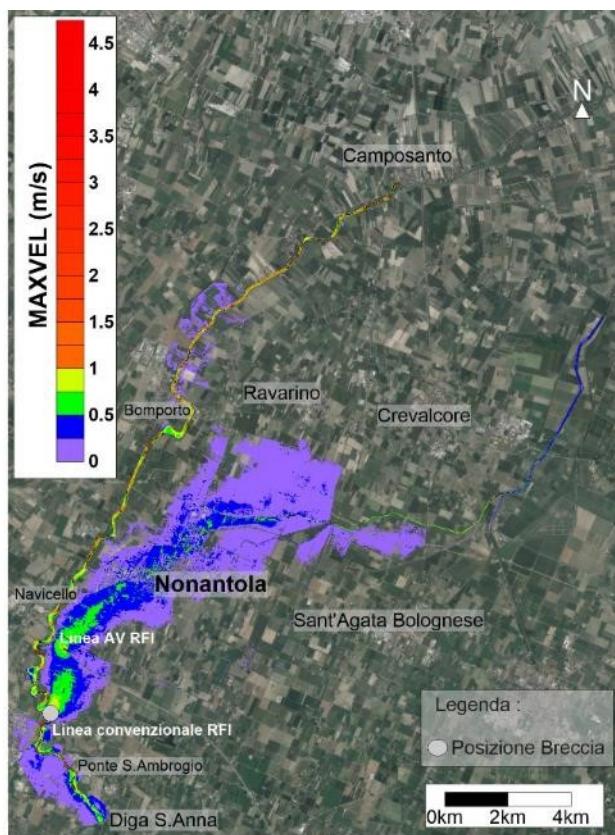


Figura 7-37: MAXVEL BREI T200

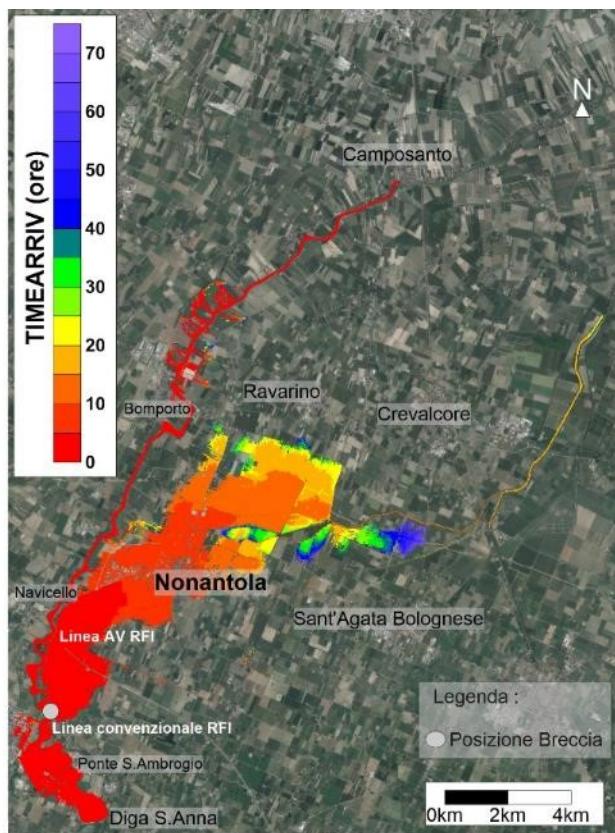


Figura 7-38: TIMEARRIV BREI T200

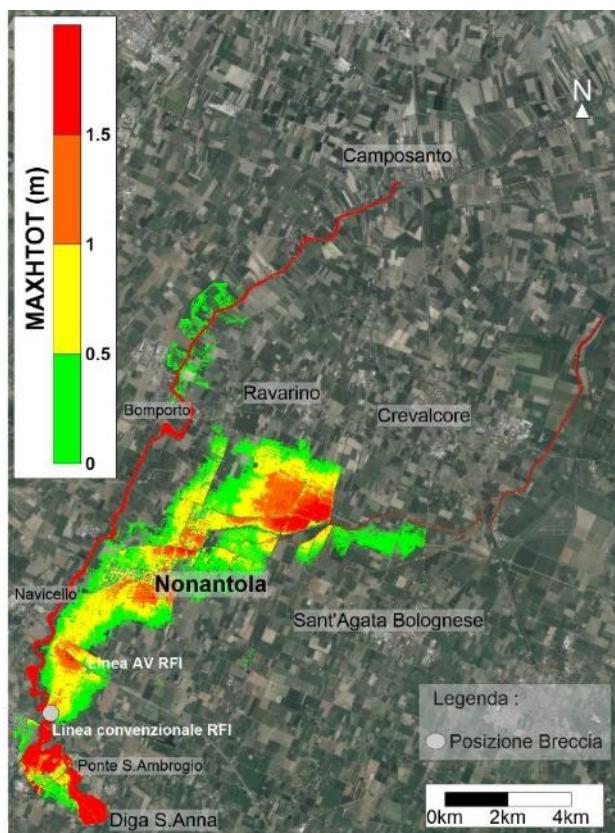


Figura 7-39: MAXHTOT BRE1 T200

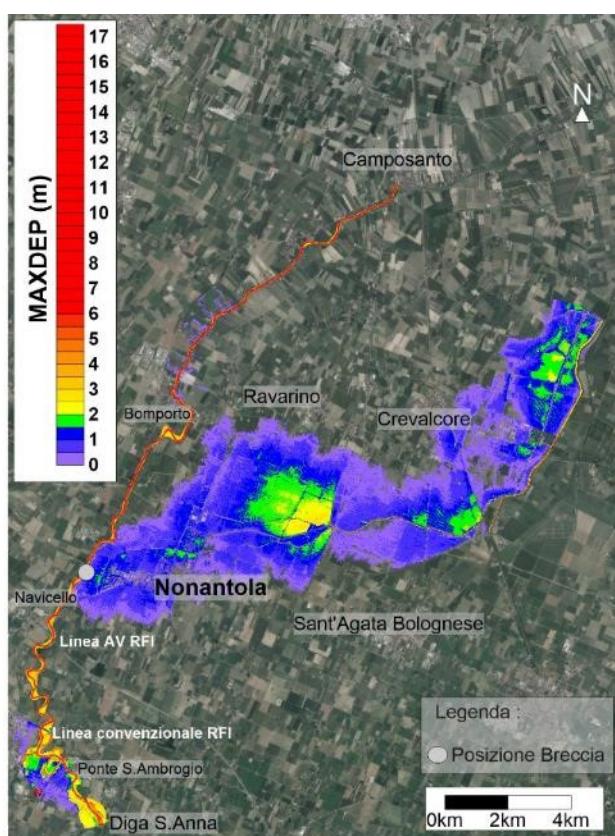


Figura 7-40: MAXDEP BRE3 T200

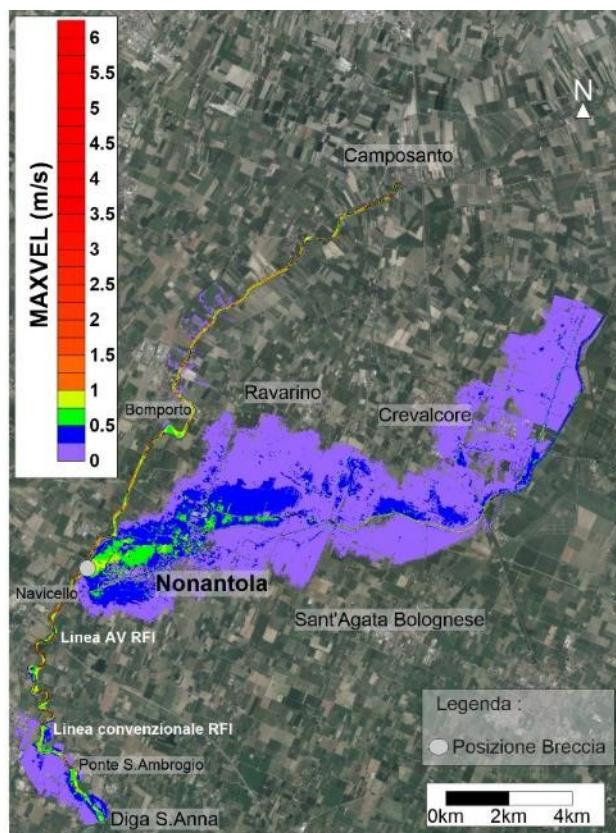


Figura 7-41: MAXVEL BRE3 T200

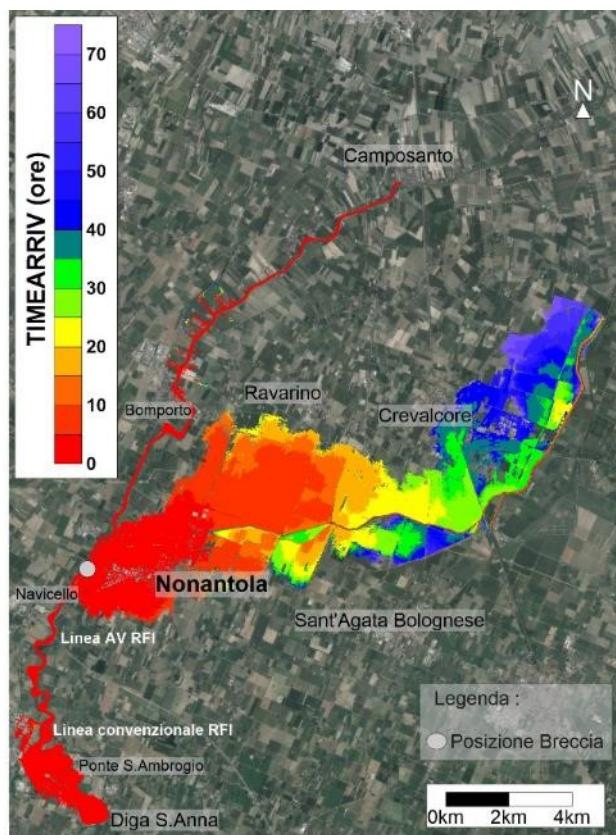


Figura 7-42: TIMEARRIV BRE3 T200

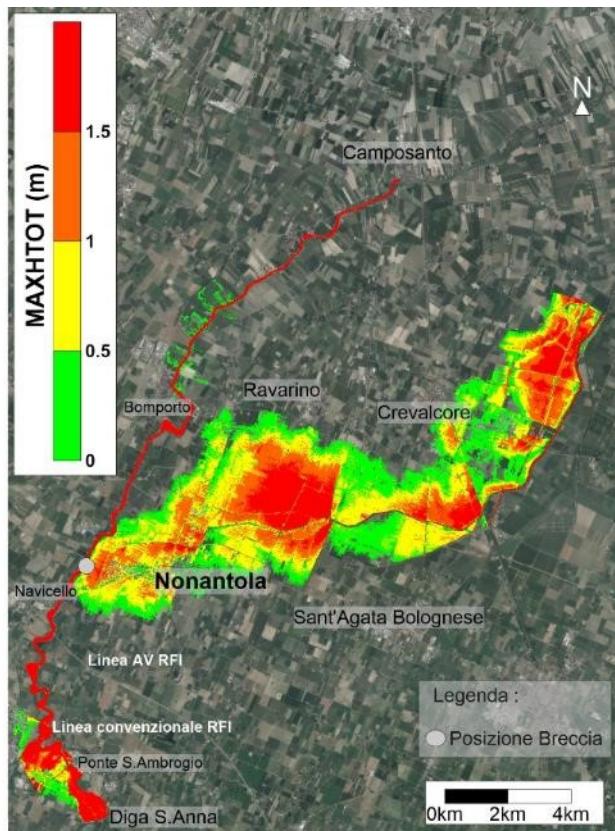


Figura 7-43: MAXHTOT BRE3 T200

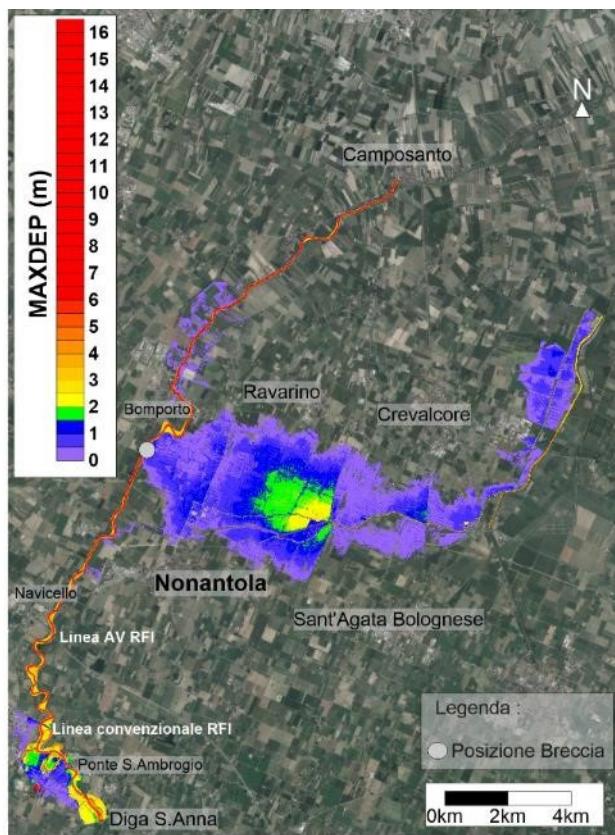


Figura 7-44: MAXDEP BRE5 T200

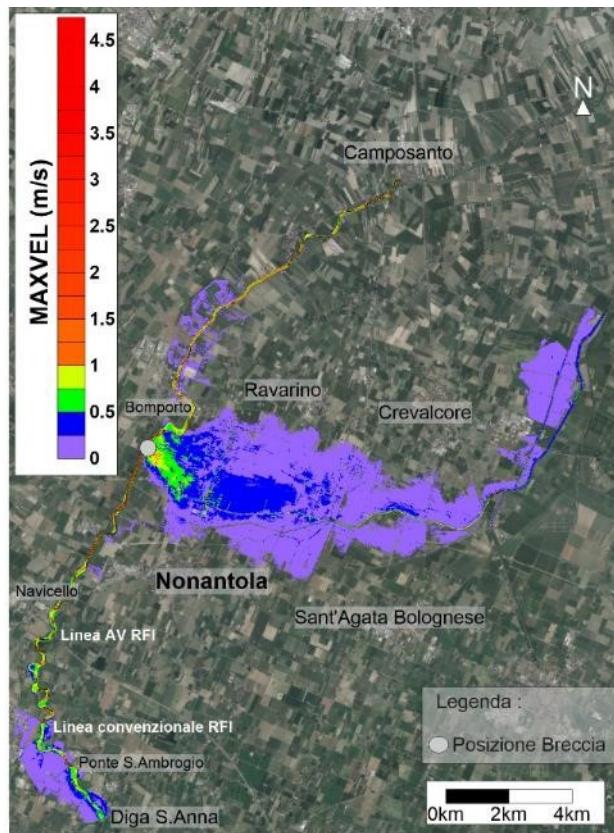


Figura 7-45: MAXVEL BRE5 T200

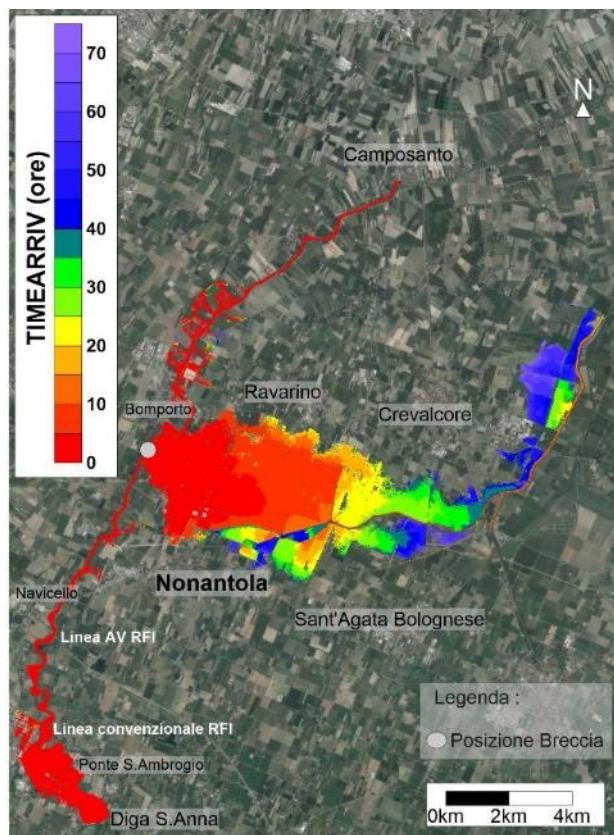


Figura 7-46: TIMEARRIV BRE5 T200

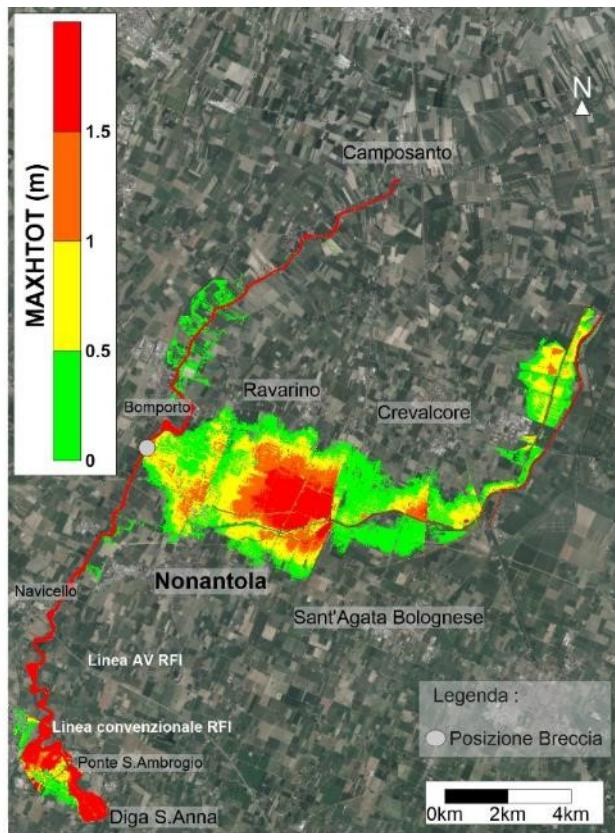


Figura 7-47: MAXHTOT BRE5 T200

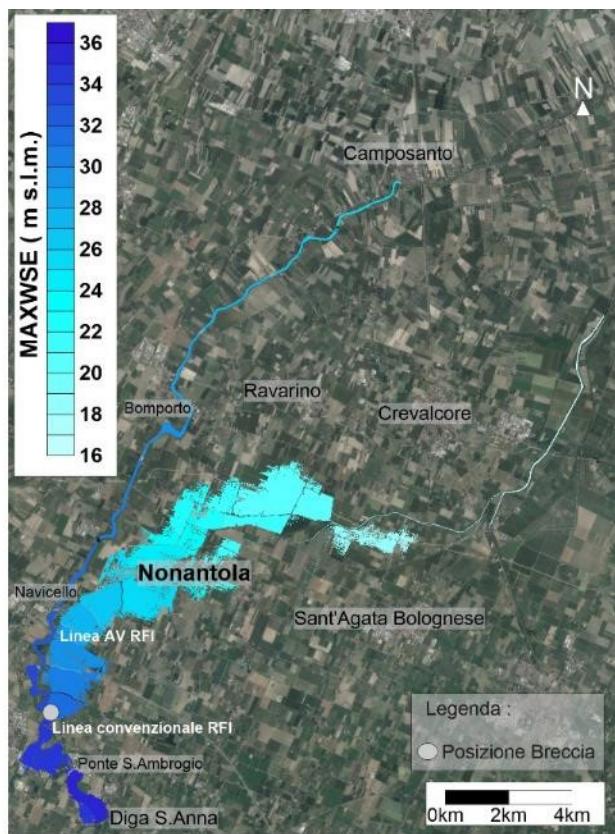


Figura 7-48: MAXWSE BRE1 T20

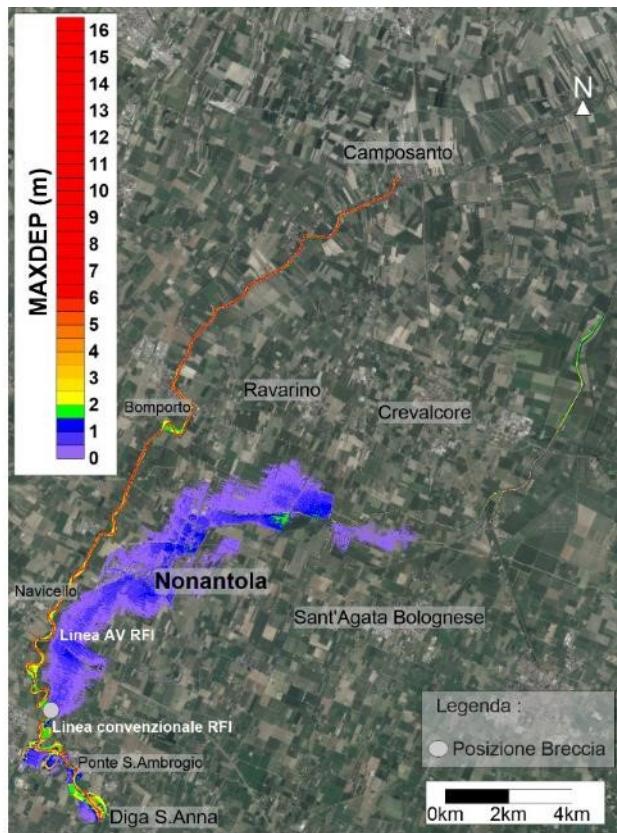


Figura 7-49: MAXDEP BRE1 T20

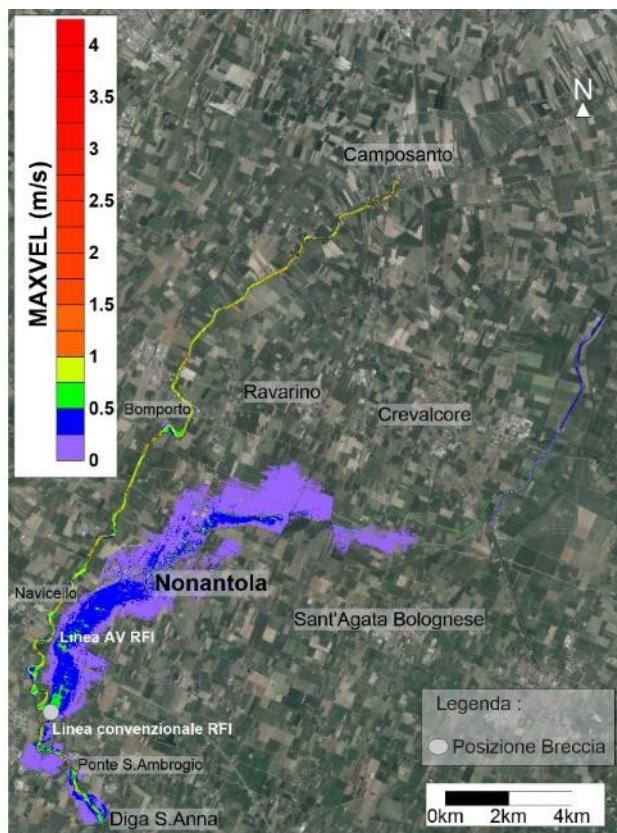


Figura 7-50: MAXVEL BRE1 T20

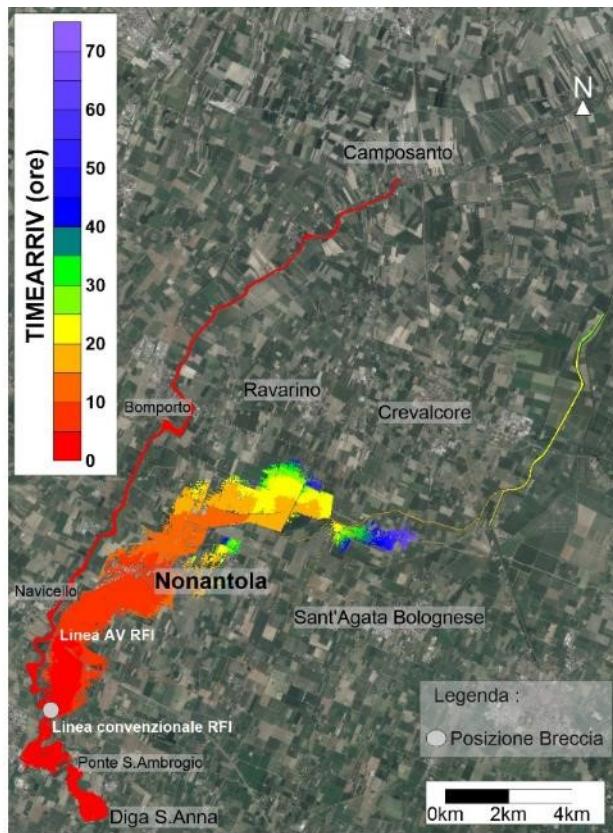


Figura 7-51: TIMEARRIV BRE1 T20

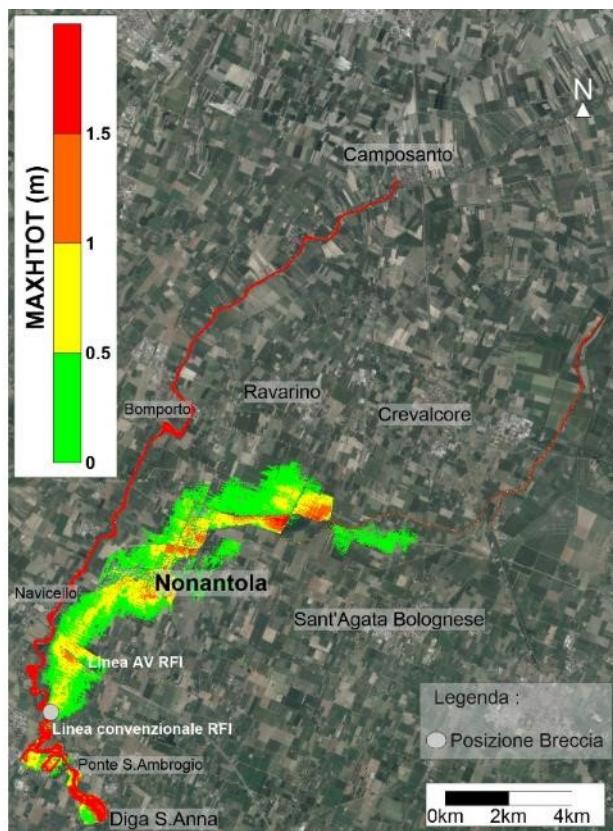


Figura 7-52: MAXHTOT BRE1 T20

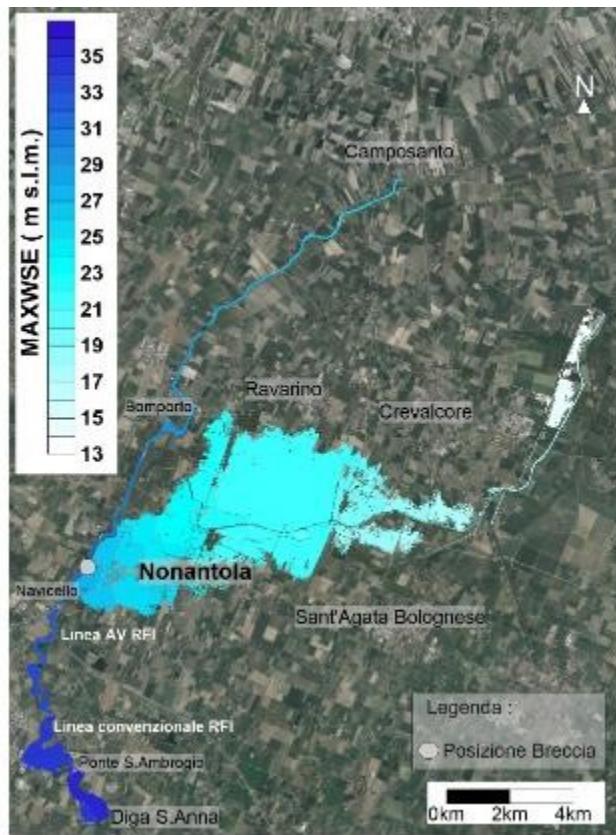


Figura 7-53: MAXWSE BRE3 T20

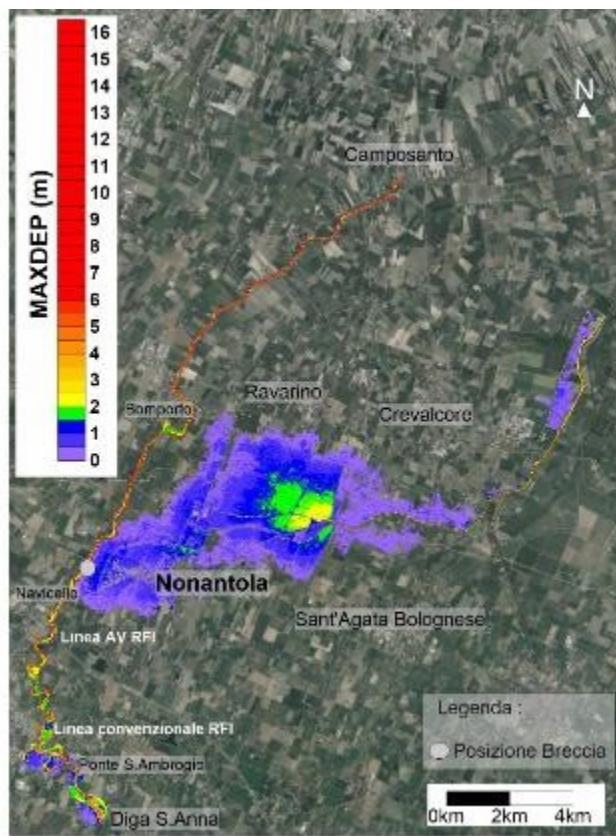


Figura 7-54: MAXDEP BRE3 T20

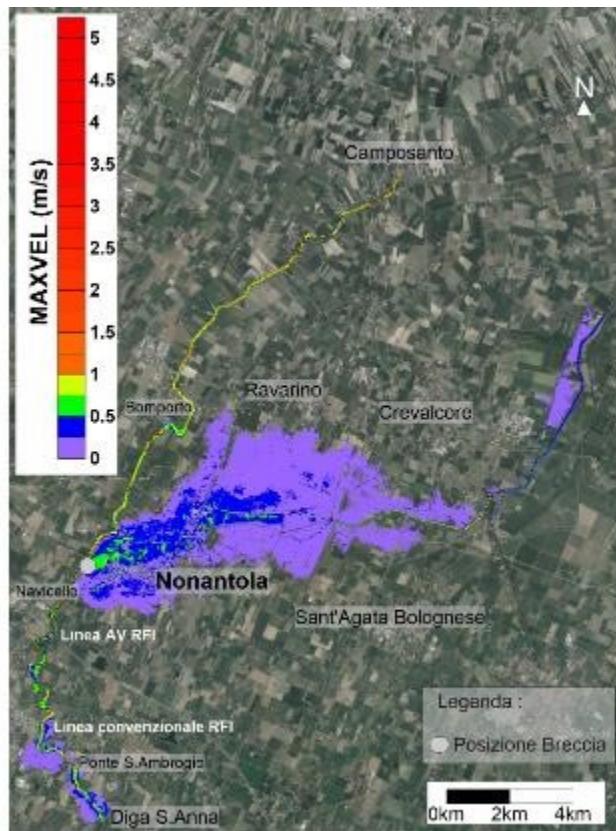


Figura 7-55: MAXVEL BRE3 T20

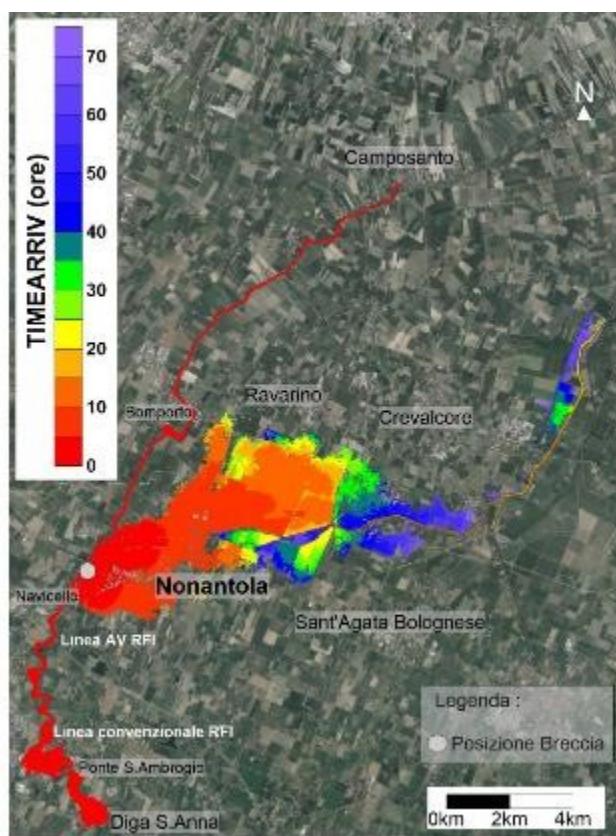


Figura 7-56: TIMEARRIV BRE3 T20

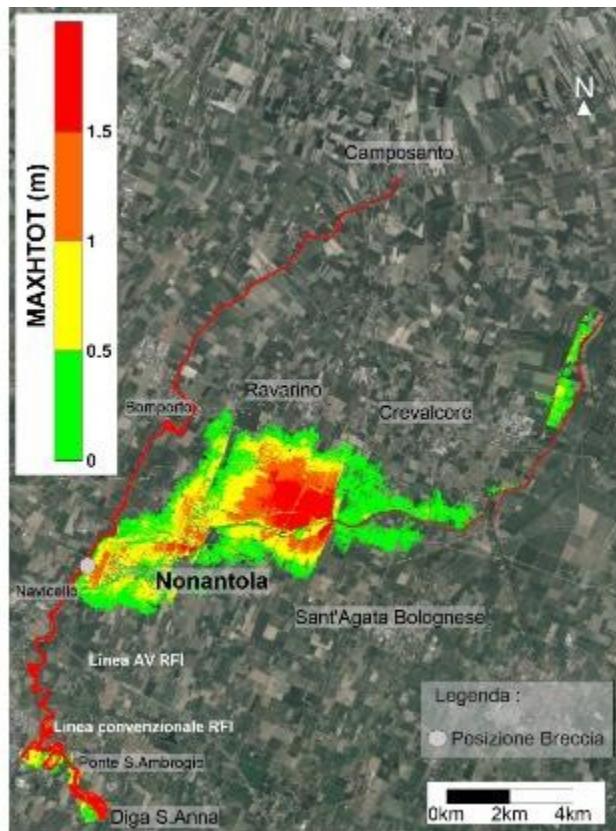


Figura 7-57: MAXHTOT BRE3 T20

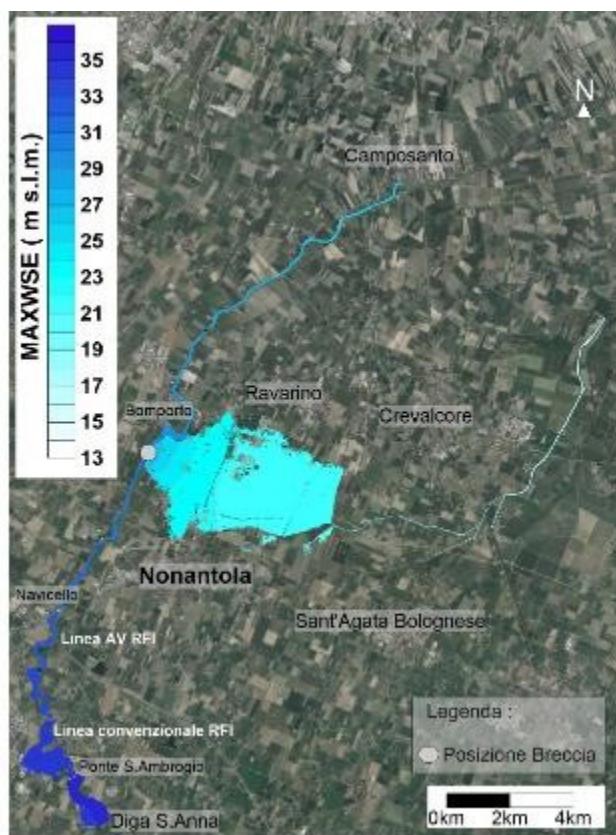


Figura 7-58: MAXWSE BRE5 T20

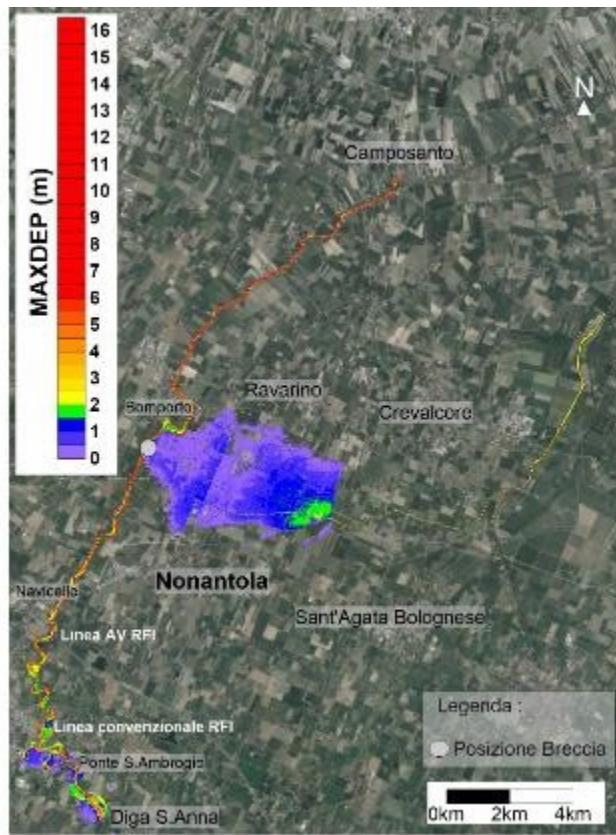


Figura 7-59: MAXDEP BRE5 T20

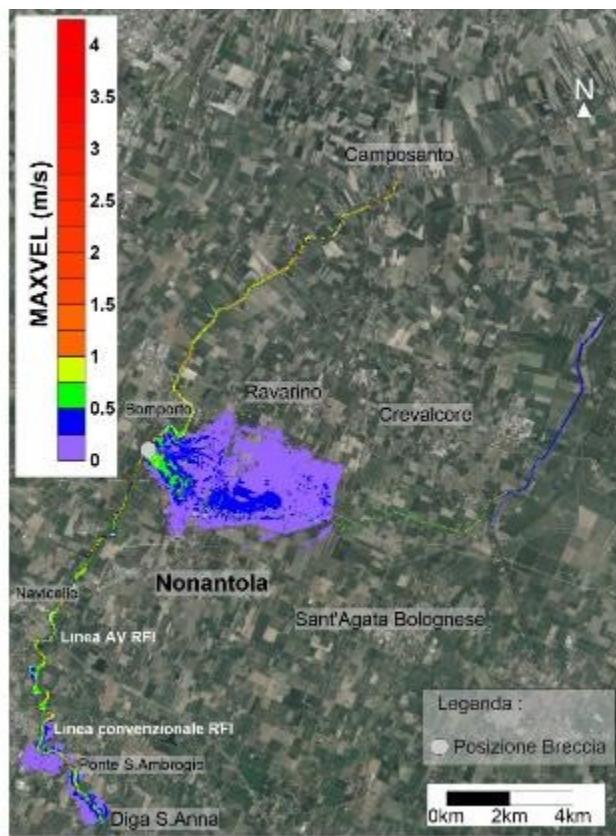


Figura 7-60: MAXVEL BRE5 T20

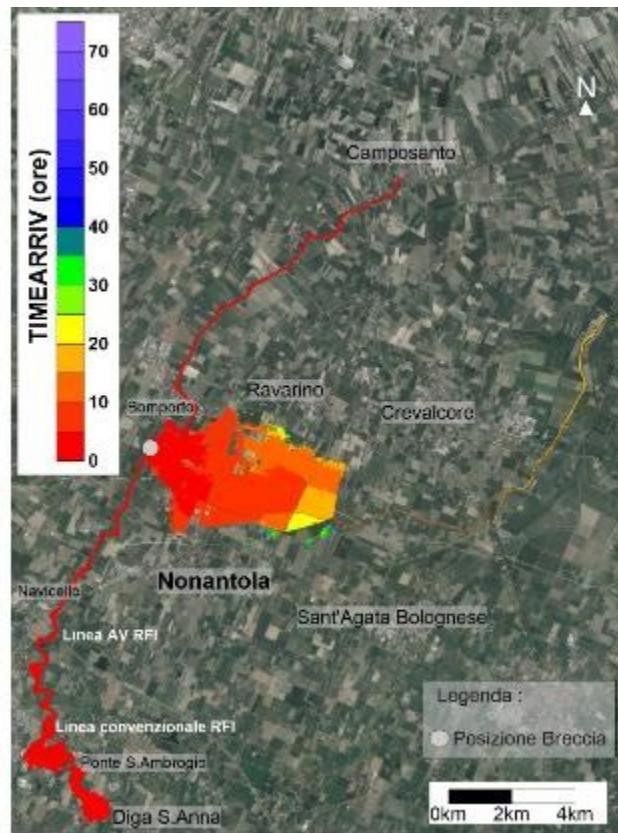


Figura 7-61: TIMEARRIV BRE5 T20

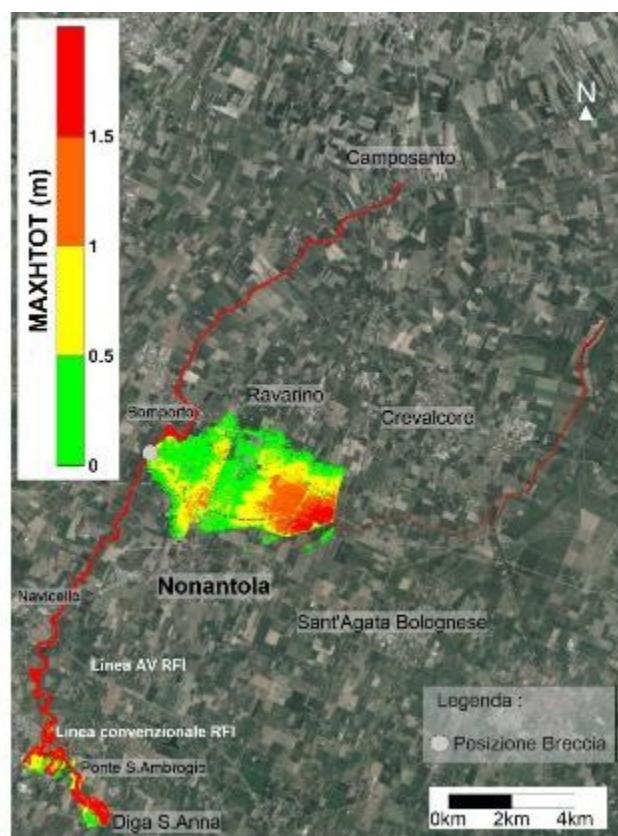


Figura 7-62: MAXHTOT BRE5 T20

Elaborati Aggiuntivi

In Appendice poi (Capitolo 9) si mostra un esempio di propagazione dell'evento alluvionale all'interno dell'area oggetto di studio con analisi delle altezze idriche (m s.l.m.) dopo 3, 6, 9, 12, 24, 48 ore per l'evento BRE3 $T = 200$. In relazione allo stesso evento si mostra sempre in allegato l'andamento della formazione della breccia allo scopo di mostrare come avviene l'apertura graduale della rotta arginale e analizzare quindi la variazione locale di batimetria.

8 CONCLUSIONI

La presente Attività di Tesi ha avuto come obiettivo la valutazione degli scenari di allagamento generati in seguito alla formazione di brecce arginali sul fiume Panaro, con particolare riferimento al territorio comunale di Nonantola. La scelta del posizionamento delle 5 brecce simulate, poste ad una distanza relativa di 2-3 km, ha permesso di ottenere una valutazione complessiva della pericolosità idraulica nell'intero Comune.

Le analisi sono state condotte con riferimento a due tempi di ritorno, in modo da valutare l'impatto di onde di piena con diverso volume di piena, in grado di coinvolgere porzioni di territorio diverse, e da evidenziare differenze in termini di grandezze idrauliche quali tiranti, velocità e tempi d'arrivo.

La simulazione dei diversi scenari ha richiesto la costruzione di un modello idraulico bidimensionale. La batimetria dell'alveo e dell'aree esterne è stata ottenuta da recenti rilievi LiDAR, localmente opportunamente corretti (apertura sottopassi, inserimento della porzione del rilevato della tangenziale mancante nel rilievo); inoltre, è stata posta particolare attenzione alla rappresentazione delle aree urbane, tramite il metodo "Building Hole". La taratura della scabrezza è stata poi effettuata sulla base della ricostruzione di eventi storici. Infine, sono state definite le condizioni al contorno di monte e di valle per le simulazioni. Scenari preliminari in assenza di brecce hanno permesso di ottenere le condizioni iniziali da utilizzare nelle simulazioni delle diverse rotte arginali. Le brecce sono state ipotizzate di forma trapezoidale, di larghezza 100 m, con tempi di formazione pari a 3 ore per l'evento duecentennale e 6 ore per quello ventennale.

Per ogni breccia simulata sono state sviluppate le mappe relative a: massime altezze idriche, massimi tiranti idrici, massime velocità, tempi d'arrivo, indici di pericolosità H_{tot} . Inoltre, al fine di analizzare le massime criticità nell'intero territorio, sono state realizzate le mappe di inviluppo dei massimi tiranti idrici ottenuti dalle diverse simulazioni, sia per T=20 sia per T=200 anni.

Dai risultati ottenuti si nota come la presenza della linea dell'Alta Velocità protegga i territori a Sud-Est di Nonantola, i quali non sono in nessun modo interessati dagli allagamenti. Il centro abitato principale è invece fortemente interessato dalle esondazioni: si riscontrano importanti allagamenti in buona parte del centro storico e dei quartieri posti all'interno della tangenziale. L'elevata risoluzione spaziale della griglia di calcolo e la rappresentazione degli edifici come blocchi impermeabili permettono di descrivere in modo dettagliato la propagazione dell'allagamento all'interno delle aree urbane. I quartieri posti all'esterno subiscono un coinvolgimento differente a seconda della breccia analizzata. Un ulteriore aspetto evidente è la presenza di un gradino morfologico nei pressi di Ravarino, che non permette all'acqua di allagare i territori a Nord. Inoltre, un aspetto chiave è la presenza di un'importante e vasta rete di bonifica (gestita dal Consorzio di Bonifica Burana) che

raccoglie buona parte dell’acqua esondata ed è quindi soggetta a criticità, chiaramente maggiori per $T=200$ anni, con tracimazioni dagli argini degli stessi canali nella parte finale delle simulazioni, specialmente nel territorio comunale di Crevalcore.

Con i risultati elaborati si vuole fornire uno strumento preliminare di supporto per le Autorità competenti in materia di Protezione Idraulica del Territorio, utile al fine di realizzare piani d’emergenza o decisioni operative in caso di eventi futuri. Le mappe dovranno essere sempre aggiornate, tenendo conto delle variazioni di carattere idrologico (cambiamenti climatici), o in seguito a costruzioni e/o modifiche di infrastrutture stradali che possono modificare la dinamica di propagazione degli allagamenti. Si consiglia inoltre di considerare ulteriori posizioni di breccia riducendo la distanza relativa tra le varie rotte arginali, in modo da ottenere dati più completi, specialmente nelle porzioni di territorio a ridosso delle arginature.

Se si volessero studiare gli scenari di allagamento nei territori a Nord di Nonantola (Ravarino, Finale Emilia, Bondeno), si consiglia di posizionare un adeguato numero di brecce in destra idraulica a valle di Bomporto.

Per un’analisi ancora più estesa, è possibile allargare l’area di studio in modo da comprendere il tratto di fiume Po nei pressi di Bondeno e poter simulare fenomeni contemporanei di piena per il Panaro e per il Po stesso. Infine, come previsto dalla “Direttiva Alluvioni”, si raccomanda l’analisi dell’evento $T = 500$ anni necessario per la delimitazione dell’Area di esondazione per piena catastrofica (Fascia C) come indicato nel Progetto di Piano stralcio per l’Assetto Idrogeologico (PAI) dell’Autorità di Bacino del Fiume Po.

9 APPENDICE

- Evoluzione formazione BRE3 T 200

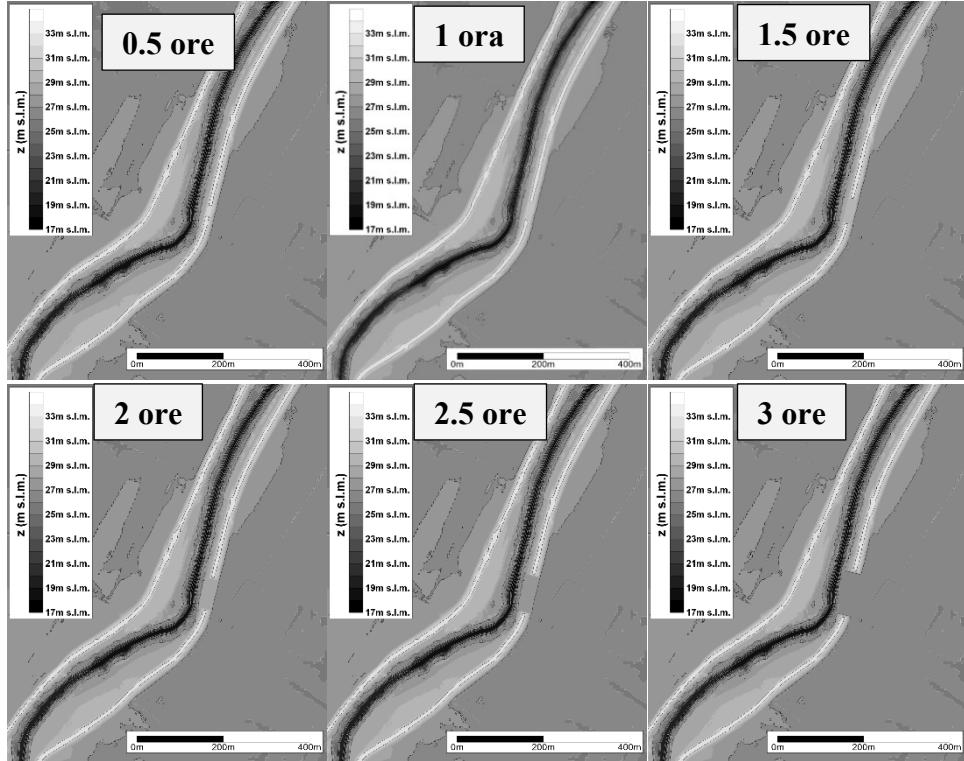
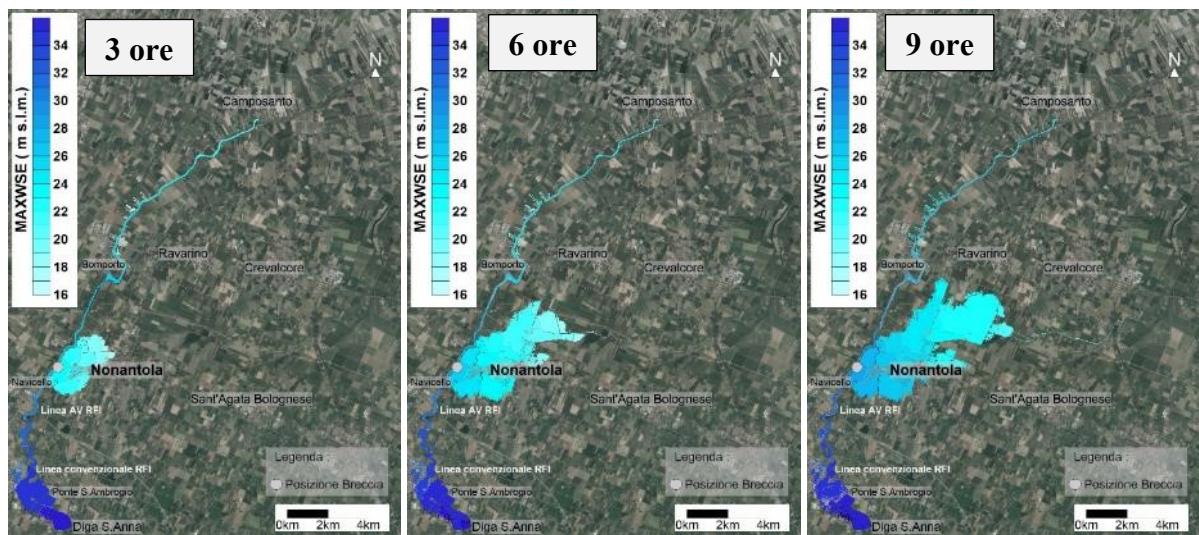


Figura 9-1: evoluzione e formazione BRE3 T200

- Evoluzione allagamento BRE3 T 200



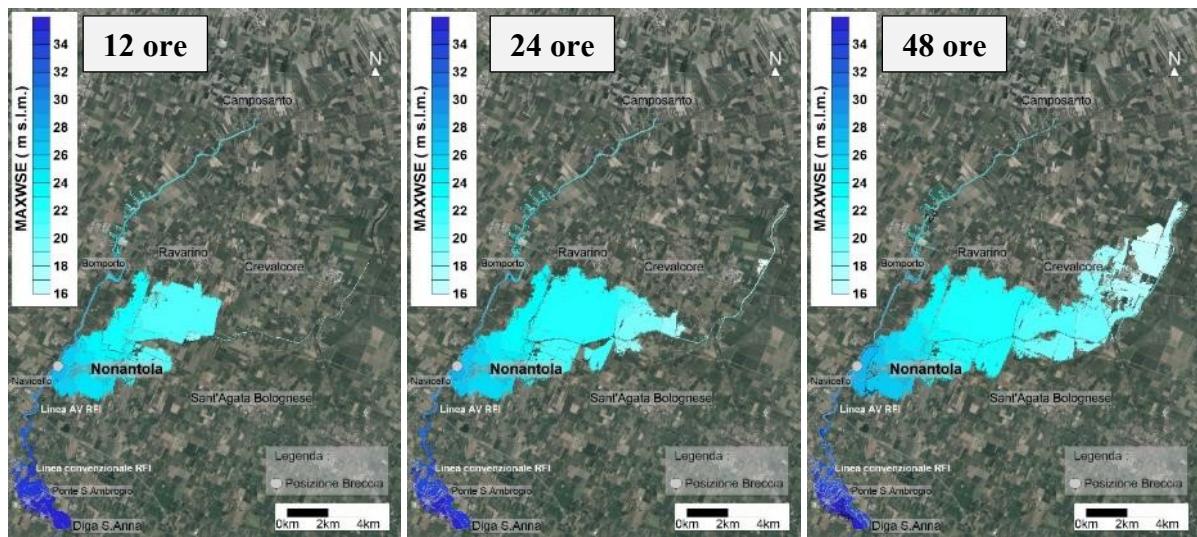


Figura 9-2: evoluzione allagamento BRE3 T200

10 BIBLIOGRAFIA

- [1] M. Fiorentini, G. Moretti e S. Orlandini, «Relazione Tecnica sulla verifica funzionale delle Arginature del Fiume Panaro,» 2016.
- [2] ADBO-PARMA, «Verifiche tecniche delle vasche di laminazione sugli affluenti del fiume Po».
- [3] E. Nora e A. Ghinoi, «Alluvioni e Terremoti, principali rischi naturali di Modena nel Novecento,» *La città e l'ambiente-Le trasformazioni ambientali e urbane a Modena nel Novecento*, 2009.
- [4] S. Orlandini, G. Moretti e J. D. Albertson, «Evidence of an emergency levee failure mechanism causing disastrous floods in Italy,» *AGU Publications*, 2015.
- [5] P. Mignosa, «Dispense Sistemazione dei Bacini Idrografici, 2019».
- [6] R. Vacondio, A. D. Palù e P. Mignosa, «GPU-enhanced Finite Volume Shallow Water solver for fast flood,» *Environmental Modelling & Software*, 2014.
- [7] V. Casulli, «A semi-implicit numerical method for the free surface Navier-Stokes equations,» *Journal of Computational Physics*, vol. 74.
- [8] V. Casulli, «Semi-implicit finite difference methods for the Two-Dimensional Shallow Water Equation,» *Journal of Computational Physics*, vol. 86.
- [9] E. Toro, «Shock capturing methods for free surface shallow water flows,» *Wiley*, 1999.
- [10] E. Toro, «Riemann solvers and numerical methods for fluid dynamics,» *Springer*, 1999.
- [11] P. Mignosa, R. Vacondio, S. Dazzi, F. Aureli, A. Ferrari, F. Prost e A. d. Palù, «Progetto Resilience - Relazione delle attività del POA 2016,» 2016.
- [12] J. E. Schubert e B. F. Sanders, «Building treatments for urban flood inundation models and implications for predictive skill and modeling efficiency,» *ELSEVIER - Advances in Water Resources*, 2012.
- [13] R. Vacondio, F. Aureli, A. Ferrari, P. Mignosa e A. D. Palù, «Simulation of the January 2014 flood on the Secchia River using a fast and highresolution 2D parallel shallow-water numerical scheme,» *Natural Hazards*, vol. 79, 2016.
- [14] R. Vacondio, A. D. Palù, A. Ferrari, P. Mignosa, F. Aureli e S. Dazzi, «A non-uniform efficient grid type for GPU-parallel Shallow Water Equations models,» *ELSEVIER- Environmental Modelling & Software*, 2017.

11 RINGRAZIAMENTI

I miei più sentiti ringraziamenti vanno al Dott. Renato Vacondio per la possibilità a me concessa di elaborare una Tesi di notevole interesse ai fini del mio percorso di studio e per avermi guidato nella stesura del documento.

Ringrazio in particolare la Dott.ssa Susanna Dazzi che, nonostante le difficoltà causate dai recenti avvenimenti, ha continuato a seguirmi durante le varie fasi di studio e durante la preparazione di diversi elaborati.

Ringrazio inoltre il Prof. Mignosa e tutti i Professori del Gruppo di Ricerca Hylab dell'Università degli Studi di Parma per i preziosi insegnamenti e per le interessanti attività svolte nel biennio magistrale.

Dedico questa Tesi alla mia famiglia e in particolare ai miei genitori, che grazie ai loro sacrifici e al loro continuo aiuto mi hanno permesso di raggiungere il traguardo tanto ambito.

Un sentito grazie va a mia nonna Ida, a Franco, Claudia e Renato, che mi sono sempre stati vicini e che negli anni mi hanno seguito e supportato con enorme affetto.

Un pensiero speciale lo dedico a mio nonno Sergio, che sicuramente sarebbe stato orgoglioso di veder un “Camilét” diventare Ingegnere.

Ringrazio tutti i miei compagni di Corso incontrati durante questi anni, specialmente Andrea, con il quale ho condiviso un’esperienza di studio all'estero che resterà per sempre nei nostri cuori.

Un ultimo ringraziamento va a Federico, Giuliano, Giorgio e Nicola per la loro grande vicinanza e affetto.